

PGS.TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG (chủ biên)
G HÀ, KS. LÊ QUANG HANH



KẾT CẤU

Nhịp cầu thép



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

PGS.TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG (*chủ biên*)
TS.HOÀNG HÀ, KS. LÊ QUANG HANH

KẾT CẤU NHỊP CẦU THÉP

**THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 18-79
VÀ TIÊU CHUẨN 22TCN 272-01**

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Từ nhiều năm qua, việc giảng dạy và học tập về cầu thép thường chủ yếu dựa trên các sách Cầu thép phù hợp với Tiêu chuẩn 22TCN 18-79. Bắt đầu từ 01-01-2005, Tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01 đã và đang được áp dụng rộng rãi trong ngành xây dựng công trình giao thông vận tải thay thế cho Tiêu chuẩn 22TCN 18-79. Việc biên soạn một tài liệu tham khảo mới cho sinh viên là rất cần thiết và cấp bách.

Xuất phát từ yêu cầu trên, cuốn sách "Kết cấu nhịp cầu thép" được biên soạn trên cơ sở tập hợp các tài liệu đã có theo Tiêu chuẩn 22TCN 18-79 và bổ sung thêm các nội dung về cấu tạo và tính toán thiết kế kết cấu nhịp cầu thép theo Tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01 để sinh viên tiện so sánh và hiểu rõ hơn về sự khác nhau giữa hai Tiêu chuẩn thiết kế cầu này.

Quá trình biên soạn cuốn sách trên, tác giả có tham khảo các tài liệu của GS. Nguyễn Như Khải, GS. Lê Đình Tâm, ... và một số tài liệu nước ngoài khác.

Sách được dự kiến làm tài liệu phục vụ giảng dạy và học tập về Cầu thép cho sinh viên khoa Công trình của Trường đại học Giao thông vận tải; đồng thời cũng có thể làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư, các bạn đọc quan tâm đến lĩnh vực này..

Nhà xuất bản Xây dựng và tác giả xin chân thành cảm ơn các Giáo sư trong ngành Giao thông vận tải và tiếp thu mọi ý kiến góp ý về nội dung sách. Các nhận xét xin gửi về Nhà xuất bản Xây dựng hoặc các tác giả theo địa chỉ:

Email: nguyenviettrung@uct.edu.vn

lequanghanh@uct.edu.vn

Tác giả

Chương 1

VẬT LIỆU LÀM CẦU THÉP

1.1. 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 272-01 (ban hành năm 2001).

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

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

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

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 cacbon 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 cacbon $\geq 2\%$. 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 ra:

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 dân dụng 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.

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

1.2.1. Các loại thép kết cấu

1.2.1.1. Phân loại thép theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN và 22TCN 18-79 (dựa trên các loại thép do Nga sản xuất)

1.2.1.1.1. Thép cacbon

Thành phần hoá học:

Thành phần hoá học chủ yếu của thép cacbon là sắt (Fe) và cacbon (C); ngoài ra còn chứa một số nguyên tố khác: Mn $\leq 0.8\%$; Si $\leq 0.5\%$; P, S $\leq 0.05\%$; Cr, Ni, Cu, W, Ti rất ít từ 0,1 ÷ 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 Mactanh: 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: dùng hồ quang 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 như mũi khoan, lưỡi dao tiện ...

Ký hiệu thép cacbon:

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 cacbon 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 cacbon 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 cacbon xây dựng có độ bền kéo tối thiểu bằng $340 N/mm^2$.

1.2.1.1.2. 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; Ю - Nhôm; Π - Photpho.
- 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 Nga 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 ($< 0,2\%$) $\rightarrow$ 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.

1.2.1.1.3. 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/cm²) - giới hạn bền uốn (daN/cm²). Ví dụ: GX - 44 - 64 là gang xám có giới hạn bền kéo là 44 (daN/cm²) và giới hạn bền uốn là 64 (daN/cm²)

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.

1.2.1.1.4. 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 duyara và silumin.

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

Tính chất cơ học:

- Giới hạn chảy: $1200 \div 2800$ (daN/cm²).
- Độ bền kéo: $1700 \div 4400$ (daN/cm²).
- Độ giãn dài tương đối: $6 \div 24\%$.
- Độ cứng Brinen: $40 \div 100$ (daN/mm²).

Silumin: là hợp kim của nhôm với oxit Silic (SiO₂; $10 \div 14\%$), có chất lượng cao, độ bền kéo đến 2000 (daN/cm²), độ cứng Brinen: $50 \div 70$ (daN/mm²).

1.2.1.2. Phân loại thép theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01

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. Môđun đàn hồi và hệ số giãn nở nhiệt của tất cả các cấp của thép kết cấu phải giả định là 200.000MPa và $11,7 \times 10^{-6}$ mm/°C.

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 và 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

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 kim và đường ống không hàn với cường độ kéo tối đa quy định không vượt quá 965MPa đối với các thép hình kết cấu, hoặc 1000MPa 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 690W.

- Thiết kế được căn cứ trên các đặc tính tối thiểu quy định đối với thép ASTM A709M, các cấp 690 và 690W.

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).

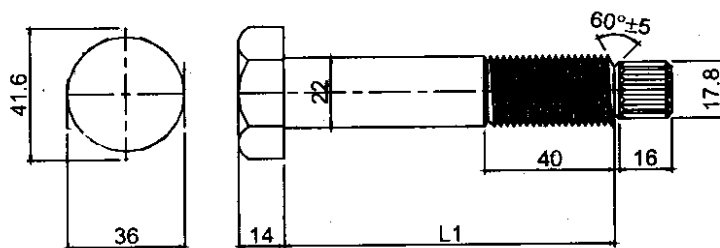
Cần lưu ý rằng Tiêu chuẩn vật liệu ASTM khác với Tiêu chuẩn vật liệu của AASHTO về các yêu cầu đối với độ dẻo và tính chịu hàn. Các yêu cầu của AASHTO-M về thép là đạt đủ phẩm chất để dùng cho các mối hàn cầu.

1.3. THÉP DÙNG LÀM LIÊN KẾT

1.3.1. Thép cho bulông cường độ cao

Một số chỉ tiêu cơ lý của bulông 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/mm^2 .
- + Cường độ kéo: $100\sim 120 \text{ kgf/mm}^2$.
- + Độ giãn dài: 14% .
- + Mật cắt thu hẹp: 40% .



Hình 1.1. Cấu tạo bulông cường độ cao

1.3.2. Thép cho bulông, đai ốc và vòng đệm theo 22TCN 272-01

1.3.2.1. Bulông

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

- Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các bulông và đai ốc thép cacbon, cường độ chịu kéo 420MPa, 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.

1.3.2.2. 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.

1.3.2.3. 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.

1.3.2.4. 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, 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 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.

1.3.2.5. 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.

1.3.3. Thép cho đỉnh neo chịu cắt

Các đỉnh 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 345MPa cường độ chịu kéo là 400MPa. Nếu sự nóng chảy dùng để giữ các mũ đỉnh 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.

1.3.4. 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 TCN 6.4.2.1 hoặc Điều 6.4.7 của Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01.

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

Bảng TCN 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 1016 đến 1030	A668 Hạng C	A668 Hạng D	A668 Hạng F	A668 Hạng G
Điểm chảy nhỏ nhất F_y , MPa	250	230	260	345	345

1.3.5. 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.

1.3.6. Kim loại đúc

1.3.6.1. Thép đúc và gang dẻo

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 crôm chống ăn mòn, gang pha crôm-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.

1.3.6.2. 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.

1.3.6.3. 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.

1.3.7. 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, thép dải không gỉ và thép pha crôm chịu nhiệt.

ASTM A240M - "Tiêu chuẩn kỹ thuật" đối với thép tấm, thép lá, 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, thép hình chịu nhiệt và thép 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 có thể được sử dụng miễn là thép đó tuân theo các yêu cầu cơ-hóa học của một trong các Tiêu chuẩn đã liệt kê trên, 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, theo cách mô tả của một trong các Tiêu chuẩn đã liệt kê.

1.3.8. Dây thép

1.3.8.1. 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.

1.3.8.2. Dây thép tráng kẽm

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

1.3.8.3. Dây thép bọc epôxy

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

1.3.8.4. 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 2

CẤU TẠO CẦU DẦM ĐẶC

2.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Vào nửa đầu thế kỷ XIX 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 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.

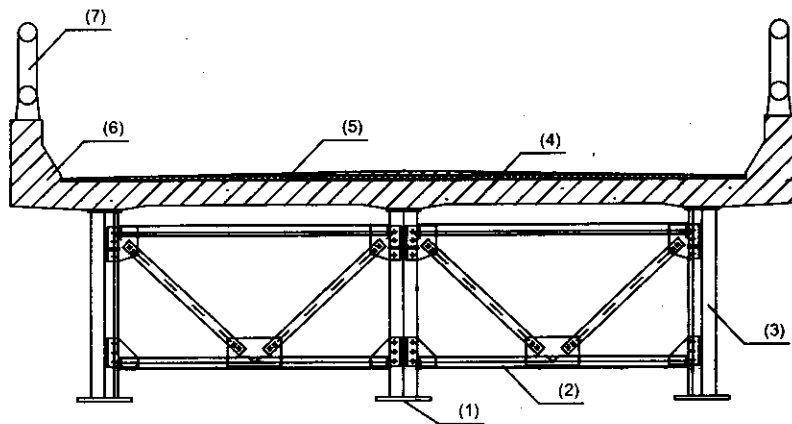
Vấn đề phát triển ứng dụng công nghệ hàn vào kết cấu cầu, sự hoàn chỉnh các phương pháp tính toán chính xác về độ ổn định của sườn dầm, đồng thời việc đề xuất những loại kết cấu và hệ thống hợp lý như cho bản bê tông cốt thép cùng tham gia chịu uốn với dầm, hay loại kết cấu "bản trực hướng" đã mở ra 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 phần 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 2.1 là hình tổng thể của kết cấu nhịp cầu dầm.

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 ...

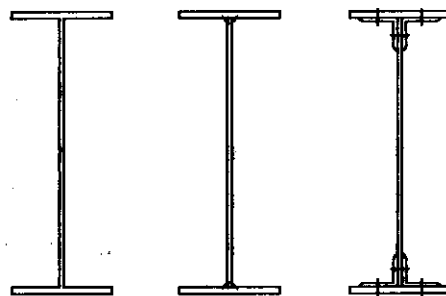
Các dầm chủ được liên kết lại với nhau bằng các hệ liên kết dọc và liên kết ngang, bảo đảm cho kết cấu nhịp là một kết cấu không gian không biến hình và có đủ độ cứng để chịu được những tải trọng nằm ngang tác dụng theo phương ngang cầu.



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.

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.



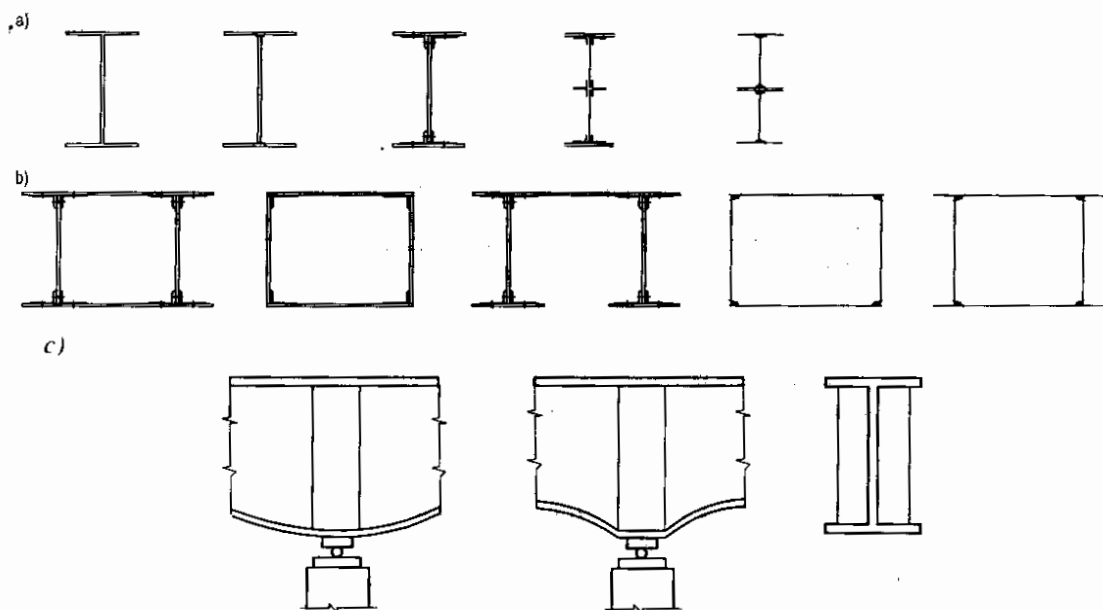
Hình 2.2. Dầm thép của cầu dầm bản

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 bulông cường độ cao) chữ I chồng, hoặc mặt cắt hình hộp (hở hoặc kín) như trên hình 2.3.

Dầm chủ có thể là dầm tán đinh 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 đinh 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 mômen uốn trong dầm.



Sườn bụng kiểu cong

Sườn cong theo Parabol

Mặt cắt ngang

Dầm thép tổ hợp

Hình 2.3. Mặt cắt ngang cầu dầm bản

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 quy 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:

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

trong đó: M - mômen 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 $50 - 60m$, 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 $1/20 - 1/30$ 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 $10mm$ đối với dầm tán đỉnh và $12mm$ 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 làm việc chịu uốn của dầm, làm sao cho chúng kết hợp với các bản cánh để đạt đủ trị số mômen 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 $100 \times 100 \times 10mm$.

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, $5mm$ 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 20mm để dễ bảo đảm 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 mômen tính toán và tiết kiệm thép hơn. Tuy nhiên về mặt cấu tạo cũng yêu cầu các bản cánh không được mỏng hơn 10mm.

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 búa hoặc máy tán là $5.5d$, trong đó d là đường kính của thân đỉnh tán. Bên cạnh đó cũng có quy định về số lượng các tập bản thép được lắp ghép bằng đỉnh tán không được nhiều hơn 7 nếu tán bằng hai búa thì không được nhiều hơn 8 đối với đỉnh đường kính 23mm, và tương ứng không được nhiều hơn 8 và 9 đối với đỉnh đường kính 26mm.

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. SUỐN TĂNG CƯỜNG BẢN BỤNG DẦM

Để tăng cường ổn định cho bản bụng (suốt) 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 chìa ra của thép góc này không được nhỏ hơn $h/30 + 40\text{mm}$ (h - là chiều cao bản sườn tính bằng mm). Khi chiều cao dầm khá lớn thì ngoài thép góc tăng cường đứng có thể phải đặt cả 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 50mm nếu dùng thép than và 40mm 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 chìa 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 chìa 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 quy định bằng cách dùng một bản thép theo dạng hình thang. Cách này vừa làm cho mặt cắt dầm phù hợp với biểu đồ mômen 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 5mm.

Sườn tăng cường của dầm hàn làm bằng những dải thép dày 10 - 12mm, riêng sườn tăng cường tại gối có thể dày tới 20mm - 30mm. Bề rộng của sườn tăng cường đứng 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 dầm có bố trí sườn tăng cường đứng có khi chỉ với mục đích để lắp liên kết ngang.

Sau đây là một số quy định về sườn tăng cường cho trong Quy trình 22TCN 18-79:

- Phải đặt sườn tăng cường đứng 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 30mm - 40mm.

Khi có cả sườn tăng cường đứng và ngang thì mômen 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:

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

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 đinh 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 mômen 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 10mm.

- Trong dầm tán nối, 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 nối, 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 nối 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 nối lúc lắp ráp một đoạn tùy theo yêu cầu về hàn nối 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 80mm - 120mm; chiều rộng 50mm - 80mm; bán kính góc lượn tròn không nhỏ hơn 20mm.

- 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 16mm - 20mm; rộng 30mm - 40mm; 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 VỒNG 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 phải nối tại cùng một mặt cắt hoặc trong vài mặt cắt rất gần nhau, bảo đảm thuận tiện cho vấn đề chuyên chở và lắp ráp.

2.4.1. Yêu cầu của mối nối

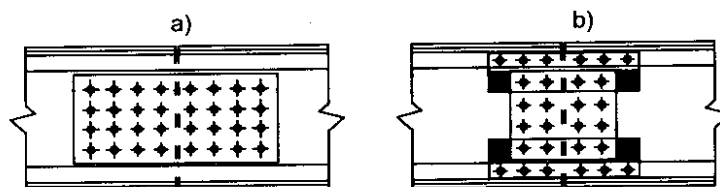
- Tại mối nối thép cơ bản bị gián đoạn phải có các thành phần phụ đủ thay thế để truyền lực tránh ứng suất tập trung và không có bộ phận nào bị quá tải.
- Mối nối phải đơn giản, dễ thực hiện, dễ duy tu bảo dưỡng, có thể định hình;
- Nếu mối nối để tạo độ vồng xây dựng thì mối nối phải bảo đảm đúng độ vồng 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 đinh vì các đinh ở xa trọng tâm nhóm đinh làm việc nhiều hơn các đinh 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 2.4. 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

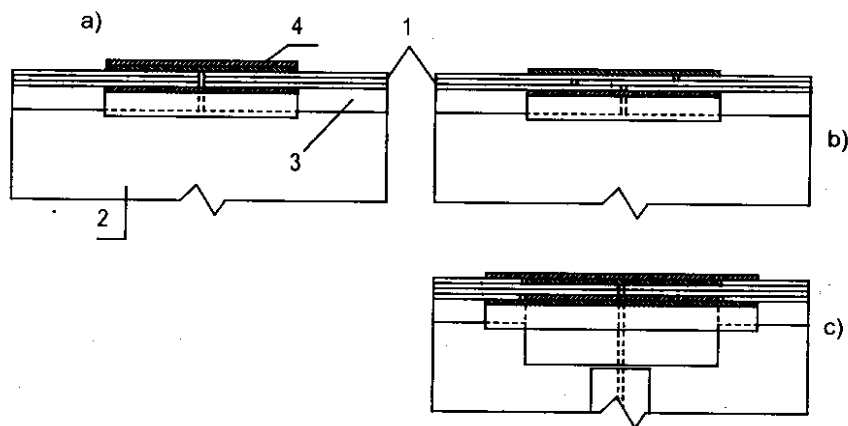
Mối nối cánh chịu mômen uốn nên cần tránh ở những nơi có mômen uốn lớn.

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.

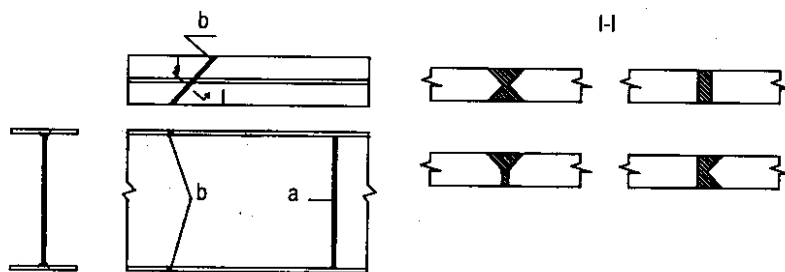
Mối nối so le có bản cánh và thép góc cánh gián đoạn ở nhiều vị trí khác nhau nên mối nối tốn ít bản tấp, tuy vậy sẽ khó vận chuyển đến công trường do đầu bản tấp thừa ra có chiều dày mỏng nên dễ bị cong vênh, việc lắp ráp tại công trường cũng có khó khăn do phải cẩu nâng lên theo phương ngang trong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



Hình 2.5. 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 2.6. 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 vồng

Có nhiều cách tạo vồng trong đó tạo vồng 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 vồng.

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 vồng. 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 vồng. Trường hợp dầm có lớn hơn hai mối nối cách tạo độ vồng cũng tương tự nên không trình bày.

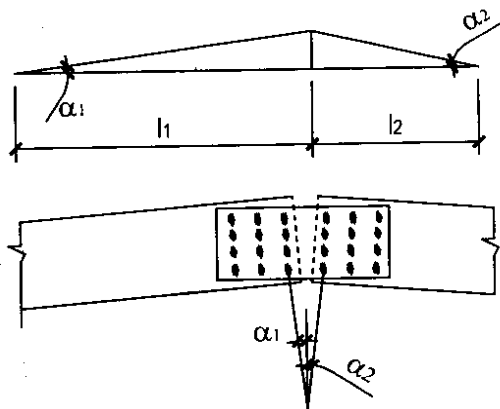
- Cách tạo độ vồng khi dầm có một mối nối:

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 vồng f_v như thiết kế, nếu hai đoạn dầm có chiều dài khác nhau thì để ở vị trí mối nối đạt được độ vồng 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 2-7. 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 vồng 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 vồng.

- Cách tạo độ vồng 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 vồng là f_v . 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



Hình 2.7. Mối nối tạo vồng

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 .

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.

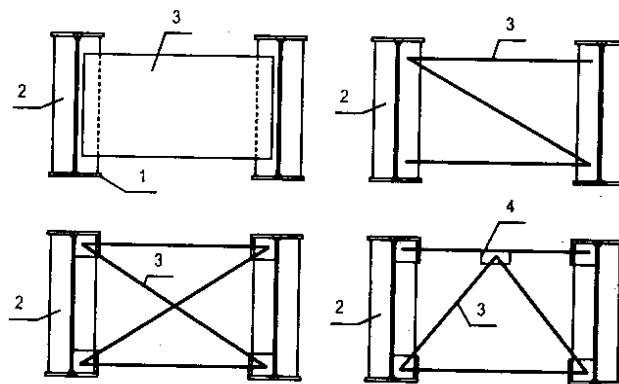
Nếu các dầm chủ được liên kết lại với nhau khá chắc chắn bởi bản bê tông cốt thép mặt cầu hoặc máng ba lát thì có thể không cần cấu tạo hệ liên kết dọc trên nếu khi lắp ráp kết cấu nhịp cũng không cần dùng đến chúng.

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 tại 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 2.8. 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 bulông cường độ cao.



Hình 2.8. 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.

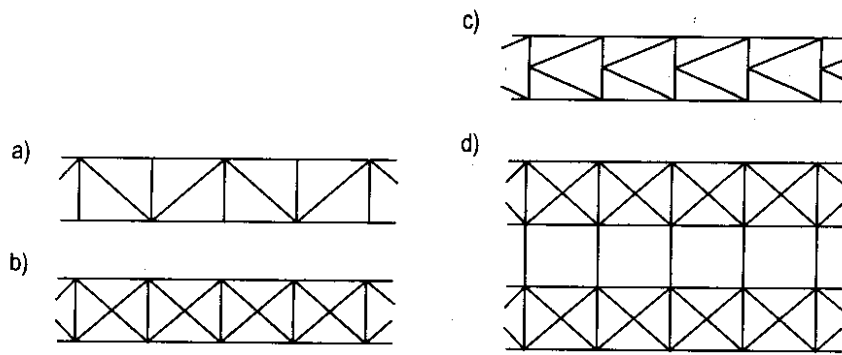
- Theo Quy trình của Nhật Bản thì cầu dầm bản mặt cắt chữ I nói chung phải có liên kết dọc trên và dưới để truyền tải trọng ngang một cách điều hoà lên gối cầu. Trong cầu dầm bản chạy trên dầm chủ liên kết với bản mặt cầu bằng thép (bản trực hướng), hoặc bản bê tông cốt thép để chống lại biến dạng ngang 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 bulông. 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 2.9 giới thiệu một số dạng liên kết dọc, trong đó 2.9 a, b là liên kết dọc một hoặc hai thanh chéo, hình 2.9c là liên kết dọc kiểu chữ K, hình 2.9d là liên kết dọc bố trí theo từng nhóm hai dầm một.

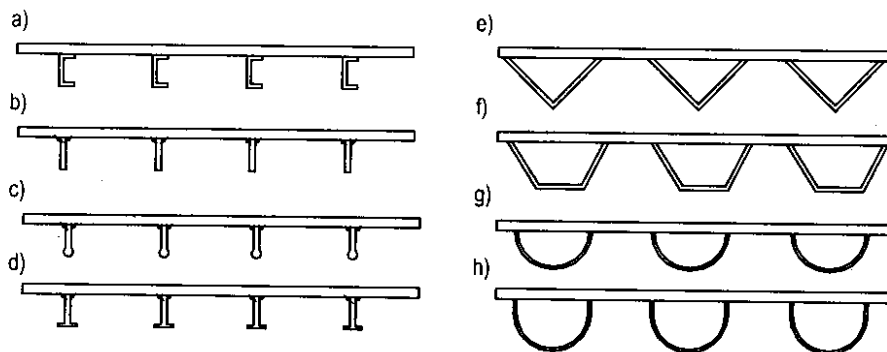


Hình 2.9. Cấu tạo hệ liên kết dọc

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.

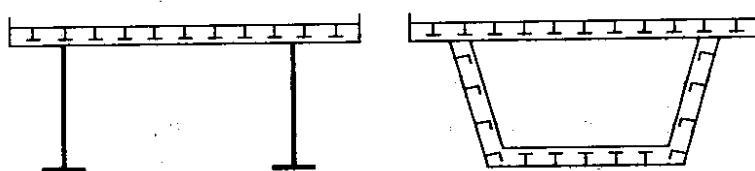


Hình 2.10. Các kiểu bản trực hướng

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 2.11. 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 mômen 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 mômen uốn;

ω - đặc trưng hình học của mặt cắt kết cấu, có thể là diện tích tính toán của mặt cắt hoặc mômen chống uốn của mặt cắt;

s - ứng suất do tải trọng gây ra;

$[\sigma]$ - 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 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 thoả 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 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 cấu 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):

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

trong đó: λ - chiều dài đặt tải của đường ảnh hưởng tính bằng mét.

2.7.1. Nội lực do tĩnh tải gây ra

$$N_{tc}^I = q_{tc} \omega_1$$

$$N_{tt}^I = q_{tt} \omega_1$$

trong đó: N_{tc}^I và N_{tt}^I - 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_1 - diện tích đường ảnh hưởng; nếu đường ảnh hưởng có hai dấu thì ω_1 là tổng đại số diện tích các phần của đường ảnh hưởng.

2.7.2. Nội lực do hoạt tải gây ra

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

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

$$N^* = \eta \cdot (1+\mu) \cdot q_{td} \cdot \omega \text{ (dùng để tính mỏi)}$$

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 dầm 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 đinh thì vấn đề lựa chọn kiểu mặt cắt sẽ phụ thuộc chủ yếu ở trị số mômen 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.

2.7.3.1. Trình tự lựa chọn mặt cắt dầm tán đinh

Giả thiết là đã biết mômen tính toán M và cường độ tính toán R_u .

- Mômen 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 đinh (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.

- Mômen quán tính của sườn dầm (mặt cắt nguyên) $I_s = \frac{\delta h^3}{12}$;

- Mômen 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 mômen 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.

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

Mômen 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: mômen quán tính các bản ngang biểu diễn qua diện tích mặt cắt F_{bng} bằng:

$$I_{bng} \approx F_{bng} \left(\frac{h}{2} \times 1.02 \right)^2$$

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

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 quy định cấu tạo cho phần cánh hằng 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.

2.7.3.2. Trình tự lựa chọn mặt cắt dầm hàn

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

- Mômen 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. Mômen quán tính của sườn dầm:

$$I_s = \frac{\delta h^3}{12}$$

- Mômen 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 dầm 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 mômen 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 trọng 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 mômen 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 tĩnh tải tiêu chuẩn, tĩnh tải tính toán và nội lực ở các mặt cắt do tĩnh 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 mômen 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.

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

trong đó: - $M_{\max}^u$ - 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) quy 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.

$$\tau = \frac{Q_{\max}'' \cdot S_{ng}}{J_{ng} \cdot b} \leq 0,6 \cdot c' \cdot R_o$$

trong đó: $Q_{\max}''$ - 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, $c' = 1 + 1.25$.

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

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

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

trong đó: $\tau_{\max}$ - ứng suất tiếp lớn nhất (tính theo công thức trên)

τ_{tb} - ứng suất tiếp trung bình

$$\tau_{tb} = \frac{Q_{\max}''}{h \cdot \delta}$$

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.

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

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.

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

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: $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ - 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 dầm 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:

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

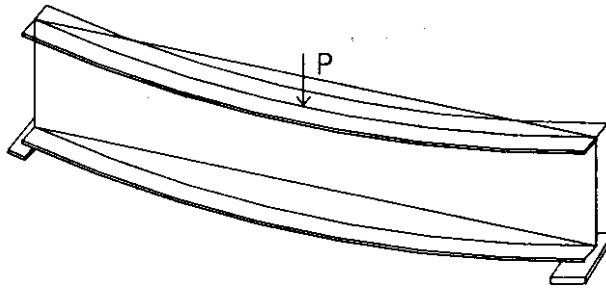
trong đó: B và C phụ thuộc vào β lấy theo bảng 3.4 (điều 3.4) Quy trình 22TCN 18-79.

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 quy 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 2.12. 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 $\lambda = a/r$ 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 2.13), dầm định 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 2.13).

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_x lớn. Quy trình quy định cho phép không cần kiểm tra ổn định cục bộ khi:

- Chiều dày sườn δ không nhỏ hơn $1/50h_x$;
- Nếu bề dày sườn không nhỏ hơn $1/80h_x$ đối với thép than và $1/65h_x$ 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 $2h_x$ và trong mọi trường hợp không quá 2m

Chiều cao h_x 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 đinh 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 σ , 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.

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

* Khi chỉ có sườn tăng cường đứng:

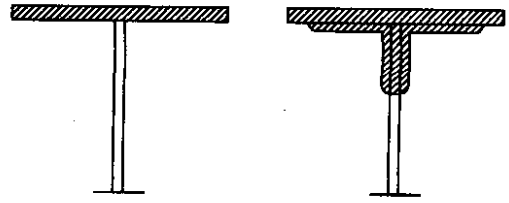
$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq m$$

trong đó:

m - hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1 đối với sườn tán nối, 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;



Hình 2.13. Diện tích cánh nén

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:

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

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 trên.

+) σ_o - ứng suất pháp tới hạn:

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

trong đó: k - tra bảng phụ thuộc vào a/h và

$$\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma}{\sigma_{\max}}$$

với:

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

$\sigma_{\max}$ - ứng suất nén lớn nhất trong mảnh sườn dầm

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

Cả σ và $\sigma_{\max}$ 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 ;

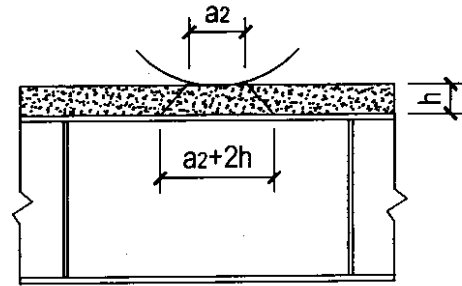
μ - tỷ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của mảnh sườn dầm;

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 $y = \infty$.



Hình 2.14. Chiều dài truyền áp lực cục bộ từ bánh xe xuống sườn dầm

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

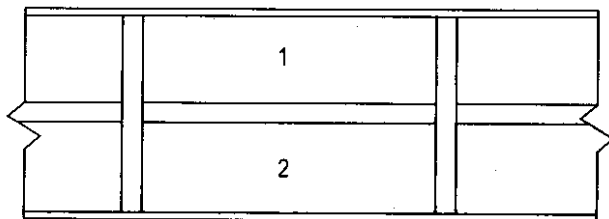
- Khi mảnh sườn dầm nằm giữa mép chịu nén và sườn tăng cường ngang (mảnh 1):

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

- 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 2.15

2.9.2.3. 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 2m đến 3m thì đặt thêm sườn ngang.

- Tiến hành kiểm toán ổn định cục bộ, với cấu dầm giản đơn thường kiểm tra cho mảnh sườn dầm ở gối, và ở giữa nhịp. Nếu khi kiểm toán 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 võng thẳng đứng của kết cấu nhịp tính theo hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn phải thỏa mãn:

$$f_b \leq [f]$$

trong đó: f_h - độ võng do hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn sinh ra, có thể tính f_h theo công thức sau:

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

trong đó: η - hệ số phân bố ngang của hoạt tải.

q_{ld} - tải trọng rải đều tương đương của hoạt tải khống chế thiết kế, tức là hoạt tải sinh ra độ võng lớn hơn. Với cầu dầm giản đơn khi mômen uốn tại mặt cắt giữa dầm lớn nhất thì độ võng ở giữa dầm cũng lớn nhất nên q_{ld} 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 võng 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 võng f_h được tính với hoạt tải có xét cả hệ số động lực $(1+\mu)$ và trị số độ võng cho phép [f] cũng lấy khác với quy trình 22TCN 18-79.

Quy trình 22TCN 18-79 cũng quy định nếu độ võng 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 võng xây dựng. Có nhiều biện pháp để tạo độ võng xây dựng, với cầu dầm biện pháp dùng mối nối là tin cậy và được sử dụng 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 L (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 (Ts^2/m)

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

C - đặc trưng tính toán của kết cấu nhịp (T/m), 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;

$$T = \frac{2l^2}{\pi} \sqrt{\frac{q_l^{lc}}{EJg}}$$

trong đó: l - khẩu độ tính toán;

q_l^{lc} - 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:

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

trong đó: Q - lực cắt tính toán;

S_b - mômen tĩnh 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:

$$T = T_o a - \frac{2S_o}{J} a$$

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_o :

Với tải trọng ô tô:

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

Với tải trọng xe lửa:

$$V_0 = \frac{n_h(1+\mu)1,1Z}{2}$$

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 $1,5m \times 2 = 3m$.

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 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: $\sqrt{\tau_T^2 + \tau_v^2} \leq 0,75 R_0$

2.12.2. Tính mối nối dầm chủ

Tính toán mối nối nhằm xác định số đỉnh tán, số bulông cường độ cao hoặc chiều dày đường hàn. Về nguyên tắc cách tính đỉnh tán cũng tương tự như bulông 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. Mỗi nối sườn đảm 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 đảm 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 đảm

Mối nối sườn đảm chịu lực cắt Q và mômen 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:

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

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 đảm 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:

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

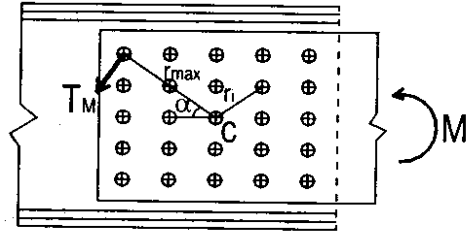
Phân T_M làm hai thành phần trên-hai trục x , y ta có:

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

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

trong đó: α - góc hợp bởi bán kính $r_{\max}$ với trục x .

Lực tác dụng lên đỉnh bất lợi nhất:



Hình 2.16. Mối nối sườn đảm

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

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

trong đó: $[T]$ - 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 cánh dầm

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 dầm 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 - BÊTÔNG

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 tĩnh tải mặt cầu lớn.

Thông thường khi lắp ráp kết cấu nhịp, thoát dầm 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 BTCT) 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_{Iel} (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_{IIel} 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 phần 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 nối 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 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 thường 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.

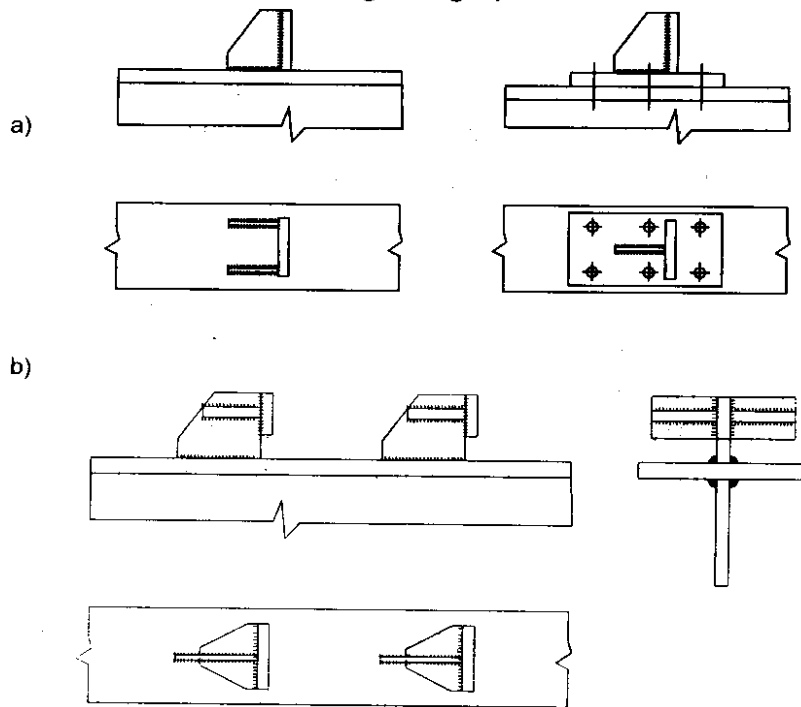
Trong cầu dầm liên hợp, neo là bộ phận liên kết bản BTCT với dầm thép. Neo thường làm bằng thép tròn, thép bản hoặc thép hình liên kết với cánh trên của dầm thép bằng đường hàn, đinh tán hoặc bulông.

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 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 5 cm. 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 5 cm, 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

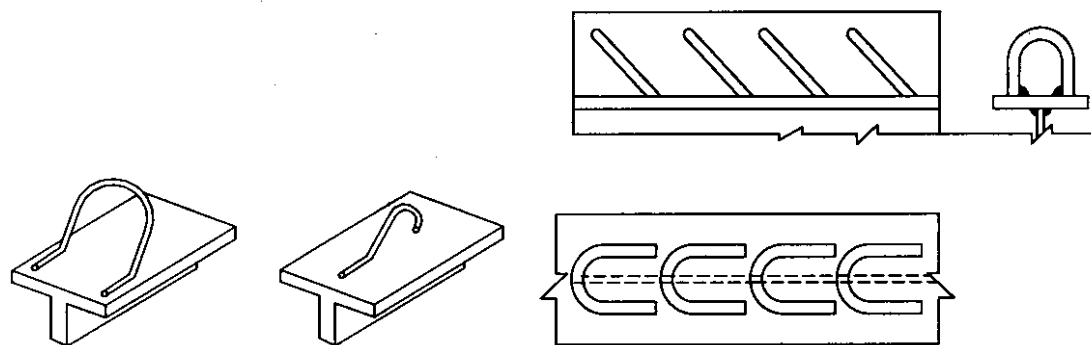
đảm bảo rất tốt vì nội lực do neo truyền sang bê tông không những qua dính bám mà nhờ cả sự ép mặt bê tông vào quai sanh.

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



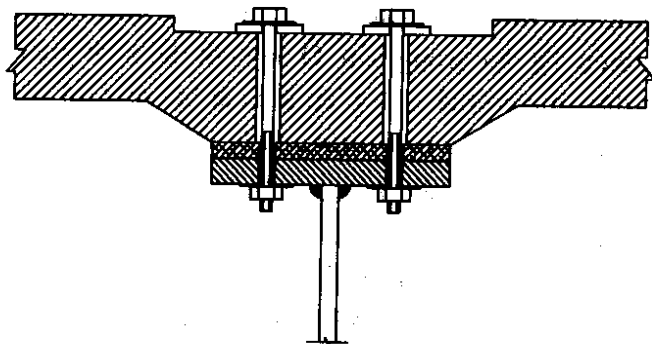
Hình 3.2. Cấu tạo neo mềm

3.3.3. Liên kết bản BTCT và dầm thép bằng bulông cường độ cao

Liên kết bản mặt cầu BTCT lắp ghép với dầm thép bằng bulông cường độ cao (hình 3.3) có ưu điểm là tăng khả năng làm việc chung của kết cấu nhịp thép - BTCT liên hợp

dưới tác dụng của tải trọng trùng 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 bulông cường độ cao đặt trong các lỗ của tấm bản BTCT lắp ghép và cánh dầm thép tạo ra.



Hình 3.3. 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: bulông cường độ cao đường kính 20 - 24 mm kèm theo êcu và vòng đệm. Khoảng cách từ tim lỗ đến mép bản bê tông không được nhỏ hơn 10 cm đối với bulông đường kính 22 mm, và 12 cm đối với bulông đường kính 24 mm, còn khoảng cách từ tim đến tim các lỗ là 14 - 16 cm.

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

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

Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 quy định:

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

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

Bước neo từ tim đến tim của các neo chống cắt không được vượt quá 600 mm 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 50 mm. Các neo chống cắt cần đặt sâu ít nhất 50 mm vào trong bê tông.

3.4. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN DẦM THÉP - BÊTÔNG 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.

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

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

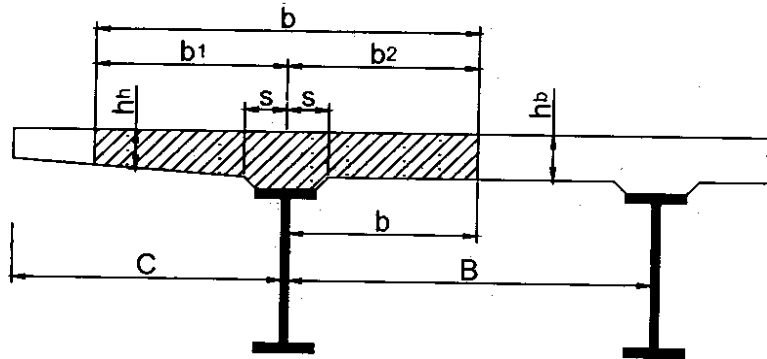
Trường hợp bản BTCT rơi vào khu chịu kéo, đối với cầu xe lửa quy định không cho phép bản bê tông tham gia chịu lực, nếu không có những biện pháp đặc biệt để nén

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 3.4. Mặt cắt ngang tính toán của dầm liên hợp

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

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

trong đó: B - khoảng cách tim 2 dầm chủ;

C - chiều dài cánh hằng;

h_b - chiều dày bản;

h_b - chiều dày bình quân của cánh hằng;

s - chiều dài từ tim dầm đến đầu

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

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

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

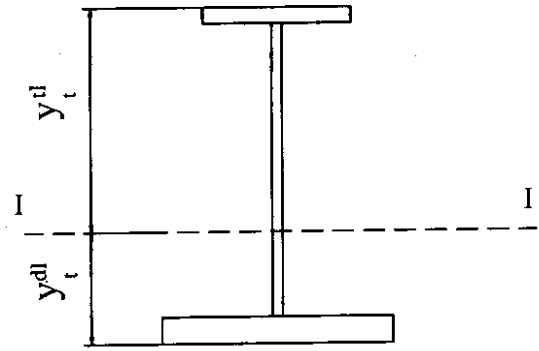
3.5.2. Đặc trưng hình học giai đoạn I

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

F_t - diện tích mặt cắt hình thép;

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

W_t^l, W_t^d - mômen chống uốn của thép trên và dưới của dầm thép.



$$W_t^l = \frac{J_t}{y_t^l} \text{ và } W_t^d = \frac{J_t}{y_t^d};$$

Hình 3.5. Mặt cắt dầm giai đoạn I

trong đó: y_t^l, y_t^d - 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:

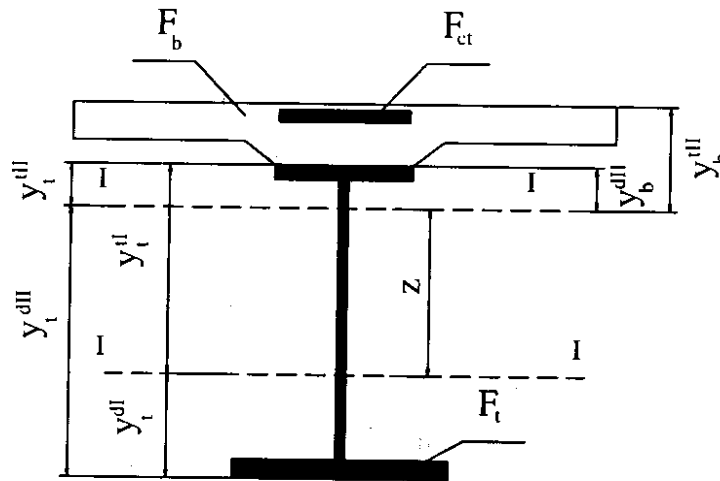
$$Z = \frac{1}{F_{td}} \left(\frac{F_b}{n} Y_b + F_{ct} Y_{ct} \right)$$

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_{ct} - khoảng cách từ trọng tâm phần bê tông và cốt thép đến trục trung hòa của phần dầm thép.

Khi phân bê tông 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 liên hợp

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

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

Khi xét có từ biến:

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

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

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

Khi xét có 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

3.6.1.1. Trường hợp toàn bộ mặt cắt làm việc trong giai đoạn đàn hồi

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

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

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

Ứng suất mép dưới dầm thép giai đoạn I:

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

Giai đoạn II:

+ Ứng suất mép trên bản BTCT:
$$\sigma_b^{tII} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{nJ_{td}} y_b^t$$

+ Ứng suất mép dưới bản BTCT:
$$\sigma_b^{dII} = \pm \frac{M_u^{II} + M_u^h}{nJ_{td}} y_b^d$$

+ Ứng suất mép trên dầm thép:
$$\sigma_t^{tII} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{J_{td}} y_t^t$$

+ Ứng suất mép dưới dầm thép:
$$\sigma_t^{dII} = -\frac{M_u^{II} + M_u^h}{J_{td}} y_t^d$$

trong đó: M_u^{II}, M_u^h - mômen uốn tính toán có tĩnh tải giai đoạn II và hoạt tải sinh ra;

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

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

Điều kiện bền của tính ứng suất pháp:

Gọi $\sigma^{tBh}, \sigma^{dBh}, \sigma^{tBt}, \sigma^{dBt}$ là ứng suất mép trên và dưới của bản BTCT, mép trên và dưới do từ biến sinh ra, ta có:

$$\sigma^t = \sigma^{tI} + \sigma^{tII} + \sigma^{tBt} \leq m_2 R_u$$

$$\sigma^d = \sigma^{dI} + \sigma^{dII} + \sigma^{dBt} \leq m_2$$

$$\sigma^{th} = \sigma^{tIh} + \sigma^{tBh} \leq R_b$$

$$\sigma^{dh} = \sigma^{dIh} + \sigma^{dBh} \leq R_b$$

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:

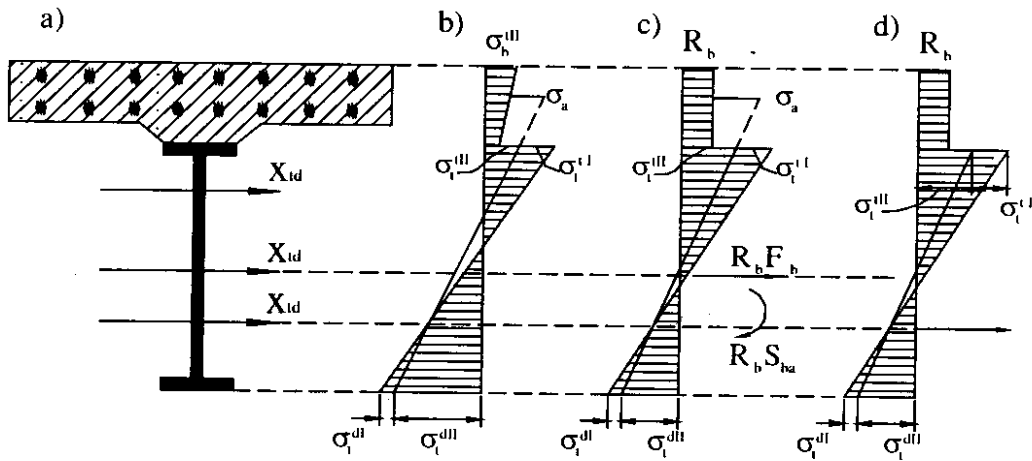
$$\sigma_b^0 < 0,6 R_b ; \quad m_2 = 1,2$$

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

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

R_b - cường độ chịu nén của bê tông khi uốn và khi nén đúng tâm

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



Hình 3.7. Biểu đồ để tính dầm liên hợp:

x_{ld} - trục trung hòa của mặt cắt liên hợp; x_{la} - 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.

3.6.1.2. Trường hợp bê tông 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 bê tông 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:

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

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

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

W_{ia}^l, W_{ia}^d - mô men chống uốn của mép trên và dưới dầm thép đối với trục trung hòa của phần thép.

$S_{bt} = F_b \cdot z_b$ với z_b - khoảng cách từ trọng tâm phần bê tông đến trục x_{ia}

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

3.6.1.3. Trường hợp bê tông 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 bê tông là 0,0016 thì phải thay đổi kích thước mặt cắt dầm liên hợp.

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

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

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

F_t - diện tích mặt cắt dầm thép;

μ - hàm lượng cốt thép trong bản BTCT ;

μR_a - dưới dạng tới ảnh hưởng của cốt thép trong bản;

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

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

Ứng suất mép trên dầm thép:

$$\sigma_t^u = \frac{M_{tt}^l + M_{tt}^l + M_{tt}^h}{W_t^l} + \frac{R_b F_b + \mu F_b R_a}{F_t} + \frac{(R_b + \mu F_b) S_{bt}}{W_t^l} \leq R_u$$

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

Khi trục trung hòa rơi vào bản BTCT nghĩa là có cùng bê tông 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 bê tông 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 $|\sigma_b^I| \leq R_b$.

Cuối cùng cần chú ý là khi trục trung hoà 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:

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

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:

$$\tau^{II} = \frac{Q_u^{II} + Q_u^h}{J_{tu} \delta}$$

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

Q_u^{II}, Q_u^h - lực cắt tính toán do tĩnh tải giai đoạn II và do hoạt tải.

Điều kiện bền:

$$\tau = \tau^I + \tau^{II} \leq R_c$$

3.7. ẢNH HƯỞNG CỦA TỪ BIẾN, SỰ THAY ĐỔI NHIỆT ĐỘ VÀ CO NGÓT CỦA BÊTÔNG 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 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:

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

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

Khi tính dầm BTCT liên hợp có thể tính tác dụng của tải biến bằng cách đưa vào mô đun 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 tải tĩnh $K = 0,4$

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 .

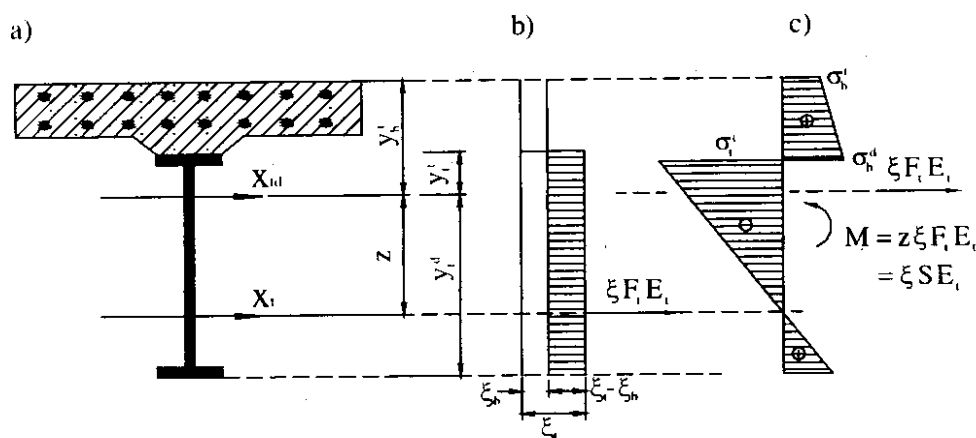
Đối với vùng khí hậu lạnh có tuyết rơi phải xét cả nhiệt độ dầm thép thấp hơn BT, khi đó thường lấy chênh lệch nhiệt độ là -15°C . Tuy nhiên ở Việt Nam chỉ có một vài địa phương vùng núi phía Bắc như Sa Pa đôi khi có điều kiện lạnh như vậy.

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: Tính ứng suất trong trường hợp nhiệt độ không thay đổi theo chiều cao dầm thép

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.

3.7.2.3. 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:

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

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 nắng chiếu, Z là khoảng cách từ trọng tâm giả định bị nắng chiếu đến trọng tâm mặt cắt liên hợp, do đó S_t là mômen tĩnh của mặt cắt giả định bị nắng chiếu, đối với trục trung hòa của mặt cắt liên hợp.

Ứng suất mép trên bản bê tông:

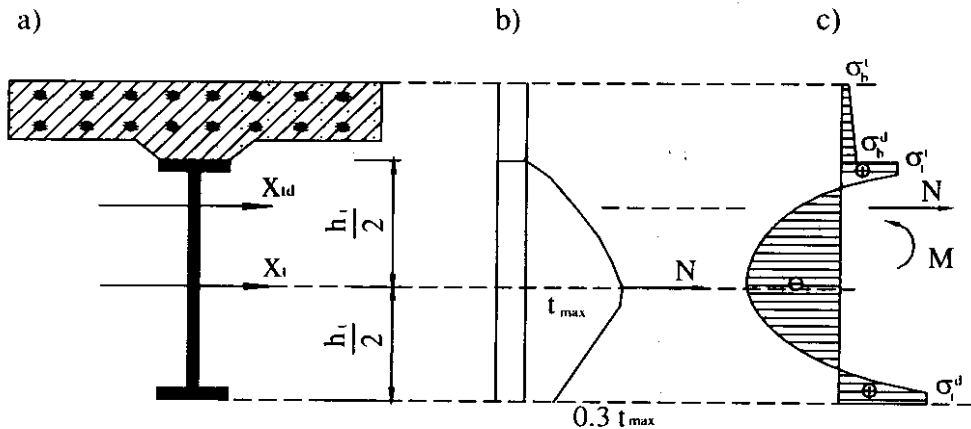
$$\sigma_b^t = \frac{1}{n} \left(\frac{\xi E_t F_t}{T_{td}} - \frac{\xi E_t S_t}{J_{td}} y_b^t \right) \text{ Thay } \xi = \alpha t_{max}$$

ta có:

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

Ứng suất mép dưới bản bê tông:

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



Hình 3.9

Ứng suất mép trên dầm thép:

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

Ứng suất mép dưới dầm thép:

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

Diện tích giả định bị nắn chiếu F_T :

$$F_T = 0.8F_V + 0.3F_u$$

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

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

Mômen tĩnh của mặt cắt giả định bị nắn chiếu:

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

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

h - chiều cao sườn dầm.

3.7.3. Tính ứng suất trong dầm liên hợp do co ngót

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

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

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

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

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

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

Xét ảnh hưởng từ biến trong tính toán co ngót của BT cho phép lấy mô đun giả định của BT là $E_h = 0,5 E_n$, 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:

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

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 phần 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:

$$\sigma_t^I = \sigma_t^{II} + \sigma_t^{III} + \sigma_t^{IB} + \sigma_t^{In} + \sigma_t^{Ic} \leq m_2 R_u;$$

Ứng suất mép dưới dầm thép:

$$\sigma_t^I = \sigma_t^{dII} + \sigma_t^{dIII} + \sigma_t^{dB} + \sigma_t^{dn} + \sigma_t^{dc} \leq R_u;$$

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

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

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

3.9.1. Đặc điểm tính toán liên kết cánh dầm liên hợp với sườn dầm

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

$$\text{Đối với biên trên: } T = \frac{Q_t^{II} S_{th,b}^{tr}}{I_{th}} + \frac{(Q_t^{II} + Q_h^{II}) S_{td,b}^{tr}}{I_{td}}$$

$$\text{Đối với cánh dưới: } T = \frac{Q_t^{II} S_{th,b}^d}{I_{th}} + \frac{(Q_t^{II} + Q_h^{II}) S_{td,b}^d}{I_{td}}$$

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 sát 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 $n' = E_t/E_b$ và $n = E_t/E_b$, trong đó E_b là mô đun đàn hồi có hiệu.

