

MỤC LỤC:

CHƯƠNG I: ĐẠI CƯƠNG VỀ THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP.....	6
I.1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ KẾT CẤU THÉP (KCT).	6
I.1.1. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng của KCT.	6
I.1.2. Sơ lược về lịch sử phát triển của cầu thép.	7
I.2. NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ THEO 22 TCN 272-05.....	9
I.2.1. Giới thiệu chung về Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272 – 05.....	9
I.2.2. Quan điểm chung về thiết kế.....	10
I.2.3. Sự phát triển của quá trình thiết kế.....	11
I.2.4. Nguyên tắc cơ bản của tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05.....	13
I.2.5. Tải trọng và tổ hợp tải trọng.....	16
I.2.6. Một số yêu cầu chung khi thiết kế KCT cầu.....	22
I. 3. VẬT LIỆU THÉP XÂY DỰNG.	23
I.3.1. Thành phần hóa học của thép.	23
I.3.2. Các sản phẩm thương mại.	25
I.3.3. Ứng suất dư.	25
I.3.4. Gia công nhiệt.	26
I.3.5. Phân loại thép kết cấu.	27
I.3.4. Ảnh hưởng của ứng suất lắp (sự mỏi).....	31
I.3.5. Sự phá hoại giòn.	34
CHƯƠNG II: LIÊN KẾT TRONG KẾT CẤU THÉP.	35
II.1. LIÊN KẾT BU LÔNG.	35
II.1.1. Cấu tạo liên kết bu lông.	35
II.1.1.1. Bu lông thường.	35
II.1.1.2. Bu lông cường độ cao.	36
II.1.1.3. Kích thước bu lông.	38
II.1.1.4. Khoảng cách bu lông.	38
II.1.2. Tính toán liên kết bu lông chịu cắt.	40
II.1.2.1. Liên kết bu lông chịu cắt: Các trường hợp phá hoại.....	40
II.1.2.2. Sức kháng ép mặt.	42
II.1.2.3. Sức kháng cắt của bu lông.	47
II.1.3. Tính toán liên kết bu lông cường độ cao chịu ma sát.....	49

II.1.4. Tính toán liên kết bu lông cường độ cao chịu kéo.	51
II.2. LIÊN KẾT HÀN.	52
II.2.1. Vật liệu hàn.	52
II.2.2. Các loại mối hàn.....	53
II.2.2.2 Mối hàn rãnh	54
II.2.2.3. Mối hàn đỉnh tán.....	55
II.2.2.4. Hàn đính.....	55
II.2.3. Cấu tạo liên kết hàn	55
II.2.3.1. Lựa chọn mối hàn	55
II.2.3.2. Giới hạn mối hàn góc.....	56
II.2.3.3. Kích thước mối hàn góc.....	57
II.2.3.4. Giới hạn kích thước mối hàn đỉnh tán	58
II.2.3.5. Chất lượng mối hàn.	58
II.2.4. Sức kháng cắt tính toán liên kết hàn.....	60
II.2.4.1. Mối hàn rãnh	60
II.2.4.2. Mối hàn góc.....	60
II.3. CÁC TRƯỜNG HỢP LIÊN KẾT LỆCH TÂM	63
II.3.1. Liên kết bu lông lệch tâm chỉ chịu cắt.....	63
II.3.2. Liên kết bu lông chịu cắt và chịu kéo đồng thời	66
II.3.2. Liên kết hàn lệch tâm chỉ chịu cắt.....	67
CHƯƠNG III : CẤU KIỆN CHỊU KÉO.....	70
III.1. CÁC DẠNG LIÊN KẾT	70
III.2. SỨC KHÁNG KÉO.....	71
III.2.1. Hệ số chiết giảm U.....	72
III.2.2. Diện tích thực.....	74
III.2.3. Giới hạn độ mảnh.....	76
III.2.4. Sức kháng cắt khối.....	76
CHƯƠNG IV: CẤU KIỆN CHỊU NÉN	78
IV.1. KHÁI NIỆM ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU CHỊU NÉN.....	78
IV.1.1. Chiều dài hữu hiệu của cột.....	80
IV.1.2. Ứng suất dư	81
IV.1.3. Độ cong ban đầu	81

IV.2. KHÁI NIỆM MẤT ỔN ĐỊNH QUÁ ĐÀN HỒI.....	82
IV.3. SỨC KHÁNG NÉN.....	84
IV.3.1. Sức kháng nén danh định	85
IV.3.2. Tỷ số bề rộng/bề dày giới hạn	86
IV.3.3. Tỷ số độ mảnh giới hạn.....	87
CHƯƠNG V: MẶT CẮT CHỮ I CHỊU UỐN	91
V.1. TỔNG QUÁT	91
V.1.1. Phân tích ứng suất trên mặt cắt thẳng góc dầm chịu uốn thuần túy.....	91
V.1.2. Sự phân phối lại mô men.....	93
V.1.3. Ổn định.....	95
V.1.4. Phân loại mặt cắt.....	96
V.1.4.1. Phân loại theo độ mảnh	96
V.1.4.2. Theo sự liên kết với bản BT.....	97
V.1.5. Đặc trưng độ cứng.....	98
V.2. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN.....	98
V.2.1. Trạng thái giới hạn cường độ.....	98
V.2.1. Trạng thái giới hạn sử dụng.....	99
V.2.3. Yêu cầu về môi đối với vách đứng	99
V.2.3.1. Mất ổn định do uốn	99
V.2.3.2. Mất ổn định do cắt.....	101
V.3 MÔ MEN CHẢY VÀ MÔ MEN DỄO.....	103
V.3.1. Mô men chảy của mặt cắt liên hợp	103
V.3.2. Mô men chảy của mặt cắt không liên hợp.....	107
V.3.3. Trục trung hòa dẻo của mặt cắt liên hợp	107
V.3.4. Trục trung hòa dẻo của mặt cắt không liên hợp.....	110
V.3.5. Mô men dẻo của mặt cắt liên hợp	110
V.3.6. Mô men dẻo của mặt cắt không liên hợp	113
V.3.7. Chiều cao vách đứng chịu nén.....	113
V.4. ĐỘ MẠNH CỦA VÁCH ĐỨNG.....	114
V.4.1. Mất ổn định thẳng đứng của vách.....	114
V.4.2. Mất ổn định uốn của vách	117
V.4.3. Yêu cầu của mặt cắt chắc đối với vách	118

V.4.4. Tóm tắt hiệu ứng độ mảnh của vách	119
V.4.5. Hệ số chuyển tải trọng.....	120
V.5. ĐỘ MẠNH CỦA BẢN BIÊN CHỊU NÉN.....	120
V.5.1. Yêu cầu của mặt cắt chắc đối với bản biên chịu nén	121
V.5.2. Giới hạn cho bản biên nén đối với mặt cắt không chắc	122
V.5.3. Tóm tắt về hiệu ứng độ mảnh của bản biên chịu nén.....	123
V.6. LIÊN KẾT DỌC CỦA BIÊN CHỊU NÉN.....	123
V.6.1. Tổng quát.....	123
V.6.3. Hệ số điều chỉnh C_b khi mô men thay đổi.....	126
V.6.4. Mặt cắt chữ I đàn hồi không liên hợp	128
V.6.5. Mặt cắt không chắc không liên hợp	130
V.6. 6. Mặt cắt chắc không liên hợp.....	130
V.6.7. Các mặt cắt chữ I đàn hồi liên hợp.....	130
V.6.8. Mặt cắt không chắc liên hợp.....	131
V.6.9. Mặt cắt chắc liên hợp	131
V.6.10.Tóm tắt về mặt cắt chữ I chịu uốn.....	132
V.6.11 Nhận xét về mặt cắt chữ I chịu uốn.....	139
CHƯƠNG VI: MẶT CẮT CHỮ I CHỊU CẮT	141
VI.1.SỨC KHÁNG CẮT DO HIỆU ỨNG DÀM.....	141
VI.2. SỨC KHÁNG CẮT DO HIỆU ỨNG TRƯỜNG KÉO.....	142
VI. 3. SỨC KHÁNG CẮT TỔ HỢP	146
VI.4. SỨC KHÁNG CẮT CỦA VÁCH KHÔNG ĐƯỢC TĂNG CƯỜNG	147
VI.5. SỨC KHÁNG CẮT CỦA VÁCH ĐƯỢC TĂNG CƯỜNG	149
VI.5.1. Yêu cầu bóc xép.....	150
VI.5.2. Khoảng trong của các mặt cắt chắc	151
VI.5.3. Khoảng trong của các mặt cắt không chắc.....	153
VI.5.4. Các khoang đầu	153
CHƯƠNG VII: NEO CHỐNG CẮT	157
VII.1. TTGH MỖI ĐỐI VỚI NEO CHỐNG CẮT	158
VII.2. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ VỚI NEO CHỐNG CẮT.....	160
CHƯƠNG VIII: SƯỜN TĂNG CƯỜNG	168
VIII.1. SƯỜN TĂNG CƯỜNG TRUNG GIAN.....	168

VII.1.1. Độ mảnh.....	168
VIII.1.2. Độ cứng	169
VII.1.3. Cường độ.....	170
VII.2. SUỒN TĂNG CƯỜNG GỒI.....	174
VIII.2.1. Độ mảnh.....	174
VIII.2.2. Cường độ chịu ép mặt	175
VII.2.3. Sức kháng lực dọc trục	175

CHƯƠNG I: ĐẠI CƯƠNG VỀ THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

I.1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ KẾT CẤU THÉP (KCT)

I.1.1. Ưu, khuyết điểm và phạm vi sử dụng của KCT

a) Ưu điểm.

+ Kết cấu thép có khả năng chịu lực lớn. Do cường độ của thép cao nên các kết cấu thép có thể chịu được những lực khá lớn với mặt cắt không cần lớn lắm, kết cấu thép thanh mảnh khả năng vượt được nhịp lớn. Điều này đặc biệt có ý nghĩa khi xây dựng cầu ở nơi hạn chế chiều cao kiến trúc.

+ Việc tính toán kết cấu thép có độ tin cậy cao. Thép có cấu trúc khá đồng đều, mô đun đàn hồi lớn. Trong phạm vi làm việc đàn hồi, kết cấu thép khá phù hợp với các giả thiết cơ bản của sức bền vật liệu đàn hồi (như tính đồng chất, đẳng hướng của vật liệu, giả thiết mặt cắt phẳng, nguyên lý độc lập tác dụng...).

+ Kết cấu thép “nhẹ” nhất so với các kết cấu làm bằng vật liệu thông thường khác (bê tông, gạch đá, gỗ). Độ nhẹ của kết cấu được đánh giá bằng hệ số $c = \gamma/F$, là tỷ số giữa tỷ trọng γ của vật liệu và cường độ F của nó. Hệ số c càng nhỏ thì vật liệu càng nhẹ.

Trong khi bê tông cốt thép (BTCT) có $c = 24.10^{-4}$ 1/m, gỗ có $c = 4,5.10^{-4}$ 1/m, thì hệ số c của thép chỉ là $c = 3,7.10^{-4}$ 1/m

+ Kết cấu thép thích hợp với thi công lắp ghép và có khả năng cơ giới hoá cao trong chế tạo. Các cấu kiện thép dễ được sản xuất hàng loạt tại xưởng với độ chính xác cao. Các liên kết trong kết cấu thép (đinh tán, bu lông, hàn) tương đối đơn giản, dễ thi công.

+ Kết cấu thép không thấm chất lỏng và chất khí do thép có độ đặc cao nên rất thích hợp để làm các kết cấu chứa đựng hoặc chuyển chở các chất lỏng, chất khí.

+ So với kết cấu bê tông, kết cấu thép dễ kiểm nghiệm, sửa chữa và tăng cường.

b) Nhược điểm.

+ Kết cấu thép dễ bị han gỉ, đòi hỏi phải có các biện pháp phòng chống và bảo dưỡng khá tốn kém. Đặc biệt, yêu cầu chống gỉ cao đặt ra cho các kết cấu cầu làm việc trong môi trường xâm thực mạnh như môi trường biển.

+ Thép chịu nhiệt kém. Ở nhiệt độ trên 4000°C , biến dạng dẻo của thép sẽ phát triển dưới tác dụng của tĩnh tải (từ biến của thép). Vì thế, trong những môi trường có nhiệt độ cao, nếu không có những biện pháp đặc biệt để bảo vệ thì không được phép sử dụng kết cấu bằng thép.

+ Trong lĩnh vực giao thông vận tải khi sử dụng thép làm cầu đòi hỏi phải sơn phủ trong suốt quá trình khai thác chi phí cao, ảnh hưởng đến môi trường.

c) Phạm vi sử dụng của KCT

+ KCT được sử dụng rất rộng rãi trong nhiều lĩnh vực như: xây dựng dân dụng, xây dựng công nghiệp, xây dựng GTVT, các lĩnh vực khác,...). Tuy nhiên, kết cấu thép đặc biệt có ưu thế trong các kết cấu vượt nhịp lớn, đòi hỏi độ thanh mảnh cao, chịu tải trọng nặng và những kết cấu đòi hỏi tính không thấm.

+ Trong lĩnh vực giao thông vận tải kết cấu thép được sử dụng làm cầu thép: Cầu dầm thép, cầu giàn thép, cầu dây văng dầm thép, cầu vòm ống thép nhồi bê tông... Ngoài ra kết cấu thép được sử dụng làm đà giáo, ván khuôn, trụ tạm trong thi công cầu.

1.1.2. Sơ lược về lịch sử phát triển của cầu thép

Cầu thép ra đời và phát triển cùng với sự lớn mạnh của công nghệ luyện kim trên thế giới. Tuy nhiên ngay từ năm đầu của kỉ nguyên trước người Trung Quốc và người Ấn Độ đã biết dùng dây xích làm cầu treo, cho đến thế kỉ 17 các cây cầu tương tự được xây dựng ở Châu Âu và Châu Mỹ.

Khoảng thế kỉ thứ 18, công nghiệp luyện kim của Châu Âu đang trong giai đoạn phát triển với các sản phẩm chính là gang và sắt. Các cây cầu trong giai đoạn này được xây dựng chủ yếu dưới dạng vòm. Vòm được chia thành nhiều thanh liên kết với nhau bằng bu lông và chốt. Chiếc cầu vòm bằng gang đầu tiên thuộc loại này được xây dựng ở Anh qua sông Severn 1776 – 1779.

Chiếc cầu bằng gang được ghép từ các thanh mảnh không chịu được mô men lớn và lực xung kích khi có tải trọng lớn qua cầu, vì vậy sau đó cầu vòm gang phát triển theo hướng dùng các khối lớn dạng chữ I hay hộp. Chiếc cầu điển hình cho loại này là cầu Ker-bet-Zor qua sông Neva ở Peterbourg (Nga) xây dựng năm 1850. Song song với cầu vòm gang là cầu treo cũng phát triển với ưu điểm riêng của mình là khả năng vượt nhịp và khả năng thi công nhanh chóng.

Khoảng đầu thế kỉ thứ 19 cầu treo ở Pháp đã có nhịp tới 256m (Cầu Fray-bua xây dựng năm 1834). Một trong những chiếc cầu dây xích nổi tiếng được xây dựng khoảng giữa thế kỷ 19 đầu thế kỉ 20 là cầu Sơ-giê-tren-nui qua sông Danube ở Budapest (Hung-ga-ri), có nhịp chính 203m. Cầu được xây dựng năm 1849, bị phá hủy trong chiến tranh thế giới thứ 2 và được xây dựng lại vào năm 1949.

Vào khoảng các năm 20-30 của thế kỉ 19, sự xuất hiện dây cáp bằng sợi thép thay thế cho dây xích làm cho tốc độ phát triển cầu treo tăng rất nhanh. Nhưng chưa hiểu hết tính năng làm việc và vai trò của từng bộ phận kết cấu nên các công trình thường không đủ độ cứng theo phương ngang cầu và phương dọc cầu. Nhược điểm này là nguyên nhân chính của các tai nạn cầu treo lúc bấy giờ.

Chiếc cầu giàn thép đầu tiên được xây dựng ở Mỹ vào năm 1840, cầu bắc qua kênh Erie ở New York có chiều dài nhịp 24.5m. Chiếc cầu giàn đầu tiên xây dựng ở Anh vào năm 1885.

Cuối thế kỷ 19 đầu thế kỉ 20 khoa học kĩ thuật phát triển mạnh do đó ảnh hưởng trực tiếp đến ngành xây dựng cầu, vào cuối thế kỷ 19 hàng loạt các cầu giàn hẫng được xây dựng như cầu Đơ-nhi-ép, cầu Danube. Năm 1890 đã xây dựng xong cầu giàn hẫng lớn nhất thế giới qua vịnh Forth ở Scotland có chiều dài nhịp 521m.

Mặc dù đã đạt được nhiều thành công trong việc áp dụng các vật liệu mới sắt rồi đến thép, đã có nhiều tai nạn sập cầu xảy ra ở cả châu Âu và châu Mỹ. Vào năm 1870 khoảng 40 cầu bị sập trong một năm chiếm khoảng 1/4 số cầu được xây dựng. Thập kỉ sau vụ sập cầu Ashtabula khoảng 200 cầu khác ở Mỹ bị sập do đó người ta mới hiểu rằng việc xây dựng cầu cần theo một tiêu chuẩn chung. Từ đó tiêu chuẩn thiết kế và xây dựng cầu ra đời.

Cuối thế kỷ 20 là cuộc chạy đua về chiều dài nhịp của cầu treo và cầu dây văng. Các cầu dây văng có nhịp lớn là : Năm 1991 cầu Scarsundet ở Na Uy có chiều dài nhịp 530, năm 1993 hoàn thành cầu Nam Phổ (Thượng Hải-Trung Quốc) nhịp 602m, năm 1995 cầu Nomandie (Pháp) nhịp 856m, năm 1999 cầu Tatara nhịp 890m.

Ở Việt Nam lịch sử phát triển cầu thép trải qua nhiều giai đoạn, gắn liền với lịch sử đấu tranh của dân tộc. Thời kỳ Pháp thuộc chủ yếu là cầu giàn thép được xây dựng trên tuyến đường sắt Bắc Nam. Một số cầu có nhịp dài kiến trúc đặc biệt như cầu Long Biên, cầu Hàm Rồng. Sau khi kết thúc kháng chiến chống Pháp trong một thời gian ngắn chúng ta đã khôi phục và làm mới các cầu như: Cầu Làng Giàng, cầu Việt Trì, cầu Ninh Bình, cầu Hàm Rồng. Từ năm 1964-1972 hầu hết các công trình cầu ở Miền Bắc bị phá hủy. Sau ngày đất nước hoàn toàn giải phóng (1975) các cầu thép trên tuyến đường sắt lần lượt được thay thế điển hình như cầu Thăng Long, cầu Chương Dương...

I.2. NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ THEO 22 TCN 272-05

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 của bộ giao thông vận tải được biên soạn trên nền của AASHTO-LRFD 1998 của Mỹ. Tiêu chuẩn chỉ áp dụng cho các cầu trên đường ô tô có chiều dài nhịp nhỏ hơn 150m. Các cầu lớn hơn cần có tiêu chuẩn riêng.

I.2.1. Giới thiệu chung về Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272 – 05

a) Vài nét về Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 18 – 1979

Tiêu chuẩn hiện hành để thiết kế cầu ở Việt nam là tiêu chuẩn ngành mang ký hiệu 22 TCN18–1979 với tên gọi “Quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn” (thường được gọi tắt là Quy trình 79). Tiêu chuẩn này đã được sử dụng trong khoảng một phần tư thế kỷ mà chưa có dịp cập nhật, sửa đổi. Nội dung Quy trình này dựa trên Quy trình của Liên xô (cũ) ban hành từ năm 1962 và năm 1967 và có tham khảo Quy trình của Trung quốc năm 1959. Hiện nay, Quy trình nói trên vẫn đang được sử dụng để thiết kế nhiều cầu nhỏ và cầu trung cũng như một vài cầu lớn. Nhưng nói chung khi thiết kế các cầu lớn, các nhà thiết kế Việt Nam và nước ngoài đã tham khảo và sử dụng một số tiêu chuẩn thiết kế hiện đại hơn, đã được quốc tế công nhận. Đặc biệt, trong những trường hợp có tư vấn nước ngoài tham gia dự án thì Tiêu chuẩn Nhật bản (JIS) và Tiêu chuẩn Hoa kỳ (AASHTO) thường được sử dụng nhất.

b) Cơ sở của nội dung Tiêu chuẩn mới 22 TCN 272-05

Bản Tiêu chuẩn thiết kế cầu mang ký hiệu 22 TCN 272-01 (áp dụng từ năm 2001) đã được biên soạn như một phần công việc của dự án của Bộ giao thông vận tải mang tên “Dự án phát triển các Tiêu chuẩn cầu và đường bộ”.

Kết quả của việc nghiên cứu tham khảo đã đưa đến kết luận rằng, hệ thống Tiêu chuẩn AASHTO (Hiệp hội cầu đường Mỹ) của Hoa kỳ là thích hợp nhất để được chấp thuận áp dụng ở Việt Nam. Đó là một hệ thống Tiêu chuẩn hoàn thiện và thống nhất, có thể được cải biên để phù hợp với các điều kiện thực tế ở nước ta. Ngôn ngữ của tài liệu này cũng như các tài liệu tham chiếu của nó đều là tiếng Anh, là ngôn ngữ kỹ thuật thông dụng nhất trên thế giới và cũng là ngôn ngữ thứ hai phổ biến nhất ở Việt Nam. Hơn nữa, hệ thống Tiêu chuẩn AASHTO có ảnh hưởng rất lớn trong các nước thuộc khối ASEAN mà Việt Nam là một thành viên.

Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới được dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD, lần xuất bản thứ hai (1998), theo hệ đơn vị đo quốc tế SI. Tiêu chuẩn LRFD (Load and Resistance Factor Design: Thiết kế theo hệ số sức kháng và hệ số tải trọng) ra đời năm 1994, được sửa đổi và xuất bản lần thứ hai năm 1998. Tiêu chuẩn này đã được soạn thảo dựa trên

những kiến thức phong phú tích lũy từ nhiều nguồn khác nhau trên khắp thế giới nên có thể được coi là đại diện cho trình độ hiện đại trong hầu hết các lĩnh vực thiết kế cầu vào thời điểm hiện nay.

Các tài liệu Việt nam được liệt kê dưới đây đã được tham khảo hoặc là nguồn gốc của các dữ liệu thể hiện các điều kiện thực tế ở Việt nam:

- + Tiêu chuẩn về thiết kế cầu 22 TCN 18–1979.
- + Tiêu chuẩn về tải trọng gió TCVN 2737 – 1995.
- + Tiêu chuẩn về tải trọng do nhiệt TCVN 4088 – 1985.
- + Tiêu chuẩn về thiết kế chống động đất 22 TCN 221 – 1995.
- + Tiêu chuẩn về giao thông đường thủy TCVN 5664 – 1992.

Các quy định của bộ Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới này nhằm sử dụng cho các công tác thiết kế, đánh giá và khôi phục các cầu cố định và cầu di động trên tuyến đường bộ. Các điều khoản sẽ không liên quan đến cầu đường sắt, xe điện hoặc các phương tiện công cộng khác. Các yêu cầu thiết kế đối với cầu đường sắt dự kiến sẽ được ban hành như một phụ bản trong tương lai. Sau 5 năm (2001 – 2005) áp dụng thử nghiệm, được sửa chữa, bổ sung, Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới đã được chính thức hiện hành với ký hiệu 22 TCN 272 – 05.

I.2.2. Quan điểm chung về thiết kế

Trong thiết kế các kỹ sư phải kiểm tra độ an toàn và ổn định của phương án khả thi đã được chọn. Công tác thiết kế bao gồm việc tính toán nhằm chứng minh cho những người có trách nhiệm thấy rằng mọi tiêu chuẩn tính toán và cấu tạo đều được thỏa mãn.

Điều kiện để đảm bảo độ an toàn của một công trình là : *Sức kháng của vật liệu* $\geq$ *Hiệu ứng của tải trọng*. Điều kiện trên phải được xét trên tất cả các bộ phận và vật liệu của kết cấu.

Khi nói về sức kháng của vật liệu ta xét khả năng làm việc tối đa của vật liệu mà ta gọi là trạng thái giới hạn(TTGH). Một trạng thái giới hạn là một trạng thái mà vượt qua nó thì kết cấu hay một bộ phận nào đó không hoàn thành mục tiêu thiết kế đề ra.

Mục tiêu là không vượt quá TTGH, tuy nhiên đó không phải là mục tiêu duy nhất, mà cần xét đến các mục đích quan trọng khác, như chức năng, mỹ quan, tác động đến môi trường và yếu tố kinh tế. Sẽ là không kinh tế nếu thiết kế một cầu mà chẳng có bộ phận nào, chẳng bao giờ bị hư hỏng. Do đó cần phải xác định đâu là giới hạn chấp nhận được trong rủi ro của xác suất phá hủy. Việc xác định một miền an toàn chấp nhận được (Cường độ lớn hơn

bao nhiêu so với hiệu ứng của tải trọng) không dựa trên ý kiến chủ quan của một cá nhân nào mà dựa trên kinh nghiệm của một tập thể. Tiêu chuẩn 22TCN272-05 có thể đáp ứng được.

1.2.3. Sự phát triển của quá trình thiết kế.

Qua nhiều năm, quá trình thiết kế được các kỹ sư phát triển nhằm tạo dựng một miền an toàn hợp lý. Quá trình này dựa trên những phân tích kỹ về hiệu ứng của tải trọng và độ bền của vật liệu áp dụng.

a) Thiết kế theo ứng suất cho phép - ASD (Allowable Stress Design).

Trước đây (Trước 1960) các tiêu chuẩn thiết kế ưu tiên hàng đầu cho kết cấu thép. Vật liệu thép thường có quan hệ tuyến tính giữa ứng suất và biến dạng khi xác định đúng cường độ chảy và độ an toàn thường thấp hơn cường độ chảy của vật liệu.

Độ an toàn được xác định bằng cách cho rằng hiệu ứng của tải trọng sẽ gây ra ứng suất chỉ bằng một phần của giới hạn chảy f_y .

$$\text{Hệ số an toàn } F = \text{Cường độ của vật liệu } R / \text{hiệu ứng tải trọng } Q \quad (1.1)$$

Vì tiêu chuẩn đặt dưới dạng ứng suất nên gọi là thiết kế theo USCP (ASD).

Phương pháp thiết kế này đã áp dụng vào những năm 1860 để thiết kế thành công nhiều kết cấu cầu giản tĩnh định. Sau này kết cấu siêu tĩnh được xây dựng kết quả là ứng suất trên tiết diện ngang của kết cấu không còn là phân bố đều nữa. Quan điểm thiết kế theo ứng suất cho phép chấp nhận một giả thiết là trong kết cấu không tồn tại ứng suất dư tức là ứng suất ban đầu trong kết cấu khi không chịu tác dụng của tải trọng bằng không. Điều này là không hợp lý. Thực tế trong thép cán luôn tồn tại ứng suất dư. Các ứng suất này không những không phân bố đều mà còn khó dự đoán trước.

Tính thay đổi của tải trọng: Khi xem xét về tính thất thường của tải trọng thiết kế theo ứng suất cho phép không công nhận là tải trọng khác nhau có độ thất thường khác nhau. Tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng gió được đối xử như nhau. Mức độ thay đổi dự báo trước của các loại tải trọng không được xem xét.

Phương pháp này có nhiều nhược điểm như :

+ Quan điểm về độ bền dựa trên sự làm việc đàn hồi của vật liệu đẳng hướng, đồng nhất, trong khi đó sự làm việc của vật liệu còn có cả giai đoạn phi đàn hồi và vật liệu, cụ thể là không đẳng hướng và đồng nhất.

+ Không biểu hiện được một cách hợp lý về cường độ giới hạn là chỉ tiêu cơ bản về khả năng chịu lực hơn là ứng suất cho phép.

+ Hệ số an toàn chỉ áp dụng riêng cho cường độ, chưa xét đến sự biến đổi của tải trọng.

+ Việc chọn hệ số an toàn dựa trên ý kiến chủ quan và không có cơ sở tin cậy về xác suất hư hỏng.

Để khắc phục thiếu sót này cần một phương pháp thiết kế có thể :

- + Dựa trên cơ sở cường độ giới hạn của vật liệu
- + Xét đến sự thay đổi tính chất cơ học của vật liệu và sự biến đổi của tải trọng
- + Đánh giá độ an toàn liên quan đến xác suất phá hoại .

Phương pháp khắc phục các thiếu sót trên đó là AASHTO-LRFD 1998 và nó được chọn làm cơ sở biên soạn tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05.

b) Thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng LRFD (Load and Resistance Factors Design)

Để xét đến sự thay đổi ở cả hai phía của bất đẳng thức trong phương trình 1.1. Phía sức kháng được nhân với một hệ số sức kháng ϕ dựa trên cơ sở thống kê ($\phi \leq 1$). Phía tải trọng được nhân lên với hệ số tải trọng γ dựa trên cơ sở thống kê tải trọng, γ thường lớn hơn 1. Vì hiệu ứng tải trong trạng thái giới hạn bao gồm một tổ hợp của nhiều loại tải trọng (Q_i) ở nhiều mức độ khác nhau của sự dự tính nên phía tải trọng được biểu hiện là tổng của các giá trị $\gamma_i.Q_i$. Nếu sức kháng danh định là R_n , tiêu chuẩn an toàn sẽ là:

$$\phi.R_n \geq \text{Hiệu ứng của } \Sigma \gamma_i.Q_i \quad (1.2)$$

Vì phương trình 1.2 chứa cả hệ số tải trọng và hệ số sức kháng nên phương pháp thiết kế được gọi là thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD).

Hệ số sức kháng ϕ cho trạng thái giới hạn cần xét tới tính phân tán của :

- + Tính chất vật liệu.
- + Phương trình dự tính cường độ.
- + Tay nghề công nhân.
- + Kiểm soát chất lượng.
- + Tình huống hư hỏng.

Hệ số tải trọng γ_i dùng cho các tải trọng đặc biệt cần xét tới độ phân tán (sự sai khác) của :

- + Độ lớn của tải trọng.
- + Sự sắp xếp của tải trọng.
- + Tổ hợp tải trọng có thể xảy ra

Ưu điểm của LRFD:

- + Có xét đến sự biến đổi cả về sức kháng và tải trọng
- + Đạt được mức độ an toàn đồng đều cho các TTGH khác nhau và các loại cầu mà không cần phân tích xác suất và thống kê phức tạp.

- + Phương pháp thiết kế thích hợp và ổn định.

Nhược điểm của LRFD:

- + Yêu cầu thay đổi tư duy thiết kế (so với tiêu chuẩn cũ)
- + Yêu cầu hiểu biết cơ bản về lý thuyết xác suất và thống kê
- + Yêu cầu có các số liệu đầy đủ về thống kê và thuật toán tính xác suất để chỉnh lý hệ số sức kháng trong trường hợp đặc biệt.

1.2.4. Nguyên tắc cơ bản của tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05.

a) Tổng quát

Cầu phải được thiết kế để đạt được các mục tiêu: thi công được, an toàn và sử dụng được, có xét đến các yếu tố: khả năng dễ kiểm tra, tính kinh tế, mỹ quan. Khi thiết kế cầu, để đạt được những mục tiêu này, cần phải thỏa mãn các trạng thái giới hạn. Kết cấu thiết kế phải có đủ độ dẻo, phải có nhiều đường truyền lực (có tính dư) và tầm quan trọng của nó trong khai thác phải được xét đến.

Nguyên tắc cơ bản của tiêu chuẩn TK cầu 22 TCN 272-05 là: Mỗi cấu kiện và liên kết phải thỏa mãn tất cả các TTGH cả tổng thể và cục bộ, được biểu diễn dưới dạng biểu thức sau:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n \quad (1.3)$$

Trong đó:

Q_i : Hiệu ứng tải trọng.

γ_i : Hệ số tải trọng theo thống kê.

R_n : Sức kháng danh định của vật liệu.

Φ : Hệ số sức kháng theo thống kê của sức kháng danh định.

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng.

Đối với mọi trạng thái giới hạn (trừ TTGHCD), hệ số sức kháng $\Phi = 1.0$

Hệ số điều chỉnh tải trọng η là hệ số xét đến tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác của cầu, có dạng tổng quát sau:

+ Nếu hệ số biến đổi tải trọng γ_i lấy theo giá trị $\gamma_{\max}$ thì hệ số điều chỉnh tải trọng η được xác định như sau:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95 \quad (1.4)$$

+ Nếu hệ số biến đổi tải trọng γ_i lấy theo giá trị $\gamma_{\min}$ thì hệ số điều chỉnh tải trọng η được xác định như sau:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.0 \quad (1.5)$$

Trong đó:

η_D = Hệ số dèo.

η_R = Hệ số dư thừa.

η_I = Hệ số tầm quan trọng.

Trừ trạng thái giới hạn cường độ, đối với tất cả các TTGH khác $\eta_D = \eta_R = 1.0$.

b, Khái niệm về tính dèo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác.

Hệ số xét đến tính dèo (η_D):

Tính dèo là một yếu tố quan trọng đối với sự an toàn của cầu. Nhờ tính dèo, khi một bộ phận chịu lực quá tải nó sẽ phân bố nội lực sang các bộ phận khác, do đó kết cấu có dự trữ độ bền. Nếu vật liệu không dèo thì kết cấu sẽ bị phá hoại đột ngột khi bị quá tải, phá hoại giòn. Có thể biến kết cấu BTCT thành dèo nếu ta bố trí cốt thép một cách hợp lý. Nếu ta tuân thủ đầy đủ các quy định của tiêu chuẩn thì các phần tử sẽ có tính dèo.

Các trị số đối với trạng thái giới hạn cường độ:

+ $\eta_D \geq 1.05$: Cho cầu kiện và liên kết không dèo.

+ $\eta_D = 1.00$: Cho các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng Tiêu chuẩn này.

+ $\eta_D \geq 0,95$: Cho các cầu kiện và liên kết có tính dèo, hoặc dùng các biện pháp tăng thêm tính dèo.

Hệ số dư thừa (η_R):

Tính dư có tầm quan trọng đặc biệt đối với khoảng an toàn của kết cấu cầu. Một kết cấu siêu tĩnh được xem là dư thừa vì nó có nhiều liên kết hơn so với yêu cầu cân bằng tĩnh học. 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. Khái niệm nhiều đường truyền lực là tương đương với tính dư thừa. Các đường truyền lực đơn hay các kết cấu cầu không dư được khuyến cáo không nên sử dụng. Các bộ phận hoặc cầu kiện chính mà sự hư hỏng của chúng gây ra sập đổ cầu phải được coi là có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan không có tính dư, các bộ phận có nguy cơ hư hỏng có thể được xem là phá hoại giòn. Các bộ phận hoặc cầu kiện mà sự hư hỏng của chúng không gây nên sập đổ cầu được coi là không có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan là dư.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

+ $\eta_R \geq 1.05$: Cho các bộ phận không dư.