3.9.2. Đặc điểm tính toán mối nối dầm thép liên hợp với bản BTCT

Dầm liên hợp trong các cầu hiện đại thường hay dùng nhất loại dầm hàn. 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 là 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 3.10 trình bày sơ đồ tính toán tổng quát mối nối tại công trường bằng đinh tán hoặc bulông của dầm hàn (hình 3.10a). Mối nối dầm tán đinh cũng tính toán tương tự.

Khi tính toán sẽ căn cứ vào biểu đồ ứng suất pháp lớn nhất do tổng cộng các biểu đồ trong các giai đoạn làm việc I và II (hình 3.10b). 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 (hình 3.10b) phải xác định đối với mặt cắt dầm tại mối nối, nghĩa là có sự giảm yếu sườn dầm do lỗ đinh tán hoặc bulông (15%), và với biên dầm là bản bù cũng bị giảm yếu vì lỗ đinh.

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

Nội lực tính toán trong biên dầm:

$$N_{tr} = \sigma_b^{tr} \cdot F_{tr} \text{ và } N_d = \sigma_b^d \cdot F_d$$

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

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

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

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

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

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

Khi tính toán 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_x và lực dọc N_x 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 mối nối sườn dầm chịu cả.

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

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

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

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

Lực tác dụng lên đỉnh tán ngoài cùng do mômen:

$$N_l = \frac{N_s \cdot y_l}{n \sum y_k^2}$$

trong đó: y_k và y_l - 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 bulông trên một nửa bản nối.

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

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

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

3.9.3. Kiểm tra ổn định chung của dầm thép BTCT liên hợp

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

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

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

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

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

3.9.4. Kiểm tra ổn định cục bộ

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

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

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

3.9.4.1. 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.

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

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

trong đó: $\tau_{\max}$ - 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 3.9.4.1.

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

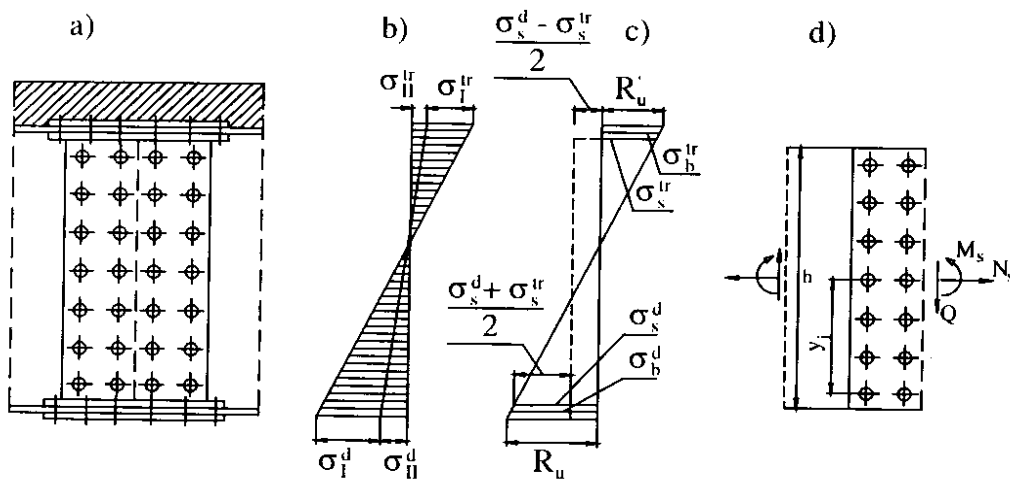
3.9.4.3. p - ứng suất ngang do tải trọng tập trung cục bộ tác dụng lên mép trên của sườn dầm ứng suất này tính toán như đối với dầm thép thuần túy.

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

Nếu khi tính toán có kể đến ảnh hưởng của từ biến và ép sát 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:

$$n = E_t / E_h \text{ và } n = E_t / E_b,$$

trong đó E_h - môđun đàn hồi có hiệu.



Hình 3.10. 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.

Cơ 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 cơ ngót và từ biến của bê tông, của nhiệt độ thay đổi sẽ xuất hiện lực cắt tại các mặt cắt và do đó cũng gây ra lực trượt giữa bản và dầm thép.

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

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

trong đó: Q''_l - lực cắt do phần tĩnh tải thứ hai;

Q''_h - 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^B_{td} và S^B_{td} - 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^c_{td} và S^c_{td} - 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:

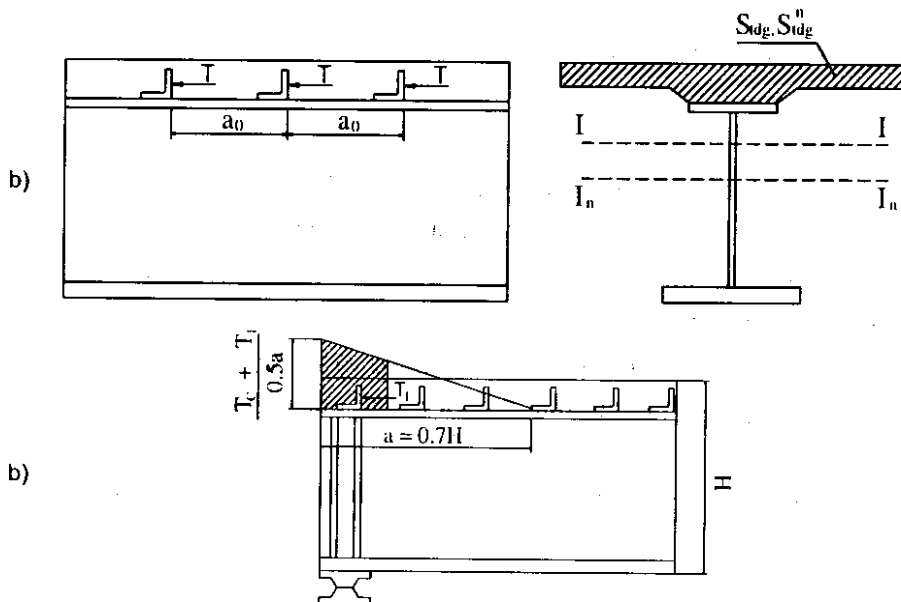
Do co ngót:
$$T_c = \sigma_b^c F_b - \sigma_a^c F_a;$$

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;

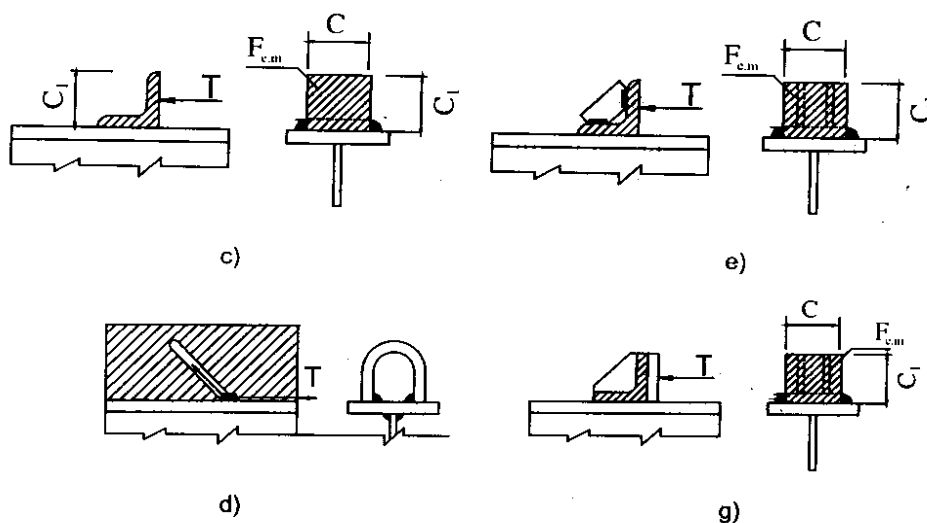
F_b, F_a - diện tích mặt cắt bản bê tông và cốt thép đặt trong bản.



Hình 3.11

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)

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 3.11

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

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

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

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

e - khoảng cách từ trọng tâm bản đến mép trên của dầm thép;

Các ký hiệu khác như trên.

Các lực bóc V_c và V_T được coi là phân bố theo quy 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:

$$\frac{T}{F_{cm}} \leq R_{c.m}$$

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

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

Cường độ tính toán của bê tông khi chịu ép mặt lấy bằng $R_{c.m} = 1.6 R_b$ đối với cầu ô tô và $R_{c.m} = 1,5k.R'_b$. 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:

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

hoặc:

$$[T] = R_a.F_a (\cos \alpha + 0.8 \sin \alpha)$$

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

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

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

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

*** Tính neo liên kết bằng bulông 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:

$$T \leq S = 0,02F_d + 0,9(N - N_m) - 4,5 \frac{(N - N_m)^2}{F_d}$$

- 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 22 mm, và 24 tấn cho bulông đường kính 24 mm;
 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 mô 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 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 mômen âm. Có nhiều phương pháp điều chỉnh nội lực bằng trình tự lắp ráp đặc biệt, bằng cách đưa kết cấu vào làm việc theo từng giai đoạn với sự thay đổi sơ đồ tĩnh, bằng cách xếp tải ở những đoạn nhất định, bằng cách nâng hoặc hạ cao độ gối, bằng phương pháp dự ứng lực cùng với việc sử dụng kim loại cường độ cao v.v...

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

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

3.12.1. Dầm giản đơn

Các biện pháp điều chỉnh

3.12.1.1. Điều chỉnh nội lực bằng đà giáo liên tục



Hình 3.12

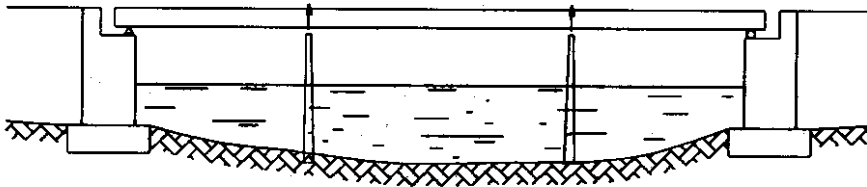
3.12.1.1.1. Trình tự thực hiện

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

3.12.1.1.2. Ưu, nhược điểm

- Biện pháp này rất đơn giản, dễ thực hiện nhưng tốn công và tốn vật liệu làm đà giáo vì vậy chỉ thích hợp với các trường hợp:
 - + Tĩnh không nhỏ
 - + Mực nước thấp hoặc cầu làm xong mới đào sông.

3.12.1.2. Điều chỉnh nội lực bằng trụ tạm

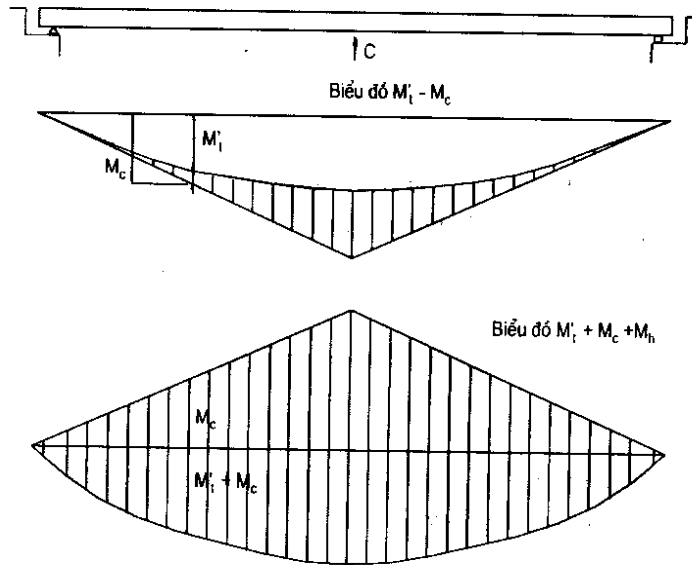


Hình 3.13

3.12.1.2.1. Trình tự thực hiện

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

3.12.1.2.2. Nguyên tắc tính toán



Hình 3.14

Ở đây biểu đồ mômen trong giai đoạn I là hiệu số các biểu đồ mômen do tĩnh tải g_1 và do 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 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:
$$\sigma_b = \pm \frac{M_t^{II} + M_c}{n' I_{td}} z_{td} \pm \frac{M_h}{n I_{td}} z_{td}$$

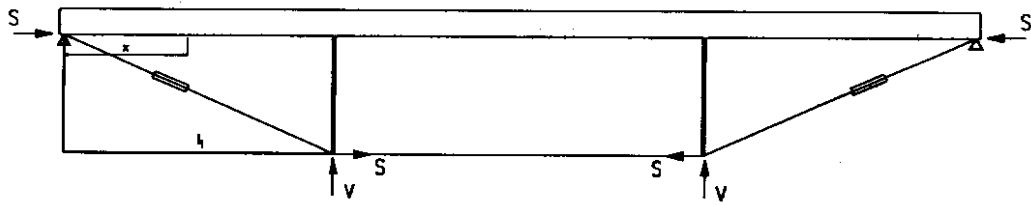
trong đó: I_t , I_{td} , I_{td} - mômen quán tính của dầm thép, của mặt cắt liên hợp tương ứng với

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

z_t , 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 chèn tải lên các đầu dầm.

3.12.1.3. Điều chỉnh nội lực bằng thanh chống và tăng đỡ



Hình 3.15

Có thể dùng thanh chống và tăng đỡ 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) tác dụng lên dầm còn có mômen do các lực S và V và chịu lực nén dọc do S.

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

trong đó: $M_s^I = -Se$;

$M_v^I = -Vx$ (ở các phần bên của dầm);

$M_t^I = -Vl_1$ (trong phần giữa của dầm);

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

$V = Stg\alpha$.

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

$$M^{II} = M_t^{II} + Se + Vx \text{ (hoặc } Vl_1) + M_h$$

$$N = S$$

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

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

Ứng suất trong bản bê tông:

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

3.12.2. Dầm liên tục liên hợp

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

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

3.12.2.1. Điều chỉnh nội lực bằng cách kích nâng gối trung gian

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

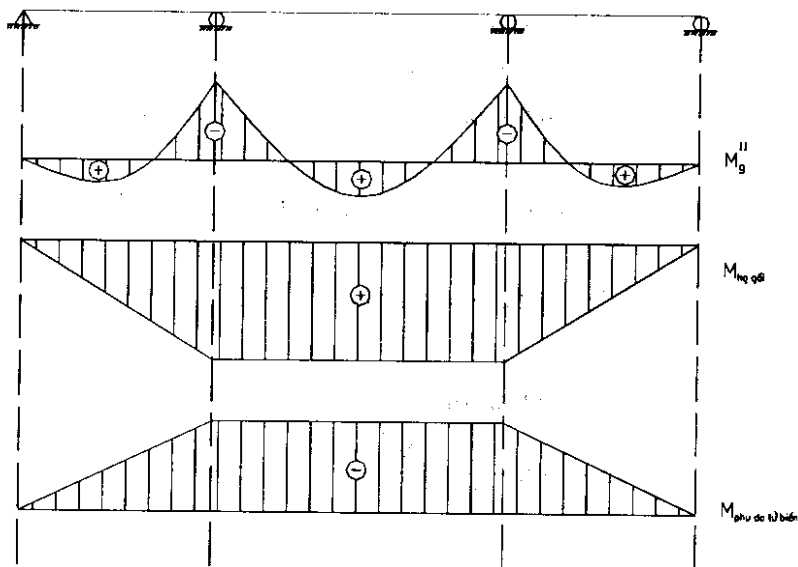
3.12.2.1.1. Trình tự thực hiện

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

3.12.2.1.2. Nguyên tắc tính toán

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

Ngoài ra cần chú ý đến ảnh hưởng của hiện tượng từ biến, nó gây ra các nội lực phụ trong kết cấu. Hiện tượng này làm giảm hiệu lực của việc điều chỉnh ứng suất.



Hình 3.16

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

3.12.2. Điều chỉnh ứng suất bằng cách căng cáp dự ứng lực trong bản

Nhờ hệ thống cáp trong bản bê tông, ta có thể tạo được một ứng suất nén trong bản bê tông. Cần phải đảm bảo rằng bản bê tông được bố trí đầy đủ cốt thép trong các vùng neo cáp. Kinh nghiệm cho thấy thường xuất hiện vết nứt ở những vùng này. Để tránh hiện tượng này, ngày nay 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

3.12.3.1. 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.

3.12.3.2. 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

CẦU TẠO CẦU GIÀN THÉP

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.

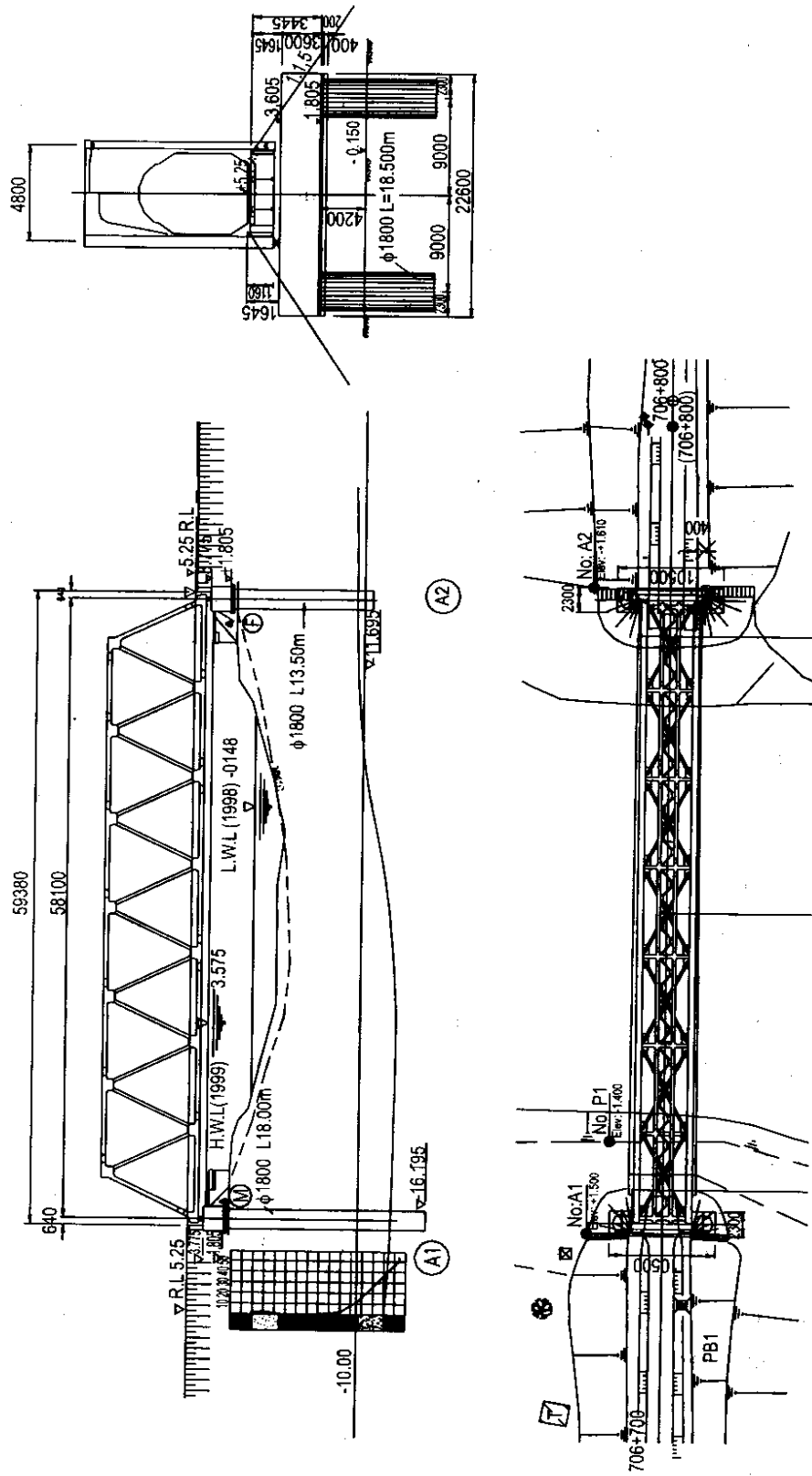
Kết cấu nhịp giàn gồm có những giàn chủ do các thanh biên trên và dưới, các thanh xiên, thanh đứng và thanh treo hợp lại. Giàn chủ được các hệ thống liên kết dọc và liên kết ngang ghép lại thành một kết cấu không gian cứng không biến hình. Các hệ thống liên kết dọc bố trí ở biên trên và biên dưới của giàn chủ. Các hệ thống liên kết ngang bố trí trong mặt phẳng của các thanh đứng, hoặc các thanh xiên giàn chủ.

Để đỡ phần mặt cầu và đảm bảo truyền lực vào các nút giàn, trong kết cấu nhịp cầu giàn thường bao giờ cũng phải cấu tạo thành hệ thống dầm mặt cầu.

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 cầu 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.



Hình 4.1. Bố trí chung cầu giàn thép

+ 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 đỉnh tán hoặc bulông 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 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, cầu giàn nhịp lớn sẽ sử dụng vật liệu hợp lý và tiết kiệm.

+ 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 mỗi nhịp 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.

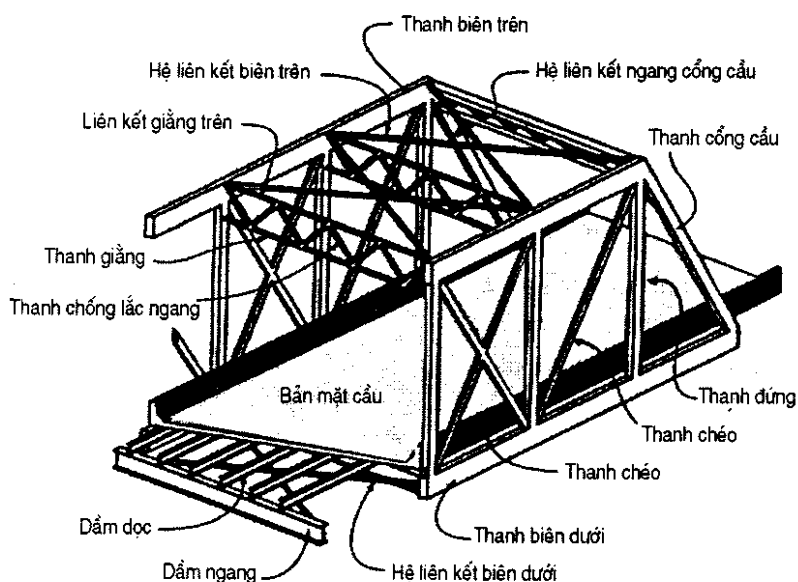
4.1.3. Các sơ đồ cầu giàn thép

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 4.2. Các cấu kiện giàn được phát triển từ thanh, dầm và các thanh có tai treo đến các cấu kiện mặt cắt ngang 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 cấu kiện giàn hình chữ H, trong khi đó cấu kiện thanh 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 hở với đỉnh chốt, việc bảo dưỡng thuận lợi 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 do nhu cầu tạo ra các cấu kiện có độ ổn định về khí động lực, tính hiệu quả của cấu kiện giàn hình chữ H được tăng lên. Việc lựa chọn kiểu cấu kiện 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.



Hình 4.2. Các cấu kiện điển hình của giàn

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 hàn góc vuông trong và bằng các tấm thép bịt đầu nhằm giảm việc 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 khác, các

cấu kiện hộp được hàn kín và được điều áp bằng khí trơ, nitơ, để tạo ra mối hàn thích hợp cũng như loại bỏ khí ôxy 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 để loại bỏ dầu 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.

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 đinh chốt - đinh. Do đinh chốt không thể lấp 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.

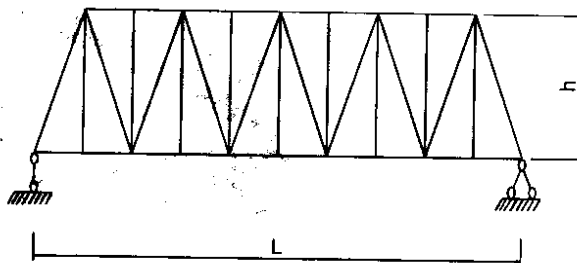
4.1.3.2. Sơ đồ cầu giàn giản đơn

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.

4.1.3.2.1. Giàn chủ có đường biên song song

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.

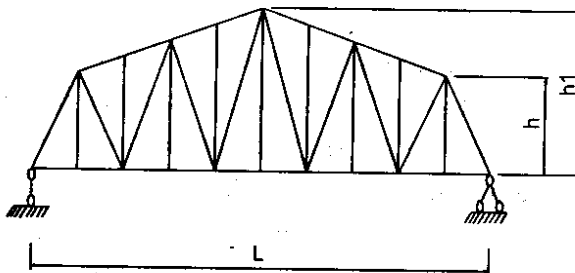


Hình 4.3

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.

4.1.3.2.2. Giàn có một đường biên đa giác

Với loại giàn này thì nội lực các thanh biên trên gần bằng nhau hơn, chiều dài và nội lực trong một số thanh

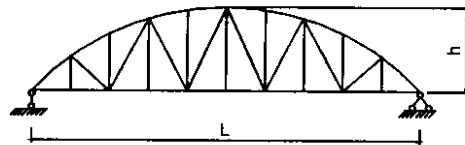


Hình 4.4

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.

4.1.3.2.3. Giàn có một đường biên parabol

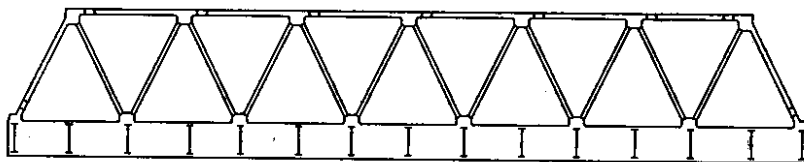
Loại giàn này tiết kiệm thép nhất nhưng cấu tạo, gia công, thi công phức tạp nên ít dùng. Trước 1945 có nhiều cầu giàn thép loại này được xây dựng ở nước ta, ví dụ cầu Tràng Tiền (Huế), cầu Hàm Rồng (Thanh Hóa), Việt Trì (Phú Thọ).



Hình 4.5

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 4.6). 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 4.6. 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 tốn vào mỗi thanh xiên cũng giảm. Nhưng cùng với 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 quá nhỏ 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.

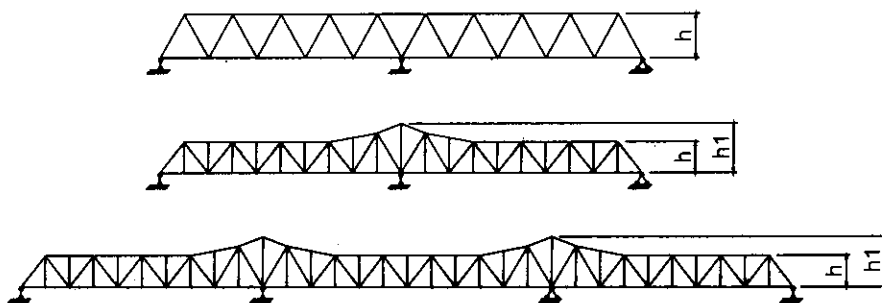
4.1.3.3. Cầu giàn hẫng và giàn liên tục

4.1.3.3.1. 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.

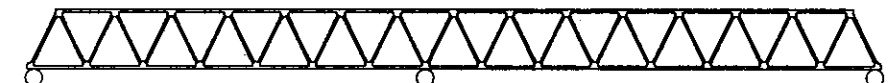
Cầu liên tục ba nhịp thì nhịp giữa nên làm lớn hơn các nhịp biên chừng 15÷30% để cân bằng mômen tính toán trong các nhịp và tiết kiệm thép nhất. Cả giàn liên tục hai nhịp và ba nhịp đều có chiều dài khoang bằng nhau để đảm bảo yêu cầu mỹ quan.



Hình 4.7. 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 4.8. 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 dần chiều cao 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.

4.1.3.3.2. 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.

Chiều dài đoạn hẫng nên lấy 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 dàn 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 $\frac{2}{3}$ 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 $L = 112\text{m}$.

4.1.3.3.3. Kết cấu nhịp định hình

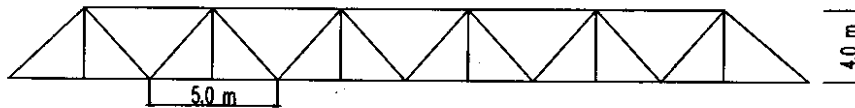
Cũng như các dạng kết cấu nhịp khác, trong cầu giàn thép sử dụng rất phổ biến kết cấu nhịp định hình. Trong các thiết kế định hình, người ta tập hợp những kết cấu nhịp có

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.

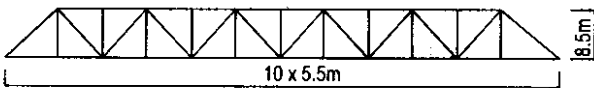
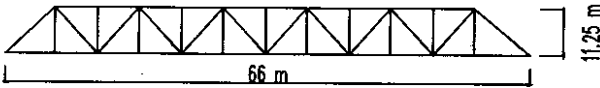
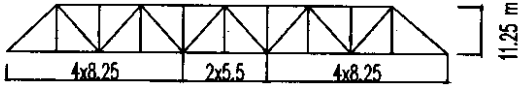
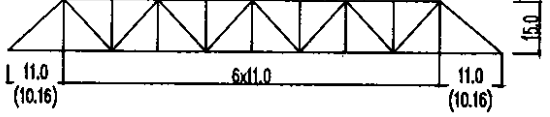
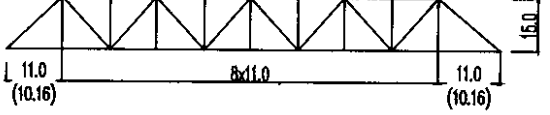


Hình 4.4. Giàn VN - 64 - 71

$$h = 4,0 \text{ m}, d = 5,0 \text{ m}, l_{\max} = 50,0 \text{ m}$$

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

Chiều dài giàn l	Hình dạng kiểu giàn	Trọng lượng giàn
55.0		185.95 T
66.0		232.6 T
77.0		309.8 T
86.0 (87.52)		392.5 T
110.0 (109.52)		582.6 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 môđun 8,0 m và chiều cao 11,0m, liên kết định 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, môđun 5,0m, chiều cao 6,0m, $l_{\max} = 50\text{ m}$.

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 thoả 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 thường thường làm dưới dạng có hai bản bụng hoặc dưới dạng hình hộp để dễ dàng 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 một thành đứng và loại hai thành đứng.

4.2.1.1. Loại mặt cắt một thành đứng

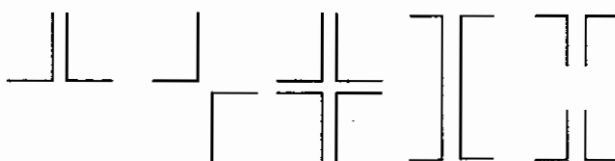
Các thanh thuộc loại mặt cắt một thành đứng chỉ có một nhánh, cấu tạo đơn giản và bảo đảm được sự làm việc đồng đều toàn bộ mặt cắt dưới tác dụng của nội lực. Tuy vậy loại mặt cắt một thành đứng chỉ dùng trong những giàn nhịp nhỏ không quá 40 -50m, vì loại mặt cắt này không thể cấu tạo được những thanh 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 4.10. Mặt cắt thanh biên loại một thành đứng



Hình 4.11. Mặt cắt thanh đứng và xiên loại I 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.

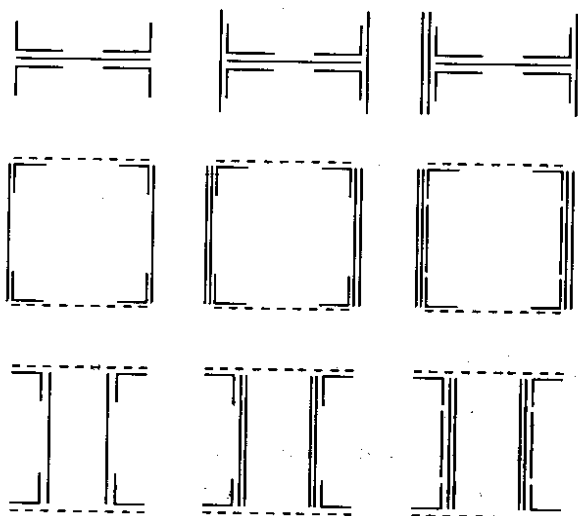
4.2.1.2. Loại mặt cắt hai thành đứng

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 làm 3 kiểu chính: 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 tắp 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, 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 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 $40 \div 50\text{mm}$.



Hình 4.12. 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 dầy ở trên sẽ dùng cho các thanh biên trên và thanh xiên ở gối, mặt cắt không có bản ngang dầy 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.

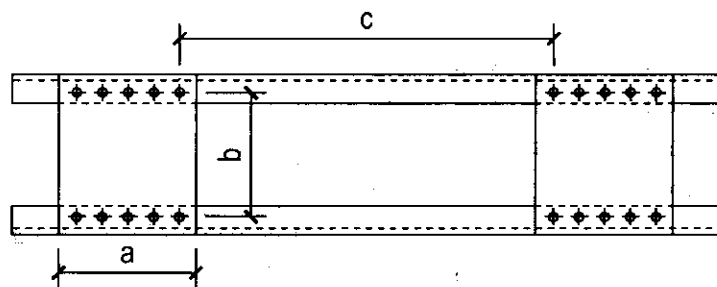
Chiều cao mặt cắt thanh phụ thuộc diện tích mặt cắt và sự thay đổi mặt cắt các thanh trong các khoang của giàn (đối với các thanh biên), nhưng không nên chọn lớn hơn $1/15$ chiều dài thanh để đảm bảo giả thiết liên kết nút theo kiểu khớp khi tính toán nội lực. Nếu không tuân theo điều kiện đó thì trong tính toán nhất thiết phải tính theo sơ đồ nút cứng.

4.2.2. Cấu tạo thanh giàn, bản giàn, bản ngăn

Với những thanh có hai nhánh để tiện liên kết thành một mặt cắt cùng làm việc với nhau người ta thường dùng bản giàn, thanh giàn hay bản khoét lỗ.

4.2.2.1. Bản giàn

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 giàn không được nhỏ hơn $1/45$ 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 4.13. Cấu tạo bản giàn

Chiều dài (a) của bản giàn 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 giàn ở hai đầu nên lấy lớn hơn 1,7 lần chiều dài các bản giàn ở giữa, còn với các thanh chỉ chịu kéo nên lớn hơn 1,3 lần. Các bản giàn này nên đưa sát vào gần nút nhưng không gây khó khăn

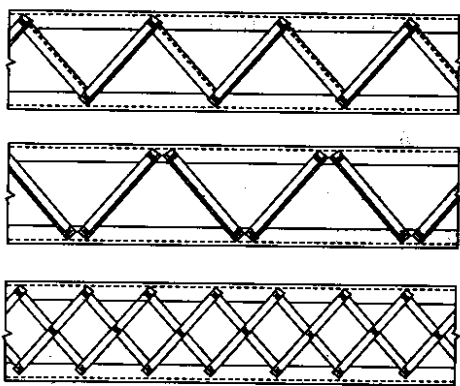
đến việc tán đinh. Tác dụng của bản giằng làm cho hai nhánh thanh chịu lực đồng đều hơn, đồng thời khắc phục mômen do liên kết các nhánh thanh vào nút không đối xứng.

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.

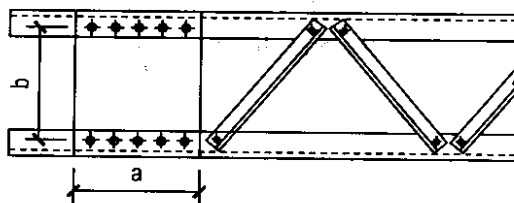
4.2.2.2. Thanh giằng

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.



Hình 4.14. Cấu tạo thanh giằng

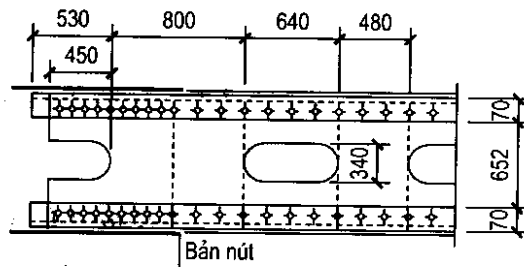


Hình 4.15. Bản giằng ở đầu của liên kết thanh giằng

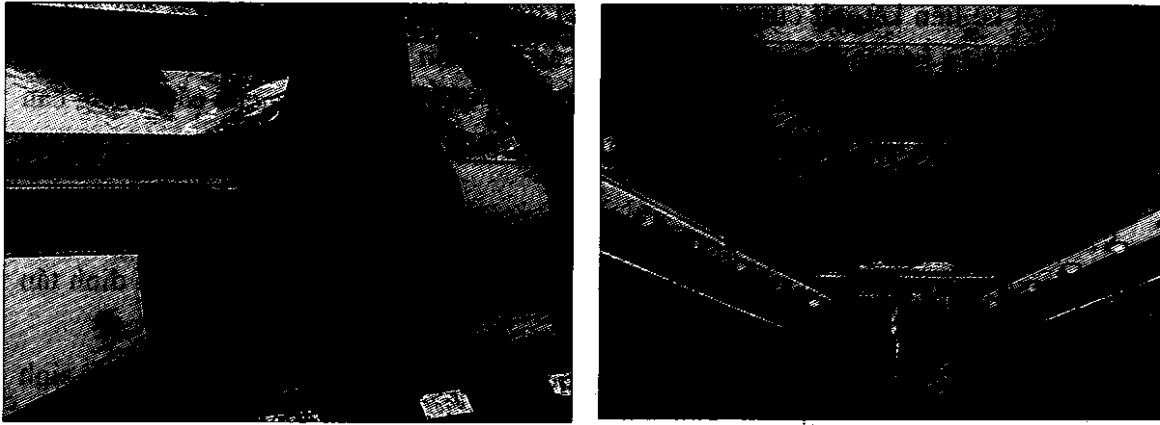
4.2.2.3. Bản khoét lỗ

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.



Hình 4.16. Cấu tạo bản khoét lỗ



Hình 4.16a: Một số cấu tạo nút giàn thép

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, 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 bulông 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 dàng lắp 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.

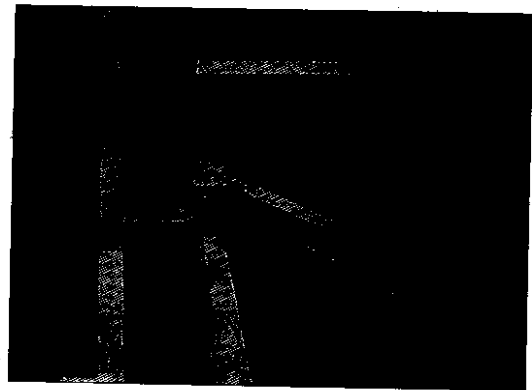
Vào những thời kỳ khác nhau, người ta bố trí mối nối của thanh mạ ở những vị trí khác nhau: ở trong và ngoài nút. Trường hợp bố trí ngoài nút, cố gắng giảm số đỉnh tán xuống tới mức tối thiểu.

- 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.

- Trục liên kết trùng với trục thanh
- Cấu tạo gọn lồi, thuận tiện lắp ráp
- Cường độ bản tiếp điểm lớn hơn so với khả năng chịu tải của bản thân thanh khoảng 10%.



Hình 4.17. Cấu tạo nút giàn cầu thép



Hình 4.18. Cấu tạo nút giàn có các thanh gắn trực tiếp vào nhau

- 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.

4.2.3.2. Các loại nút giàn

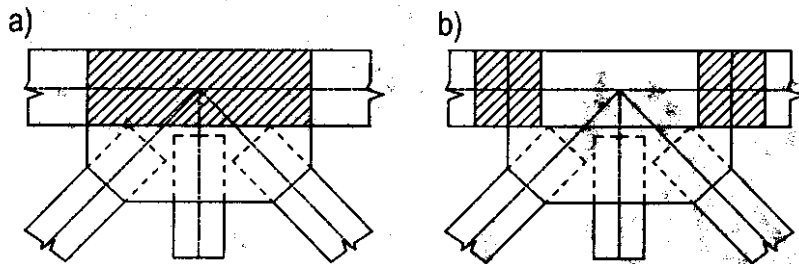
4.2.3.2.1. Nút có các thanh gắn trực tiếp vào nhau

Là loại nút có cấu tạo đơn giản nhất, ở nút này các thanh phải có mặt cắt thuộc loại một thành đứng. Các thanh đứng và thanh xiên phải có khe hở ở giữa đứng bằng bề dày bản đứng của thanh biên, nhờ đó mà người ta luồn đầu thanh đứng và thanh xiên vào bản đứng của thanh biên rồi liên kết lại.

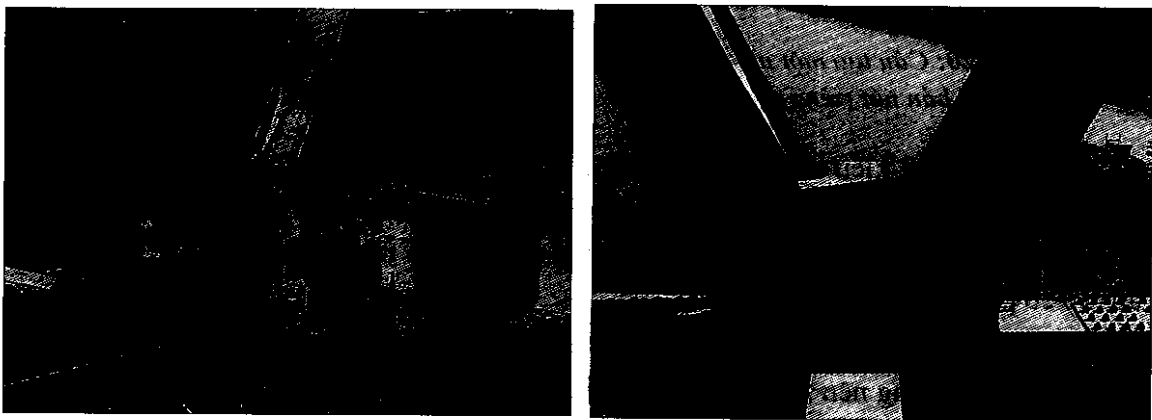
Loại nút gồm các thanh gắn trực tiếp vào nhau có cấu tạo đơn giản nhưng chỉ dùng cho các giàn nhỏ có nội lực trong thanh xiên, thanh đứng không lớn với điều kiện thành đứng của thanh biên tương đối rộng để có đủ chỗ tán đinh hoặc đủ chiều dài đường hàn.

4.2.3.2.2. 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 tốn 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 4.19. Cấu tạo nút giàn
a) có bản nút riêng rẽ; b) có bản nút chấp.



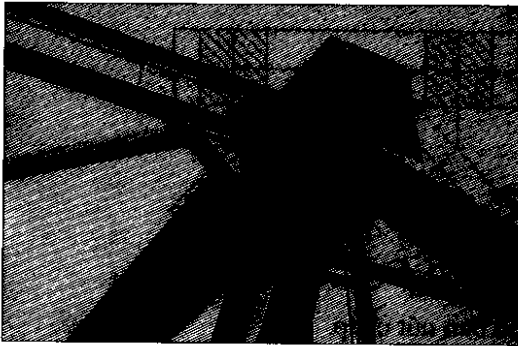
Hình 4.19a: Nút giàn thép

4.2.3.2.3. Nút có bản nút chấp

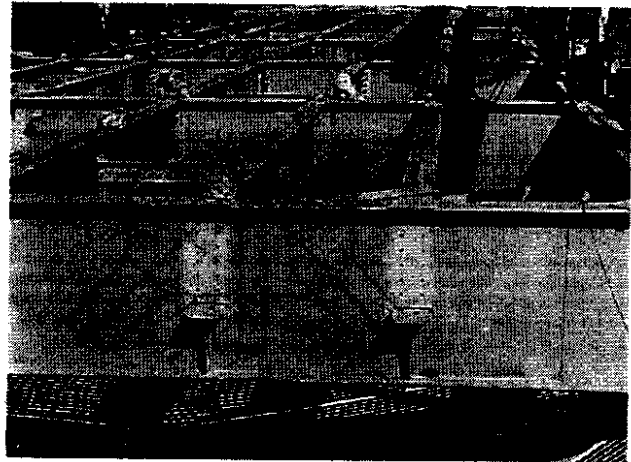
Bản nút thay thế cho bản đứng của thanh biên và là một thành phần mặt cắt của thanh biên. Phần gạch chéo là bản táp để nối bản đứng của thanh biên với bản nút. Như vậy nếu so sánh về khả năng chịu lực thì bản nút riêng rẽ chịu lực tốt hơn vì nó tăng cường cho thanh và rất lợi cho việc phân bố điều hoà các luồng ứng suất.

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.



Hình 4.20: Cấu tạo một nút giàn có bản nút riêng rẽ



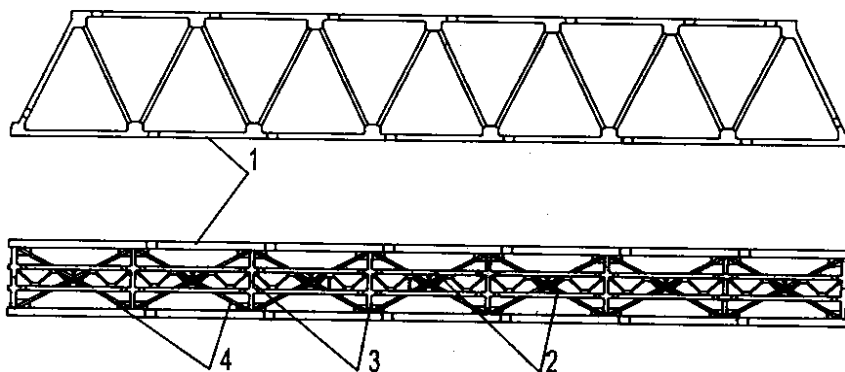
Hình 4.20a: Cấu tạo hệ thống dầm dọc - dầm ngang

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.

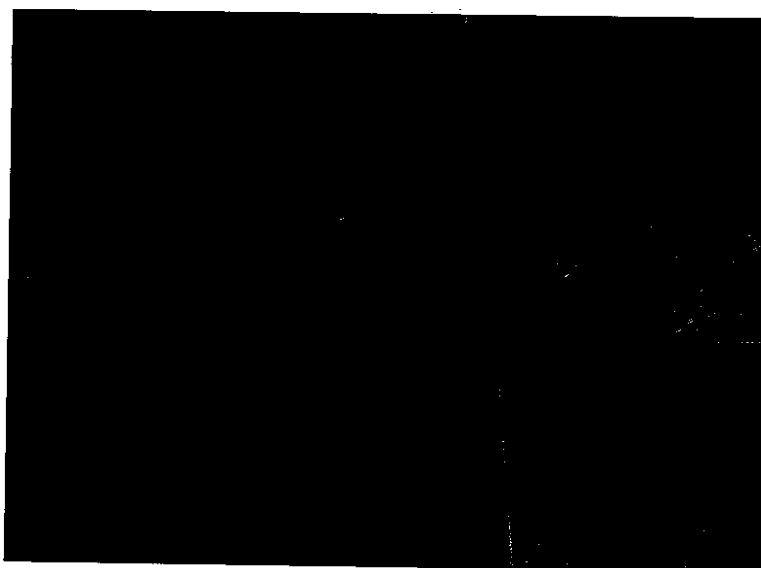
4.3. CẤU TẠO HỆ THỐNG DẦM MẶT CẦU

Hệ thống dầm mặt cầu bao gồm các dầm ngang và dầm dọc, có nhiệm vụ đỡ bộ phận mặt cầu chính



Hình 4.21. 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.



Hình 4.21a: Liên kết dầm dọc và dầm ngang

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 $0,8 \div 2,0$ m cho loại mặt cầu gỗ, $1,0 \div 2,5$ 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.

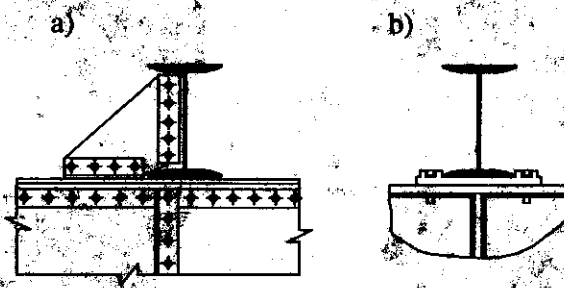
Chiều cao dầm so với chiều dài nhịp lấy vào khoảng $1/8 \div 1/12$ nếu là dầm I cán, và bằng $1/7 \div 1/10$ nếu là dầm ghép. Trong cầu xe lửa tỷ số đó là $1/5 \div 1/7$.

4.3.1. Cấu tạo liên kết dầm dọc dầm ngang

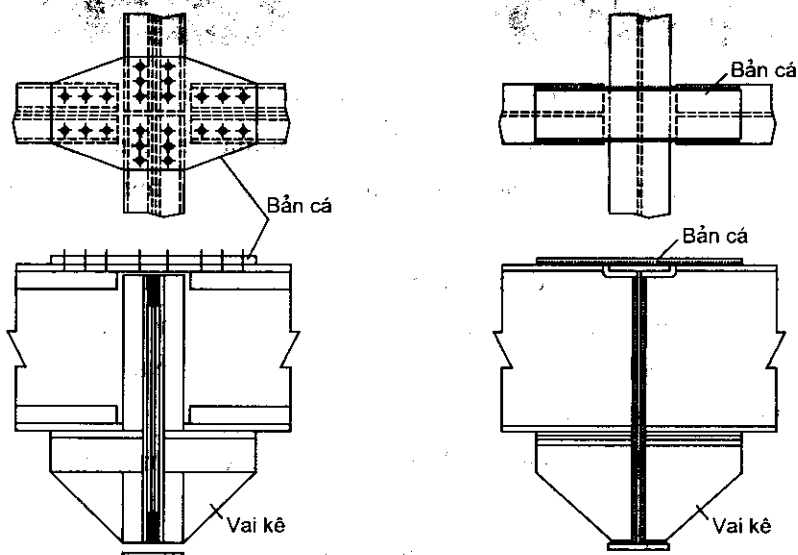
4.3.1.1. Dầm dọc đặt chồng lên dầm ngang

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 4.22. Liên kết dầm dọc đặt chồng lên dầm ngang

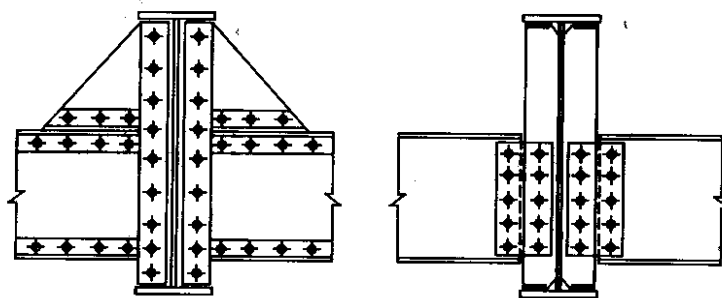


Hình 4.23. Liên kết biên trên của dầm dọc và dầm ngang đặt ngang bằng

4.3.1.2. 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.

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.



Hình 14.24. Liên kết dầm dọc đặt thấp hơn dầm ngang

4.3.2. Liên kết dầm ngang vào giàn chủ

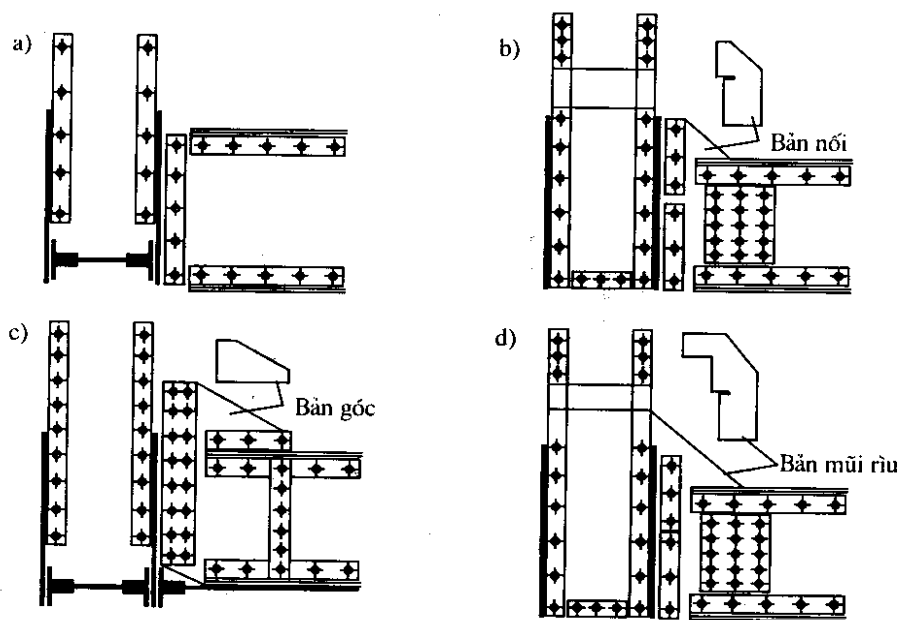
Đặt dầm ngang chồng lên thanh biên trên giàn chủ sẽ đơn giản nhất về phương diện cấu tạo, nhưng vì chiều cao kiến trúc lớn cho nên cách này chỉ dùng trong những trường hợp chiều kiến trúc không bị hạn chế.

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 mối 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 mối 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 4.25. 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.

4.4. CẤU TẠO HỆ THỐNG LIÊN KẾT TRONG CẦU GIÀN THÉP

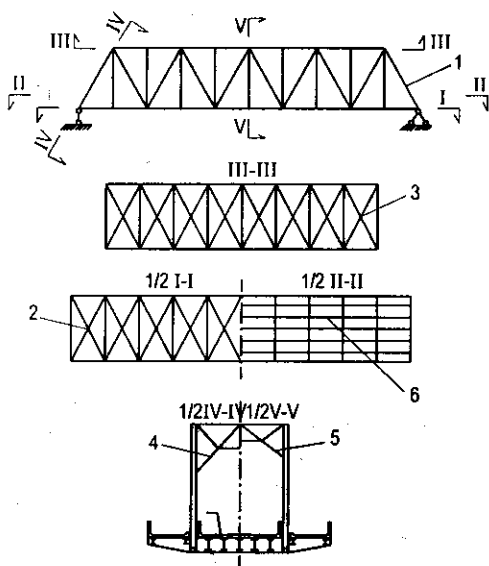
4.4.1. Khái niệm hệ liên kết

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 4.26. Bố trí hệ thống liên kết trong cầu

1. giàn chủ; 2. hệ liên kết dọc dưới;
3. hệ liên kết dọc trên; 4. hệ liên kết ngang công cầu; 5. hệ liên kết ngang ở vị trí thanh đứng (treo); 6. hệ dầm mặt cầu; 7. mặt cầu và lớp phủ mặt cầu.