+ $\eta_R = 1.00$: Cho các mức dư thông thường.

+ $\eta_R \geq 0,95$: Cho các mức dư đặc biệt.

Tầm quan trọng trong khai thác (η_I):

Điều quy định này chỉ dùng cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt. Các cầu có thể được xem là có tầm quan trọng trong khai thác nếu chúng nằm trên con đường nối giữa các khu dân cư và bệnh viện hoặc trường học, hay là con đường dành cho lực lượng công an, cứu hỏa và các phương tiện giải cứu đối với nhà ở, cơ quan và các khu công nghiệp. Cầu cũng có thể được coi là quan trọng nếu chúng giúp giải quyết tình trạng đi vòng do tắc đường, giúp tiết kiệm thời gian và xăng dầu cho người lao động khi đi làm và trở về nhà. Nói tóm lại, khó có thể tìm thấy tình huống mà cầu không được coi là quan trọng trong khai thác. Một ví dụ về cầu không quan trọng là cầu trên đường phụ dẫn tới một vùng hẻo lánh được sử dụng không phải quanh năm. 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 trong khai thác.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt.

+ $\eta_I \geq 1.05$: Cho các cầu quan trọng.

+ $\eta_I = 1.00$: Cho các cầu điển hình.

+ $\eta_I \geq 0.95$: Cho các cầu tương đối ít quan trọng.

c) Các trạng thái giới hạn theo 22 TCN 272-05

TTGH là trạng thái mà vượt qua nó kết cấu hay một bộ phận nào đó không hoàn thành được nhiệm vụ mà thiết kế đề ra. Tiêu chuẩn 05 đề cập tới 4 TTGH sau:

*** TTGH sử dụng:** TTGHSD phải xét đến như một biện pháp nhằm hạn chế đối với ứng suất, biến dạng và bề rộng vết nứt dưới điều kiện sử dụng bình thường.

*** Trạng thái giới hạn mỏi và phá hoại giòn:** Trạng thái giới hạn mỏi phải được xét đến trong tính toán như một biện pháp nhằm hạn chế về biên độ ứng suất do một xe tải thiết kế gây ra với số chu kỳ biên độ ứng suất dự kiến. Trạng thái giới hạn phá hoại giòn phải được xét đến như một số yêu cầu về tính bền của vật liệu theo Tiêu chuẩn vật liệu.

*** Trạng thái giới hạn cường độ:** Trạng thái giới hạn cường độ phải được xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cục bộ và ổn định tổng thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong phạm vi tuổi thọ thiết kế của nó:

+ Trạng thái giới hạn cường độ I: Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió.

+ Trạng thái giới hạn cường độ II: Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s.

+ Trạng thái giới hạn cường độ III: Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

TTGH cường độ là một TTGH được quyết định bởi cường độ tĩnh của vật liệu tại một mặt cắt có vết nứt đã cho. Có 3 tổ hợp tải trọng cường độ khác nhau được quy định trong bảng 1.1. Đối với một bộ phận riêng biệt của kết cấu cầu, chỉ một hoặc có thể hai trong số các tổ hợp tải trọng này cần được xét đến. Sự khác biệt trong các tổ hợp tải trọng cường độ chủ yếu liên quan đến các hệ số tải trọng được quy định đối với hoạt tải. Tổ hợp tải trọng sinh ra hiệu ứng lực lớn nhất được so sánh với cường độ hoặc sức kháng của mặt cắt ngang của cầu kiện. Trong tính toán sức kháng đối với hiệu ứng tải trọng đã nhân hệ số như lực dọc trục, lực uốn, lực cắt hoặc xoắn, sự không chắc chắn được biểu thị qua hệ số giảm cường độ hay hệ số sức kháng ϕ . Hệ số ϕ là hệ số nhân của sức kháng danh định R_n và điều kiện an toàn là thỏa mãn phương trình tổng quát 1.3.

*** Trạng thái giới hạn đặc biệt:** Trạng thái giới hạn đặc biệt phải được xét đến để đảm bảo sự tồn tại của cầu khi động đất hoặc lũ lớn hoặc khi bị tàu thủy, xe cộ va. Những sự cố này thường xảy ra với chu kỳ lớn tuổi thọ thiết kế của cầu, nên được coi là những sự cố đặc biệt và tại mỗi thời điểm, chỉ xét đến một sự cố. Tuy nhiên những sự cố này có thể được tổ hợp với lũ lụt lớn ($T = 100 \div 500$ năm) hoặc với các ảnh hưởng của xói lở.

I.2.5. Tải trọng và tổ hợp tải trọng

a) Phân loại các tải trọng

- Tải trọng thường xuyên: Là tải trọng nằm bất động trên cầu trong một thời gian dài, có thể trong suốt thời gian phục vụ của cầu, như trọng lượng bản thân kết cấu, lớp phủ mặt cầu, lan can,...

- Tải trọng tức thời: Là tải trọng trong quá trình khai thác, tác dụng bất kỳ theo thời gian và không gian, khác nhau về độ lớn và tính chất, như hoạt tải xe, gió, động đất, lũ,...

- Các tải trọng thường xuyên bao gồm:

- + 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.

- Các tải trọng tức thời bao gồm:

- + 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 = Gradient 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.

b) Các tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng tương ứng

Tiêu chuẩn AASHTO LRFD quy định xét 11 tổ hợp tải trọng.

Trong Tiêu chuẩn 22TCN 272-05, việc tổ hợp tải trọng được đơn giản hóa phù hợp với điều kiện Việt nam. Có 6 tổ hợp tải trọng được quy định như trong bảng 1.1.

Bảng 1.1 - Các tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng tương ứng theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-05

Tổ hợp tải trọng Trạng thái giới hạn	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Chỉ dùng 1 trong các tải trọng		
										EQ	CT	CV
Cường độ I	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ II	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ III	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.0	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Đặc biệt	γ_p	0.5	1.00	-	-	1.0	-	-	-	1.0	1.0	1.0
Sử dụng	1.0	1.00	1.00	0.3	1.00	1.0	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Mỗi chỉ có LL,IM và CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CHÚ Ý:

1. Khi tính với các xe đặc biệt do chủ đầu tư quy định hoặc có giấy phép qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong trạng thái giới hạn cường độ I có thể giảm còn 1.35.
2. Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (Cầu nhịp lớn), cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải nhưng với hệ số tải trọng bằng 1.5 cho tất cả các tải trọng thường xuyên.
3. Đối với cầu qua sông phải xem xét đến sự thay đổi về điều kiện nền móng do lũ xói ở trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng.
4. Đối với các cầu qua sông, khi kiểm tra các hiệu ứng của tải trọng EQ, CT, CV ở TTGH đặc biệt thì tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể lấy dựa trên lũ trung bình hàng năm. Nhưng kết cấu phải được kiểm tra những tình huống thay đổi điều kiện của móng do xói lũ trong TTGH đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có EQ, CT hay CV tác dụng.

5. Để kiểm tra chiều rộng vết nứt ,trong kết cấu bê tông ứng suất trước ở trạng thái giới hạn sử dụng hệ số tải trọng của hoạt tải có thể giảm xuống còn 0.80.
6. Để kiểm tra kết cấu thép ở TTGH sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1.30.
 - Các hệ số lớn của hệ số tải trọng trong TU,CR và SH để tính biến dạng, giá trị nhỏ hơn để tính các hiệu ứng khác.
 - Hệ số tải trọng đối với Gradient nhiệt được lấy như sau:
 - i. Bằng 0.00 tại TTGH cường độ và đặc biệt.
 - ii. Bằng 1.0 tại TTGH sử dụng khi không xét hoạt tải.
 - iii. Bằng 0.5 tại TTGH sử dụng khi có hoạt tải.

Đối với cầu thi công phân đoạn phải xét đến tổ hợp sau đây ở trạng thái giới hạn sử dụng: DC + DW + EH + EV + WA + CR + SH + TG + EL.

Hệ số tải trọng thi công:

- + Hệ số tải trọng dùng cho tĩnh tải không được nhỏ hơn 1.25.
- + Hệ số tải trọng cho các thiết bị và tác động xung kích không được nhỏ hơn 1.50. Hệ số tải trọng gió trong thi công không được nhỏ hơn 1.25. Các tải trọng khác lấy bằng 1.00.

Bảng 1.2 – Hệ số tải trọng dùng cho tĩnh tải thường xuyên γ_p

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Max	Min
DC: Các bộ phận và liên kết	1.25	0.90
DD: Lực ma sát âm	1.8	0.45
DW: Lớp áo đường và thiết bị	1.5	0.65
EH: Áp lực ngang của đất:		
* Áp lực đất chủ động.	1.5	0.9
* Áp lực đất bị động.	1.35	0.9
EV: Áp lực đất thẳng đứng:		
* Ổn định tổng thể.	1.35	Không áp dụng
* Tường chắn.	1.35	1.00
* Kết cấu cứng bị vùi lấp.	1.30	0.90
* Khung cứng.	1.35	0.90
* Kết cấu mềm bị vùi (không phải cống hộp thép).	1.85	0.90

* Cống hộp thép mềm.	1.50	0.90
ES: Đất chất thêm.	1.50	0.75

c) Hoạt tải thiết kế.

Số làn xe thiết kế

Bề rộng làn xe được lấy bằng 3500 mm để phù hợp với quy định của “Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô”. Số làn xe thiết kế được xác định bởi phần nguyên của tỉ số $w/3500$, trong đó w là bề rộng khoảng trống của lòng đường giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, tính bằng mm. Khi lòng đường rộng từ 6000 ÷ 7200mm, phải tính là có hai làn xe thiết kế, mỗi làn bằng một nửa bề rộng lòng đường.

Hệ số làn xe

Nếu trên cầu đồng thời có một số làn xe, thì phải nhân với hệ số làn xe, để xét đến xác suất xảy ra hiệu ứng cực đại.

Bảng 1.3 - Hệ số làn xe m

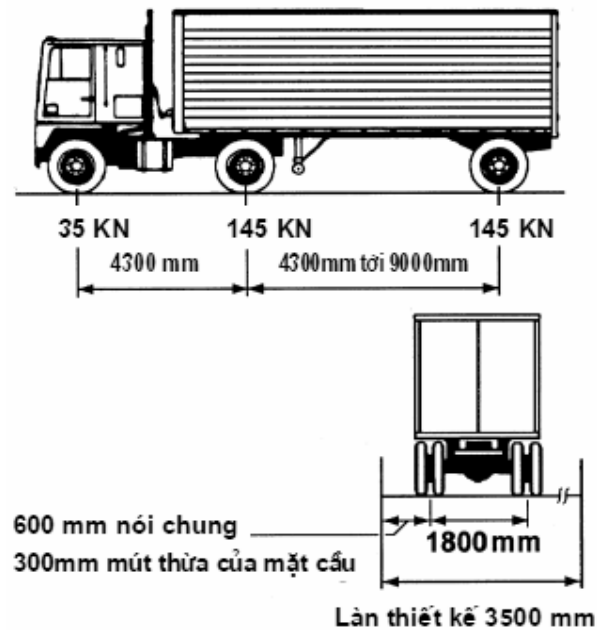
Số làn xe	Hệ số làn xe
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Hoạt tải xe ô tô thiết kế: Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay các kết cấu phụ trợ có ký hiệu là HL-93, là một tổ hợp bao gồm:

- + Xe tải thiết kế kết hợp với tải trọng làn thiết kế, hoặc
- + Xe hai trục thiết kế kết hợp với tải trọng làn thiết kế

Xe tải thiết kế: Trọng lượng, khoảng cách các trục và khoảng cách các bánh xe của xe tải thiết kế được cho trên hình 1.1. Lực xung kích được lấy theo bảng 1.4.

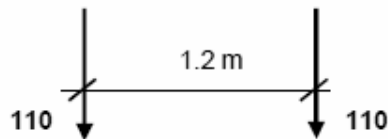
- + Cự ly giữa hai trục sau của xe phải được thay đổi giữa 4300 mm và 9000 mm để gây ra ứng lực lớn nhất.
- + Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục thấp hơn tải trọng cho trên hình 1.1 bởi các hệ số chiết giảm 0.50 hoặc 0.65.



Hình 1.1 – Đặc điểm của xe tải thiết kế.

Xe hai trục : Xe hai trục gồm một cặp trục 110.000 N cách nhau 1200 mm. Khoảng cách theo chiều ngang của các bánh xe bằng 1800 mm. Lực xung kích được lấy theo bảng 1.4.

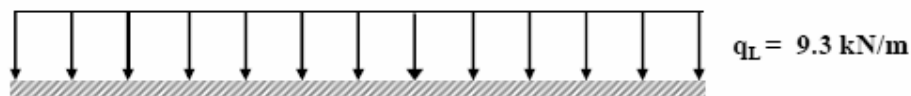
+ Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, chủ đầu tư có thể xác định tải trọng hai trục thấp hơn tải trọng nói trên bởi các hệ số chiết giảm 0.50 hoặc 0.65.



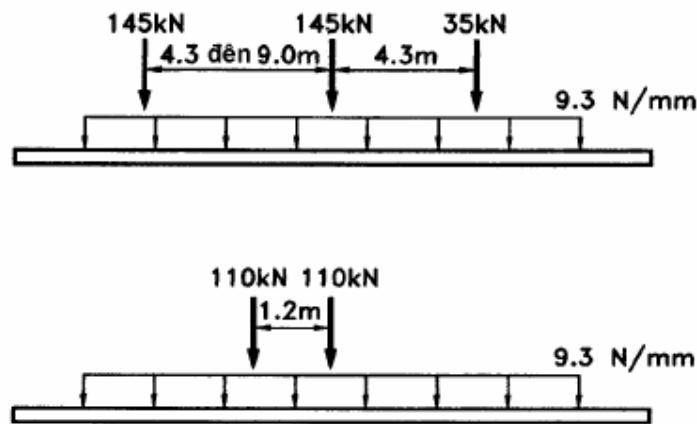
Hình 1.2 – Đặc điểm của xe hai trục.

Tải trọng làn thiết kế: Tải trọng làn thiết kế là tải trọng có cường độ 9,3 N/mm phân bố đều theo chiều dọc cầu. Theo chiều ngang cầu, tải trọng được giả thiết là phân bố đều trên bề rộng 3000 mm. Khi tính nội lực do tải trọng làn thiết kế, không xét tác động xung kích.

+ Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, tải trọng làn vẫn có giá trị 9,3 N/mm, không nhân với hệ số giảm cấp đường.



Hình 1.3 – Tải trọng làn thiết kế.



Hình 1.4 - Hoạt tải thiết kế theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 và AASHTO LRFD.

Lực xung kích: Tác động tĩnh học của xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế phải được lấy tăng thêm một tỉ lệ phần trăm cho tác động xung kích IM, được quy định trong bảng 1.4.

Bảng 1.4 – Lực xung kích

Kết cấu	IM
Mỗi nối bản mặt cầu (Tất cả các trạng thái giới hạn)	75%
Tất cả các kết cấu khác:	
* TTGH mỏi và đứt gãy	15%
* Các trạng thái giới hạn khác	25%

Lực xung kích không tính với các trường hợp sau đây:

- + Lực xung kích không tính cho tải trọng làn và tải trọng người đi.
- + Các tường chắn không chịu phản lực thẳng đứng từ kết cấu nhịp.
- + Các bộ phận móng được chôn sâu dưới lòng đất.

1.2.6. Một số yêu cầu chung khi thiết kế KCT cầu

a) Độ võng trước

KCT khi thiết kế và chế tạo cần phải tạo độ võng trước nhằm khắc phục độ võng do tĩnh tải và có phối hợp với trắc dọc tuyến đường.

b) Chiều dày thép bản tối thiểu:

- Chiều dày tối thiểu thông thường của thép bản là 8mm
- Đối với vách của thép hình cán nóng I, U, và các sườn kín trong bản trục hướng, thì chiều dày tối thiểu là 7mm.

I. 3. VẬT LIỆU THÉP XÂY DỰNG.

Các thuộc tính cơ bản của thép là thể hiện ở cường độ chảy, cường độ kéo đứt, độ dẻo, độ rắn và độ dai, các thuật ngữ trên được phân biệt như sau:

- + *Cường độ chảy* là ứng suất mà tại đó xảy ra sự tăng biến dạng mà ứng suất không tăng.
- + *Cường độ chịu kéo* là ứng suất lớn nhất đạt được trong thí nghiệm kéo.
- + *Độ dẻo* là chỉ số của vật liệu phản ánh khả năng giữ được biến dạng quá đàn hồi mà không xảy ra phá hoại. Nó có thể được tính bằng tỷ số giữa độ giãn khi phá hoại và độ giãn ở điểm chảy đầu tiên.
- + *Độ rắn* là thuộc tính của vật liệu cho phép chống lại sự mài mòn bề mặt.
- + *Độ dai* là thuộc tính của vật liệu cho phép tiêu hao năng lượng mà không xảy ra phá hoại.

I.3.1. Thành phần hóa học của thép.

Thành phần hoá học có ảnh hưởng trực tiếp tới cấu trúc của thép, do đó có liên quan chặt chẽ đến tính chất cơ học của nó. Thành phần hoá học chủ yếu của thép là sắt (Fe) và các bon (C). Lượng các bon tuy rất nhỏ nhưng có ảnh hưởng quan trọng đối với tính chất cơ học của thép: lượng các bon càng nhiều thì cường độ của thép càng cao nhưng tính dẻo, tính dai và tính hàn của nó giảm. Thép dùng trong xây dựng đòi hỏi phải có tính dẻo cao để tránh đứt gãy đột ngột nên hàm lượng các bon được hạn chế khá thấp, thường không lớn hơn 0.2-0.22 % về khối lượng.

Trong thép các bon thường, ngoài sắt và các bon còn có những nguyên tố hoá học khác. Các nguyên tố hoá học có lợi thường gặp là mangan (Mn) và silic (Si). Các nguyên tố có hại có thể kể đến là photpho (P) và lưu huỳnh (S) ở thể rắn, ô xy (O) và ni tơ (N) ở thể khí. Các nguyên tố có hại này, nói chung, làm cho thép trở nên giòn, đặc biệt khi thép làm việc trong điều kiện bất lợi (chịu ứng suất tập trung, tải trọng lặp, chịu nhiệt độ cao...).

Thép hợp kim là loại thép mà ngoài những thành phần hoá học kể trên, còn có thêm các nguyên tố kim loại bổ sung. Các nguyên tố này được đưa vào nhằm cải thiện một số thuộc tính tốt của thép như làm tăng cường độ mà không giảm tính dẻo, tăng khả năng chống gỉ hay khả năng chống mài mòn. Chẳng hạn, crôm và đồng làm tăng khả năng chống gỉ của thép, được sử dụng trong chế tạo thép chống gỉ, mangan làm tăng cường độ của thép và có thể kiềm chế ảnh hưởng xấu của sunfua. Tuy nhiên, hàm lượng các kim loại bổ sung càng cao (hợp kim cao) thì tính dẻo, tính dai, tính hàn càng giảm. Thép hợp kim dùng trong xây dựng là thép hợp kim thấp với thành phần kim loại bổ sung khoảng 1.5-2.0%.

Bảng 1.5 - Ảnh hưởng của các thành phần hợp kim.

Thành phần	Ảnh hưởng
Nhôm(Al)	Thép nóng đã khử o-xy. Hạt mịn: Làm tăng cường độ và độ dai
Boron(B)	Hàm lượng nhỏ (0.0005%), tăng độ cứng, thép sôi, chỉ dùng thép khử nhôm. Hiệu quả ở mức các-bon thấp.
Calcium(Ca)	Kiểm tra hình dạng kim loại.
Cacbon(C)	Thành phần chính tạo độ cứng cho thép. Nâng cao cường độ và độ cứng. Giảm tính dẻo tính dai và tính hàn. Khuynh hướng sử dụng trung bình.
Crom(Cr)	Nâng cao cường độ và chống gỉ.
Đồng(Cu)	Nâng cao tính chống gỉ trong không khí.
Man gan(Mn)	Nâng cao cường độ. Kiểm tra ảnh hưởng có hại của sunfua.
Mô-líp-đen(Mo)	Nâng cao cường độ chịu kéo ở nhiệt độ cao và co ngót.
Niobium(Nb)	Nâng cao tính dai và cường độ.
Niken(Ni)	Nâng cao cường độ và tính dai.
Nito(N)	Nâng cao cường độ và độ cứng
Phốt pho (P)	Nâng cao cường độ và độ cứng. Giảm tính dẻo và tính dai. Tăng tính chống gỉ. Khuynh hướng muốn tác ra.
Silic(Si)	Chất khử oxy của thép lỏng.
Sunfua(S)	Giảm tính dẻo tính dai và tính hàn Ảnh hưởng xấu đến chất lượng bề mặt. Khuynh hướng muốn tách ra
Titan(T)	Tăng co ngót, tăng cường độ phá hoại và độ cứng.

I.3.2. Các sản phẩm thương mại.

Thép lỏng từ bình chứa được rót vào các khuôn, đúc thành thỏi hoặc vào các máy đúc liên tục. Thép trong khuôn đúc rắn lại trong quá trình nguội lạnh, sau đó được chuyển sang quá trình thứ hai, từ đó thép thỏi được gia công thành tấm, thành thỏi, thành thanh.

Trong quá trình đúc liên tục trực tiếp tạo ra tấm, thỏi, thanh từ bể thép lỏng. Quá trình này đang trở thành chủ yếu vì nó cho chất lượng thép tốt hơn các loại thép chế tạo từ thỏi và giá cả thấp hơn.

Thép tấm được gia công nhiệt và tôi trước khi tạo thành dạng tấm mỏng cuối cùng. Các mép dọc thường được cắt bằng lửa thành đường để tạo thành các tấm có bề rộng bất kỳ sau đó cho qua máy cán cắt thành đoạn có chiều dài. Thép bản cán gia công nhiệt trước hoặc sau khi tạo thành tấm.

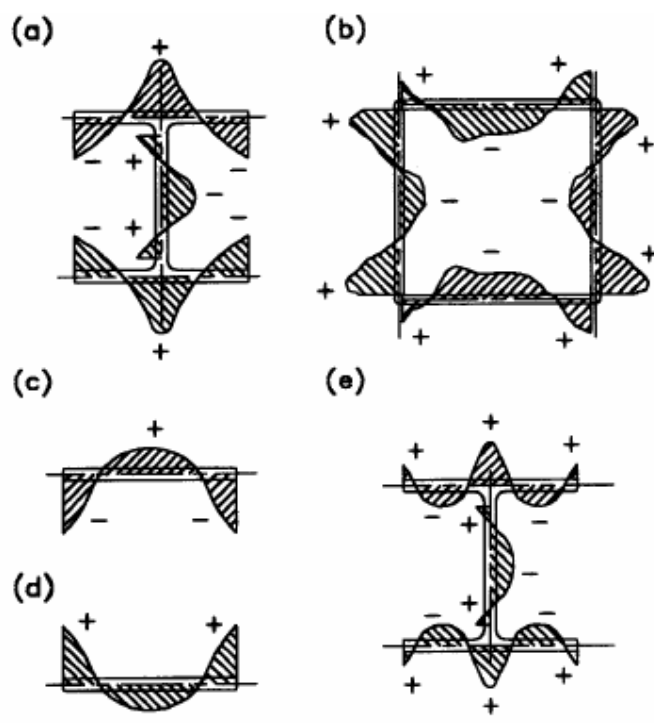
Thép thỏi được gia công nhiệt và liên tục đưa qua một loạt con lăn đứng trong một máy cán để tạo ra các tiết diện cánh rộng như thép U, thép I, thép góc L. Có 4 giai đoạn cán đứng, mỗi giai đoạn cán lăn nhiều lần để biến thép thỏi thành sản phẩm cuối cùng. Có máy cắt, máy dập thô một máy trung gian và máy kết thúc. Mỗi máy đều có con lăn đứng và ngang. Thép công trình được cắt theo chiều dài, để nguội và nắn thẳng bằng thước cán.

I.3.3. Ứng suất dư.

Ứng suất tồn tại trong các bộ phận kết cấu mà không do tác động của bất kỳ ngoại lực nào được gọi là ứng suất dư. Điều quan trọng là nhận biết sự có mặt của nó vì ứng suất dư ảnh hưởng đến cường độ của các cấu kiện chịu lực. Ứng suất dư có thể phát sinh trong quá trình gia công nhiệt, gia công cơ học hay quá trình luyện thép. Ứng suất dư do gia công nhiệt hình thành khi sự nguội xảy ra không đều. Ứng suất dư do gia công cơ học xảy ra do biến dạng dẻo không đều khi bị kích ép. Ứng suất dư do luyện kim sinh ra do sự thay đổi cấu trúc phân tử của thép.

Khi mặt cắt ngang được chế tạo bằng hàn ba chiều, ứng suất dư xuất hiện ở cả ba chiều. Sự đốt nóng và nguội đi làm thay đổi cấu trúc của kim loại và sự biến dạng thường bị cản trở, gây ra ứng suất dư kéo có thể đạt tới 400 MPa trong mỗi hàn.

Nhìn chung, các mép của tấm và thép bình thường chịu ứng suất dư nén, khi được cắt bằng nhiệt thì chịu ứng suất dư kéo. Các ứng suất này được cân bằng với ứng suất tương đương có dấu ngược lại ở vị trí khác trong cấu kiện. Hình 1.5 biểu diễn một cách định tính sự phân bố tổng thể ứng suất dư trong các thanh thép hàn và cán nóng. Chú ý rằng, các ứng suất trong hình này là ứng suất dọc thanh.



Hình 1.5 - Sơ họa ứng suất dư trong các mặt cắt thép cán và ghép trong xương.

(a) mặt cắt cán nóng, (b) mặt cắt hình hộp hàn, (c) bản cán mép, (d) bản cắt mép bằng lửa, (e) mặt cắt I tổ hợp hàn cắt mép bằng lửa.

I.3.4. Gia công nhiệt.

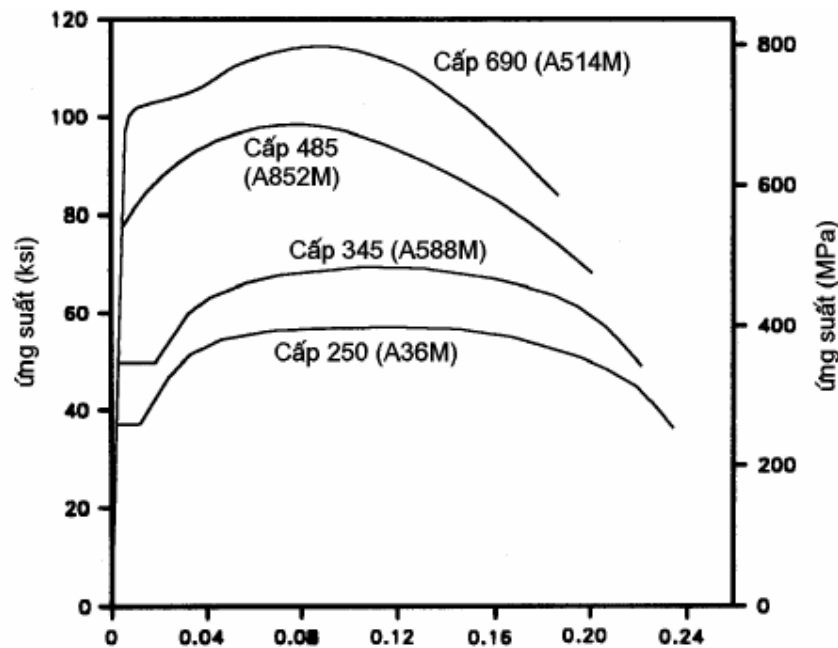
Thuộc tính cơ học của thép có thể được nâng cao bằng các phương pháp gia công nhiệt khác nhau: gia công làm nguội chậm và gia công làm nguội nhanh.

Gia công làm nguội chậm là phép tôi chuẩn thông thường. Nó bao gồm việc nung nóng thép đến một nhiệt độ nhất định, giữ ở nhiệt độ này trong một khoảng thời gian thích hợp rồi sau đó, làm nguội chậm trong không khí. Nhiệt độ tôi tùy theo loại gia công. Gia công làm nguội chậm làm tăng tính dẻo, tính dai của thép, làm giảm ứng suất dư giảm độ cứng.

Gia công làm nguội nhanh được chỉ định cho thép cầu, còn được gọi là tôi nhúng. Trong phương pháp này, thép được nung nóng tới tới khoảng 900°C , được giữ ở nhiệt độ đó trong một khoảng thời gian, sau đó được làm nguội nhanh bằng cách nhúng vào bể nước hoặc bể dầu. Sau khi nhúng, thép lại được nung tới khoảng 500°C , được giữ ở nhiệt độ này, sau đó được làm nguội chậm. Tôi nhúng làm thay đổi cấu trúc vi mô của thép, làm tăng cường độ, độ rắn và độ dai.

I.3.5. Phân loại thép kết cấu.

Các thuộc tính cơ học của các loại thép kết cấu điển hình được biểu diễn bằng bốn đường cong ứng suất - biến dạng trong hình 1.6. Mỗi đường cong đại diện cho một loại thép kết cấu với thành phần cấu tạo đáp ứng các yêu cầu riêng. Rõ ràng là các loại thép ứng xử khác nhau, trừ vùng biến dạng nhỏ gần gốc toạ độ. Bốn loại thép khác nhau này có thể được nhận biết bởi thành phần hoá học và cách xử lý nhiệt của chúng. Đó là thép cacbon (cấp 250), thép hợp kim thấp cường độ cao (cấp 345), thép hợp kim thấp gia công nhiệt (cấp 485) và thép hợp kim gia công nhiệt cường độ cao (cấp 690). Các thuộc tính cơ học nhỏ nhất của các thép này được cho trong bảng 1.6.



Hình 1.6 - Các đường cong ứng suất - biến dạng điển hình đối với thép kết cấu.

Bảng 1.6. Các thuộc tính cơ học nhỏ nhất của các thép cán nguội trong công trình, cường độ và chiều dày.

	Thép công trình.	Thép hợp kim thấp cường độ cao.		Thép hợp kim thấp tôi nhúng.	Thép hợp kim tôi nhúng cường độ cao.	
Theo AASHTO	M270 Cấp 250	M270 Cấp 345	M270 Cấp 345W	M270 Cấp 485W	M270 cấp 690/690W	
ASTM tương đương	A709M cấp 250	A709M Cấp 345	A709M Cấp 345W	A709M cấp 485 W	A709M cấp 690/690W	
Chiều dày tấm(mm)	Tối đa 100	Tối đa 100	Tối đa 100	Tối đa 100	Tối đa 65	Trên 65-100
Cường độ kéo min F_u (Mpa)	400	450	485	620	760	690
Cường độ kéo min F_y (Mpa)	250	345	345	485	690	620

Một tiêu chuẩn thống nhất hoá cho thép cầu được cho trong ASTM (1995) với ký hiệu A709/A709M-94a (M chỉ mét và 94a chỉ năm xét lại lần cuối). Sáu cấp thép tương ứng với bốn cấp cường độ được cho trong bảng 1.6 và hình 1.6. Cấp thép có ký hiệu “W” là thép chống gỉ, có khả năng chống gỉ trong không khí tốt hơn về cơ bản so với thép cacbon thường và có thể được sử dụng trong nhiều trường hợp mà không cần sơn bảo vệ.

Tất cả các cấp thép trong bảng 1.6 đều có thể hàn, tuy nhiên không phải với cùng một quy cách hàn. Mỗi cấp thép có những yêu cầu riêng về hàn phải được tuân theo.

Trong hình 1.6, các số trong ngoặc ở bốn mức cường độ thép là ký hiệu theo ASTM của thép có cường độ chịu kéo và thuộc tính biến dạng giống thép A709M. Các con số này được nêu là vì chúng quen thuộc đối với những người thiết kế khung nhà thép và các công trình khác. Sự khác nhau cơ bản nhất giữa các thép này và thép A709M là ở chỗ thép A709M được dùng cho xây dựng cầu và phải có yêu cầu bổ sung về thí nghiệm xác định độ dai. Các yêu cầu này khác nhau đối với các cấu kiện tới hạn đứt gãy và không đứt gãy trong tính toán ở TTGH mỏi và đứt gãy.

Hai thuộc tính của tất cả các cấp thép được coi là không đổi, là mô đun đàn hồi $E_s = 200$ GPa

và hệ số giãn nở vì nhiệt bằng $11,7.10^{-6}$.

Phần sau đây giới thiệu tóm tắt về thuộc tính của các cấp thép ứng với các cấp cường độ khác nhau. Để giúp so sánh các loại thép này, các biểu đồ ứng suất - biến dạng giai đoạn đầu và đường cong gi phụ thuộc thời gian được cho, tương ứng, trong các hình 1.7 và 1.8.

Thép các bon công trình:

Tên gọi như vậy thật ra không đặc trưng lắm vì tất cả thép công trình đều có các bon. Đây chỉ là định nghĩa kỹ thuật. Các tiêu chuẩn để định loại thép các bon có thể tham khảo trong mục 8.2.5, tài liệu [4].

Một trong những đặc trưng chủ yếu của thép các bon công trình là có điểm chảy được nhận biết rõ và tiếp theo là một thềm chảy dài. Điều này được miêu tả trong hình 1.6 và nó biểu thị tính dẻo tốt, cho phép phân phối lại ứng suất cục bộ mà không đứt gãy. Thuộc tính này làm cho thép các bon đặc biệt phù hợp khi sử dụng làm chi tiết liên kết.

Thép các bon có tính hàn tốt và thích hợp cho bản, thanh và các thép cán định hình trong xây dựng. Chúng được dự kiến cho sử dụng trong nhiệt độ không khí. Mức độ gi trong hình 17 đối với thép các bon có đồng (Cu) bằng khoảng một nửa thép các bon thông thường.

Thép hợp kim thấp cường độ cao:

Các thép này có thành phần hoá học được hạn chế để phát triển cường độ chảy và cường độ kéo đứt lớn hơn thép các bon nhưng lượng kim loại bổ sung nhỏ hơn trong thép hợp kim. Cường độ chảy cao hơn ($F_y = 345 \text{ MPa}$) đạt được trong điều kiện cán nóng hơn là qua gia công nhiệt. Kết quả là chúng có điểm chảy rõ ràng và tính dẻo tuyệt vời như được miêu tả trong hình 1.6.

Thép hợp kim thấp cường độ cao có tính hàn tốt và thích hợp cho bản, thanh và các thép cán định hình trong xây dựng. Các hợp kim này có sức kháng gi trong không khí cao hơn như cho thấy trong hình 1.7. Do có các phẩm chất tốt này, thép cấp 345 thường là sự lựa chọn đầu tiên của người thiết kế các cầu có nhịp trung bình và nhỏ.

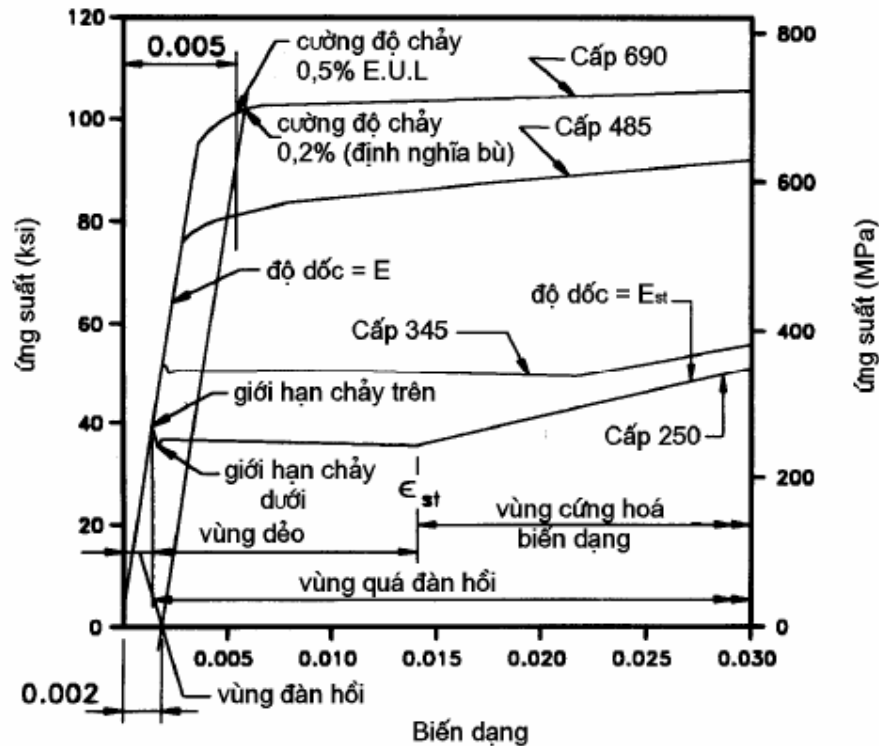
Thép hợp kim thấp gia công nhiệt:

Thép hợp kim thấp cường độ cao có thể được gia công nhiệt để đạt được cường độ chảy cao hơn ($F_y = 485 \text{ MPa}$). Thành phần hoá học cho các cấp 345W và 485W là gần như nhau. Việc xử lý nhiệt (tôi thép) làm thay đổi cấu trúc vi mô của thép và làm tăng cường độ, độ rắn và độ dai.

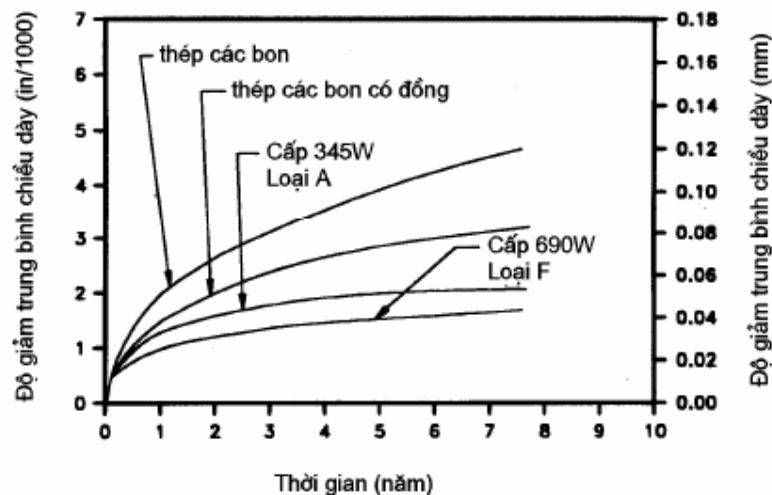
Sự gia công nhiệt làm điểm chảy của thép dịch chuyển cao lên như cho thấy trong hình 1.6. Có một sự chuyển tiếp rõ rệt từ ứng xử đàn hồi sang ứng xử quá đàn hồi. Cường độ

chảy của các thép này thường được xác định ở độ giãn bằng 0.5% dưới tác dụng của tải trọng hoặc ở độ giãn bằng 0.2% theo định nghĩa bù (xem hình 1.6).

Thép hợp kim thấp được gia công nhiệt có thể hàn, tuy nhiên chỉ thích hợp cho tấm. Sức kháng gỉ trong không khí của chúng là giống như thép hợp kim thấp cường độ cao.



Hình 1.6 Các đường cong ứng suất - biến dạng ban đầu điển hình đối với thép công trình.



Hình 1.7. Các đường cong gỉ cho một vài loại thép trong môi trường công nghiệp.

Thép hợp kim gia công nhiệt cường độ cao:

Thép hợp kim là loại thép có thành phần hoá học không phải như trong thép hợp kim thấp cường độ cao. Phương pháp gia công nhiệt tôi nhúng được thực hiện tương tự như đối với thép hợp kim thấp nhưng thành phần khác nhau của các nguyên tố hợp kim làm phát triển cường độ cao hơn ($F_y = 690 \text{ MPa}$) và tính dai lớn hơn ở nhiệt độ thấp.

Đường cong gi trong không khí đối với các thép hợp kim (cấp 690) được cho trong hình 1.7 và thể hiện sức kháng gi tốt nhất trong bốn cấp thép. Ở đây, cường độ chảy cũng được xác định ở độ giãn bằng 0.5% dưới tác dụng của tải trọng hoặc ở độ giãn bằng 0.2% theo định nghĩa bù như miêu tả trong hình 1.6. Khi xem xét đường cong ứng suất-biến dạng đầy đủ trong hình 1.5, rõ ràng các thép được gia công nhiệt đạt cường độ chịu kéo dạng chớp và ứng suất giảm nhanh hơn so với thép không được xử lý nhiệt. Độ dẻo thấp hơn này có thể gây ra vấn đề trong một số tình huống khai thác và, do vậy, cần phải thận trọng khi sử dụng thép gia công nhiệt.

1.3.4. Ảnh hưởng của ứng suất lặp (sự mỏi).

Khi thiết kế kết cấu cầu thép, người thiết kế phải nhận thức được ảnh hưởng của ứng suất lặp. Xe cộ đi qua bất kỳ vị trí xác định nào đều lặp đi lặp lại theo thời gian. Trên đường cao tốc xuyên quốc gia, số chu kỳ ứng suất lớn nhất có thể hơn một triệu lần mỗi năm.

Các ứng suất lặp này được gây ra bởi tải trọng sử dụng và giá trị lớn nhất của ứng suất trong thép cơ bản của mặt cắt ngang nào đó sẽ nhỏ hơn so với cường độ của vật liệu. Tuy nhiên, nếu có hiện tượng tăng ứng suất do sự không liên tục về vật liệu hoặc về hình học, ứng suất tại nơi gián đoạn có thể dễ dàng lớn gấp hai hoặc ba lần ứng suất được tính toán từ tải trọng sử dụng.

Ngay cả khi ứng suất cao này tác dụng không liên tục, nếu nó lặp đi lặp lại nhiều lần thì hư hỏng sẽ tích lũy, vết nứt sẽ hình thành và sự phá hoại cấu kiện có thể xảy ra. Cơ chế phá hoại này, bao gồm biến dạng và sự phát triển vết nứt dưới tác động của tải trọng sử dụng, mà nếu tự bản thân nó thì không đủ gây ra phá hoại, được gọi là mỏi. Thép bị mỏi khi chịu mức ứng suất trung bình nhưng lặp lại nhiều lần. Mỏi là một từ xác đáng để mô tả hiện tượng này.

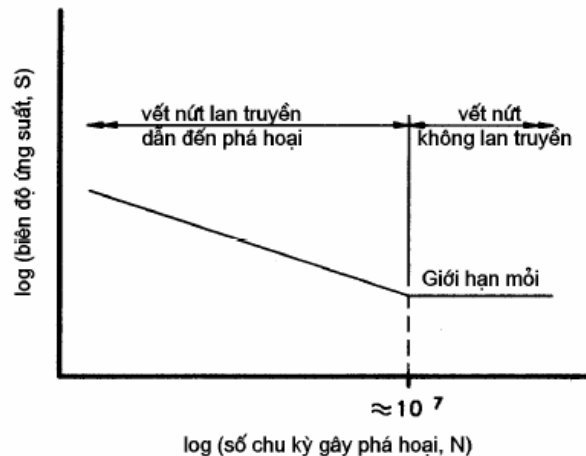
Xác định cường độ mỏi.

Cường độ mỏi không phải là một hằng số vật liệu như cường độ chảy hay mô đun đàn hồi. Nó phụ thuộc vào cấu tạo cụ thể của môi nối và, thực tế chỉ có thể được xác định bằng thực nghiệm. Vì hầu hết các vấn đề tập trung ứng suất do sự không liên tục về hình học và

vật liệu có liên quan đến liên kết hàn nên hầu hết các thí nghiệm về cường độ mỏi được thực hiện trên các loại mối hàn.

Quá trình thí nghiệm đối với mỗi liên kết hàn là cho một loạt mẫu chịu một biên độ ứng suất S nhỏ hơn cường độ chảy của thép cơ bản và lặp lại ứng suất này với N chu kỳ cho tới khi liên kết phá hoại. Khi giảm biên độ ứng suất, số chu kỳ lặp dẫn đến phá hoại tăng lên.

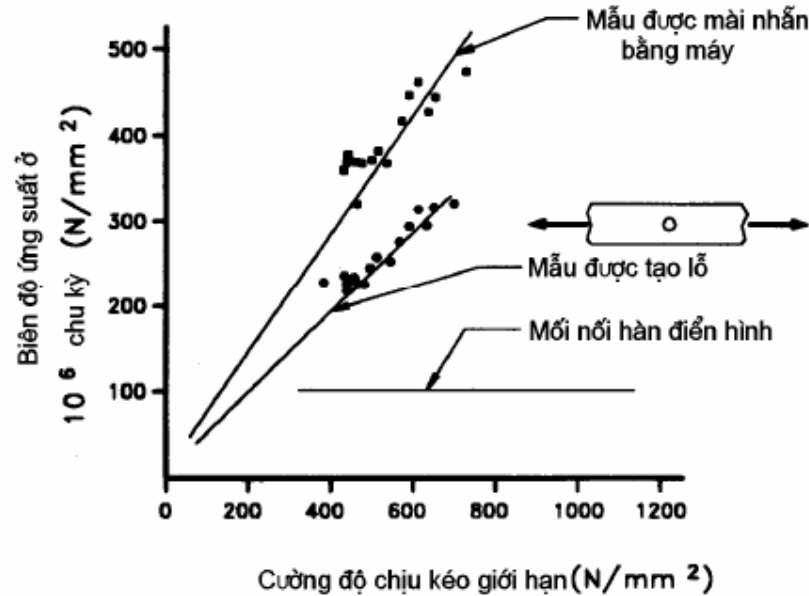
Kết quả thí nghiệm thường được biểu diễn bằng biểu đồ quan hệ giữa $\log S$ và $\log N$. Một biểu đồ S-N điển cho một liên kết hàn được cho trong hình 1.8. Tại một điểm bất kỳ trên biểu đồ, giá trị ứng suất là cường độ mỏi và số chu kỳ là tuổi thọ mỏi tại mức ứng suất đó. Chú ý rằng, khi biên độ ứng suất giảm tới một giá trị đặc trưng, số chu kỳ ứng suất có thể tăng không giới hạn mà không gây ra phá hoại. Ứng suất giới hạn này được gọi là giới hạn mỏi của liên kết.



Hình 1.8 - Biểu đồ S-N điển hình cho các mối nối hàn.

Ảnh hưởng của cường độ của vật liệu cơ bản:

Cường độ mỏi của các bộ phận không hàn tăng theo cường độ chịu kéo của vật liệu cơ bản. Cường độ mỏi này được biểu diễn trên hình 1.9 cho cả các mẫu tròn đặc và mẫu có lỗ. Tuy nhiên, nếu thép cường độ cao được sử dụng trong các cấu kiện hàn thì không có sự tăng trong cường độ mỏi.



Hình 1.9 - Cường độ mỏi so sánh với cường độ tĩnh

Sở dĩ có sự khác nhau trong ứng xử này là vì trong vật liệu không hàn, vết nứt phải được hình thành trước khi chúng có thể phát triển, trong khi ở các mối nối hàn, vết nứt đã có sẵn và tất cả chúng chỉ cần phát triển. Mức độ phát triển vết nứt không thay đổi nhiều theo cường độ chịu kéo, do đó cường độ mỏi của mối hàn không phụ thuộc vào loại thép được liên kết.

Ảnh hưởng của ứng suất dư:

Nói chung, mối hàn sẽ không được giảm ứng suất nên có thể giả thiết rằng, ứng suất dư sẽ tồn tại ở đâu đó trong liên kết. Nếu một chu kỳ ứng suất có biên độ S tác dụng thì biên độ ứng suất thực tế sẽ chạy từ σ_r tới $\sigma_r \pm S$ và biên độ ứng suất danh định là S . Do đó, có thể biểu diễn ứng xử mỏi của một mối hàn chỉ phụ thuộc vào biên độ ứng suất, không cần biết ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất thực tế. Trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, mối do tải trọng gây ra được xem xét phụ thuộc vào biên độ ứng suất và ứng suất dư được bỏ qua.

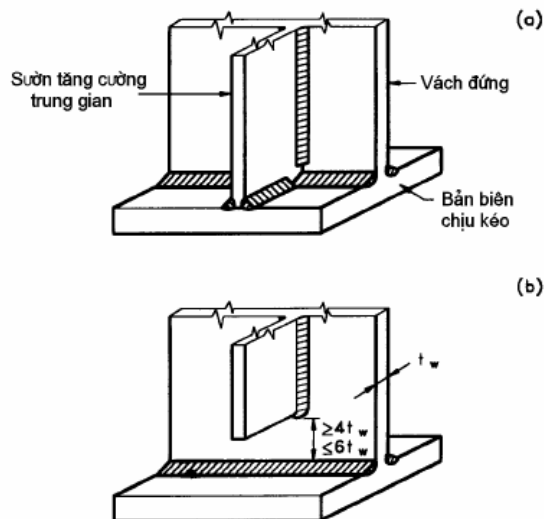
Nhận xét kết luận về mối

Mối là nguyên nhân phổ biến nhất gây phá hoại thép, chủ yếu là do vấn đề này không được nhận thức đầy đủ trong giai đoạn thiết kế. Sự chú ý thích đáng đến việc lựa chọn mối nối và cấu tạo chi tiết cũng như hiểu biết về các yêu cầu của tải trọng sử dụng có thể loại trừ hầu hết các vết nứt phá hoại, trong khi sự bỏ qua các nhân tố này có thể dẫn đến thảm họa.

I.3.5. Sự phá hoại giòn.

Một kỹ sư thiết kế cầu phải hiểu những điều kiện là nguyên nhân gây ra phá hoại giòn trong thép kết cấu. Phải tránh phá hoại giòn vì chúng không dẻo và có thể xảy ra ở ứng suất tương đối thấp. Khi có những điều kiện này, vết nứt có thể lan truyền rất nhanh và sự phá hoại đột ngột có thể xảy ra. Một trong những nguyên nhân của phá hoại giòn là trạng thái ứng suất kéo ba trục có thể xuất hiện ở một khe, rãnh trong một bộ phận hoặc do sự không liên tục bị cản trở trong một liên kết hàn.

Phá hoại giòn còn có thể xảy ra do nhiệt độ môi trường thấp. Thép công trình thể hiện tính dẻo ở nhiệt độ trên 0°C nhưng chuyển thành giòn khi nhiệt độ giảm. Liên kết hàn cần được cấu tạo để tránh ứng suất kéo ba chiều và khả năng phá hoại giòn. Một ví dụ là liên kết hàn của sườn tăng cường ngang trung gian với dầm ghép. Trước đây, sườn tăng cường này thường được thiết kế có chiều cao bằng chiều cao vách và được hàn cả vào biên nén và biên kéo. Nếu sườn tăng cường được hàn vào biên kéo như trong hình 1.10 thì sự cản trở biến dạng của mối hàn khi nguội theo ba phương sẽ sinh ra ứng suất căng ba chiều trong vách, là điều kiện thuận lợi để dẫn đến phá hoại giòn, đặc biệt khi đồng thời có sự giảm nhiệt độ hoặc có sự không hoàn hảo về vật liệu. Vì vậy, ngày nay, sườn tăng cường ngang không được phép hàn vào biên kéo.



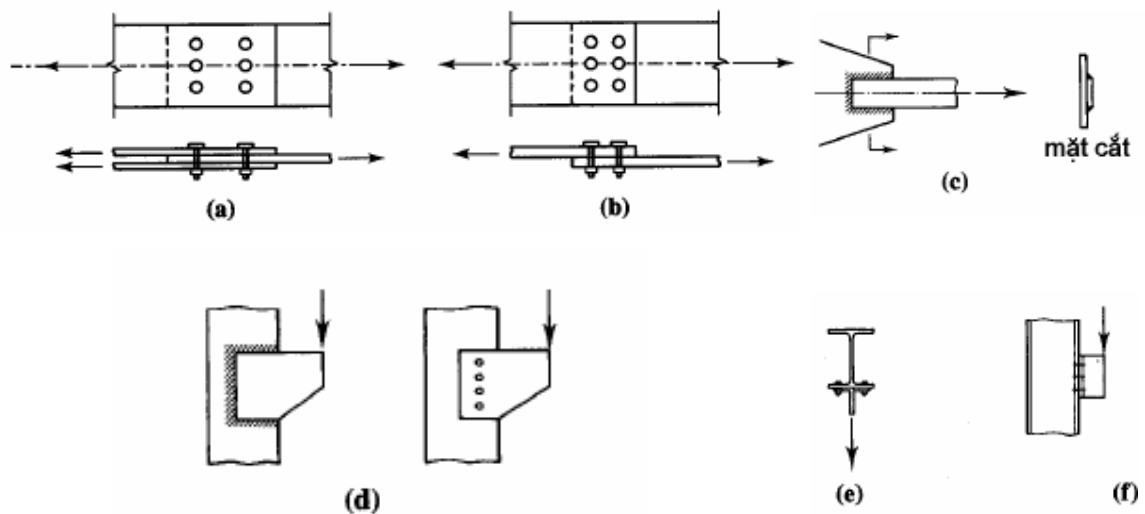
Hình 1.10 - Liên kết của sườn tăng cường ngang trung gian vào dầm ghép

(a) Cấu tạo không đúng, (b) Cấu tạo đúng.

CHƯƠNG II: LIÊN KẾT TRONG KẾT CẤU THÉP.

Trong các kết cấu thép hiện nay, có hai loại liên kết thường được sử dụng: liên kết đinh và liên kết hàn. Hình 2.1 giới thiệu một số dạng liên kết phổ biến trong kết cấu thép.

Liên kết đinh là cụm từ chung dùng để chỉ các loại liên kết có dạng thanh thép tròn xuyên qua lỗ của các bộ phận cần liên kết. Như vậy, đinh đại diện cho đinh tán, bu lông, bu lông cường độ cao, chốt ... Các loại liên kết đinh được đề cập trong chương này là liên kết bằng bu lông thường và liên kết bằng bu lông cường độ cao. Liên kết hàn có thể được dùng cho các mối nối ngoài công trường nhưng nói chung, chủ yếu được sử dụng để nối các bộ phận trong nhà máy. Tùy theo trường hợp chịu lực, các liên kết được phân chia thành liên kết đơn giản, hay liên kết chịu lực đúng tâm, và liên kết chịu lực lệch tâm.



Hình 2.1 - Cấu tạo liên kết.

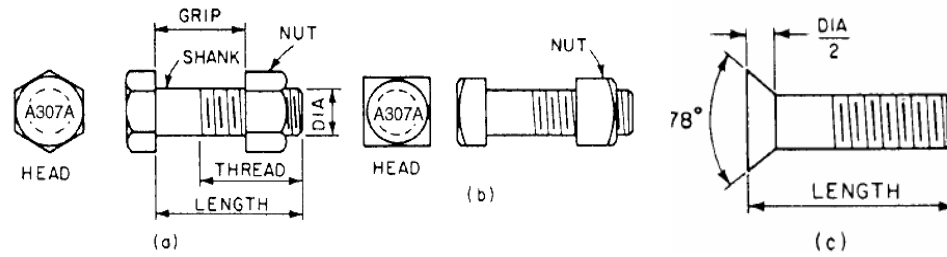
II.1. LIÊN KẾT BU LÔNG.

II.1.1. Cấu tạo liên kết bu lông.

Bu lông được phân biệt giữa bu lông thường và bu lông cường độ cao

II.1.1.1. Bu lông thường.

Bu lông thường được làm bằng thép ít cacbon ASTM A307 có cường độ chịu kéo 420 MPa. Bu lông A307 có thể có đầu dạng hình vuông, lục giác hoặc đầu chìm. Bu lông thép thường không được phép sử dụng cho các liên kết chịu môi.



Hình 2.2 – Bu lông thép ít cacbon A307 cấp A. Đầu bu lông do nhà sản xuất quy định

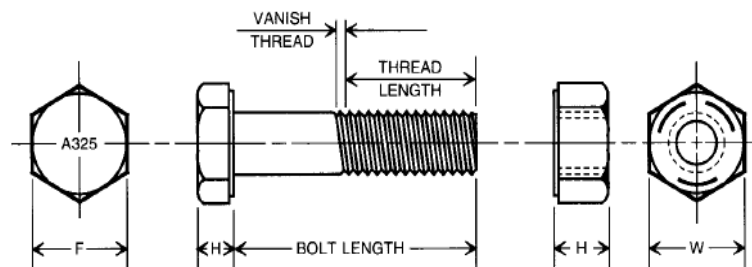
II.1.1.2. Bu lông cường độ cao.

Bu lông cường độ cao phải có cường độ chịu kéo nhỏ nhất 830 MPa cho các đường kính $d = 16 \div 27$ mm và 725 MPa cho các đường kính $d = 30 \div 36$ mm. Bu lông cường độ cao có thể dùng trong các liên kết chịu ma sát hoặc liên kết chịu ép mặt. Liên kết chịu ép mặt chịu được tải trọng lớn hơn nhưng gây biến dạng lớn khi chịu ứng suất đối dẫu nên chỉ được dùng trong những điều kiện cho phép. Trong cầu, mỗi nối bu lông chịu ép mặt không được dùng cho các liên kết chịu ứng suất đối dẫu.

Liên kết bu lông cường độ cao chịu ma sát thường dùng trong kết cấu cầu chịu tải trọng thường xuyên gây ứng suất đối dẫu hoặc khi cần tránh biến dạng trượt của mỗi nối. Liên kết bu lông cường độ cao chịu ép mặt chỉ được dùng hạn chế cho các bộ phận chịu ứng suất một dẫu và cho các bộ phận thứ yếu.

Trong xây dựng cầu, cả liên kết bu lông cường độ cao và liên kết hàn đều có thể được sử dụng cho các mối nối ngoài công trường song liên kết bu lông cường độ cao được dùng là chủ yếu. Liên kết hàn chỉ được sử dụng trong các liên kết thứ yếu, không chịu hoạt tải, dùng để liên kết các tấm mặt cầu hoặc các bộ phận không chịu lực chính.

Trong thực tế, thường sử dụng hai loại bu lông cường độ cao A325 và A490 với đầu mũ và đai ốc theo tiêu chuẩn ASTM như trên hình 2.2.



Hình 2.2 Bu lông cường độ cao.

Bu lông cường độ cao A325 có thể bằng thép chống gỉ. Các kích thước bu lông và đường ren răng có thể tham khảo bảng 5.1

Bảng 2.1. Chiều dài đường ren của bu lông cường độ cao.

Đường kính bu lông (mm).	Chiều dài ren danh định (mm).	Độ lệch ren (mm).	Chiều dài tổng cộng ren (mm).
12.7	25.4	4.8	30.2
15.9	31.8	5.6	37.3
19.0	35.0	6.4	41.4
22.2	38.1	7.1	45.2
25.4	44.5	7.9	52.3
28.6	50.8	8.6	59.4
31.8	50.8	9.7	60.5
35.0	57.2	11.2	68.3
38.1	57.2	11.2	68.3

Trong các liên kết bằng bu lông cường độ cao chịu ma sát, các bản nối được ép vào nhau nhờ lực xiết bu lông. Lực xiết bu lông cần đủ lớn để khi chịu cắt, ma sát giữa các bản thép đủ khả năng chống lại sự trượt. Liên kết chịu ma sát yêu cầu bề mặt tiếp xúc của các bản nối phải được làm sạch khỏi sơn, dầu mỡ và các chất bẩn. Cũng có thể dùng liên kết trong đó bu lông bị ép chặt, sự dịch chuyển của các bản nối được ngăn cản bởi thân bu lông.

Các kích thước lỗ bu lông không được vượt quá các trị số trong bảng 2.2.

Bảng 2.2 - Kích thước lỗ bu lông lớn nhất.

Đường kính BL	Lỗ chuẩn	Lỗ quá cỡ	Lỗ ovan ngắn	Lỗ ovan dài
d (mm)	Đường kính	Đường kính	Rộng x Dài	Rộng x Dài
16	18	20	18x22	18x40
20	22	24	22x26	22x50
22	24	28	24x30	24x55
24	26	30	26x33	26x60
27	30	35	30x37	30x67
30	33	38	33x40	33x75
36	39	44	39x46	39x90

Lỗ quá cỡ : Có thể dùng trong mọi lớp của liên kết bu lông cường độ cao chịu ma sát. Không dùng lỗ quá cỡ trong liên kết kiểu ép mặt.

Lỗ ô van ngắn : Có thể dùng trong mọi lớp của liên kết chịu ma sát hoặc ép mặt. Trong liên kết chịu ma sát, cạnh dài lỗ ô van được dùng không cần chú ý đến phương tác dụng của tải trọng, nhưng trong liên kết chịu ép mặt, cạnh dài lỗ ô van cần vuông góc với phương tác dụng của tải trọng.

Lỗ ô van dài: Chỉ được dùng trong một lớp của cả liên kết chịu ma sát và liên kết chịu ép mặt. Lỗ ô van dài có thể được dùng trong liên kết chịu ma sát không cần chú ý đến phương tác dụng của tải trọng, nhưng trong liên kết chịu ép mặt, cạnh dài lỗ ô van cần vuông góc với phương tác dụng của tải trọng.

II.1.1.3. Kích thước bu lông.

Trong xây dựng cầu, đường kính bu lông nhỏ nhất cho phép là 16 mm, tuy nhiên không được dùng bu lông đường kính 16 mm trong kết cấu chịu lực chính.

Các thép hình không cho phép dùng bu lông đường kính 16 mm có thể dùng cho các cấu kiện chịu lực phụ như lan can, tay vịn.

Các thép góc mà kích thước không yêu cầu xác định theo tính toán thì dùng các loại sau:

- + Bu lông đường kính 16 mm cho cánh thép góc 50 mm.
- + Bu lông đường kính 20 mm cho cánh thép góc 64 mm.
- + Bu lông đường kính 24 mm cho cánh thép góc 75 mm.
- + Bu lông đường kính 27 mm cho cánh thép góc 90 mm.

Đường kính bu lông trên các thép góc chịu lực chính không được lớn hơn 1/4 chiều rộng cánh thép góc.

II.1.1.4. Khoảng cách bu lông.

Cần phân biệt bước dọc và khoảng cách ngang của bu lông.

Bước dọc: Là khoảng cách từ tim đến tim bu lông theo phương tác dụng của lực. Nếu có hai hàng bu lông thì bước có thể là khoảng cách giữa hai bu lông liên tiếp trong một hàng hoặc khoảng cách từ bu lông này đến bu lông gần nhất của hàng kia tính theo đường song song với các hàng bu lông.

Bước ngang: Là khoảng cách giữa hai hàng bu lông liền kề nhau hoặc là khoảng cách từ lưng thép góc hoặc thép hình khác đến hàng bu lông đầu tiên.

Khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép

Việc quy định khoảng cách nhỏ nhất, khoảng cách lớn nhất giữa các bu lông cũng như từ bu lông tới mép cấu kiện nhằm những mục đích khác nhau.

Khoảng cách nhỏ nhất giữa các bu lông được quy định nhằm đảm bảo khoảng cách trống giữa các đai ốc và không gian cần thiết cho thi công (xiết bu lông). Khoảng cách nhỏ nhất từ bu lông tới mép cấu kiện được quy định nhằm mục đích chống xé rách thép cơ bản.

Khoảng cách lớn nhất giữa các bu lông cũng như từ bu lông tới mép cấu kiện được quy định nhằm đảm bảo mối nối chặt chẽ, chống ầm và chống lọt bụi cũng như chống cong vênh cho thép cơ bản.

Các yêu cầu cơ bản về khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05 được tóm tắt như sau:

+ Khoảng cách từ tim tới tim của các bu lông (theo mọi phương) không được nhỏ hơn $3d$, với d là đường kính của bu lông.

+ Khoảng cách nhỏ nhất từ tim lỗ tới mép cấu kiện (theo mọi phương), là hàm của kích thước bu lông và dạng gia công mép, được cho trong bảng 2.3. Khoảng cách từ tim lỗ tới mép thanh (theo mọi phương), nói chung không được lớn hơn 8 lần chiều dày của thanh nối mỏng nhất và không được lớn hơn 125 mm.

+ Khoảng cách giữa các bu lông và khoảng cách từ bu lông tới mép, ký hiệu tương ứng là s và Le , được minh hoạ trên hình 2.8.

Các điều khoản đầy đủ và chi tiết về khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép có thể được tham khảo trong Tài liệu [2], mục 6.13.2.6.

Bảng 2.3. Khoảng cách đến mép thanh tối thiểu (mm).

Đường kính bu lông (mm)	Các mép cắt (mm)	Các mép tấm, bản hay thép hình được cán hoặc các mép được cắt bằng khi đốt
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46

II.1.2. Tính toán liên kết bu lông chịu cắt.

II.1.2.1. Liên kết bu lông chịu cắt: Các trường hợp phá hoại.

Trước khi xem xét cường độ các cấp đặc trưng của bu lông, chúng ta cần nghiên cứu các trường hợp phá hoại khác nhau có thể xảy ra trong liên kết bằng bu lông chịu cắt. Có hai dạng phá hoại chủ yếu: Phá hoại của bu lông và phá hoại của bộ phận được liên kết.

Xét mối nối được biểu diễn trong hình 2.3a. Sự phá hoại của bu lông có thể được giả thiết xảy ra như trong hình vẽ. Ứng suất cắt trung bình trong trường hợp này sẽ là:

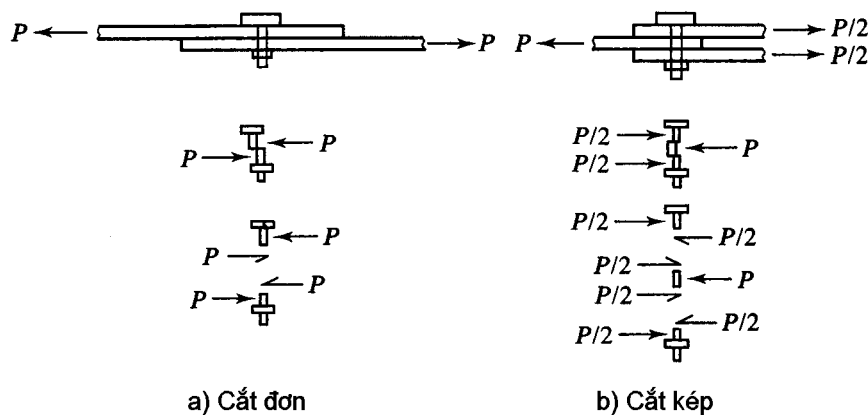
$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi d^2 / 4} \text{ Trong đó:}$$

+ P: Là lực tác dụng lên một bu lông.

+ A : Là diện tích mặt cắt ngang của bu lông .

+ D : Là đường kính của nó.

Lực tác dụng có thể được viết là: $P = f_v * A$. Mặc dù lực tác dụng trong trường hợp này không hoàn toàn đúng tâm nhưng độ lệch tâm là nhỏ và có thể được bỏ qua. Liên kết trong hình 2.4b là tương tự nhưng sự phân tích cân bằng lực ở các phần của thân bu lông cho thấy rằng, mỗi diện tích mặt cắt ngang chịu một nửa của tải trọng toàn phần, hay hoàn toàn tương đương, có hai mặt cắt ngang tham gia chịu tải trọng toàn phần. Trong trường hợp này, tải trọng là $P = 2 f_v A$ và đây là trường hợp cắt kép (cắt hai mặt). Liên kết bu lông trong hình 2.3a chỉ với một mặt chịu cắt được gọi là liên kết chịu cắt đơn (cắt một mặt). Sự tăng hơn nữa bề dày vật liệu tại liên kết có thể làm tăng số mặt phẳng cắt và làm giảm hơn nữa lực tác dụng trên mỗi mặt cắt. Tuy nhiên, điều này sẽ làm tăng chiều dài của bu lông và khiến cho nó có thể phải chịu uốn.

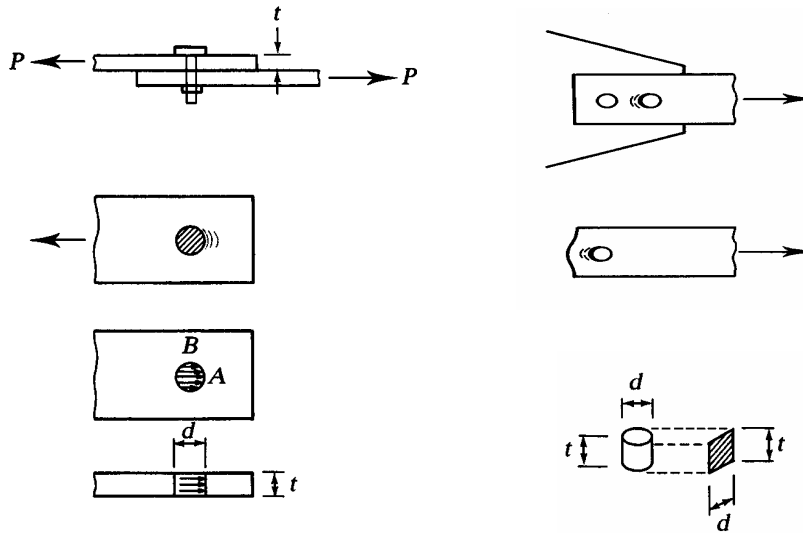


Hình 2.3 - Các trường hợp phá hoại cắt bu lông .