Hình 4.26a: Cấu tạo liên kết dọc trên

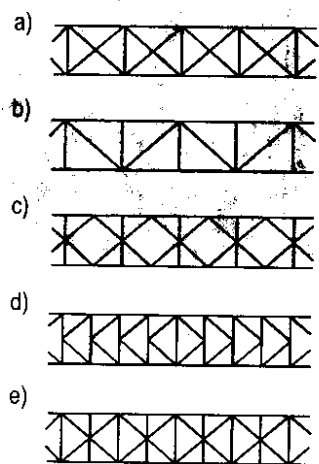
Liên kết dọc bố trí dọc theo biên trên hoặc biên dưới của giàn chủ và có nhiệm vụ chủ yếu là tiếp nhận những tải trọng ngang. Liên kết ngang bố trí trong những mặt phẳng của các thanh đứng hoặc các thanh xiên của giàn với mục đích chính là phân phối tải trọng giữa các giàn.

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.

4.4.2. 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 tính 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 4.27 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



Hình 4.27. Các kiểu hệ liên kết dọc

Hình 4.27a: Mặt cắt ngang cầu

Kiểu hình quả trám (hình 4.27c) giảm được chiều dài tự do của thanh biên đi một nửa và làm cho công tác tán đinh mỗi thanh biên có phần dễ dàng 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 4.27b) cũng có nhược điểm như vậy và chỉ sử dụng trong kết cấu nhịp nhỏ.

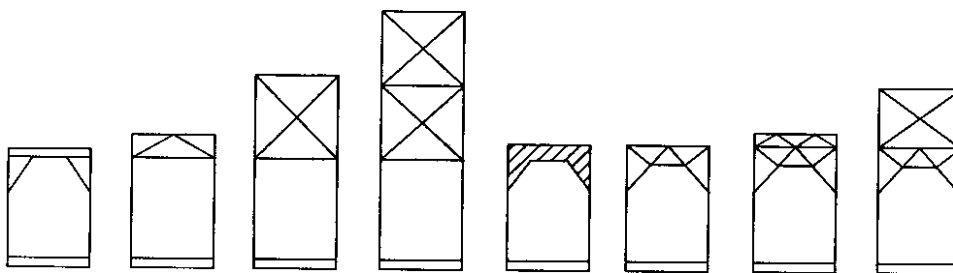
Kiểu liên kết được xem là ưu điểm nhất là kiểu liên kết chữ thập (hình 4.27a). Đó là kiểu liên kết chắc chắn, làm tăng độ cứng của kết cấu nhịp.

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 4.27d, 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.

4.4.3. Hệ liên kết ngang

Liên kết ngang được bố trí trong mặt phẳng vuông góc tìm 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 4.28.



Hình 4.28. 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.

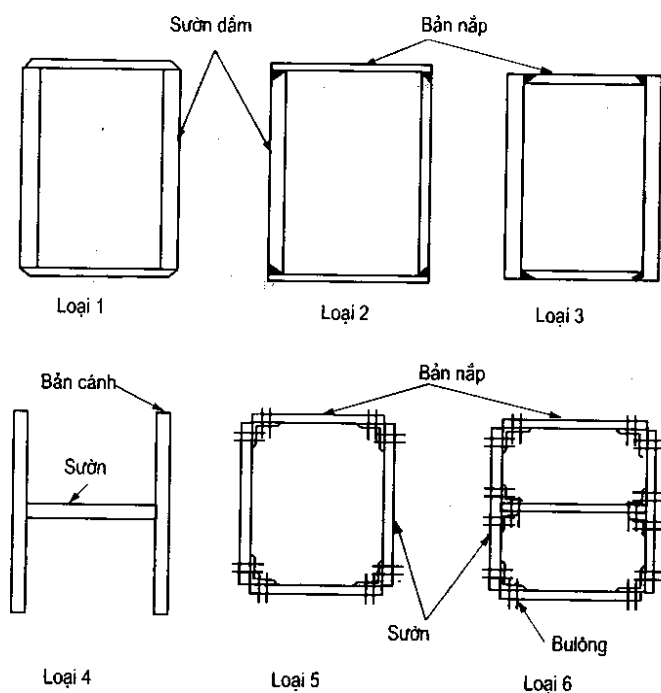
Trong cầu chạy dưới cổng cầu là bộ phận quan trọng của kết cấu nhịp, thanh chống ngang ở chân của cổng cầu chính là dầm ngang tại gối, còn thanh ngang ở trên cũng có thể là một dầm hoặc một giàn.

4.5. 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.

4.5.1. 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 rèn có cường độ giới hạn cao như tiêu chuẩn ASTM A514/A517. Loại thép chịu phong hoá đầu tiên đã được sử dụng trong giàn thép suốt 25 năm đầu của thế kỷ XX và được nhận định là có khả năng chịu phong hoá cho đến tận thời gian gần đây.



Hình 4.29. Mặt cắt ngang của các cấu kiện giàn hiện đại

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 ≥ 485 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.

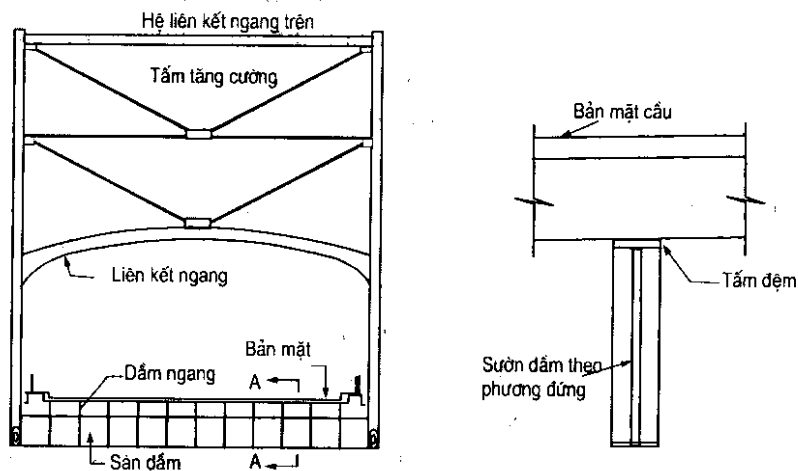
Hiệu quả gia tăng của các loại vật liệu mới cũng như các tiến bộ trong ngành công nghiệp luyện kim và cơ khí đã tạo điều kiện áp dụng rộng rãi liên kết hàn tại hiện trường của các cấu kiện hình chữ I với các nút. Việc sử dụng các cấu kiện giàn bằng bê tông cường độ cao (High Performance Concrete) có thể được phát triển mà trong đó bê tông hoạt động giống như sườn tăng cường 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.

4.5.2. Hệ thống dầm mặt cầu

4.5.2.1. Hệ thống dầm mặt cầu độc lập với hệ thanh mạ của giàn

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 4.30.



Hình 4.30. Mặt cắt ngang của giàn điển hình

Hầu hết các thiết kế giàn hiện đại tiếp tục sử dụng bản mặt cầu bê tông, cũng như là lưới thép có lấp lỗ bằng bê tông, hoặc lưới thép và hệ thống bê tông liên hợp như các loại

bản mặt cầu có tuổi thọ và hiệu quả cao. Loại bản mặt cầu trục hướng cũng có thể áp dụng hiệu quả trong một số cầu nhịp lớn để giảm tải.

4.5.2.2. Hệ thống bản mặt cầu gắn với hệ thanh mạ của giàn

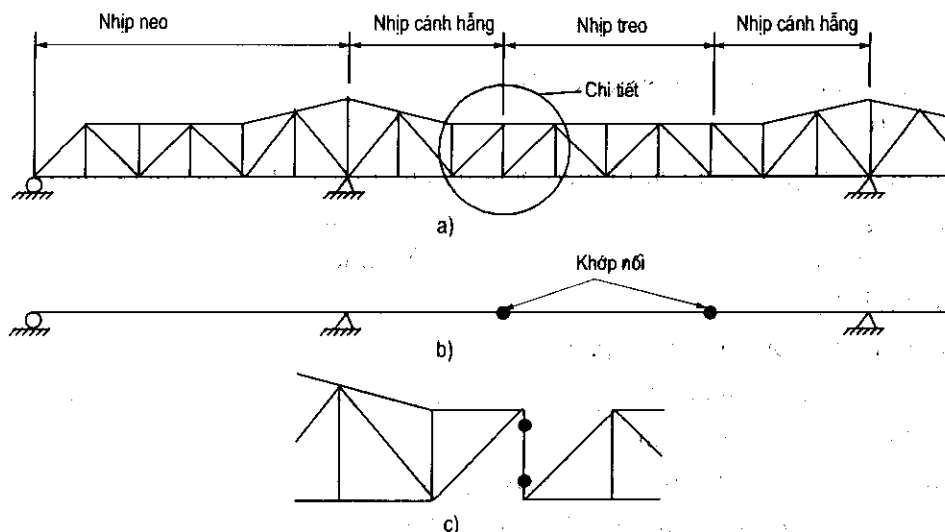
Cho đến nay, hệ thống bản mặt cầu hầu hết đều được thiết kế có cấu tạo riêng biệt khỏi hệ thống giàn đỡ chính. Do nhu cầu nâng cao hiệu quả và giảm chi phí cũng như tăng cường độ chịu lực dư, tính liên tục mà có thể kết hợp bản mặt cầu với hệ giàn chủ. Bản mặt cầu trục hướng được sử dụng như một bộ phận 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 trục 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 một sự phát triển hợp lý.

Việc sử dụng bản mặt cầu trục hướng như một bộ phận của hệ thống thanh mạ của giàn có thể gợi ý cho việc sử dụng bản mặt cầu bằng BTCT 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.

4.5.3. Các chi tiết đặc biệt

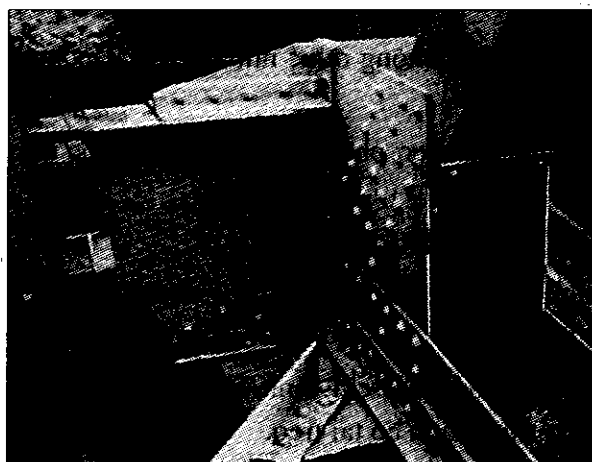
4.5.3.1. Phần giàn hẫng và mô hình thanh mạ của giàn hẫng

Sơ đồ cầu giàn hẫng đã được trình bày trong mục 4.1.3.3.2. Hệ thống kết cấu này có thể tạo ra hiệu quả kinh tế cao nhất trong phương pháp thi công liên tục cũng như 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 4.31a giới thiệu ví dụ cấu tạo giàn Warren có 3 nhịp liên tục. Cấu tạo thanh chéo song song trong chi tiết hình 4.31a 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 hẫng được xác định bằng các thanh chéo song song được thể hiện trong hình 4.31b. 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 trục, tạo ra một liên kết “chỉ có lực cắt”. Đây chính là khớp nối kết cấu. Phần 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 hẫng” và “nhịp neo” như minh hoạ trong hình 4.31a. Cấu tạo để đỡ nhịp treo được thể hiện trong hình 4.31c. 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 dãn một cách tương đối. Ví dụ điển hình về loại giàn hẫng có nhịp giàn đeo là cầu Long Biên ở Hà Nội được xây dựng qua sông Hồng từ năm 1902.



Hình 4.31. 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 4.32. Nút dẫu giàn ở má hạ và má thượng

4.5.3.2. 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.

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 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.

4.5.3.3. Các thanh có tai treo

Các thanh có tai 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 tai 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 8 lần chiều dày của nó.

Tim của lỗ chốt phải được đặt trên trục dọc thân của thanh có tai 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 5 lần chiều dày của thanh có tai treo.

Đệm chèn

Các thanh có tai 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 tai treo phải được bố trí để các thanh kề 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 tai treo kề 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.

Chương 5

TÍNH TOÁN CẦU GIÀN

5.1. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRONG CÁC THANH CỦA GIÀN

Hiện nay trong cầu ô tô dùng hai loại kiểu giàn chủ yếu:

Giàn có các thanh chỉ chịu lực dọc - Loại giàn có các thanh biên mảnh.

Giàn với đường xe chạy dưới có biên dưới vừa chịu kéo vừa chịu uốn.

Tính tải toàn phần tác dụng lên giàn bao gồm các loại tải trọng sau đây:

- + Trọng lượng mặt cầu
- + Trọng lượng bản mặt cầu
- + Trọng lượng hệ dầm mặt cầu
- + Trọng lượng lớp phủ phân bộ hành
- + Trọng lượng bản bộ hành
- + Trọng lượng dầm phân bộ hành
- + Trọng lượng lan can
- + Trọng lượng các thanh hệ liên kết
- + Trọng lượng giàn chủ

Hoạt tải tác dụng lên giàn phụ thuộc vào yêu cầu của cấp đường, nhu cầu của tuyến đường cần thiết kế. Hiện nay có các tải trọng hoạt tải sau:

- + Tải trọng xe ô tô: H10, H13, H30
- + Tải trọng xe nặng: XB80, X60

Ngoài ra theo Quy trình AASHTO có các loại xe: HS20-44, HL-93

5.2. TÍNH TOÁN HỆ DẦM MẶT CẦU

Kết cấu nhịp cầu giàn thép là một kết cấu không gian có nhiều thanh và nhiều nút, hơn nữa các nút được cấu tạo có tính chất là nút cứng. Cho nên tính toán kết cấu cầu giàn một cách chính xác sẽ vô cùng khó khăn.

Trong thực tế thiết kế, người ta đơn giản hoá bằng cách coi kết cấu cầu không gian đó là do các kết cấu phẳng ghép lại. Những kết cấu phẳng này là các giàn chủ và các giàn liên kết, có liên kết nút theo kiểu khớp. Hệ dầm mặt cầu làm nhiệm vụ đỡ phân mặt cầu và hoạt tải rồi truyền cho kết cấu chịu lực chính là các giàn chủ tại các nút. Sự đơn giản

hoá tính toán như vậy cho độ chính xác đủ đáp ứng yêu cầu thiết kế thực tế và có thể thực hiện một cách dễ dàng công việc tính toán kết cấu.

Thông thường dầm dọc hệ mặt cầu nối vào các dầm ngang có tính chất ngàm. Mức độ ngàm này phụ thuộc vào các khoang bên cạnh cũng có dầm dọc hay không, nghĩa là dầm dọc đang tính thuộc khoang giữa hoặc khoang đầu cuối. Bên cạnh đó mức độ ngàm còn phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn của dầm ngang. Ngoài ra dầm dọc tựa lên các dầm ngang là các gối đàn hồi và nếu liên kết bằng đinh tán thì mối liên kết cũng có thể có đôi chút biến dạng khi chịu lực. Tất cả những hiện tượng đó của kết cấu làm cho vấn đề tính toán chính xác là một việc khó thực hiện được. Để vừa đơn giản hoá tính toán và cũng thiên về an toàn, người ta tính mômen uốn lớn nhất và lực cắt trong dầm dọc như một dầm đơn giản kê trên hai gối.

Trong cầu ô tô, bản mặt cầu kê trên các dầm dọc, do đó khi tính toán dầm dọc cần phải kể đến hệ số phân phối ngang của hoạt tải để tính ảnh hưởng của các bánh xe hoạt tải đặt trên bản trong phạm vi giữa các dầm. Hệ số phân phối ngang này có thể xác định bằng đường ảnh hưởng phản lực gối khi xem bản như dầm kê trên các gối.

Dầm ngang mặt cầu cũng được tính toán một cách gần đúng như một dầm kê tự do với nhịp là khoảng cách giữa các tim giàn chủ. Trong những trường hợp dầm ngang liên kết vào giàn chủ rất chắc chắn và các thanh đứng có độ cứng lớn thì tiết diện đầu dầm không thể chuyển vị xoay một cách dễ dàng, khi đó mômen gối của dầm phải tính toán theo sơ đồ khung ngang gồm dầm ngang, các thanh đứng và chống ngang hoặc hệ liên kết ngang giữa các giàn.

Khi tính toán dầm ngang cần chú ý rằng mỗi dầm ngang đều chịu tác dụng của tải trọng trong hai khoang dầm dọc kề bên, do đó khi xác định hệ số xung kích của hoạt tải phải lấy chiều dài đặt lực bằng hai khoang dầm dọc.

Tính toán liên kết dầm dọc vào dầm ngang và dầm ngang vào giàn chủ phụ thuộc vào cách liên kết chúng. Liên kết dầm dọc vào dầm ngang thường tính toán với lực cắt và mômen tại gối của dầm dọc, trị số này lấy bằng 0,6 lần mômen tại giữa nhịp của dầm đơn giản.

5.2.1. Tính dầm dọc

Tải trọng tác dụng lên dầm dọc có: tĩnh tải mặt cầu, trọng lượng bản thân dầm và hoạt tải. Trong cầu ô tô bản mặt cầu kê trên các dầm dọc khi tính toán cần phải kể đến hệ số phân số ngang của hoạt tải. Hệ số này có thể xác định bằng đường ảnh hưởng phản lực gối khi xem như bản kê trên gối là các dầm dọc.

$$\begin{aligned} \text{- Nội lực:} \quad M_{tt} &= \left(n_t q_t + n_h (1 + \mu) \eta q_h \right) \frac{l^2}{8} \\ Q_{tt} &= \left(n_t q_t + n_h (1 + \mu) \eta q_h \right) \frac{l}{2} \end{aligned}$$

trong đó: n_t, n_h - hệ số tải trọng của tĩnh tải và hoạt tải;

q_t, q_h - tĩnh tải và hoạt tải rải đều;

$(1 + \mu)$ - hệ số xung kích của hoạt tải;

η - hệ số phân bố ngang;

l - khẩu độ tính toán.

Sau khi đã có nội lực tính toán độ bền, độ bền mỗi, ổn định chung, ổn định cục bộ giống như trong cầu dầm đặc.

5.2.2. Tính liên kết dầm dọc với dầm ngang

Liên kết dầm dọc với dầm ngang được tính với lực cắt và mômen uốn:

$$Q_{gối} = Q_u$$

$Q_{gối} = 0,6 M_u$ khi độ mềm của hai gối khác nhau.

$M_{gối} = 0,5 M_u$ khi độ mềm tại gối như nhau.

5.2.2.1. Liên kết gồm hai bản cá, bụng dầm nối bằng thép góc (hình 5.1)

Xem như bản cá chịu toàn bộ mômen gối, còn thép góc liên kết chịu toàn bộ lực cắt.

Lỗ đinh liên kết sườn dầm dọc với sườn dầm ngang:

$$n \geq \frac{Q_{gối}}{m_2 [T]}$$

trong đó: m_2 - hệ số điều kiện làm việc $m_2 = 0,9$;

$[T]$ - lực cho phép của một đinh lấy giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$T = 2 \frac{\pi d^2}{4} R_c; \quad T = d \delta R_{cm}$$

Cũng có thể tính theo diện tích:

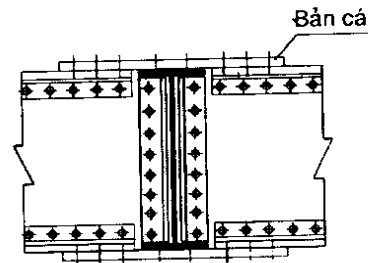
$$n \geq \frac{Q}{R_0} \mu_c \frac{1}{m_2}$$

$$n \geq \frac{Q}{R_0} \mu_{cm} \frac{1}{m_2}$$

Chú ý: Khi tính đinh chịu cắt hai mặt thì lúc chắt tải phải xếp trên chiều dài $2d$.

Lỗ đinh liên kết bản cá với cánh dầm dọc:

$$n \geq \frac{S}{m_2 [T]}$$



Hình 5.1. Liên kết bằng hai bản cá bụng dầm bằng thép góc

trong đó: m_2 - hệ số điều kiện làm việc $m_2 = 1$ (cắt một mặt);

$[T]$ - lực cho phép của một đỉnh;

S - nội lực trong bản cá

$$S = \frac{M_{g\ddot{o}i}}{h + \delta}$$

h - chiều cao dầm;

δ - chiều dày bản cá: $10\text{mm} < \delta < 20\text{mm}$.

Tính diện tích:

$$n = \frac{1}{m_2} \mu_c F_{th}$$

$F_{th} = b_c \cdot \delta$, với b_c - bề rộng bản cá có trừ diện tích lỗ đỉnh.

Bản cá:
$$\sigma = \frac{S}{b_c \delta} \leq R_0$$

5.2.2.2. Khi dầm dọc và dầm ngang có cánh trên ngang mức nhưng chiều cao dầm dọc thấp hơn chiều cao dầm ngang (hình 5.2)

Giả thiết trong tính toán:

+ Mômen gối do bản cá và số đỉnh nối vai kê với cánh dầm dọc (n_2) chịu;

+ Lực cắt $Q_{g\ddot{o}i}$ phân bố đều cho các đỉnh nối sườn dầm dọc và cánh đứng của vai kê với sườn dầm ngang.

Tính số đỉnh nối bản cá với cánh trên dầm dọc.

$$n_1 \geq \frac{1}{m_2} \mu_c F_{th}$$

$m_2 = 1$;

$F_{th} = b_c \delta$.

Hoặc:
$$n_1 \geq \frac{S}{m_2 [T]}$$

$$S = \frac{M_{g\ddot{o}i}}{h}$$

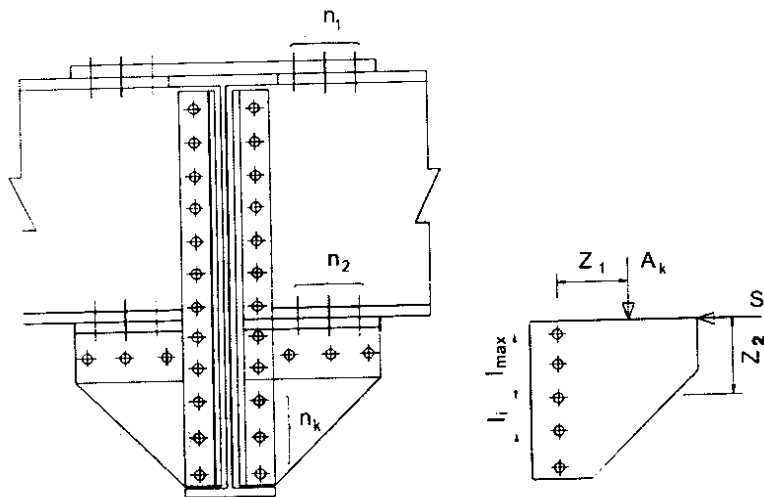
Lỗ đỉnh nối cánh dưới dầm dọc với vai kê tính theo lực S như tính n_1 .

Tính vai kê:

Lực cắt tác dụng lên vai kê:
$$A = \frac{Q_{g\ddot{o}i} n_k}{n}$$

trong đó: n - số đỉnh trên thép góc đứng (cả ở sườn dầm dọc và vai kê);

n_k - số đỉnh trên thép góc đứng phần nằm trên phạm vi vai kê.



Hình 5.2

Mômen uốn tác dụng tại mặt cắt cột đỉnh của vai kê:

$$M_k = A_k Z_1 - S Z_2$$

Lực tác dụng lên đỉnh bất lợi nhất trong n_k :

Do S gây ra: $\frac{S}{n_k}$

Do A_k gây ra: $\frac{A_k}{n_k}$

Do M_k gây ra: $\frac{M_k e^{\max}}{\sum e^2}$;

$$T = \sqrt{\left(\frac{A_k}{n_k}\right)^2 + \left(\frac{S}{n_k} + \frac{M_k e^{\max}}{\sum e^2}\right)^2} \leq [T]$$

5.2.2.3. Khi vai kê hàn liền với dầm dọc thành một khối thống nhất

Khi tính coi như bản cá và các đỉnh liên kết thép góc với sườn dầm ngang cùng chịu mômen gối, các đỉnh nằm trong khu vực chịu kéo không làm việc để tránh hiện tượng đứt đầu đỉnh.

Ta coi nội lực trong đỉnh tỷ lệ với khoảng cách từ đỉnh đến trục trung hòa và trục trung hòa được xem như rơi đúng vào trọng tâm của một đỉnh.

Nội lực ở đỉnh ngoài cùng do mômen gối sinh ra S_n^M .

Ta có phương trình cân bằng: $\sum_{i=1}^n S_n \frac{i}{n} = F_c \sigma_c$

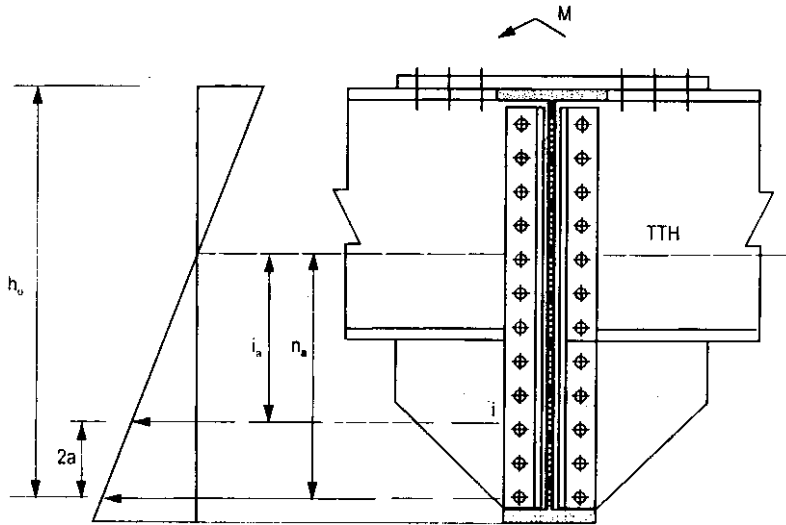
$$\sum_{i=1}^n S_n \frac{i^2 a}{n} + F_c \sigma_c (h_0 - na) = M_{goi}$$

F_c, σ_c - diện tích và ứng suất bản cá;

a - bước đỉnh tán;

n - số đỉnh tán trong khu vực chịu nén;

h_0 - khoảng cách từ đỉnh dầm dọc đến đỉnh dưới cùng.



Hình 5.3

Giả thiết tiết diện tại liên kết sau khi biến dạng vẫn phẳng ta có:

$$S_n = S_n = \sigma_c \frac{na}{h_0 - na} \sigma a$$

σ - chiều dày vai kê;

σa - diện tích vai kê ở chỗ có ứng suất $\sigma_c \frac{na}{h_0 - na}$

Theo tính chất của cấp số cộng ta có:

$$\sum_{i=1}^n i = \frac{n(n+1)}{2}$$

$$\sum_{i=1}^n i^2 = \frac{n}{6}(n+1)(2n+1)$$

Từ các phương trình trên ta suy ra được phương trình để xác định n (lấy nguyên dương):

$$Nn^2 + \left(\frac{2F_c}{a\sigma} + 1 \right) n - \frac{2h_0 F_c}{a^2 \sigma} = 0$$

Ứng suất trong bản cá:

$$\sigma_c = \frac{M_{goi}}{\frac{a^3 \sigma}{6(h_0 - na)} n(n+1)(2n+1) + F_c(h_0 - na)}$$

Có σ_c xác định được S_n do mômen gối sinh ra, ký hiệu là S_n^M .

Nội lực đỉnh do lực cắt sinh ra S_n^Q :

Gọi số đỉnh trên cột đứng là m: $S_n^Q = \frac{Q_{goi}}{m}$

Điều kiện bền của đỉnh: $\sqrt{S_n^{M^2} + S_n^{Q^2}} \leq [T]$

5.2.2.4. Khi có bản cá trên, không có bản cá dưới, vai kê

Trong trường hợp này mỗi nối xem là yếu và không chịu được mômen uốn.

Lực cắt truyền cho các đỉnh nối sườn dầm dọc với sườn dầm ngang (n):

$$n \geq \frac{Q_{goi}}{m_2 [T]}$$

trong đó: $m_2 = 0,7$ khi n là tất cả số đỉnh.

5.2.3. Tính dầm ngang

Cũng như dầm dọc, dầm ngang làm việc rất phức tạp nhưng để đơn giản tính toán và thiên về an toàn người ta xem dầm ngang như dầm giản đơn có khẩu độ tính toán là khoảng cách tim hai dầm chủ (B).

Tải trọng tác dụng lên dầm ngang có tính tải mặt cầu, dầm dọc, trọng lượng bản thân dầm ngang và hoạt tải.

S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
-		D		-

Hình 5.4

Mỗi dầm ngang chịu tác dụng của nhiều cặp dầm dọc trong hai khoang kê bên nên khi lực tác dụng của dầm dọc lên dầm ngang S_i cần vẽ đường ảnh

hưởng của hai dầm dọc kề nhau rồi đặt tải để được phản lực bất lợi (xác định hệ số xung kích $1 + \mu$ phải lấy $\lambda = 2d$, với d là khẩu độ tính toán của dầm dọc). Vì dầm ngang chịu tác dụng của nhiều cặp dầm dọc nên theo chiều ngang cầu (tức theo chiều dài dầm ngang khi tính các lực S_i cần xét hệ số phân số cho dầm dọc để được nội lực trong dầm ngang bất lợi nhất. Để có mômen lớn nhất cần đặt tải trọng dồn vào giữa cầu, để có lực cắt bất lợi cần đặt cho tải trọng lệch tâm nhiều nhất.

Sau khi đã xác định được nội lực bất lợi tính dầm ngang giống như tính dầm dọc đã nghiên cứu ở các chương trước.

5.2.4. Tính liên kết dầm ngang với dầm chủ

Liên kết dầm ngang vào giàn chủ thường chỉ tính theo lực cắt ở gối, ảnh hưởng của mômen gối được xét thông qua hệ số điều kiện làm việc m_2 .

- Số đinh nối thép góc với sườn dầm ngang:

$$n_1 \geq \frac{Q}{m_2 R_0} \mu_{C2}$$

$$n_1 \geq \frac{Q}{m_2 R_0} \mu_{Cm}$$

trong đó: $m_2 = 0,9$;

μ_{C2}, μ_{Cm} - hệ số dính tán theo cắt hai mặt và theo ép mặt;

Lấy n_1 là giá trị lớn hơn trong hai giá trị trên.

- Số đinh nối thép góc với bản tiếp điểm:

$$n_1 \geq \frac{Q}{m_2 R_0} \mu_{cl}$$

trong đó: $m_2 = 0,65$;

μ_{cl} - hệ số dính tán cho trường hợp cắt một mặt.

Chú ý rằng n_2 không có số đinh nằm trong phạm vi thanh biên dưới.

Nếu n_2 tính ra không đủ bố trí trên chiều cao còn lại của dầm ngang thì bố trí thêm bản tam giác (bản góc) hoặc dùng thép góc không đều cạnh để có thể tán được hai cột dính.

5.3. TÍNH GIÀN CHỦ

5.3.1. Tính nội lực các thanh trong giàn

- Nội lực do tĩnh tải:

$$N_{it}^1 = \Omega \sum n_t q_t$$

trong đó: Ω - tổng diện tích đường ảnh hưởng;

n_t, q_t - hệ số tải trọng và tĩnh tải tương ứng.

- Nội lực do hoạt tải:

$$N_{it}^H = n_h (1 + \mu) \eta \omega q_{td} \quad (1)$$

trong đó: n - hệ số tải trọng của hoạt tải;

$1 + \mu$ - hệ số xung kích;

η - hệ số phân bố ngang của hoạt tải;

q_{td} - tải trọng rải đều tương đương;

ω - diện tích đường ảnh hưởng chất tải.

Chú ý: đối với đường ảnh hưởng hai đầu thì để được nội lực tổng hợp có giá trị max và min cần phải đưa vào hệ số vượt tải của tĩnh tải lớn hơn hoặc nhỏ hơn 1.

Khi tính giàn, trọng lượng các thanh được đưa về nút và xem như giàn chỉ chịu tác dụng của các tải trọng đặt ở nút, do đó các thanh trong giàn chỉ chịu kéo hoặc nén.

Trong thực tế thanh còn chịu mômen uốn (trừ thanh đứng) do trọng lượng bản thân thanh gây ra. Mômen uốn này có thể lấy bằng 0,8 mômen tính toán theo sơ đồ dầm giản đơn. Hệ số 0,8 là đã kể tới tính chất ngàm ở hai đầu.

$$M = 0,8 \frac{q/a}{8} = \frac{q/a}{10}$$

trong đó: l - chiều dài thanh;

a - chiều dài hình chiếu nằm ngang của thanh;

q - trọng lượng một đơn vị chiều dài thanh

$$q = \gamma F_{ng} \psi \cdot \cos \alpha$$

γ - trọng lượng riêng của thép $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$;

F_{ng} - diện tích nguyên của mặt cắt ngang thanh;

ψ - hệ số xét tới cấu tạo của hệ $\psi = 1,1 \div 1,2$;

α - góc nghiêng của thanh với đường nằm ngang.

Ngoài mômen uốn trong thanh do trọng lượng bản thân thanh sinh ra, trong giàn có hệ thanh bụng tam giác khi thanh đứng chịu lực dọc, chiều dài thanh thay đổi làm phát sinh mômen uốn ở tiếp điểm đầu thanh (hình 5.5).

Biến dạng dài tuyệt đối của thanh đứng.

$$\Delta l = \frac{\sigma_d l_d}{E} \quad (1)$$

trong đó: σ_d - ứng suất trong thanh đứng;

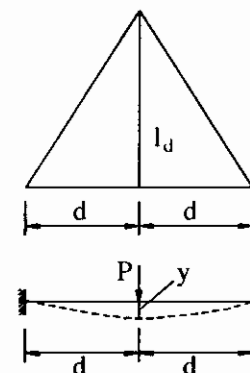
l_d - chiều dài thanh đứng.

Độ võng của thanh biên khi xem hai thanh biên như một thanh ngàm hai đầu và chịu tác dụng của một lực P ở chính giữa:

$$y = \frac{Pd^3}{24EJ}$$

$$\text{Vì } M = \frac{Pd}{4} \text{ nên } y = \frac{Md^2}{6EJ} \quad (2)$$

$$\text{Từ (1) và (2) ta có: } \frac{Md^2}{6EJ} = \frac{\sigma_d l_d}{E}$$



Hình 5.5

$$M = \frac{6J_d l_d J}{d^2}$$

trong đó: J - mômen quán tính của mặt cắt thanh biên đối với trục nằm ngang;

d - chiều dài khoảng;

Các ký hiệu khác như đã nêu ở trên.

5.3.2. Chọn tiết diện của thanh giàn chủ

Chọn tiết diện các thanh giàn có biên mảnh.

5.3.2.1. Các kích thước cơ bản của tiết diện

Khoang chịu lực lớn nhất của biên trên (chịu nén) là thanh rất quan trọng trong giàn (chọn tiết diện thường bắt đầu từ thanh này). Các kích thước cơ bản của thanh này sẽ quyết định bề rộng b của tất cả mọi thanh và cố gắng giữ không đổi để các thanh nối vào nút được thuận lợi. Chiều cao h của thanh biên cũng nên làm cố định cho kết cấu được đơn giản.

Để định kích thước h và b có thể sử dụng công thức:

$$h = \left[l - \frac{l^2}{400} \right]; \text{ và } b = [h - 0,2l]$$

trong đó: l - nhịp của giàn, m.

Công thức trên chỉ là công thức kinh nghiệm.

5.3.2.2. Diện tích cần thiết của tiết diện (gần đúng)

Đối với thanh biên trên (chịu nén):

$$F_{ng} = \frac{O}{0,82(R_0 - 100)}$$

Đối với các thanh biên dưới chịu kéo:

$$F_{ng} = \frac{U}{0,85(R_0 - 100)}$$

hoặc:

$$\frac{U}{(R_0 - 100)}$$

Trong đó biểu thức thứ nhất là đối với các thanh có xét đến giảm yếu do lỗ đinh cong, biểu thức thứ hai là đối với các thanh không kể đến giảm yếu (chẳng hạn các thanh hàn có cấu tạo bản bù tại nút).

Đối với các thanh xiên chịu nén:

$$F_{ng} \approx \frac{D}{0,6(0,7)(R_0 - 100)}$$

Đối với các thanh xiên chịu kéo:

$$F_{ng} \approx \frac{D}{0,85(R_0 - 100)}$$

trong đó: O, U, D - nội lực trong các thanh giàn do tải trọng tính toán;

0,82; 0,6; 0,7 - các hệ số uốn dọc lấy ước chừng;

$(R_0 - 100)$ - cường độ tính toán, lấy với độ dự trữ 100 kG/cm² vì các thanh còn chịu uốn do tải trọng bản thân.

5.3.2. 3. Các yêu cầu về cấu tạo khi chọn tiết diện

Biết tiết diện cần thiết của từng tiết diện nguyên, chiều cao và chiều rộng tiết diện, ta sẽ chọn kích thước của các bộ phận tiết diện.

Khi chọn cần phải đảm bảo các yêu cầu cấu tạo sau đây:

Bề dày lớn nhất của các bản thép trong tiết diện hàn:

Cho thanh làm bằng thép cacbon: < 50mm.

Cho thanh làm bằng thép hợp kim thấp: < 40mm (tuy nhiên tốt nhất bề dày không quá 30mm, bởi vì bề dày lớn có thể không đảm bảo được các đặc trưng cơ học cần thiết);

Bề dày nhỏ nhất của các bản thép hoặc tập bản thép nằm ngang trong tiết diện chữ H:

Đối với kết cấu tán đinh: < 0,4δ;

Đối với kết cấu hàn: < 0,5δ khi δ > 30mm

< 0,5δ khi δ < 25mm

trong đó: δ - bề dày tập bản thép (hoặc bản thép) nằm trong mặt phẳng của giàn;

Độ mảnh của các thanh (ở trong mặt phẳng và ra ngoài mặt phẳng của giàn) không được vượt quá các trị số cho phép.

Căn cứ vào nội lực tính toán và các yêu cầu về mặt cấu tạo người ta tiến hành chọn tiết diện thanh như trên sau đó kiểm tra theo từng trường hợp như sau:

5.3.2.3.1. Thanh chịu kéo

- Điều kiện bền: $\frac{N_{tt}}{F_{th}} \leq R_0$

- Điều kiện bền mỏi: $\frac{N'}{F_{th}} \leq \gamma R_0$

trong đó: N_{tt} , N' - nội lực tính toán và nội lực để tính mỏi;

F_{th} - diện tích tiết diện thực của thanh;

γ - hệ số giảm cường độ tính toán do mỏi;

R_0 - cường độ tính toán của vật liệu khi chịu lực dọc trục.

5.3.2.3.2. Thanh chịu nén

Với thanh chịu nén ngoài việc kiểm tra điều kiện bền và bền mỏi như thanh kéo còn phải kiểm tra thêm về ổn định:

$$\frac{N_u}{\varphi F_{ng}} \leq R_0$$

trong đó: F_{ng} - diện tích nguyên của mặt cắt ngang thanh;

φ - hệ số uốn dọc phụ thuộc vào độ mảnh λ của thanh.

Khi xác định độ mảnh λ , chiều dài tự do lấy như sau:

- Đối với thanh biên, thanh xiên tại gối và thanh đứng tại gốc chiều dài tự do trong và ngoài mặt phẳng giàn đều lấy bằng chiều dài hình học, tức là bằng khoảng cách tâm các nút hai đầu thanh.

- Đối với thanh xiên và thanh đứng còn lại chiều dài tự do ngoài mặt phẳng giàn lấy bằng 0,8 chiều dài hình học.

Trường hợp thanh đứng và thanh xiên giao nhau với thanh chịu kéo thì chiều dài tự do cả trong và ngoài mặt phẳng giàn đều giảm đi, lấy bằng chiều dài hình học nhân với hệ số:

0,7 khi có một hay hai điểm giao nhau;

0,5 khi có ba điểm giao nhau.

Trường hợp thanh đứng và thanh xiên giao nhau với thanh chịu nén, thanh chịu kéo lệch tâm, thanh không chịu lực thì chiều dài tự do chỉ được giảm bớt trong mặt phẳng của giàn chủ.

Độ mảnh:
$$\lambda = \frac{l_0}{r}$$

trong đó: l_0 - chiều dài tự do trong mặt phẳng tính độ mảnh;

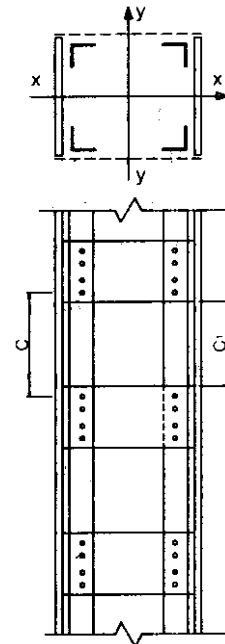
r - bán kính quán tính của mặt cắt thanh trong mặt phẳng tương ứng.

Đối với các thanh gồm hai nhánh ghép nối bằng thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ độ mảnh của thanh trong mặt phẳng vuông góc với mặt phẳng thanh giằng (mặt phẳng y-y trên hình 5.6).

Còn độ mảnh thanh trong mặt phẳng thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ (mặt phẳng x-x trên hình 5.6) xác định theo độ mảnh tương đương λ_{td} :

Với bản giằng và bản khoét lỗ:

$$\lambda_{td} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_n^2}$$



Hình 5.6

Với thanh giằng:

$$\lambda_{td} = \lambda \sqrt{1 + k\beta_g \frac{F_{ng}}{F_g}}$$

trong đó: λ - độ mảnh của thanh trong mặt phẳng thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ
(coi như mặt cắt nguyên của cả thanh)

λ_n - độ mảnh của nhánh ($l_0 = c$) với liên kết đỉnh tán, liên kết hàn l_0 và khoảng cách hai mép ($l_0 = c_1$);

F_{ng} - diện tích tiết diện nguyên của cả thanh;

F_g - diện tích nguyên của tất cả các thanh giằng trong một mặt cắt ngang của thanh ghép;

β_g - hệ số phản ánh cấu tạo thanh giằng, nếu thanh giằng bằng thép góc $\beta = 1,8$,
bằng thép bản $\beta = 1,4$;

k - hệ số phụ thuộc vào độ mảnh của thanh;

$$\lambda \leq 100 \text{ thì } k = \frac{1,3}{\lambda};$$

$$\lambda > 100 \text{ thì } k = \frac{30}{\lambda^2}.$$

Chú ý: Đối với các thanh kéo và nén khi tính độ mảnh λ đều dùng mặt cắt nguyên.
Điều 3. 84 Quy trình 1979 cũng quy định độ mảnh của các thanh chịu nén, lúc chịu nén, lúc chịu kéo, các thanh biên chịu kéo của dầm chủ không được vượt quá 100. Với các thanh giàn chủ chỉ chịu kéo (trừ thanh biên) cũng như các thanh không chịu hoạt tải độ mảnh không được vượt quá 150. Độ mảnh của các nhánh trong thanh ghép không được vượt quá 40 khi chịu nén, 50 trong các trường hợp khác.

5.3.2.3.3. Thanh nén uốn hoặc kéo uốn đồng thời

- Kiểm tra độ bền:
$$\sigma = \frac{N_{tt}}{F_{th}} \pm \frac{M_{tt}}{W_{th}} \leq R$$

trong đó: N_{tt}, M_{tt} - lực dọc và mômen uốn tính toán;

F_{th}, W_{th} - diện tích và mômen chống uốn của tiết diện thực;

R - cường độ tính toán, lấy bằng R_u khi $\frac{N_{tt}}{F_{th}} < \frac{M_{tt}}{W_{th}}$, lấy bằng R_o khi ngược lại.

- Kiểm tra độ bền mỏi:
$$\frac{N_{tt}}{F_{th}} \pm \frac{M'_{tt}}{W_{th}} \leq \gamma R$$

M' - mômen uốn trong mặt phẳng kiểm toán mỏi lấy như sau:

+ Khi lực dọc là lực kéo:
$$M' = \frac{M}{1 + \frac{N}{N_{Olc}}}$$

+ Khi lực dọc là lực nén:
$$M' = \frac{M}{1 - \frac{N}{N_{Ole}}}$$

+ Trong các trường hợp khác lấy $M' = M$

ở đây: M - mômen uốn tiêu chuẩn;

N - lực dọc tiêu chuẩn;

N_{Ole} - lực tới hạn:
$$N_{Ole} = \frac{\pi^2 EJ_{ng}}{l_0^2}$$

J_{ng}, l_0 - mômen quán tính nguyên và chiều dài tự do lấy trong mặt phẳng uốn.

- Kiểm tra ổn định: Khi kiểm tra thanh chịu nén uốn đồng thời, cũng vẫn dùng công thức như thanh chịu nén đúng tâm, nhưng hệ số uốn dọc φ không chỉ phụ thuộc vào độ mảnh λ trong mặt phẳng uốn mà còn phụ thuộc vào độ lệch tâm tương đối $i = \frac{l}{s}$, trong

đó $e = \frac{M}{N}$ (mômen uốn M lấy trong phạm vi đoạn giữa thanh trên chiều dài bằng 1/3

chiều dài thanh), S bán kính lỗ theo phương trình lệch tâm, $S = \frac{W_{ng}}{F_{ng}}$.

Trường hợp mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất không trùng với mặt phẳng uốn thì thay φ bằng φ_2 với

$$\varphi_2 = \frac{\varphi}{1 + \varphi i}$$

trong đó: φ - lấy đối với mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất;

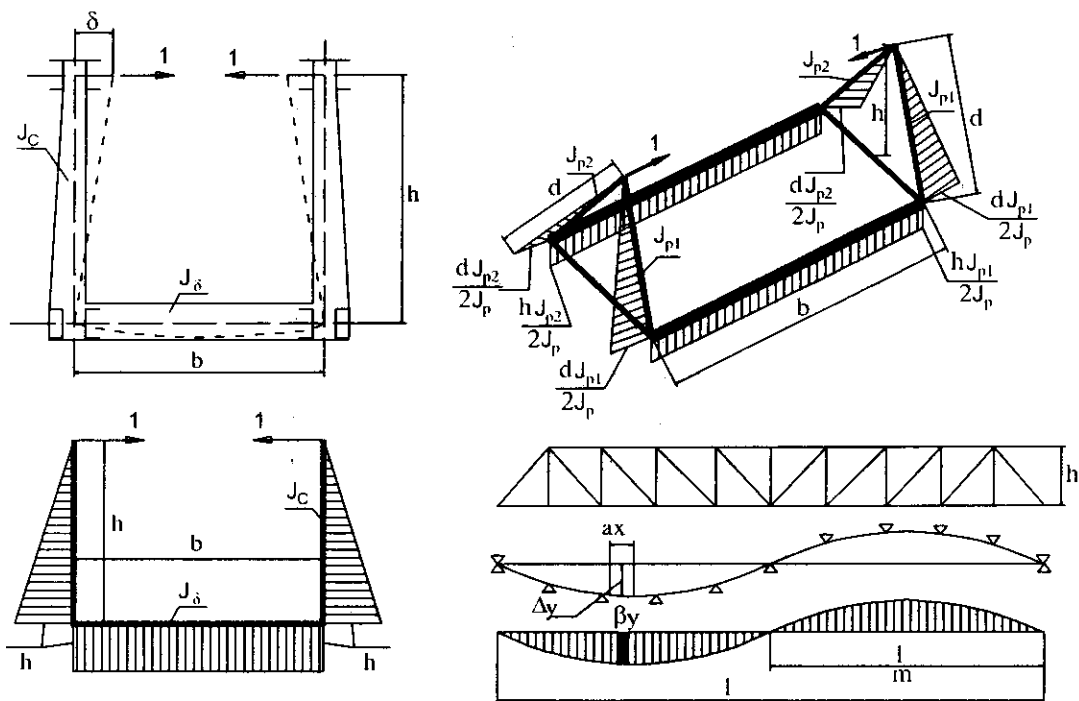
i - lấy đối với mặt phẳng uốn tức mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất.

5.3.2.3.4. Thanh biên chịu ép trong kết cấu nhịp cầu hở

Trong kết cấu nhịp cầu hở, sự ổn định của thanh biên trên chịu ép là nhờ ở độ cứng của khung ngang. Khi các giàn chủ có những thanh đứng thì mỗi khung ngang sẽ hợp bởi dầm ngang và hai thanh đứng (hình 5.7). Trường hợp giàn chủ không có thanh đứng thì khung ngang sẽ do các dầm ngang và các thanh xiên của giàn chủ hợp thành, và sẽ là một kết cấu không gian. Các khung ngang có tác dụng như gối tựa đàn hồi giữ cho thanh biên chịu ép khỏi bị mất ổn định ra ngoài mặt phẳng của giàn.

Khi tính toán về ổn định của thanh biên chịu ép kéo này, người ta giả thiết có thể thay thế lực đàn hồi chống giữ cho thanh biên được ổn định của tất cả các khung ngang bằng lực chống lại của một môi trường đàn hồi nào đó với độ đàn hồi:

$$\beta = \frac{1}{\delta a}$$



Hình 5.7. Sơ đồ tính toán ổn định của thanh biên chịu nén trong kết cấu nhịp cầu giàn hở

trong đó: δ - là chuyển vị nằm ngang của đầu cột khung ngang do tác dụng của lực đơn vị nằm ngang đặt tại đầu cột;

a - chiều dài khoang của giàn.

Trong trường hợp khung ngang là kết cấu phẳng thì δ có thể được xác định bằng biểu thức:

$$\delta = \frac{h^3}{3EI_c} + \frac{bh^2}{2EI_d}$$

với: h - chiều cao của khung ngang hay chính là thanh đứng của giàn chủ tính từ trọng tâm tiết diện thanh biên chịu ép tới trục dầm ngang;

B - khoảng cách giữa tim các giàn chủ;

I_c và I_d - các mômen quán tính của tiết diện thanh đứng và dầm ngang trong mặt phẳng của khung ngang.

Đối với trường hợp khung ngang là kết cấu không gian thì phải coi là mỗi dầm ngang đều tham gia thành phần của khung ngang kề bên nữa, do đó khi xác định chuyển vị δ sẽ chỉ tính với một nửa mômen quán tính của mỗi dầm ngang. Ngoài ra người ta cũng coi rằng chỉ có các thành phần trong mặt phẳng thẳng đứng của mômen uốn trong các thanh xiên do lực đơn vị mới làm cho dầm ngang bị uốn trong mặt phẳng đứng. Như vậy công thức để xác định độ chuyển dịch δ sẽ là:

$$\delta = 1,1 \left(\frac{d^3}{3EI_x} + \frac{bh^2}{2EI_d} \right)$$

với d - chiều dài thanh xiên;

$I_x = I_{x1} + I_{x2}$ - tổng mômen quán tính tiết diện của hai thanh xiên trong phương ra ngoài mặt phẳng của giàn;

1,1 - hệ số xét đến ảnh hưởng của sự mạnh yếu của các bản nút nối các thanh xiên đó.

Bây giờ ta xét một kết cấu nhịp giàn hờ có biên trên và biên dưới song song.

Khi đó, hiện tượng mất ổn định phản lực đàn hồi của môi trường có tác dụng giữ thanh biên trên đoạn dx với trục dịch chuyển y sẽ là $\beta y dx$; công của toàn bộ phản lực đàn hồi của môi trường trên suốt chiều dài thanh biên chịu ép sẽ là:

$$\frac{Md^2}{6EJ}$$

Công làm uốn thanh biên khi mất ổn định biểu diễn bằng công thức:

$$\frac{EI_b}{2} \int_0^l \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx$$

Như vậy công toàn phần của tất cả các nội lực khi mất ổn định:

$$I_1 = \int_0^l \frac{\beta y^2}{2} dx + \frac{EI_b}{2} \int_0^l \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx$$

trong đó: I_b - là mômen quán tính của tiết diện thanh biên lấy đối với trục thẳng đứng. Để cho đơn giản người ta xem I_b là không đổi trên suốt chiều dài biên trên và lấy bằng giá trị trung bình.

Khi mất ổn định, biên giàn sẽ bị chuyển dịch dọc một đoạn Δl

$$\Delta l = \int_0^l \left(\sqrt{dx^2 + dy^2} - dx \right) = \int_0^l \left(\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} - 1 \right) dx \approx \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

Để đơn giản, người ta giả thiết rằng lực dọc S trong biên giàn bằng nhau trên suốt chiều dài. Như vậy công của lực S trên chuyển vị Δ sẽ là:

$$I_2 = S \Delta l = \frac{S}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

Điều kiện giới hạn khi mất ổn định là $T_1 = T_2$ hay:

$$\int_0^l \frac{\beta y^2}{2} dx + \frac{EI_b}{2} \int_0^l \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 dx = \frac{S_{th}}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 dx$$

Ta giả thiết rằng đường trục của thanh biên khi mất ổn định có dạng hình sin với m nửa bước sóng và sẽ biểu diễn bằng phương trình:

$$y = aA \sin \frac{m\pi x}{l}$$

Thay vào phương trình cân bằng về công ở trên sẽ rút ra được biểu thức của lực tới hạn khi ổn định S_{th} :

$$S_{th} = \frac{EI_b m^4 \pi^4 + \beta l^4}{\pi^2 l^2 m^2}$$

hay

$$S_{th} = \frac{EI_b m^4 \pi^4 + \beta l^4}{\pi^2 l^2 m^2}$$

5.3.3. Tính thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ

Thanh giằng, bản giằng làm nhiệm vụ liên kết hai nhánh để đảm bảo sự làm việc chung. Độ bền của thanh giằng, bản giằng không đủ sẽ dẫn đến thanh chịu nén bị phá hoại do hiện tượng uốn dọc. Khi thanh giằng, bản giằng bị phá hoại các nhánh thanh cũng bị phá hoại do làm việc riêng rẽ.

Bản khoét lỗ vừa làm nhiệm vụ liên kết các nhánh thanh vừa là một thành phần của tiết diện nhánh.

Thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ chịu lực cắt giả định là:

$$Q = \alpha F_{ng} R_0 \frac{\gamma}{\varphi_{min}}$$

trong đó: F_{ng} - diện tích tiết diện nguyên;

R_0 - cường độ tính toán của thép;

γ - hệ số uốn dọc trong mặt phẳng thanh giằng...;

φ_{min} - hệ số uốn dọc nhỏ hơn trong hai mặt phẳng;

$\alpha = 1,024 - 0,00007\lambda$ nhưng bằng 0.015 với thanh bằng thép than, bằng 0.017 với thanh bằng thép hợp kim thấp;

Căn cứ vào lực cắt Q để tính toán thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ.

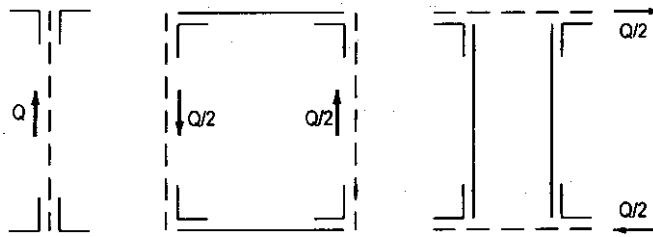
5.3.3.1. Tính thanh giằng

$$\text{Nội lực trong thanh giằng } S = \frac{Q_1}{\sin \alpha}$$

trong đó: α - góc nghiêng của thanh giằng với trục của thanh chính;

Q_1 - lực cắt tính toán do một hệ thống thanh giằng chịu, lấy theo chỉ dẫn trên hình 5.10.

Nếu dùng hệ thanh giằng có hai thanh chéo thì mỗi thanh giằng chịu $S/2$, nếu có một thanh chéo thì thanh giằng chịu lực S .



Hình 5.8

Có thanh giằng chịu kéo, cũng có thanh giằng chịu nén với lực dọc là S hoặc S/2 nếu cần phải kiểm tra thanh giằng chịu nén, ngoài ra nếu để ý đến lệch tâm (với thanh giằng làm bằng thép bỏ qua lệch tâm, với thanh giằng bằng thép góc lực S không thể đặt vào trục thanh, cần thiết phải tính đến lệch tâm) phải kiểm tra như thanh chịu nén, uốn đồng thời.

5.3.3.2. Tính bản giằng

Bản giằng được tính với giả thiết các bản hợp với hai nhánh thành một giàn có nút cứng và không có thanh xiên (hình 5.9b). Khi đó mômen uốn tại chỗ nối bản giằng vào nhánh thanh là:

$$M = \frac{Q_1 C}{2}$$

Q_1 - lấy trên hình 5.9d:

C - khoảng cách từ tim bản giằng nọ đến tim bản giằng kia.

Lực cắt tác dụng lên bản giằng

$$T = \frac{2M}{b} = \frac{Q_1 C}{b}$$

b - khoảng cách giữa trục hai nhánh thanh

Căn cứ vào M và Q để tính bản giằng.

- Nếu bản giằng liên kết bằng đinh tán thì lực tác dụng lên đinh bất lợi nhất là:

Do T sinh ra: $S_1 = \frac{T}{m}$, với m là số đinh liên kết bản giằng vào nhánh thanh

Do M sinh ra: $S_2 = \frac{T}{\sum a_i^2} a_{\max}$, với a_i khoảng cách từng cặp đinh nằm đối xứng nhau

qua trục bản giằng, $a_{\max}$ khoảng cách giữa các đinh nằm ngoài cùng.

Tổng cộng: $\sqrt{S_1^2 + S_2^2} \leq [T]$

[T] - khả năng chịu lực của một đinh.

- Nếu bản giằng liên kết với nhánh thanh bằng đường hàn thì ứng suất tiếp trong mối hàn:

$$\text{Do } T \text{ sinh ra: } \tau_1 = \frac{T}{hd}$$

$$\text{Do } M \text{ sinh ra: } \tau_2 = \frac{\delta M}{hd^2}$$

trong đó: h - chiều dày tính toán của đường hàn;

d - chiều dài đường hàn.

Tổng cộng:

$$\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \leq 0.75R_0$$

$0.75R_0$ - cường độ tính toán về cắt của đường hàn

5.3.3.3. Tính toán bản khoét lỗ

Tính toán đỉnh tán hoặc đường hàn liên kết bản khoét lỗ với nhánh thanh giống như tính liên kết bản giằng với nhánh thanh. Ở đây số đỉnh tán hoặc chiều dài đường hàn lấy trên phạm vi khoảng cách tâm hai lỗ khoét liền nhau (xem hình 5.9b).

5.3.4. Tính nút giàn

5.3.4.1. Tính liên kết thanh với nút giàn

Các thanh có thể liên kết với nút giàn bằng đỉnh tán hoặc hàn.

- Liên kết đỉnh tán: thông thường ta bố trí đỉnh tán trước rồi kiểm tra lại:

Theo điều kiện cắt:

$$\frac{F_B}{n_b} + \frac{F_g}{n_g} \leq \frac{1}{\mu_c}$$

trong đó: F_B, F_g - diện tích tính toán của tiết diện bản thép và thép góc;

n_b - số đỉnh liên kết bản thép (tán qua bản thép);

n_g - số đỉnh tán chỉ liên kết thép góc;

μ_c - hệ số đỉnh tán theo điều kiện cắt.

Theo điều kiện ép mặt:

$$\frac{F_B}{n_b} + \frac{F_g}{n_g} \leq \frac{1}{\mu_{cm}}$$

μ_{cm} - hệ số đỉnh tán theo ép mặt.

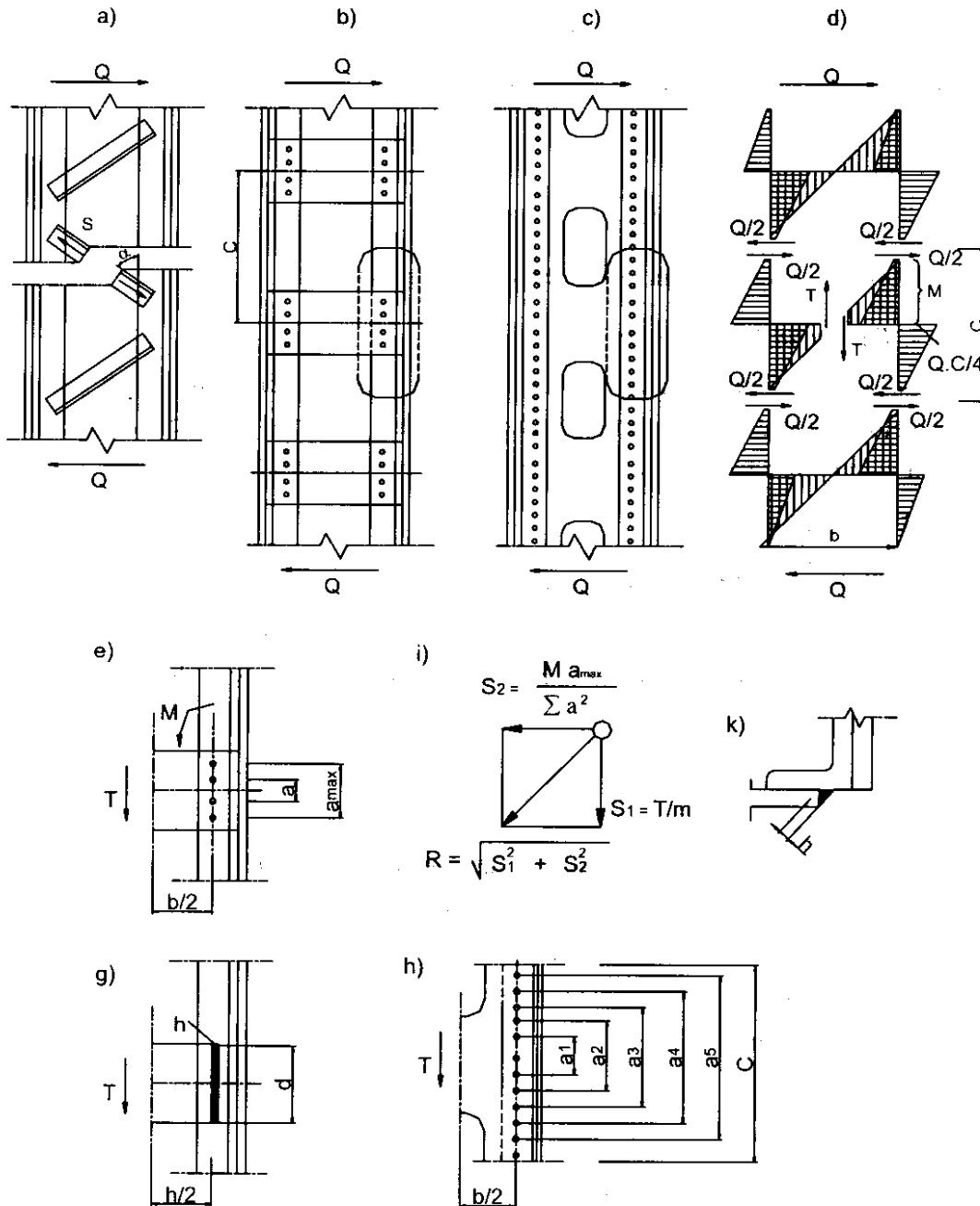
- Liên kết hàn: cần cố gắng bố trí sao cho trục thanh đi qua trọng tâm tiết diện chịu lực của các đường hàn, nghĩa là cần đảm bảo sao cho:

$$a_1/l_1 = a_2/l_2$$

trong đó: l_1, l_2 - chiều dài các đường hàn 1, 2;

h_1, h_2 - chiều cao tính toán đường hàn 1 và 2;

a_1, a_2 - khoảng cách từ các đường hàn đến trọng tâm của chúng.



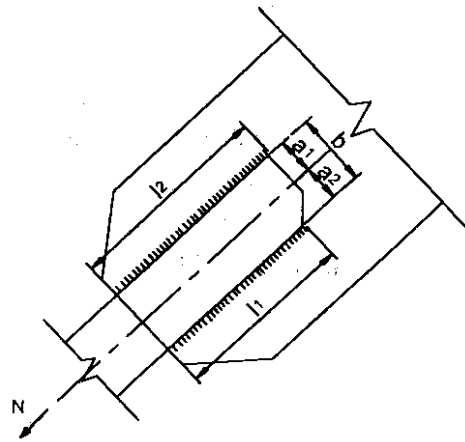
Hình 5.9. Sơ đồ tính thanh giằng, bản giằng, bản khoét lỗ.

Điều kiện bền của các đường hàn là:

$$\frac{N_{tt}}{l_1 h_1 + l_2 h_2} \leq 0.75 R_0$$

Khi trục thanh không đi qua trọng tâm nhóm đường hàn sẽ phát sinh mômen phụ $M_{tt} = N_{tt} e$, trong đó e là độ lệch tâm. Khi đó có ứng suất do N sinh ra:

$$\tau_1 = \frac{N_{tt}}{l_1 h_1 + l_2 h_2}$$



Hình 5.10

Ứng suất do M_{tt} sinh ra:

$$\tau_2 = \frac{N_{tt}}{J_0} r$$

trong đó: J_0 - mômen quán tính cực của các tiết diện đường hàn lấy đối với trọng tâm của chúng;
 r - khoảng cách từ điểm xa nhất của đường hàn đến trọng tâm;

Trong trường hợp này ta có điều kiện bền:

$$\sqrt{(\tau_1 + \tau_2 \sin \alpha)^2 + (\tau_2 \cos \alpha)^2} \leq 0.7 R_0$$

α - góc giữa bán kính r và trục thanh.

5.3.4.2. Kiểm tra độ bền của bản nút

Bản nút cần có độ bền cao hơn độ bền của các thanh liên kết tại nút là 10%, giải quyết vấn đề đó người ta đưa vào hệ số điều kiện làm việc $m_2 = 0,90$.

- Kiểm tra xé rách theo mặt cắt I-I và II-II (hình 5.12).

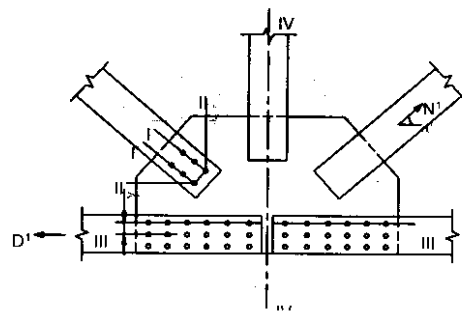
$$N_{tt} \leq m_2 \sum F_i R_i$$

trong đó:

N_{tt} - nội lực tính toán của thanh;

F_i - diện tích tiết diện các phần có thể bị xé rách (có trừ lỗ đinh);

R_i - cường độ tính toán của bản nút tại phần có diện tích F_i , khi phần bị xé rách vuông góc với trục thanh lấy $R_i = R_0$, phần nằm xiên góc 60° với trục thanh lấy $R_i = 0.75 R_0$. Trường hợp trung gian lấy theo nội suy.



Hình 5.11

- Kiểm tra theo tiết diện III-III đi qua hàng đinh đầu tiên liên kết thanh biên với bản nút (hình 5.12).

Gọi Z là tổng hình chiếu của các lực ở một phía của mặt cắt (ở đây là phía trên) lên trục song song với mặt cắt, γ khoảng cách từ đường trục thanh biên tới mặt cắt III-III. Trường hợp nút ở gối còn phải xét tới phản lực V (hình 5.12) với x là khoảng cách từ V tới giao điểm trục thanh xiên tại gối với mặt cắt III-III. Khi đó Z và V sinh ra một mômen với mặt cắt III-III là $M = Vx - Z\gamma$.

Điều kiện bền ở mặt cắt này là:

$$\frac{V}{F_{th}} + \frac{M}{W_{th}} \leq 0,9R_0$$

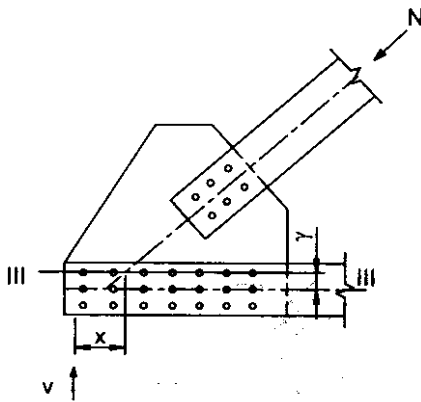
trong đó: R_0 lấy bằng R_u nếu $\frac{M}{W_{th}} > \frac{V}{F_{th}}$, lấy bằng R_o nếu ngược lại.

- Kiểm tra mặt cắt IV-IV (hình 5.11)

Nội lực để kiểm tra có thể xác định theo phần trái hoặc phải của mặt cắt. Gọi khoảng cách từ trọng tâm tiết diện IV-IV đến trục thanh biên là γ , ta thấy mặt cắt chịu lực dọc là $N_1 \cos \alpha_1 + D_1$ và mômen uốn là $(N_1 \cos \alpha_1 + D_1)\gamma$.

Điều kiện bền của mặt cắt IV-IV là:

$$\frac{N_1 \cos \alpha_1 + D_1}{F_{th}} + \frac{(N_1 \cos \alpha_1 + D_1)\gamma}{W_{th}} \leq 0,9R_0$$



Hình 5.12



Hình 5.13. a, b - nối đối đầu, c - nối so le

5.3.5. Tính nối ghép thanh

5.3.5.1. Nguyên tắc nối ghép thanh

Cường độ nối ghép thanh được quyết định bởi:

- Cường độ tiết diện thu hẹp của bản nối ghép

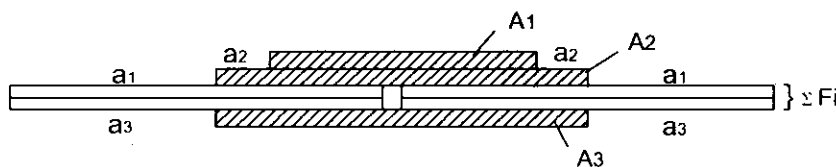
- Số đinh tán dùng để nối ghép
- Cường độ cấu kiện cần nối ghép tính theo tiết diện thu hẹp

Có hai cách nối ghép: nối đối đầu (bản tấp ở một bên hoặc ở hai bên) và nối so le (hình 5.13a, b, c)

Có hai cách tính nối ghép: tính theo điều kiện biến dạng hình dọc bằng nhau và tính theo nguyên tắc đòn bẩy.

5.3.5.2. Tính mối nối đối đầu theo điều kiện biến dạng hình dọc bằng nhau

Theo điều kiện này ta giả thiết biến dạng hình dọc của các bộ phận nằm trên cùng một tiết diện như nhau, từ đó ứng suất của các bộ phận phải bằng nhau.



Hình 5.14

Ta xét cách tính này thông qua ví dụ trên hình 5.14, ở đây tập bản nối ghép có tổng diện tích tiết diện là $\sum F_i$, trên có hai bản tấp với diện tích thu hẹp là A_1, A_2 , dưới có một bản tấp với diện tích thu hẹp là A_3 .

Khả năng chịu lực của tập bản cần nối là $R_0 \sum F_i$, tập bản tấp truyền được lực là $\alpha R_0 \sum A_i$.

$$R_0 \sum F_i = \alpha R_0 \sum A_i \text{ với } \alpha = \frac{\sum F_i}{\sum A_i}$$

Trong bản được nối ghép ($\sum F_i$) khi ứng suất đạt đến R_0 thì trên 1cm^2 cần μ đinh ứng suất, trên bản nối ghép ($\sum A_i$) chỉ đạt đến αR_0 nên trên diện tích tiết diện 1cm^2 cần có $\alpha \mu$ đinh. Suy ra số đinh cần thiết ở một bên mối nối:

$$\text{Trên mặt } a_1-a_1: n_1 = \alpha \mu (A_1 + A_2)$$

$$\text{Trên mặt } a_2-a_2: n_2 = \frac{\alpha \mu A_1}{m_2}$$

$$\text{Trên mặt } a_3-a_3: n_3 = \alpha \mu A_3$$

$Mm_2 = 0.9$ khi bản nối cách bản cần nối một bản

$Mm_2 = 0.8$ khi bản nối cách bản cần nối từ hai bản trở lên

5.3.5.3. Cách tính mối nối so le theo điều kiện biến dạng hình học bằng nhau

Khi thanh cần nối có nhiều bản thì mối nối so le có ưu điểm rất lớn vì khi một bản được nối bị gián đoạn, các bản không bị gián đoạn vẫn có tác dụng như bản tấp, nên

tiết kiệm thép hơn mỗi nối đối đầu. Ta xét cách tính mỗi nối này thông qua thí dụ trên hình 5.15.

Hệ số nối ghép ở chỗ tấm chính 1 gián đoạn:

$$\alpha_1 = \frac{\sum E_i}{F_{t1} + F_2 + F_3 + F_{t2}}$$

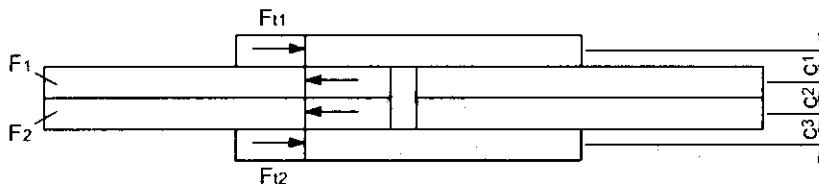
Ở chỗ tấm chính 2 gián đoạn:

$$\alpha_2 = \frac{\sum E_i}{F_{t1} + F_2 + F_3 + F_{t2}}$$

Nếu $F_1 = F_2 = F_3$ thì $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3$.

Từ $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ tính được số đinh của các mặt tiếp giáp giữa các tấm thép, dựa vào đó quyết định được số đinh trong từng đoạn.

Hệ số điều kiện làm việc $m_2 = 0,9$.



Hình 5.15

$$F_{t1} (C_1 + C_2 + C_3) = F_1 (C_2 + C_3) + F_2 C_3$$

$$F_{t1} = \frac{F_1 (C_2 + C_3) + F_2 C_3}{C_1 + C_2 + C_3}$$

Số đinh nối bản táp F_{t1} với các tấm chính:

$$N_1 = \frac{1}{m_2} \mu F_{t1} = 1,11 \mu \frac{F_1 (C_2 + C_3) + F_2 C_3}{C_1 + C_2 + C_3}$$

Tương tự ta có:

$$F_{t2} = \frac{F_2 (C_1 + C_2) + F_1 C_1}{C_1 + C_2 + C_3}$$

và:

$$N_2 = 1,11 \mu \frac{F_1 (C_1 + C_2) + F_1 C_1}{C_1 + C_2 + C_3}$$

5.3.5.4. Cách tính mỗi nối so le theo nguyên tắc đòn bẩy

Trước mặt cắt I-I: $F_{t1} (C_1 + C_2 + C_3) = 1,11 F_1 (C_2 + C_3)$

$$F_{t1} = 1,11 F_1 \frac{(C_1 + C_2)}{C_1 + C_2 + C_3} = 1,11 F_1 \delta_1$$

$$F_{t2} (C_1 + C_2 + C_3) = 1,11 F_1 C_1$$

$$= 1,11 \mu F_1 \frac{[C_1 + C_2 + C_3 - (C_1 + C_2)]}{C_1 + C_2 + C_3}$$

$$= 1,11 F_1 (1 - \delta_1)$$

Lực cắt II-II: tương tự như trên ta có:

$$F_{t2} = 1,11 F_2 \frac{(C_1 + C_2)}{C_1 + C_2 + C_3} = 1,11 F_2 \delta_2$$

$$F_{t1} = 1,11 F_2 (1 - \delta_2).$$

Giữa hai mặt cắt I-I và II-II:

$$F = 1,11 F_2 + 1,11 F_1 (1 - \delta_1) - 1,11 F_2 \delta_2 = 1,11 [F_1 (1 - \delta_1) + F_2 (1 - \delta_2)]$$

Hoặc $F = 1,11 F_1 + 1,11 F_2 (1 - \delta_2) - 1,11 F_1 \delta_1 = 1,11 [F_1 (1 - \delta_1) + F_2 (1 - \delta_2)]$

Từ diện tích bản táp cần thiết $F_{t1}, F_{t2}, F \dots$ tính được số đinh.

Chú ý: Khi thanh chịu nén $m_2 = 1$ nên không còn hệ số 1,11 trong các công thức ở trên.

5.3.5. Tác dụng giảm tải của hệ mặt cầu và hệ liên kết dọc đối với thanh biên của hệ dầm chủ

Hệ mặt cầu và hệ liên kết dọc chịu một phần nội lực các thanh biên làm các thanh này có nội lực giảm đi. Khi đó nội lực trong các thanh biên tính theo công thức:

$$N = N_0 - x N_n - t N_c \cos \alpha$$

trong đó: N_0 - nội lực tính toán của thanh biên do tĩnh tải và hoạt tải thẳng đứng sinh ra;

t - hệ số xét tới độ mềm của liên kết dọc với liên kết đỉnh tán $t = 0,7$;

với liên kết hàn $t = 0,85$;

N_c - nội lực trong thanh xiên của liên kết dọc sinh ra do tác dụng chung, với cầu tán nối chỉ tính theo hoạt tải thẳng đứng, cầu hàn nối tính theo toàn bộ tải trọng thẳng đứng;

α - góc giữa thanh chéo của hệ liên kết dọc với thanh biên của tán;

x - hệ số tác dụng giảm tải của hệ mặt cầu với thanh biên. Khi chỉ xét tác dụng giảm tải α_y của hoạt tải thẳng đứng:

$$x = \frac{\sigma_{ch} - \sigma_x - \sigma_y}{\sigma_{xy} - \sigma_x - \sigma_y} \cdot 0,90$$

Khi xét toàn bộ tải trọng thẳng đứng:

$$\chi = \frac{\sigma_{ch} - \sigma_x}{\sigma_{xy} - \sigma_x} \cdot 0,90$$

trong đó: σ_{ch} - giới hạn chảy của thép, với thép than $\sigma_{ch} = 24000 \text{ kG/cm}^2$;

với thép hợp kim thấp $\sigma_{ch} = 24000 \text{ kG/cm}^2$;

σ_{xy} - ứng suất lớn nhất ở dầm ngang đầu do uốn xiên (có xét tác dụng chung);

σ_x - ứng suất lớn nhất ở dầm ngang đầu do uốn trong mặt phẳng do toàn bộ tải trọng thẳng đứng sinh ra;

σ_y - ứng suất lớn nhất ở dầm ngang đầu do uốn trong mặt phẳng ngang dưới tác dụng chỉ của tĩnh tải;

N_n - nội lực lớn nhất dầm ngang có thể chịu được mà ứng suất tính theo uốn xiên của dầm ngang không vượt quá ứng suất giới hạn (σ_{ch}).

5.3.6. Xác định nội lực trong các thanh giàn khi có xét đến hiện tượng nút khớp đến hiện tượng nút cứng

Trong thực tế các nút giàn được liên kết bằng hàn, đinh tán, bulông cường độ cao, đó thực chất là các nút cứng mà không phải là khớp như đã giả định để tính toán. Tuy nhiên nếu đảm bảo các yêu cầu cấu tạo như đã quy định thì ảnh hưởng của nút cứng đến kết quả tính toán không lớn và có thể bỏ qua.

Khi cần xét đến độ cứng của các nút ta xem giàn là một kết cấu siêu tĩnh và tính toán theo các phương pháp của cơ học kết cấu ta sẽ có nội lực của các thanh, mômen uốn ở nút, chuyển vị nút...

Trong thực tế có nhiều phương pháp tính đến ảnh hưởng của nút cứng, các phương pháp này thường dựa vào giả thuyết nội lực (lực dọc) trong các thanh giàn do tải trọng ngoài sinh ra của các giàn nút cứng và giàn nút khớp bằng nhau. Để đơn giản hơn nữa việc tính toán người ta còn có giả thuyết độ dịch chuyển của tất cả các nút giàn của giàn nút cứng và giàn nút khớp bằng nhau. Xuất phát từ các giả thuyết đó ta có trình tự tính toán như sau:

- Đầu tiên ta xem giàn như có các nút là khớp để tính nội lực trong tất cả các thanh độ dịch chuyển của tất cả các nút, biến dạng dài của tất cả các thanh, từ đó xác định được vị trí mới của các điểm đầu các thanh sau khi giàn đã bị biến dạng. Các thanh nói chung vừa có chuyển vị góc ở đầu, chẳng hạn thanh $acbc$ có vị trí mới là ab , khi đó trục thanh đã xoay đi một góc β , do tính chất cứng của các nút nên đầu thanh bị xoay đi góc α_a và α_b (hình 5.15).

- Bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc đến tình trạng uốn cong trục thanh ta có thể viết được biểu thức tính mômen uốn ở các đầu thanh M_a và M_b .

$$M_a = \frac{2EJ}{l}(2\alpha_a + \alpha_b)$$

$$M_b = \frac{2EJ}{l}(2\alpha_b + \alpha_a)$$

trong đó: l - chiều dài thanh;

EJ - độ cứng chống uốn của mặt cắt ngang thanh trong mặt thẳng giàn;

α_a, α_b - góc xoay ở đầu thanh.

Ký hiệu φ_a, φ_b là góc xoay ở đầu a và b của thanh so với vị trí ban đầu a_0b_0 ta có:

$$\alpha_a = \varphi_a - \beta$$

$$\alpha_b = \varphi_b - \beta$$

Khi đó có thể viết công thức tính M_a và M_b như sau:

$$M_a = \frac{2EJ}{l}(2\varphi_a - 3\beta)$$

$$M_b = \frac{2EJ}{l}(2\varphi_b - 3\beta) \quad (1)$$

Với $A = \frac{2EJ}{l}$ là độ cứng chống uốn tương đối của thanh.

Theo điều kiện cân bằng của nút a: tổng mômen phát sinh ở các đầu thanh vào nút a phải bằng 0 ta có:

$$2\varphi_a \sum A_i + \sum A_i \varphi_{bi} - 3 \sum A_i \beta_i = 0 \quad (2)$$

trong đó: A_i - độ cứng chống uốn tương đối của thanh nối vào nút a thứ i;

φ_{bi} - góc xoay ở đầu còn lại ở thanh thứ i (đầu không nối vào nút a);

β_i - góc xoay của thanh nối vào góc a thứ i.

Với giàn có n nút ta viết được n phương trình cân bằng, giải hệ phương trình này ta được các góc xoay φ các góc β tính được ngay từ bước giả định giàn có các nút khớp nên sau khi có φ thay vào (1) ta được các mômen phụ ở đầu thanh.

Sau khi đã có mômen phụ tiến hành kiểm tra các thanh giàn theo thanh kéo uốn hoặc nén uốn đồng thời.

5.3.7. Đặc điểm cấu tạo và tính toán giàn liên tục

Cầu giàn liên tục thường cấu tạo từ hai đến ba nhịp, rất ít khi dùng giàn liên tục đến năm nhịp.

Cầu giàn liên tục có các đặc điểm:

- Nội lực các thanh nhỏ hơn trong giàn giản đơn tương ứng, nhưng với thanh biên có nội lực đổi dấu nên khi duyệt mới chưa chắc đã tiết kiệm nhiều vật liệu.

- Rất thuận tiện cho thi công theo phương pháp lắp hẫng.

- Nói chung tiết kiệm vật liệu hơn giàn giản đơn, khi khẩu độ càng lớn thì ưu điểm này càng được thể hiện rõ vì tính tải thay đổi không nhiều còn tải trọng rải đều tương đương nhỏ khi chiều dài đặt tải lớn.

- Nếu giàn liên tục hai nhịp thì nên dùng khẩu độ bằng nhau, nếu ba nhịp thì nên theo tỷ lệ $0,7 \div 0,8$; 1 ; $0,7 \div 0,8$; tuy nhiên qua yêu cầu thông thuyền, ... cũng có thể dùng ba nhịp bằng nhau.

- Chiều cao giàn có thể nhỏ hơn chiều cao giàn giản đơn cùng khẩu độ, chiều cao của nhịp biên và nhịp giữa cũng có thể thay đổi.

- Để tăng độ cứng không gian của kết cấu nhịp, khi khẩu độ lớn có thể bố trí khung cổng cầu tại thanh xiên trên tất cả các trụ, tức là có hai khung cổng cầu cho mỗi nhịp giàn.

- Độ võng của giàn liên tục nhỏ hơn độ võng của giàn giản đơn cùng khẩu độ.

- Cấu tạo các thanh, bản nút giống như trong cầu giàn giản đơn.

Để xác định nội lực trong thanh của giàn liên tục cần lập các đường ảnh hưởng của nội lực của từng thanh giàn. Sau đó đặt tính tải và hoạt tải lên đường ảnh hưởng theo quy tắc chung và sẽ nhận được nội lực. Trước đây các phương pháp lực và phương pháp chuyển vị của Cơ học kết cấu thường được các kỹ sư áp dụng. Ngày nay ngay cả các sinh viên cũng quen dùng các chương trình máy tính như SAP 2000, STAAD Pro 2003, v. v... theo phương pháp phần tử hữu hạn để giải quyết các bài toán Phân tích kết cấu. Do đó trong sách này sẽ không trình bày lại về cách tính nội lực thanh giàn của giàn liên tục. Bạn đọc nào quan tâm xin tìm đọc các tài liệu tham khảo về SAP 2000.

5.4. TÍNH HỆ LIÊN KẾT

5.4.1. Hệ liên kết dọc

Nội lực trong thanh của liên kết hệ bất chéo phát sinh do tải trọng:

- 1) Tính tải và hoạt tải thẳng đứng tác dụng lên kết cấu nhịp
- 2) Tải trọng bản thân của thanh (tải trọng này có thể bỏ qua);
- 3) Hoạt tải nằm ngang hướng ngang do áp lực gió hoặc va đập đoàn tàu.

Nội lực trong liên kết dọc do tải trọng thẳng đứng trên kết cấu nhịp gây ra bởi biến dạng dọc của thanh mệ và thanh chéo của liên kết, biểu diễn bằng hệ thức:

$$\lambda_g = \lambda_n \cos \alpha$$

hoặc:
$$\frac{S_g / l_g}{F_g E} = \frac{S_n / l_n}{F_n E} \cos \alpha$$

Xét đẳng thức $\frac{l_n}{l_g} = \cos \alpha$ có thể có biểu thức gần đúng đối với nội lực của thanh chéo:

$$S_g = S_n \frac{F_g}{F_n} \cos^2 \alpha$$

trong đó: S_n - nội lực trong thanh mạ do tải trọng thẳng đứng;

F_g - diện tích nguyên của thanh chéo;

F_n - diện tích nguyên của thanh mạ;

α - góc giữa thanh chéo và thanh mạ;

Nội lực S_g ứng với tải trọng thẳng đứng toàn phần. Phần nội lực này do tĩnh tải:

$$S_{gn} = S_g \frac{p}{p + K(1 + \mu)}$$

do hoạt tải thẳng đứng $S_{gB} = S_g - S_{gn}$

trong đó: p - tĩnh tải trên 1m giàn chủ;

K - hoạt tải tĩnh thẳng đứng đối với thanh mạ của khoang giàn chủ mà trong đó có thanh chéo đang xét của liên kết.

Nội lực trong thanh chéo của liên kết do áp lực gió lên kết cấu nhịp (giàn chủ và mặt cầu)

$$S_g \varpi = 0.5 \omega n \Sigma \omega ;$$

trong đó: ω - tải trọng gió trên 1m của giàn liên kết;

n - hệ số vượt tải, khi tổ hợp phụ bằng 1.2;

$\Sigma \omega$ - tổng đại số diện tích đường ảnh hưởng đối với S_{gB} . Hệ số 0.5 ứng với giả thiết là khi thanh bụng bắt chéo thì nội lực trong mỗi khoang sẽ chia đôi cho hai thanh chéo, thanh chịu lực kéo một nửa, thanh chịu lực nén một nửa.

Nội lực tính toán trong thanh chéo của liên kết khi trên cầu có hoạt tải thẳng đứng $S = S_{gn} + 0.8 S_{gB} + S_{gwn}$ (đối với cầu ô tô $S_{gwn} = 0$) và khi không có hoạt tải $S = S_{gn} + S_{wn}$.

Trong liên kết hệ tam giác và hệ hình thoi, tải trọng thẳng đứng không gây ra nội lực dọc trong thanh chéo của liên kết. Nội lực trong những thanh này do áp lực gió cũng tính như trên nhưng với hệ số vượt tải bằng 1.5.

Trị số áp lực gió lấy theo điều 2-24 Quy trình 22TCN 18-79: tải trọng gió nằm ngang tiêu chuẩn khi trên cầu có hoạt tải thẳng đứng lấy là 100 kG/m² cho cầu đường sắt, 50 kG/m² cho cầu ô tô và cầu thành phố, khi không có xe trên cầu lấy là 180 kG/m². Sự phân bố của tải trọng gió theo chiều dài nhịp được phép coi là phân bố đều. Hệ số vượt tải của tải trọng gió $n = 1,5$ trong tổ hợp chính, $n = 1,2$ trong tổ hợp phụ và $n = 1$ trong tổ hợp đặc biệt.

- Lực lắt ngang tiêu chuẩn của đoàn tàu đường sắt trên đường sắt đơn lấy dưới dạng tải trọng rải đều (T/m) đặt ở đỉnh ray và xác định theo công thức $S = 0,025 Z$, trong đó Z là cấp hoạt tải thẳng đứng tiêu chuẩn của đoàn tàu. Lực lắt ngang tiêu chuẩn của ô tô lấy bằng 0,4T/m với H-30 và 0,2T/m với H10, H-13 ứng với bất kỳ số làn xe là bao nhiêu.

- Lực lắc ngang của xe bánh, xe xích lấy dưới dạng lực tập trung là 5T với XB-80, 4 tấn với X-60. Lực lắc ngang xem như đặt ở mặt đường xe chạy hay trên gờ chắn bánh.

Tải trọng ngang tiêu chuẩn do lực ly tâm cho cầu trên đường cong bán kính R (m) tính dưới dạng tải trọng rải đều c (T/m). Đối với đường sắt lực này đặt ở điểm có cao độ 2m kể từ đỉnh ray, khi đường đơn cho cầu thép, khi $v_k \leq 135 \text{ km/h}$ lấy $c = 120/R$ nhưng không lớn hơn 0,15k; khi $v_k \leq 160 \text{ km/h}$ lấy $c = (180/R)k$, trong đó k là hoạt tải thẳng đứng rải đều tương đương tiêu chuẩn ứng với đường ảnh hưởng chịu tải trọng ngang, tính bằng T/m. Đối với cầu ô tô và cầu thành phố khi R = 6000m thì lực ly tâm đặt ở mặt đường xe chạy, với mỗi làn xe tính theo $C = \frac{15}{100 + R} \cdot \frac{\sum P}{l}$ nhưng không được nhỏ hơn $\frac{0,15P}{l}$ khi R < 150m và không được nhỏ hơn $\frac{40}{R} \cdot \frac{P}{l}$ khi R $\geq 150\text{m}$,

trong đó: P - trọng lượng xe nặng (T);

$\sum P$ - trọng lượng các xe trong đoàn (T);

l - chiều dài đường ảnh hưởng (m).

- Lực lắc ngang không được tính đồng thời với tải trọng gió và lực ly tâm.

5.4.1.1. Giàn có đường biên song song

- Cầu đi trên.

+ Áp lực gió thổi lên kết cấu nhịp truyền cho liên kết dọc trên:

$$W_l = (0,6 k h + 0,4 h_1 + 0,8 k_2 h_2) n \omega.$$

+ Lực lắc ngang hoặc lực ly tâm (cách tính hai lực này giống nhau) truyền cho liên kết dọc trên:

$$W_{dl} = 0,8 n l W$$

Truyền cho liên kết dọc dưới:

$$W_{dl} = 0,4 n l W$$

trong đó: h - chiều cao giàn chủ;

k - hệ số chắn gió của giàn chủ, k = 0,4 khi có 2 giàn chủ,

k = 0,5 khi có 3 giàn chủ trở lên;

h_1 - chiều cao phần mặt cầu;

h_2 - chiều cao phần lan can;

k_2 - hệ số chắn gió của phần lan can $k_2 = 0,3 + 0,4$;

n - hệ số vượt tải của gió

$\sum P$ - cường độ gió tiêu chuẩn.

n/l - hệ số vượt tải của lực ly tâm hoặc lực lắc ngang;

W - lực lắc ngang hoặc lực ly tâm tiêu chuẩn (S hoặc C).

+ Áp lực gió thổi lên đoàn tàu, xe truyền cho liên kết dọc trên:

$$W_{th} = 0,8 (h_3 - k_2 h_2) n \omega$$

truyền cho liên kết dọc dưới:

$$W_{dh} = 0,4 (h_3 - k_2 h_2) n \omega$$

trong đó: h_3 - chiều cao hoạt tải;

Các ký hiệu khác như trên, nhưng cần chú ý là ω khi có hoạt tải và không có hoạt tải lấy khác nhau.

Nếu cầu chỉ có một hệ liên kết dọc thì toàn bộ tải trọng này do hệ liên kết dọc đó chịu.

- Cầu giàn chạy dưới

+ Gió thổi lên kết cấu nhịp phân cho hệ liên kết dọc trên:

$$W_l = [0,6 k h + 0,4 h_1 + 0,4 (k_2 - k) h_2] n \omega,$$

+ Phân cho liên kết dọc dưới:

$$W_d = [0,6 k h + 0,8 h_1 + 0,8 (k_2 - k) h_2] n \omega;$$

+ Gió thổi trên đoàn tàu truyền cho liên kết dọc trên:

$$W_{th} = 0,4 (1 - k) h_3 n \omega;$$

+ Lực lắc ngang hoặc lực ly tâm truyền cho liên kết dọc trên:

$$W_{lt} = 0,4 n l W$$

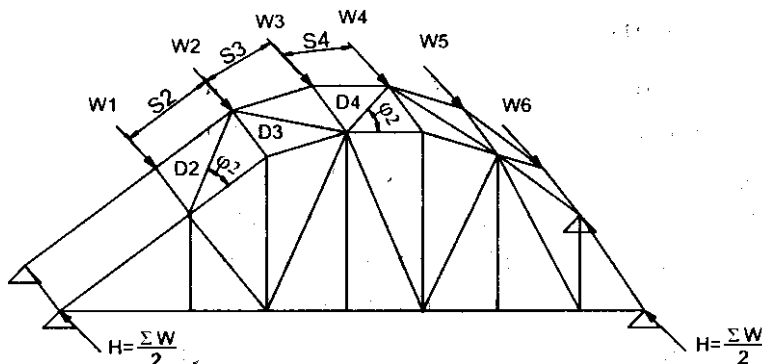
+ Truyền cho liên kết dọc dưới:

$$W_{th} = 0,8 n l W$$

Khi tính nội lực ta xem hệ liên kết có gối tại gối cầu hoặc công cầu. Tải trọng gió thổi lên kết cấu nhịp xem như phân bố đều trên suốt chiều dài, tải trọng gió thổi lên đoàn tàu, lực lắc ngang, lực ly tâm phải đặt theo đường ảnh hưởng của thanh xét để được nội lực bất lợi.

5.4.1.2. Giàn có đường biên không song song

Gọi $W_1, W_2, \dots$ là áp lực đo tại các nút giàn, các áp lực này phân bố đối xứng qua trục giữa giàn (hình 5.16).



Hình 5.16

Phản lực ngang tại đầu của kết cấu nhịp

$$H = \frac{\sum W_i}{2}$$

Nội lực trong thanh xiên ở khoang thứ n của hệ liên kết D_n .

$$D_n \sin \varphi_n = H - \sum W_i = Q_n$$

$$D_n = \frac{Q_n}{\sin \varphi_n}$$

trong đó: φ_n - góc giữa thanh xiên thứ n với thanh biên;

Q_n - lực cắt do tải trọng ngang ở khoang thứ n.

Nội lực trong thanh xiên D_n của hệ liên kết phân làm hai thành phần, một thành phần vuông góc với mặt phẳng giàn chủ, một thành phần nằm dọc theo thanh trên. Thành phần thứ nhất cân bằng với W_n , thành phần thứ hai truyền sang giàn chủ. Thành phần này có trị số là X_n :

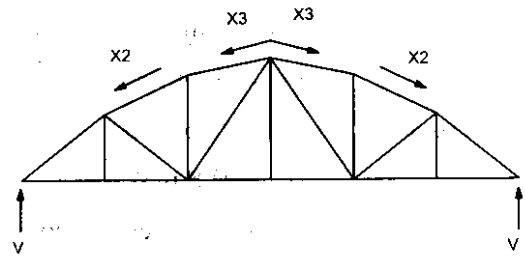
$$X_n = D_n \cos \varphi_n = Q_n \cot \varphi_n = Q_n \frac{S_n}{B}$$

trong đó:

S_n - chiều dài thanh biên ở khoang thứ n;

B - khoảng cách giữa 2 giàn chủ.

Trên giàn chủ có các lực dọc X_i theo liên đa giác và trong các thanh giàn phát sinh thêm nội lực (hình 5.17). Ở giàn chủ có thanh liên đa giác với thanh đứng và thanh xiên nội lực phát sinh thêm (tính theo sơ đồ trên hình 5.17) là nội lực toàn phần do các tải trọng ngang. Trong các thanh biên còn phải kể thêm nội lực do thanh làm nhiệm vụ của liên kết dọc.



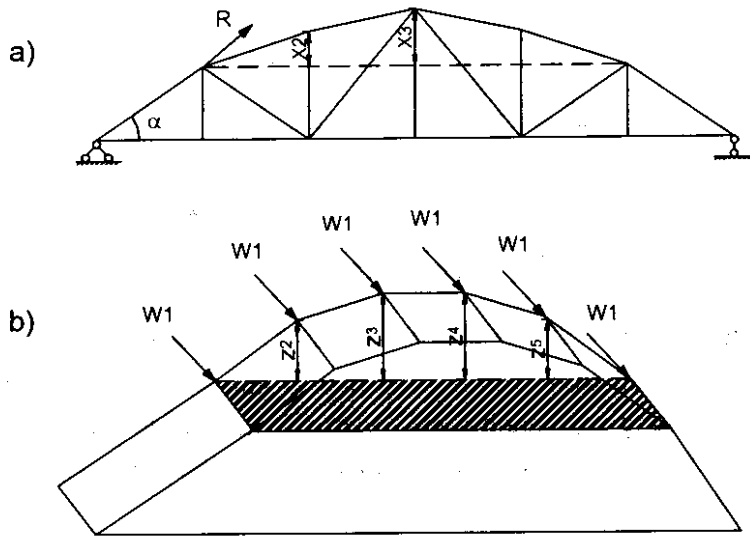
Hình 5.17

5.4.2. Tính nội lực trong khung công cầu

Tải trọng chủ yếu đối với khung công cầu - phản lực gối R_w của giàn liên kết dọc dầm ngang do tác dụng của tải trọng gió. Khi tính toán người ta đưa vào các giả thiết sau đây: chân công cầu ngầm ở dưới (giả thiết này hợp lý vì độ cứng của dầm ngang khá lớn); khi xác định phản lực thừa ở chân công cầu không xét biến dạng dọc của thanh. Hệ nhận được là siêu tĩnh ba bậc (hình 5.18b). Các ẩn số thừa X_2 và X_3 - đối xứng và do tải trọng phản đối xứng $0,5R_w$, và chúng bằng 0 (hình 5.18a).

Khi giàn chủ có hai biên song song thì công cầu chỉ chịu lực ngang H từ hệ liên kết dọc trên.

Khi liên kết trên là đa giác thì ngoài lực ngang H , cổng cầu còn chịu lực $R = \frac{\sum W_i Z_i}{2B \sin \alpha}$, trong đó α góc nguyên của thanh xiên đầu giàn (hình 5.18b), Z_i là khoảng cách từ điểm đặt lực W_i đến mặt phẳng nằm ngang đi qua điểm đặt lực W_j .



Hình 5.18

Như vậy cổng cầu cần được tính với lực H hoặc lực H và R , riêng chân của khung cổng cầu cũng là thanh xiên đầu cầu của giàn chủ nên cần phải kể thêm nội lực trong thanh này do các tải trọng thẳng đứng sinh ra.

Thông thường khung cổng cầu được tính với giả thiết chân khung được ngàm ở đầu dưới còn phía trên liên kết bằng thanh ngang là một thanh hoặc một giàn.

5.4.2.1. Tính khung cổng cầu khi thanh ngang là dầm đặc

Trong trường hợp này sử dụng các phương pháp thông thường của cơ học kết cấu ta sẽ được biểu đồ mômen như trên hình 5.19. Vị trí điểm có mômen uốn bằng 0 xác định theo công thức:

$$e = \frac{1 + 3r}{1 + 6r} h$$

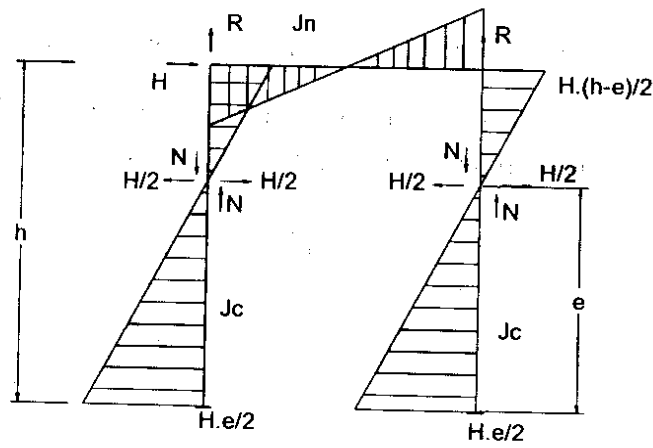
h - chiều cao cổng cầu (chiều dài chân khung cổng cầu);

$$r = \frac{J_n h}{J_c B}$$

J_n, J_c - mômen quán tính của tiết diện ngang và chân khung cổng cầu;

B - khoảng cách tim 2 giàn chủ.

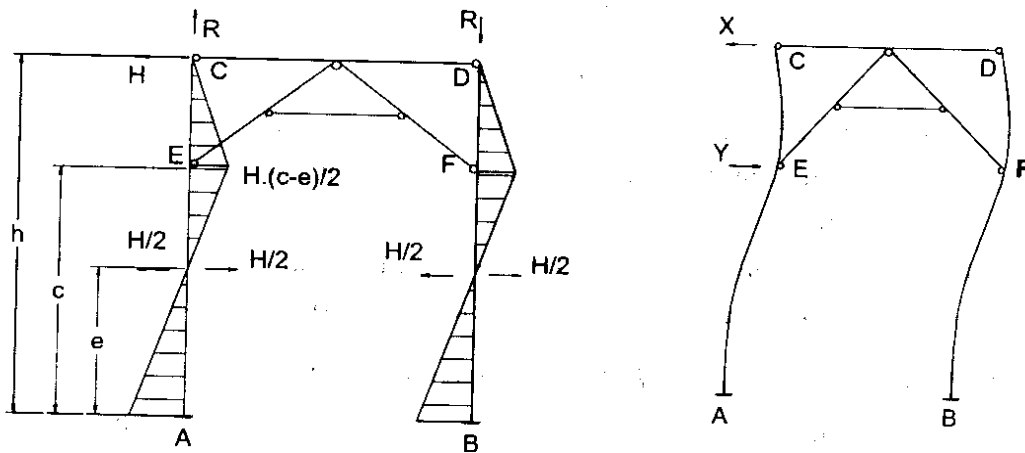
Từ e và N dễ dàng xác định được nội lực tại mặt cắt bất kỳ của cổng cầu.



Hình 5.19

5.4.2.2. Tính khung cổng cầu khi thanh ngang là một giàn

Để tính khung cổng cầu trong trường hợp này ta giả thiết dưới tác dụng của lực H khung có chuyển vị nhưng các thanh ngang vẫn giữ nguyên độ dài, thanh CD vẫn giữ nguyên mức cũ, C, E và D, E vẫn đôi một nằm trên đường thẳng đứng (hình 5.20).



Hình 5.20

Tách từng chân khung ra và coi mỗi chân là một côngxôn ngàm ở đầu dưới, phía trên chịu các lực X và Y truyền từ các thanh giàn tới các điểm C và E (hình 5.20b). Do giả thiết chuyển vị ngang của C và E bằng nhau ta có:

$$\frac{Xh^3}{3} - \frac{Y(3h-c)c^2}{6} = \frac{X(3h-c)c^2}{6} - \frac{Yc^3}{3}$$

Sau khi biến đổi phương trình trên ta có:

$$\frac{X}{Y} = \frac{3c^2}{2h^2 + 2hc - c^2}$$

Vị trí điểm có mômen uốn bằng 0 xác định từ điều kiện:

$$X(h - e) - Y(c - e) = 0$$

hay

$$\frac{X}{Y} = \frac{c - e}{h - e} \quad (2)$$

Từ (1) và (2) rút ra biểu thức xác định e:

$$e = \frac{c(2h + c)}{2(h + 2c)}$$

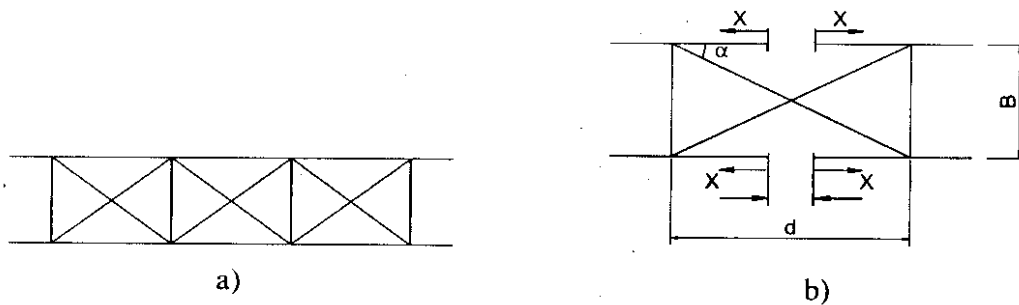
Đặt lực ngang $H/2$ vào điểm có mômen bằng 0 ta vẽ được biểu đồ mômen uốn trong chân khung (hình 5.20a); tách các nút sẽ xác định được nội lực các thanh của giàn ngang.

5.4.3. Nội lực phụ trong liên kết dọc có biến dạng thanh biên

Trong các thanh của hệ liên kết dọc ngoài nội lực chính do các tải trọng ngang gây ra còn có nội lực phụ do thanh biên của giàn chủ biến dạng sinh ra.

5.4.3.1. Tính nội lực phụ trong thanh xiên của hệ liên kết dọc

- Trường hợp hệ liên kết dọc có hai thanh xiên chéo nhau (hình 5.21).



Hình 5.21

Tưởng tượng cắt thanh biên của giàn chủ và xô dịch chúng xa nhau một đoạn Δ bằng biến dạng dài tuyệt đối của thanh biên dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng. Các thanh xiên của hệ liên kết dọc và gây ra trong thanh biên một nội lực là X khi đó trong các thanh xiên của hệ liên kết xuất hiện nội lực (ký hiệu là D), và do thanh xiên có nội lực làm cho các thanh đứng (còn gọi là thanh chống) cũng xuất hiện nội lực (ký hiệu là V).

Nội lực trong thanh xiên:

$$D = \frac{X}{\cos \alpha}$$

Nội lực trong thanh chống:

$$V = \frac{X}{\cos \alpha} \sin \alpha = X \operatorname{tg} \alpha$$

trong đó: α - góc nghiêng của thanh xiên với thanh biên.

Công của các lực X trên chuyển đổi Δ bằng tổng công của các nội lực trong hệ liên kết (thể năng biến dạng đàn hồi)

$$2X \frac{\Delta}{2} = 2 \left(\frac{X}{\cos \alpha} \right)^2 \frac{I_x}{2EF_x} + 2.2(X \operatorname{tg} \alpha)^2 \frac{B}{2EF_b}$$

trong đó: F_x, F_c, F_b - diện tích mặt cắt thanh xiên thanh chống và thanh biên của hệ liên kết dọc.

Số hạng thứ hai của vế phải có hệ số 2 để xét tới ảnh hưởng của nội lực thanh chống do thanh xiên của khoang bên cạnh truyền cho.

Biết $\Delta = \frac{\sigma_b d}{E} = \frac{N_b d}{EF}$ với σ_b, N_b là ứng suất và nội lực trong thanh biên do tải trọng thẳng đứng sinh ra.

Thay Δ vào biểu thức trên và biến đổi ta có:

$$X = \frac{N_b}{1 + \frac{2F_x}{F_c} \operatorname{tg}^3 \alpha + \frac{F_b}{F_x} \frac{1}{\cos^3 \alpha}}$$

$$D = \frac{X}{\cos \alpha} = \frac{N_b}{F_b} \frac{F_x \cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F_b}{F_c} \sin^3 \alpha + \frac{F_x}{F_b} \frac{1}{\cos^3 \alpha}}$$

Vì F_x khá nhỏ so với F_b nên có thể bỏ qua $\frac{F_x}{F_b} \cos^3 \alpha$, khi đó ta có:

$$D = \frac{N_b}{F_b} \frac{F_x \cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F_x}{F_c} \sin^3 \alpha}$$

- Hệ liên kết dọc dạng quả trám. Tương tự như trên ta có:

$$D = \frac{X}{\cos \alpha} = \frac{N_b}{F_b} \frac{F_x \cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F_b}{F_c} \sin^3 \alpha + \frac{F_x}{48I_b} \cos^3 \alpha}$$

trong đó: I_b, I_c - mômen quán tính của tiết diện thanh biên đối với trục thẳng đứng.

5.4.3.2. Nội lực phụ trong thanh chống của hệ liên kết dọc

- Hệ hai thanh chéo và hệ quả trám:

$$V = (D_{ph} + D_{tr}) \sin \alpha,$$

D_{ph}, D_{tr} - nội lực trong thanh xiên bên phải và bên trái của thanh chống.