Các tình huống phá hoại khác trong liên kết chịu cắt bao gồm sự phá hoại của các bộ phận được liên kết và được chia thành hai trường hợp chính.

1. Sự phá hoại do kéo, cắt hoặc uốn lớn trong các bộ phận được liên kết. Nếu một cấu kiện chịu kéo được liên kết, lực kéo trên cả mặt cắt ngang nguyên và mặt cắt ngang hữu hiệu đều phải được kiểm tra. Tùy theo cấu tạo của liên kết và lực tác dụng, cũng có thể phải phân tích về cắt, kéo, uốn hay cắt khối. Việc thiết kế liên kết của một cấu kiện chịu kéo thường được tiến hành song song với việc thiết kế chính cấu kiện đó vì hai quá trình phụ thuộc lẫn nhau.
2. Sự phá hoại của bộ phận được liên kết do sự ép mặt gây ra bởi thân bu lông. Nếu lỗ bu lông rộng hơn một chút so với thân bu lông và bu lông được giả thiết là nằm lỏng lẻo trong lỗ thì khi chịu tải, sự tiếp xúc giữa bu lông và bộ phận được liên kết sẽ xảy ra trên khoảng một nửa chu vi của bu lông (hình 2.4). Ứng suất sẽ biến thiên từ giá trị lớn nhất tại A đến bằng không tại B; để đơn giản hoá, một ứng suất trung bình, được tính bằng lực tác dụng chia cho diện tích tiếp xúc, được sử dụng.

Do vậy, ứng suất ép mặt sẽ được tính là $f_p = P/(dt)$, với P là lực tác dụng lên bu lông, d là đường kính bu lông và t là bề dày của bộ phận bị ép mặt. Lực ép mặt, từ đó là $P = f_p dt$.



Hình 2.4 - Sự ép mặt của bu lông lên thép cơ bản.

II.1.2.2. Sức kháng ép mặt.

Cường độ chịu ép mặt không phụ thuộc vào loại bu lông vì ứng suất được xem xét là trên bộ phận được liên kết chứ không phải trên bu lông. Do vậy, cường độ chịu ép mặt cũng như các yêu cầu về khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép đầu cầu kiện, là những đại lượng không phụ thuộc vào loại bu lông, sẽ được xem xét trước khi bàn về cường độ chịu cắt và chịu kéo của bu lông.

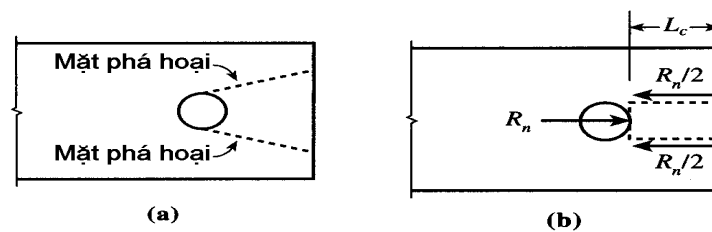
Các quy định của Tiêu chuẩn AISC về cường độ chịu ép mặt cũng như tất cả các yêu cầu đối với bu lông cường độ cao có cơ sở là các quy định của tiêu chuẩn RCSC, 2000 (Hội đồng nghiên cứu về liên kết trong kết cấu). Phần trình bày sau đây giải thích cơ sở của các công thức cho cường độ chịu ép mặt trong Tiêu chuẩn AISC cũng như AASHTO LRFD.

Một trường hợp phá hoại có thể xảy ra do ép mặt lớn là sự xé rách tại đầu một cầu kiện được liên kết như được minh họa trên hình 2.5a. Nếu bề mặt phá hoại được lý tưởng hóa như biểu diễn trên hình 2.5b thì tải trọng phá hoại trên một trong hai mặt sẽ bằng ứng suất phá hoại cắt nhân với diện tích chịu cắt

$$\frac{R_n}{2} = 0.6F_u L_c t \quad \text{Trong đó:}$$

- + $0.6F_u$: Ứng suất phá hoại cắt của cầu kiện được liên kết.
- + L_c : Khoảng cách từ mép lỗ tới mép cầu kiện được liên kết.
- + t : Chiều dày của cầu kiện được liên kết.

$$\text{Cường độ tổng cộng là: } R_n = 2(0.6F_u L_c t) = 1.2F_u L_c t \quad (2.1)$$



Hình 2.6 - Sự xé rách tại đầu cầu kiện.

Sự xé rách này có thể xảy ra tại mép của một cầu kiện được liên kết, như trong hình vẽ, hoặc giữa hai lỗ theo phương chịu lực ép mặt. Để ngăn ngừa biến dạng quá lớn của lỗ, một giới hạn trên được đặt ra đối với lực ép mặt được cho bởi công thức 2.1. Giới hạn trên này là tỷ lệ thuận với tích số của diện tích chịu ép mặt và ứng suất phá hoại.

$$R_n = C \times \text{diện tích ép mặt} \times F_u = CdtF_u \quad (2.2)$$

Trong đó:

- + C : Hằng số.
- + D : Đường kính bu lông.
- + t : Chiều dày cầu kiện được liên kết.

Tiêu chuẩn AISC sử dụng công thức 2.1 cho cường độ chịu ép mặt với giới hạn trên được cho bởi công thức 2.2. Nếu có biến dạng lớn, mà điều này thường xảy ra, thì C được lấy bằng 2.4. Giá trị này tương ứng với độ giãn dài của lỗ bằng khoảng 1/4 inch. Như vậy

$$R_n = 1.2F_u L_c t \leq 2.4dtF_u$$

Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05 (cũng như AASHTO LRFD), cường độ chịu ép mặt của liên kết bu lông, về bản chất được xác định trên cơ sở phân tích trên. Tuy nhiên, quy định về các trường hợp của sức kháng ép mặt danh định thể hiện khác biệt về hình thức, cụ thể như sau:

Đối với các lỗ chuẩn, lỗ quá cỡ, lỗ ô van ngắn chịu tác dụng lực theo mọi phương và lỗ ô van dài song song với phương lực tác dụng:

- Khi khoảng cách tính giữa các lỗ bu lông không nhỏ hơn $2d$ và khoảng cách tính đến đầu thanh không nhỏ hơn $2d$: $R_n = 2.4.d.t.F_u$ (2.3)

- Khi khoảng cách tính giữa các lỗ bu lông nhỏ hơn $2d$ hoặc khoảng cách tính đến đầu thanh nhỏ hơn $2d$: $R_n = 1.2.L_c.t.F_u$ (2.4)

Đối với các lỗ ô van dài vuông góc với phương lực tác dụng:

- Khi khoảng cách tính giữa các lỗ bu lông không nhỏ hơn $2d$ và khoảng cách tính đến đầu thanh không nhỏ hơn $2d$: $R_n = 2.0.d.t.F_u$ (2.5)

- Khi khoảng cách tính giữa các lỗ bu lông nhỏ hơn $2d$ hoặc khoảng cách tính đến đầu thanh nhỏ hơn $2d$: $R_n = L_c.t.F_u$ (2.6)

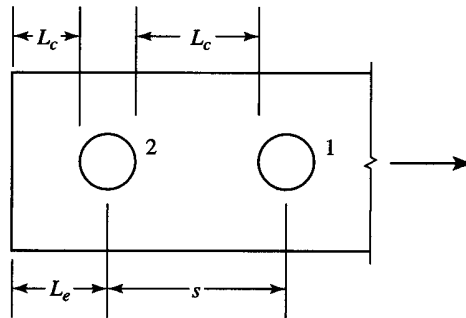
Trong đó:

- + L_c : Khoảng cách theo phương song song với lực tác dụng, từ mép của lỗ bu lông tới mép của lỗ gần kề hoặc tới mép của cầu kiện.
- + t : Chiều dày cầu kiện được liên kết.
- + d : Đường kính bu lông.
- + F_u : Ứng suất kéo giới hạn của cầu kiện được liên kết (không phải của bu lông).

Trong tài liệu này, biến dạng được xem xét là trên góc độ thiết kế. Cường độ chịu ép mặt tính toán của một bu lông đơn, có thể được tính bằng ϕR_n , với ϕ là hệ số sức kháng đối với ép mặt của bu lông lên thép cơ bản.

$\phi = 0,75$: Theo AISC.

$\phi = 0,80$: Theo AASHTO LRFD (1998).



Hình 2.7 – Các ký hiệu khoảng cách.

Hình 2.7 miêu tả khoảng cách L_c . Khi tính toán cường độ ép mặt cho một bu lông, sử dụng khoảng cách từ bu lông này đến bu lông liền kề hoặc đến mép theo phương lực tác dụng vào cấu kiện liên kết. Đối với trường hợp trong hình vẽ, lực ép mặt sẽ tác dụng trên phần bên trái của mỗi lỗ. Do vậy, cường độ cho bu lông 1 được tính với L_c bằng khoảng cách giữa hai mép lỗ và cường độ cho bu lông 2 được tính với L_c bằng khoảng cách tới mép cấu kiện được liên kết.

Cho các bu lông gần mép: $L_c = L_e - h/2$.

Cho các bu lông khác: $L_c = s - h$.

Trong đó:

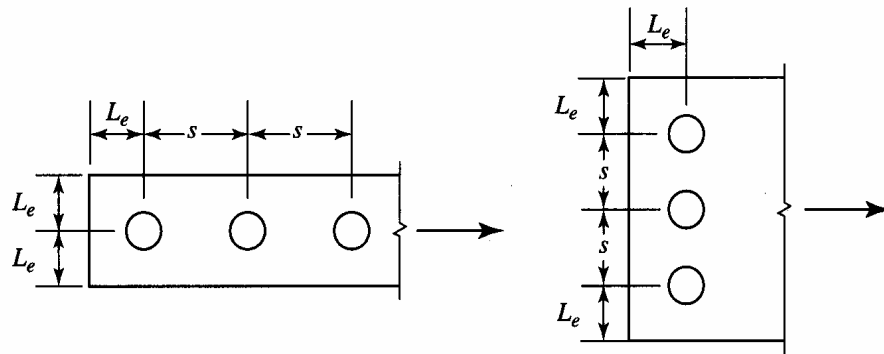
- + L_e : Khoảng cách từ tâm lỗ tới mép.
- + s : Khoảng cách tim đến tim của lỗ.
- + h : Đường kính lỗ.

Khi tính khoảng cách L_c , cần sử dụng đường kính lỗ thực tế (tức là rộng hơn 1/16 inch so với đường kính thân bu lông, theo AISC)

$$h = d + \frac{1}{16} \text{ in. hay đơn giản: } h = d + 2 \text{ mm}$$

Khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép

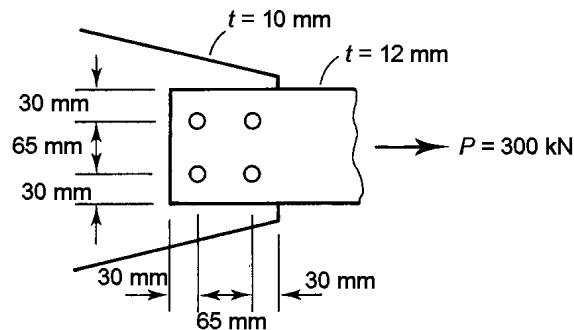
Yêu cầu về khoảng cách tối thiểu giữa các bu lông và từ bu lông tới mép có liên quan đến xé rách thép cơ bản đã được trình bày trong mục 2.1.3. Khoảng cách giữa các bu lông và khoảng cách từ bu lông tới mép, ký hiệu tương ứng là s và L_e , được minh họa trên hình 2.8.



Hình 2.8 - Định nghĩa các khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép.

VÍ DỤ 2.1

Kiểm tra cường độ chịu ép mặt, khoảng cách giữa các bu lông và khoảng cách tới mép đối với liên kết được cho trong hình 2.9. Sử dụng bu lông ASTM A307, đường kính 20 mm, thép kết cấu M270 cấp 250, mép cầu kiện dạng cán. Lực kéo có hệ số bằng 300 kN.



Hình 2.9 - Hình cho ví dụ 2.1

Lời giải

Thép kết cấu M270 cấp 250 có cường độ chịu kéo $F_u = 400$ MPa

Kiểm tra các khoảng cách:

Khoảng cách thực tế giữa các bu lông = 65 mm > 3d = 60 mm (khoảng cách nhỏ nhất).

Khoảng cách thực tế tới mép = 30 mm > 26 mm (khoảng cách nhỏ nhất).

Đường kính lỗ bu lông để tính ép mặt

$$h = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

Kiểm tra ép mặt cả trên thanh kéo và trên bản nút

Cường độ chịu ép mặt của thanh kéo:

$$L_{\text{ổ gần mép có}}: L_c = L_e - \frac{h}{2} = 30 - \frac{22}{2} = 19 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}.$$

Cường độ chịu ép mặt danh định được tính theo công thức:

$$R_n = 1.2 L_c * t * F_u = 1.2 * 19 * 12 * 400 = 109440 \text{ N} = 109.44 \text{ kN}.$$

$$\text{Cường độ ép mặt tính toán được xác định: } R_r = \phi R_n = 0.8 * 109.44 = 87.552 \text{ kN}$$

$$\text{Xét các lỗ khác có: } L_c = s - h = 65 - 22 = 43 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}$$

Cường độ chịu ép mặt tính toán được tính theo công thức:

$$R_r = \phi * (2.4 * d * t * F_u) = 184.320 \text{ kN}$$

Cường độ chịu ép mặt đối với thanh chịu kéo là:

$$\phi R_n = 2 * (87.552) + 2 * (184.320) = 743.744 \text{ kN}$$

Cường độ chịu ép mặt của bản nút:

$$L_{\text{ổ gần mép có}}: L_c = L_e - \frac{h}{2} = 30 - \frac{22}{2} = 19 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}.$$

Cường độ chịu ép mặt tính toán được tính theo công thức:

$$R_r = \phi * R_n = 0.8 * 1.2 * L_c * t * F_u = 0.8 * 1.2 * 19 * 10 * 400 = 72960 \text{ N} = 72.96 \text{ kN}$$

$$L_{\text{ổ khác có}}: L_c = s - h = 65 - 22 = 43 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}$$

Cường độ chịu ép mặt tính toán được tính theo công thức

$$R_r = \phi * (2.4 * d * t * F_u) = 0.8 * 2.4 * 20 * 10 * 400 = 153600 \text{ N} = 153.60 \text{ kN}$$

$$\text{Cường độ chịu ép mặt đối với bản nút là: } \phi R_n = 2 * (72.96) + 2 * (153.60) = 453.12 \text{ kN}.$$

Đáp số

Cường độ chịu ép mặt của bản nút là quyết định.

$$\phi R_n = 453.12 \text{ kN} > 300 \text{ kN} \rightarrow \text{Đảm bảo cường độ}$$

Nhân xét: Khoảng cách bu lông và khoảng cách tới mép trong ví dụ 2.1 là giống nhau đối với cấu kiện chịu kéo và bản nút. Chỉ có chiều dày của chúng là khác nhau, do đó cần kiểm tra bản nút. Trong những trường hợp thế này, chỉ cần kiểm tra cấu kiện mỏng hơn. Nếu các khoảng cách tới mép là khác nhau thì phải kiểm tra cả cấu kiện chịu kéo và bản nút.

II.1.2.3. Sức kháng cắt của bu lông.

Sức kháng cắt danh định của bu lông cường độ cao ở TTGH cường độ trong các mối nối mà khoảng cách giữa các bu lông xa nhất đo song song với phương lực tác dụng nhỏ hơn 1270 mm được lấy như sau:

$$+ \text{ Khi đường ren răng không cắt qua mặt phẳng cắt: } R_n = 0.48 * A_b * F_{ub} * N_s \quad (2.7)$$

$$+ \text{ Khi đường ren răng cắt mặt phẳng cắt: } R_n = 0.38 * A_b * F_{ub} * N_s \quad (2.8)$$

Trong đó:

+ A_b : Diện tích bu lông theo đường kính danh định (mm^2).

+ F_{ub} : Cường độ chịu kéo nhỏ nhất của bu lông (MPa).

+ N_s : Số mặt phẳng cắt cho mỗi bu lông.

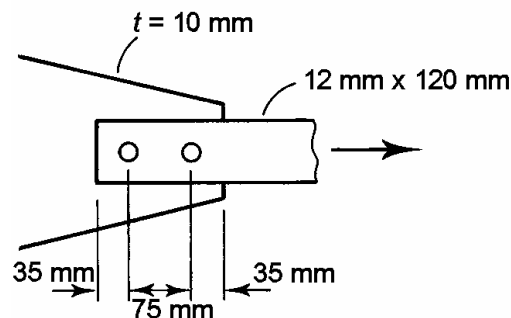
Sức kháng cắt danh định của bu lông trong các mối nối dài hơn 1270 mm được lấy bằng 0.80 lần trị số tính theo các công thức 2.7 hoặc 2.8.

Sức kháng cắt danh định của bu lông thường ASTM A307 được xác định theo công thức 2.8. Khi bề dày tệp bản nối của một bu lông A307 lớn hơn 5 lần đường kính, sức kháng danh định sẽ giảm đi 1.0% cho mỗi 1.50 mm lớn hơn 5 lần đường kính.

Sức kháng cắt tính toán của bu lông là ϕR_n , với $\phi = 0.65$ đối với bu lông thường và $\phi = 0.80$ đối với bu lông cường độ cao.

VÍ DỤ 2.2

Xác định cường độ thiết kế của liên kết cho trong hình 2.10 dựa trên sự cắt và ép mặt. Bản nút có chiều dày 10 mm, thanh kéo có mặt cắt ngang $12 \times 120 \text{ mm}^2$. Sử dụng bu lông ASTM A307, đường kính 20 mm, thép kết cấu M270 cấp 250.



Hình 2.10 Hình cho ví dụ 2.2

Lời giải : Liên kết có thể được coi là liên kết đơn giản và các bu lông có thể được xem là chịu lực như nhau. Trong hầu hết các trường hợp, sẽ là thuận tiện khi xác định cường độ ứng với một bu lông rồi, sau đó nhân với tổng số bu lông.

Tính sức kháng cắt:

Bu lông ASTM A307 có cường độ chịu kéo nhỏ nhất : $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$

$$\text{Diện tích mặt cắt ngang bu lông: } A_b = \frac{\pi d^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

Số mặt chịu cắt của bu lông: $N_s = 1$

Sức kháng cắt danh định của một bu lông được tính theo công thức :

$$R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s = 0.38 * 314 * 420 * 1 = 50114 \text{ N} = 50.114 \text{ kN}$$

Sức kháng cắt có hệ số của liên kết (Tính cho hai bu lông):

$$\phi R_n = 0.65 * 2.5 * 50.114 = 65.149 \text{ kN}$$

Tính sức kháng ép mặt :

Thép kết cấu M270 cấp 250 có cường độ chịu kéo: $F_u = 400 \text{ MPa}$

Đường kính lỗ bu lông: $h = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$.

Vì thanh kéo và bản nút cùng 1 loại thép và khoảng cách bố trí từ mép đến bu lông đầu tiên trên thanh kéo và bản nút là như nhau do đó: Kiểm tra ép mặt trên bản nút (bản mỏng hơn).

$$\text{Lỗ sát mép bản nút: } L_c = L_e - \frac{h}{2} = 35 - \frac{22}{2} = 24 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}.$$

Sức kháng ép mặt tính toán được xác định:

$$R_t = \phi R_n = 0.8 * (1.2 L_c t F_u) = 0.8 * 1.2 * 24 * 10 * 400 = 92160 \text{ N} = 92.16 \text{ kN}$$

$$\text{Lỗ khác có: } L_c = s - h = 75 - 22 = 53 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}.$$

Sức kháng ép mặt tính toán được xác định:

$$R_t = \phi * (2.4 d t F_u) = 0.8 * 2.4 * 20 * 10 * 400 = 153600 \text{ N} = 153.60 \text{ kN}$$

Sức kháng chịu ép mặt tính toán đối với bản nút là:

$$R_t = \phi R_n = 92.16 + 153.60 = 245.76 \text{ kN}$$

Sức kháng chịu ép mặt tính toán (245.76 kN) lớn hơn Sức kháng cắt tính toán (65.149 kN).

Như vậy, sức kháng cắt tính toán của bu lông quyết định cường độ liên kết.

$$\phi R_n = 65.149 \text{ kN} :$$

Đáp số: Xét về cắt và ép mặt, cường độ thiết kế của liên kết là 65.149 kN (chú ý rằng, một số TTGH khác còn chưa được kiểm tra cũng như cường độ chịu kéo của mặt cắt thanh giảm yếu, thực tế có thể quyết định cường độ thiết kế).

II.1.3. Tính toán liên kết bu lông cường độ cao chịu ma sát.

Liên kết bằng bu lông cường độ cao được phân loại thành liên kết chịu ma sát hoặc liên kết chịu ép mặt. Một liên kết chịu ma sát là liên kết mà trong đó sự trượt bị cản trở, nghĩa là lực ma sát phải không bị vượt quá. Trong một liên kết chịu ép mặt, sự trượt có thể xảy ra và sự cắt cũng như ép mặt thực sự xảy ra. Trong một số loại kết cấu, đặc biệt là kết cấu cầu, liên kết có thể phải chịu nhiều chu kỳ ứng suất đổi dấu. Trong những trường hợp như vậy, mỗi của bu lông có thể là quyết định và sử dụng liên kết chịu ma sát là thích hợp. Tuy nhiên, trong hầu hết các kết cấu, sự trượt hoàn toàn được chấp nhận và chỉ cần cấu tạo liên kết chịu ép mặt. (Bu lông A307 chỉ được sử dụng trong các liên kết chịu ép mặt). Việc lắp đặt đúng quy cách và sự đạt được lực kéo ban đầu đúng quy định là cần thiết đối với các liên kết chịu ma sát. Còn trong các liên kết chịu ép mặt, các yêu cầu đối với lắp đặt bu lông thực tế chỉ là chúng được kéo đủ để các cấu kiện liên kết áp chặt vào nhau.

Việc tính toán liên kết chịu ép mặt của bu lông cường độ cao được tiến hành tương tự như đối với bu lông thường, đã được trình bày trong các mục trên.

Mặc dù các liên kết ma sát về lý thuyết không chịu cắt và ép mặt, chúng phải có đủ cường độ chịu cắt và ép mặt trong tình huống có vượt tải, khi mà sự trượt có thể xảy ra. Để ngăn ngừa sự trượt, Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05 quy định việc tính toán phải được tiến hành với *tổ hợp tải trọng sử dụng*. Sức kháng trượt của bu lông cường độ cao, về cơ bản, là một hàm của tích số giữa hệ số ma sát tĩnh và lực căng trước trong bu lông. Quan hệ này được phản ánh bằng công thức xác định sức kháng trượt danh định của một bu lông cường độ cao như sau:

$$R_n = K_n K_s N_s P_t \quad (2.9)$$

Trong đó:

- + N_s : Số mặt ma sát của mỗi bu lông (thực tế bằng số mặt cắt của bu lông).
- + P_t : Lực kéo tối thiểu yêu cầu trong bu lông, được quy định trong bảng 2.3.
- + K_h : Hệ số kích thước lỗ, được quy định trong bảng 2.4.
- + K_s : Hệ số điều kiện bề mặt, được quy định trong bảng 2.5.

Bảng 2.3 - Lực kéo tối thiểu yêu cầu trong bu lông.

Đường kính bu lông (mm)	Lực kéo tối thiểu yêu cầu trong bu lông P_t (kN)	
	Bu lông A325M	Bu lông A490M
16	91	114
20	142	179
22	176	221
24	205	257
27	267	334
30	326	408
36	475	595

Bảng 2.4 - Các trị số của K_h

Cho các lỗ chuẩn	1.00
Cho các lỗ quá cỡ và khía rãnh ngắn	0.85
Cho các lỗ khía rãnh dài với rãnh vuông góc với phương của lực	0.70
Cho các lỗ khía rãnh dài với rãnh song song với phương của lực	0.60

Bảng 2.5 - Các trị số của K_s

Cho các điều kiện bề mặt loại A	0.33
Cho các điều kiện bề mặt loại B	0.50
Cho các điều kiện bề mặt loại C	0.33

Tiêu chuẩn đối với các loại bề mặt:

- + Loại A: Các lớp cấu bản được làm sạch, bề mặt không sơn và được làm sạch bằng thổi với lớp phủ loại A.
- + Loại B: Các bề mặt không sơn và được làm sạch bằng thổi với lớp phủ loại B.
- + Loại C: Bề mặt mạ kẽm nóng, được làm nhám bằng bàn chải sắt sau khi mạ.

Sức kháng trượt tính toán (có hệ số) của bu lông cường độ cao :

$$R_r = R_n = K_h K_s N_s P_t \quad (2.10)$$

II.1.4. Tính toán liên kết bu lông cường độ cao chịu kéo.

Khi lực kéo tác dụng lên một bu lông không được căng trước thì lực kéo trong bu lông sẽ bằng lực tác dụng. Tuy nhiên, nếu bu lông được kéo trước thì một phần lớn tải trọng tác dụng được sử dụng vào việc làm giảm bớt lực nén hay lực ép giữa các bộ phận được liên kết. Các bu lông cường độ cao chịu kéo dọc trục phải được căng đến lực quy định trong bảng 2.3. Lực tác dụng lên liên kết chịu kéo được xác định bằng tổng cộng lực do tải trọng bên ngoài sinh ra và lực do tác động bẩy lên đối với bu lông.

Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, sức kháng kéo danh định của bu lông cường độ cao, T_n độc lập với mọi lực xiết ban đầu, được tính bằng công thức:

$$T_n = 0.76 * A_b * F_{ub} \quad (2.11)$$

Trong đó:

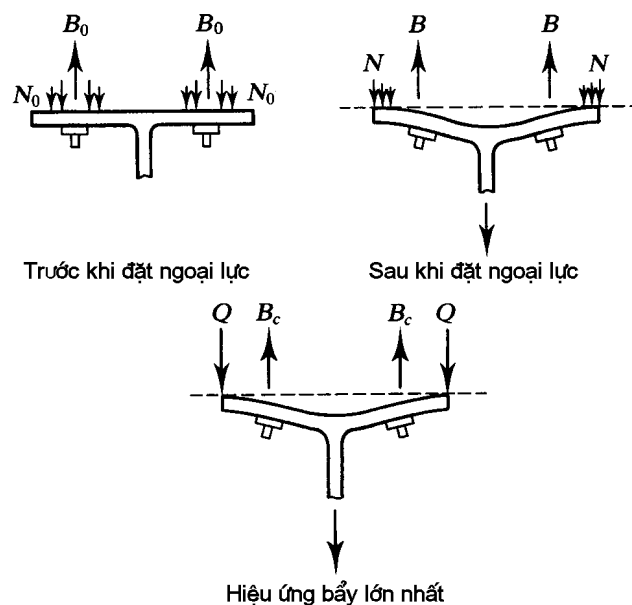
A_b : Diện tích bu lông theo đường kính danh định (mm^2).

F_{ub} : Cường độ chịu kéo nhỏ nhất quy định của bu lông (MPa).

Tác động bẩy lên:

Tác động bẩy lên gây ra bởi sự biến dạng của các cấu kiện trong liên kết chịu kéo (hình 2.12), bu lông cường độ cao chịu một lực kéo bổ sung.

Lực kéo do tác động bẩy được tính bằng: $Q_u = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right] P_u \quad (2.12)$



Hình 2.11 - Tác động bẩy lên trong liên kết bu lông chịu kéo.

Trong đó:

Q_u : Lực nhỏ trên một bu lông do tải trọng có hệ số, được lấy bằng không khi lực là âm(N).

P_u : Lực kéo trực tiếp trên một bu lông do tải trọng có hệ số (N).

a : Khoảng cách từ tim bu lông đến mép tấm (mm).

b : Khoảng cách từ tim bu lông đến chân đường hàn của cấu kiện liên kết (mm).

t : Bề dày nhỏ nhất của các cấu kiện liên kết.

II.2. LIÊN KẾT HÀN.

Liên kết hàn là hình thức liên kết chủ yếu hiện nay trong kết cấu thép. Liên kết hàn đơn giản về cấu tạo, thiết kế và thi công, ít chi tiết và không gây giảm yếu mặt cắt. Thông thường, các cấu kiện thép được hàn nối trong nhà máy và được lắp ghép tại công trường bằng bu lông cường độ cao.

Tuy nhiên, nhược điểm của liên kết hàn là thường gây ứng suất dư, đặc biệt trong những mối hàn lớn. Ngoài ra, chất lượng mối hàn phụ thuộc nhiều vào công nghệ hàn và trình độ người thi công. Các mối hàn được thiết kế với cường độ bằng cường độ thép cơ bản, trong đó, que hàn được quy định phù hợp với từng loại thép kết cấu

II.2.1. Vật liệu hàn.

Thép hàn cho công trình cầu được thống kê cùng với que hàn yêu cầu trong bản 2.6 và mối hàn phải ngẫu hoàn toàn. Các mối hàn được thiết kế với cường độ bằng cường độ thép cơ bản.

Bảng 2.6 - Yêu cầu thép và que hàn thích hợp trong xây dựng cầu.

Thép cơ bản	Tia hồ quang được che chắn	Tia hồ quang nhân chìm	Tia hồ quang trong khí trơ
A36/M270 cấp 250	AWSA.5.1 hoặc A.5.5E7016, E7018, hoặc E7028, E7016-X, E7018-X	AWS A5.17 F6A0-EXXX F7A0-EXXX	AWSA5.20 E6XT-1.5 E7XT-1.5
A572 cấp 50/M270M Cấp 345 loại 1,2,3	AWS A5.1 or A5. Ê7016, E7018, E7028, E7016-X hoặc E7018-X	AWSA5.17F7A1 0-EXXX	AWSA5.20E7XT-1.5
A588/M270M Cấp 345 W	AWS A5.1E7016, E7018, E7028, AWS A5.5E7016-X E7018-X, E7028-X, E7018-W E7015, 16, 18-C1L, C2L	AWS A5.17 hoặc A5.23 F7A0- EXXX F8A0- EXXX	AWS A5.20 hoặc A5.29 E7XT-15 E8XT-1,5NiX, W

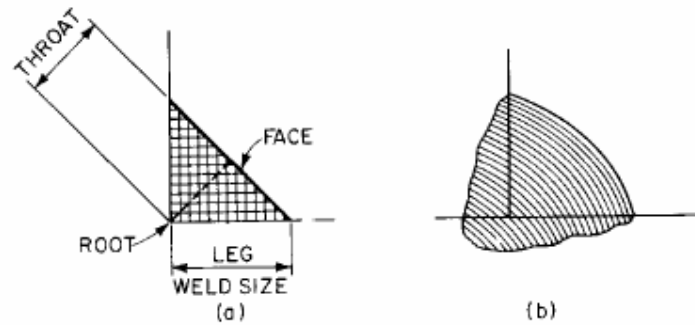
	E8016,18C1,C2,E8016, 18C3,E8018-W		
A852/M270Cấp48 5 W	AWS A5.5 E9018-M	AWS A5.23 F9A0- EXXX-X	AWS A5.29 E9XT1-X,E9XT5-X
A514/M270 Cấp690 và 690 W Dày trên 63.5mm	AWS A5.5 E1018-M		

II.2.2. Các loại mối hàn

Các loại mối hàn chủ yếu trong kết cấu thép là hàn góc, hàn rãnh và hàn đỉnh tán, trong đó thông dụng nhất là hàn góc. Khi chịu lực nhỏ, đường hàn góc là kinh tế vì không phải gia công mép cấu kiện hàn. Khi chịu lực lớn, mối hàn rãnh có hiệu quả hơn vì mối hàn có thể ngấu hoàn toàn vào thép cơ bản. Hàn đỉnh tán chỉ được sử dụng khi không thể hàn góc hay hàn rãnh. Trong một liên kết, có thể sử dụng kết hợp nhiều loại đường hàn.

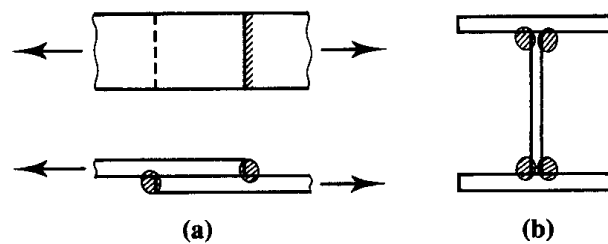
II.2.2.1. Hàn góc

Mối hàn góc được thực hiện ở góc vuông giữa hai cấu kiện cần liên kết (hình 2.12). Mặt cắt mối hàn có thể quy về dạng tam giác vuông. Kích thước đặc trưng của mặt cắt mối hàn là cạnh nhỏ hơn trong hai cạnh vuông góc của tam giác, được gọi là chiều dày đường hàn, ký hiệu là w . Do một đoạn đường hàn có thể chịu tác dụng của cắt, nén hay kéo theo mọi phương, *một đường hàn yếu nhất là khi chịu cắt và nó luôn luôn được giả thiết là bị phá hoại do cắt*. Đặc biệt, sự phá hoại được giả thiết là xảy ra do cắt trong mặt phẳng đi qua chỗ hẹp nhất của đường hàn. Bề rộng nhỏ nhất này là khoảng cách vuông góc từ chân đường hàn tới đường huyền của tam giác. Nếu hai cạnh tam giác không đều kích thước danh định của mối hàn tính theo cạnh nhỏ hơn. Nếu mặt mối hàn cong lõm, chiều dày và do đó cường độ cũng sẽ giảm tương ứng.



Hình 2.12 – Mối hàn góc

a. Tiết diện ngang lý thuyết; b. Tiết diện ngang thực tế.