- Hệ chữ k: $V = D \sin \alpha$.
- Hệ tam giác: $V = 0,5 (D_{ph} + D_{tr}) \sin \alpha$

5.4.3.3. Mômen phụ trong thanh biên và thanh chống

- Hệ liên kết dọc dạng quả trám và dạng tam giác. Mômen uốn phụ sinh ra trong thanh biên làm cho thanh này bị uốn trong mặt phẳng nằm ngang:

$$M = \pm \frac{\alpha V}{4}$$

- Hệ liên kết dạng chữ k: thanh chống coi như ngàm ở đầu nên có mômen uốn trong mặt phẳng của hệ liên kết dọc là:

$$M = \pm \frac{BV}{2}$$

Trong hệ chữ k ứng suất phụ trong thanh chống α_0 uốn ngang với M như đã tính nhiều khi có giá trị đáng kể do vậy khi tính không nên bỏ qua.

Trong cầu dầm nội lực phụ trong hệ liên kết dọc cũng xác định theo các công thức đã nêu ở trên, chỉ thay đổi trị số N_b/F_b bằng ứng suất trong dầm tại mức bố trí hệ liên kết và tính với tiết diện không giảm yếu.

Chú ý: Trong cầu nhỏ thường người ta chỉ tính tiết diện của các thanh trong hệ liên kết dọc ở một khoang bất lợi, đó là khoang ở gần gối, với các khoang còn lại bố trí các thanh của hệ liên kết cùng kích thước với khoang đã tính.

5.5. TÍNH GIÀN HẴM

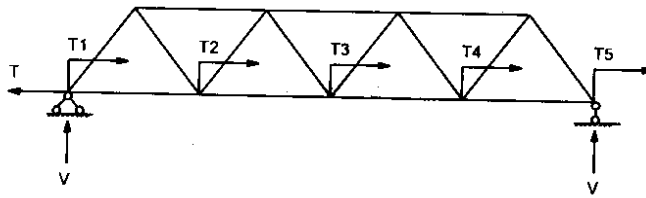
Quy trình 1979 quy định: tải trọng nằm ngang tiêu chuẩn theo hướng dọc cầu do lực hãm hay lực kéo gây ra lấy như sau:

Đối với cầu đường sắt là tải trọng rải đều (t/m) đặt ở độ cao 2m từ đỉnh ray tác dụng dọc theo đường sắt về bất kỳ phía nào. Trị số lực hãm lấy bằng 10% trọng lượng hoạt tải tiêu chuẩn. Với các đường sắt đôi tính lực hãm do một đường gây ra, với cầu đường sắt ba hoặc lớn hơn ba đường tính lực hãm do hai đường gây ra.

Đối với cầu đường ô tô và cầu thành phố với một làn xe theo một hướng thì lấy dưới dạng lực tập trung đặt ở cao độ đỉnh mặt đường và bằng 0,3P; 0,6P; 0,9P khi chiều dài đặt tải tương ứng là từ 25m trở xuống, trên 25m đến 50m và trên 50m, trong đó P là trọng lượng xe nặng. Khi có nhiều làn xe theo một hướng thì tính cho tất cả các làn.

Trong cầu khi lực hãm tác dụng cách biên dưới một đoạn h nào đó thì ngoài lực ngang ở gối cố định $T = \sum T_i$ ở cả hai gối còn có phản lực thẳng đứng (hình 5.22).

$$V = \frac{h \sum T_i}{l}$$



Hình 5.22

Căn cứ vào các lực T_i và phản lực V để dàng tính được nội lực phụ trong các thanh giàn do lực hãm sinh ra.

Trong cầu đường sắt khi dầm dọc gián đoạn và có giàn hãm riêng, các giàn này truyền lực hãm từ các đoạn dầm dọc lên nút giàn.

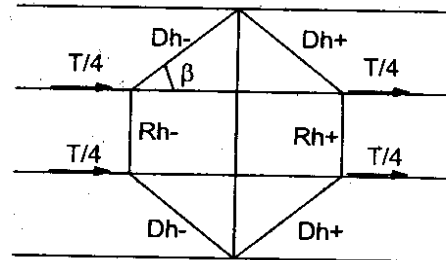
Nếu các thanh của giàn hãm đủ độ cứng để có thể chịu được cả lực kéo và lực nén thì nội lực trong các thanh chéo và thanh ngang tính được như sau:

$$D_h = \frac{T}{4 \cos \beta}$$

$$R_h = \frac{T}{4 \tan \beta}$$

trong đó: β - góc của thanh xiên với thanh dọc
(hình 6-23)

Nếu thiết kế giàn hãm có các thanh không chịu nén thì lực trong các thanh kéo tăng gấp đôi.



Hình 5.23

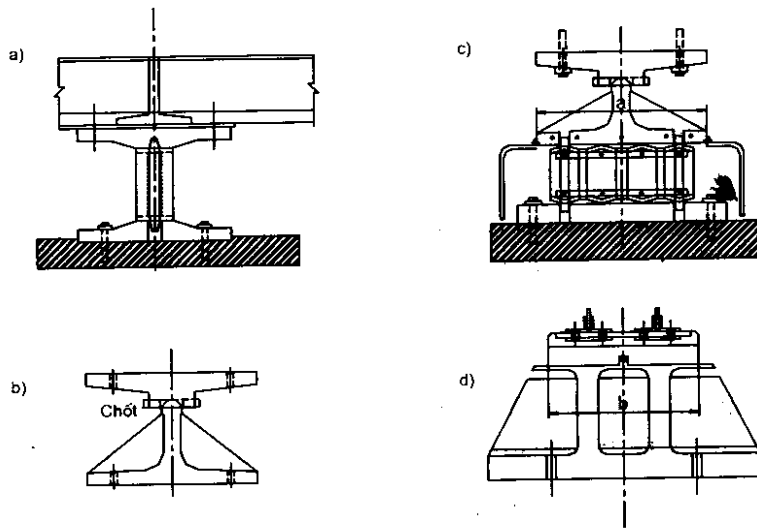
Trường hợp gối có độ lệch tâm e so với trục thanh biên, lực hãm còn sinh ra mômen uốn, mômen này sinh ra trong các thanh đi vào gối một mômen uốn tỷ lệ với độ cứng của thanh.

5.6. TÍNH TOÁN GỐI CẦU

5.6.1. Các loại gối cầu

Trong kết cấu nhịp cầu thép không lớn lắm ($< 25m$) thường dùng gối cầu tiếp tuyến giống như trong cầu bê tông cốt thép. Kết cấu gối cầu này đơn giản, chiều cao cầu tạo nhỏ, nhưng hệ số ma sát lớn (0,5).

Với những phản lực gối từ 70-80 đến 250-300 tấn, người ta dùng gối cầu di động có một con lăn (hình 5.24a), hệ số ma sát chỉ bằng 0,05; như vậy đảm bảo kết cấu nhịp di động dọc rất tự do. Các con lăn đường kính 18-20cm thường làm hình trụ. Khi đường kính lớn hơn, người ta dùng con lăn xén cạnh hoặc đúc thành dạng cột có mặt tiếp xúc là mặt trụ. Gối cố định có thể làm kiểu tiếp tuyến hoặc khi phản lực lớn thì làm kiểu con quay (hình 5.24c).



Hình 5.24: Gối di động và gối cố định của cầu thép

Với những phản lực gối trên 250-300 tấn người ta dùng gối di động có hai hoặc nhiều con lăn và thường với các con quay có sườn (hình 5.24b). Trong các gối cầu này, những con lăn xén cạnh có thể đặt khá sát nhau nên có khả năng thu hẹp kích thước của con quay. Với những phản lực lớn, người ta cũng làm các con quay có sườn cho gối cố định (hình 5.24d).

Khớp gối cố định và gối di động ngày nay làm kiểu tiếp xúc tự do (hình 5.24). Bề dày con lăn lấy không nhỏ hơn 150mm, bề dày con lăn xén cạnh bằng $\Delta + 60\text{mm}$, trong đó Δ là chuyển vị tổng cộng của đầu kết cấu nhịp do tất cả các nhân tố. Bề dày các sườn thép của gối cầu đúc không nhỏ hơn 40mm, bề dày các bản gối cầu không được nhỏ hơn 20mm.

Các con lăn của gối cầu phải được liên kết lại với nhau bằng những nẹp bên và có bao che giữ gìn khỏi bụi bẩn. Các con quay phải có gờ, chốt và bộ phận chống trượt, giữ cho các con lăn khỏi bị trượt dọc (hình 5.24b), trượt ngang và xiên lệch.

5.6.2. Tải trọng tính toán

Gối cầu tính chịu phản lực thẳng đứng và phản lực nằm ngang. Phải xét tới những trường hợp đặt lực sau đây:

- Phản lực thẳng đứng A do tĩnh tải và hoạt tải (tổ hợp chính các tải trọng).
- Phản lực thẳng đứng A và phản lực nằm ngang H do lực hãm và lực gió dọc cầu, hoặc do lực ma sát (tổ hợp phụ các tải trọng).

Lực hãm do đoàn ô tô H-30 của mỗi làn xe và mỗi chiều dài lấy bằng 9, 18 và 27 tấn ứng với các chiều dài đặt lực 25m, 25-50m, và trên 50m.

Tải trọng do gió dọc cầu trong kết cấu nhịp cầu giàn lấy bằng 60% toàn bộ tải trọng gió thổi ngang cầu lên kết cấu nhịp. Cường độ gió khi có hoạt tải trên kết cấu nhịp là 50 kG/m^2 .

Lực ma sát $T = f \cdot A_{\max}$, trong đó f – hệ số ma sát.

Khi tính toán người ta coi lực dọc tác dụng lên gối cầu tại khớp.

Đối với tổ hợp chính, tính tải lấy với toàn bộ trị số của các hệ số vượt tải. Tải trọng ôtô còn có thêm hệ số xung kích.

Đối với tổ hợp phụ, hoạt tải thẳng đứng và lực hãm được tính với hệ số vượt tải $0,8 n_h$, còn tải trọng gió với hệ số vượt tải $n = 1,2$.

Khi tính gối cầu cố định người ta coi chúng chịu toàn bộ lực dọc do lực hãm và lực gió (hoặc lực ma sát).

Khi tính gối cầu di động phản lực nằm ngang lấy bằng: đối với gối tiếp tuyến là 50%, còn đối với gối con lăn là 25% toàn bộ lực dọc (nhưng không lớn hơn lực ma sát).

5.6.3. Cấu tạo và tính toán gối cầu di động

Khi tính toán gối cầu có hai hoặc nhiều con lăn, trước tiên phải dự kiến bề rộng b của các con quay theo phương ngang cầu. Kích thước con quay trên l_1 do kết cấu chỗ kê của kết cấu nhịp quyết định (hình 5.24d). Trong cầu ôtô bề rộng của con quay dưới cũng có thể lấy như vậy để cho hình dạng chúng được đơn giản. Khi phản lực lớn, phần dưới con quay được mở rộng ra (xem hình 5.24d).

Khi định chiều dài a của con quay dưới theo phương dọc cầu (xem hình 5.24b) cần phải biết độ chuyển dịch của chúng:

Do nhiệt độ: $\delta_t = \pm \alpha t l_0$;

Do biến dạng dưới tác dụng của hoạt tải:

$$\delta_p = \frac{\sigma l_0}{1,5E}$$

trong đó: l_0 - chiều dài nhịp;

α - hệ số dẫn nở do nhiệt độ, $\alpha = 0,000\ 012$;

t - độ chênh lệch nhiệt độ tính toán

σ - ứng suất trung bình trong biên dưới do tải trọng tác dụng (tính với tiết diện nguyên);

1,5 - hệ số điều chỉnh đối với ứng suất, xét đến ảnh hưởng của các phân tố khác của kết cấu nhịp tới sự làm việc của thanh biên dưới.

Độ dịch chuyển tương đối của con quay đối với các con lăn và của các con lăn đối với thớt dưới:

$$\Delta = 0,5(\delta_t + \delta_p)$$

Chiều dài cần thiết của con quay đối với thớt dưới (hình 5.25a):

$$a = (n - 1)\lambda + 2\Delta + 2c$$

trong đó: n - số con lăn (2 hoặc 4, và khi phản lực rất lớn là 6)

c - Khoảng cách an toàn, lấy không nhỏ hơn 5cm;

λ - Khoảng cách giữa các trục của con lăn (trong các gối cầu hiện đại là 15-20cm); đối với con lăn xen cạnh không được nhỏ hơn $\frac{b_1 + 1\text{cm}}{\cos \alpha}$; trong đó $\text{tg} \alpha = \frac{\Delta}{D}$; còn 1cm

là khe giữa các con lăn khi chúng xoay đi nhiều nhất (xem hình 5.25a).

Chiều cao của gối di động kể từ mặt bê tông đến khớp không được nhỏ hơn 0,5a. Giả thiết bề dày thớt dưới (7-10cm) và chiều cao (đường kính D) của con lăn (25-40cm), ta có thể định được chiều cao con quay dưới h.

Lực đè lên các con lăn do phản lực đứng A và phản lực ngang H (xem hình 5.25a):

$$P_1 = \frac{A}{n} \pm \frac{H(h+D)a_1}{2\sum a_i^2}$$

và

$$P_2 = \frac{A}{n} \pm \frac{H(h+D)a_2}{2\sum a_i^2}$$

Trong đó số hạng thứ hai là lực đè lên con lăn do mômen $H(h+D)$ xác định theo công thức tính về nén lệch tâm.

Ứng suất trong con lăn ngoài cùng chịu ép theo tiết diện đường kính (quy ước):

$$\sigma = \frac{P_{\max}}{DI} \leq m_2 \cdot 0,04R_0,$$

trong đó: l - chiều cao con lăn

$0,04R_0$ - cường độ tính toán quy ước về ép khi tiếp xúc tự do.

m_2 - hệ số điều kiện làm việc, bằng 1,4 khi có con quay để phân chia áp lực cho các con lăn cũng như khi có một con lăn; và bằng 1,2 khi không có con quay để phân chia áp lực.

Kiểm tra theo công thức trên phải tiến hành với hai tổ hợp các tải trọng nói ở trên.

Điều kiện làm việc bất lợi nhất của con quay dưới và thớt dưới là khi có chuyển vị lớn nhất Δ của con quay dưới và chuyển vị theo chiều ngược với chiều lực H tác dụng (xem hình 5.25). Để tăng an toàn đôi chút, ta có thể coi như phản lực gối A phân chia đều cho các con lăn A/n . Khi đó mômen ở trong tiết diện I và II của con quay:

$$M_I = P_1 x'_1 + P_2 x'_2;$$

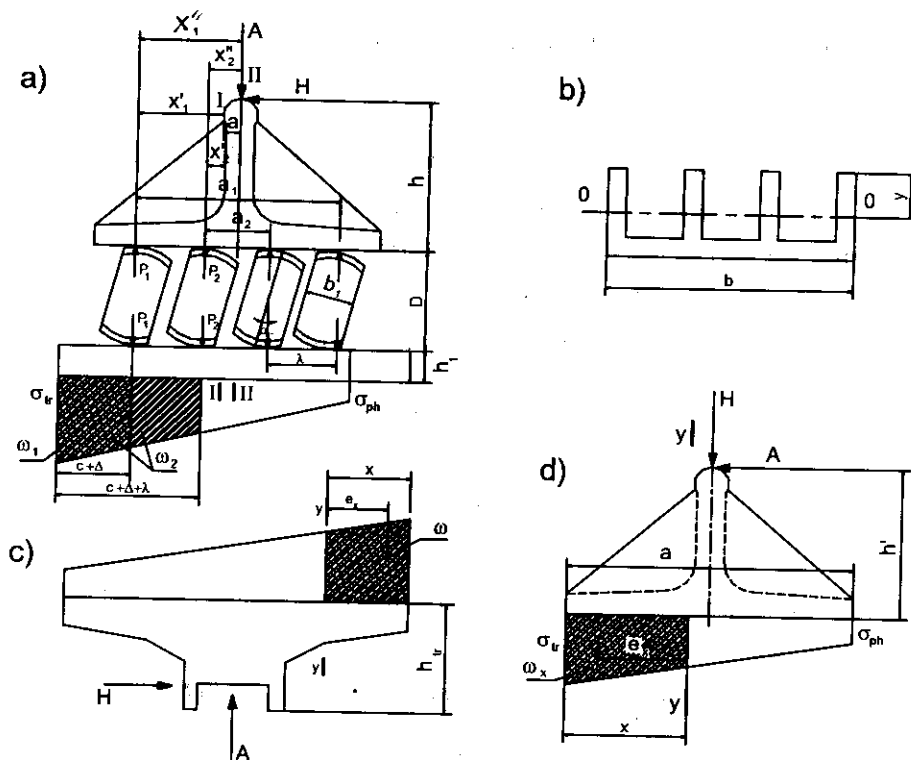
$$M_{II} = P_1 x''_1 + P_2 x''_2;$$

trong đó: $x'_1 = 1,5\lambda + \Delta - a'$; $x'_2 = 0,5\lambda + \Delta - a'$;

$x''_1 = 1,5\lambda + \Delta$; $x''_2 = 0,5\lambda + \Delta$;

Tiết diện I thường hay có sườn, còn tiết diện II - hình chữ nhật hoặc phần dưới mở rộng (hình 5.25b; 5.24a). Ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq 2100 \text{ kG/cm}^2 \text{ hoặc } 1600 \text{ kG/cm}^2$$



Hình 5.25: Sơ đồ để tính gôỉ cầu thép

Khi xác định các mômen chống uốn phải chú ý đến vị trí trục đi qua trọng tâm tiết diện bị dịch chuyển (hình 5.25b), $W = \frac{I_0}{y_t}$. Vị trí trục 0-0 và I_0 xác định theo phương pháp thông thường.

Để xác định mômen trong thốt dưới, ta vẽ biểu đồ ứng suất lên bê tông bên dưới thốt khi các phản lực A và H tác dụng:

$$\sigma_{tr} = \frac{A}{ab} \pm \frac{H(h + D + h_1)6}{ba^2} \leq R_b$$

$$\sigma_{ph} = \frac{A}{ab} \pm \frac{H(h + D + h_1)6}{ba^2} \leq R_b$$

trong đó: a và b - các kích thước của thốt trên mặt phẳng;

$\frac{ba^2}{6}$ - mômen chống uốn của thốt;

$H(h + D + h_1)$ - mômen do phản lực H lấy đối với mặt dưới thốt;

R_b - cường độ tính toán của bê tông phía dưới thốt.

Mômen trong các tiết diện thốt dưới:

dưới lực ngoài cùng: $M_t = \omega_1 e_1 b$;

dưới lực thứ hai: $M_2 = \omega_2 e_2 b - P_1 \lambda$;

trong đó: ω_1 và ω_2 - diện tích các phần biểu đồ của s có chiều dài $(c + \Delta)$ và $(c + \Delta + \lambda)$ (xem hình 5.25a).

e_1 và e_2 - khoảng cách từ trọng tâm của các phần biểu đồ đó đến tiết diện đang khảo sát của thốt.

Ứng suất trong thốt:
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot 6}{b \cdot h_t^2} \leq R_u$$

Khi tính toán theo công thức ở trên cũng phải xét với hai tổ hợp các tải trọng. Nếu không có phản lực H thì các công thức đơn giản rất nhiều.

Bán kính cần thiết của mặt trụ khớp gối cầu có thể xác định từ công thức tính toán chúng chịu nén theo tiết diện đường kính: $A = 0,04R_0 2rb_1$.

Thường người ta cũng thiết kế con quay trên của gối di động giống như đối với gối cố định.

5.6.4. Tính toán gối cố định

Chiều cao con quay dưới của gối cố định thường lấy bằng chiều cao gối di động kể từ mặt dưới thốt đến khớp; chiều dài con quay dưới lấy bằng chiều dài thốt dưới của gối di động.

Khi tính toán con quay dưới người ta kể đến hai tổ hợp các tải trọng xét ở trên. Thường thì tổ hợp II bất lợi hơn.

Ứng suất ở dưới mặt đáy của con quay (hình 5.25d)

$$\sigma_{tr} = \frac{A}{ab} \pm \frac{H \cdot h' \cdot 6}{ba^2} \leq R_b$$
$$\sigma_{ph} = \frac{A}{ab} \pm \frac{H \cdot h' \cdot 6}{ba^2} \leq R_b$$

Có biểu đồ σ thì có thể xác định được mômen tại bất kỳ tiết diện nào của con quay (y-y) cách mép một khoảng x;

$$M_x = \omega_x \cdot e_x \cdot b$$

Tiết diện y-y tương ứng sẽ kiểm tra với mômen đó.

Khớp của gối cố định cũng làm giống như khớp của gối di động.

Trong các gối cầu hiện đại, con quay trên thường không làm sườn. Chiều dài của chúng được cố gắng thu nhỏ lại (40 - 50cm). Để tính toán người ta vẽ biểu đồ ứng suất (hình 5.25c) giống như khi tính con quay dưới do phản lực A và mômen $H \cdot h_{tr}$. Sau đó xác định mômen tại các tiết diện theo công thức trên. Khi không có các sườn thì những tiết diện của con quay là những hình chữ nhật.

Chương 6

CƠ SỞ TÍNH TOÁN CẦU THÉP THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272-01

6.1. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ THEO HỆ SỐ TẢI TRỌNG VÀ HỆ SỐ SỨC KHÁNG CỦA VIỆT NAM 22TCN 272-01

Tiêu chuẩn thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng của 22TCN 272 -01 được xây dựng dựa trên các khái niệm về trạng thái giới hạn. Những vấn đề được trình bày sau đây nhằm làm chi tiết thêm các nguyên lý cơ bản trong Tiêu chuẩn này.

6.1.1. Tổng quan

6.1.1.1. Công thức cơ bản

Cơ sở để đưa ra biểu thức trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01 cho tất cả các trạng thái giới hạn, cả chung và cục bộ, được đưa ra như sau:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

trong đó: Q_i - hiệu ứng lực,

R_n - sức kháng danh định,

γ_i - hệ số tải trọng xác định trên cơ sở thống kê được sử dụng với hiệu ứng lực,

ϕ - hệ số sức kháng được dùng với sức kháng danh định, với tất cả các trạng thái giới hạn không phải cường độ $\phi = 1.0$.

η - hệ số biến đổi tải trọng.

Phương trình trên có hệ số biến đổi tải trọng η . Hệ số biến đổi tải trọng này là hệ số đưa vào tính toán có liên quan đến tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng của cầu cụ thể trong khai thác. Nó được đưa ra theo công thức sau:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_L \geq 0,95 \quad (\text{điều 1.3.2.1-2})$$

trong đó: η_D - hệ số liên quan đến tính dẻo,

η_R - hệ số liên quan đến tính dư và

η_L - hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác.

Hai hệ số đầu tiên được xác định theo cường độ của cầu và giá trị thứ ba xác định theo tầm quan trọng của cầu trong khai thác. Với tất cả các trạng thái giới hạn không phải là cường độ $\eta_D = \eta_R = 1.0$.

Hệ số dẻo η_D [điều 1.3.3]. Tính dẻo là rất quan trọng đối với sự an toàn của cầu. Hệ kết cấu của cầu phải được định kích thước và cấu tạo sao cho đảm bảo sự phát triển đáng kể và có thể nhìn thấy được của các biến dạng không đàn hồi ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt trước khi phá hoại.

Nếu các bộ phận kết cấu cầu được thiết kế với biến dạng không đàn hồi có thể xảy ra khi các bộ phận chịu quá tải. Nếu đó là kết cấu bê tông cốt thép, vết nứt sẽ tăng và các bộ phận sẽ thể hiện tình trạng chịu quá giới hạn của kết cấu. Nếu là kết cấu thép, các mảnh tróc vảy do gỉ sẽ biểu thị sự mềm dẻo và biến dạng tăng.

Trạng thái phá hoại giòn cần phải được ngăn ngừa, bởi vì nó bao hàm cả mất mát tức thời của khả năng mang tải khi trạng thái giới hạn đàn hồi bị vượt quá. Giả định rằng các yêu cầu về tính dẻo được thoả mãn đối với một kết cấu bê tông mà sức kháng của liên kết không thấp hơn 1,3 lần ứng lực lớn nhất do tác động không đàn hồi của các cấu kiện liên kết tác động lên liên kết đó.

Sử dụng các thiết bị tiêu giảm năng lượng do các tác động lực gây ra (như động đất, va xô tàu thuyền, va xe, v.v...) có thể được coi là biện pháp làm tăng tính dẻo.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ cho cấu kiện và liên kết không dẻo.}$$

$$= 1,00 \text{ cho các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng Tiêu chuẩn này.}$$

$$\geq 0,95 \text{ cho các cấu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo quy định vượt quá những yêu cầu của Tiêu chuẩn này}$$

Đối với các trạng thái giới hạn khác : $\eta_D = 1,0$

Hệ số dư η_R [điều 1.3.4]. Hiệu ứng của tính dư liên quan đáng kể đến độ an toàn của kết cấu cầu. Với kết cấu tĩnh định thì không cần thiết.

Ví dụ, một cầu dầm hộp liên tục 3 nhịp sẽ được phân loại như hệ thống siêu tĩnh với 2 bậc tự do. Một vài sự tổ hợp của hai phản lực gối, hoặc hai mômen, hoặc 1 phản lực gối và 1 mômen có thể bị mất không có sự sụp đổ lập tức, bởi vì, tải trọng tác động có thể được tìm thấy xen nhau hướng tới đất. Khái niệm của nhiều hướng tải trọng là giống như tính dư.

Hệ thống cầu có hướng tải trọng đơn hoặc không dư không được dùng nhiều lắm. Cầu Silver bắc qua sông Ohio giữa Pt.Pleasant, WV, và Gallipolis, OH, là một kết cấu hướng tải trọng đơn. Nó đã được xây dựng từ năm 1920, như một cầu treo với hai dây chính gồm có thanh treo liên kết, một số lớn dây tròn, được căng trên hai cột tháp. Tuy nhiên để làm được kết cấu dễ phân tích hơn, liên kết chốt đã được làm tại vị trí trên cột tháp.

Các kết cấu có nhiều đường truyền lực và kết cấu liên tục cần được sử dụng trừ khi có những lý do bắt buộc khác.

Các bộ phận hoặc cấu kiện chính mà sự hư hỏng của chúng gây ra sập đổ cầu phải được coi là có nguy cơ phá hoại giòn.

Các bộ phận hoặc cấu kiện mà sự hư hỏng của chúng không gây nên sập đổ cầu được coi là không có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan là dư.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$$\begin{aligned}\eta_R &\geq 1,05 \text{ cho các bộ phận không dư} \\ &= 1,0 \text{ cho các mức dư thông thường} \\ &\geq 0,95 \text{ cho các mức dư đặc biệt}\end{aligned}$$

Đối với các trạng thái giới hạn khác:

$$\eta_R = 1,00$$

Tầm quan trọng trong khai thác η_I [A1.3.5]. Cầu có thể được xét là có tầm quan trọng nếu chúng là đường dẫn ngắn nhất giữa nơi ở và bệnh viện hoặc trường học, hoặc cầu ở trên con đường tiến vào của cảnh sát, lực lượng cứu hỏa, cơ quan, khu công nghiệp.

Quy định về tầm quan trọng này chỉ dùng cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt. Chủ đầu tư có thể công bố một cầu hoặc bất kỳ cấu kiện hoặc liên kết nào của nó là loại cầu quan trọng hay cấu kiện quan trọng trong khai thác.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned}\eta_I &\geq 1,05 \text{ cho các cầu quan trọng} \\ &= 1,00 \text{ cho các cầu điển hình} \\ &\geq 0,95 \text{ cho các cầu tương đối ít quan trọng}\end{aligned}$$

Cho các trạng thái giới hạn khác:

$$\eta_I = 1,0$$

6.1.1.2. Phân loại tải trọng [A3.3.2]

Tải trọng và lực tác dụng lâu dài vừa được xét trong một thiết kế được chọn như sau:

6.1.1.2.1. Tải trọng lâu dài

- DD - tải trọng kéo xuống (xét hiện tượng ma sát âm)
- DC - tải trọng bản thân của các bộ phận kết cấu và thiết bị phụ phi kết cấu
- DW - tải trọng bản thân của lớp phủ mặt và các tiện ích công cộng
- EH - tải trọng áp lực đất nằm ngang
- EL - các hiệu ứng bị hãm tích lũy do phương pháp thi công.
- ES - tải trọng đất chất thêm
- EV - áp lực thẳng đứng do tự trọng đất đắp.

6.3.1.2.2. Tải trọng tức thời

- BR - lực hãm xe
- CE - lực ly tâm
- CR - từ biến
- CT - lực va xe
- CV - lực va tàu
- EQ - động đất
- FR - ma sát
- IM - lực xung kích (lực động) của xe
- LL - hoạt tải xe
- LS - hoạt tải chất thêm
- PL - tải trọng người đi
- SE - lún
- SH - co ngót
- TG - gradien nhiệt
- TU - nhiệt độ đều
- WA - tải trọng nước và áp lực dòng chảy
- WL - gió trên hoạt tải
- WS - tải trọng gió trên kết cấu

6.1.1.3. Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng

Hệ số tải trọng cho các tổ hợp tải trọng khác nhau và các tải trọng vĩnh cửu được đưa ra trong bảng 6.1 và 6.2. Sự giải thích cho các trạng thái giới hạn khác nhau được đưa ra trong phần sau đây.

6.1.1.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Trạng thái giới hạn sử dụng liên quan tới giới hạn trong ứng suất, độ võng, và nứt rộng của thành phần cầu đó xuất hiện dưới điều kiện tải trọng đều đặn [A1.3.2.2]. Với trạng thái giới hạn sử dụng, hệ số sức kháng $\phi = 1.0$ và gần với tất cả các hệ số γ_i tương đương 1.0.

Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s với tất cả tải trọng lấy theo giá trị danh định. TTGH này dùng để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu BTCT và BTCT dự ứng lực, sự trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe.

Bảng 6.1. Tổ hợp tải trọng và các hệ số tải trọng

Tổ hợp tải trọng Trạng thái giới hạn	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ dùng một trong các tải trọng		
										eq	ct	cv
Cường độ I	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ II	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ III	γ_p	1,35	1,00	0,4	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Đặc biệt	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Sử dụng	1,0	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,0/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Mỗi chỉ có LL, IM và CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ghi chú:

1. Khi phải kiểm tra cầu dùng cho xe đặc biệt do chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trọng tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.
2. Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (tức là cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải, nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả cầu kiện chịu tải trọng thường xuyên.
3. Đối với cầu vượt sông, phải xét đến hậu quả của những thay đổi về các móng do lũ thiết kế xói cầu ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng.
4. Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thì tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên kết cấu phải được kiểm tra về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở những trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV tác động.
5. Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu BTCT dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,08.
6. Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái giới hạn sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.

Bảng 6.2: Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên γ_p

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

6.1.1.5. Trạng thái giới hạn mỏi và nứt

Trạng thái giới hạn mỏi và nứt liên quan tới giới hạn trong phạm vi ứng suất gây ra bởi tải trọng xe tải thiết kế. Sự hạn chế phụ thuộc trong một số phạm vi ứng suất lệch khỏi trục được cho rằng với sự xảy ra trong suốt tuổi thọ thiết kế của cầu [A1.3.2.3]. Tổ hợp tải trọng gây mỏi và đứt gãy liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn chiếc có cự ly trục cố định. Đối với trạng thái giới hạn mỏi và giòn, $\phi = 1.0$.

Bởi vì chỉ hiệu ứng tải trọng đó là nguyên nhân của số lớn chu trình tương ứng là hoạt tải xe cộ, đó là hiệu ứng có hệ số tải trọng $\neq 0$ trong trạng thái giới hạn mỏi (Bảng 6.1). Hệ số tải trọng 0,75 được sử dụng cho hoạt tải xe cộ, tải trọng động lực học cho phép, lực li tâm. Sử dụng hệ số tải trọng nhỏ hơn 1 là chấp nhận được bởi sự thống kê cho thấy những tải trọng có khối lượng nhỏ hơn là nguyên nhân chu trình của ứng suất tương ứng hơn những cái ở trọng lượng nhỏ hơn xe tải thiết kế. Nhân thể, tải trọng thiết kế cho mỏi là khác hơn so với tải trọng thiết kế được sử dụng để xác định các hiệu ứng tải khác. Nó được định nghĩa như xe tải đơn với khoảng cách trục cố định [Phụ lục A3.6.1.4.1 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01]. Mô hình tải trọng xe tải được miêu tả trong mục 3.6 - 22TCN 272-01.

Nứt do mỏi xảy ra ở vị trí ứng suất dưới phân chia cường độ trong kiểm tra một trục. Khi xe tải qua nguyên nhân một số tương đối ứng suất lệch trục, tích lũy hư hỏng sẽ xảy ra. Khi tích lũy các hư hỏng đủ lớn, vết nứt trong vật liệu sẽ bắt đầu ở điểm chịu ứng suất tập trung. Vết nứt sẽ lớn lên với chu trình ứng suất lặp, trừ khi đối tượng quan sát và hàn lại, cho đến khi kết cấu nứt. Nếu kết quả nứt của thành phần trong sự sụp đổ của cầu, thành phần được gọi là "nứt - tới hạn".

6.1.1.6. Trạng thái giới hạn cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ liên quan tới cung cấp đủ cường độ hoặc sức kháng thoả mãn bất đẳng thức 6.1.1.1 cho tổ hợp tải trọng quan trọng. Trạng thái giới hạn cường độ bao gồm tương đối của sức kháng uốn, cắt, xoắn và lực dọc trục. Hệ số sức kháng tĩnh định ϕ sẽ luôn nhỏ hơn 1 và sẽ có giá trị khác nhau cho vật liệu và trạng thái giới hạn cường độ khác nhau.

Hệ số tải trọng tĩnh định γ_i đưa ra 3 loại tổ hợp tải trọng trong bảng 6.1 tới sự xem xét địa chỉ thiết kế khác nhau. Với hiệu ứng lực do tải trọng lâu dài, hệ số tải trọng γ_p trong bảng 6.2 sẽ được lựa chọn đưa ra hầu hết tổ hợp tải trọng tới hạn cho một phần trạng thái giới hạn cường độ. Giá trị lớn nhất hoặc nhỏ nhất γ_p có thể điều khiển hiệu ứng cực độ và cả hai phải được điều tra nghiên cứu. Sự tác động của hai giá trị khác nhau γ_p , có thể lớn gấp đôi số của tổ hợp tải trọng cường độ được xét.

Với tất cả các tổ hợp tải trọng cường độ, hệ số tải trọng được dùng 0.5 với TU, CR, và SH cho hiệu ứng lực không biến dạng với việc miêu tả sự biến đổi trong hiệu ứng lực này với thời gian từ giá trị được dự đoán bằng phân tích đàn hồi. Trong tính toán biến dạng cho tải trọng này, hệ số tải trọng 1.2 được sử dụng tránh mối nối và gối cầu không đủ kích thước [điều 3.4.1].

Trạng thái giới hạn cường độ 1: Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió [điều 3.4.1 22TCN 272-01].

Trạng thái giới hạn cường độ 2: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s.

Trạng thái giới hạn cường độ 3: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

6.1.1.6. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của tàu thuyền và xe cộ, và đến một số hiện tượng thủy lực với hoạt tải đã chiết giảm khác với khi là một phần của tải trọng xe và xô, CT.

Hệ số tải trọng cho các tải trọng khác nhau bao gồm trong một tổ hợp tải trọng thiết kế được lấy như quy định trong bảng 6.1. Mọi tập hợp con thoả đáng của các tổ hợp tải trọng phải được nghiên cứu. Có thể nghiên cứu thêm các tổ hợp tải trọng khác khi chủ đầu tư yêu cầu hoặc người thiết kế xét thấy cần thiết. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng, mọi

tải trọng được đưa vào tính toán và có liên quan đến cấu kiện được thiết kế bao gồm cả các hiệu ứng đáng kể do tác dụng của xoắn, phải được nhân với hệ số tải trọng tương ứng với hệ số làn nếu có thể áp dụng. Kết quả được tổng hợp theo phương trình cơ bản và nhân với hệ số điều chỉnh tải trọng như đã trình bày trong mục 6.1.

Các hệ số phải chọn sao cho gây ra tổng ứng lực tính toán cực hạn. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng cả trị số cực hạn âm lẫn trị số cực hạn dương đều phải được xem xét.

Trong tổ hợp tải trọng nếu tác dụng của một tải trọng làm giảm tác dụng của một tải trọng khác thì phải lấy giá trị nhỏ nhất của tải trọng làm giảm giá trị tải trọng kia. Đối với tác động của tải trọng thường xuyên thì hệ số tải trọng gây ra tổ hợp bất lợi hơn phải được lựa chọn theo bảng 6.2. Khi tải trọng thường xuyên làm tăng sự ổn định hoặc tăng năng lực chịu tải của một cấu kiện hoặc của toàn cầu thì trị số tối thiểu của hệ số tải trọng đối với tải trọng thường xuyên này cũng phải được xem xét.

Trị số lớn hơn của hai trị số quy định cho hệ số tải trọng TU, CR, SH sẽ được dùng để tính biến dạng, còn trị số nhỏ hơn dùng cho các tác động khác.

Đối với các kết cấu hộp dạng bản phù hợp với các quy định của Điều 12.9, hệ số hoạt tải đối với hoạt tải xe LL và IM lấy bằng 2,0.

6.1.2. Tải trọng tác dụng lên kết cấu

Trong phần 6.1.1 chúng ta đã xem xét các hệ số tải trọng áp dụng như thế nào đối với các tải trọng thường xuyên và tải trọng tức thời. Những tải trọng đó được phân loại theo AASHTO trong mẫu sau:

6.1.2.1. Tải trọng thường xuyên

Các tải trọng đó bao gồm tĩnh tải và tải trọng đất. Tĩnh tải lên kết cấu là toàn bộ trọng lượng của kết cấu, nó bao gồm bản mặt cầu, lớp phủ mặt cầu, kết cấu đỡ tại chỗ, lan can, lề người đi bộ, cấu kiện ban đầu, cấu kiện lần hai (bao gồm các phần gia cường, bản nối...). Một trong các bước đầu tiên của việc thiết kế cầu trên đường cao tốc là thu thập các nhân tố tạo nên tĩnh tải. Bảng 6.4 cung cấp danh sách một vài trọng lượng tĩnh tải đơn vị được sử dụng để tính toán tĩnh tải. AASHTO chỉ định sử dụng cho tĩnh tải là DC, DW và EV (trong phần 6.1.1.2).

Tải trọng đất là những loại tải trọng bao gồm áp lực đất, đất đắp phụ thêm và tải trọng kéo xuống. Trong khi các tải trọng đó ảnh hưởng chính đến các cấu kiện bên dưới, chúng có khả năng ảnh hưởng đến các cấu kiện bên trên cũng như các vị trí có hai mặt chung (ví dụ ở tường thân mố).

6.1.2.2. Tải trọng tức thời

Tải trọng tức thời là loại tải trọng được đặt lên cầu trong thời gian ngắn. Chỉ với tĩnh tải là tải trọng thường xuyên, còn hoạt tải được thay thế bằng các tải trọng tức thời. Tuy nhiên, đó là một số trường hợp tải trọng tức thời mà người thiết kế cần xem xét. Phần dưới đây là các dạng chính của tải trọng tức thời.

Bảng 6.3. Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên, γ_p

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
DD: Kéo xuống	1.80	0.45
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.50	0.65
EH: áp lực ngang của đất	Chủ động	0.90
	Nghỉ	0.90
EV: áp lực đất thẳng đứng		
Ổn định tổng thể	1.35	N/A
Kết cấu tường chắn	1.35	1.00
Kết cấu vùi cứng	1.30	0.90
Khung cứng	1.35	0.90
Kết cấu vùi mềm khác với cống hộp thép	1.95	0.90
Cống hộp thép mềm	1.95	0.90
ES: Tải trọng đất chất thêm	1.50	0.75

Bảng 6.4. Tỷ trọng của một số vật liệu

Vật liệu	Tỷ trọng (k/ft ³)
Hợp kim nhôm	0.175
Lớp phủ bê tông asphalt	0.140
Thép đúc	0.450
Xỉ than	0.060
Cát chặt, phù sa hay đất sét	0.120
Bê tông: Nhẹ	0.110
Cát nhẹ	0.120
Thường	0.150
Cát rời, phù sa, sỏi	0.100
Đất sét mềm	0.100
Sỏi, macadam hoặc balat	0.140
Thép	0.490
Đá xây	0.170
Gỗ: Cứng	0.060
Mềm	0.050
Ray, Phụ kiện giữ ray	0.200
Nước: Ngọt	0.0624
Mặn	0.0640

6.1.2.3. Hoạt tải

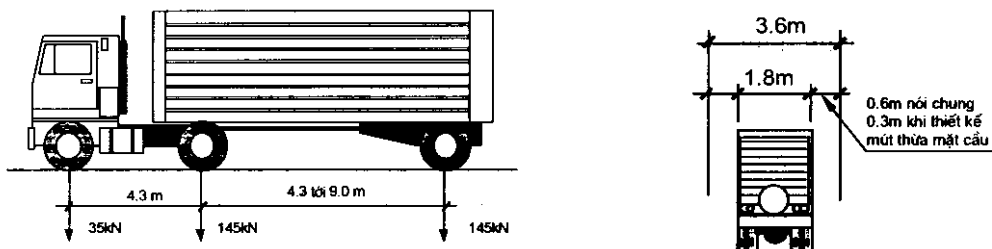
Hoạt tải là tải trọng di chuyển dọc theo chiều dài cầu. Do đó, khi người đi dọc theo cầu thì cũng được coi là hoạt tải. Tuy nhiên, rõ ràng là cầu được thiết kế để chịu được tải trọng lớn hơn tải trọng người. Để đưa cho người thiết kế năng lực của các loại hoạt tải trên kết cấu một cách chính xác, các giả thiết thiết kế dựa trên loại xe tải đã được phát triển.

Để mô tả ảnh hưởng của hoạt tải, dùng xe tải thiết kế hay xe hai trục thiết kế để xác định ảnh hưởng của một xe trên cầu. Cũng giống như hiệu ứng của xe tải trên cầu, thuật ngữ tải trọng làn được sử dụng để xét tải trọng phân bố đều áp dụng dọc chiều dài cầu.

6.1.2.3.1. Xe tải thiết kế

Theo điều 3.6.1.2 tiêu chuẩn 22TCN 272-01 (dựa trên AASHTO -1998), hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ được đặt tên là HL-93 sẽ gồm tổ hợp của:

Xe tải thiết kế hoặc xe 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế. Khi tính toán cần phải so sánh giữa 2 tổ hợp này và lấy giá trị bất lợi nhất.

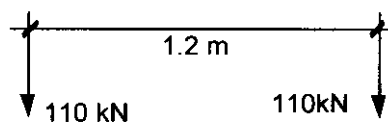


Hình 6.1. Đặc trưng của xe tải thiết kế

Trọng lượng, khoảng cách trục và bánh xe của xe tải thiết kế lấy theo hình sau. Cụ ly giữa 2 trục 145kN phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tuy nhiên, với nhịp liên tục, khoảng cách giữa các trục được thay đổi để vị trí các trục ở các trụ liên kế gây ra mômen âm lớn nhất.

6.1.2.3.2. Xe hai trục thiết kế

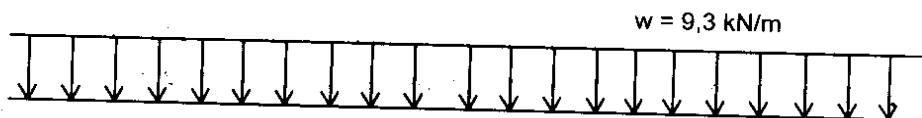
Xe hai trục gồm một cặp trục 110kN cách nhau 1200mm theo hình TCN 2.3.3.1. Cụ ly chiều ngang của các bánh lấy bằng 1800mm.



Hình 6.2. Đặc trưng của xe hai trục thiết kế

6.1.2.3.3. Tải trọng làn thiết kế

Tải trọng làn là tải trọng 9.3 kN/m phân bố đều theo chiều dọc cầu nhằm mô phỏng ảnh hưởng của xe tải chuyển động dọc theo cầu. Theo chiều ngang cầu được giả thiết là phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét hệ số xung kích.



Hình 6.3. Tải trọng làn thiết kế

6.1.2.3.4. Làn thiết kế

Số làn thiết kế được xác định bằng phần nguyên của tỷ số được xác định bằng $W/3500$. trong đó: w - chiều rộng khoảng trống lòng đường giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, đơn vị đo là mm.

Cần xét đến khả năng thay đổi trong tương lai về vật lý hoặc kết quả của việc mở rộng cầu và khả năng tăng số làn xe.

6.1.2.3.5. Hệ số xét đến nhiều làn xe cùng chất tải đồng thời

Để tính đến ảnh hưởng của nhiều loại xe khác nhau trên kết cấu trong một khoảng thời gian, người ta đưa ra hệ số xét đến xuất hiện nhiều loại xe (bảng 6.5). Các hệ số dựa trên lượng xe tải trung bình hàng ngày trên đường của 500 xe chạy trên 1 hướng. AASHTO cho phép giảm hệ số đa phương tiện khi cầu ở vị trí đặc biệt nếu lượng xe trung bình hàng ngày nhỏ hơn 500 xe. Ảnh hưởng của hoạt tải đặc biệt được xác định bằng cách tính đến mỗi tổ hợp của các loại tải trọng có thể tính bằng hệ số làn thích hợp.

Bảng 6.5. Hệ số làn xe, m

Số làn xe được chất tải	Hệ số làn (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
≥ 3	0.65

6.1.2.3.6. Tác dụng của hoạt tải

Việc lựa chọn ứng lực gây ra của hoạt tải nhằm tạo ra mômen lớn nhất trong nhịp. Tiêu chí để xác định các sơ đồ hoạt tải thích hợp được đưa ra dưới đây:

1. Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế được xét kết hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế.
2. Hiệu ứng của một xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi nhằm tạo ra mômen lớn nhất được xét kết hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế.
3. Đối với mômen âm giữa các điểm uốn ngược chiều và phản lực của các gối giữa chỉ lấy bằng 90% hiệu ứng của 2 xe tải thiết kế với khoảng cách nhỏ nhất bằng 50 ft giữa trục trước của xe này và trục sau của xe kia, được xét kết hợp với 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế; khoảng cách giữa các trục của mỗi xe tải nên lấy bằng 14 ft.

Theo phương ngang, làn thiết kế và vị trí của chiều rộng tải trọng làn 3000mm nên đặt sao cho tạo ra hiệu ứng lực lớn nhất. Các trục bánh xe mà không góp phần tạo ra hiệu ứng lực lớn nhất thì bỏ qua.

6.1.2.4. Các tải trọng khác

Kết cấu cầu chịu các loại tải trọng khác nhau phụ thuộc vào vị trí của công trình. Một số tải trọng trong chúng là lực tự nhiên mà chúng phụ thuộc vào vị trí địa lý của cầu. Nói chung, có 4 yếu tố thiên nhiên mà người kỹ sư cầu cần xem xét:

1. Lực động đất
2. Lực gió
3. Lực do dòng chảy
4. Lực do nhiệt

Giống như hoạt tải xe đã bàn ở trên, động đất, gió và lực do dòng chảy là những tải trọng tác dụng tạm thời trên kết cấu trong thời gian ngắn.

Các tải trọng khác tác dụng lên cầu theo chu kỳ tự nhiên. Các lực đó có xu hướng tác dụng lên kết cấu trong suốt chu kỳ thời gian, nguyên nhân làm giảm dần các chấn động nhỏ. Tải trọng môi thay thế các dạng chính của tải trọng lặp tác dụng lên kết cấu cầu đường bộ.

6.1.3. Tính toán sức chịu mỏi

6.1.3.1. Khái niệm

Mỏi là sự truyền nứt cục bộ thông qua tải trọng lặp và các trọng tải tác dụng lên kết cấu. Khi mà các cây cầu bắt đầu xuất hiện mỏi vào những năm cuối 1960, đầu những năm 1970, AASHTO bắt đầu chuyển sang giới thiệu các tiêu chí về mỏi. Tiêu chuẩn mỏi đầu tiên xuất hiện vào năm 1965. Sau đó là vào năm 1971 và 1974 cải tiến và bổ sung dựa trên số liệu được lưu hành.

Vì mỏi là kết quả của tải trọng lặp và không tải trên kết cấu, Tiêu chuẩn AASHTO theo trạng thái giới hạn dựa trên tải trọng mỏi trên một làn với giá trị xe tải trung bình

trong ngày $ADTT_{SL}$. Do vậy, trạng thái giới hạn mỗi không thể diễn đạt được trong chính thuật ngữ của bản thân tải trọng nhưng cũng có thể tính đến vùng ứng suất tích lũy chu kỳ.

Khi không có số liệu chính xác hơn, giá trị xe trung bình trong một ngày trên làn được tính bằng:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

trong đó: $ADTT$ - số xe tải/ngày theo một chiều tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế.

$ADTT_{SL}$ - số xe tải/ngày trong một làn xe đơn tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế.

p - lấy theo bảng 6.6.

Bảng 6.6. Phân bố xe tải trong một làn xe đơn, p

Số làn xe có giá trị cho xe tải	p
1	1.00
2	0.85
≥ 3	0.80

Với hoạt tải gây ra mỗi, mỗi loại thép phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

trong đó: γ - hệ số tải trọng được chỉ ra trong bảng 6.2 cho mỗi loại tổ hợp tải trọng mỗi;

Δf - hiệu ứng lực với vùng ứng suất do hoạt tải đi qua, ksi;

$(\Delta F)_n$ - sức kháng mỗi danh định, ksi.

Nói chung, sức kháng mỗi danh định được tính bằng biểu thức sau:

$$(\Delta F)_n = (A/N)^{1/3} \geq 0.5(\Delta F)_{TH}$$

trong đó: $N = (365)(75)(n)(ADTT_{SL})$;

A - hằng số, tra bảng 6.7;

n - số chu kỳ ứng suất do xe đi qua, xem bảng 6.8;

$ADTT_{SL}$ - giá trị trung bình số xe tải/ngày trên 1 làn trong thời gian thiết kế;

$(\Delta F)_{TH}$ - hằng số biên độ mỗi, xem bảng 6.7.

Trong tính toán của AASHTO LRFD lấy giá trị $N = 75$ để phù hợp với thời gian thiết kế là 75 năm. Nếu chủ đầu tư đề nghị tuổi thọ thiết kế lớn hơn 75 năm, số năm đề nghị nên được thay vào công thức tính N thay vào chỗ 75. Tuy nhiên cần lưu ý rằng trong 22TCN 272-01 của Việt Nam quy định lấy $N = 100$ năm.

Bảng 6.7 chú thích những thành phần của Tiêu chuẩn và những chi tiết được xác định trong tiêu chuẩn AASHTO mà có ảnh hưởng bất lợi tới tải trọng mỗi. Loại được lựa chọn tùy thuộc vào chi tiết các yêu cầu cụ thể.

Bảng 6.7. Hằng số A và hằng số biên độ mỗi $(\Delta F)_{TH}$

Loại chi tiết	Hằng số, $A \times 10^8$	Biên độ $(\Delta F)_{TH}$, ksi
A	250.0	24.0
B	120.0	16.0
B'	61.0	12.0
C	44.0	10.0
C'	44.0	12.0
D	22.0	7.0
E	11.0	4.5
E'	3.9	2.6
Bulông M164 (A325)	17.1	31.0
Bulông M253 (A490)	31.5	38.0

Bảng 6.8. Chu kỳ do xe tải đi qua

Thành phần	Chiều dài nhịp	
	> 12 m (40.0ft)	≤ 12 m (40.0ft)
Dầm giản đơn	1.0	2.0
Dầm liên tục gần gối giữa	1.5	2.0
Dầm liên tục chỗ khác	1.0	2.0
Dầm hẫng	5.0	
Dàn	1.0	
Thành phần không gian ngang > 20.0ft.	1.0	
Thành phần không gian ngang ≤ 20.0 ft.	2.0	

6.1.3.2. Các tiêu chí để thiết kế về mỏi

Đối với các nghiên cứu độ mỏi do tải trọng gây ra, mỗi chi tiết phải thỏa mãn:

$$Y(\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

trong đó: Y - hệ số tải trọng lấy theo bảng 6.7 đối với tổ hợp tải trọng mỏi;

(Δf) - tác dụng lực, phạm vi ứng suất hoạt tải do sự đi qua của tải trọng mỏi;

$(\Delta F)_n$ - sức chịu mỏi danh định.

6.1.3.2.1. Phân loại các chi tiết

Các bộ phận và các chi tiết với sức chịu mỏi nhỏ hơn hoặc bằng chi tiết loại C phải được thiết kế để thỏa mãn các yêu cầu của các loại chi tiết tương ứng; như tóm tắt trong các bảng 6.1 và 6.2, và được cho trong hình 6.1.

6.1.3.2.2. Các chi tiết sử dụng hạn chế

Không được sử dụng các đường hàn rãnh ngấu không hoàn toàn, chịu tải trọng theo chiều ngang trừ khi được cho phép ở Điều 9.8.3.7.2 (22TCN 272-01).

Không được sử dụng các bản liên kết vào các bề mặt bản cánh dầm chỉ bằng các đường hàn góc ngang.

6.1.3.2.3. Sức kháng mỏi

Sức kháng mỏi danh định được tính toán như sau:

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

với:

$$N = (365) (100) n (ADTT)_{SL}$$

trong đó: A - hằng số tra bảng 6.7;

n - số các chu kỳ phạm vi ứng suất đối với mỗi lượt chạy qua của xe tải;

$(ADTT)_{SL}$ - ADTT một lần xe chạy như quy định trong Điều 3.6.1.4 (22TCN 272-01);

$(\Delta F)_{TH}$ - ngưỡng mỏi biên độ không đổi (bảng 6.7).

Phạm vi sức kháng mỏi danh định đối với kim loại cơ bản ở các chi tiết liên kết bằng các đường hàn góc chịu tải trọng ngang, nơi mà bản không liên tục bị chịu tải, phải được lấy nhỏ hơn $(\Delta F)_n^c$ và:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \left(\frac{0,094 + 1,23 \frac{H}{t_p}}{t_p^{1/6}} \right)$$

trong đó: $(\Delta F)_n^c$ - sức kháng mỏi danh định đối với chi tiết loại C (MPa);

H - chiều cao hiệu dụng của đường hàn góc (mm);

t_p - chiều dày của bản chịu tải (mm).

6.2. CÁC TIÊU CHUẨN KHÁC CÓ LIÊN QUAN

Như đã đề cập đến ở trên, Tiêu chuẩn thiết kế theo AASHTO liên quan tới Tiêu chuẩn thiết kế về vật liệu ASTM. Trong khi Tiêu chuẩn này lại đi liền với cầu đường bộ bằng thép, khả năng sử dụng bản bê tông liên hợp trong cầu cấu kiện sơ cấp bằng thép làm cho Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT theo ACI cũng trở nên quan trọng. Hiện nay ở Việt Nam đã chấp nhận sử dụng rộng rãi Tiêu chuẩn vật liệu của Mỹ là ASTM. Nhiều Phòng thí nghiệm xây dựng cũng đã đủ trang thiết bị tương ứng với ASTM. Vì vậy việc áp dụng Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 của Việt Nam cần và đã có đủ điều kiện để tham khảo liên quan với Tiêu chuẩn vật liệu ASTM

Ngoài ra do hiện nay nước ta dùng nhiều loại thép nhập khẩu từ nhiều nước khác nhau để làm cầu thép nên các Tiêu chuẩn vật liệu của một số nước cũng được tham khảo sử dụng khi cần thiết, ví dụ Tiêu chuẩn của Nhật Bản, Trung quốc, Hàn Quốc...