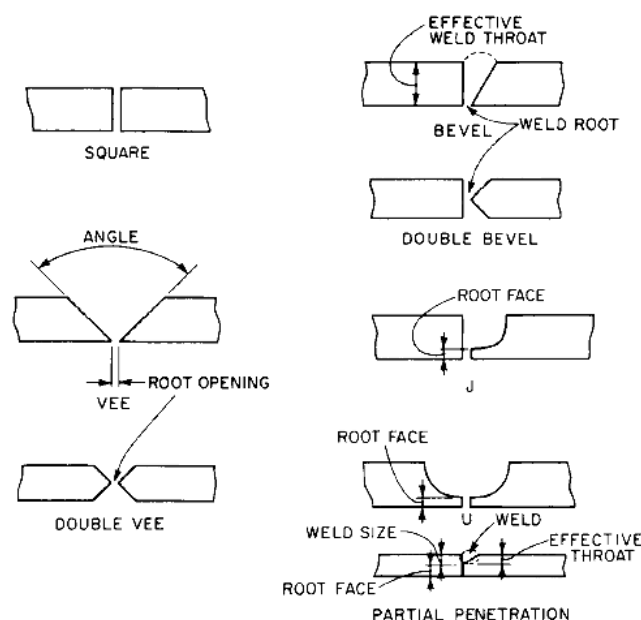


Hình 2.13 – Mối hàn góc.

Mối hàn góc dùng để nối hai tấm phẳng đặt lên nhau, mối nối có thể ghép chồng, gọi là mối hàn chồng, dạng chữ T hay góc. Mối hàn góc cũng có thể dùng cùng với mối hàn rãnh để tăng cường mối nối góc.

II.2.2.2 Mối hàn rãnh

Mối hàn rãnh thường được sử dụng để nối hai cấu kiện nằm trong cùng một mặt phẳng (hình 2.14), nhưng cũng có thể dùng cho mối nối chữ T hay mối nối góc. Trong loại mối hàn này, mép các cấu kiện phải được gia công để đảm bảo cho mối hàn ngấu trên toàn bộ chiều dày các thanh nối. Các loại mối hàn rãnh chuẩn thường được gọi tên theo hình dạng mép gia công để hàn: vuông góc, V đơn, V kép, cắt vát một phía, cắt vát hai phía, dạng U đơn, dạng U kép, dạng J đơn, dạng J kép. Gia công mép có thể cắt bằng lửa, hơi axetylen hoặc bào. Chiều dày tấm dưới 16mm phải dùng mối hàn rãnh có cạnh vuông góc.



Hình 2.14 – Các loại mối hàn rãnh.

Mối hàn rãnh phải ngẫu trên toàn chiều dày bản nối, cắm mối hàn đối đầu không ngẫu toàn tiết diện. Mối hàn rãnh cũng phân ra hàn ngẫu hoàn toàn và hàn ngẫu từng phần.

II.2.2.3. Mối hàn đinh tán

Dùng để truyền lực cắt trong các liên kết ghép chồng và để chống mất ổn định của bản ghép chồng. Trong xây dựng nó cũng dùng để liên kết các thanh ghép. Hàn đinh tán không được dùng cho thép A514. Mối hàn được thực hiện qua các lỗ tròn hoặc rãnh của một tấm bản. Khả năng chịu lực của mối hàn đinh tán toàn phần bằng tích số của diện tích lỗ với ứng suất cho phép.

II.2.2.4. Hàn đính

Có thể dùng để gắn kết hay định vị, nó không có tác dụng chịu lực sau khi hoàn thành công việc. Trong một số trường hợp cần tháo bỏ sau khi kết thúc công việc hoặc lắp ráp.

II.2.3. Cấu tạo liên kết hàn

II.2.3.1. Lựa chọn mối hàn

Khi chọn mối hàn không những cần chọn loại mối hàn mà còn chọn sao cho khối lượng thép hàn nhỏ nhất. Điều đó tiết kiệm cả về vật liệu và thời gian. Trong khi cường độ của mối hàn góc thay đổi theo kích thước thì khối lượng thép hàn thay đổi theo bình phương kích thước. Ví dụ mối hàn góc 13mm có khối lượng thép trên một đơn vị chiều dài nhiều gấp 4 lần so với mối hàn 6.5mm mà khả năng chịu lực chỉ lớn hơn 2 lần. Nói chung một mối hàn

góc nhỏ hơn nhưng dài hơn có giá thành thấp hơn mối hàn to hơn nhưng ngắn hơn khi có cùng khả năng chịu lực.

Hơn nữa mối hàn nhỏ chỉ cần hàn một lớp đơn. Mối hàn lớn cần hàn nhiều lớp. Để hướng dẫn chọn mối hàn có thể tham khảo bảng 2.8 về số lớp hàn yêu cầu cho các loại mối hàn thường dùng. Mối hàn dạng rãnh V kép và cắt vát hai phía chỉ chiếm khoảng một nửa khối lượng thép hàn của rãnh chữ V đơn và mối hàn rãnh cắt vát một phía.

Bảng 2.7 – Số lớp cho mối hàn.

Kích thước mối hàn	Hàn góc	Mối hàn rãnh đơn (không kể mối hàn đối diện)		Mối hàn rãnh V đơn (không kể mối hàn đối diện)		
		Rãnh 30 ⁰	Rãnh 45 ⁰	Mở 30 ⁰	Mở 69 ⁰	Mở 90 ⁰
4.8	1					
6.4	1	1	1	2	3	3
8.0	1					
9.5	3	2	2	3	4	6
11.1	4					
12.7	4	2	2	4	5	7
15.9	6	3	3	4	7	8
19	8	4	5	4	7	9
22.2		5	8	5	10	10
25.4		5	11	5	13	22
28.6		7	11	9	15	27
31.8		8	11	12	16	32
38		9	15	13	21	37
40		9	18	13	25	40
44.5		11	21			

II.2.3.2. Giới hạn mối hàn góc.

Với một kích thước mối hàn cho trước, bản dày có tốc độ nguội nhanh hơn và sự kiểm chế lớn hơn bản mỏng. Để ngăn ngừa vết nứt do co ngót khi nguội, tùy theo chiều dày bản nối, kích thước nhỏ nhất của mối hàn góc phải thỏa mãn theo bảng 2.9.

Trong cầu mỗi hàn góc phải liên tục, kích thước chỉ được thay đổi khi có yêu cầu về cường độ hoặc khi thay đổi chiều dày bản nối. Để chống vượt ứng suất trong thép cơ bản, tại mỗi hàn góc cũng cần quy định kích thước lớn nhất của mỗi hàn.

Bảng 2.9 – Kích thước nhỏ nhất mỗi hàn góc và giới hạn chiều dày tấm.

Kích thước mỗi hàn góc (mm)		Chiều dày lớn nhất của bản (mm)	Chiều dày nhỏ nhất của bản cho mỗi hàn góc ở mỗi bên bản (mm)	
Cho nhà cửa AWS D1.1	Cho cầu AWS D1.1		Thép 250MPA	Thép 345MPA
3	-	6.4	-	-
4.8	-	12.7	9.6	7
6.4	6.4	19	13	9.4
8	8	trên 19	16.3	11.7

- Kích thước mỗi hàn không được lớn hơn chiều dày bản mỏng nhất, nhưng AISC và AWS D1.5 yêu cầu nên hơi nóng bản thép trước khi hàn để đảm bảo tốt mỗi hàn.
- Có thể dùng mỗi hàn rãnh nhỏ hơn do kỹ sư quyết định dựa trên tính toán và hơi nóng trước.
- Kích thước bản nối là chiều dày bản dày hơn trong liên kết.
- Kích thước mỗi hàn nhỏ nhất chịu động đất là 4.8mm.

II.2.3.3. Kích thước mỗi hàn góc

Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, chiều dày lớn nhất của mỗi hàn góc dọc theo cạnh của cấu kiện liên kết được lấy bằng:

- + Chiều dày bản nối, nếu bản nối mỏng hơn 6 mm.
- + Chiều dày bản nối trừ đi 2 mm nếu bản nối dày hơn hoặc bằng 6 mm.
- + Chiều dày nhỏ nhất của mỗi hàn góc được quy định như trong bảng 2.6.

Bảng 2.10 - Chiều dày nhỏ nhất của đường hàn góc

Chiều dày chi tiết liên kết mỏng hơn (mm)	Chiều dày nhỏ nhất của đường hàn góc (mm)
$T \leq 20$	6
$T > 20$	8

Chiều dài có hiệu nhỏ nhất của đường hàn góc phải lớn hơn bốn lần chiều dày của nó và phải lớn hơn 40 mm.

II.2.3.4. Giới hạn kích mỗi hàn đỉnh tán

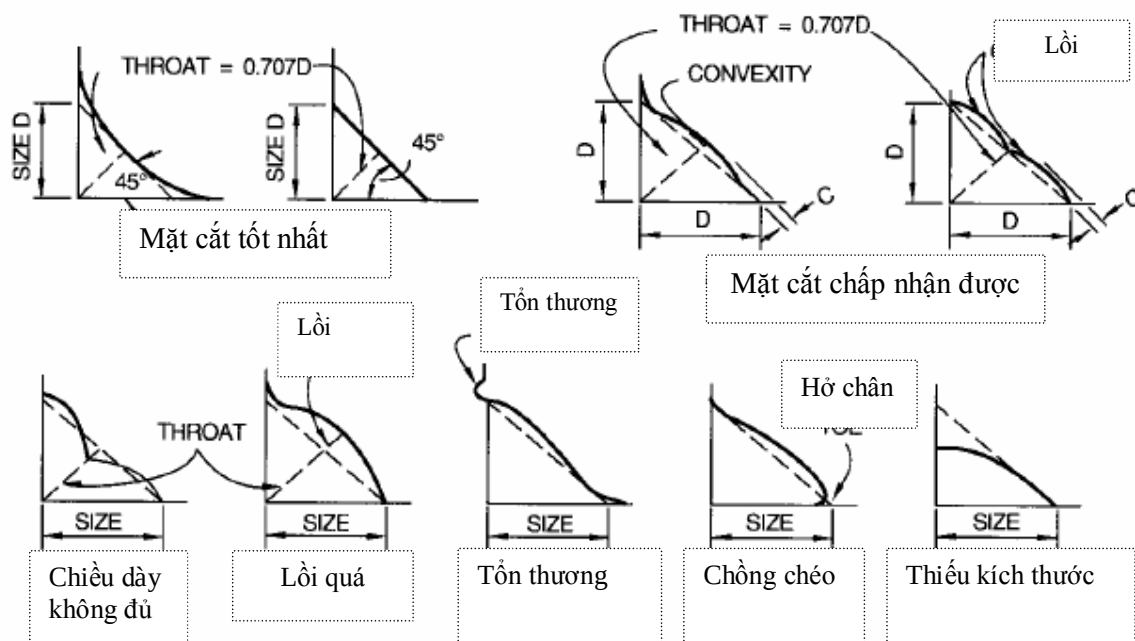
Khi chiều dày bản bằng hay nhỏ hơn 16 mm, chiều dày mỗi hàn đỉnh tán bằng chiều dày thép cơ bản. Khi chiều dày bản lớn hơn 16mm, chiều dày mỗi hàn ít nhất bằng nửa chiều dày thép cơ bản nhưng không nhỏ hơn 16mm.

Đường kính lỗ của mỗi hàn đỉnh tán ít nhất bằng chiều sâu lỗ cộng 8mm nhưng đường kính không vượt quá đường kính nhỏ nhất +3mm hoặc 2.25 lần chiều dày bản thép, theo cái nào lớn nhất.

Khoảng cách từ tim đến tim lỗ mỗi hàn đỉnh tán không nhỏ hơn 4 lần đường kính lỗ. Chiều dài rãnh khoét trong mỗi hàn đỉnh tán khoét lỗ không quá 10 lần chiều dày bản nối, chiều rộng rãnh khoét ít nhất bằng chiều sâu lỗ cộng 8mm nhưng không quá đường kính tối thiểu 3mm hoặc 2.25 lần chiều dày mỗi hàn. Khoảng cách của mỗi hàn khoét rãnh không nhỏ hơn bốn lần chiều rộng theo phương vuông góc với chiều dài rãnh. Theo phương dọc khoảng cách từ tim đến tim ít nhất bằng hai lần chiều dài rãnh khoét.

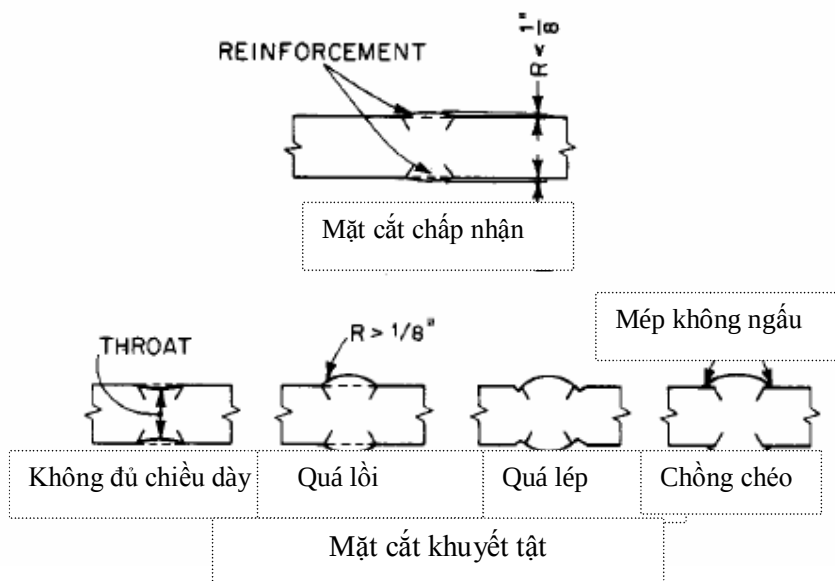
II.2.3.5. Chất lượng mỗi hàn.

Chất lượng mỗi hàn quyết định bởi: Que hàn, thép cơ bản, kỹ thuật hàn. Ngoài ra, còn phụ thuộc vào việc thực hiện mỗi hàn như: Kích thước mỗi hàn, chiều dày mỗi hàn, mức độ ngấu và chất lượng que hàn. Có nhiều phương pháp để kiểm tra chất lượng mỗi hàn như: PP không phá huỷ: Siêu âm, chụp Xquang, pp từ. PP phá huỷ: lấy mẫu mỗi hàn về thí nghiệm. Khi thiết kế, người ta cần ghi chú các mỗi hàn cần kiểm tra và biện pháp kiểm tra.



Các mặt cắt khuyết tật

Hình 2.15 - Mặt cắt mối hàn góc



Hình 2.16 – Mặt cắt mối hàn rãnh.

II.2.4. Sức kháng cắt tính toán liên kết hàn**II.2.4.1. Mỗi hàn rãnh****Mỗi hàn rãnh ngẫu hoàn toàn**

Chịu lực dọc trục: Sức kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ngẫu hoàn toàn chịu nén hoặc chịu kéo trục giao với diện tích hữu hiệu hoặc song song với trục đường hàn được lấy như sức kháng tính toán của thép cơ bản.

Chịu cắt: Sức kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ngẫu hoàn toàn chịu cắt trên diện tích hữu hiệu được lấy theo trị số nhỏ hơn hoặc cho bởi công thức 2.13 hoặc 60% sức kháng tính toán chịu kéo của thép cơ bản:

$$R_r = \phi R_n = 0.6\phi_{e1} F_{exx} \quad (2.13)$$

Trong đó:

+ F_{exx} : Cường độ của thép đường hàn.

+ $\phi_{e1} = 0.8$: Hệ số sức kháng đối với đối với thép hàn ($\phi_{e1} = 0.8$ bảng 1.1)

Mỗi hàn rãnh ngẫu không hoàn toàn

Chịu lực dọc trục: Sức kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ngẫu cục bộ chịu kéo hoặc chịu nén song song với trục đường hàn hoặc chịu nén trục giao với diện tích hữu hiệu được lấy như sức kháng tính toán của thép cơ bản.

Sức kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ngẫu cục bộ chịu kéo trục giao với diện tích hữu hiệu được lấy theo trị số nhỏ hơn hoặc cho bởi công thức 2.14 hoặc sức kháng tính toán chịu kéo của thép cơ bản.

$$R_r = 0.6\phi_{e1} F_{exx} \quad (2.14)$$

Chịu cắt: Sức kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ngẫu cục bộ chịu cắt song song với trục đường hàn được lấy theo trị số nhỏ hơn hoặc của sức kháng có hệ số của vật liệu liên kết được quy định trong điều 6.13.5 (Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05), hoặc cho bởi công thức 2.15.

$$R_r = 0.6\phi_{e2} F_{exx} \quad (2.15)$$
II.2.4.2. Mỗi hàn góc

Chịu lực dọc trục: Sức kháng tính toán của liên kết bằng đường hàn góc chịu nén hoặc chịu kéo song song với trục đường hàn được lấy như sức kháng tính toán của thép cơ bản.

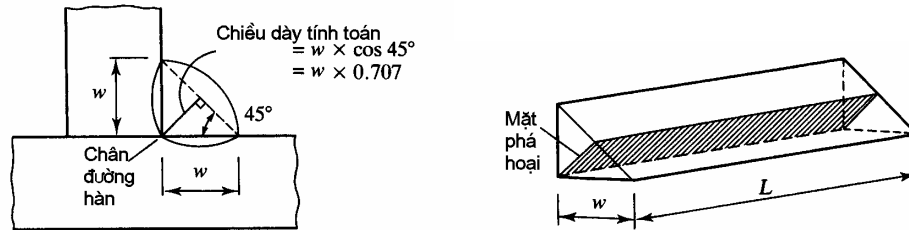
Chịu cắt: Sức kháng tính toán của đường hàn góc chịu cắt trên diện tích hữu hiệu được lấy theo trị số nhỏ hơn hoặc cho bởi công thức 2.16 hoặc sức kháng có hệ số của vật liệu liên kết được quy định trong điều 6.13.5.

$$\phi R_n = 0.6\phi_{e2} F_{exx} \cdot A_{\text{th}} \quad (2.16)$$

Trong đó:

- + F_{exx} : Cường độ phân loại của thép đường hàn.
- + ϕ_{e1} : Hệ số sức kháng đối với đối với thép hàn ($\phi_{e2} = 0.8$ bảng 1.1)
- + $A_{\text{th}} = h_{\text{th}} \cdot l_{\text{th}}$: Diện tích tính toán (hữu hiệu) của đường hàn góc chịu cắt.

Diện tích hữu hiệu của đường hàn góc bằng chiều dài hữu hiệu của đường hàn nhân với chiều cao tính toán của mối hàn, là khoảng cách nhỏ nhất từ chân đường hàn đến mặt mối hàn (hình 2.17).



Hình 2.17 - Mặt cắt tính toán của đường hàn góc.

$h_{\text{th}} = w \cdot \cos 45^\circ = 0.707w$: Chiều cao tính toán của đường hàn.

- + w : Chiều dày đường hàn, là chiều dày nhỏ hơn của 2 cạnh đường hàn.
- + l : Chiều dài đường hàn.

Nếu tính trên một đơn vị chiều dài đường hàn, công thức (2.16) được viết lại là

$$R_r = \phi R_n = 0.6 \phi_{e2} F_{\text{exx}} (0.707w) \quad (2.17)$$

Sức kháng có hệ số của vật liệu liên kết trong liên kết chịu cắt được quy định nhằm đảm bảo không xảy ra phá hoại cắt đối với cấu kiện liên kết, phải được lấy theo công thức

$$R_r = \phi_v R_n = 1.0 \cdot 0.58 A_g F_y \quad (2.18)$$

Trong đó:

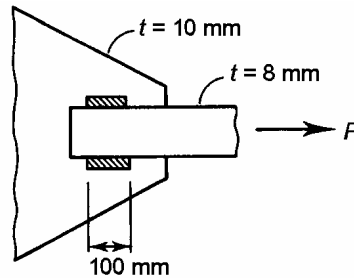
- + A_g : Là diện tích nguyên chịu cắt của cấu kiện liên kết. $A_g = t \cdot l_{dh}$
- + F_y : Là cường độ chảy của thép liên kết.
- + ϕ_v : Là hệ số sức kháng đối với cắt ($\phi_v = 1.0$).

Nếu tính trên một đơn vị chiều dài đường hàn, công thức (2.18) được viết lại là:

$$R_r = \phi_v R_n = 1.0 \cdot 0.58 t F_y, \text{ Với } t \text{ là chiều dày cấu kiện cơ bản.}$$

VÍ DỤ 2.4

Một thanh thép bản chịu kéo dọc trục được liên kết vào một bản nút như trong hình 2.18. Đường hàn góc có chiều dày 6 mm được chế tạo bằng que hàn E70XX có cường độ $F_{exx} = 485 \text{ MPa}$. Sử dụng thép kết cấu loại M270, cấp 250. Giả thiết rằng cường độ chịu kéo của thanh kéo là được đảm bảo. Hãy xác định cường độ thiết kế của liên kết hàn.



Hình 2.17 - Hình cho ví dụ 2.4

Lời giải

Do đường hàn được bố trí đối xứng với trục dọc của cấu kiện, liên kết được xem là một liên kết đơn giản và không có tải trọng bổ sung do lệch tâm. Chiều dày tính toán của đường hàn là (0.707×6) .

Sức kháng cắt tính toán trên một đơn vị chiều dài (1 mm) đường hàn là:

$$R_r = 0.6\phi_{e2} F_{exx} * (0.707w) = 0.6 * 0.8 * 485 * (0.707 * 6) = 987.6 \text{ N/mm}$$

Khả năng chịu cắt trên một đơn vị chiều dài của thanh nối mỏng hơn (bản nút) là

$$R_n = \phi_v R_n = \phi_v * (0.58tF_y) = 1.0 * 0.58 * 8 * 250 = 1160 \text{ N/mm}$$

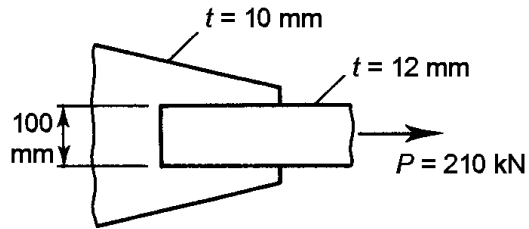
→ Cường độ đường hàn là quyết định. Khả năng chịu lực của toàn liên kết là

$$R_r = 987.6 * (100 + 100) = 197520 \text{ N} = 197.52 \text{ kN}$$

Đáp số: Cường độ thiết kế của liên kết hàn là 197.52 kN.

VÍ DỤ 2.5

Một thanh thép bản có kích thước $12 \times 100 \text{ mm}^2$ bằng thép M270, cấp 250 chịu kéo đúng tâm với lực kéo có hệ số bằng 210 kN. Thanh kéo được hàn vào bản nút có chiều dày 10 mm như trong hình 2.18. Hãy thiết kế liên kết hàn.



Hình 2.18 - Hình cho ví dụ 2.5

Lời giải

Đối với thép cơ bản M270, cấp 250, thường dùng loại que hàn E70XX có $F_{\text{exx}} = 485 \text{ MPa}$. Thử chọn đường hàn có kích thước tối thiểu $w = 6 \text{ mm}$.

Khả năng chịu lực của một đơn vị chiều dài đường hàn, như đã được tính trong ví dụ 2.5, là 987,6 N/mm.

Khả năng chịu cắt trên một đơn vị chiều dài của thanh nối mỏng hơn (bản nút) là

$$\phi_v R_n = \phi_v \cdot (0,58 t F_y) = 1,0 \cdot 0,58 \cdot 10 \cdot 250 = 1450 \text{ N/mm} \rightarrow \text{Cường độ đường hàn là}$$

quyết định.

$$\text{Chiều dài đường hàn cần thiết là : } L = \frac{210 \cdot 10^3}{987,6} = 213 \text{ mm}$$

Thoả mãn yêu cầu về chiều dài tối thiểu của đường hàn là $4w = 24 \text{ mm}$ và 40 mm .

Đáp số : Vậy, sử dụng hai đường hàn song song bằng nhau, mỗi đường hàn dài 110 mm.

II.3. CÁC TRƯỜNG HỢP LIÊN KẾT LỆCH TÂM

Liên kết lệch tâm là liên kết mà trong đó, hợp các lực tác dụng không đi qua trọng tâm của các bu lông hoặc đường hàn. Nếu liên kết có một mặt phẳng đối xứng thì trọng tâm diện tích chịu cắt của bu lông hoặc đường hàn có thể được sử dụng làm điểm tham chiếu và khoảng cách vuông góc từ đường tác dụng của tải trọng đến trọng tâm này được gọi là độ lệch tâm. Mặc dù hầu hết các liên kết trong thực tế chịu lực lệch tâm nhưng trong nhiều trường hợp, độ lệch tâm là nhỏ và có thể được bỏ qua.

II.3.1. Liên kết bu lông lệch tâm chỉ chịu cắt

Có hai cách tiếp cận để giải quyết bài toán: phân tích đàn hồi theo truyền thống và phân tích cường độ giới hạn. Phần sau đây trình bày cách tính liên kết bu lông lệch tâm bằng phân tích đàn hồi. Cách tính toán theo phân tích cường độ giới hạn có thể tham khảo tài liệu [5].

Phân tích đàn hồi

Tải trọng P tác dụng lệch tâm có thể được thay thế bằng một lực P tác dụng tại trọng tâm cộng với một mô men $M = P.e$, với e là độ lệch tâm.

Dưới tác dụng của tải trọng đúng tâm P , mỗi bu lông chịu tác dụng của một phần lực chia đều $p_c = P/n$, với n là số bu lông.

Dưới tác dụng của mô men, nội lực của bu lông có thể được xác định khi coi ứng suất cắt trong bu lông là do xoắn của một mặt cắt ngang đối với các diện tích mặt cắt ngang của các bu lông. Như vậy, ứng suất cắt trong mỗi bu lông có thể được tính theo công thức về xoắn :

$$f_v = \frac{Md}{J} \quad (2.19)$$

Trong đó:

- + d : Khoảng cách từ trọng tâm của diện tích tới điểm cần tính ứng suất.
- + J : Mô men quán tính cực của diện tích quanh trọng tâm.
- + f_v : Ứng suất vuông góc với d .

Nếu áp dụng định lý trục song song, J cho toàn thể diện tích có thể xấp xỉ bằng :

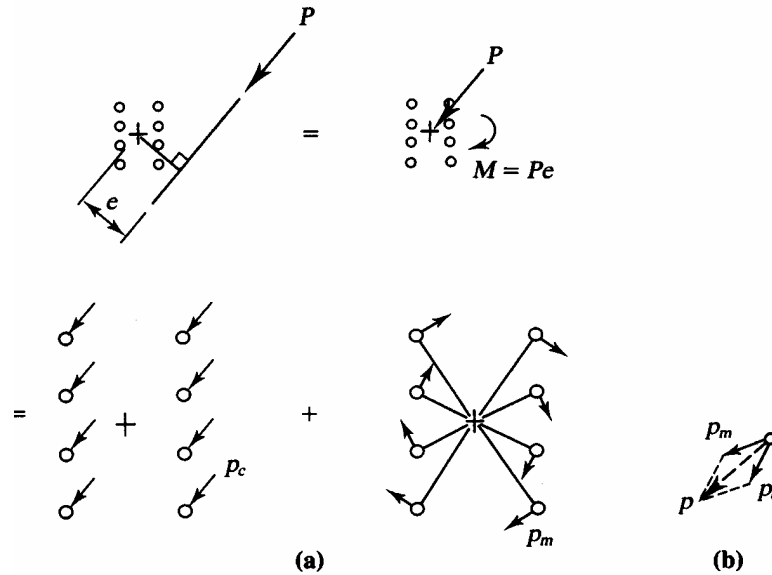
$$J = \sum Ad^2 = A \sum d^2$$

Ở đây, giả thiết tất cả các bu lông có cùng diện tích. Công thức 2.19 có thể được viết thành

$$f_v = \frac{Md}{A \sum d^2}$$

và lực cắt trong mỗi bu lông do mô men sinh ra là: $p_m = Af_v = A \frac{Md}{A \sum d^2} = \frac{Md}{\sum d^2}$

Hai thành phần lực cắt đã được xác định có thể được cộng vec tơ để tạo thành hợp lực p như được minh hoạ trong hình 2.19. Kích thước của bu lông sẽ được chọn theo nội lực lớn nhất trong các bu lông.



Hình 2.19 - Phân tích các thành phần lực của bu lông chịu lực lệch tâm

Tổng quát hơn, các lực tác dụng có thể được biểu diễn theo các thành phần vuông góc với nhau. Với mỗi bu lông, các thành phần nằm ngang và thẳng đứng của lực do cắt trực tiếp là

$$p_{cx} = \frac{P_x}{n} \quad \text{và} \quad p_{cy} = \frac{P_y}{n}$$

Trong đó:

+ P_x và P_y là các thành phần theo phương x và phương y của lực tổng cộng tác dụng tại liên kết (hình 2.20). Dễ dàng chứng minh được, các thành phần nằm ngang và thẳng đứng do sự lệch tâm có thể được tính bằng các công thức

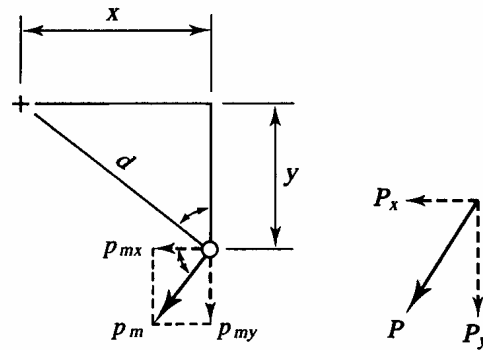
$$p_{mx} = \frac{My}{\sum (x^2 + y^2)} \quad \text{và} \quad p_{my} = \frac{Mx}{\sum (x^2 + y^2)}$$

Và nội lực tổng cộng của bu lông là $p = \sqrt{(\sum p_x)^2 + (\sum p_y)^2}$

Trong đó

$$+ \sum p_x = p_{cx} + p_{mx}$$

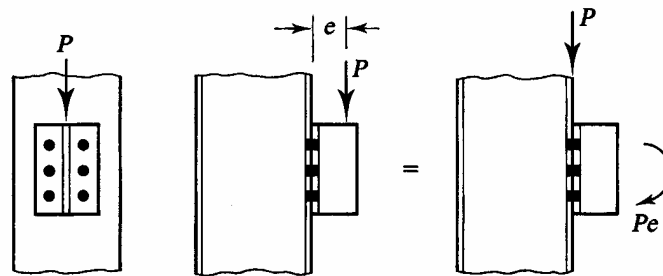
$$+ \sum p_y = p_{cy} + p_{my}$$



Hình 2.20 - Hai thành phần lực vuông góc của bu lông

II.3.2. Liên kết bu lông chịu cắt và chịu kéo đồng thời

Trong một liên kết đối với một công son chữ T trên hình 2.21, một lực lệch tâm gây ra một mô men, sẽ làm tăng lực kéo ở hàng bu lông phía trên và giảm lực kéo ở hàng bu lông phía dưới. Nếu cả hai hàng bu lông này đều không được kéo trước thì hàng bu lông phía trên sẽ chịu kéo và hàng bu lông phía dưới sẽ không chịu lực. Không phụ thuộc vào loại bu lông, mỗi bu lông sẽ chịu một phần lực cắt chia đều.

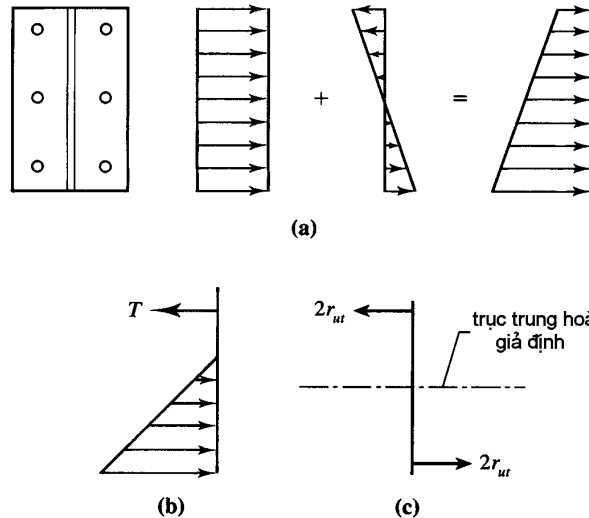


Hình 2.21 - Liên kết bu lông chịu cắt và chịu kéo

Nếu các bu lông là bu lông cường độ cao thì mặt tiếp xúc giữa cánh của cột và cánh của công son sẽ chịu nén đều trước khi chịu tải trọng ngoài. Ứng suất ép mặt sẽ bằng tổng lực kéo của bu lông chia cho diện tích mặt tiếp xúc. Khi lực P tác dụng từ từ, lực nén ở bên trên sẽ giảm đi và ở bên dưới sẽ tăng lên (hình 2.22a). Khi lực nén ở trên cùng bị triệt tiêu hoàn toàn, các bộ phận sẽ tách khỏi nhau và mô men Pe sẽ gây kéo bu lông và gây nén trên mặt tiếp xúc còn lại (hình 2.22b). Tải trọng giới hạn sẽ được đạt tới khi nội lực trong bu lông tiến tới cường độ chịu kéo giới hạn của chúng.

Ở đây, một phương pháp đơn giản và thiên về an toàn sẽ được sử dụng. Trục trung hoà của liên kết được giả thiết là đi qua trọng tâm của diện tích bu lông. Các bu lông phía

trên trục này chịu kéo và các bu lông bên dưới trục này được giả thiết là chịu nén như trên hình 2.22c. Mỗi bu lông được giả thiết là đạt tới giá trị giới hạn r_{ut} . Do có hai bu lông ở mỗi hàng nên mỗi lực được biểu diễn là $2r_{ut}$. Hợp nội lực kéo và nén là một ngẫu bằng với mô men có thể chịu được của liên kết. Mô men của ngẫu này có thể được xác định bằng tổng mô men của nội lực trong các bu lông đối với một trục bất kỳ, chẳng hạn trục trung hoà. Khi mô men được chịu bởi liên kết bằng mô men tác dụng thì công thức kết quả có thể được giải đối với lực kéo chưa biết của bu lông r_{ut} .



Hình 2.22 - Phân tích ứng suất trong liên kết bu lông chịu cắt và chịu kéo

II.3.2. Liên kết hàn lệch tâm chỉ chịu cắt

Liên kết hàn lệch tâm được phân tích, về cơ bản, giống như cách thức đã áp dụng cho liên kết bu lông, ngoại trừ chiều dài đơn vị của đường hàn sẽ thay thế cho các bu lông riêng biệt trong tính toán. Cũng như trong liên kết bu lông lệch tâm chịu cắt, liên kết hàn chịu cắt có thể được nghiên cứu bằng phương pháp phân tích đàn hồi hoặc phương pháp cường độ giới hạn. Phần sau đây trình bày cách tính liên kết bu lông lệch tâm bằng phân tích đàn hồi. Cách tính toán theo phân tích cường độ giới hạn có thể tham khảo tài liệu [5].

Phân tích đàn hồi

Tải trọng tác dụng lên công son trong hình 2.23a có thể được coi là tác dụng trong mặt phẳng đường hàn – nghĩa là mặt phẳng hữu hiệu (có chiều rộng nhỏ nhất). Chấp nhận giả thiết này, tải trọng sẽ được chịu bởi diện tích của đường hàn như miêu tả trong hình 2.23b. Tuy nhiên, việc tính toán sẽ được đơn giản hoá nếu sử dụng chiều dày mặt cắt hữu hiệu của

đường hàn bằng đơn vị. Như vậy, tải trọng được tính toán có thể nhân với 0,707w (w là chiều dày của mỗi hàn) để có được tải trọng thực tế.

Một lực lệch tâm trong mặt phẳng đường hàn gây ra cả cắt trực tiếp và cắt xoắn. Vì tất cả các phần tử của đường hàn tham gia chịu cắt như nhau nên ứng suất cắt trực tiếp là

$$f_1 = \frac{P}{L}$$

Với L là tổng chiều dài các đường hàn và bằng diện tích chịu lực cắt vì ở đây, đã sử dụng chiều dày có hiệu của đường hàn bằng đơn vị. Nếu sử dụng các thành phần vuông góc thì

$$f_{1x} = \frac{P_x}{L} \quad \text{và} \quad f_{1y} = \frac{P_y}{L}$$

Trong đó: P_x và P_y là các thành phần của lực tác dụng theo trục x và trục y.

Ứng suất cắt do mô men sinh ra:

Giả thiết:

- + Dưới tác dụng của mômen, thanh hàn quay quanh trọng tâm O của các đường hàn.
- + Ứng suất tại mỗi điểm trên đường hàn tỷ lệ thuận với khoảng cách từ điểm đó đến trọng tâm O.

Thanh hàn quay quanh trọng tâm O → Coi thanh hàn cứng tuyệt đối. gọi O là điểm cực.

Tính ứng suất trong liên kết bằng PP mômen quán tính cực. Gọi f_M là ứng suất do M sinh ra trong đường hàn.

Xét một vi phân diện tích dA. Vi phân này chịu lực cắt dV thì: $dV = f_M \cdot dA$.

Mômen của dV với điểm cực O là: $dM = dV \cdot r = f_M \cdot dA \cdot r$ (Theo giả thiết 1).

Theo giả thiết 2, f_M tỷ lệ với r. $\frac{f_M}{r} = \frac{f_M^i}{r_i}$ Suy ra $f_M = \frac{f_M^i}{r_i} \cdot r$

$$\text{Vậy } M = \int_A \frac{r}{r_i} \cdot f_M^i \cdot dA \cdot r = \frac{f_M^i}{r_i} \int_A r^2 \cdot dA = \frac{f_M^i}{r_i} \cdot J_o$$

+ f_M^i : Ứng suất tại điểm i nào đó trên đường hàn do M gây ra.

+ r_i : Khoảng cách từ trọng tâm O tới điểm i cần tính ứng suất.

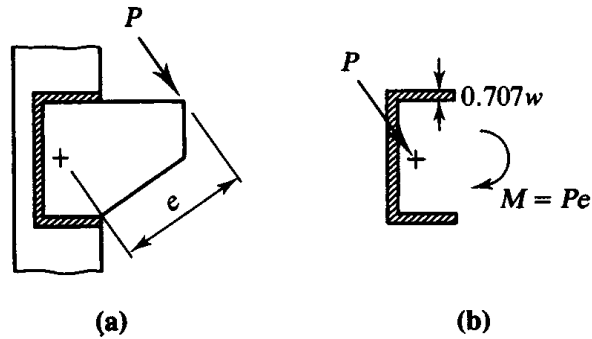
$$\text{Vậy: } f_M^i = \frac{M}{J_o} \cdot r_i$$

J_o : Mô men quán tính cực của các đường hàn.

$$J_o = \int_A r^2 \cdot dA = \int_A (x^2 + y^2) dA = \int_A x^2 dA + \int_A y^2 dA$$

$$J_o = I_x + I_y$$

I_x, I_y : Mômen quán tính cầu các đường hàn ở liên kết với trục x, y đi qua điểm O .



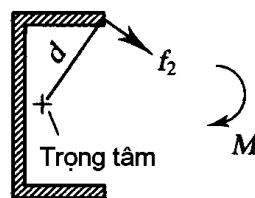
Hình 2.23 - Đường hàn góc chịu lực lệch tâm

Biểu diễn ứng suất này tại góc trên cùng bên phải của đường hàn đã cho. Biểu diễn

theo các thành phần vuông góc: $f_{mx} = \frac{My}{J_o}$ và $f_{my} = \frac{Mx}{J_o}$

Nếu đã biết tất cả các thành phần vuông góc thì có thể cộng véc tơ để xác định hợp

ứng suất cắt tại điểm cần tính toán: $f_m = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$



Hình 2.24 - Ứng suất đường hàn tại điểm xa trọng tâm nhất.

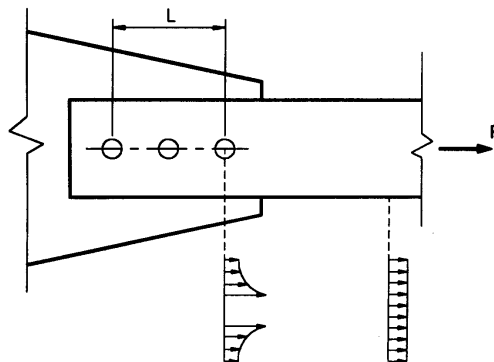
CHƯƠNG III : CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Cấu kiện chịu kéo thường gặp trong các khung ngang và giằng dọc của hệ dầm cầu cũng như trong các cầu giàn, cầu vòm. Dây cáp và thanh treo trong cầu treo và cầu dây văng cũng là những cấu kiện chịu kéo.

Điều quan trọng là phải biết cấu kiện chịu kéo được liên kết với các cấu kiện khác trong kết cấu như thế nào. Nói chung, đây là các chi tiết liên kết quyết định sức kháng của một cấu kiện chịu kéo và chúng cần được đề cập trước tiên.

III.1. CÁC DẠNG LIÊN KẾT

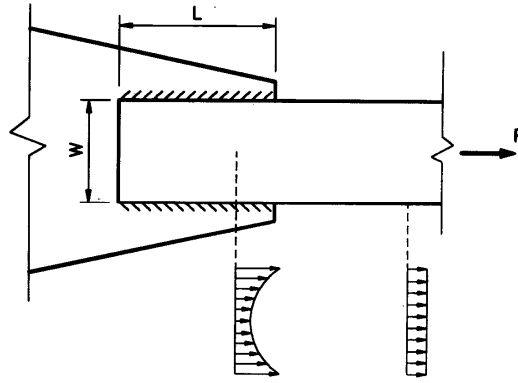
Có hai dạng liên kết cho các cấu kiện chịu kéo: liên kết bu lông và liên kết hàn. Một liên kết bu lông đơn giản giữa hai bản thép được cho trong hình 3.1. Rõ ràng, lỗ bu lông gây giảm yếu mặt cắt ngang nguyên của cấu kiện. Lỗ bu lông còn gây ứng suất tập trung ở mép lỗ, ứng suất này có thể lớn gấp ba lần ứng suất đều ở một khoảng cách nào đó đối với mép lỗ (hình 3.1). Sự tập trung ứng suất xảy ra khi vật liệu làm việc đàn hồi sẽ giảm đi ở tải trọng lớn hơn do sự chảy dẻo.



Hình 3.1 - Sự tập trung ứng suất cục bộ và cắt trễ tại lỗ bu lông.

Một mối nối đơn giản bằng hàn giữa hai bản thép được biểu diễn trên hình 3.2. Trong liên kết hàn, mặt cắt ngang nguyên của cấu kiện không bị giảm yếu. Tuy nhiên, ứng suất trong bản bị tập trung tại vị trí kề với đường hàn và chỉ trở nên đều đặn kể từ một khoảng cách nào đó tới đường hàn.

Những sự tập trung ứng suất ở vị trí kề với liên kết này là do một hiện tượng được gọi là sự cắt trễ. Ở vùng gần với lỗ bu lông hoặc gần với đường hàn, ứng suất cắt phát triển làm cho ứng suất kéo ở xa lỗ bu lông hoặc đường hàn giảm đi so với giá trị lớn hơn tại mép.



Hình 3.2 - Sự tập trung ứng suất cục bộ và cắt trễ tại liên kết hàn

III.2. SỨC KHÁNG KÉO

Các kết quả thí nghiệm kéo thép cầu được thể hiện bằng các đường cong ứng suất-biến dạng trong hình 1.5. Sau điểm chảy với ứng suất đạt tới F_y , ứng xử dẻo bắt đầu. Ứng suất gần như không đổi cho tới khi sự cứng hoá biến dạng làm ứng suất tăng trở lại trước khi giảm đi và mẫu thử đứt đột ngột. Giá trị đỉnh của ứng suất cho mỗi loại thép trong hình 1.4 được định nghĩa là cường độ chịu kéo F_u của thép. Các giá trị của F_y và F_u được cho trong bảng 1.5 đối với các loại thép cầu khác nhau.

Khi lực kéo tác dụng tại đầu liên kết tăng lên, điểm có ứng suất lớn nhất tại mặt cắt nguy hiểm sẽ chảy đầu tiên. Điểm này có thể xuất hiện tại nơi có ứng suất tập trung như được chỉ ra trong hình 3.1 và 3.2 hoặc tại nơi có ứng suất dư kéo lớn (hình 1.3). Khi một phần của mặt cắt nguy hiểm bắt đầu chảy và tải trọng tiếp tục tăng lên, xuất hiện sự phân phối lại ứng suất do sự chảy dẻo. Giới hạn chịu lực kéo thông thường đạt được khi toàn bộ mặt cắt ngang bị chảy.

Sức kháng kéo của cầu kiện chịu lực dọc trục được xác định bởi giá trị nhỏ hơn của:

- + Sức kháng chảy của mặt cắt ngang nguyên.
- + Sức kháng đứt của mặt cắt ngang giảm yếu tại đầu liên kết.

Sức kháng chảy tính toán (có hệ số) được xác định bởi:

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (3.1)$$

Trong đó:

ϕ_y : Hệ số sức kháng chảy của cầu kiện chịu kéo, lấy theo bảng 1.1.

P_{ny} : Sức kháng kéo chảy danh định trong mặt cắt nguyên (N).

F_y : Cường độ chảy của thép (MPa).

A_g : Diện tích mặt cắt ngang nguyên của cầu kiện (mm^2)

Sức kháng đứt tính toán (có hệ số) được xác định bởi

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e \quad (3.2)$$

Trong đó:

ϕ_u : Hệ số sức kháng đứt của cầu kiện chịu kéo, lấy theo bảng 1.1.

P_{nu} : Sức kháng kéo đứt danh định trong mặt cắt giảm yếu (N).

F_u : Cường độ chịu kéo của thép (MPa).

A_g : Diện tích mặt cắt thực hữu hiệu của cầu kiện (mm^2).

Đối với liên kết bu lông, diện tích mặt cắt thực hữu hiệu là: $A_e = UA_n$ (3.3)

với A_n là diện tích mặt cắt thực của cầu kiện (mm^2) và U là hệ số chiết giảm xét đến cắt trễ.

Đối với liên kết hàn, diện tích mặt cắt thực hữu hiệu là: $A_e = UA_g$ (3.4)

Hệ số chiết giảm U không dùng khi kiểm tra chảy mặt cắt nguyên vì sự chảy dẻo có xu hướng làm đồng đều ứng suất kéo trên mặt cắt ngang do cắt trễ. Hệ số sức kháng đứt nhỏ hơn hệ số sức kháng chảy do có thể xảy ra đứt gãy đột ngột trong vùng cứng hoá biến dạng của đường cong ứng suất-biến dạng.

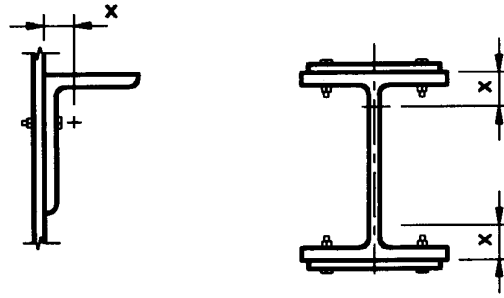
III.2.1. Hệ số chiết giảm U

Khi tất cả các bộ phận hợp thành (bản biên, vách đứng, các cánh thép góc...) được nối đối đầu hoặc bằng bản nút thì lực được truyền đều và $U = 1.0$. Nếu chỉ một phần của cầu kiện được liên kết (chẳng hạn, chỉ một cánh của thép góc) thì phần này sẽ chịu ứng suất lớn và phần không được liên kết sẽ chịu ứng suất nhỏ hơn. Trong trường hợp liên kết một phần, ứng suất phân bố không đều, cắt trễ xảy ra và $U < 1.0$.

Đối với liên kết bu lông một phần, *Munse* và *Chesson* (1963) đã cho biết rằng, sự giảm chiều dài liên kết L (hình 3.3) làm tăng hiệu ứng cắt trễ. Các tác giả đề nghị sử dụng

$$\text{công thức gần đúng sau để xác định hệ số chiết giảm: } U = 1 - \left(\frac{x}{L} \right) \quad (3.5)$$

Trong đó, x là khoảng cách từ trọng tâm diện tích cầu kiện được liên kết tới mặt phẳng chịu cắt của liên kết. Nếu cầu kiện có hai mặt liên kết đối xứng thì x được tính từ trọng tâm của một nửa diện tích gần nhất. Đối với liên kết bu lông một phần có ba bu lông hoặc nhiều hơn trên mỗi hàng theo phương tác dụng lực, hệ số U trong công thức có thể được nhân với một hệ số giảm 0.85.



Hình 3.3 - Cách xác định x

Đối với liên kết hàn một phần của thép cán I và T cắt từ I, được nối chỉ bằng đường

hàn ngang ở đầu: $U = \frac{A_{ne}}{A_{gn}}$ (3.6)

Trong đó:

+ A_{ne} : Diện tích thực của cấu kiện được liên kết (mm^2).

+ A_{gn} : Diện tích thực của phần thép cán nằm ngoài chiều dài liên kết (mm^2).

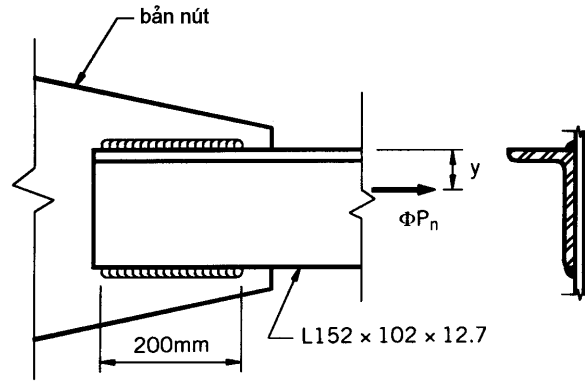
Đối với liên kết hàn có đường hàn dọc theo cả hai mép cấu kiện nối ghép (hình 3.2), hệ số chiết giảm có thể được lấy như sau:

$$\left. \begin{array}{ll} U = 1.0 & \text{®èi vớ i } L \geq 2W \\ U = 0.87 & \text{®èi vớ i } 1.5W \leq L < 2W \\ U = 0.75 & \text{®èi vớ i } W \leq L < 1.5W \end{array} \right\} \quad (3.7)$$

Với L là chiều dài của cặp mối hàn (mm) và W là chiều rộng cấu kiện được liên kết (mm). Đối với tất cả các cấu kiện khác có liên kết một phần, hệ số chiết giảm có thể được lấy bằng $U = 0.85$ (3.8)

VÍ DỤ 3.1

Hãy xác định diện tích thực hữu hiệu và sức kháng kéo có hệ số của một thép góc đơn chịu kéo L 152 x 102 x 12,7, được hàn vào bản nút phẳng như trên hình 3.4. Sử dụng thép công trình cấp 250.



Hình 3.4 - Thép góc đơn chịu kéo liên kết hàn với bản nút

Bài giải

Do chỉ một cánh của thép góc được hàn, diện tích thực phải được lấy giảm đi bởi hệ số U . Sử dụng công thức 3.7 với $L = 200 \text{ mm}$ và $W = 152 \text{ mm}$

$$L = \frac{200}{152} W = 1.3 W \text{ do đó } U = 0.75 \text{ và từ công thức 3.4 với } A_g = 3060 \text{ mm}^2$$

$$A_e = U A_g = 0.75(3060) = 2295 \text{ mm}^2$$

Sức kháng chảy có hệ số được tính từ công thức 3.1 với $\phi_y = 0.95$ (bảng 1.1) và $F_y = 250 \text{ MPa}$ (bảng 1.5) bằng: $\phi_y P_{ng} = \phi_y F_y A_g = 0.95(250)(3060) = 727 \cdot 10^3 \text{ N}$

Sức kháng đứt có hệ số được tính từ công thức 3.2 với $\phi_u = 0.80$ (bảng 1.1) và $F_u = 400 \text{ MPa}$ (bảng 1.5) bằng: $\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0.80(400)(2295) = 734 \cdot 10^3 \text{ N}$

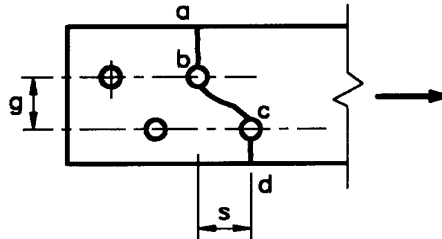
Đáp số: Sức kháng kéo có hệ số được quyết định bởi sự chảy của mặt cắt nguyên ở ngoài liên kết và bằng 727 kN.

III.2.2. Diện tích thực

Diện tích thực hay diện tích giảm yếu A_n của một thanh chịu kéo là tổng các tích số của bề dày t và bề rộng thực (bề rộng giảm yếu) nhỏ nhất w_n của mỗi bộ phận cấu kiện. Nếu liên kết bằng bu lông, diện tích thực lớn nhất được tính với tất cả bu lông trên một hàng đơn (hình 3.1). Đôi khi, sự hạn chế về khoảng cách đòi hỏi phải bố trí nhiều hàng. Sự giảm diện tích mặt cắt ngang sẽ là ít nhất khi bố trí bu lông so le (hình 3.5). Bề rộng thực được xác định cho mỗi đường qua lỗ trái ngang cấu kiện theo đường ngang, đường chéo hoặc đường zig zắc. Cần xem xét mọi khả năng phá hoại có thể xảy ra và sử dụng trường hợp cho S_n nhỏ nhất. Bề rộng thực đối với một đường ngang qua lỗ được tính bằng bề rộng nguyên trừ đi tổng bề rộng các lỗ và cộng với giá trị $s^2/4g$ cho mỗi đường chéo, tức là

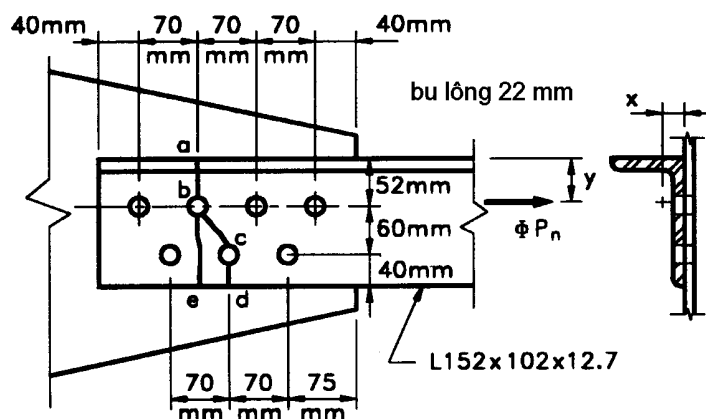
$$w_n = w_g - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g} \quad (3.9)$$

Với w_g là bề rộng nguyên của cấu kiện (mm), d là đường kính danh định của lỗ bu lông (mm), s là khoảng cách so le của hai lỗ bu lông liên tiếp giữa hai hàng (mm) và g là khoảng cách ngang giữa hai hàng lỗ (hình 3.5).



Hình 3.5 - Bố trí bu lông so le

VÍ DỤ 3.2 Hãy xác định diện tích thực hữu hiệu và sức kháng kéo có hệ số của một thép góc đơn chịu kéo L 152 x 102 x 12,7, được hàn vào bản nút phẳng như trên hình 3.6. Lỗ dùng cho bu lông đường kính 22 mm. Sử dụng thép công trình cấp 250.



Hình 3.6 - Thép góc đơn chịu kéo liên kết bu lông với bản nút

Bài giải

Bề rộng nguyên của mặt cắt ngang là tổng của bề rộng hai cánh trừ đi một bề dày

$$w_g = 152 + 102 - 12,7 = 241,3 \text{ mm}$$

Đường kính lỗ thực tế là $d = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$

Dùng công thức 3.9, bề rộng thực theo đường $abcd$ là:

$$w_n = 241,3 - 2(24) + \frac{(35)^2}{4(60)} = 196,0 \text{ mm}$$

và theo đường *abe* : $w_n = 241.3 - 1(24) = 217.3 \text{ mm}$

Trường hợp thứ nhất là quyết định, như vậy: $A_n = tw_n = 12.7 * (196.0) = 2489 \text{ mm}^2$

Vì chỉ một cánh của thép góc được liên kết, diện tích thực phải được giảm đi bởi hệ số U . Theo bảng tra các đặc trưng hình học của thép hình trong AISC (1992), khoảng cách từ trọng tâm tới mặt ngoài của cánh thép góc $x = 25.2 \text{ mm}$. Sử dụng công thức 3.5 với $L = 3(70) = 210 \text{ mm}$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{25.2}{210} = 0.88 > 0.85 \text{ và từ công thức 3.3 có } A_e = UA_n = 0.88(2489) = 2190 \text{ mm}^2$$

Sức kháng chảy có hệ số cũng được tính như trong ví dụ 3.1

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0.95(250)(3060) = 727.10^3 \text{ N}$$

Sức kháng đứt có hệ số được tính từ công thức 3.2:

$$\phi_u P_{uy} = \phi_u F_u A_e = 0.80(400)(2190) = 701.10^3 \text{ N}$$

Đáp số : Sức kháng kéo có hệ số được quyết định bởi sự phá hoại (đứt) của mặt cắt giảm yếu và bằng 701 kN.

III.2.3. Giới hạn độ mảnh

Yêu cầu về độ mảnh thường được đặt ra đối với các cấu kiện chịu nén. Tuy nhiên trong thực tế cũng cần giới hạn độ mảnh của cấu kiện chịu kéo. Nếu lực dọc trục trong cấu kiện chịu kéo bị xô dịch vị trí hoặc có một lực ngang nhỏ tác dụng, có thể xuất hiện dao động hoặc độ võng không mong muốn. Yêu cầu về độ mảnh được cho theo L/r , với L là chiều dài cấu kiện và r là bán kính quán tính nhỏ nhất của diện tích mặt cắt ngang cấu kiện.

Các yêu cầu về độ mảnh đối với cấu kiện chịu kéo không phải là thanh tròn, thanh có móc treo, cáp và bản, được cho trong bảng 3.1.

Bảng 3.1- Độ mảnh tối đa cho các cấu kiện chịu kéo

Cấu kiện chịu kéo	max L/r
Các thanh chịu lực chủ yếu	
Chịu ứng suất đối dấu	140
Không chịu ứng suất đối dấu	200
Các thanh giằng	240

III.2.4. Sức kháng cắt khối

Liên kết cần được xem xét tất cả các mặt có thể bị phá hoại trong thanh và trong bản nối. Xét hai mặt phẳng song song và vuông góc với lực tác dụng. Mặt phẳng song song và

vuông góc với lực tác dụng. Mặt phẳng song song với lực tác dụng được xem như chỉ chịu ứng suất cắt, mặt phẳng vuông góc với lực tác dụng được xem như chỉ chịu ứng suất kéo. Sức kháng tính toán tổ hợp của hai mặt phẳng lấy như sau:

$$\text{nếu } A_{nt} \geq 0.58 A_{nv} \text{ thì } R_r = \phi_{bs} (0.58 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \quad (2.20)$$

$$A_{nt} < 0.58 A_{nv} \text{ thì } R_r = \phi_{bs} (0.58 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \quad (2.21)$$

A_{gv} = Diện tích nguyên dọc theo mặt chịu ứng suất cắt (mm²)

A_{nv} = Diện tích thực dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất cắt (mm²)

A_{gt} = Diện tích nguyên dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất kéo (mm²)

A_{nt} = Diện tích thực dọc theo mặt phẳng chịu ứng suất kéo (mm²)

F_y = Cường độ chảy nhỏ nhất quy định của vật liệu liên kết (MPa)

F_u = Cường độ kéo nhỏ nhất quy định của vật liệu liên kết trong bảng (MPa) [A6.4.1.1]

ϕ_{bs} = Hệ số sức kháng đối với cắt khối [A6.5.4.2]

Diện tích nguyên là tích số của chiều dài mặt phẳng với chiều dày chi tiết. Diện tích thực là diện tích nguyên trừ số lượng của tất cả hay một phần lỗ trong mặt phẳng nhân với đường kính lỗ chuẩn cộng 2 mm nhân với chiều dày chi tiết.

Giới hạn trên: Sức kháng cắt khối theo công thức trên không vượt qua giá trị sau:

$$R_r = \phi_{bs} (0.58 F_u A_{nv} + F_u A_{nt})$$

CHƯƠNG IV: CẤU KIỆN CHỊU NÉN

Cấu kiện chịu nén là cấu kiện chỉ chịu lực nén tác dụng dọc theo trục của cấu kiện và gây ra ứng suất đều trên mặt cắt ngang. Ứng suất đều này là điều kiện lý tưởng vì luôn luôn có sự lệch tâm nào đó của lực tác dụng đối với trọng tâm mặt cắt cấu kiện. Mô men uốn tác dụng thường nhỏ và ít quan trọng. Loại cấu kiện chịu nén phổ biến nhất là cột. Nếu có mô men uốn theo tính toán, do sự liên tục hoặc do tải trọng ngang, thì nội lực này không thể bỏ qua và cấu kiện phải được xem là cột dầm. Cấu kiện chịu nén xuất hiện trong giàn, các khung ngang và hệ giằng dọc, nơi mà độ lệch tâm là nhỏ và uốn thứ cấp có thể được bỏ qua.

IV.1. KHÁI NIỆM ỔN ĐỊNH CỦA KẾT CẤU CHỊU NÉN

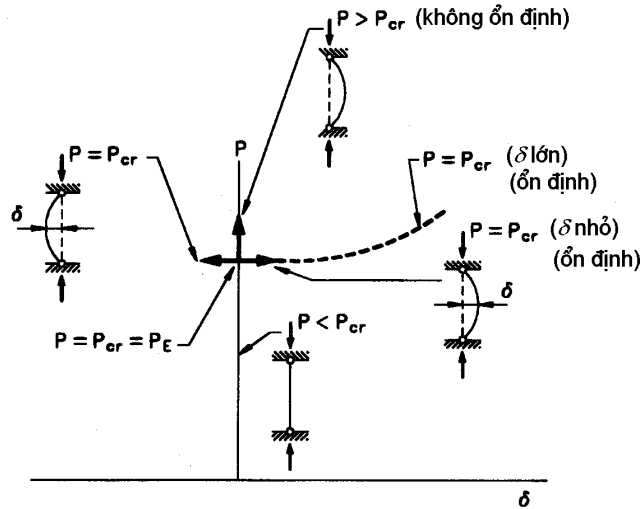
Trong thép công trình, các mặt cắt ngang cột thường mảnh và các TTGH khác thường đạt tới trước khi vật liệu bị phá hỏng. Các TTGH khác này có liên quan đến sự mất ổn định quá đàn hồi và sự mất ổn định của cấu kiện mảnh. Chúng bao gồm mất ổn định ngang, mất ổn định cục bộ và mất ổn định xoắn ngang của cấu kiện chịu nén. Mỗi TTGH đều phải được kết hợp chặt chẽ trong các quy tắc thiết kế được xây dựng để chọn cấu kiện chịu nén.

Để nghiên cứu hiện tượng mất ổn định, trước hết xét một cột thẳng, đàn hồi tuyệt đối, hai đầu chốt. Khi lực nén dọc trục tác dụng vào cột tăng lên, cột vẫn thẳng và co ngắn đàn hồi cho đến khi đạt tải trọng tới hạn P_{cr} . Tải trọng tới hạn được định nghĩa là tải trọng nén dọc trục nhỏ nhất mà ứng với nó, một chuyển vị ngang nhỏ làm cho cột bị cong ngang và tìm thấy một sự cân bằng mới. Định nghĩa về tải trọng tới hạn này được biểu diễn trên các đường cong tải trọng - chuyển vị của hình 4.1.

Trong hình 4.1, điểm mà tại đó có sự thay đổi ứng xử được gọi là *điểm rẽ*. Đường tải trọng - chuyển vị là thẳng đứng cho tới điểm này, sau đó thân cột di chuyển sang phải hoặc sang trái tùy theo hướng của tác động ngang. Khi độ võng ngang trở nên khác không, cột bị hư hỏng do oằn và lý thuyết biến dạng nhỏ dự báo rằng, không thể tiếp tục tăng lực dọc trục được nữa. Nếu sử dụng lý thuyết biến dạng lớn thì ứng suất phụ sẽ phát triển và đáp ứng tải trọng - chuyển vị sẽ tuân theo đường rời nét trên hình 4.1.

Lời giải theo lý thuyết biến dạng nhỏ về vấn đề mất ổn định đã được *Euler* công bố năm 1759. Ông đã chứng minh rằng, tải trọng gây oằn tới hạn P_{cr} có thể được tính bằng công

$$\text{thức sau: } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (4.1)$$



Hình 4.1- Biểu đồ tải trọng - chuyển vị đối với các cột đàn hồi.

Trong đó:

- + E : Mô đun đàn hồi của vật liệu.
- + I : Mô men quán tính của mặt cắt ngang cột quanh trục trọng tâm vuông góc với mặt phẳng oằn.
- + L : Chiều dài cột có hai đầu chốt.

Công thức này rất quen thuộc trong cơ học và phần chứng minh nó không được trình bày ở đây. Công thức 4.1 cũng có thể được biểu diễn theo ứng suất oằn tới hạn σ_{cr} khi chia

cả hai vế cho diện tích nguyên của mặt cắt ngang A_s :
$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_s} = \frac{\pi^2(EI / A_s)}{L^2}$$

Khi sử dụng định nghĩa về bán kính quán tính của mặt cắt $I = Ar^2$, biểu thức trên được viết thành:
$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad (4.2)$$

Trong đó, L/r thường được xem là chỉ số độ mảnh của cột. Sự oằn sẽ xảy ra quanh trục trọng tâm có mô men quán tính nhỏ nhất I (công thức 4.1) hay có bán kính quán tính nhỏ nhất r (công thức 4.2). Đôi khi, trục trọng tâm tới hạn lại xiên, như trong cầu kiện chịu nén bằng thép góc đơn. Trong bất kỳ trường hợp nào, tỷ số độ mảnh lớn nhất đều phải được xác định vì nó khống chế ứng suất tới hạn trên mặt cắt ngang.

Ứng suất gây oằn tới hạn lý tưởng được cho trong công thức (4.2) bị ảnh hưởng bởi ba thông số cường độ chính: liên kết ở hai đầu, ứng suất dư và độ cong ban đầu. Hai thông số

sau phụ thuộc vào phương thức chế tạo cấu kiện. Các thông số này và ảnh hưởng của chúng đối với cường độ oằn sẽ được thảo luận trong các phần tiếp theo.

IV.1.1. Chiều dài hữu hiệu của cột

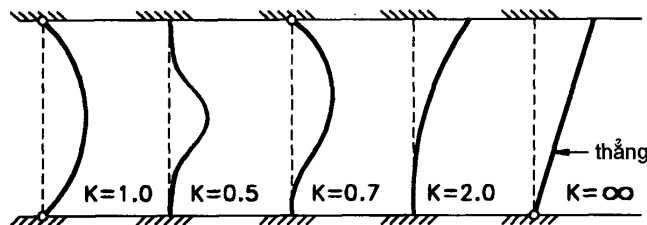
Bài toán mất ổn định đã được giải quyết bởi *Euler* là đối với một cột lý tưởng không có liên kết chịu mô men ở hai đầu. Đối với cột có chiều dài L mà các đầu của nó không chuyển vị ngang, sự ràng buộc ở đầu cấu kiện bởi liên kết với các cấu kiện khác sẽ làm cho vị trí của các điểm có mô men bằng không dịch xa khỏi các đầu cột. Khoảng cách giữa các điểm có mô men bằng không là chiều dài cột hữu hiệu hai đầu chốt, trong trường hợp này $K < 1$. Nếu liên kết ở đầu là chốt hoặc ngàm thì các giá trị tiêu biểu của K trường hợp không có chuyển vị ngang được biểu diễn trong ba sơ đồ đầu tiên của hình 4.2.

Nếu một đầu cột có chuyển vị ngang so với đầu kia thì chiều dài cột hữu hiệu có thể lớn hơn chiều dài hình học, khi đó $K > 1$. Ứng xử này được thể hiện trong hai sơ đồ sau của hình 4.2 với một đầu tự do và đầu kia là ngàm hoặc chốt. Tổng quát, ứng suất oằn tới hạn cho cột có chiều dài hữu hiệu KL có thể được tính bằng công thức sau khi viết lại biểu thức (4.2):

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (4.3)$$

Với K là hệ số chiều dài hữu hiệu.

Các ràng buộc đầu cột trong thực tế nằm đâu đó trong khoảng giữa chốt và ngàm, phụ thuộc vào độ cứng của các liên kết đầu cột. Đối với các liên kết bằng bu lông hoặc hàn ở cả hai đầu của cấu kiện chịu nén bị cản trở chuyển vị ngang, K có thể được lấy bằng 0.75. Do đó, chiều dài hữu hiệu của các cấu kiện chịu nén trong các khung ngang và giằng ngang có thể được lấy bằng $0.75L$ với L là chiều dài không được đỡ ngang của cấu kiện.