Bảng 6.9. Các loại chi tiết đối với tải trọng gây ra mỏi

Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa (hình 6.4)
1	2	3	4
Các cấu kiện thường	Kim loại cơ bản: - Với các bề mặt cán và làm sạch. Các mép cắt bằng lửa với ANSI/AASHTO/ AWS D1.5 (Bản cánh 3.2.2), độ nhẵn 0,025mm hoặc thấp hơn - Thép có xử lý chống ăn mòn không sơn, tất cả các cấp được thiết kế và cấu tạo theo đúng với FHWA (1990) - ở mặt cắt thực của các đầu của thanh có tai treo và các bản chốt.	A B E	1,2
Kết cấu tổ hợp	Kim loại cơ bản và kim loại hàn trong các bộ phận, không có các gắn kết phụ, được liên kết bằng: - Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu hoàn toàn với các thanh đệm lót lấy đi, hoặc - Các đường hàn liên tục song song với phương của ứng suất - Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu hoàn toàn với các thanh đệm lót để lại, hoặc - Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu không hoàn toàn song song với phương của ứng suất Kim loại cơ bản ở các đầu của các bản phủ trên một phần chiều dài: - Với các liên kết ở đầu bằng bulông trượt tới hạn - Hẹp hơn bản cánh, với có hoặc không có các mối hàn đầu, hoặc rộng hơn bản cánh với các mối hàn đầu + Chiều dày bản cánh $\leq 20\text{mm}$ + Chiều dày bản cánh $> 20\text{mm}$ - Rộng hơn bản cánh không có các mối hàn đầu.	B B B' B' B E E' E'	3,4,5,7 22 7
Các liên kết nối đối đầu đường hàn rãnh có độ lằn lặn mỗi hàn được kiểm soát bằng thí nghiệm không phá hoại NDT và tất cả được mài theo phương của các ứng suất	Kim loại cơ bản và kim loại hàn ở các mối nối đối đầu hàn rãnh ngẫu hoàn toàn: - Của các bản có mặt cắt ngang tương tự với các mối hàn được làm phẳng đến bản thép nền - Với các chuyển tiếp bán kính 600mm về chiều rộng với các mối hàn được làm phẳng đến bản nền - Với các chuyển tiếp về chiều rộng hoặc chiều dày với các mối hàn phẳng đến bản nền để tạo các độ dốc không dốc hơn 1,0 đến 2,5. + Các cấp kim loại cơ bản 690/690W + Các cấp kim loại cơ bản khác - Với có hoặc không có các chuyển tiếp có các độ dốc không lớn hơn 1,0 đến 2,5, khi cốt thép hàn không được lấy đi	B B	

Bảng 6.9 (tiếp theo)

1	2	3	4
Các chi tiết gắn kết phụ hàn bằng hàn rãnh, đặt tải theo chiều dọc	Kim loại cơ bản ở các chi tiết được liên kết bằng các đường hàn rãnh ngẫu hoàn toàn hay không hoàn toàn: • Khi chiều dài chi tiết theo phương của ứng suất tác dụng: + Nhỏ hơn 50 mm + Giữa 50 mm và 12 lần chiều dày của chi tiết, nhưng nhỏ hơn 100 mm + Lớn hơn hoặc 12 lần chiều dày của chi tiết, hoặc 100 mm - Chiều dày chi tiết < 25 mm - Chiều dày chi tiết ≥ 25 mm • Với bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu nhẵn đến nền, không kể tới chiều dài của chi tiết: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 600 mm + 600 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm + 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm + Bán kính chuyển tiếp < 50 mm • Với bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu không nhẵn đến bản nền	C D E E' B C D E E	
Các chi tiết gắn kết phụ hàn bằng đường hàn rãnh, đặt tải theo chiều ngang có tính lạnh lặn mối hàn được kiểm soát bằng NDT và tất cả được mài ngang theo hướng ứng suất	Kim loại cơ bản ở các chi tiết được liên kết bằng các đường hàn rãnh ngẫu hoàn toàn với bán kính chuyển tiếp: • Với chiều dày bản bằng nhau và cốt hàn lấy đi: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 600 mm + 600 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm + 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm + Bán kính chuyển tiếp < 50 mm • Với chiều dày bản bằng nhau và cốt hàn không lấy đi: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 150 mm + 150 mm > bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm + Bán kính chuyển tiếp < 50 mm • Với chiều dày bản bằng nhau và cốt hàn không lấy đi: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm + Bán kính chuyển tiếp < 50 mm • Đối với mọi bán kính chuyển tiếp với chiều dày bản không bằng nhau và cốt hàn không lấy đi	B C D E C D E D E E	16
Các liên kết hàn góc với đường hàn trực giao với phương của ứng suất	Kim loại cơ bản: • Ở các chi tiết khác với các liên kết của gờ tăng cường ngang cho bản cánh hoặc của gờ tăng cường ngang cho bản bụng • Ở chân của các mối hàn của gờ tăng cường ngang cho bản cánh và gờ tăng cường ngang cho bản bụng	Nhỏ hơn C hoặc phương trình 6.6.1.2.5-3 C'	14 6

Bảng 6.9 (tiếp theo)

1	2	3	4
Các liên kết hàn góc với đường hàn trực giao và/hoặc song song với phương của ứng suất	Ứng suất cắt trên chiều cao mỗi hàn.	E	9
Các chi tiết gắn kết phụ hàn bằng đường hàn góc, đặt tại theo chiều dọc	Kim loại cơ bản ở các chi tiết được liên kết bằng các đường hàn góc: • Khi chiều dài của chi tiết trong phương của ứng suất là: + Nhỏ hơn 50 mm hoặc các neo chống cắt loại đỉnh neo + Giữa 50 mm và 12 lần chiều dày chi tiết, nhưng nhỏ hơn 100 mm + Lớn hơn hoặc 12 lần chiều dày chi tiết hoặc 100 mm - Chiều dày chi tiết < 25mm - Chiều dày chi tiết ≥ 25mm • Với bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu nhẵn đến bản nền, không kể tới chiều dài của chi tiết: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 50mm + Bán kính chuyển tiếp < 50mm • Với bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu không nhẵn đến bản nền.	C D E E' D E E	15, 17, 18, 20 15, 17 7, 9, 15, 17 16 16
Các chi tiết gắn kết phụ hàn bằng đường hàn góc, đặt tại theo chiều	Kim loại cơ bản ở các chi tiết được liên kết bằng các đường hàn góc: • Với bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu nhẵn đến bản nền: + Bán kính chuyển tiếp ≥ 50 mm + Bán kính chuyển tiếp < 50 mm • Với mọi bán kính chuyển tiếp với các mối hàn đầu không nhẵn đến bản nền	D E E	16
Các liên kết được gắn chặt bằng cơ khí	Kim loại cơ bản • Ở mặt cắt nguyên của các liên kết ma sát bằng bulông cường độ cao, trừ các mối nối đặt tải trọng theo trục trong đó sự uốn ngoài mặt phẳng được gây ra trong các vật liệu liên kết • Ở mặt cắt thực của các liên kết không ma sát có bulông cường độ cao • Ở mặt cắt thực của các liên kết tán đinh	B B D	21
Thanh có tai treo hoặc các bản chốt	Kim loại cơ bản ở mặt cắt thực của đầu thanh có tai treo hoặc bản chốt Kim loại cơ bản trong thân thanh có tai treo, hoặc thông qua mặt cắt thô của bản chốt với: • Các mặt cán hoặc nhẵn • Các cạnh cắt bằng lửa	E A B	23, 24 23, 24 23, 24

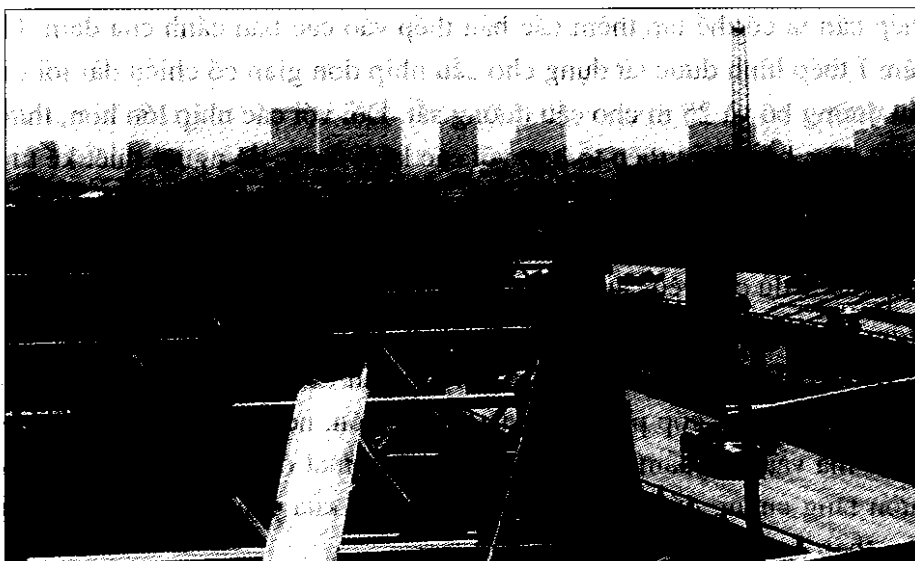
172

Chương 7

THIẾT KẾ CẦU DẦM I LIÊN HỢP BẢN BTCT THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272-01

7.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Mặt cắt I là dạng mặt cắt đơn giản nhất và hiệu quả nhất trong các loại mặt cắt có tiết diện đặc khi chịu uốn và chịu cắt. Chương này trình bày các nội dung tính toán về khả năng chịu uốn, cắt, mỏi, về độ cứng, neo chống cắt, giằng ngang và dầm ngang, các thanh giằng gió kèm theo các ví dụ tính toán theo tiêu chuẩn 22TCN 272-01 đối với cầu dầm thép I liên hợp bản mặt cầu BTCT (hình 7.1).

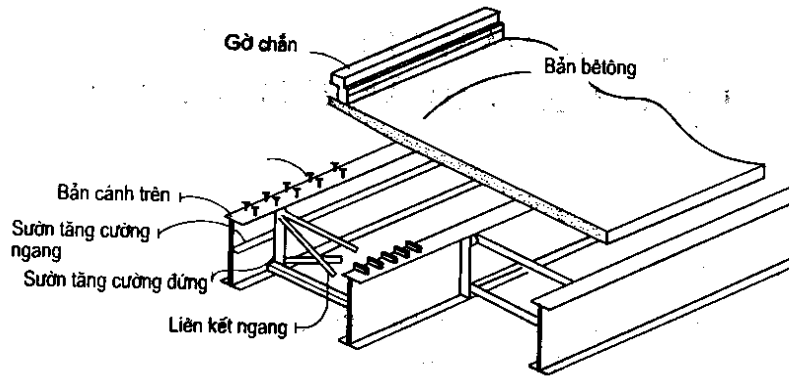


Hình 7.1. Cầu dầm liên hợp thép - BTCT

7.2. LỰA CHỌN MẶT CẮT CỦA KẾT CẤU

Hình 7.2 thể hiện một phân đặc trưng của cầu dầm I - liên hợp bao gồm bản bê tông và dầm I - tổ hợp từ các bản thép với các sườn tăng cường và dầm ngang. Bước đầu tiên trong tính toán thiết kế kết cấu cầu dầm I là lựa chọn hình dạng dầm thép I tức là xác định kích thước sơ bộ ban đầu của sườn, bản cánh dầm. Theo 22TCN 272-01 tỷ số giữa chiều cao tổng thể (chiều cao dầm thép cộng với bề dày bản bê tông) với chiều dài nhịp

tính toán thông thường là 1 : 25 và tỷ số của chiều cao của riềng dầm thép đối với chiều dài nhịp tính toán là 1 : 30.



Hình 7.2. Cấu dầm thép bê tông liên hợp điển hình

Hình dạng của thép hình I được tiêu chuẩn hóa và có thể lựa chọn từ các Catalog của các hãng chế tạo kết cấu thép hoặc các sổ tay tra cứu. Để tăng khả năng kháng uốn của mặt cắt thép cán ta có thể tấp thêm các bản thép vào các bản cánh của dầm. Nói chung kết cấu dầm I thép hình được sử dụng cho cầu nhịp đơn giản có chiều dài tối đa là 30 m đối với cầu đường bộ và 25 m cho cầu đường sắt. Đối với các nhịp lớn hơn, thường dùng dạng mặt cắt dầm bằng bản thép tổ hợp với các kích thước do người thiết kế tự chọn sao cho hiệu quả nhất. Dầm bản thép tổ hợp phải đủ cường độ chịu uốn, chịu cắt và đủ độ cứng, ngoài ra còn thuận tiện cho công tác chế tạo. Các kỹ sư thường cố gắng thiết kế dầm thép đạt được đủ các yêu cầu kỹ thuật với trọng lượng dầm là nhỏ nhất.

Sườn dầm : Sườn dầm chịu lực cắt là chủ yếu. Chiều cao sườn dầm thông thường lấy bằng 1/18 đến 1/20 chiều dài nhịp dầm đối với cầu đường bộ và nhỏ hơn đối với cầu đường sắt. Do sườn dầm góp phần vào sức kháng uốn, nên bề dày của nó (t) được chọn nhỏ đến mức mà vẫn còn đảm bảo điều kiện không mất ổn định cục bộ. Cách chọn cấu tạo các sườn tăng cường đứng và tăng cường ngang của dầm liên hợp cũng giống như đối với dầm thép thường.

Bản cánh: Bản cánh sẽ cung cấp khả năng chịu uốn. Chiều rộng và bề dày bản cánh thường được xác định bởi sự lựa chọn diện tích của bản cánh trong phạm vi giới hạn của tỷ số giữa bề rộng và chiều dày, b/t , và các yêu cầu kỹ thuật trong chỉ dẫn kỹ thuật để đảm bảo khả năng ổn định cục bộ. Thường phải có liên kết cứng ngang của bản cánh chịu nén để chống lại sự mất ổn định xoắn ngang trong suốt quá trình thay đổi trạng thái tải trọng.

Mặt cắt tổ hợp: Mặt cắt tổ hợp có cường độ chảy của bản cánh cao hơn bản sườn để tạo sự tiết kiệm về vật liệu. Với sự xuất hiện của thép cường độ cao mới kiểu mặt cắt này ngày càng được sử dụng phổ biến.

Kiểu mặt cắt thay đổi: Mặt cắt ngang thay đổi được dùng để tiết kiệm vật liệu tại nơi mà mômen uốn là nhỏ. Tuy nhiên yêu cầu về trình độ của công nhân hàn và sản xuất cũng phải cao hơn. Chi phí của nhân lực và vật liệu phải cân bằng với nhau nhằm đạt được mục tiêu thiết kế. Người thiết kế nên tư vấn cho các nhà sản xuất địa phương để quyết định công tác thực tế trong khi lắp dựng dầm bản thép tổ hợp.

Các kết cấu cầu phải được thiết kế để thoả mãn các yêu cầu về các trạng thái giới hạn cường độ, mỏi và phá hoại, sử dụng và cực hạn (xem chương 6). Cũng cần phải xem xét đến tính chất khả thi của việc chế tạo và thi công kết cấu đã tính toán.

7.3. TÍNH TOÁN CHỊU UỐN

7.3.1. Khái niệm cơ bản

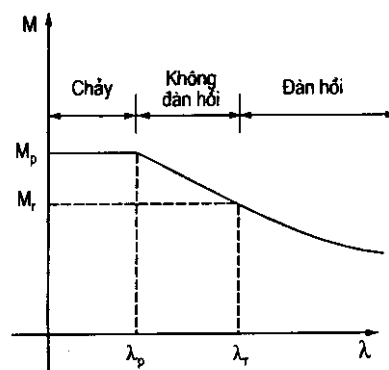
Sức kháng uốn của dầm thép được kiểm soát bởi bốn phương thức phá hoại hoặc bốn trạng thái giới hạn:

- Giới hạn chảy dẻo,
- Mất ổn định chung bản cánh,
- Mất ổn định cục bộ bản sườn, và
- Mất ổn định xoắn ngang.

Khả năng chịu mômen phụ thuộc vào cường độ chảy của thép (F_y), hệ số độ mảnh λ trong phạm vi của tỷ số bề rộng trên bề dày (b/t hoặc h/t_w) đối với mất ổn định cục bộ và mất ổn định xoắn ngang. Với khái niệm tính toán tổng thể cho kết cấu thép, thường tính toán theo ba giai đoạn (hình 7.3): chảy dẻo, mất ổn định không đàn hồi, và mất ổn định đàn hồi. Theo một nghĩa khác, khi hệ số độ mảnh λ nhỏ hơn λ_p , thì mặt cắt trở thành mặt cắt đặc chắc, khả năng mômen dẻo có thể được tăng lên; khi $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, mặt cắt sẽ thành mặt cắt không đặc chắc, khi đó khả năng mômen ít hơn M_p nhưng lại lớn hơn mômen chảy M_y ; và khi $\lambda > \lambda_r$, mặt cắt trở thành kết cấu mảnh và kiểu phá hoại mất ổn định đàn hồi sẽ được khống chế. Hình 7.4 thể hiện kích thước của dầm I điển hình. Bảng 7.1 và 7.2 nêu ra danh sách tên các công thức tính toán của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 để xác định sức kháng uốn trong vùng chịu mômen âm và mômen dương.

7.3.2. Mômen chảy

Mômen chảy M_y đối với mặt cắt liên hợp được định nghĩa như mômen mà gây ra biến dạng chảy đầu tiên của các bản cánh thép. M_y là tổng của các mômen tác dụng



Hình 7.3. Ba vùng biến đổi của cấu kiện thép chịu uốn

riêng biệt với riêng mặt cắt kết cấu thép, mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn, mặt cắt liên hợp phạm vi dài. Nó dựa trên các tính chất mặt cắt đàn hồi và có thể biểu diễn như sau:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (7.1)$$

trong đó: M_{D1} - mômen gây ra bởi tải trọng cố định hệ số trên mặt cắt thép;

M_{D2} - mômen gây ra bởi tải trọng cố định hệ số chẳng hạn như lớp phủ mặt cầu và các thanh chắn trên mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn;

M_{AD} - mômen hoạt tải cộng thêm gây ra trạng thái chảy trong các bản thép và có thể tính được từ công thức sau đây :

$$M_{AD} = S_n \left[F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right]$$

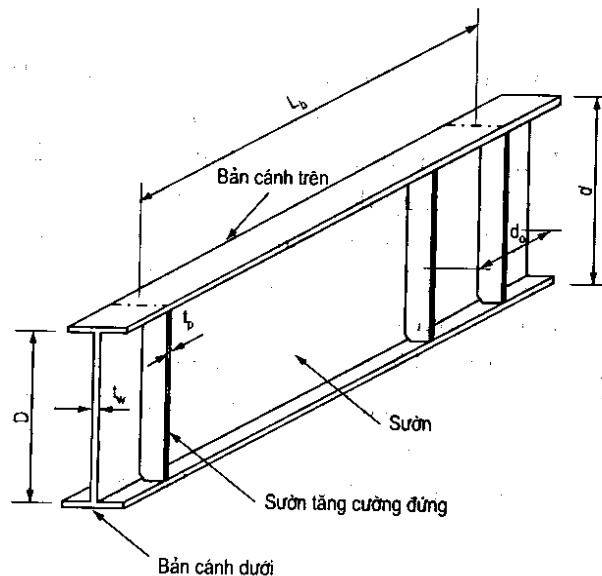
trong đó: S_s , S_n , và S_{3n} - môđun đàn hồi của các mặt cắt đối với thép, mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn và mặt cắt liên hợp phạm vi dài.

7.3.3. Mômen dẻo

Mômen dẻo M_p đối với mặt cắt tổ hợp được định nghĩa như là mômen gây ra trạng thái chảy trong mặt cắt thép và cốt thép và sự phân bố ứng suất đều của $0,85 f_c$ trong bản bê tông chịu nén (hình 7.5). Trong vùng chịu uốn dương, sự phân bố cốt thép trong bản bê tông là nhỏ và có thể bỏ qua.

Bước đầu tiên của việc xác định M_p là tìm trục trung hoà dẻo (PNA) bởi công thức tổng lực kéo chảy trong thép đến nén chảy trong thép và/hoặc bản bê tông. Mômen dẻo sau đó tính được bằng tổng mômen đầu tiên của lực dẻo trong các cấu kiện thay đổi đối với PNA.

Đối với quy ước tính toán, bảng 7.3 liệt kê các công thức cho Y và M_p .



Hình 7.4. Kích thước chung dầm thép

**Bảng 7.1 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 Công thức tính toán
vùng chịu uốn dương đối với dầm tổ hợp (Trạng thái giới hạn cường độ)**

Hạng mục	Giới hạn mặt cắt đặc chắc, λ_p	Giới hạn mặt cắt không đặc chắc lại, λ_r	Mặt cắt mảnh
Độ mảnh của sườn $2D_{cp}/t_w$	$3,76 \cdot \sqrt{E/F_{yc}}$	$\alpha_{st} \sqrt{E/f_c}$	N/A
Độ mảnh của cánh chịu nén b/t	Không yêu cầu ở trạng thái giới hạn cường độ		
Liên kết cứng bản cánh chịu nén L_b/r_t	Không yêu cầu ở trạng thái giới hạn cường độ, nhưng nên an toàn $1,76 \sqrt{E/F_{yc}}$ đối với tải trọng tác động trước khi bản bê tông mặt cầu đông cứng lại		$> 1,76 \sqrt{E/F_{yc}}$
Sức kháng uốn danh định	Đối với nhịp đơn giản và nhịp liên tục với mặt cắt đặc chắc tại gối đỡ trong: Khi $D_p \leq D'$, $M_n = M_p$ Nếu $D' < D_p \leq 5D'$ $M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right)$ Đối với nhịp liên tục với mặt cắt không đặc chắc tại gối đỡ trong : $M_n = 1.3R_h M_y$ nhưng không được lấy lớn hơn các giá trị được áp dụng từ hai công thức trên Yêu cầu về tính mềm của mặt cắt $D_p/D' \leq 5$ $D' = \beta \left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5} \right)$ $\beta = \begin{cases} 0.9 & \text{cho } F_y = 250 \text{ MPa} \\ 0.7 & \text{cho } F_y = 345 \text{ MPa} \end{cases}$	Đối với bản cánh chịu nén : $F_n = R_b R_h F_{yc}$ Đối với bản cánh chịu kéo: $F_n = R_b R_h F_{yt} \sqrt{1 - 3 \left(\frac{f_y}{F_{yt}} \right)}$ R_b - hệ số rơi của tải trọng, đối với bản cánh chịu kéo = 1; đối với bản cánh chịu nén = 1 nếu một trong hai điều kiện sườn tăng cường dọc được đưa vào hoặc $2D_c/t_w \leq \lambda_b \sqrt{E/f_c}$ là an toàn, những điều kiện khác xem công thức (7.2)	Bản cánh chịu nén: Công thức (7.4) Bản cánh chịu kéo : $F_n = R_b R_h F_{yc}$

A_{fc} - diện tích bản cánh chịu nén;

d - chiều cao mặt cắt thép;

D_{cp} - chiều cao của bản sườn chịu nén tại mômen dẻo;

D_p - khoảng cách từ đỉnh của bản đến trục trung hoà dẻo;
 f_c - ứng suất trong bản cánh chịu nén gây ra do tải trọng hệ số;
 f_y - ứng suất cắt xoắn St. Venant lớn nhất trong bản cánh gây ra do tải trọng hệ số;
 F_n - ứng suất danh định tại bản cánh;
 F_{yc} - cường độ chảy tiêu chuẩn nhỏ nhất của bản cánh chịu nén;
 F_{yt} - cường độ chảy tiêu chuẩn nhỏ nhất của bản cánh chịu kéo;
 M_p - mômen uốn dẻo .

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_h \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right) \quad (7.2)$$

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} \quad (7.3)$$

M_y - mômen uốn chảy

R_h - hệ số lắp ghép, bằng 1 đối với mặt cắt đồng nhất, xem điều 7.10.5.4 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

t_h - chiều dày vút bê tông nằm trên bản thép

t_s - chiều dày bản bê tông ; t_w - chiều dày bản sườn

$\alpha_{st} = 7.77$ đối với bản sườn không có sườn tăng cường dọc và bằng 11.63 đối với bản sườn có sườn tăng cường dọc

$\lambda_b = 5.76$ đối với diện tích bản cánh chịu nén $\geq$ diện tích chịu kéo, bằng 4.64 đối với diện tích bản cánh chịu nén $<$ diện tích chịu kéo.

Bảng 7.2. Các công thức tính toán theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 đối với vùng uốn âm của mặt cắt dầm I liên hợp (Trạng thái giới hạn cường độ)

Hạng mục	Giới hạn mặt cắt đặc chắc, λ_p	Giới hạn mặt cắt không đặc chắc, λ_r	Mặt cắt mảnh
1	2	3	4
Độ mảnh của sườn $2D_{cp} / t_w$	$3.76 \sqrt{E / F_{yc}}$	$\alpha_{st} \sqrt{E / F_{yc}}$	Không áp dụng
Độ mảnh của cánh chịu nén $b / 2t_f$	$0.382 \sqrt{E / F_{yc}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$	$> 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$
Chiều dài bản cánh chịu nén không chống đỡ, L_b	$\left[0.124 - 0.0759 \left(\frac{M_l}{M_p} \right) \right] \left[\frac{r_y E}{F_{yc}} \right]$	$1.76 r_l \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$> 1.76 r_l \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$

1	2	3	4
Sức kháng uốn đanh định	$M_n = M_p$	$F_n = R_b R_h F_{yt}$	Bản cánh chịu nén theo công thức 7.4 Bản cánh chịu kéo: $F_n = R_b R_h F_{yt}$
b_f - chiều rộng của bản cánh chịu nén t_f - chiều dày bản cánh chịu nén M_1 - mômen gây ra do tải trọng hệ số tại điểm cuối của chiều dài không có thanh giằng r_y - bán kính quay của mặt cắt thép đối với trục theo phương đứng (mm) r_t - bán kính quay của bản cánh chịu nén của mặt cắt thép cộng với 1/3 của sườn trong vùng chịu nén đối với trục theo phương đứng (mm)			

Đối với sự mất ổn định của kết cấu do xoắn ngang theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 7.10.5.5:

$$F_n = \begin{cases} C_b R_b R_h F_{yc} \left[1.33 - 0.18 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right] \leq R_b R_h F_{yc} & \text{đối với } L_p < L_b < L_r \\ C_b R_b R_h \left[\frac{9.86E}{(L_b/r_t)^2} \right] \leq R_b R_h F_{yc} & \text{đối với } L_b \geq L_r \end{cases} \quad (7-4)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{P_1}{P_2} \right) + 0.3 \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (7-5)$$

P_1 - lực nhỏ hơn trong bản cánh chịu nén tại vị trí thanh giằng gây ra do tải trọng hệ số

P_2 - lực lớn hơn trong bản cánh chịu nén tại vị trí thanh giằng gây ra do tải trọng hệ số

7.3.4. Ví dụ tính toán 1 (Cầu dầm thép liên hợp liên tục ba nhịp)

Số liệu ban đầu:

Một cầu dầm thép bản liên hợp liên tục ba nhịp có chiều dài hai nhịp biên bằng nhau 49.0m và một nhịp giữa có chiều dài là 64 m. Kết cấu phần trên có chiều rộng là 13.4m. Hình chiếu đứng, mặt bằng và mặt cắt ngang điển hình được thể hiện như hình 7.6.

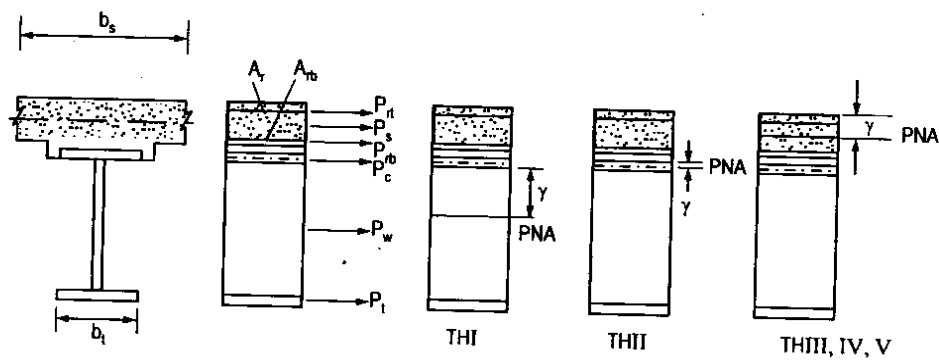
Thép dùng cho kết cấu: A709 Grade 345; $F_{yw} = F_{yt} = F_{yc} = F_y = 345$ MPa

Bê tông dùng trong kết cấu: $f'_c = 280$ MPa; $E_c = 25000$ MPa; Tỷ số mô đun $n = 8$

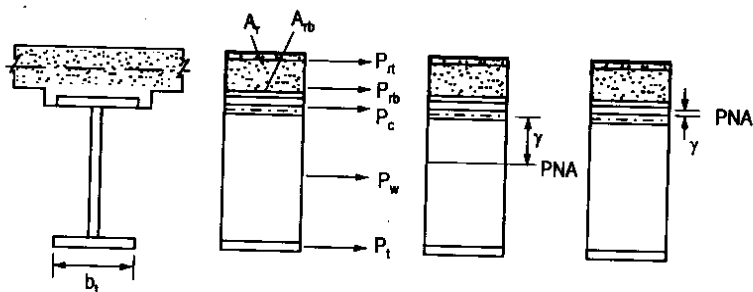
Tải trọng:

$$\text{Tính tải} = \text{Dầm bản thép tổ hợp} = \text{Bản bê tông mặt cầu} + \text{Gờ chắn, lan can} + \text{Lớp phủ mặt cầu dày 75 mm}$$

Hoạt tải = Tải trọng HL -93 + Lực xung kích theo tính toán

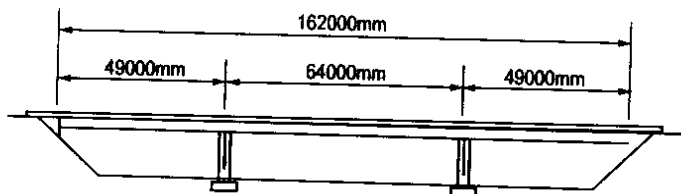


a) Mặt cắt chịu uốn dương

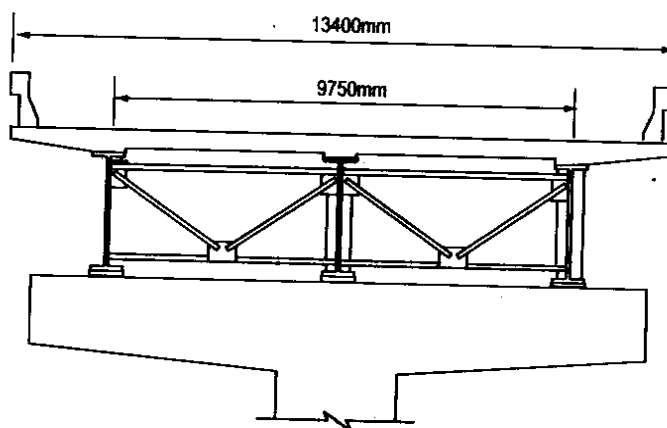


b) Mặt cắt chịu uốn âm

Hình 7.5. Mômen xoắn đối với mặt cắt liên hợp



a) Mặt cắt dọc



b) Mặt cắt ngang điển hình

Hình 7.6. Cầu dầm thép liên hợp ba nhịp

Bản mặt cầu: bằng BTCT có chiều dày 275 mm

Mặt cắt thép trong vùng uốn dương:

Bản cánh trên: $b_{fc} = 460\text{mm}$; $t_{fc} = 25\text{ mm}$

Sườn: $D = 2440\text{ mm}$; $t_w = 16\text{ mm}$

Bản cánh dưới: $b_{ft} = 460\text{ mm}$; $t_{ft} = 45\text{ mm}$

Kết cấu: Không có thanh chống, chiều dài không chống đỡ đối với bản cánh chịu nén $L_b = 7.1\text{ m}$.

Bảng 7.3. Tính toán mômen dẻo

Vùng	Trường hợp	Điều kiện và $\bar{Y}$	$\bar{Y}$ và M_p
Uốn dương theo hình 7.7a	I - PNA đi qua bản bụng	$P_r + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$ $\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_i - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$	$M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_i d_i]$
	II - PDA đi qua bản cánh trên	$P_r + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$ $\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$	$M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_s d_s + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_i d_i]$
	III - PDA đi qua bản, bên dưới P_{rb}	$P_r + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_n$ $\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_w + P_c + P_s - P_n - P_{rb}}{P_s} \right]$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_i d_i]$
	IV - PDA đi qua bản, tại P_{rb}	$P_r + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_n$ $\bar{Y} = C_{rb}$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_i d_i]$
	V - PDA đi qua bản, phía trên P_{rb}	$P_r + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_n$ $\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_i - P_{rb}}{P_s} \right]$	$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_i d_i]$
Uốn âm theo hình 7.7b	I - PNA đi qua bản bụng	$P_{cr} + P_w \geq P_c + P_{rb} + P_n$ $\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_c - P_{cr} - P_n - P_{rb}}{P_s} + 1 \right]$	$M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_i d_i]$
	II - PNA đi qua bản cánh trên	$P_r + P_w + P_i \geq P_{rb} + P_n$ $\bar{Y} = \left(\frac{t_i}{2}\right) \left[\frac{P_{rb} + P_{cs} - P_w - P_{rb}}{P_i} + 1 \right]$	$M_p = \frac{P_i}{2t_i} \left[\bar{Y}^2 + (t_i - \bar{Y})^2 \right] + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_i d_i]$

$$P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}; \quad P_s = 0.85 f'_c b_s t_s; \quad P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_t; \quad P_w = F_{yw} D t_w; \quad P_t = F_{yt} b_t t_t$$

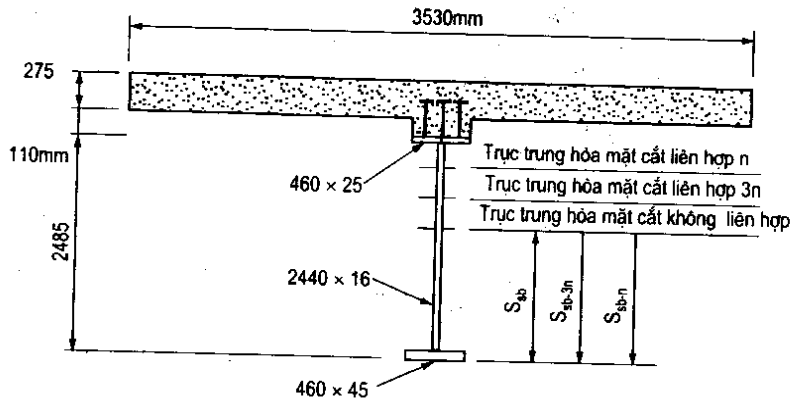
A_{rb}, A_{rt} - diện tích cốt thép lưới dưới và lưới trên trong bản bê tông mặt cầu

F_{yrb}, F_{yrt} - cường độ chảy của cốt thép bản mặt cầu lưới dưới và lưới trên

b_c, b_t, b_s - bề rộng chịu nén và chịu kéo của bản cánh thép, và của bản bê tông mặt cầu

t_c, t_t, t_w, t_s - chiều dày chịu nén và chịu kéo của bản cánh thép, của sườn, và của bản bê tông mặt cầu

F_{yt}, F_{yc}, F_{yw} - cường độ chảy của bản cánh chịu kéo, bản cánh chịu nén và sườn dầm.



Hình 7.7. Mặt cắt ngang của mặt cắt đối với vùng uốn dương

Mômen dương lớn nhất trong nhịp I gây ra do tải trọng hệ số tác động vào mặt cắt thép và vào mặt cắt liên hợp phạm vi dài là: $M_{D1} = 6859 \text{ kN-m}$ và $M_{D2} = 2224 \text{ kN-m}$.

Yêu cầu: Xác định mômen chảy M_y , mômen danh định M_p và mômen dẻo M_p của M_{D2} một dầm đối với vùng chịu uốn dương (mômen dương).

7.3.4.1. Xác định bề rộng bản cánh có hiệu (mục 4.6.2.6 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01)

Đối với dầm trong, bề rộng bản cánh có hiệu là:

$$b_{eff} \leq \begin{cases} \frac{L_{eff}}{4} = \frac{35,050}{4} = 8763 \text{ mm} \\ 12t_s + \frac{b_f}{2} = (12)(275) + \frac{460}{2} = 3530 \text{ mm} \\ S = 4875 \text{ mm} \end{cases}$$

trong đó: L_{eff} - chiều dài nhịp tính toán và có thể được lấy bằng chiều dài nhịp thực tế đối với dầm đơn giản và khoảng cách giữa các điểm của độ võng do tải trọng vĩnh cửu đối với dầm liên tục (33.05 m);

b_f - bề rộng bản cánh trên của dầm thép.

7.3.4.2. Tính toán đặc trưng hình học của mặt cắt liên hợp dẽo

Đối với mặt cắt trong vùng uốn dương như hình 7.7, đặc trưng mặt cắt đàn hồi đối với mặt cắt không liên hợp, liên hợp phạm vi ngắn ($n = 8$), và liên hợp phạm vi dài ($3n = 24$) được tính toán trong bảng 7.4 đến 7.6.

Bảng 7.4 Đặc trưng mặt cắt không liên hợp đối với vùng uốn dương

Các bộ phận	A (mm ²)	y_i (mm ²)	$A_i y_i$ (mm ³)	$y_i - y_{sb}$ (mm)	$A_i (y_i - y_{sb})^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
Bản cánh trên 460 × 25	11,500	2498	28.7 (10) ⁶	1395	22.4 (10) ⁹	1.2 (10) ⁶
Stườn 2440 × 16	39,040	1265	49.4 (10) ⁶	162	3.0 (10) ⁸	19.4 (10) ⁹
Bản cánh dưới 460 × 45	20,700	22.5	4.7 (10) ⁵	-1081	24.2 (10) ⁹	3.5 (10) ⁶
Σ	71,240		78.6 (10) ⁶		47.8 (10) ⁹	19.4 (10) ⁹

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{78.6(10)^6}{71240} = 1103 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (45 + 2440 + 25) - 1103 = 1407 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{dam} &= \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2 \\ &= 19.4(10)^9 + 46.8(10)^9 = 66.2(10)^9 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$S_{sb} = \frac{I_{dam}}{y_{sb}} = \frac{66.2(10)^9}{1103} = 60.0(10)^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{dam}}{y_{st}} = \frac{66.2(10)^9}{1407} = 47.1(10)^6 \text{ mm}^3$$

7.3.4.3. Tính toán mômen chảy M_y

Mômen chảy M_y tương ứng với độ cong đầu tiên của mỗi bản cánh thép. Nó thu được theo công thức sau:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Bảng 7.5. Đặc trưng mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn ($n = 8$)

Cấu kiện	A (mm ²)	y_i (mm ²)	$A_i y_i$ (mm ³)	$y_i - y_{sb}$ (mm)	$A_i (y_i - y_{sb})^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
Mặt cắt thép	71,240	1103	78.6(10) ⁶	-1027	75.1(10) ⁹	19.4(10) ⁹
Bản bê tông 3530/8 × 275	121,344	2733	3.3(10) ⁸	603	44.1(10) ⁹	2.3(10) ⁸
Σ	192,584	-	4.1(10) ⁸	-	119.2(10) ⁹	19.6(10) ⁹

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{4.1(10)^8}{192,584} = 2103 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (45 + 2440 + 25) - 2103 = 380 \text{ mm}$$

$$I_{com-n} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb-n})^2$$

$$= 19.6(10)^9 + 119.2(10)^9 = 138.8(10)^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{sb-n} = \frac{I_{con-n}}{y_{sb-n}} = \frac{138.8(10)^9}{2130} = 65.2(10)^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{st-n} = \frac{I_{con-n}}{y_{st-n}} = \frac{138.8(10)^9}{380} = 365.0(10)^6 \text{ mm}^3$$

Bảng 7.6. Đặc trưng mặt cắt liên hợp phạm vi dài ($3n = 24$)

Cấu kiện	A (mm ²)	y_i (mm ²)	$A_i y_i$ (mm ³)	$y_i - y_{sb}$ (mm)	$A_i (y_i - y_{sb})^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
Mặt cắt thép	71,240	1103	78.6(10) ⁶	-590	24.8(10) ⁹	9.4(10) ⁹
Bản bê tông 3530/8 × 275	40,448	2733	1.1(10) ⁸	1040	43.7(10) ⁹	2.3(10) ⁸
Σ	111,68	-	10847.4	-	68.5(10) ⁹	19.6(10) ⁹

$$y_{sb-3n} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{88.1(10)^9}{111,688} = 1693 \text{ mm}$$

$$y_{st-3n} = (45 + 2440 + 25) - 1693 = 817 \text{ mm}$$

$$I_{com-3n} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb-3n})^2$$

$$= 19.6(10)^9 + 68.5(10)^9 = 88.1(10)^9 \text{ mm}^4$$

$$S_{sb-3n} = \frac{I_{con-3n}}{y_{sb-3n}} = \frac{88.1(10)^9}{1693} = 52.0(10)^6 \text{ mm}^3$$

$$S_{st-3n} = \frac{I_{con-3n}}{y_{st-3n}} =$$

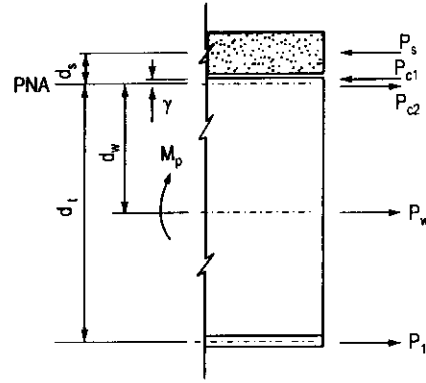
$$= \frac{88.4(10)^9}{817} =$$

$$= 107.9(10)^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{AD} = S_n \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right)$$

$$M_{D1} = 6859 \text{ kN.m}$$

$$M_{D2} = 2224 \text{ kN.m}$$



Đối với bản cánh trên:

Hình 7.8. Trạng thái mômen dẻo

$$M_{AD} = (368.4)10^{-3} \left(345(10)^3 - \frac{6859}{47.1(10)^{-3}} - \frac{2224}{108.6(10)^{-3}} \right) = 65,905 \text{ kN.m}$$

Đối với bản cánh dưới:

$$M_{AD} = (62.5)10^{-3} \left(345(10)^3 - \frac{6859}{60.0(10)^{-3}} - \frac{2224}{52.1(10)^{-3}} \right) = 12,257 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 6859 + 2224 + 12,257 = 21,340 \text{ kN.m}$$

7.3.4.4. Tính toán khả năng của mômen dẻo M_p

Để dễ dàng cho tính toán, cốt thép trong bản bê tông mặt cầu được bỏ qua. Đầu tiên chúng ta xác định vị trí của trục PNA (xem hình 7.8 và bảng 7.3).

$$P_s = 0.85f_c b_{eff} t_s = 0.85(28)(3530)(275) = 23,104 \text{ kN}$$

$$P_{c1} = \bar{Y} b_{fc} F_{yc}$$

$$P_{c2} = A_c F_{yc} - P_{c1} = (t_c - \bar{Y}) b_{fc} F_{yc}$$

$$P_c = P_{c1} + P_{c2} = A_{fc} F_{yc} = (460)(25)(345) = 3967 \text{ kN}$$

$$P_w = A_w F_{yw} = (2440)(16)(345) = 13,469 \text{ kN}$$

$$P_t = A_{ft} F_{yt} = (460)(45)(345) = 7141 \text{ kN}$$

Từ $P_t + P_w + P_c > P_s$, Vị trí của trục PNA nằm trong phạm vi bản cánh trên (TH II, bảng 7.3)

$$\bar{Y} = \frac{t_c}{2} \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) = \frac{25}{2} \left(\frac{13,469 + 7141 - 23,104}{3967} + 1 \right) = 4.6 < t_c = 25 \text{ mm}$$

Tổng hợp tất cả các lực đối với trục PNA (xem hình 7.3 và bảng 7.3), thu được

$$M_p = \sum M_{PNA} = P_{c1} \left(\frac{y_{PNA}}{2} \right) + P_{c2} \left(\frac{t_{fc} - y_{PNA}}{2} \right) + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

$$= \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

$$d_s = \frac{275}{2} + 110 - 25 + 4.0 = 227 \text{ mm}$$

$$d_w = \frac{2440}{2} + 25 - 4.6 = 1240 \text{ mm}$$

$$d_t = \frac{45}{2} + 2440 + 25 - 4.6 = 2483 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{3967}{2(0.025)} \left[0.0046^2 + (0.025 - 0.004)^2 \right] +$$

$$+ (23,206)(0.227) + (13,469)(1.24) + (7141)(2.483)$$

$$= 39.737 \text{ kN.m}$$

7.3.4.5. Tính toán mômen danh định

7.3.4.5.1. Kiểm tra độ cứng của mặt cắt dầm thép

Yêu cầu với độ mảnh của sườn dầm (bảng 7.2)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Từ vị trí của trục PNA trong phạm vi bản cánh trên, $D_{cp} = 0$. Vậy yêu cầu của độ mảnh sườn dầm là thỏa mãn.

* Thông thường giả thiết rằng bản cánh trên là tương xứng với thanh giằng là bản bê tông nặng mặt cầu; vì vậy, không có yêu cầu đối với độ mảnh của bản cánh chịu nén và các thanh giằng chống đối với mặt cắt liên hợp "có độ cứng" tại trạng thái giới hạn cường độ.

** Mặt cắt là mặt cắt liên hợp "có độ cứng".

7.3.4.5.2. Kiểm tra yêu cầu về tính dẻo (bảng 7.2) $D_p/D' \leq 5$

Mục đích của yêu cầu này là ngăn chặn việc nứt vỡ của bản bê tông mặt cầu khi mà mặt cắt liên hợp tiến gần đến khả năng mômen dẻo.

D_p - chiều cao từ đỉnh của bản bê tông mặt cầu đến trục PNA

$$D_p = 275 + 110 - 25 + 4.6 = 364.6 \text{ mm}$$

$$D' = \beta \left(\frac{d + t_s + t_h}{7.5} \right) = 0.7 \left(\frac{2485 + 275 + 110}{7.5} \right) = 267.9 \text{ mm}$$

$$\frac{D_p}{D'} = \frac{364.6}{267.9} = 1.36 < 5$$

7.3.4.5.3. Kiểm tra giới hạn tỷ số mômen quán tính (điều 6.10.2.1 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01)

Các cấu kiện uốn sẽ phải đạt yêu cầu sau đây :

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9$$

trong đó I_{yc} và I_y - các mômen quán tính của bản cánh chịu nén và dầm thép với trục thẳng đứng trong mặt phẳng của sườn. Giới hạn này đảm bảo rằng công thức tính toán sự mất ổn định do xoắn ngang là có hiệu quả.

$$I_{yc} = \frac{(25)(460)^3}{12} = 2.03(10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_y = 2.03(10^8) + \frac{(2440)(16)^3}{12} + \frac{(45)(460)^3}{12} = 5.69.10^8 \text{ mm}^4$$

$$0.1 < \frac{I_{yc}}{I_y} = \frac{2.03(10^8)}{5.69(10^8)} = 0.36 < 0.9$$

7.3.4.5.4. Sức kháng uốn danh định M_n (bảng 7.2)

Giả thiết rằng mặt cắt liên hợp tại vị trí sát với trụ phía trong là "không đặc chắc". Đối với nhịp liên tục với mặt cắt liên hợp không đặc chắc tại vị trí sát gối, thì sức kháng uốn danh định của mặt cắt liên hợp "đặc chắc" được xác định bằng:

$$M_n = 1.3R_h M_y \leq M_p$$

với hệ số giảm nhỏ ứng suất bản cánh $R_h = 1.0$ đối với mặt cắt dầm đồng nhất, chúng ta thu được:

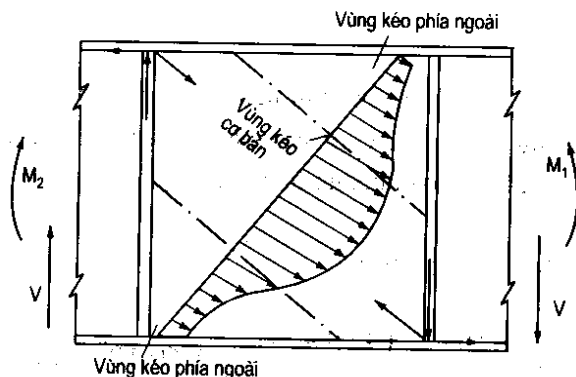
$$M_n = 1.3(1.0)(21,340) = 27,742 \text{ kN.m} < M_p = 39,712 \text{ kN.m}$$

7.4. TÍNH TOÁN CẮT

7.4.1. Khái niệm cơ bản

Giống như sức kháng uốn, khả năng chịu cắt của sườn dầm cũng phụ thuộc vào tỷ số độ mảnh λ trong phạm vi của tỷ số rộng/dày (h/t_w). Trong tính toán cường độ chịu cắt, ba kiểu phá hoại phải được xem xét: Lực cắt chảy khi $\lambda \leq \lambda_p$, mất ổn định cắt không đàn hồi khi $\lambda_p < \lambda < \lambda_c$ và mất ổn định cắt đàn hồi khi $\lambda > \lambda_c$. Đối với sườn không có các sườn tăng cường ngang, sức kháng cắt được góp phần bởi tác động dầm của lực cắt chảy hoặc mất ổn định lực cắt đàn hồi. Đối với các bản sườn bên trong có các sườn tăng cường, sức kháng cắt được góp phần bởi cả hai tác động của dầm (giới hạn đầu tiên của C_s trong công

thức ở bảng 7.7) và tác động của trường ứng suất kéo (giới hạn thứ hai của C_s trong công thức ở bảng 7.2). Đối với điểm cuối của sườn, tác động của trường ứng suất kéo không thể phát triển được bởi vì sự không liên tục của đường biên và thiếu các điểm neo. Nên nhớ rằng, các sườn tăng cường ngang cung cấp cường độ chống mất ổn định lực cắt không đàn hồi do tác động của trường ứng suất kéo như hình 7.9. Bảng 7.7 liệt kê theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 các công thức tính toán đối với cường độ cắt.



Hình 7.9. Tác động của trường ứng suất kéo

Bảng 7.7. Các công thức tính toán theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 của sức kháng cắt danh định tại trạng thái giới hạn cường độ

Các sườn đồng nhất không gia cường	$V_n = \begin{cases} V_p = 0.58F_{yw}D t_w & \text{for } \frac{D}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ 1.48t_w^2 \sqrt{EF_{yw}} & \text{for } 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \\ \frac{4.55t_w^3 E}{D} & \text{for } \frac{D}{t_w} > 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \end{cases}$ - Lực cắt chảy - Mất ổn định không đàn hồi - Mất ổn định đàn hồi
Các tấm sườn trong gia cường trong các mặt cắt đồng nhất "có độ cứng"	$V_n = \begin{cases} C_s V_p & \text{for } M_u \leq 0.5\phi_f M_p \\ RC_s V_p & \text{for } M_u > 0.5\phi_f M_p \end{cases}; \quad C_s = C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}}$ $R = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_f M_y} \right) \leq 1.0$
Các tấm sườn trong gia cường trong các mặt cắt đồng nhất "không cứng"	$V_n = \begin{cases} C_s V_p & \text{for } f_u \leq 0.5\phi_f F_y \\ RC_s V_p \geq CV_p & \text{for } f_u > 0.5\phi_f F_y \end{cases}; \quad R = 0.6 + 0.4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75\phi_f F_y} \right) \leq 1.0$
Các mặt cắt tổ hợp và các tấm cuối	$V_n = CV_p$

d_0 - khoảng cách các sườn gia cường (mm)

D - chiều cao sườn

F_r - sức kháng uốn hệ số của bản cánh chịu nén (MPa)

f_u - ứng suất hệ số lớn nhất trong bản cánh chịu nén đang xét (MPa)

M_r - sức kháng uốn hệ số

M_u - mômen hệ số lớn nhất trong tấm bản đang xét

ϕ_f - hệ số kháng đối với uốn = 1.0 đối với trạng thái giới hạn cường độ

C - tỷ số của ứng suất mất ổn định cắt với cường độ lực cắt chảy.

7.4.2. Ví dụ tính toán 2

Tính toán cường độ kháng cắt - Trạng thái giới hạn cường độ I

Số liệu ban đầu:

Đối với cầu dầm I như trong ví dụ tính toán 1, lực cắt có xét hệ số $V_u = 2026$ và 1495 kN thu được tại gối của nhịp 1 và 7.1 m từ gối của nhịp 1. Tính toán cường độ kháng cắt đối với trạng thái giới hạn cường độ I cho hai vị trí trên.

Nội dung tính toán:

7.4.2.1. Cường độ kháng cắt danh định

a) V_n đối với sườn không được tăng cường (bảng 7.7 hoặc Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, mục 7.10.7.2)

Với $D = 2440$ mm và $t_w = 16$ mm, ta có :

$$\frac{D}{t_w} = \frac{2440}{16} = 152.5 > 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3.07 \sqrt{\frac{200,000}{345}} = 73.9$$

$$V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} = \frac{4.55 (16)^3 (200,000)}{2440} = (1528) 10^3 \text{ N} = 1528 \text{ kN}$$

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2}$$

b) V_n đối với sườn có tăng cường (bảng 7.7 hoặc Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, điều 6.10.7):

Chọn thử khoảng cách giữa các sườn tăng cường ngang $d_o = 6100$ mm. Khoảng cách của các sườn tăng cường ngang sẽ phải thoả mãn yêu cầu sau: (Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, điều 6.10.7.3.2)

$$d_o \leq D \left[\frac{260}{(D/t_w)} \right]^2$$

$$d_o = 6100 \text{ mm} < D \left[\frac{260}{(D/t_w)} \right]^2 = 2440 \left[\frac{260}{2440/16} \right]^2 = 7090 \text{ mm}$$

Sử dụng các công thức trong bảng 7.7 thu được :

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} = 5 + \frac{5}{(6100/2440)^2} = 5.80$$

$$\frac{D}{t_w} = 152.5 > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.38 \sqrt{\frac{200,000(5.8)}{345}} = 80$$

$$C = \frac{1.52}{(152.5)^2} \sqrt{\frac{200,000(5.80)}{345}} = 0.379,$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58(345)(2440)(16) = 7812(10)^3 \text{ N} = 7812 \text{ kN}$$

$$V_n = C V_p = 0.379(7812) = 2960 \text{ kN}$$

7.4.2.2. Trạng thái giới hạn cường độ I

Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 yêu cầu đối với trạng thái giới hạn cường độ I

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

trong đó: ϕ_v - hệ số sức kháng cắt = 1.0.

a) Gối bên trái của nhịp I:

$$V_u = 2026 \text{ kN} > \phi_v V_n \text{ (đối với sườn không gia cường)} = 1528 \text{ kN}$$

Sườn tăng cường là cần thiết để gia tăng khả năng chịu cắt.

$$\phi_v V_n = (1.0)2960 = 2960 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

b) Vị trí của sườn tăng cường trung gian đầu tiên, 7.1 m từ gối bên trái của nhịp I:

Nhận xét rằng trị số $V_u = 1459 \text{ kN}$ là nhỏ hơn khả năng chịu cắt của sườn không gia cường $\phi_v V_n = 1528 \text{ kN}$, các sườn tăng cường ngang có thể bỏ qua sau các sườn tăng cường trung gian đầu tiên.