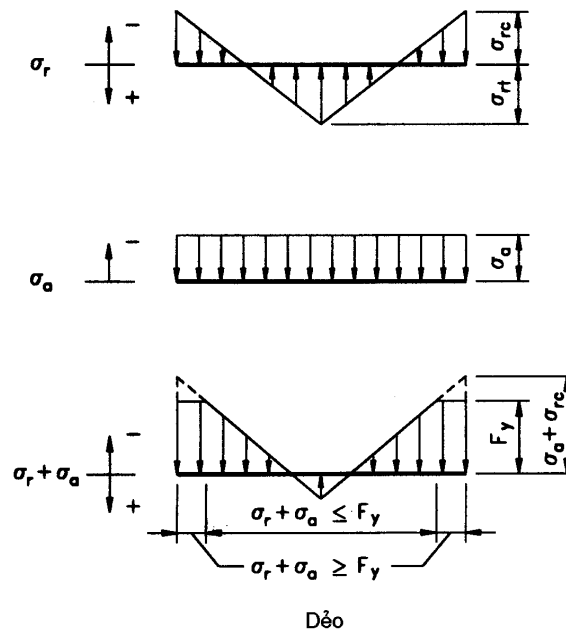


Hình 4.2 Liên kết ở đầu và chiều dài hữu hiệu của cột. (a) chốt-chốt, (b) ngàm-ngàm, (c) ngàm-chốt, (d) ngàm-tự do, (e) chốt-tự do

IV.1.2. Ứng suất dư

Ứng suất dư đã được đề cập ở mục 1.3.2. Nói chung, ứng suất dư sinh ra bởi sự nguội không đều của cầu kiện trong quá trình gia công hay chế tạo ở nhà máy. Nguyên tắc cơ bản của ứng suất dư có thể được tóm tắt như sau: Các thớ lạnh đầu tiên chịu ứng suất dư nén, các thớ lạnh sau cùng chịu ứng suất dư kéo (Bjorhovde, 1992).

Độ lớn của ứng suất dư thực tế có thể bằng ứng suất chảy của vật liệu. Ứng suất nén dọc trục tác động thêm khi khai thác có thể gây chảy trong mặt cắt ngang ở mức tải trọng thấp hơn so với dự kiến $F_y A_s$. Ứng suất tổ hợp này được biểu diễn trên hình 4.3, trong đó σ_{cr} là ứng suất dư nén, σ_{rt} là ứng suất dư kéo và σ_a là ứng suất nén dọc trục tác dụng thêm. Các phần đầu của cầu kiện đã bị chảy dẻo trong khi phần bên trong vẫn còn làm việc đàn hồi.



Hình 4.3 - (a) ứng suất dư, (b) ứng suất nén tác dụng , (c) ứng suất tổ hợp
(Bjorhovde, 1992)

IV.1.3. Độ cong ban đầu

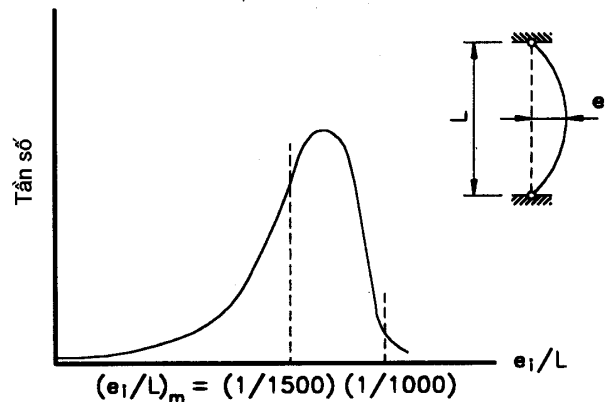
Ứng suất dư phát triển trên chiều dài cầu kiện và mỗi mặt cắt ngang được giả thiết là chịu một phân bố ứng suất tương tự như trong hình 4.3. Phân bố ứng suất không đều trên chiều dài cầu kiện sẽ chỉ xảy ra khi quá trình làm lạnh là không đều. Điều thường gặp là một cầu kiện sau khi được cán ở trong xưởng thép sẽ được cắt theo chiều dài và được đặt sang

một bên để làm nguội. Các cấu kiện khác nằm cạnh nó trên giá làm lạnh sẽ ảnh hưởng đến mức độ nguội đi của cấu kiện này.

Nếu một cấu kiện nóng nằm ở một bên và một cấu kiện ấm nằm ở bên kia thì sự nguội sẽ là không đều trên mặt cắt. Ngoài ra, các đầu bị cắt sẽ nguội nhanh hơn phần thanh còn lại và sự nguội sẽ không đều trên chiều dài cấu kiện. Sau khi thanh nguội đi, phân bố ứng suất dư không đều sẽ làm cho thanh bị vênh, cong, thậm chí bị vặn. Nếu thanh được dùng làm cột thì có thể không còn thoả mãn giả thiết là thẳng tuyệt đối mà phải được xem là có độ cong ban đầu.

Một cột có độ cong ban đầu sẽ chịu mô men uốn khi có lực dọc trục tác dụng. Một phần sức kháng của cột được sử dụng để chịu mô men uốn này và sức kháng lực dọc sẽ giảm đi. Do vậy, cột không hoàn hảo có khả năng chịu lực nhỏ hơn so với cột lý tưởng.

Độ cong ban đầu trong thép cán I cánh rộng, theo thống kê, được biểu diễn trên hình 4.4 ở dạng phân số so với chiều dài cấu kiện. Giá trị trung bình của độ lệch tâm ngẫu nhiên e_1 là $L/1500$, trong khi giá trị lớn nhất vào khoảng $L/1000$ (Bjorhovde, 1992).



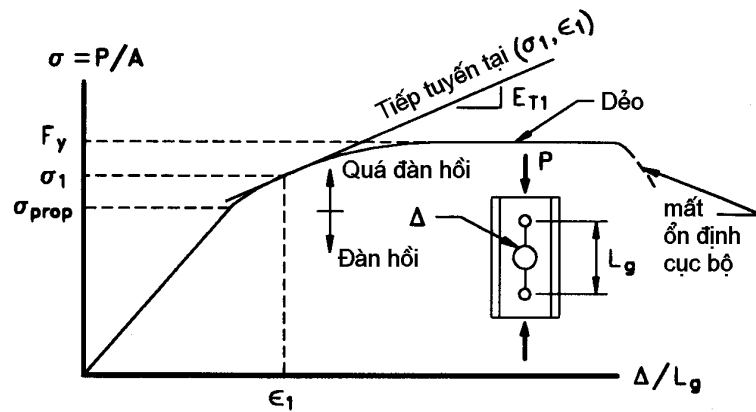
Hình 4.4 - Sự biến thiên của độ cong ban đầu theo thống kê (Bjorhovde, 1992).

IV.2. KHÁI NIỆM MẤT ỔN ĐỊNH QUÁ ĐÀN HỒI

Tải trọng gây mất ổn định theo *Euler* trong công thức (4.1) được đưa ra dựa trên giả thiết vật liệu làm việc đàn hồi. Đối với các cột dài, mảnh, giả thiết này là hợp lý vì sự oằn xảy ra ở mức tải trọng tương đối thấp và ứng suất được sinh ra là thấp hơn cường độ chảy của vật liệu. Tuy nhiên, với những cột ngắn, thấp, tải trọng gây oằn lại cao hơn và sự chảy xảy ra trên một phần mặt cắt ngang.

Đối với các cột ngắn, không phải tất cả các thớ của mặt cắt ngang đều bắt đầu chảy ở cùng một thời điểm. Điều này là hợp lý vì các vùng có ứng suất dư nén sẽ chảy đầu tiên như

được minh họa trên hình 4.3. Do đó, khi tải trọng nén dọc trục tăng lên, phần mặt cắt còn làm việc đàn hồi sẽ giảm đi cho tới khi toàn bộ mặt cắt ngang trở nên dẻo. Sự chuyển từ ứng xử đàn hồi sang ứng xử dẻo xảy ra từ từ như được biểu diễn bằng đường cong ứng suất-biến dạng trên hình 4.5 cho một cột ngắn. Quan hệ ứng suất - biến dạng này khác nhau do sự thay đổi khá đột ngột khi chuyển từ đàn hồi sang dẻo thường xảy ra trong các thí nghiệm thanh hoặc mẫu thép công trình



Hình 4.5 - Đường cong ứng suất biến dạng của cột công son ngắn.

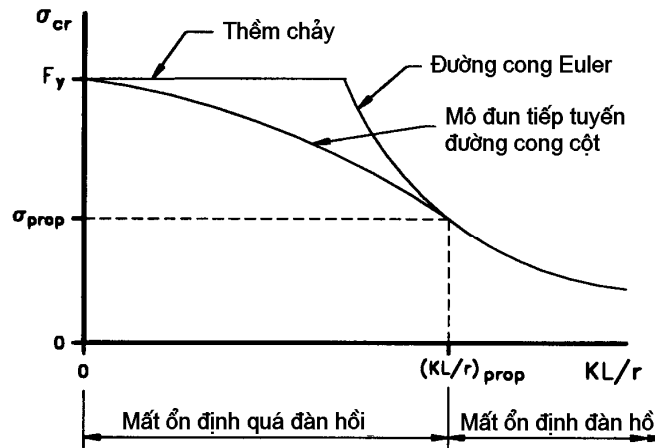
Đường cong ứng suất biến dạng của cột công son ngắn trong hình 4.5 lệch đi so với ứng xử đàn hồi ở giới hạn tỷ lệ σ_{prop} và chuyển dần sang ứng xử dẻo khi đạt tới F_y . Mô đun đàn hồi E đặc trưng cho ứng xử đàn hồi cho tới khi tổng các ứng suất nén tác dụng và ứng suất dư trong hình 4.3 bằng ứng suất chảy, tức là khi:

$$\sigma_a + \sigma_{cr} = F_y \text{ hay } \sigma_{prop} = F_y - \sigma_{cr} \quad (4.4)$$

Trong sự chuyển tiếp giữa ứng xử đàn hồi và ứng xử dẻo, mức độ thay đổi ứng suất so với biến dạng được biểu thị bằng mô đun tiếp tuyến E_T như trong hình 4.5. Vùng đường cong mà ở đó mặt cắt ngang có ứng suất hỗn hợp cả đàn hồi và dẻo được gọi là vùng *quá đàn hồi*. Mô đun tiếp tuyến hay mô đun quá đàn hồi của tải trọng gây oằn cột được định nghĩa khi thay E_T cho E trong công thức 4.3 đối với ứng xử đàn hồi

$$\sigma_T = \frac{\pi^2 E_T}{(KL/r)^2} \quad (4.5)$$

Đường cong oằn tổ hợp đàn hồi và quá đàn hồi (theo *Euler* và mô đun tiếp tuyến) được biểu diễn trên hình 4.6. Điểm chuyển tiếp thể hiện sự thay đổi từ ứng xử đàn hồi sang ứng xử dẻo là giới hạn tỷ lệ σ_{prop} của của công thức (4.4) và tỷ số độ mảnh tương ứng $(KL/r)_{prop}$.



Hình 4.6 - Mô đun tiếp tuyến liên hợp và đường cong cột theo Euler

IV.3. SỨC KHÁNG NÉN

Sức kháng nén dọc trục của cột ngắn đạt giá trị lớn nhất khi sự oằn không xảy ra và toàn bộ mặt cắt ngang có ứng suất chảy F_y . Tải trọng chảy dẻo hoàn toàn P_y là tải trọng lớn nhất mà cột có thể chịu được và có thể được sử dụng để chuẩn hóa những đường cong cột sao cho chúng không phụ thuộc vào cấp thép công trình. Tải trọng chảy dọc trục là:

$$P_y = A_s F_y \quad (4.6)$$

Đối với cột dài, tải trọng gây oằn tới hạn *Euler* P_{cr} thu được khi nhân công thức 4.3 với A_s :

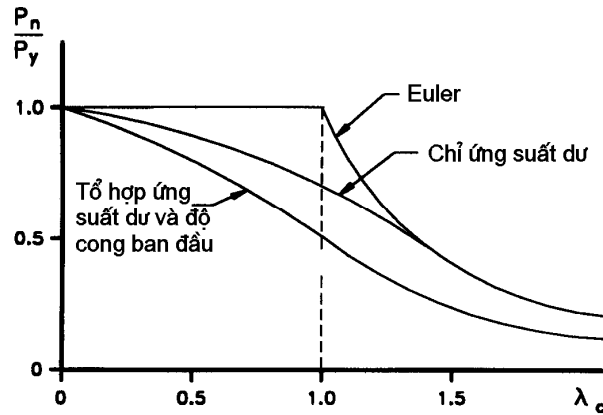
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E A_s}{(KL/r)^2} \quad (4.7)$$

Khi chia biểu thức 4.7 cho biểu thức 4.6, ta có công thức xác định đường cong cột đàn hồi

$$\text{Euler chuẩn: } \frac{P_{cr}}{P_y} = \left(\frac{\pi r}{KL} \right)^2 \frac{E}{F_y} = \frac{1}{\lambda_c^2} \quad (4.8)$$

$$\text{Với } \lambda_c \text{ là giới hạn độ mảnh của cột: } \lambda_c = \left(\frac{KL}{\pi r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.9)$$

Đường cong cột *Euler* và thêm chảy chuẩn được biểu diễn bằng đường trên cùng trong hình 4.7. Đường cong chuyển tiếp quá đàn hồi cũng được thể hiện. Đường cong cột có xét đến sự giảm hơn nữa tải trọng oằn do độ cong ban đầu là đường dưới cùng trong hình 4.7. Đường dưới cùng này là đường cong cường độ của cột được sử dụng trong tiêu chuẩn thiết kế.



Hình 4.7 - Đường cong cột chuẩn với các ảnh hưởng của sự không hoàn hảo.

Đường cong cường độ của cột phản ánh sự tổ hợp ứng xử quá đàn hồi và đàn hồi. Sự oằn quá đàn hồi xảy ra đối với cột có chiều dài trung bình từ $\lambda_c = 0$ tới $\lambda_c = \lambda_{prop}$, với λ_{prop} là giới hạn độ mảnh cho một ứng suất tới hạn Euler σ_{prop} (công thức 4.4). Sự oằn đàn hồi xảy ra cho cột dài với λ_c lớn hơn so với λ_{prop} . Khi thay biểu thức 4.4 và các định nghĩa này vào 4.8, ta thu được:

$$\frac{F_y - \sigma_{rc}}{F_y} \frac{A_s}{A_s} = \frac{1}{\lambda_{prop}^2} \text{ hay } \lambda_{prop}^2 = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{rc}}{F_y}} \quad (4.10)$$

Giá trị của λ_{prop} phụ thuộc vào tương quan độ lớn của ứng suất dư nén σ_{rc} và ứng suất chảy F_y . Ví dụ, nếu $F_y = 345$ MPa và $\sigma_{rc} = 190$ MPa thì công thức 4.10 cho kết quả

$$\lambda_{prop}^2 = \frac{1}{1 - \frac{190}{345}} = 2,23 \text{ và } \lambda_{prop} = 1,49.$$

Ứng suất dư càng lớn thì giới hạn độ mảnh mà tại đó xảy ra sự chuyển sang mất ổn định đàn hồi càng lớn. Gần như tất cả các cột được thiết kế trong thực tế đều làm việc như cột có chiều dài trung bình quá đàn hồi. Ít khi gặp các cột có độ mảnh đủ để nó làm việc như các cột dài đàn hồi, bị oằn ở tải trọng tới hạn Euler.

IV.3.1. Sức kháng nén danh định

Để tránh căn thức trong công thức 4.9, giới hạn độ mảnh cột được định nghĩa lại như sau:

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (4.11)$$

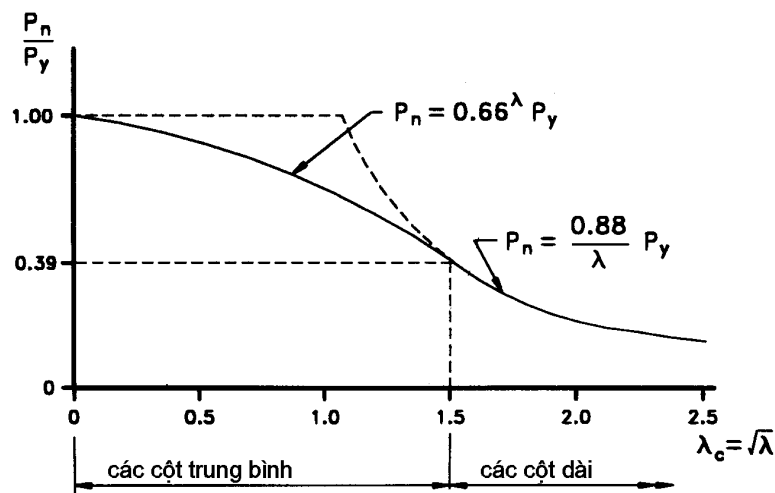
Điểm chuyển tiếp giữa oằn quá đàn hồi và oằn đàn hồi hay giữa cột có chiều dài trung bình và cột dài được xác định ứng với $\lambda = 2,25$. Đối với cột dài ($\lambda \geq 2,25$), cường độ danh định của cột P_n được cho bởi:
$$P_n = \frac{0,88 F_y A_s}{\lambda} \quad (4.12)$$

Là tải trọng oằn tới hạn *Euler* của công thức 4.7 nhân với hệ số giảm 0,88 để xét đến độ cong ban đầu bằng $L/1500$. Đối với cột dài trung bình ($\lambda < 2,25$), cường độ danh định của cột P_n được xác định từ đường cong mô đun tiếp tuyến có chuyển tiếp êm thuận giữa $P_n = P_y$ và đường cong oằn *Euler*. Công thức cho đường cong chuyển tiếp là:

$$P_n = 0,66^\lambda F_y A_s \quad (4.13)$$

Các đường cong mô tả các công thức 4.12 và 4.13 được biểu diễn trong hình 4.8 ứng với λ_c chứ không phải λ để giữ nguyên hình dạng của đường cong như đã được biểu diễn trước đây trong các hình 4.6 và 4.7. Bước cuối cùng để xác định sức kháng nén của cột là nhân sức kháng danh định P_n với hệ số sức kháng đối với nén ϕ_c được lấy từ bảng 1.1, tức là:

$$P_r = \phi_c P_n \quad (4.14)$$



Hình 4.8 - Đường cong cột thiết kế.

IV.3.2. Tỷ số bề rộng/bề dày giới hạn

Cường độ chịu nén của cột dài trung bình có cơ sở là đường cong mô đun tiếp tuyến thu được từ thí nghiệm cột công son. Một đường cong ứng suất-biến dạng điển hình của cột công son được cho trên hình 4.5. Vì cột công son là khá ngắn nên nó sẽ không bị mất ổn định uốn. Tuy nhiên, có thể xảy ra sự mất ổn định cục bộ với hậu quả là sự giảm khả năng chịu tải

nếu tỷ số bề rộng/bề dày của các chi tiết cột quá lớn. Do vậy, độ mảnh của các tấm phải thỏa

$$\text{mãn: } \frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.15)$$

Trong đó, k là hệ số oằn của tấm được lấy từ bảng 4.1, b là bề rộng của tấm được cho trong bảng 4.1 (mm) và t là bề dày tấm ((mm)). Các quy định cho trong bảng 4.1 đối với các tấm được đỡ dọc trên một cạnh và các tấm được đỡ dọc trên hai cạnh được minh họa trên hình 4.9.

IV.3.3. Tỷ số độ mảnh giới hạn

Nếu các cột quá mảnh, chúng sẽ có cường độ rất nhỏ và không kinh tế. Giới hạn được kiến nghị cho các cấu kiện chịu lực chính là $(KL/r) \leq 120$ và cho các thanh cấu tạo là $(KL/r) \leq 140$.

VÍ DỤ 4.1

Tính cường độ chịu nén thiết kế $\phi_c P_n$ của một cột W360 x 110 có chiều dài bằng 6100 mm và hai đầu liên kết chốt. Sử dụng thép công trình cấp 250.

Các đặc trưng

Tra từ AISC (1992): $A_s = 14100 \text{ mm}^2$, $d = 360 \text{ mm}$, $t_w = 11,4 \text{ mm}$, $b_f = 256 \text{ mm}$, $t_f = 19,9 \text{ mm}$, $h_o/t_w = 25,3$, $r_x = 153 \text{ mm}$, $r_y = 62,9 \text{ mm}$.

Bài giải

$$\text{Tỷ số độ mảnh } \max \frac{KL}{r} = \frac{1,0(6100)}{62,9} = 97,0 < 120, @1t$$

$$\frac{\text{bề rộng}}{\text{bề dày}}: \frac{b_f}{2t_f} = \frac{256}{2(19,9)} = 6,4 < k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,8, @1t$$

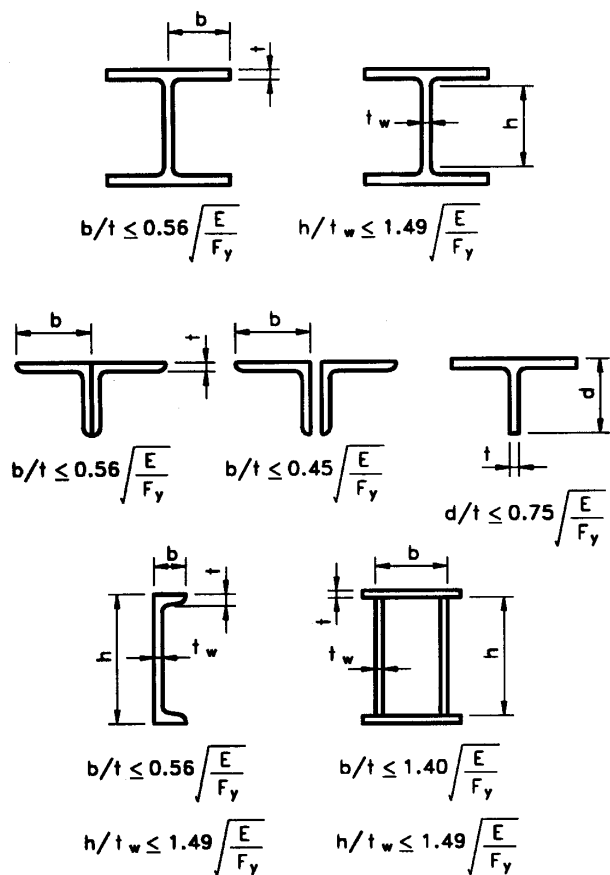
$$\frac{h_o}{t_w} = 25,3 < k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,1, @1t$$

Giới hạn độ mảnh của cột

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{97,0}{\pi} \right)^2 \frac{250}{200000} = 1,19 < 2,25 \rightarrow \text{cột có chiều dài trung bình}$$

$$P_n = 0,66^\lambda F_y A_s = (0,66)^{1,19} (250)(14100) = 2,15 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Cường độ chịu nén thiết kế } \phi_c P_n = 0,90(2,15 \cdot 10^6) / 10^3 = 1935 \text{ kN}$$



Hình 4.9 - Các tỷ số bề rộng/bề dày giới hạn

Bảng 4.1 - Các tỷ số bề rộng/bề dày giới hạn

Các tấm được đỡ dọc theo một cạnh	k	b
Các bản biên và cạnh chìa ra của tấm	0,56	- Bề rộng nửa cánh của mặt cắt I - Bề rộng toàn bộ cánh của mặt cắt U - Khoảng cách giữa mép tự do và đường bu lông hoặc đường hàn đầu tiên trong tấm - Chiều rộng toàn bộ của một cánh thép góc chìa ra đối với một cặp thép góc đặt áp sát nhau
Thân của thép cán T	0,75	Chiều cao toàn bộ của thép T
Các chi tiết chìa ra khác	0,45	- Chiều rộng toàn bộ của một cánh thép góc chìa ra đối với thanh chống thép góc đơn hoặc thanh chống thép góc kép đặt không áp sát - Chiều rộng toàn bộ của phần chìa ra cho các trường hợp khác
Các tấm được đỡ dọc theo hai cạnh	k	b
Các bản biên của hình hộp và các tấm dầy	1,4	- Khoảng cách trống giữa các vách trừ đi bán kính góc trong ở mỗi bên đối với các bản biên của mặt cắt hình hộp - Khoảng cách trống giữa các đường hàn hoặc bu lông đối với các tấm dầy cánh
Các vách và các cấu kiện tấm khác	1,49	Khoảng cách trống giữa các bản biên trừ đi bán kính cong đối với vách của dầm thép cán

		• Khoảng cách trống giữa các gối đỡ mép cho các trường hợp khác
Các tấm dầy có lỗ	1,86	• Khoảng cách trống giữa các gối đỡ mép

CHƯƠNG V: MẶT CẮT CHỮ I CHỊU UỐN

Các mặt cắt I chịu uốn là các cấu kiện chịu tải trọng ngang vuông góc với trục dọc của chúng chủ yếu trong tổ hợp uốn và cắt. Trong hầu hết các dầm cầu được sử dụng, lực dọc trục thường nhỏ và không được xét đến. Nếu lực dọc trục lớn đáng kể thì mặt cắt ngang phải được xem là một dầm cột. Nếu tải trọng ngang là lệch tâm so với trục trung tâm của mặt cắt ngang thì phải xét đến uốn và xoắn kết hợp. Nội dung chương này được giới hạn cho ứng xử cơ bản và thiết kế các mặt cắt dầm I thẳng tuyệt đối bằng thép cán hoặc thép tổ hợp trong nhà máy, đối xứng qua trục thẳng đứng trong mặt phẳng vách và chủ yếu chịu uốn.

V.1. TỔNG QUÁT

Sức kháng uốn của mặt cắt chữ I phụ thuộc lớn vào độ ổn định cục bộ cũng như tổng thể. Nếu mặt cắt rất ổn định ở tải trọng lớn thì mặt cắt I có thể phát triển sức kháng uốn từ mô men kháng chảy đầu tiên M_y tới mô men kháng dẻo toàn phần M_p . Nếu ổn định bị hạn chế bởi mất ổn định cục bộ hay mất ổn định tổng thể thì sức kháng uốn sẽ nhỏ hơn M_p và, nếu mất ổn định nghiêm trọng, sẽ nhỏ hơn M_y .

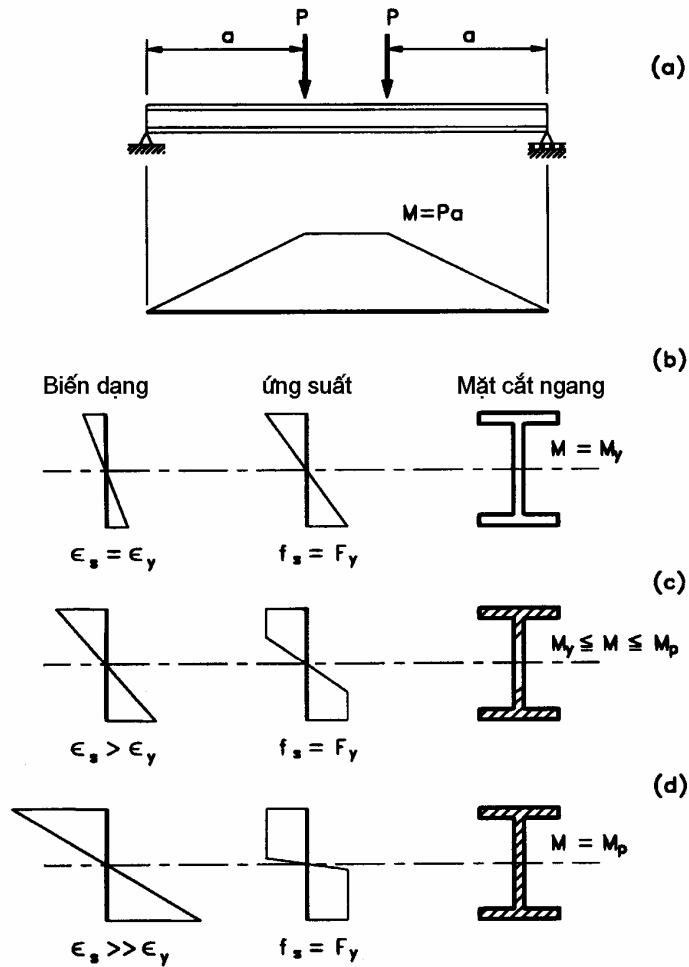
V.1.1. Phân tích ứng suất trên mặt cắt thẳng góc dầm chịu uốn thuần túy

Xét mặt cắt I đối xứng hai trục trong hình 5.1, chịu uốn thuần túy ở vùng giữa nhịp bởi hai lực tập trung bằng nhau. Giả thiết ổn định được đảm bảo và đường cong ứng suất-biến dạng của thép là đàn hồi-dẻo lý tưởng. Khi tải trọng tăng lên, *mặt cắt ngang phẳng trước biến dạng thì vẫn phẳng sau biến dạng* (giả thuyết Béc nu li) và biến dạng tăng cho tới khi các thớ ngoài cùng của mặt cắt đạt $\varepsilon_y = F_y / E$ (hình 5.1b). Mô men uốn mà tại đó thớ đầu tiên bị chảy được định nghĩa là mô men chảy M_y .

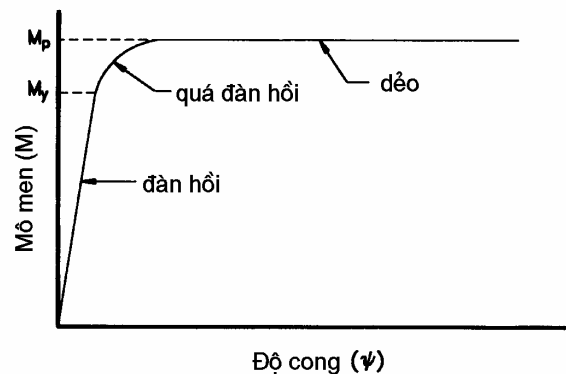
Sự tăng tải trọng tiếp tục làm cho biến dạng và sự quay tăng lên, đồng thời, ngày càng có nhiều thớ của mặt cắt ngang bị chảy (hình 5.1c). Tình huống giới hạn là khi các biến dạng do tải trọng gây ra lớn đến mức toàn bộ mặt cắt ngang có thể được coi là đạt ứng suất chảy F_y (hình 5.1d). Lúc này, mặt cắt là dẻo hoàn toàn và mô men uốn tương ứng được định nghĩa là mô men dẻo M_p .

Bất kỳ sự gia tăng tải trọng nào chỉ dẫn đến tăng biến dạng mà không làm tăng sức kháng uốn. Giới hạn này của mô men có thể được thấy trên biểu đồ mô men-độ cong lý tưởng trong hình 5.2. Độ cong được xác định bằng mức độ thay đổi biến dạng hay đơn giản

$$\text{là độ nghiêng của biểu đồ biến dạng, tức là : } \psi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (5.1)$$



Hình 5.1 - Quá trình chảy khi chịu uốn. (a) dầm giản đơn chịu hai lực tập trung, (b) chảy đầu tiên ở thớ ngoài cùng, (c) dẻo một phần và đàn hồi một phần và (d) dẻo toàn phần



Hình 5.2 - Ứng xử mô men-độ cong được lý tưởng hoá

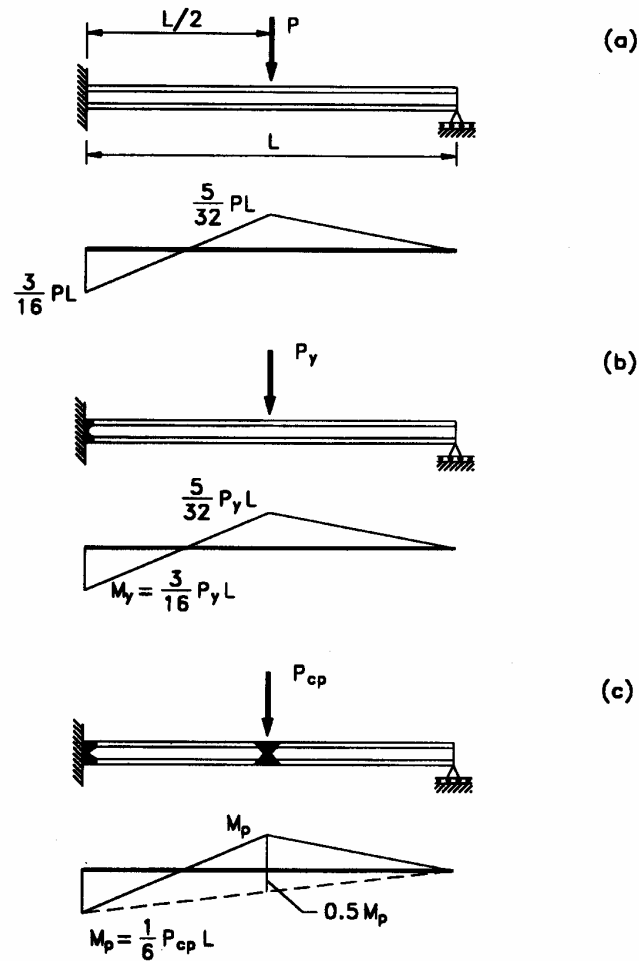
với ϵ_c là ứng biến ở khoảng cách c so với trục trung hoà.

Quan hệ mô men-độ cong trong hình 5.2 có ba đoạn: đàn hồi, quá đàn hồi và dẻo. Đoạn quá đàn hồi thể hiện sự chuyển tiếp êm thuận giữa ứng xử đàn hồi và ứng xử dẻo khi ngày càng có nhiều thớ trên mặt cắt ngang bị chảy. Chiều dài của đoạn đáp ứng dẻo Ψ_p so với đoạn đáp ứng đàn hồi Ψ_y là thước đo tính dẻo của mặt cắt.

V.1.2. Sự phân phối lại mô men

Khi mô men dẻo M_p đạt tới ở một mặt cắt, góc quay phụ sẽ xuất hiện tại đó và một khớp dẻo có mô men không đổi M_p sẽ hình thành. Khi khớp dẻo này hình thành trong một kết cấu tĩnh định, như trong dầm giản đơn của hình 5.1, cơ cấu phá huỷ xuất hiện và sự phá hoại sẽ xảy ra.

Tuy nhiên, nếu một khớp dẻo hình thành trong một kết cấu siêu tĩnh, sự phá hoại không xảy ra và dầm còn tiếp tục chịu được một phần tải trọng bổ sung. Sự tăng thêm tải trọng này có thể được minh hoạ bằng một dầm công son có gối đỡ trong hình 5.3a, dầm này chịu tải trọng tập trung tăng theo bậc tại giữa nhịp. Giới hạn của ứng xử đàn hồi là khi tải trọng gây ra mô men ở đầu ngàm của dầm đạt tới M_y . Tải trọng giới hạn P_y này sẽ gây ra mô men là không đổi bằng phân tích đàn hồi như cho thấy trong hình 5.3b.