7.4.3. Các sườn tăng cường

Đối với các mặt cắt I, các sườn tăng cường dọc có thể làm gia tăng sức kháng uốn vì ngăn chặn mất ổn định cục bộ trong khi các sườn tăng cường ngang thường cung cấp gia tăng sức kháng cắt do tác động của trường ứng suất kéo. Có 3 loại sườn tăng cường thường được sử dụng cho mặt cắt dầm I:

* *Các sườn tăng cường trung gian:* Các sườn này như các neo đối với lực của trường kéo vì vậy sức kháng cắt mất ổn định sau có thể được phát triển. Cần lưu ý rằng mất ổn định cắt sườn đàn hồi không thể ngăn chặn được bằng các sườn tăng

cường ngang. Các sườn tăng cường ngang được tính toán để đạt được yêu cầu về độ mảnh của các cấu kiện khi xuất hiện mất ổn định cục bộ và cung cấp độ cứng cho phép sườn gia tăng được khả năng chống mất ổn định trước, và có đủ cường độ để chống lại các thành phần theo phương đứng của ứng suất tiếp trong sườn. Những yêu cầu này được liệt kê trong bảng 7.8.

* *Các sườn tăng cường ở gối:* Các sườn này như các cấu kiện chịu nén để đỡ các tải trọng tập trung thẳng đứng do được đỡ trên đỉnh của sườn tăng cường (hình 7.4). Chúng là các sườn tăng cường ngang và được liên kết với sườn dầm để cung cấp phạm vi theo phương đứng đối với lực cắt neo từ tác động của trường ứng suất kéo. Chúng được thiết kế tại tất cả các vị trí gối và tất cả các vị trí có chống đỡ tải trọng tập trung. Đối với dầm thép cán không cần thiết khi mà lực cắt hệ số ít hơn 75% khả năng chịu cắt hệ số. Chúng được tính toán an toàn về độ mảnh, về gối đỡ và về các yêu cầu nén dọc trục như thể hiện trong bảng 7.8

Bảng 7.8. Các công thức tính toán theo 22TCN 272-01 đối với sườn tăng cường

Vị trí	Sườn tăng cường	Yêu cầu bề rộng và diện tích cấu kiện	Yêu cầu về mômen quán tính
Bản cánh chịu nén	Theo phương dọc	$b_f \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{yc}}$	$I_s \geq \begin{cases} 0.125k^3 & \text{for } n = 1 \\ 0.07k^3 n^4 & \text{for } n = 2, 3, 4, 5 \end{cases}$ k xem bảng 7.4
	Theo phương ngang	Cùng kích thước như phương dọc ; ít nhất phải có một sườn tăng cường ngang trên bản cánh chịu nén gần với điểm tải trọng tập trung	
Sườn	Theo phương dọc	$b_f \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{yc}}$	$I_l \geq Dt_w^3 \left[2.4 (d_o/D)^2 - 0.13 \right]$ $r \geq 0.234 d_o \sqrt{F_{yc}/E}$
	Theo phương ngang (vị trí trung gian)	$50 + d/30 \leq b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{yc}}$ $16t_p \geq b_l \geq 0.25b_f$ $A_s \geq \left[0.15BDt_w \frac{(1-C)V_u}{V_r} 18t_w^2 \right] \frac{F_{yw}}{F_{ys}}$ B = 1 đối với sườn tăng cường kép, = 1.8 đối với thép góc đơn, = 2.4 đối với bản thép đơn. $b_l \leq 0.48 t_p \sqrt{E/F_{ys}}$ $B_r = \phi_b A_{pp} F_{ys}$	$I_l \geq d_o t_w^3 J$ $J = 2.5 (D_p/d_o)^2 - 2 \geq 0.5$
	Tại gối		Sử dụng mặt cắt tính toán (Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 7.10.8.2.4) để tính toán sức kháng dọc trục.

b_f - bề rộng của bản cánh chịu nén

t_f - chiều dày của bản cánh chịu nén

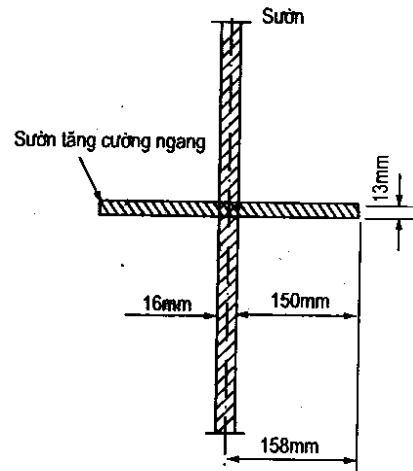
f_c - ứng suất trong bản cánh chịu nén gây ra do tải trọng hệ số

F_{ys} - cường độ chảy nhỏ nhất tiêu biểu của sườn tăng cường

ϕ_b - hệ số sức kháng của các sườn tăng cường tại gối = 1.0

A_{pn} - Diện tích của các cấu kiện của các sườn tăng cường nằm bên ngoài các mối hàn của cánh và sườn, nhưng không vượt quá mép của bản cánh.

* *Các sườn tăng cường dọc*: Các cấu kiện này như những đường biên hạn chế đối với các phần tử chịu nén để cho ứng suất mất ổn định uốn không dần hồi có thể tác dụng vào sườn. Nó gồm có hoặc là bản thép được hàn theo phương dọc đối với một mặt của sườn, hoặc là nối bằng thép góc. Nó được đặt tại vị trí có khoảng cách $2D_c/5$ từ mặt bên trong của bản cánh chịu nén, tại vị trí mà D_c nằm trong phạm vi chịu nén của sườn tại mặt cắt có mômen lớn nhất để cung cấp cho tính toán tối ưu. Độ mảnh và độ cứng cần phải xem xét đối với kích thước của các sườn tăng cường dọc (bảng 7.8).



Hình 7.10. Mặt cắt ngang của sườn và sườn tăng cường ngang

7.4.4. Ví dụ tính toán 3

Tính toán các sườn tăng cường ngang và tại gối

Số liệu cho trước :

Đối với cầu dầm I như trong ví dụ 7.1, lực cắt hệ số $V_u = 2026$ và 1495 kN thu được tại điểm cuối bên trái của nhịp 1 và tại điểm cách 7.1 m từ điểm cuối của nhịp 1. Tính toán sườn tăng cường trung gian đầu tiên và tại vị trí gối bên trái của nhịp 1, sử dụng $F_{ys} = 345$ MPa đối với các sườn tăng cường.

Lời giải:

1. Tính toán các sườn tăng cường ngang trung gian

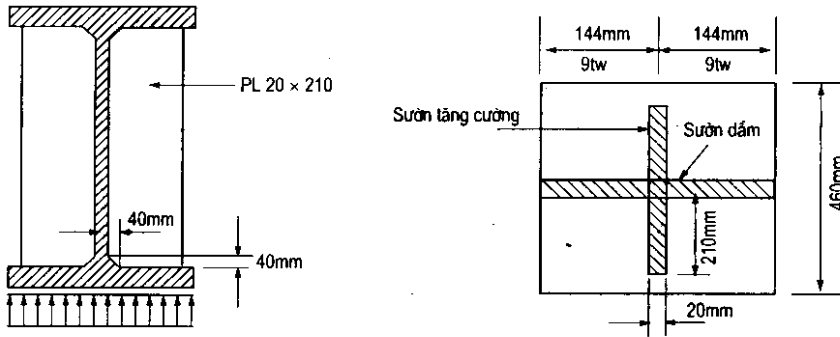
Chọn thử hai sườn tăng cường bản thép 150×13 mm như hình 7.10 hàn vào hai cạnh của sườn.

a. Yêu cầu về bề rộng b_f (Bảng 7.8 hoặc Tiêu chuẩn, mục 6.10.8.1.2):

Để ngăn chặn mất ổn định của các sườn tăng cường ngang, bề rộng của mỗi sườn tăng cường ngang phải thoả mãn các yêu cầu được liệt kê trong bảng 7.8

$$b_t = 150 \text{ mm} > \begin{cases} 50 + \frac{d}{30} = 50 + \frac{2510}{30} = 134 \text{ mm} \\ 0.25b_f = 0.25(460) = 115 \text{ mm} \end{cases} \text{ OK}$$

$$b_t = 150 \text{ mm} < \begin{cases} 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0.48(13) \sqrt{\frac{200,000}{345}} = 150 \text{ mm} \\ 16t_p = 16(13) = 208 \text{ mm} \end{cases} \text{ OK}$$



Hình 7.11:

a) sườn tăng cường ngang tại gối; b) diện tích cột tính toán

b. Yêu cầu về mômen quán tính (Bảng 7.8 hoặc Tiêu chuẩn, điều 6.10.8.1.2):

Mục tiêu của các yêu cầu này là để đảm bảo đủ độ cứng của các sườn tăng cường ngang tương ứng với đường bao vùng chịu kéo trong sườn:

$$J = 2.5 \left(\frac{2440}{6100} \right)^2 - 2.0 = -1.6 < 0.5 \quad \text{sử dụng } J = 0.5$$

$$I_t = 2 \left(\frac{150^3 (13)}{3} \right) = 29.3(10)^6 \text{ mm}^4 > d_o t_w^3 J$$

$$= (6100)(16)^3 (0.5) = 12.5(10)^6 \text{ mm}^4$$

c. Yêu cầu về diện tích (Bảng 7.8 hoặc điều 6.10.8.1.4 Tiêu chuẩn):

Yêu cầu này để đảm bảo rằng các sườn tăng cường ngang có diện tích thích hợp để kháng lại các thành phần theo phương đứng của vùng chịu kéo, và chỉ áp dụng cho các sườn tăng cường ngang yêu cầu phải chịu được lực tổ hợp bởi tác động của vùng chịu kéo. Từ ví dụ 7.2, chúng ta có $C = 0.379$; $F_{yw} = 345 \text{ MPa}$; $V_u = 1460 \text{ kN}$; $\phi_v V_n = 1495 \text{ kN}$; $t_w = 16 \text{ mm}$; $B = 1.0$ đối với sườn tăng cường hai bên.

Yêu cầu về diện tích là:

$$A_{sreqd} = \left(0.15(1.0)(2440)(16)(1 - 0.379) \frac{1459}{1495} - 18(16)^2 \right) \left(\frac{345}{345} \right) = -1060 \text{ mm}^2$$

Giá trị âm của A_{sreqd} có nghĩa là sườn có đủ diện tích để kháng lại các thành phần lực theo phương đứng của vùng chịu kéo.

2. Tính toán các sườn tăng cường tại gối

Chọn thử hai sườn tăng cường bằng bản thép 20×210 mm được hàn vào mỗi bên của sườn như hình 7.11a.

a) Kiểm tra yêu cầu về mất ổn định cục bộ (Bảng 7.8 hoặc mục 6.10.8.2.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01):

$$\frac{b_t}{t_p} = \frac{210}{20} = 10.5 \leq 0.48 \sqrt{\frac{E}{F_y}} - 0.48 \sqrt{\frac{200,000}{345}} = 11.6 \quad \text{OK}$$

b. Kiểm tra sức chịu nén (Bảng 7.8 hoặc điều 6.10.8.2.3 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01):

Diện tích tiếp xúc của sườn tăng cường trên bản cánh là $A_{pn} = 2(210 - 40) = 6800 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} B_r &= \phi_b A_{pn} F_{ys} = (1.0)(6800)(345) = 2346(10)^3 \text{ N} \\ &= 2346 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN OK} \end{aligned}$$

c. Kiểm tra sức kháng dọc trục của mặt cắt cột tính toán (bảng 7.8 hoặc mục 6.10.8.2.4 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01):

Diện tích mặt cắt cột tính toán như hình 7.11b :

$$A_s = 2[210(20) + 9(16)(16)] = 13,008 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{(20)(420 + 16)^3}{12} = 138.14(10)^6 \text{ mm}^4$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{A_s}} = \sqrt{\frac{138.14(10)^6}{13,008}} = 103.1 \text{ mm}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{0.75(2440)}{103.1\pi} \right)^2 \frac{345}{200,000} = 0.055$$

$$P_n = 0.66^\lambda F_y A_s = 0.66^{0.055} (345)(13,008) = 4386(10)^3 \text{ N}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(4386) = 3947 \text{ kN} > V_u = 2026 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Vì vậy, sử dụng hai bản thép 20×210 làm sườn tăng cường là đủ cho các sườn tăng cường tại gối ở vị trí gối.

7.4.5. Các neo chịu cắt

Để đảm bảo sự làm việc đầy đủ của mặt cắt liên hợp, các neo chịu cắt phải được thiết kế tại bề mặt tiếp xúc giữa bản bê tông và kết cấu thép để kháng lại lực cắt bề mặt. Neo

chịu cắt thông thường được thiết kế trên suốt chiều dài cầu. Nếu cốt thép theo phương dọc trong bản bê tông không được tính đến trong mặt cắt liên hợp, các neo chịu cắt là không cần thiết trong các vùng chịu mômen uốn âm. Nếu cốt thép theo phương dọc của bản mặt cầu được đưa vào hoặc là thêm các neo chống cắt vào vùng có các điểm uốn ngược của tĩnh tải, hoặc là chúng có thể liên tục trong vùng chịu uốn âm với khoảng cách lớn nhất. Hai loại neo chịu cắt là neo chịu cắt kiểu chốt và neo chịu cắt kiểu dạng hộp (xem hình 7.2) được sử dụng rộng rãi nhất trong các cầu hiện đại. Trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn mỏi phải được tính đến khi thiết kế các neo chịu cắt. Các yêu cầu chi tiết được liệt kê trong bảng 7.9.

**Bảng 7.9. Các công thức tính toán
theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 của neo chịu cắt**

Loại neo chịu cắt	Đỉnh chốt	Neo dạng hộp
Yêu cầu cơ bản	$\frac{h_s}{d_s} \geq 4.0$ $6d_s < \text{bước đỉnh chốt } p = (n Z_r I) / V_{sr} Q < 600 \text{ mm}$ Khoảng cách theo phương ngang $\geq 4d_s$ Khoảng cách giữa mép bản cánh với đỉnh chốt gần nhất là $\geq 25 \text{ mm}$ Chiều dày lớp phủ phía trên của đỉnh chốt $\geq 50 \text{ mm}$ và $d_s \geq 50 \text{ mm}$	Mối hàn nổi dọc theo chân và mũi của neo hộp không được nhỏ hơn 5 mm
Yêu cầu đặc biệt	Đối với vùng uốn âm không liên hợp, phải thêm số lượng neo chịu cắt $n_{ac} = (A_r f_{sr}) / Z_r$	-----
Sức kháng mỏi	$Z_r = \alpha d_s^2 \geq 19 d_s^2$ $\alpha = 238 - 29.5 \log N$	
Sức kháng cắt danh định	$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$	$Q_n = 0.3 (t_r + 0.5 t_w) L_c$
Yêu cầu về neo chịu cắt	$n = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n} \quad V_h < \begin{cases} 0.85 f'_c b_{eff} t_s \\ \sum A_{si} F_{yi} \end{cases}$ Đối với nhịp liên tục giữa mỗi vùng mômen bằng không liên kế nhau của đường tìm gối đỡ trong: $V_h = A_r F_{vr}$	

A_{si} - diện tích của các bộ phận của mặt cắt thép

b_{eff} - bề rộng bản cánh có hiệu

- h_s - chiều cao của đỉnh chốt
 d_s - đường kính của đỉnh chốt
 n - số lượng của các neo chịu cắt trong mặt cắt ngang
 E_c - môđun đàn hồi của bê tông
 f_c - ứng suất trong bản cánh chịu nén gây ra do tải trọng hệ số
 f'_c - cường độ chịu nén tiêu chuẩn của bê tông
 F_{yi} - cường độ chảy nhỏ nhất tiêu chuẩn của các bộ phận của mặt cắt thép
 f_{sr} - phạm vi ứng suất trong cốt thép theo phương dọc (22TCN 272-01 điều 6.10.7.4.3)
 F_u - cường độ kéo nhỏ nhất tiêu chuẩn của đỉnh chốt
 L_c - chiều dài của neo chịu cắt dạng hộp
 Q - mômen đầu tiên của mặt cắt tính đối đối với trục trung hoà của mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn
 I - mômen quán tính của mặt cắt liên hợp phạm vi ngắn
 N - số của các chu trình (Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, điều 7.7.1.2.5)
 V_{sr} - phạm vi lực cắt tại trạng thái giới hạn mỏi
 t_s - chiều dày của bản bê tông
 t_f - chiều dày cánh của neo chịu cắt dạng hình hộp
 Z_r - sức kháng lực cắt mỏi của mỗi neo chịu cắt

7.4.6. Ví dụ tính toán 4

Tính toán neo chịu cắt

Số liệu ban đầu:

Cho cầu dầm I như trong ví dụ 1, tính toán neo chịu cắt dạng chốt đối với vùng chịu mômen dương trong nhịp 1. Các lực cắt được cho trong bảng 7.10 và giả thiết số chu trình $N = 7.844 (10)^7$.

Bảng 7.10 Tính toán neo chịu cắt đối với vùng chịu mômen dương trong nhịp 1

Nhịp	Vị trí (x/L)	V_{sr} (kN)	$P_{yêu cầu}$ (mm)	$P_{kết thúc}$ (mm)	$n_{tổng số đỉnh chốt}$
I	0.0	267.3	253	245	3
	0.1	229.5	295	272	63
	0.2	212.6	318	306	117
	0.3	205.6	329	326	165
	0.4	203.3	333	326	210
	0.4	203.3	333	326	144
	0.5	202.3	334	326	99
	0.6	212.6	318	306	51
	0.7	223.7	302	306	3

Ghi chú : 1. $V_{sr} = |(V_{LL+IM})_u| + |-(V_{LL+IM})_u|$

2. $P_{\text{yêu cầu}} = \frac{n_s Z_r I_{\text{com-n}}}{V_{sr} Q} = \frac{67634}{V_{sr}}$

$n_{\text{tổng đỉnh chốt}}$ - tổng của các neo chịu cắt dạng đỉnh chốt nằm giữa các vị trí của mômen bằng 0 và vị trí đó.

Nội dung tính toán:

1. Chọn kích thước của đỉnh chốt neo (bảng 7.10 hay điều 6.10.7.4.3-1 Tiêu chuẩn)

Chiều cao của đỉnh chốt neo phải ngàm ít nhất là 50 mm vào trong bản bê tông mặt cầu. Chiều cao còn lại của lớp phủ bê tông phía trên của neo chịu cắt kiểu chốt không được ít hơn 50 mm. Chọn thử :

$$H_s = 180 \text{ mm} > 50 + (110 - 25) = 135 \text{ mm (nhỏ nhất)} \quad \text{OK}$$

$$\text{Đường kính của đỉnh chốt } d_s = 25 \text{ mm} < H_s / 4 = 45 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

2. Bước của đỉnh chốt p, đối với trạng thái giới hạn mỗi

a. Sức kháng mỗi Z_r (Bảng 7.9 hoặc điều 6.10.7.4.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01) :

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(7.844 \times 10^7) = 5.11$$

$$Z_r = 19d_s^2 = 19(25)^2 = 11,875 \text{ N}$$

b. Mômen đầu tiên Q và mô quán tính I (Bảng 7.5) :

$$Q = \left(\frac{b_{\text{eff}} t_s}{8} \right) \left(\bar{y}_{\text{st-n}} + t_h + \frac{t_s}{2} \right)$$

$$= \left(\frac{3530(275)}{8} \right) \left(380 + 85 + \frac{275}{2} \right) = 73.11(10^6) \text{ mm}^3$$

$$I_{\text{com-n}} = 138.8(10^9) \text{ mm}^4$$

c. Yêu cầu về bước của đỉnh chốt đối với trạng thái giới hạn mỗi :

Giả thiết rằng neo chịu cắt dạng chốt có khoảng cách là 150 mm theo phương ngang của bản cánh trên của mặt cắt thép (hình 7.7) và sử dụng $n_s = 3$ cho ví dụ này thu được:

$$P_{\text{reqd}} = \frac{n_s Z_r I}{V_{sr} Q} = \frac{3(11.875)(138.8)(10)^9}{V_{sr} (73.11)(10)^6} = \frac{67634}{V_{sr}}$$

Chi tiết tính toán đối với vùng uốn dương của nhịp 1 được thể hiện trong bảng 7.10.

3. Kiểm tra với trạng thái giới hạn cường độ

a. Lực cắt theo phương ngang danh định (điều 6.10.7.4.4b Tiêu chuẩn) :

$$V_h < \begin{cases} 0.85f_c' b_{\text{eff}} t_s \\ F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \end{cases}$$

$$V_{h-\text{betong}} = 0.5f'_c b_{\text{eff}} t_s = 0.85(28)(3530)(275) = 2.31(10)^6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{h-\text{thép}} &= F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \\ &= 345[(2440)(16) + (460)(45)] = 2.458(10)^6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_h = 23100 \text{ kN}$$

b. Sức kháng cắt danh định (Bảng 7.9 hoặc điều 6.10.7.4.4c Tiêu chuẩn):

Sử dụng cường độ kéo nhỏ nhất tiêu chuẩn $F_u = 420 \text{ MPa}$ đối với neo chịu cắt dạng chốt

$$0.5\sqrt{f'_c E_c} = 0.5\sqrt{28(25,000)} = 418.6 \text{ MPa} < F_u = 420 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} = 418.3 \left(\frac{\pi(25)^2}{4} \right) = 205332 \text{ N} = 205 \text{ kN}$$

c. Kiểm tra lại số lượng của neo chịu cắt dạng chốt (xem bảng 7.10) :

$$n = \left\{ \begin{array}{ll} 210 & < 0.4L_1 \\ 144 & 0.4L_1 \sim 0.7L_1 \end{array} \right\} > \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n} = \frac{23100}{0.85(205)} = 133 \quad \text{OK}$$

7.6. CÁC TÍNH TOÁN KHÁC

7.6.1. Sức kháng mỗi

Yêu cầu cơ bản của tính toán sức kháng mỗi là phạm vi giới hạn của ứng suất do hoạt tải đối với sức kháng mỗi cho mỗi một chi tiết nối. Đặc biệt phải xem xét đến hai loại của mỗi:

(1) Trạng thái mỗi do tải trọng gây ra đối với ứng suất kéo nguyên lập đi lập lại tại các chi tiết nối do chuyển động của hoạt tải và

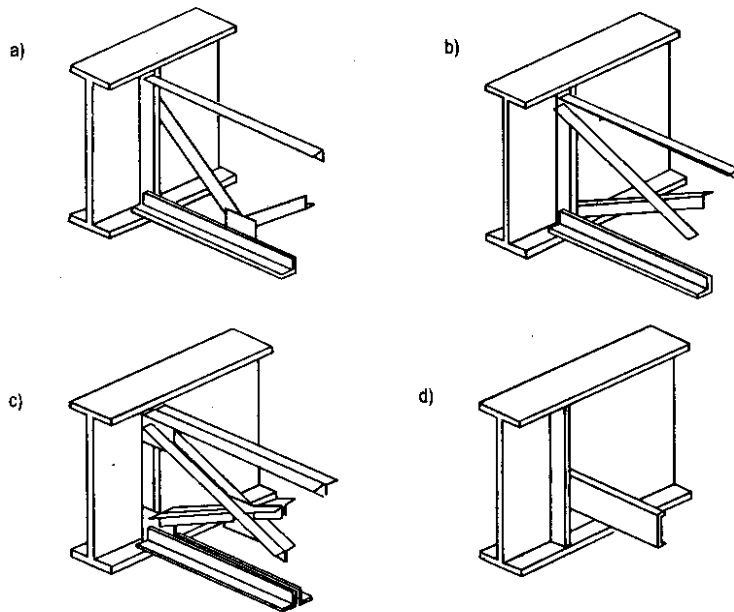
(2) Mỗi do sự uốn vặn kết cấu đối với chi tiết các bản thép nối của dầm ngang đối với sườn dầm.

7.6.2. Các dầm ngang và khung ngang

Các dầm ngang và khung ngang, như hình 7.12, là các thành phần theo phương ngang để truyền các tải trọng ngang như là lực gió hoặc tải động đất từ đáy của dầm đến bản mặt cầu và từ bản mặt cầu đến các gối đỡ, cung cấp độ ổn định theo phương ngang của hệ dầm cầu, và phân bố tải trọng thẳng đứng đến các dầm dọc chủ. Các khung ngang thông thường bao gồm các loại thép góc hoặc là thép có mặt cắt WT và làm việc như phần tử giàn, trong khi đó dầm ngang sử dụng các thép hình có mặt cắt I làm việc như dầm nối chịu uốn. Khung ngang hoặc dầm ngang tại trụ và mố được thiết kế để truyền tải trọng gió ngang và/hoặc tải trọng động đất đến gối đỡ, và dầm trung gian được tính toán để coi như là gối đỡ ngang của dầm chủ.

Các yêu cầu đối với dầm ngang và khung ngang :

- Dầm ngang và khung ngang sẽ phải có chiều cao thích hợp đủ để truyền tải trọng ngang và cung cấp độ ổn định ngang. Đối với dầm thép cán, chúng phải có chiều cao ít nhất là $1/2$ dầm chủ (Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 điều 6.7.4.2)
- Kích thước của cấu kiện được tính toán chính để kháng lại tải trọng gió ngang và/hoặc tải trọng động đất. Các phân tích phải thích hợp với việc xác định tải trọng ngang thực tế.
- Khoảng cách của chúng phải tương thích với các sườn tăng cường ngang
- Các mối nối ngang phải chịu được các vấn đề về mỏi
- Tỷ số độ mảnh tính toán (KL/r) đối với sự nén chéo (ngiên) sẽ phải ít hơn 140 và đối với cấu kiện chịu kéo (L/r) phải ít hơn 240



Hình 7.12. Khung ngang và dầm ngang

7.6.3. Ví dụ tính toán 5

Tính toán khung ngang

Số liệu ban đầu:

Cho cầu dầm I như ví dụ 1, tính toán khung ngang trung gian chịu tải trọng gió ngang sử dụng thép góc đơn loại M270 Grade 250.

Nội dung tính toán:

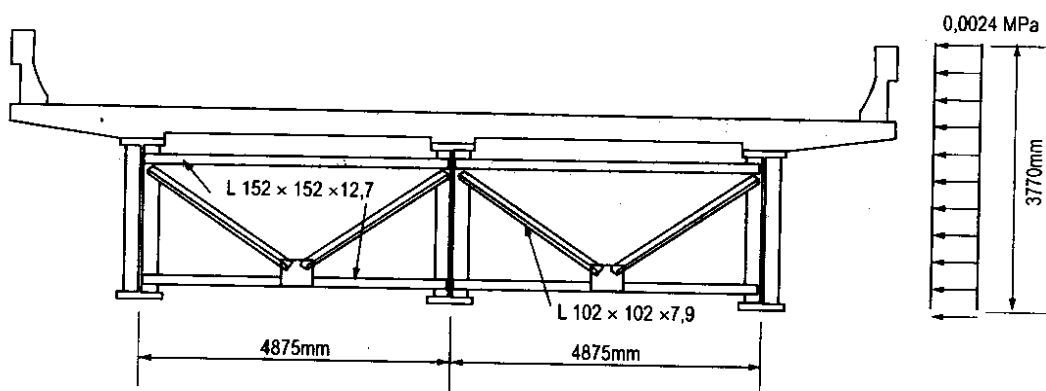
1. Tính toán tải trọng gió:

Trong ví dụ này, chúng ta giả thiết rằng lực gió tác động vào $1/2$ nửa trên của dầm, bản mặt cầu và lan can được truyền vào bản mặt cầu, còn tải trọng gió tác dụng vào $1/2$

phía bên dưới thì được truyền vào bản cánh dưới. Từ bảng 3.8.1.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, áp lực gió bằng $P_D = 0.0024 \text{ MPa}$, d - chiều cao của kết cấu = 2510 mm, và γ - hệ số tải trọng = 1.4 (bảng 3.4.1 - 1 của Tiêu chuẩn).

Tải trọng gió tác động lên kết cấu (hình 7.13) là :

$$W = 0.0024(3770) = 9.1 \text{ kN/m} > 4.4 \text{ kN/m}$$



Hình 7.13. Sự phân bố tải trọng gió

Lực gió có nhân hệ số tác động vào bản cánh dưới là :

$$W_{bf} = \frac{\gamma P_D d}{2} = \frac{1.4(0.0024)(2510)}{2} = 4.21 \text{ kN/m}$$

Lực gió tác động vào bản cánh trên (bỏ qua phần ngang của bản bê tông) :

$$W_{tf} = 1.4(0.0024) \left(3770 - \frac{2510}{2} \right) = 8.45 \text{ kN/m}$$

2. Tính toán lực tác dụng vào khung ngang

Cho khoảng cách giữa các khung ngang là: $L_b = 7.1 \text{ m}$

Lực hệ số tác động vào thanh giằng bên dưới :

$$F_{bf} = W_{bf} L_b = 4.21(6.1) = 25.68 \text{ kN}$$

Lực tác động vào các thanh chéo :

$$F_d = \frac{F_{tf}}{\cos \phi} = \frac{8.45(6.1)}{\cos 45^\circ} = 72.89 \text{ kN}$$

3. Tính toán thanh giằng dưới

Thử với thép góc $152 \times 152 \times 7.7$; $A_s = 3710 \text{ mm}^2$; $r_{\min} = 30 \text{ mm}$; $L = 4875 \text{ mm}$.

Kiểm tra độ mảnh cấu kiện và tỷ số bề rộng mặt cắt/chiều dày :

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75(4875)}{30} = 121.9 < 140$$

OK

$$\frac{b}{t} = \frac{152}{12.7} = 11.97 < 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{200,000}{250}} = 12.8 \quad \text{OK}$$

Kiểm tra khả năng chịu tải dọc trục:

$$\lambda = \left(\frac{0.75(4875)}{30.0\pi} \right)^2 \frac{250}{200,000} = 1.88 < 2.25 \quad (\text{điều 6.9.4.1-1 - 22TCN 272-01})$$

$$P_n = 0.66^\lambda A_s F_y = 0.66^{1.88} (3710)(250) = 424,675 \quad N = 425 \quad \text{kN}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(425) = 382.5 \quad \text{kN} > F_{bf} = 25.68 \quad \text{kN} \quad \text{OK}$$

4. Tính toán các thanh chéo :

Thử với thép góc : $102 \times 102 \times 7.9$;

$$A_s = 1550 \text{ mm}^2;$$

$$r_{\min} = 20.1 \text{ mm};$$

$$L = 3450 \text{ mm}.$$

Kiểm tra độ mảnh cấu kiện và tỷ số bề rộng mặt cắt/chiều dày :

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75(3450)}{20.1} = 128.7 < 140 \quad \text{OK}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{102}{7.9} = 12.9 \approx 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{200,000}{250}} = 12.8 \quad \text{OK}$$

Kiểm tra khả năng chịu tải dọc trục :

$$\lambda = \left(\frac{0.75(3450)}{20.1\pi} \right)^2 \frac{250}{200,000} = 2.1 < 2.25$$

$$P_n = 0.66^\lambda A_s F_y = 0.66^{2.1} (1550)(250) = 161,925 \quad N = 162 \quad \text{kN}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(162) = 145.8 \quad \text{kN} > F_d = 72.89 \quad \text{kN} \quad \text{OK}$$

5. Kiểm tra thanh giằng trên

Lực gió trong thanh giằng trên được giả thiết là bằng 0 bởi vì các thanh chéo sẽ truyền lực gió trực tiếp vào bản mặt cầu. Để cung cấp độ ổn định ngang cho bản cánh trên trong suốt quá trình thi công, chúng ta lựa chọn thép góc $152 \times 152 \times 7.7$ đối với thanh giằng trên.

7.6.4. Các thanh liên kết ngang

Các thanh liên kết ngang truyền tải trọng gió vào gối và cung cấp độ ổn định ngang cho bản cánh chịu nén trong mặt phẳng ngang. Tất cả các giai đoạn thi công sẽ phải điều

tra nghiên cứu sự cần thiết của thanh liên kết ngang. Tính toán các thanh liên kết ngang tương tự như tính toán khung ngang.

7.6.5. Khả năng sử dụng và khả năng thi công

Tính toán trạng thái giới hạn sử dụng là mong muốn kiểm soát được độ võng lâu dài. Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 điều 6.10.5 yêu cầu đối với tổ hợp tải trọng sử dụng II, ứng suất bản cánh chịu mômen âm và mômen dương phải đạt được yêu cầu sau đây:

$$f_r = \begin{cases} 0.95 R_h F_{yf} & \text{đối với cả hai bản cánh thép của mặt cắt liên hợp} \\ 0.80 R_h F_{yf} & \text{đối với cả hai bản cánh thép của mặt cắt không liên hợp} \end{cases}$$

trong đó: R_h - hệ số tổ hợp, 1.0 đối với mặt cắt đồng nhất (điều 7.10.5.4 của Tiêu chuẩn);

f_r - ứng suất đàn hồi của bản cánh gây ra do tải trọng hệ số;

F_{yf} - cường độ chảy của bản cánh.

Một cầu dầm I được xây dựng trong điều kiện không có trụ tạm sẽ phải được điều tra nghiên cứu đối với cường độ và độ ổn định trong tất cả các giai đoạn thi công. Tất cả các tính toán phải dựa trên mặt cắt thép không liên kết.

Các vị trí nối ghép phải được xác định trong điều kiện thuận lợi với hai yếu tố là khả năng thi công và độ nguyên dạng của kết cấu thiết kế. Các mối nối ghép của các cấu kiện chính phải được tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ phải không được ít hơn (điều 10.13.1 của Tiêu chuẩn) số nào lớn hơn sau đây:

- Lực cắt uốn trung bình gây ra do tải trọng hệ số tại các điểm mối nối và sức kháng tương ứng của cấu kiện.
- 75% sức kháng hệ số của cấu kiện.

Chương 8

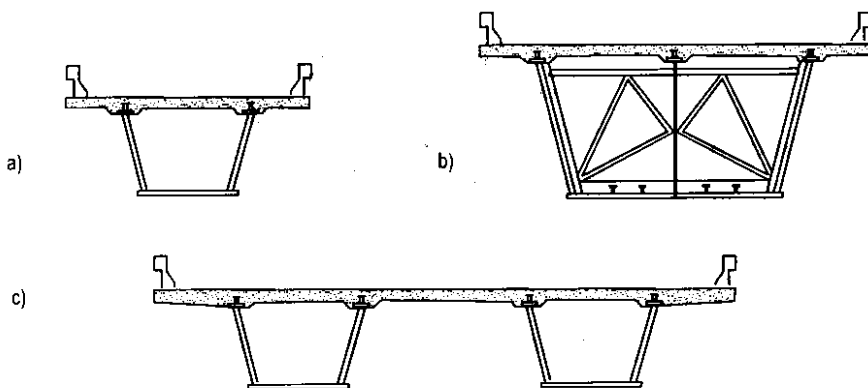
THIẾT KẾ CẦU DẦM HỘP LIÊN HỢP THÉP - BÊTÔNG THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272-01)

8.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Dầm hộp được sử dụng rất rộng rãi trong kết cấu cầu thành phố, cầu cong theo phương ngang và cầu có chiều dài nhịp lớn. Cầu dầm hộp có khả năng kháng uốn và độ cứng chống xoắn cao, với hình dạng kết cấu kín sẽ làm giảm nhỏ bề mặt tiếp xúc với môi trường vì vậy ít bị ảnh hưởng do ăn mòn. Dầm hộp cũng tạo được sự bằng phẳng êm thuận cho xe chạy, tạo sự thẩm mỹ, hài hoà cho kết cấu.

Hiện nay có hai loại dầm hộp thép: Dầm hộp thép liên hợp bê tông (ví dụ như hộp thép liên hợp với bản bê tông) và dầm hộp thép với bản trực hướng. Dầm hộp liên hợp thường sử dụng đối với cầu từ nhịp vừa đến trung bình (30 đến 60 m), còn dầm hộp thép với bản trực hướng thường được sử dụng đối với cầu có nhịp lớn.

8.2. MẶT CẮT ĐIỂN HÌNH

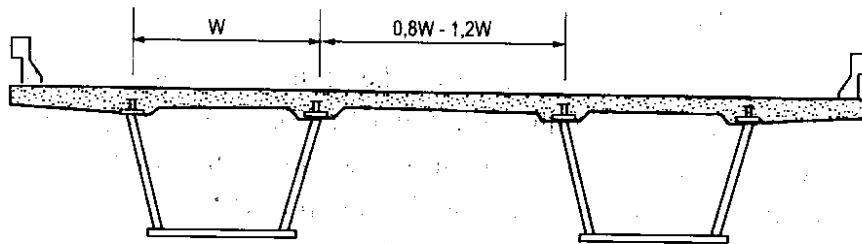


Hình 8.1. Mặt cắt ngang điển hình của dầm hộp liên hợp

a) hộp có một khoang; b) hộp có nhiều khoang; c) mặt cắt ngang có nhiều hộp.

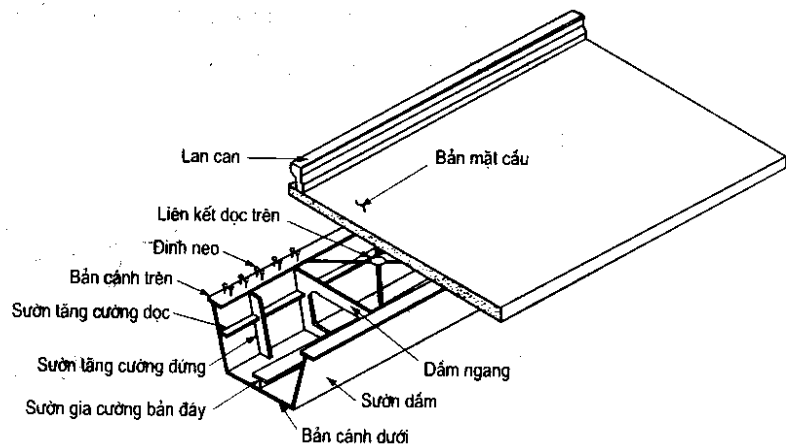
Thông thường cầu dầm hộp liên hợp có mặt cắt một hộp và nhiều hộp như hình 8.1. Dầm hộp đơn (hình 8.1a) dễ dàng cho phân tích độ cứng chống xoắn đối với tải trọng lệch tâm. Yêu cầu của độ cứng chống uốn thì không phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn. Dầm hộp đơn với nhiều khoang (hình 8.1b) rất kinh tế đối với nhịp lớn. Do tiết diện ngang có nhiều sườn nên sẽ giảm lực cắt và chia nhỏ lực cắt đều ra toàn bộ tiết diện. Bản cánh dưới

nhằm mục đích tạo nên biến dạng bằng nhau và phân bố tải trọng tốt hơn giữa các dầm liên kế nhau. Các hộp trong tiết diện dầm nhiều hộp thì sự liên quan và tương tác với nhau sẽ nhỏ, tạo ra độ cứng chống uốn và xoắn rất cao. Độ cứng chống xoắn của các hộp riêng biệt nối chung không quan trọng bằng sự liên quan của chúng với độ cứng chống uốn chung. Đối với việc tính toán mặt cắt nhiều hộp (hình 8.1c), các điều kiện khống chế như trong hình 8.2 sẽ đảm bảo khả năng chịu lực an toàn khi sử dụng tiêu chuẩn thiết kế cầu mới (22TCN 272-01). Việc lựa chọn tiết diện là một hộp hay nhiều hộp thì phải xem xét đến tính hiệu quả và công nghệ trong quá trình thiết kế và thi công.



Hình 8.2. Giới hạn khoảng cách bản cánh

Một mặt cắt hộp liên hợp thông thường có hai sườn, một bản cánh đáy, hai bản cánh trên và các liên kết chống cắt hàn vào bản cánh trên tại bề mặt tiếp xúc giữa bản bê tông và cấu kiện thép (hình 8.3). Bản cánh trên thường giả thiết như một giằng ngang tương ứng bằng bản bê tông đối với trạng



Hình 8.3. Các cấu kiện đặc trưng của dầm hộp liên hợp

thái giới hạn cường độ, và được kiểm tra để chống lại mất ổn định cục bộ trước khi bản bê tông ninh kết. Bản cánh phải có bề rộng đủ để đỡ bản bê tông và cho phép đủ khoảng cách để hàn mối nối chống cắt với bản cánh. Bản cánh dưới được thiết kế để kháng lại mômen uốn. Từ bề rộng của bản cánh dưới, sườn tăng cường dọc được yêu cầu thêm vào trong phần có xuất hiện mômen âm. Bản sườn được thiết kế để chống lại lực cắt và có thể được đặt vuông góc hoặc nghiêng so với bản đáy. Độ nghiêng của bản sườn không nên vượt quá 1: 4. Tính toán sơ bộ bản cánh trên và bản cánh đáy có thể lấy theo công thức được đưa ra bởi Heins và Hua (bảng 8.1).

Bảng 8.1. Lựa chọn sơ bộ diện tích bản trong dầm hộp

Hạng mục	Bản cánh trên		Bản cánh dưới	
	A_T^+	A_T^-	A_B^+	A_B^-
Nhịp đơn giản	$254d \left(1 - \frac{26}{L}\right)$	-	$328d \left(1 - \frac{28}{L}\right)$	-
Hai nhịp	$0.64 A_B^+$	$1.60 A_B^+ \frac{F_y^-}{F_y^+}$	$\frac{645}{k} (1.65L^2 - 0.74L + 13)$	$1.17 A_B^+ \frac{F_y^-}{F_y^+}$
Ba nhịp	$\frac{330n}{k} (L_1 - 22)$ $0.95 A_T^+ - \frac{A_T^2}{58650} - \frac{3484}{k}$	$\frac{814n}{k} (L_1 - 31)$	$\frac{423n}{k} (L_1 - 16)$ $\frac{211.67n}{k} (L_2 - 14.63)$	$\frac{645}{kn} (3.16L_2 - 0.018L_2^2 - 70)$

A_T^+ - diện tích bản cánh trên (mm²) trong phạm vi dương và âm.

A_B^+ , A_B^- - diện tích bản cánh dưới (mm²) trong phạm vi dương và âm.

d - chiều cao dầm (mm).

L , L_1 , L_2 - chiều dài của nhịp (m); đối với nhịp đơn giản ($27 \leq L \leq 61$)

đối với hai nhịp ($30 \leq L_2 \leq 67$)

đối với ba nhịp ($27 \leq L_1 \leq 55$)

W_R - bề rộng xe chạy (m)

N_b - số lượng hộp

$n = L_2 / L_1$

$$k = \frac{N_B F_y d}{W_R (344.750)}$$

F_y - cường độ chảy của vật liệu (MPa).

8.3. NGUYÊN LÝ TÍNH TOÁN CHUNG

Cầu dầm hộp đường bộ thiết kế theo tiêu chuẩn 22TCN 272-01 cần phải đạt được tính khả thi trong xây dựng, độ an toàn, và khả năng sử dụng tốt. Mục này trình bày ngắn gọn về nguyên lý tính toán cơ bản và nguyên tắc chỉ đạo tính toán thiết kế chung. Đối với tính toán chi tiết hơn người đọc cần tham khảo trong các chuyên đề tính toán riêng.

Trong tính toán dầm có nhiều hộp, nguyên lý cơ bản của tính toán là phải xem xét về khả năng chịu uốn. Nhưng khi tính toán dầm hộp đơn thì phải tính toán cả hai yếu tố xoắn và uốn. Tác động của xoắn trong dầm hộp đơn sẽ xuất hiện trong suốt quá trình thi công và dưới tác dụng của hoạt tải trong giai đoạn khai thác. Ứng suất uốn gây ra do xoắn, vận của kết cấu được xem xét khi tính toán mỗi nhưng được bỏ qua trong tính toán

theo trạng thái giới hạn cường độ. Tác động của xoắn sẽ được bỏ qua khi sử dụng liên kết là ngàm cứng đối với liên kết trong và dầm ngang (các liên kết trong và dầm ngang có tác dụng bảo vệ kích thước hình học tiết diện ngang của hộp).

8.4. TÍNH TOÁN SỨC KHÁNG UỐN

Sức kháng uốn của dầm hộp liên hợp phụ thuộc vào độ cứng của tiết diện ngang. Vấn đề này có liên quan đến độ mảnh của bản cánh chịu nén, các thanh giằng ngang và độ mảnh của sườn dầm. Mặt cắt đặc chắc có thể tận dụng hết được khả năng chịu uốn dẻo còn mặt cắt không đặc chắc chỉ có thể làm việc được đến trạng thái chảy tại thớ ngoài cùng của một bản cánh.

Trong vùng uốn dương, mặt cắt nhiều hộp được tính toán như mặt cắt đặc chắc và tiết diện hộp đơn được tính toán như mặt cắt không đặc chắc với tác động của ứng suất cắt xoắn tạo ra bởi bản cánh đáy (bảng 8.2). Nói chung, trong dầm hộp các vùng không uốn âm công thức tính toán của sức kháng uốn danh định được trình bày trong bảng 8.2.

Bảng 8.2. Công thức tính toán 22TCN 272-01 cho sức kháng uốn danh định trong vùng mômen âm đối với dầm liên hợp (Trạng thái giới hạn cường độ)

Bản cánh chịu nén với sườn tăng cường dọc	$F_c = \begin{cases} R_b R_h F_{yc} & \text{cho } \frac{w}{t} \leq 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \\ 0.592 R_b R_h F_{yc} (1 + 0.687 \sin \frac{c\pi}{2}) & \text{cho } 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t} \leq 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \\ 181\,000 R_b R_h k (\frac{t}{w})^2 & \text{cho } \frac{w}{t} > 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} \end{cases}$ $c = \frac{1.23 - \frac{w}{t} \sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66}$ $k = \text{hệ số uốn} = \begin{cases} \frac{8I_x}{wt^3} \leq 4.0 & \text{cho } n = 1 \\ \frac{14.3I_x}{wt^3 n^4} \leq 4.0 & \text{cho } n = 2, 3, 4, \text{ hoặc } 5 \end{cases}$
Bản cánh chịu nén không có sườn tăng cường dọc	Sử dụng các công thức trên đối với sự thay đổi của bề rộng bản cánh chịu nén giữa các sườn, b đối với w và hệ số mất ổn định k lấy bằng 4
Bản cánh chịu kéo	$F_t = R_b R_h F_{yt}$

E - môđun đàn hồi của thép

F_n - ứng suất danh định tại bản cánh

F_{yc} - cường độ chảy nhỏ nhất tiêu chuẩn của bản cánh chịu nén.

F_{yt} - cường độ chảy nhỏ nhất tiêu chuẩn của bản cánh chịu kéo.

n - số khoảng cách đều nhau của sườn tăng cường dọc bản cánh chịu nén.

I - mômen quán tính của sườn tăng cường dọc đối với trục song song với bản cánh đáy và lấy tại trục của sườn tăng cường dọc.

R_h - hệ số tải trọng rơi, $R_h = 1.0$ - nếu cả hai điều kiện có bố trí sườn tăng cường dọc hoặc $2D_c/t_w \leq \lambda_b \sqrt{E/f_c}$ được đảm bảo.

R_h - hệ số lắp ghép; đối với mặt cắt thuần nhất, $R_h = 1.0$, xem trong 22TCN 272-01 - (6.10.4.3.1b).

t_h - chiều dày của bản vút bê tông trên bản cánh trên của thép.

t - chiều dày bản cánh chịu nén.

w - lấy lớn hơn bề rộng bản cánh chịu nén giữa sườn tăng cường dọc hoặc khoảng cách từ một sườn dầm đến sườn tăng cường dọc gần nhất.

Thay cho việc xem xét phân tích kỹ hơn lực cắt hoặc sự phân bố không đồng đều của ứng suất uốn ngang bề rộng bản cánh của mặt cắt dầm, các thiết kế mặt cắt ngang đã sử dụng rộng rãi khái niệm về bề rộng bản cánh có hiệu dưới sự phân bố đều ứng suất uốn [22TCN 272-01-4.6.2.6]. Bề rộng cánh có hiệu là một hàm số của chiều dày bản và chiều dài nhịp tính toán.

8.5. SỨC KHÁNG CẮT

Đối với các sườn không có tăng cường, sức kháng cắt danh định V_n được dựa trên lực cắt chảy hoặc mất ổn định lực cắt phụ thuộc vào độ mảnh của sườn. Đối với bản sườn trong có tăng cường của mặt cắt thuần nhất, phải tính toán sức kháng mất ổn định gây ra bởi tác động kéo. Đối với mặt cắt tổ hợp, không được phép xuất hiện ứng suất kéo và ứng suất cắt hoặc ứng suất đàn hồi sẽ quy định các giới hạn cường độ. Công thức tính toán chi tiết theo 22TCN 272-01 - được trình bày trong bảng 7.7 (chương 7). Đối với trường hợp sườn nghiêng, chiều cao sườn D sẽ phải giới hạn dọc theo độ dốc và phải tính toán cho lực cắt chiều dọc theo sườn nghiêng.

Để đảm bảo sự tác động liên hợp, các mối nối cắt phải được thiết kế tại bề mặt tiếp xúc giữa bản bê tông và thép. Đối với cầu nhịp đơn giản mối nối cắt phải được thiết kế hết trên chiều dài nhịp. Mặc dù chúng không cần thiết phải bố trí mối nối cắt trong vùng có mômen âm nếu cốt thép dọc không được tính toán trong một mặt cắt liên hợp, mối nối cắt cũng phải bố trí trong phạm vi các điểm ứng suất ngược do tĩnh tải gây ra (22TCN 272-6.10.7.4). Chi tiết tính toán được trình bày trong bảng 7.9 (chương 7).

8.6. SƯỜN TĂNG CƯỜNG, THANH NGANG VÀ DẦM NGANG

8.6.1. Sườn tăng cường

Sườn tăng cường bao gồm sườn tăng cường dọc, ngang, và sườn tăng cường nén như hình 8.3. Chúng có tác dụng ngăn chặn mất ổn định cục bộ của các tấm bản để phân bố và truyền các tải trọng tập trung. Công thức tính toán chi tiết được liệt kê trong bảng 7.8 (chương 7).

8.6.2. Các thanh liên kết dọc trên

Dầm hộp liên hợp thép (hình 8.3) thường được xây dựng với ba cạnh thép và bản bê tông liên hợp. Trước khi bản bê tông đông cứng, các bản cánh trên phải được ổn định xoắn ngang. Các thanh liên kết dọc trên được tính toán để kháng lại lực cắt và lực uốn trong mặt cắt ưu tiên cho việc bảo dưỡng bản bê tông. Sự cần thiết của thanh liên kết dọc trên phải được nghiên cứu để đảm bảo rằng biến dạng của hộp phải được kiểm soát đầy đủ trong suốt quá trình sản xuất, lắp dựng và khi thi công bản bê tông. Thanh liên kết ngang như hình 8.3 là rất cần thiết. Đối với thanh chéo 45° , diện tích mặt cắt ngang nhỏ nhất (mm^2) của thanh chéo là $0.76 \times (\text{bề rộng hộp, mm})$ phải được đảm bảo mặt cắt hộp là kín. Hệ số độ mảnh (L/r) của các thanh liên kết phải ít hơn 140.

Tiêu chuẩn thiết kế yêu cầu đối với dầm hộp thẳng với chiều dài nhịp ít hơn 45m, phải có ít nhất một khoang liên kết dọc ngang trên mỗi cạnh của điểm nâng lên; đối với chiều dài nhịp lớn hơn 45m, yêu cầu có hệ thống liên kết dọc bên trên toàn bộ chiều dài nhịp.

8.6.3. Dầm ngang trong và các khung ngang

Dầm ngang trong và các khung ngang (hình 8.3) thường được bố trí tại điểm cuối của nhịp và tại vị trí các gối đỡ phía trong, trong phạm vi chiều dài nhịp. Dầm ngang không chỉ tính toán để chống lại sự cong vênh của dầm hộp, mà còn cải thiện sự phân bố tải trọng hoạt tải, phụ thuộc vào độ cứng trục của dầm ngang chúng có thể ngăn chặn được tác động vắn. Do ngàm cứng và các khoảng cách giữa các dầm ngang là xa có thể gây ra các lực cục bộ lớn không mong muốn, nói chung trong thực tế nên tính toán với số lượng nhiều dầm ngang có độ cứng nhỏ tốt hơn là có ít dầm ngang ngàm cứng. Một nghiên cứu gần đây chỉ ra rằng sử dụng hai dầm ngang trung gian trên nhịp đưa đến kết quả là phân phối lại 18% ứng suất do hoạt tải và khi thêm dầm ngang vào đã không làm cải thiện đáng kể sự phân phối lại ứng suất. Ngược lại thanh liên kết dọc hình chữ K có đường vào kiểm tra tốt hơn thanh liên kết dọc chữ X. Dầm ngang được tính toán để kháng lại lực gió, liên kết các bản cánh chịu nén, và phân bố tải trọng tĩnh và hoạt tải (22TCN 272-01 - 6.10.3.5).

Đối với dầm hộp thẳng, yêu cầu về diện tích mặt cắt ngang của một thanh liên kết dọc góc thành bên A_v (mm^2) phải ít hơn $0.76 \times (\text{bề rộng của bản đáy, mm})$ và tỷ số độ mảnh (L/r) của cấu kiện phải ít hơn 140.

Đối với hộp cong theo phương ngang với làn và các trụ hướng tâm dưới tác dụng của tải trọng HS-20, công thức 8.1 cho khoảng cách giữa các dầm ngang L_d , trong đó giới hạn ứng suất xoắn danh định bằng khoảng 10% ứng suất mômen uốn.

$$L_d = \sqrt{\frac{R}{200L - 7500}} \leq 25 \quad (8.1)$$

với: R - bán kính cong của cầu, f_i ;

L - chiều dài nhịp đơn giản.

Để thỏa mãn điều kiện sức kháng xoắn trên 1mm lớn hơn 40, diện tích yêu cầu của thanh liên kết chéo ngang là:

$$A_b = 750 \left[\frac{L_{ds} a}{h} \right] \left[\frac{t^3}{h + a} \right] \quad (8.2)$$

trong đó: t - chiều dày lớn hơn của sườn và bản cánh;

L_{ds} - khoảng cách các dầm ngang;

h - chiều cao hộp;

a - bề rộng trên của hộp.

8.7. CÁC TÍNH TOÁN KHÁC

8.7.1. Tính toán mỏi và nứt

Đối với kết cấu thép dưới tác dụng lặp đi lặp lại của tải trọng hoạt tải, trạng thái giới hạn mỏi và nứt gãy phải được đảm bảo 22TCN 272-01 - 6.6.

8.7.2. Xoắn

Hình 8.4 thể hiện dầm hộp đơn dưới tổ hợp lực của uốn và xoắn. Đối với một dầm hộp kín hoặc hở có các thanh liên kết chéo bên, ứng suất xoắn vênh là không đáng kể. Nghiên cứu đã chỉ ra rằng thông số Ψ xác định bởi công thức (8.3) cung cấp giới hạn đối với việc tính toán các loại khác nhau của ứng suất xoắn.

$$\Psi = L \sqrt{GJ / EC_w} \quad (8.3)$$

trong đó: G - môđun cắt;

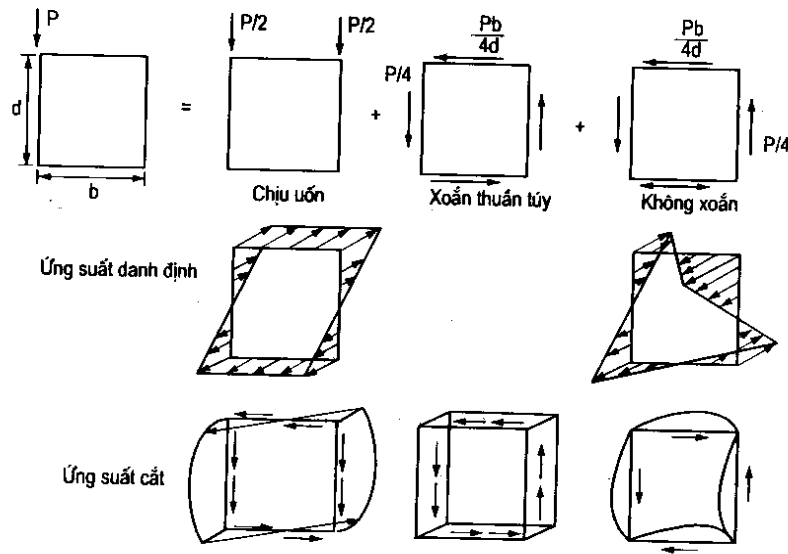
J - hằng số xoắn;

C_w - hằng số cong vênh.

Đối với dầm hộp thẳng (Ψ ít hơn 0.4), xoắn thuần túy có thể được bỏ qua và ứng suất cong vênh phải tính toán; khi $\Psi > 10$ thì ứng suất cong vênh có thể được bỏ qua nhưng phải tính toán ứng suất xoắn thuần túy. Đối với dầm hộp cong, Ψ phải được lấy theo giá trị sau đây nếu như bỏ qua xoắn cong vênh:

$$\psi \geq \begin{cases} 10 + 40\theta & \text{cho } 0 \leq \theta \leq 0.5 \\ 30 & \text{cho } \theta > 0.5 \end{cases} \quad (8.4)$$

trong đó: θ - góc đối diện (bán kính) giữa các trục hướng tâm.



Hình 8.4. Mặt cắt hộp dưới tác động của tải trọng đúng tâm

8.7.3. Kiểm toán về tính khả thi trong xây dựng

Các cầu dầm hộp phải được kiểm toán về mật cường độ và độ ổn định trong suốt các giai đoạn thi công thay đổi. Đây là vấn đề quan trọng cần lưu ý bản cánh trên của các mặt cắt dầm hộp hở sẽ được tính toán giằng chống tại các vị trí mà khung ngang bên trong hoặc thanh liên kết chéo trên được gắn vào. Phải có các cấu kiện nối ghép trong suốt quá trình thi công. Tại trạng thái giới hạn cường độ, các bộ phận nối ghép trong các cấu kiện chính sẽ được tính toán để ít nhất cũng bằng giá trị lớn hơn sau đây:

* Giá trị trung bình của mômen uốn, lực cắt, lực dọc trục gây ra do tải trọng có hệ số và sức kháng có hệ số tương đương của các cấu kiện.

* 75% sức kháng có hệ số khác nhau của cấu kiện

8.7.4. Tính khả dụng

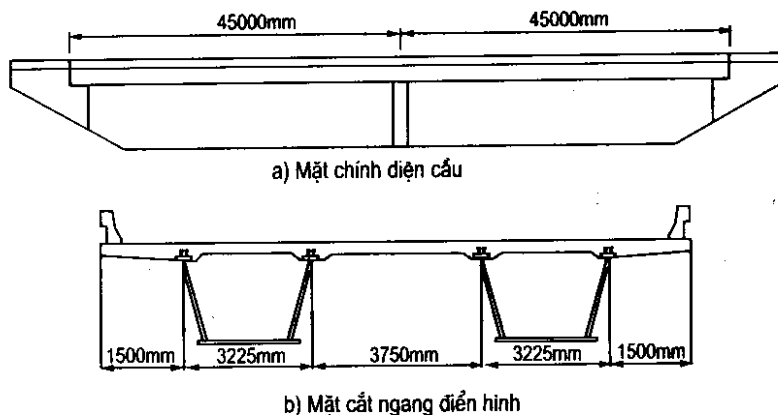
Để ngăn chặn độ võng lâu dài do tải trọng hoạt tải, 22TCN 272-01 - quy định tại vùng dương của ứng suất uốn bản cánh (f_t) ở trạng thái giới hạn sử dụng không được vượt quá $0.95R_h F_{yt}$

8.8. VÍ DỤ TÍNH TOÁN CẦU DẦM HỘP LIÊN TỤC HAI NHỊP

8.8.1. Số liệu ban đầu

Một cầu dầm hộp liên hợp liên tục hai nhịp và có chiều dài hai nhịp bằng nhau 45m.

Bề rộng kết cấu phân trên là 13.2m. Mặt chính diện và mặt cắt ngang điển hình thể hiện trong hình 8.5.



Hình 8.5. Cầu dầm hộp liên tục hai nhịp
a) mặt chính diện cầu; b) mặt cắt ngang điển hình.

Kết cấu thép: M270M, cấp độ 345W (ASTM A709 cấp độ 345W), thép không bọc chống gỉ với $F_y = 345\text{MPa}$.

Bê tông: $f_c = 30.0\text{ MPa}$; $E_c = 22400\text{ MPa}$; Tỷ số mô đun $n = 8$.

Tải trọng :

Tĩnh tải = Tải trọng bản thân + Gờ chắn bánh + Lớp phủ mặt cầu 75mm AC

Hoạt tải = Tải trọng xe thiết kế 22TCN 272-01 + Tải trọng động cho phép

Xe tải trung bình hàng ngày của làn xe đơn ADTT theo một hướng = 3600.

Bản bê tông: Bản bê tông có chiều dày 200mm.

Tiêu chuẩn kỹ thuật: 22TCN 272-01

Các yêu cầu tính toán: Tính toán dầm hộp đối với uốn, cắt theo trạng thái giới hạn cường độ I, và kiểm toán mỏi đối với sườn.

8.8.2. Tính toán các tải trọng

8.8.2.1. Tổ hợp tải trọng tĩnh tải - DC cho dầm hộp

Tổ hợp tải trọng tĩnh tải DC bao gồm toàn bộ trọng lượng kết cấu với sự loại trừ lớp phủ mặt cầu và các tải trọng được chỉ dẫn cụ thể. Đối với mục tiêu tính toán phân này, giả thiết rằng tất cả tĩnh tải được phân bố ngang bằng đến mỗi dầm bởi bố trí mặt cắt ngang là đối xứng. Bề rộng phân cho mỗi hộp là 6.60m.

DC1: Tác động trên mặt cắt chưa liên hợp (giai đoạn I)

Bản bê tông = $(6.6)(0.2)(2400)(9.81) = 31.1\text{ kN/m}$

Vút dầm = 3.5 kN/m

Dầm (hộp thép), khung ngang, dầm ngang và sườn tăng cường = 9.8 kN/m

DC2: Tác động trên mặt cắt liên hợp phạm vi dài

Trọng lượng của mỗi gờ chấn bánh + Lan can = 5.7 kN/m.

8.8.2.2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu - DW

Lớp phủ tương lai có bề dày 75mm được giả thiết là phân bố đều cho mỗi dầm:

DW: Tác động trên mặt cắt liên hợp phạm vi dài = 10.6 kN/m.

8.8.3. Tính toán các hệ số phân bố tải trọng hoạt tải

8.8.3.1. Hệ số phân phối tải trọng đối với trạng thái giới hạn cường độ (22TCN 272-01 - bảng 4.6.2.2b -1)

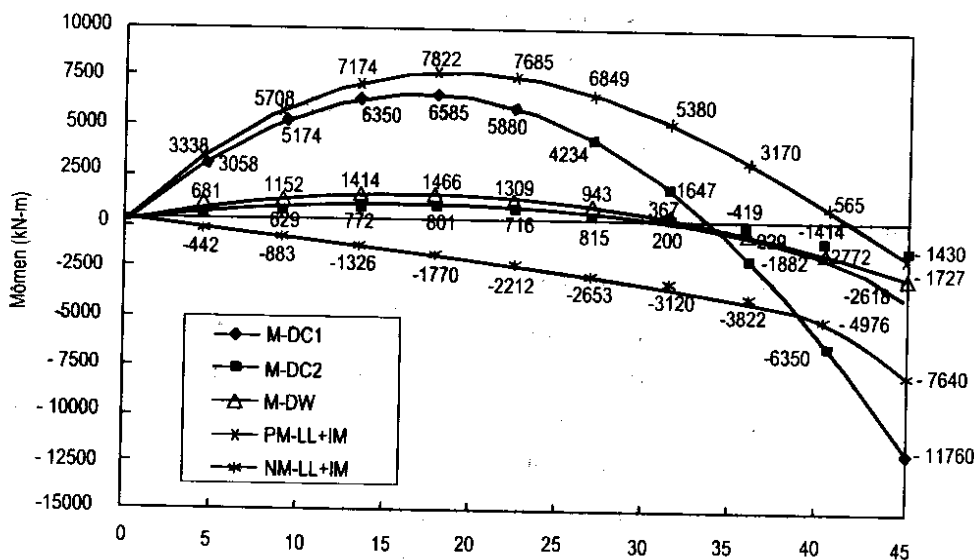
$$LD_m = 0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L} = 0.05 + 0.85 \frac{3}{2} + \frac{0.425}{3} = 1.5 \text{ lần.}$$

8.8.3.2. Hệ số phân bố tải trọng hoạt tải cho trạng thái giới hạn mỏi

$$LD_m = 0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L} = 0.05 + 0.85 \frac{1}{2} + \frac{0.425}{1} = 0.9 \text{ lần.}$$

8.8.4. Tính toán mômen không hệ số và lực cắt yêu cầu

Hình bao mômen không hệ số và lực cắt yêu cầu được trình bày trong hình 8.8 đến 8.11. Mômen, lực cắt yêu cầu đối với trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn mỏi được liệt kê trong bảng 8.3 đến 8.5.



Hình 8.6. Đường bao mômen không hệ số

Bảng 8.3. Đường bao mômen đối với trạng thái giới hạn cường độ I

Nhịp	Vị trí (x/L)	M_{DC1} (kN-m) Tĩnh tải I	M_{DC2} (kN-m) Tĩnh tải II	M_{DW} (kN-m) Lớp phủ	M_{LL+IM} (kN-m)		M_u (kN-m)	
					Dương	Âm	Dương	Âm
1	0.0	0	0	0	0	0	0	0
	0.1	3,058	372	681	3338	-442	10,592	4,307
	0.2	5,174	629	1152	5708	-883	18,023	7,064
	0.3	6,350	772	1414	7174	-1326	22,100	8,268
	0.4	6,585	801	1466	7822	-1770	23,864	7,917
	0.5	5,880	715	1309	7685	-2212	22,473	6,018
	0.6	4,234	515	943	6849	-2653	18,369	2,571
	0.7	1,647	200	367	5308	-3120	11,540	-2,472
	0.8	-1,882	-229	-419	3170	-3822	2,168	-9,457
	0.9	-6,350	-772	-1414	565	-4928	-9,533	-18,745
	1.0	-11,760	-1430	-2618	-1727	-7640	-22,264	-32,095

Ghi chú: Hệ số phân bố tải trọng hoạt tải $LD = 1.468$.

Tải trọng động cho phép $IM = 25\%$.

$$M_u = 0.95[1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

Bảng 8.4. Đường bao lực cắt đối với Trạng thái giới hạn cường độ I

Nhịp	Vị trí (x/L)	V_{DC1} (kN-m) Tĩnh tải I	V_{DC2} (kN-m) Tĩnh tải II	V_{DW} (kN-m) Lớp phủ	V_{LL+IM} (kN-m)		V_u (kN-m)	
					Dương	Âm	Dương	Âm
1	0.0	784	95	87	877	-38	2626	1104
	0.1	575	70	64	782	-44	2158	784
	0.2	366	44	41	711	-58	1727	449
	0.3	157	19	18	601	-91	1233	83
	0.4	-53	6	-6	482	-138	724	-307
	0.5	-262	-32	-29	360	-230	208	-773
	0.6	-471	-57	-52	292	-354	-216	-1290
	0.7	-680	-83	-76	219	-482	-648	-1815
	0.8	-889	-108	-99	145	-612	-1083	-2342
	0.9	-1098	-133	-122	67	-750	-1524	-2882
	1.0	-1307	-159	-145	22	-966	-1910	-3553

Ghi chú: 1. Hệ số phân bố tải trọng hoạt tải $LD = 1.468$.

2. Tải trọng động cho phép $IM = 25\%$.

$$V_u = 0.95[1.25(V_{DC1} + V_{DC2}) + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

Bảng 8.5. Đường bao mômen và lực cắt đối với Trạng thái giới hạn mỗi

Nhịp	Vị trí (x/L)	M_{LL+IM} (kN-m)		V_{LL+IM} (kN-m)		$(M_{LL+IM})_u$ (kN-m)		$(V_{LL+IM})_u$ (kN-m)	
		Dương	Âm	Dương	Âm	Dương	Âm	Dương	Âm
1	0.0	0	0	286	-31	0	0	214	-23
	0.1	1102	-137	245	31	827	-102	184	-23
	0.2	1846	-274	205	-57	1385	-206	154	-38
	0.3	2312	-412	167	-79	1734	-309	125	-59
	0.4	2467	-550	130	-115	1851	-412	98	-86
	0.5	2405	-687	97	-153	1804	-515	73	-115
	0.6	2182	-824	67	-190	1636	-618	50	-143
	0.7	1716	-962	45	-226	1287	-721	33	-169
	0.8	1062	-1099	25	-257	1796	-824	19	-193
	0.9	414	-1237	9	-286	311	-928	7	-215
	1.0	0	-1373	0	-309	0	-1030	0	-232

Ghi chú: 1. Hệ số phân bố tải trọng hoạt tải $LD = 0.900$.

2. Tải trọng động cho phép $IM = 25\%$.

3. $(M_{LL+IM})_u = 0.75(M_{LL+IM})_u$ và $(V_{LL+IM})_u = 0.75 (V_{LL+IM})_u$.

8.8.5. Xác định hệ số tải trọng cho Trạng thái giới hạn cường độ I và Trạng thái giới hạn phá hoại nứt gãy

8.8.5.1. Hệ số tải trọng và Tổ hợp tải trọng

Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng được chỉ dẫn trong [22TCN 272-01 Bảng 3.4.1-1]:

Trạng thái giới hạn cường độ I: $1.25(DC1+DC2) + 1.5(DW) + 1.75(LL+IM)$

Trạng thái giới hạn mỗi: $0.75(LL+IM)$

a. Công thức tính toán chung [22TCN 272-01 mục 1.3.2]

$$\eta \sum \gamma_i q_i \leq \phi R_n$$

trong đó: γ_i - hệ số tải trọng và ϕ là hệ số sức kháng;

Q_i - diễn hình của các tác động lực hoặc yêu cầu;

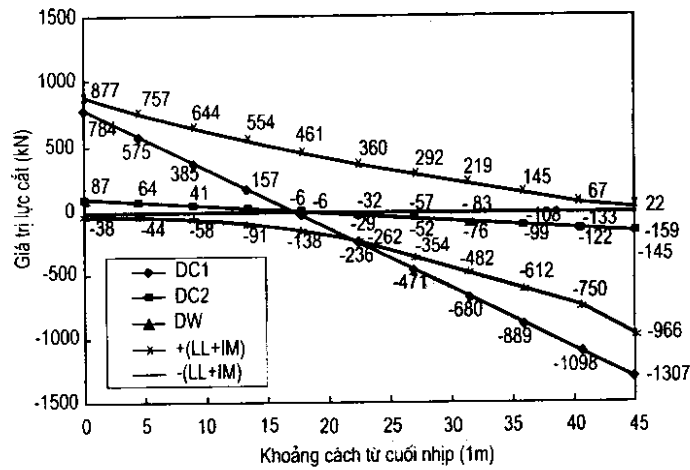
R_n - sức kháng danh định;

η - hệ số liên quan đến tính dẻo η_D , hệ số dư η_R , và hệ số quan trọng η_I của cầu được thiết kế (xem chương 5) và được định nghĩa bằng:

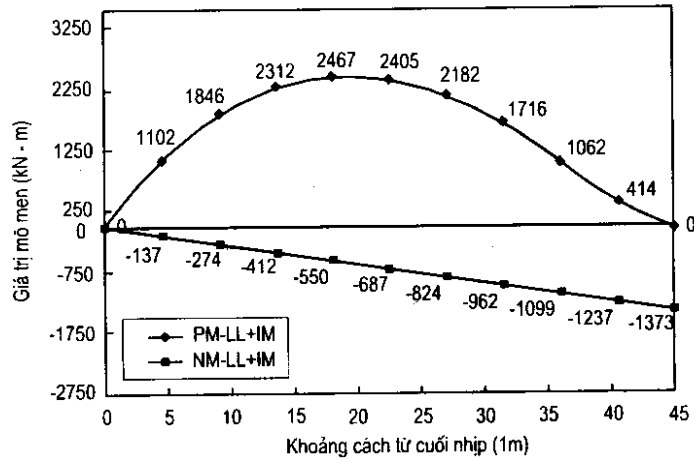
$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Đối với ví dụ này, chúng ta giả thiết các giá trị sau đây:

Trạng thái giới hạn	Hệ số dẻo η_D	Hệ số dư η_R	Hệ số quan trọng η_I	η
Trạng thái giới hạn cường độ	0.95	0.95	1.05	0.95
Trạng thái giới hạn mỗi	1.0	1.0	1.0	1.0



Hình 8.7. Đường bao lực cắt không hệ số



Hình 8.8. Mômen tải trọng mỗi không hệ số

8.8.5.2. Tính toán đặc trưng hình học tiết diện liên hợp

Bề rộng bản cánh có hiệu đối với vùng uốn dương [22TCN 272-01 Mục 4.6.2.6]

a. Đối với sườn trong, bề rộng bản cánh có hiệu:

b_{eff} = giá trị bé hơn của:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{eff}}{4} = \frac{33750}{4} = 8440\text{mm} \\ 12t_s + \frac{b_f}{2} = (12)(200) + \frac{450}{2} = 2625\text{mm} \quad (\text{chọn giá trị này}) \\ S = 3750\text{mm} \end{array} \right.$$

b. Đối với sườn ngoài, bề rộng bản cánh có hiệu:

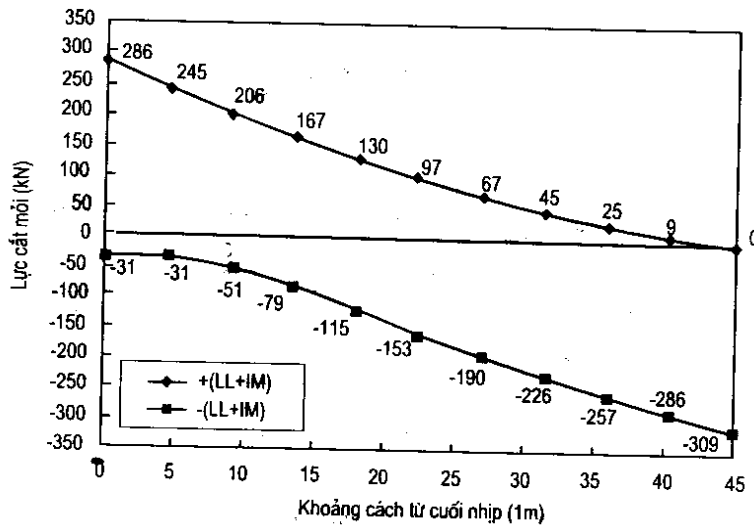
b_{eff} = giá trị bé hơn của:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{eff}}{8} = \frac{33750}{8} = 4220\text{mm} \\ 6t_s + \frac{b_f}{4} = (6)(200) + \frac{450}{4} = 1310\text{mm} \quad (\text{chọn giá trị này}) \\ \text{Bề rộng của bản hằng} = 1500\text{mm} \end{array} \right.$$

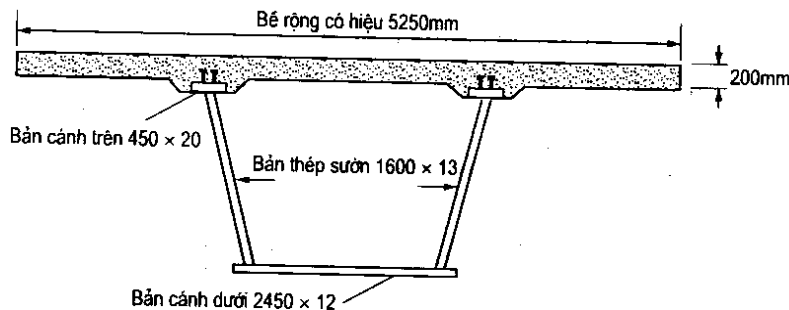
Tổng bề rộng bản cánh có hiệu đối với dầm hộp = $1310 + 2625/2 + 2625 = 5250\text{ mm}$.

trong đó: L_{eff} - chiều dài nhịp tính toán cổ thể được lấy bằng chiều dài thực tế đối với nhịp có gối giản đơn và lấy bằng khoảng cách giữa các điểm độ võng tải trọng vĩnh cửu đối với nhịp liên tục ;

b_f - bề rộng bản cánh trên của dầm thép.



Hình 8.9. Lực cắt tải trọng mỗi không hệ số



Hình 8.10. Mặt cắt ngang điển hình cho vùng uốn dương

Đặc trưng tiết diện liên hợp đàn hồi đối với vùng uốn dương:

Đối với mặt cắt điển hình (hình 8.10) trong vùng uốn dương của nhịp I, đây là đặc trưng tiết diện đàn hồi đối với mặt cắt không liên hợp, liên hợp phạm vi ngắn ($n = 8$), và liên hợp phạm vi dài ($3n = 24$) được tính toán trong bảng 8.6 đến 8.8.

Bảng 8.6. Đặc trưng tiết diện không liên hợp đối với vùng uốn dương

Cấu kiện	A (mm ²)	y _i (mm)	A _i y _i (mm ³)	y _i - y _{sb} (mm)	A _i (y _i - y _{sb}) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)
2 bản cánh trên 450 × 20	18,000	1574.2	28.34 (10 ⁶)	885	141 (10 ⁹)	0.60 (10 ⁶)
2 sườn 1600 × 13	41,600	788.1	32.79 (10 ⁶)	99	0.41 (10 ⁹)	8.35 (10 ⁹)
Bản cánh dưới 2450 × 12	29,400	6.0	0.17 (10 ⁶)	-683	13.70 (10 ⁹)	0.35 (10 ⁶)
Tổng	89,000	-	61.30 (10 ⁶)	-	28.23 (10 ⁹)	8.35 (10 ⁹)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{61.30(10^6)}{89,000} = 688.7 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 688.7 = 895.5 \text{ mm}$$

$$I_{dầm} = \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2 = 8.35 (10^9) + 28.23 (10^9) = 36.58 (10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{dầm}}{y_{sb}} = \frac{36.58(10^9)}{688.7} = 53.11(10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{dầm}}{y_{st}} = \frac{36.58(10^9)}{895.5} = 40.85(10^6) \text{ mm}^3$$

Bề rộng bản cánh có hiệu đối với vùng uốn âm:

Bề rộng có hiệu được tính toán theo 22TCN 272-01 - 4.6.2.6 (tính toán tương tự như bước 5a). Tổng bề rộng bản cánh có hiệu đối với vùng uốn âm là 5450 mm.

Bảng 8.7. Đặc trưng mặt cắt liên hợp cho tải trọng ngắn hạn

Cấu kiện	A (mm ²)	Y _i (mm)	A _i y _i (mm ³)	y _i - y _{sb} (mm)	A _i (y _i - y _{sb}) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)
Tiết diện thép	89,000	688.7	61.30 (10 ⁶)	-611	33.24 (10 ⁹)	36.58 (10 ⁹)
Bản bê tông 5250/8 × 200	131,250	1714.2	225.0 (10 ⁶)	414	22.54 (10 ⁹)	0.43 (10 ⁹)
Tổng	220,250	-	386.3 (10 ⁶)	-	55.77 (10 ⁹)	38.02 (10 ⁹)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{92.79(10^6)}{220 \ 250} = 1299.8 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 1299.8 = 284.4 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2 = 37.02(10^9) + 55.77(10^9) = 92.79(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{92.79(10^9)}{1299.8} = 71.39(10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{92.79(10^9)}{284.4} = 326.30(10^6) \text{ mm}^3$$

Bảng 8.8. Đặc trưng mặt cắt liên hợp cho tải trọng dài hạn

Cấu kiện	A (mm ²)	y _i (mm)	A _i y _i (mm ³)	y _i - y _{sb} (mm)	A _i (y _i - y _{sb}) ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
Tiết diện thép	89,000	688,4	61.3(10 ⁶)	-338	10.2(10 ⁹)	36.58(10 ⁹)
Bản bê tông 5250/24 × 200	43,750	1714,2	75.0 (10 ⁶)	688	20.7(10 ⁹)	5.40(10 ⁶)
Tổng	132,750	-	136.0(10 ⁶)	-	30.85(10 ⁹)	36.59(10 ⁹)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{136.0(10^6)}{132 \ 750} = 1026.7 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (12 + 1552.5 + 20) - 1026.7 = 557.5 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2$$

$$= 36.59(10^9) + 136.0(10^9) = 67.43 (10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{67.43(10^9)}{1026.7} = 65.68(10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{67.43(10^9)}{557.5} = 121.0(10^6) \text{ mm}^3$$

Đặc trưng tiết diện liên hợp đàn hồi đối với vùng uốn âm:

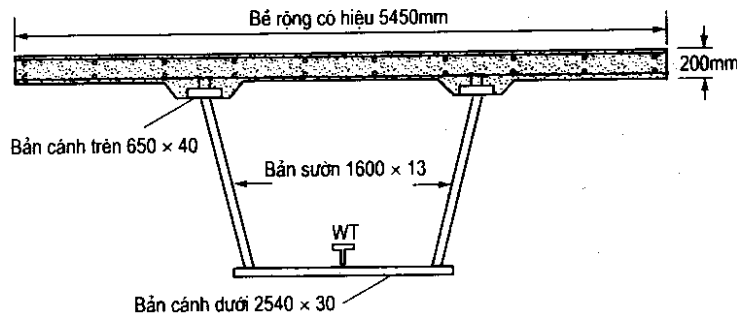
Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 - 6.10.3.7) quy định rằng đối với bất kỳ nhịp liên tục nào thì tổng diện tích mặt cắt ngang của cốt thép theo phương dọc không được ít hơn 1 % tổng diện tích mặt cắt ngang của bản. Quy định cốt thép phải được đặt thành hai lớp phân bố đều trên bề rộng của bản và hai phần ba phải được đặt trong lớp trên. Khoảng cách đặt các thanh cốt thép không được vượt quá 150 mm trong mỗi hàng.

$$A_{sreg} = 0.01(200) = 2.00 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{\text{slop đỉnh}} = \frac{2}{3}(0.01)(200) = 1.33 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\#16 \text{ tại } 125\text{mm} = 1.59 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

$$A_{\text{slop đáy}} = \frac{1}{3}(0.01)(200) = 0.67 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{xen kẽ } \#10 \text{ và } \#13 \text{ tại } 125\text{mm} \\ = 0.80 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

Hình 8.11 chỉ ra mặt cắt ngang điển hình đối với vùng uốn âm. Tính chất đàn hồi đối với không liên kết và liên kết phạm vi dài ($3n = 24$) được tính toán như trong bảng 8.9 và 8.10.



Hình 8.11. Mặt cắt ngang điển hình đối với vùng uốn âm

Bảng 8.9. Đặc trưng mặt cắt không liên hợp đối với vùng uốn âm

Cấu kiện	A (mm ²)	y _i (mm)	A _i y _i (mm ³)	y _i -y _{sb} (mm)	A _i (y _i -y _{sb}) ² (mm ⁴)	I _o (mm ⁴)
2 Bản cánh trên 450 × 20	52,000	1602	83.32 (10 ⁶)	911	43.20(10 ⁹)	6.93(10 ⁶)
2 sườn 1600 × 13	41,600	806	33.53(10 ⁶)	115	0.55(10 ⁹)	8.35(10 ⁹)
Sườn tăng cường WT	5,400	224.3	1.21 (10 ⁶)	-466	1.18(10 ⁹)	38.63(10 ⁶)
Bản cánh dưới 2450 × 30	73,500	15	1.10 (10 ⁶)	-676	33.57(10 ⁹)	5.51(10 ⁶)
Tổng	172,500	-	119.2 (10 ⁶)		78.49(10 ⁹)	8.40(10 ⁹)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{119,2(10^6)}{172500} = 690.8 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (30 = 1552.5 + 40) - 690.8 = 931.4 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2 = 8.40(10^9) + 78.50(10^9) = 86.90(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{86.90(10^9)}{690.8} = 125.8(10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{86.90(10^9)}{931.4} = 93.29(10^6) \text{ mm}^3$$

Bảng 8.10. Đặc trưng mặt cắt liên hợp cho vùng uốn âm

Cấu kiện	A (mm ²)	y _i (mm)	A _i y _i (mm ³)	y _i -y _{sb} (mm)	A _i (y _i -y _{sb}) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)
Mặt cắt thép	172 500	690.8	(10 ⁶)	73.2	0.92 (10 ⁹)	86.90 (10 ⁹)
Cốt thép lưới trên	8,665	1762.2	15.27 (10 ⁶)	998.2	8.63 (10 ⁹)	-
Cốt thép dưới	4,360	1678.2	8.31 (10 ⁹)	913.2	3.64 (10 ⁹)	-
Tổng	185 525	-	141.7 (10 ⁶)	-	13.19 (10 ⁹)	86.90 (10 ⁹)

$$y_{sb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{141.7(10^6)}{185525} = 764 \text{ mm}$$

$$y_{st} = (30 = 1552.5 + 40) - 764 = 858.2 \text{ mm}$$

$$I_{com} = \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{sb})^2 = 86.90(10^9) + 13.19(10^9) = 100.09(10^9) \text{ mm}^4$$

$$S_{sb} = \frac{I_{com}}{y_{sb}} = \frac{100.09(10^9)}{764} = 131.00(10^6) \text{ mm}^3$$

$$S_{st} = \frac{I_{com}}{y_{st}} = \frac{100.09(10^9)}{858.2} = 116.63(10^6) \text{ mm}^3$$

8.8.6. Tính toán mômen chảy M_y và khả năng mômen đàn hồi M_p

8.8.6.1. Mômen chảy M_y (22TCN 272-01 mục 6.10.3.1.2)

Mômen chảy M_y tương ứng với độ chảy đầu tiên của mỗi bản cánh thép. Nó được tính bởi công thức sau:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

trong đó: M_{D1} , M_{D2} , và M_{AD} - các mômen gây ra bởi tải trọng hệ số tác dụng vào thép, mặt cắt liên hợp phạm vi dài và phạm vi ngắn tương ứng;

M_{AD} có thể tính toán theo công thức sau:

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_s} + \frac{M_{D2}}{S_{3n}} + \frac{M_{AD}}{S_n}$$

$$M_{AD} = S_n F_y - \left(\frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_{3n}} \right)$$

trong đó: S_s, S_n, S_{3n} - môđun của tiết diện đối với thép không tổ hợp, mặt cắt tổ hợp phạm vi ngắn và phạm vi dài.

$$M_{D1} = (0.95)(1.25)(M_{DC1}) = (0.95)(1.25)(6585) = 7820 \text{ kN-m}$$

$$M_{D2} = (0.95)(1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW})$$

$$= (0.95)[1.25(801) + 1.5(1466)] = 3040 \text{ kN-m}$$

- Đối với bản cánh trên:

$$M_{AD} = (329.3)10^{-3} \left((345)10^3 - \frac{7.820}{40.85(10)^{-3}} - \frac{3.040}{120(10)^{-3}} \right) = 41.912(10)^3 \text{ kN-m}$$

- Đối với bản cánh dưới:

$$M_{AD} = (71.39)10^{-3} \left((345)10^3 - \frac{7.820}{53.11(10)^{-3}} - \frac{3.040}{64.68(10)^{-3}} \right) = 10.814(10)^3 \text{ kN-m}$$

(chọn kiểm tra)

$$M_y = 7820 + 3040 + 10814 = 21,674 \text{ kN-m}$$

8.8.6.2. Mômen dẻo M_p (22TCN 272-01 mục 6.10.3.1.3)

Mômen dẻo M_p được xác định bởi công thức ở trạng thái cân bằng. Cốt thép trong bản bê tông được bỏ qua trong trường hợp này.

* Xác định vị trí của trục trung hoà dẻo (PNA), Y, từ công thức được liệt kê trong bảng 8.4 và hình 8.8.

$$P_s = 0.85f_c b_{eff} t_s = 0.85(30)(5250)(200) = 26,775 \text{ kN}$$

$$P_c = A_{fc} F_{yc} = 2(450)(20)(345) = 6,210 \text{ kN}$$

$$P_w = A_w F_{yw} = 2(1600)(13)(345) = 4,352 \text{ kN}$$

$$P_t = A_{ft} F_{yt} = 2450(12)(345) = 10,143 \text{ kN}$$

$$P_t + P_w + P_c = 10,143 + 4,352 + 6,210 = 20,705 \text{ kN} > P_s = 26,755 \text{ kN}$$

PNA có vị trí trong phạm vi bản cánh trên của dầm thép và khoảng cách từ bản cánh trên chịu nén đến PNA, Y bằng:

$$\bar{Y} = \frac{t_{fc}}{2} \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right)$$

$$\bar{Y} = \frac{20}{2} \left(\frac{14,352 + 10,143 - 26,775}{6,210} + 1 \right) = 6.3 \text{ mm}$$

* Tính toán M_p :

Tổng hợp tất cả các lực đến PNA, ta có:

$$M_p = \sum M_{PNA} = \frac{P_c}{2t_c} \left(\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right) + P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t$$

trong đó: $d_s = \frac{200}{2} + 50 - 20 + 6.3 = 136.3 \text{ mm}$

$$d_w = \frac{1552.5}{2} + 20 - 6.3 = 789.8 \text{ mm}$$

$$d_t = \frac{12}{2} + 1552.5 + 20 - 6.3 = 1571.9 \text{ mm}$$

$$M_p = \frac{6210}{2(20)} (6.3^2 + (20 - 6.3)^2) + (26,775)(136.3) + (14,352)(789.8) + (10,143)(1571.9)$$

$$M_p = 30,964 \text{ kN-m}$$

8.8.7. Tính toán cường độ uốn - trạng thái giới hạn cường độ I

8.8.7.1. Vùng uốn dương

* Độ chắc của dầm thép nhiều hộp được kiểm soát chỉ bằng độ mảnh của sườn dầm. Với mục đích yêu cầu độ dẻo phải ngăn ngừa được phá hoại lâu dài của bản bê tông khi mặt cắt liên hợp tiến gần đến khả năng mômen dẻo. Đối với ví dụ này, tham chiếu đến hình 8.2 và 8.4, ta có:

$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$, PNA trong phạm vi bản cánh trên $D_{cp} = 0$, độ mảnh sườn dầm đạt yêu cầu.

$$D_p = 200 + 50 - 20 + 6.3 = 236.3 \text{ mm (chiều cao từ mép trên bản bê tông đến PNA)}$$

$$D' = \beta \left[\frac{d + t_s + t_h}{7.5} \right] \beta = 0.7 \text{ với } F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$D' = 0.7 \left(\frac{1552.5 + 12 + 200 + 50}{7.5} \right) = 169.3 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{D_p}{D'} \right) = \left(\frac{236.3}{169.3} \right) = 1.4 \leq 5 \text{ OK}$$

* Tính toán sức kháng uốn danh định, M_n

$$1 < \left(\frac{D_p}{D'} \right) = 1.4 < 5$$

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85 M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left(\frac{D_p}{D'} \right)$$

$$M_n = \frac{5(30,964) - 0.85 (21,674)}{4} + \frac{0.85(21,674) - (30,964)}{4} (1.4)$$

$$M_n = 28,960 \geq 1.3(1.0)(21674) = 28.176 \text{ kN-m}$$

$$M_n = 28.960 \text{ kN-m}$$

Từ bảng 8.3, mômen dương hệ số lớn nhất trong nhịp 1 xuất hiện tại vị trí $0.4 L_1$.

$$\eta \sum \gamma_i M_i \leq \phi_r M_n$$

$$23,864 \text{ kN-m} < 1.0 (28,176) \text{ kN-m}$$

OK

8.8.7.2. Vùng uốn âm

Đối với mặt cắt một hộp và nhiều hộp, sức kháng uốn danh định được tính toán theo quy định của 22TCN 272-01 6.11.2.1.3a (xem bảng 8.2)

a. Yêu cầu về sườn tăng cường (22TCN 272-01- 6.11.3.2-1)

Sử dụng một sườn tăng cường dọc (hình 8.11), thử với WT 10.5 × 28.5.

Chiều rộng, b_l của sườn tăng cường phải thỏa mãn:

$$b_l \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

trong đó: t_p - độ dày của sườn tăng cường (mm).

b_l - bề rộng nhô lên (mm).

$$b_l = \frac{267}{2} = 133.5\text{mm}$$

$$I_s = 3.4 \times 10^6 + 4747(190.1)^2 = 20.5 \times 10^6$$

$$133.5 \leq 0.48(16.5) \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{345}} = 190\text{mm}$$

b. Tính toán hệ số mất ổn định, k :

Đối với $n = 1$:

$$k = \left(\frac{8I_s}{W_t^3} \right) = \left(\frac{8(20.5 \times 10^6)}{1225(24)^3} \right) = 2.13 < 4.0$$

c7. Tính toán ứng suất bản cánh danh định (xem Bảng 8.2):

$$0.57 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} = 0.57 \sqrt{\frac{(2.13)(2)10^5}{345}} = 20.03$$

$$1.23 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} = 1.23 \sqrt{\frac{(2.13)(2)10^5}{345}} = 43.22$$

$$20.03 < \frac{w}{t} = \frac{1225}{30} = 40.83 < 43.22$$

Sức kháng uốn danh định của bản cánh chịu nén được kiểm soát bởi mất ổn định dẻo:

$$F_{nc} = 0.592R_b R_h F_{yc} \left(1 + 0.687 \sin \frac{c\pi}{2} \right)$$

$$c = \frac{1.23 - \frac{w}{t} \sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66} = \frac{1.23 - 40.8 \sqrt{\frac{345}{(3.9)2(10^5)}}}{0.66} = 0.56$$

Có sườn tăng cường dọc, $R_b = 1.0$, đối với dầm bản thuần nhất, $R_h = 1.0$:

$$F_{nc} = 0.592(1.0)(1.0)(345) \left(1 + 0.687 \sin \frac{(0.56)\pi}{2} \right) = 313.4 \text{ MPa}$$

Đối với bản cánh chịu kéo:

$$F_{nt} = R_b R_h R_{yt} = (1.0)(1.0)(345) = 345 \text{ MPa}$$

d. Tính toán M_{AD} tại gối đỡ trong

$$M_{D1} = (0.95)(1.25)(M_{DC1}) = (0.95)(1.25)(11760) = 13,965 \text{ kN-m}$$

$$\begin{aligned} M_{D2} &= (0.95)(1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW}) \\ &= (0.95)[1.25(1430) + 1.5(2618)] = 5428 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$M_{AD} = S_n \left(F_n - \frac{M_{D1}}{S_s} - \frac{M_{D2}}{S_n} \right)$$

$$\begin{aligned} M_{AD-nén} &= (0.13) \left(312.4 \times 10^3 - \frac{13965}{9.33(10)^{-2}} - \frac{5428}{0.1166} \right) \\ &= 17346 \text{ kN-m (kiểm tra)} \end{aligned}$$

* Tính toán sức kháng uốn danh định, M_n :

$$M_n = 13,965 + 5,428 + 17,346 + 36,739 \text{ kN-m}$$

Từ bảng 8.3 mômen hệ số âm lớn nhất xuất hiện tại gối đỡ trong:

$$\eta \sum \gamma_i M_i \leq \phi_r M_n$$

$$32,095 \text{ kN-m} < 1.0 (36,739) \text{ kN-m} \quad \text{OK}$$

8.8.8. Tính toán cường độ cắt - Trạng thái giới hạn cường độ I

8.8.8.1. Gối đỡ đầu nhịp I

* Sức kháng cắt danh định V_n :

Đối với sườn nghiêng, mỗi sườn được thiết kế với lực cắt, V_{ui} gây ra bởi tải trọng hệ số lấy bằng (22TCN 272-01 mục 6.11.2.2.1)

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos \theta} = \frac{2626}{2 \cos(14)} = 1353 \text{ kN trên một sườn.}$$

trong đó: θ - góc nghiêng của sườn đối với phương đứng.

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1600}{13} = 123.1 > 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3.07 \sqrt{\frac{(2.0)10^5}{345}} = 73.9$$

$$V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} = \frac{4.55 (13)^3 (2.0)10^5}{1600} = 1249.5 \text{ kN}$$

$$V_{ui} = 1353 \text{ kN} > \phi_v V_n$$

$$= (1.0)(1249.5) \text{ kN} \rightarrow \text{Phải có sườn tăng cường!}$$

* V_n đối với sườn có tăng cường (22TCN 272-01 mục 6.10.8.3):

$$V_n = CV_p$$

$$k = 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2}$$

trong đó: d_0 - khoảng cách của các sườn tăng cường ngang:

$$\text{Với } d_0 = 2400 \text{ mm và } k = 5 + \frac{5}{(2400/1600)^2} = 7.22$$

$$\frac{D}{t_w} = 123.1 > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1.38 \sqrt{\frac{200,000(7.22)}{345}} = 89.3$$

$$C = \frac{152}{(123.1)^2} \sqrt{\frac{200,000(7.22)}{345}} = 0.65$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58(345)(1600)(13) = 4162 \text{ kN}$$

$$V_n = CV_p = 0.65(4162) = 2705 \text{ kN} > V_{ui} = 1353 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

8.8.8.2. Gối đỡ trong

* Lực cắt lớn nhất gây ra do tải trọng hệ số trong bảng 8.4

$$V_u = \frac{3553}{2} = 1776.5 \text{ kN (trên một sườn)} > \phi_v V_n = (1.0)(1249.5) \text{ kN} \rightarrow \text{phải có sườn}$$

tăng cường cho sườn tại gối đỡ bên trong (giữa).

8.8.8.3. Tính toán sườn tăng cường ngang trung gian

Sườn tăng cường ngang trung gian bao gồm bản thép hàn vào sườn. Tính toán sườn tăng cường ngang trung gian đầu tiên được trình bày sau đây:

* Yêu cầu bề rộng nhô lên b_f (22TCN 272-01 mục 6.10.8.1.2)

Để ngăn chặn mất ổn định cục bộ của sườn tăng cường ngang, bề rộng của mỗi sườn tăng cường ngang sẽ phải thỏa mãn các yêu cầu sau đây:

$$\left\{ \begin{array}{l} 50 + \frac{d}{30} \\ 0.25b_f \end{array} \right\} \leq b_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \\ 16t_p \end{array} \right\}$$

trong đó: b_f - bề rộng toàn bộ của bản cánh thép;

F_{ys} - cường độ chảy tiêu chuẩn nhỏ nhất của sườn tăng cường.

Thử với bề rộng sườn tăng cường, $b_t = 180.0\text{mm}$

$$b_f = 180 > \begin{cases} 50 + \frac{d}{30} = 50 + \frac{1600}{30} = 103.3 \text{ mm} \\ 0.25b_f = 0.25(450) = 112.5 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK}$$

Thử với $t_p = 16 \text{ mm}$

$$b_t + 180 < \begin{cases} 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0.48(16) \sqrt{\frac{200\,000}{345}} = 185 \text{ mm} \\ 16t_p = 16(16) = 224 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK}$$

Sử dụng bản sườn tăng cường ngang $180 \times 16 \text{ mm}$!

* Mômen quán tính yêu cầu (22TCN 272-01 mục 6.10.8.1.3)

Mục tiêu của yêu cầu này là đảm bảo sự ngàm chặt của sườn tăng cường ngang với đường bao lực kéo chảy trong sườn dầm là tương xứng.

$$I_t \geq d_0 t_w^2 J$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D_p}{d_0} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

trong đó: I_t - mômen quán tính của sườn tăng cường ngang lấy bằng bề rộng mép tiếp xúc với sườn đối với sườn tăng cường đơn và lấy bằng phần giữa chiều dày của sườn đối với sườn tăng cường kép;

D_p - chiều cao sườn không có sườn tăng cường dọc.

$$J = 2.5 \left(\frac{1600}{2400} \right)^2 - 2.0 = -0.89 < 0.5 \text{ sử dụng } J = 0.5$$

$$I_t = \frac{(180)^3 (16)}{3} = 31.1(10)^6 \text{ mm}^4 > d_0 t_w^2 J = (2400)(16)^2 (0.5) = 4.9(10)^6 \text{ mm}^4 \quad \text{OK}$$

* Diện tích yêu cầu (22TCN 272-01 mục 6.10.8.1.4):

Yêu cầu này đảm bảo rằng sườn tăng cường ngang có diện tích có hiệu để kháng lại các thành phần theo phương đứng của lực kéo chảy, và chỉ áp dụng với sườn tăng cường ngang yêu cầu phải chịu các tác động của lực kéo chảy.

$$A_s \geq A_{s\min} = \left(0.15 B D t_w (1 - C) \frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18 t_w^2 \right) \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right)$$

trong đó: $B = 1.0$ đối với sườn tăng cường kép. Từ các tính toán ở trên:

$$C = 0.65$$

$$F_{yw} = 345 \text{ MPa}$$

$$F_{ys} = 345 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1313 \text{ kN (trên một sườn)}$$

$$\phi_v V_n = 1249.5 \text{ kN}$$

$$t_w = 13 \text{ mm}$$

$$A_s = (180)(16) = 2880 \text{ in}^2.$$

$$> A_{s\min} = \left(0.15(2.4)(1600)(13)(1 - 0.65) \frac{1313}{1249.5} - 18(13)^2 \right) \left(\frac{345}{345} \right) = -288 \text{ mm}^2$$

Giá trị âm của A_s^{min} ứng với điều kiện sườn dầm có đủ diện tích tính toán để kháng lại các thành phần theo phương đứng của lực kéo chảy.

8.8.9. Tính toán mỏi - Trạng thái giới hạn mỏi và nứt gãy

Yêu cầu về mỏi đối với sườn dầm trong vùng uốn dương (22TCN 272-01 mục 6.10.6.3):

Mục tiêu của yêu cầu này là để kiểm soát uốn ngoài mặt phẳng của sườn dầm gây ra bởi lực uốn và lực cắt dưới tải trọng lặp của hoạt tải. Tải trọng hoạt tải lặp được lấy bằng hai lần tải trọng mỏi hệ số.

$$D_c = \frac{\frac{f_{DC1}}{Y_{st}} + \frac{f_{DC2}}{Y_{st-3n}} + \frac{f_{DW}}{Y_{st-n}} + \frac{f_{LL+IM}}{Y_{st-n}}}{\frac{f_{DC1}}{Y_{st}} + \frac{f_{DC2}}{Y_{st-3n}} + \frac{f_{DW}}{Y_{st-n}} + \frac{f_{LL+IM}}{Y_{st-n}}} - t_{fc}$$

$$= \frac{\frac{6585}{40.9(10)^6} + \frac{(801+1466)}{121(10)^6} + \frac{2(2467)}{326.3(10)^6}}{\frac{6585}{36.58(10)^9} + \frac{(801+1466)}{67.43(10)^9} + \frac{2(2467)}{92.79(10)^9}} - 20$$

$$= 710\text{mm}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(710)}{13(\cos 14)} = 113 < 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5.76 \sqrt{\frac{2(10)^5}{345}} = 137.2$$

$$f_{cf} = F_{yw}$$

trong đó: f_{cf} - ứng suất uốn nén lớn nhất trong bản cánh gây ra bởi tải trọng vĩnh cửu không hệ số và hai lần tải trọng mỏi.

$$f_{cf} = \frac{M_{DC1}}{S_{st}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{st-3n}} + \frac{2(M_{LL+IM})_4}{S_{st-n}}$$

$$= 161 + 18.7 + 15.3$$

$$= 195 \text{ MPa} < F_{yw} = 435 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Quy trình thiết kế cầu cống theo các trạng thái giới hạn 22TCN 18-79. Bộ Giao thông vận tải
2. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01.
3. GS. Nguyễn Như Khải - GS. Lê Đình Tâm. *Thiết kế cầu kim loại*. NXB Đại học và Trung học chuyên nghiệp. 1986.
4. GS. TS. Lê Đình Tâm. *Cầu thép*. NXB Xây dựng.
5. N. I. Polivanov. *Thiết kế cầu bê tông cốt thép và cầu thép trên đường ô tô* (bản dịch), NXB Khoa học và Kỹ thuật.
6. PGS. TS. Nguyễn Viết Trung. *Các công nghệ xây dựng cầu*. NXB Xây dựng. 2002.
7. Saleh, Y., Duan, L. "Conceptual Bridge Design". *Bridge Engineering handbook*.
8. Galambos, T. V., Ed. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5th ed., John Wiley & Sons. New York. 1998.
9. Barker, R. M. and Puckett, J. A. *Design of Highway Bridges*. John Wiley & Sons, New York. 1997.
10. AISC. *Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design*, 2nd ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL. 1994.
11. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, C.. 1998.
12. Heins, C. P. *Steel box girder bridges - design guides and methods*, AISC Eng. J., 20(3), 121, 1983.
13. Price, K., D. *Big Steel Boxes*, in *National Symposium on Steel Bridge Construction*. Atlanta. 1993, 15-3.
14. Dự án Cầu Hồ, dự án khôi phục 10 cầu đường sắt, và một số dự án khác.

MỤC LỤC

	Trang
<i>Lời nói đầu</i>	3
Chương 1. Vật liệu làm cầu thép	
1.1. Khái niệm chung	5
1.2. Thép dùng làm cấu kiện chịu lực chính và phụ	6
1.3. Thép dùng làm liên kết	11
Chương 2. Cấu tạo cầu dầm đặc	
2.1. Khái niệm chung	16
2.2. Mặt cắt ngang dầm chủ	17
2.3. Sườn tăng cường bản bụng dầm	20
2.4. Mối nối dầm và cách tạo vồng bằng mối nối	23
2.5. Hệ liên kết	26
2.6. Cấu tạo bản trục hướng	28
2.7. Xác định nội lực dầm chủ	29
2.8. Kiểm tra điều kiện cường độ	34
2.9. Kiểm tra ổn định	36
2.10. Kiểm tra điều kiện cứng và tính độ võng	40
2.11. Kiểm tra chu kỳ dao động	41
2.12. Tính liên kết	42
Chương 3. Cầu dầm bê tông cốt thép - bê tông	
3.1. Nguyên lý làm việc của dầm liên hợp	46
3.2. Đặc điểm cấu tạo của dầm liên hợp	47
3.3. Cấu tạo neo trong cầu dầm liên hợp	47
3.4. Nguyên lý tính toán dầm thép - bê tông cốt thép liên hợp	51
3.5. Tính đặc trưng hình học của cầu liên hợp	52
3.6. Tính cầu dầm liên hợp trong tổ hợp tải trọng chính	54
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	59
3.8. Kiểm tra điều kiện cường độ trong tổ hợp tải trọng phụ	64
3.9. Tính toán liên kết cánh dầm vào sườn dầm, tính toán mối nối	65
3.10. Tính toán neo	69

3.11. Kết cấu nhịp liên tục	73
3.12. Điều chỉnh nội lực trong cầu liên hợp	74
Chương 4. Cấu tạo cầu giàn thép	
4.1. Đặc điểm chung cầu giàn thép, các sơ đồ cầu giàn thép	80
4.2. Cấu tạo giàn chủ	90
4.3. Cấu tạo hệ thống dầm mặt cầu	98
4.4. Cấu tạo hệ thống liên kết trong cầu giàn thép	103
4.5. Đặc điểm cấu tạo cầu giàn thép theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01	106
Chương 5. Tính toán cầu giàn	
5.1. Xác định nội lực trong các thanh của giàn	111
5.2. Tính toán hệ dầm mặt cầu	111
5.2. Tính giàn chủ	118
5.4. Tính hệ liên kết	138
5.5. Tính giàn hãm	147
5.6. Tính toán gối cầu	148
Chương 6. Cơ sở tính toán cầu thép theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01	
6.1. Tiêu chuẩn thiết kế theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng của Việt Nam 22 TCN 272-01	154
6.2. Các tiêu chuẩn khác có liên quan	169
Chương 7. Thiết kế cầu dầm I liên hợp bản BTCT theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-1	
7.1 Giới thiệu chung	173
7.2. Lựa chọn mặt cắt của kết cấu	173
7.3. Tính toán chịu uốn	175
7.4. Tính toán cắt	187
7.6. Các tính toán khác	198
Chương 8. Thiết kế cầu dầm hộp liên hợp thép - bê tông theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01	
8.1. Giới thiệu chung	203
8.2. Mặt cắt điển hình	203
8.3. Nguyên lý tính toán chung	205
8.4. Tính toán sức kháng uốn	206
8.5. Sức kháng cắt	207
8.6 Sườn tăng cường, thanh ngang và dầm ngang	208
8.8. Các tính toán khác	209
8.8. Ví dụ tính toán cầu dầm hộp liên tục hai nhịp	210
Tài liệu tham khảo	228

KẾT CẤU NHỊP CẦU THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: NGUYỄN THỊ MINH KHÔI

Chế bản: TRẦN KIM ANH

Vẽ bìa: NGUYỄN HỮU TÙNG

Sửa bản in: NGUYỄN THỊ MINH KHÔI

In 500 cuốn khổ 19 × 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí kế hoạch xuất bản số 197/XB-QLXB-126 ngày 21-2-2005. In xong nộp lưu chiểu tháng 4-2005.