Hình 5.3 - Sự phân phối lại mô men trong một dầm công son có gối đỡ. (a) mô men đàn hồi, (b) mô men chảy đầu tiên và (c) mô men lúc gãy cơ học.

Sự tăng tiếp tục của tải trọng sẽ làm hình thành khớp dẻo tại đầu ngàm. Tuy nhiên, kết cấu không bị sập vì cơ cấu chuyển động chưa hình thành. Dầm có một đầu ngàm giờ đây trở thành một dầm giản đơn với mô men đã biết M_p ở một đầu. Cơ cấu chuyển động chưa hình thành cho tới khi xuất hiện một khớp dẻo thứ hai ở vị trí có mô men lớn nhất thứ hai dưới tác dụng của tải trọng tập trung. Tình huống này được biểu diễn trên hình 5.3c.

Khi giả thiết $M_y = 0.9 M_p$, tỷ số giữa tải trọng phá hoại P_{cp} và tải trọng gây chảy P_y là:

$$\frac{P_{cp}}{P_y} = \frac{(6M_p / L)}{\frac{16}{3}(0.9M_p) / L} = 1.25$$

Cho ví dụ này, sức kháng tăng khoảng 25% so với tải trọng được tính theo phân tích đàn hồi. Tuy nhiên, để đạt được điều này, khả năng quay phải xảy ra tại khớp dèo ở ngàm để có thể có sự phân phối lại mô men.

Một cách thức khác để thấy sự phân phối lại mô men khi hình thành khớp dèo là so sánh mô men dương với mô men âm. Đối với biểu đồ mô men đàn hồi trên hình 5.3b, tỷ số

$$\text{này là: } \left(\frac{M_{\text{pos}}}{M_{\text{neg}}} \right)_e = \frac{\frac{5}{32} PL}{\frac{3}{16} PL} = 0.833, \text{ trong khi với biểu đồ mô men khi phá hoại (hình 5.3c)}$$

$$\left(\frac{M_{\text{pos}}}{M_{\text{neg}}} \right)_{\text{cp}} = \frac{M_p}{M_p} = 1.0 \text{ Điều rõ ràng là mô men đã được phân phối lại.}$$

Nếu các điều kiện là chắc chắn, tiêu chuẩn AASHTO LRFD 1998 cho phép giảm tối đa 10% mô men âm thu được từ tính toán đàn hồi. Khi lấy mô men âm giảm đi, sự cân bằng tĩnh học đòi hỏi mô men dương ở các nhịp lân cận phải tăng lên. Trong trường hợp dầm công son có gối đỡ như trong hình 5.3, nếu mô men âm M_{neg} giảm 10% thì, để đảm bảo cân bằng, mô men dương M_{pos}^* được điều chỉnh ở giữa nhịp phải tăng lên bởi 0,05 M_{neg} , tức là

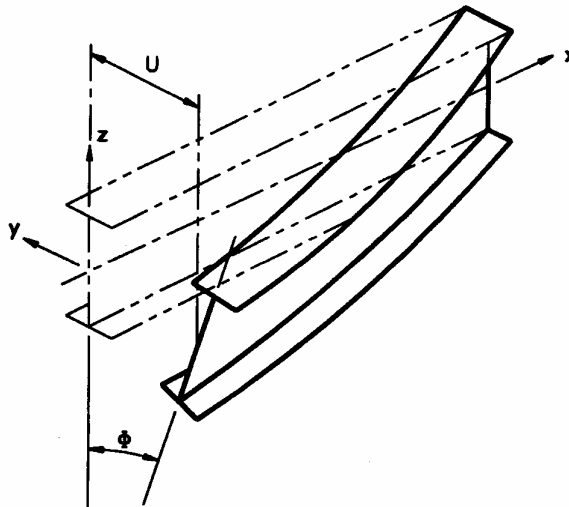
$$M_{\text{pos}}^* = M_{\text{pos}} + 0,05 M_{\text{neg}} = \frac{5}{32} PL + 0,05 \left(\frac{3}{16} PL \right) = 0.156 PL + 0.009 PL = 0.165 PL$$

Nếu cả hai đầu dầm là liên tục thì sự tăng mô men dương có thể là gấp đôi. Sự phân phối lại mô men có thể xảy ra trong một kết cấu siêu tĩnh được đảm bảo ổn định nếu khả năng quay có thể xảy ra ở khớp dèo được hình thành sớm hơn. Điều này tạo ra một sự truyền mô men từ vị trí chịu ứng suất lớn tới vị trí có dự trữ về cường độ. Kết quả là khả năng chịu lực tăng lên và có thể dự đoán tốt hơn về tải trọng phá hoại thực tế của kết cấu.

V.1.3. Ổn định

Vấn đề mấu chốt để phát triển sức kháng dèo M_p là sự ổn định có được đảm bảo hay không đối với mặt cắt ngang. Nếu xảy ra mất ổn định tổng thể hay cục bộ thì M_p không thể đạt được.

Mất ổn định tổng thể có thể xảy ra khi biên nén của một mặt cắt chịu uốn không được đỡ ngang. Một cánh nén không được liên kết ngang sẽ làm việc như một cột và có xu hướng oằn ra ngoài mặt phẳng giữa các điểm gối ngang. Đồng thời, do biên nén là một phần của mặt cắt ngang dầm có biên kéo được giữ thẳng, mặt cắt ngang sẽ bị xoắn khi nó chuyển vị ngang. Ứng xử này được mô tả trên hình 5.4 và được gọi là mất ổn định xoắn ngang.



Hình 5.4 - Mất ổn định xoắn ngang

Mất ổn định cục bộ là hiện tượng các bản thép mỏng của dầm bị biến dạng cục bộ (lồi, lõm, cong, vênh) dưới tác dụng của các ứng suất nén. Mất ổn định cục bộ có thể xảy ra khi tỷ số giữa bề rộng và bề dày của các phần tử chịu nén là quá lớn. Các giới hạn cho tỷ số này giống như các giới hạn được cho đối với cột trong hình 4.9. Nếu sự oằn xảy ra trong biên nén thì được gọi là *mất ổn định cục bộ của bản biên*. Nếu sự oằn xảy ra trong vùng nén của vách (sườn dầm) thì được gọi là *mất ổn định cục bộ của vách đứng*.

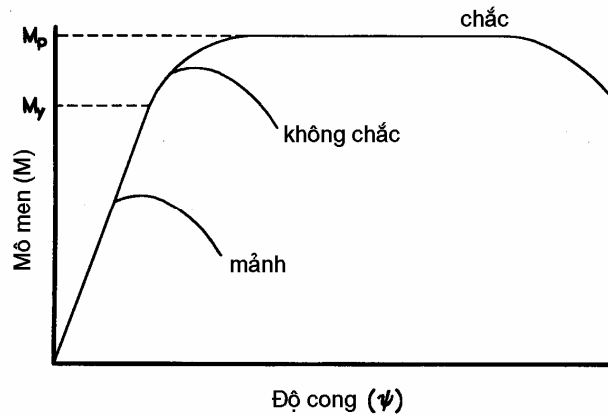
V.1.4. Phân loại mặt cắt

V.1.4.1. Phân loại theo độ mảnh

Mặt cắt ngang được phân biệt giữa *chắc*, *không chắc* và *mảnh* phụ thuộc vào tỷ số bề rộng/bề dày của các bộ phận chịu nén của nó và khoảng cách giữa các gối đỡ.

- + *Mặt cắt chắc* là một mặt cắt có thể phát triển mô men dẻo toàn phần M_p trước khi mất ổn định xoắn ngang hoặc mất ổn định cục bộ của bản biên hay của vách xảy ra.
- + *Mặt cắt không chắc* là một mặt cắt có thể phát triển một mô men bằng hay lớn hơn M_y nhưng nhỏ hơn M_p , trước khi mất ổn định cục bộ của bất cứ bộ phận chịu nén nào của nó xảy ra.
- + *Mặt cắt mảnh* là một mặt cắt mà các bộ phận chịu nén của nó là mảnh đến mức chúng bị mất ổn định cục bộ trước khi mô men đạt tới M_y .

Sự so sánh đáp ứng mô men-độ cong của các mặt cắt này trong hình 5.5 cho thấy sự khác biệt trong ứng xử của chúng.

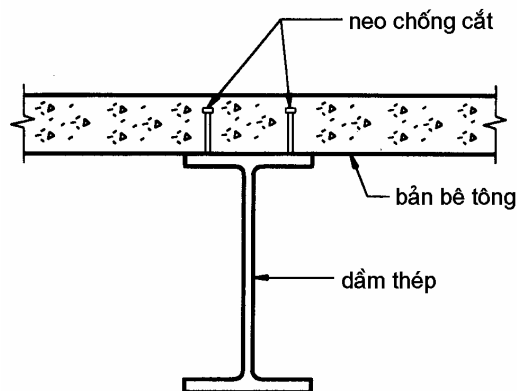


Hình 5.5 - Đáp ứng của ba loại mặt cắt dầm.

V.1.4.2. Theo sự liên kết với bản BT

Các mặt cắt còn được phân chia thành các mặt cắt *liên hợp* và *không liên hợp*.

- + Một *mặt cắt liên hợp* là mặt cắt mà trong đó tồn tại liên kết chống cắt được thiết kế thoả đáng giữa bản bê tông và dầm thép (hình 5.6).
- + Một mặt cắt chỉ thuần thép hoặc có bản bê tông nhưng bản này không được liên kết với dầm thép được coi là *mặt cắt không liên hợp*.



Hình 5.6 - Mặt cắt liên hợp

Khi tồn tại liên kết chống cắt, bản bê tông và dầm thép phối hợp với nhau tạo ra sức kháng mô men uốn. Trong các vùng chịu mô men dương, bản bê tông chịu nén và sức kháng uốn có thể tăng lên rất nhiều. Trong các vùng chịu mô men âm, bản bê tông nằm ở vùng kéo và chỉ các cốt thép chịu kéo của nó mới bổ sung cho sức kháng uốn của dầm thép. Sức kháng uốn của mặt cắt liên hợp còn được tăng lên do liên kết của bản bê tông với dầm thép tạo ra gối đỡ ngang liên tục cho biên nén của dầm và ngăn chặn sự mất ổn định xoắn ngang. Vì các

ưu điểm này, Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 1998 khuyến nghị rằng, khi điều kiện kỹ thuật cho phép, nên cấu tạo kết cấu dầm liên hợp.

V.1.5. Đặc trưng độ cứng

Trong phân tích các cầu kiện chịu uốn có mặt cắt không liên hợp, chỉ xét đến các đặc trưng độ cứng của dầm thép. Trong phân tích các cầu kiện chịu uốn có mặt cắt liên hợp, diện tích tính đối của bê tông được dùng trong tính toán các đặc trưng độ cứng được xác định dựa trên tỷ số mô đun n (bảng 5.1) cho tải trọng ngắn hạn và $3n$ cho tải trọng dài hạn. Tỷ số mô đun bằng $3n$ là để xét đến sự tăng biến dạng lớn do từ biến của bê tông dưới tải trọng dài hạn. Từ biến của bê tông có khuynh hướng chuyển ứng suất dài hạn từ bê tông sang thép, làm tăng độ cứng tương đối của thép. Phép nhân với $3n$ là để xét đến sự tăng này. Độ cứng của mặt cắt liên hợp toàn phần có thể được sử dụng trên toàn bộ chiều dài cầu, kể cả ở các vùng chịu mô men âm. Độ cứng không đổi này là hợp lý cũng như thuận tiện vì các thí nghiệm ngoài hiện trường của các cầu liên hợp liên tục đã cho thấy, có hiệu ứng liên hợp đáng kể ở các vùng chịu mô men âm.

Bảng 5.1 - Tỷ số giữa mô đun đàn hồi của thép và của bê tông
(bê tông có tỷ trọng thông thường)

f'_c (MPa)	$16 \leq f'_c < 20$	$20 \leq f'_c < 25$	$25 \leq f'_c < 32$	$32 \leq f'_c < 41$	$41 \leq f'_c$
n	10	9	8	7	6

V.2. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

V.2.1. Trạng thái giới hạn cường độ

Đối với các mặt cắt chắc, sức kháng uốn có hệ số biểu diễn theo mô men được tính bằng công thức: $M_r = \phi_f M_n$ (5.2)

Trong đó ϕ_f là hệ số sức kháng đối với uốn theo và $M_n = M_p$, với M_n là sức kháng danh định được quy định cho một mặt cắt chắc và M_p là mô men dẻo.

Đối với các mặt cắt không chắc, sức kháng uốn có hệ số được biểu diễn theo ứng suất $F_r = \phi_f F_n$ (5.3)

Với F_n là sức kháng danh định được quy định cho một mặt cắt không chắc.

Sức kháng cắt có hệ số được cho bởi: $V_r = \phi_v V_n$ (5.4)

Trong đó ϕ_v là hệ số sức kháng đối với cắt và V_n là sức kháng cắt danh định được quy định cho các vách được tăng cường và không được tăng cường.

V.2.1. Trạng thái giới hạn sử dụng

Tổ hợp tải trọng sử dụng được cho trong bảng 1.1. Tổ hợp tải trọng này được dùng để kiểm tra sự chảy của kết cấu thép và ngăn ngừa độ võng thường xuyên bất lợi có thể ảnh hưởng xấu đến khai thác. Khi kiểm tra ứng suất của bản biên, sự phân phối lại mô men có thể được xét đến nếu mặt cắt ở vùng mô men âm là chắc. Ứng suất của bản biên trong uốn dương và uốn âm đối với mặt cắt chắc phải không được vượt quá

$$f_f \leq 0,95R_h F_{yf} \quad (5.5)$$

$$\text{và đối với mặt cắt không chắc : } f_f \leq 0,80R_h F_{yf} \quad (5.6)$$

Trong đó, f_f là ứng suất đàn hồi của bản biên dưới tải trọng có hệ số, R_h là hệ số giảm ứng suất bản biên do lai (cho một mặt cắt đồng nhất, $R_h = 1,0$) và F_{yf} là ứng suất chảy của bản biên.

V.2.3. Yêu cầu về môi đối với vách đứng

Như đã được đề cập trước đây ở mục 1.3.4, điều quan tâm khi xem xét môi là biên độ ứng suất do tải trọng lặp không được quá lớn. Ở mục này, nội dung sẽ là kiểm tra sự uốn ra ngoài mặt phẳng của vách do tải trọng lặp. Để khống chế sự uốn của vách đứng, ứng suất đàn hồi lớn nhất khi uốn hoặc cắt phải được giới hạn bởi ứng suất gây mất ổn định cho vách khi uốn hoặc cắt.

Trong tính toán ứng suất đàn hồi lớn nhất, tải trọng thường xuyên không hệ số và hai lần tổ hợp tải trọng môi trong bảng 1.1 sẽ được sử dụng. Xe tải môi được nhân đôi khi tính toán ứng suất lớn nhất vì xe tải lớn nhất được dự kiến (đi qua cầu) bằng khoảng hai lần xe tải môi trong tính toán biên độ ứng suất. Ngoài ra, hệ số phân bố đối với tải trọng môi là cho một làn chất tải và hệ số xung kích được lấy là 1.15.

V.2.3.1. Mất ổn định do uốn

Ứng suất gây oằn khi uốn của vách đứng có cơ sở là các công thức tính mất ổn định của tấm đàn hồi với các cạnh được đỡ từng phần. Ngoài các hằng số vật liệu E và F_y , thông số chính để xác định khả năng chống mất ổn định của vách là hệ số độ mảnh của vách λ_w

$$\lambda_w = \frac{2D_c}{t_w} \quad (5.7)$$

Trong đó, D_c là chiều cao vách đứng chịu nén trong giai đoạn đàn hồi và t_w là bề dày của vách. Chiều cao vách đứng chịu nén D_c là chiều cao tịnh của vách giữa cánh nén và điểm trên vách mà ứng suất nén đi tới không. Điểm ứng với ứng suất nén bằng không này có thể được

tính toán bằng cộng tác dụng các ứng suất đàn hồi từ tổ hợp tải trọng được quy định (xem hình 5.7).

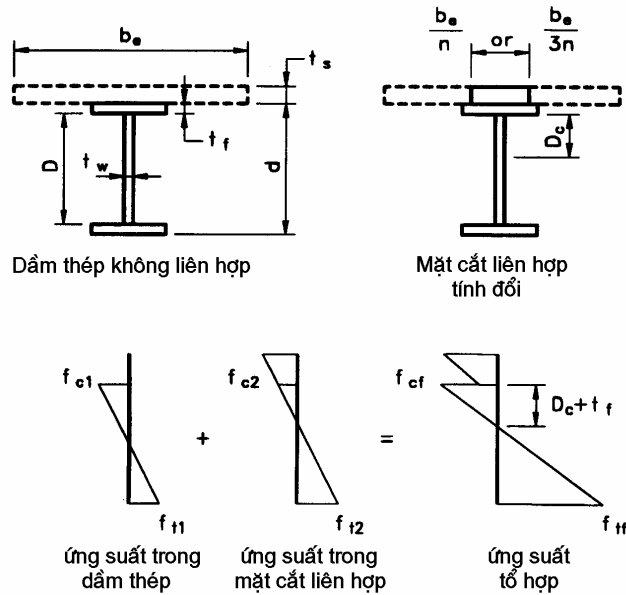
Về lý thuyết, sườn tăng cường dọc của vách có thể ngăn cản sự mất ổn định do uốn của vách. Đối với các vách không có tăng cường dọc, ứng suất nén đàn hồi lớn nhất do uốn trong bản biên nén f_{cf} , đại diện cho ứng suất uốn lớn nhất trong vách, được giới hạn như sau:

- Với $\lambda_w \leq 5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq R_h F_{yc}$ (5.8)

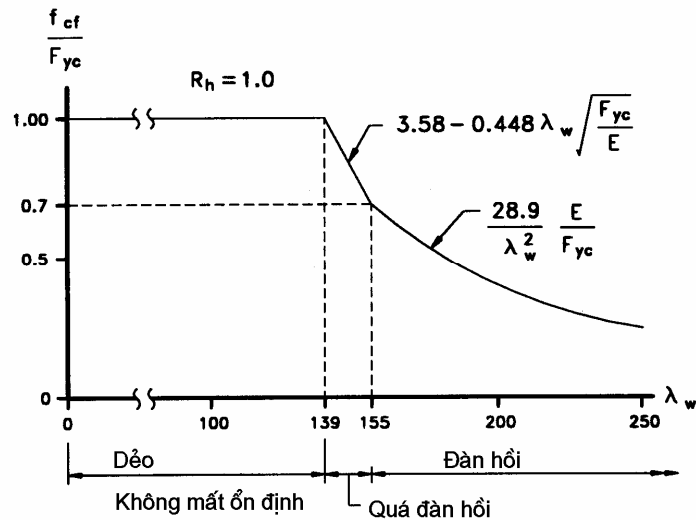
- Với $5.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} < \lambda_w \leq 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq R_h F_{yc} \left(3.58 - 0.448 \lambda_w \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right)$ (5.9)

- Với $\lambda_w > 6.43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq 28.9 R_h \frac{E}{\lambda_w^2}$ (5.10)

Với F_{yc} là cường độ chảy của bản biên. Một hình ảnh minh họa các công thức từ (5.8) đến (5.10) được cho trên hình 5.8 với $R_h = 1$, $E = 200$ GPa và $F_{yc} = 345$ MPa. Sự tách biệt ứng xử mất ổn định do uốn của vách trong hình 5.8 thành dẻo, quá đàn hồi và đàn hồi là điển hình của các vùng nén trong mặt cắt I chịu uốn. Phần dẻo của đường cong chỉ ra rằng, mất ổn định uốn của vách không xảy ra trước khi ứng suất chảy được đạt tới.



Hình 5.7 - Định nghĩa chiều cao vách đứng chịu nén



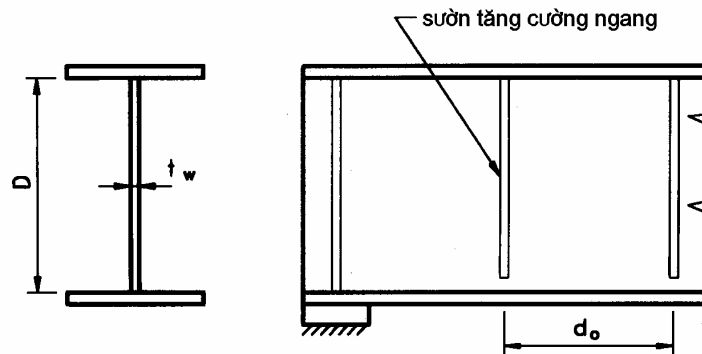
Hình 5.8 - Ứng xử mất ổn định uốn của vách

V.2.3.2. Mất ổn định do cắt

Mất ổn định do cắt của vách cũng có thể xảy ra. Để tăng cường cho vách, các sườn ngang được bố trí với khoảng cách d_o để chia vách thành một loạt các tấm chữ nhật với tỷ số

$$\text{kích thước } a: a = \frac{d_o}{D} \quad (5.11)$$

Với D là chiều cao tịnh của vách giữa các cánh dầm (xem hình 5.9).



Hình 5.9 - Định nghĩa các đại lượng quan hệ với mất ổn định vách do cắt

Ứng suất gây mất ổn định tới hạn của vách do cắt v_{cr} phụ thuộc vào tỷ số độ mảnh toàn phần của vách D/t_w và được biểu diễn là một phần C của cường độ chảy khi cắt F_{yv} . Cường độ chảy do cắt không thể được xác định độc lập nhưng nó phụ thuộc vào tiêu chuẩn hư hỏng do cắt đã được thừa nhận. Nếu sử dụng tiêu chuẩn phá hoại do cắt của *Mises* thì cường độ cắt chảy liên quan đến cường độ kéo chảy theo:

$$F_{yv} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 0.577F_y \text{ do đó } v_{cr} = CF_{yv} = 0.58CF_{yw}$$

Với F_{yw} là cường độ chảy của vách. Ứng suất cắt đàn hồi lớn nhất trong vách v_{cf} do tải trọng thường xuyên không nhân hệ số và hai lần tổ hợp tải trọng mỗi theo bảng 1.2 phải không được vượt quá v_{cr} , tức là:

$$v_{cf} \leq 0.58CF_{yw} \quad (5.12)$$

Với C được định nghĩa như sau:

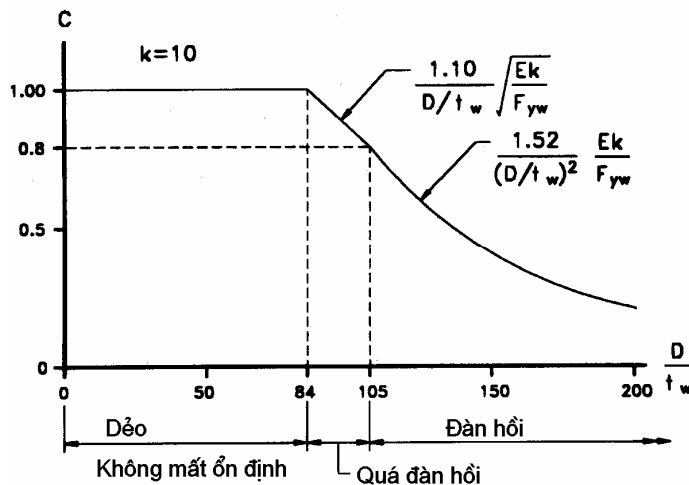
$$\bullet \text{ Với } \frac{D}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ thì } C = 1.0 \quad (5.13)$$

$$\bullet \text{ Với } 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ thì } C = \frac{1.10}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (5.14)$$

$$\bullet \text{ Với } \frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ thì } C = \frac{1.52}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}} \quad (5.15)$$

$$\text{trong đó, } k \text{ là hệ số mất ổn định do cắt, được cho bởi } k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} \quad (5.16)$$

Một hình ảnh minh họa các công thức (5.13) - (5.15) được cho trên hình 5.10 với $E = 200$ GPa, $F_{yw} = 345$ MPa và $d_o = D$. Như trong hình 5.8, ứng xử dẻo (không mất ổn định), quá đàn hồi và đàn hồi cũng là rất rõ ràng đối với mất ổn định cắt của vách.



Hình 5.10 - Ứng xử mất ổn định cắt của vách.

V.3 MÔ MEN CHẢY VÀ MÔ MEN ĐỀU

Khả năng chịu mô men uốn của mặt cắt chữ I phụ thuộc trước hết vào khả năng chịu lực nén của bản biên nén. Nếu bản biên nén được đỡ ngang liên tục và vách đứng vững chắc thì mất ổn định bản biên nén không thể xảy ra và mặt cắt ngang có thể phát triển mô men dẻo toàn phần của nó, tức là $M_n = M_p$. Các mặt cắt ngang thỏa mãn về gối đỡ ngang và các tỷ số rộng/dày của bản biên và vách được gọi là các *mặt cắt chắc*. Các mặt cắt này biểu lộ ứng xử dẻo toàn phần và đáp ứng mô men - độ cong của chúng giống như đường trên cùng trong hình 5.5.

Nếu bản biên chịu nén được đỡ ngang với khoảng cách các gối đủ lớn để cho phép nó mất ổn định cục bộ nhưng không mất ổn định tổng thể thì bản biên nén sẽ làm việc như một cột quá đàn hồi. Mặt cắt của cột quá đàn hồi sẽ là dạng chữ T, một phần của nó sẽ đạt ứng suất chảy còn phần kia thì không. Những mặt cắt như vậy là trung gian giữa ứng xử dẻo và ứng xử đàn hồi và được gọi là những *mặt cắt không chắc*. Chúng có thể phát triển mô men chảy M_y nhưng bị hạn chế đáp ứng dẻo như cho thấy trên đường cong ở giữa của hình 5.5.

Nếu bản biên chịu nén được đỡ ngang với khoảng cách các gối đủ lớn để cho phép nó mất ổn định xoắn ngang thì bản biên nén sẽ làm việc như một cột đàn hồi mà khả năng chịu lực của nó là lực gây oằn tới hạn tương tự *Euler* được giảm bớt bởi hiệu ứng xoắn. Sự mất ổn định của các mặt cắt này với tỷ số độ mảnh của cánh nén khá cao xảy ra trước khi mô men chảy M_y có thể được đạt tới và các mặt cắt như vậy được gọi là *mặt cắt mảnh*. Ứng xử của mặt cắt mảnh được biểu diễn trên đường cong dưới cùng của hình 5.5.

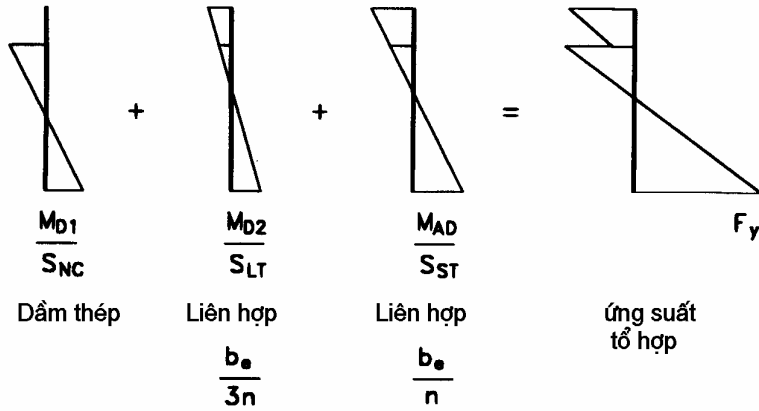
Các mặt cắt mảnh không khai thác vật liệu một cách hiệu quả và hầu hết những người thiết kế tránh dùng bằng cách bố trí đủ gối đỡ ngang. Thông thường, hầu như tất cả các mặt cắt được thiết kế là chắc hoặc không chắc.

V.3.1. Mô men chảy của mặt cắt liên hợp

Mô men chảy M_y là mô men gây ra sự chảy đầu tiên trong bản biên nào đó của mặt cắt dầm thép. Vì mặt cắt ngang ứng xử đàn hồi cho tới khi có sự chảy đầu tiên nên sự cộng tác dụng mô men là có giá trị. Do đó, M_y là tổng của mô men tác dụng riêng biệt trên mặt cắt thép, mặt cắt liên hợp ngắn hạn và mặt cắt liên hợp dài hạn.

Ba trạng thái tải trọng trên mặt cắt liên hợp được biểu diễn cho một vùng chịu mô men dương trong hình 5.11. Mô men do tải trọng thường xuyên có hệ số trên mặt cắt thép trước khi bê tông đạt 75% cường độ chịu nén 28 ngày của nó là M_{D1} và được chịu bởi mô đun mặt cắt (của mặt cắt) không liên hợp S_{NC} . Mô men do các tải trọng thường xuyên có hệ

số khác (lớp phủ bề mặt, bê tông lan can) là M_{D2} và được chịu bởi mô đun mặt cắt liên hợp dài hạn S_{LT} . Mô men bổ sung cần thiết để gây chảy ở một bản biên thép là M_{AD} . Mô men này là do hoạt tải có hệ số và được chịu bởi mô đun mặt cắt liên hợp ngắn hạn S_{ST} . Mô men M_{AD} có thể suy ra từ công thức



Hình 5.11 - Các ứng suất uốn ở thời điểm bắt đầu chảy.

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (5.17)$$

Và mô men chảy được tính bằng

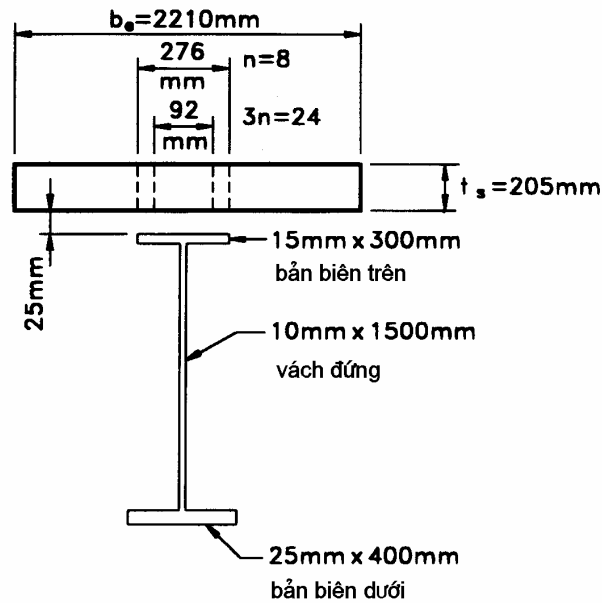
$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (5.18)$$

VÍ DỤ 5.1

Xác định mô men chảy M_y cho mặt cắt dầm liên hợp cho trên hình 5.12 chịu mô men dương có hệ số $M_{D1} = 1180$ kNm và $M_{D2} = 419$ kNm. Sử dụng bê tông có $f'_c = 30$ MPa cho bản và thép kết cấu cấp 345 cho dầm.

Các thông số đặc trưng

Các đặc trưng của mặt cắt không liên hợp, ngắn hạn và dài hạn được tính toán trong các bảng 5.2 - 5.4. Tỷ số mô đun $n = 8$ được lấy từ bảng 5.1 cho $f'_c = 30$ MPa. Bề rộng hữu hiệu tính đối của bản bằng b_e chia cho n đối với các đặc trưng ngắn hạn và $3n$, để xét đến từ biến, đối với các đặc trưng dài hạn. Trọng tâm mặt cắt ở mỗi trạng thái được tính từ mép trên của dầm thép và, sau đó, định lý trục song song được dùng để xác định mô men quán tính của các thành phần quanh trọng tâm này.



Hình 5.12 - Mô men chảy cho mặt cắt liên hợp chịu mô men dương.

$$\bar{Y}_{NC} = \frac{26784 \cdot 10^6}{29500} = 907,9 \text{ mm} \quad \text{dưới đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{NC}^t = \frac{10607 \cdot 10^9}{907,9} = 11,68 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{NC}^b = \frac{10607 \cdot 10^9}{1540 - 907,9} = 16,78 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đáy của dầm thép}$$

$$\bar{Y}_{ST} = \frac{19563 \cdot 10^6}{86131} = 227,1 \text{ mm} \quad \text{dưới đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{ST}^t = \frac{31599 \cdot 10^9}{227,1} = 139,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{ST}^b = \frac{31599 \cdot 10^9}{1540 - 227,1} = 24,07 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đáy của dầm thép}$$

$$\bar{Y}_{LT} = \frac{24377 \cdot 10^6}{48377} = 503,9 \text{ mm} \quad \text{dưới đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{LT}^t = \frac{23014 \cdot 10^9}{503,9} = 45,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đỉnh của dầm thép}$$

$$S_{LT}^b = \frac{23014 \cdot 10^9}{1540 - 503,9} = 22,21 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{đáy của dầm thép}$$

Bảng 5.2 - Các đặc trưng của mặt cắt không liên hợp.

Bộ phận	A (mm ²)	y (mm)	A.y (mm ³)	A(y - $\bar{y}$) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)	I _x (mm ⁴)
Bản biên trên 15 mm × 300 mm	4500	7,5	0,034.10 ⁶	3,649. 10 ⁹	8,44. 10 ⁴	3,649. 10 ⁹
Vách đứng 10 mm × 1500 mm	15000	765	11,475.10 ⁶	0,306. 10 ⁹	2,813. 10 ⁹	3,119. 10 ⁹
Bản biên dưới 25 mm × 400 mm	10000	1527,5	15,275.10 ⁶	3,839. 10 ⁹	5,21. 10 ⁵	3,839. 10 ⁹
Tổng cộng	29500		26,784.10 ⁶			10,607. 10 ⁹

Bảng 5.3 - Các đặc trưng ngắn hạn của mặt cắt, n = 8

Bộ phận	A (mm ²)	y (mm)	A.y (mm ³)	A(y - $\bar{y}$) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)	I _x (mm ⁴)
Dầm thép	29500	907,9	26,784.10 ⁶	13,672. 10 ⁹	10,607. 10 ⁹	24,27. 10 ⁹
Bản bê tông 205 mm × (2210/8) mm	56631	- 127,5	-7,22.10 ⁶	7,122. 10 ⁹	0,198. 10 ⁹	7,320. 10 ⁹
Tổng cộng	86131		19,563.10 ⁶			31,599. 10 ⁹

Bảng 5.3 - Các đặc trưng dài hạn của mặt cắt, 3n = 24

Bộ phận	A (mm ²)	y (mm)	A.y (mm ³)	A(y - $\bar{y}$) ² (mm ⁴)	I ₀ (mm ⁴)	I _x (mm ⁴)
Dầm thép	29500	907,9	26,78.10 ⁶	4,815. 10 ⁹	10,607. 10 ⁹	15,422.10 ⁹
Bản bê tông 205 mm × (2210/24) mm	18877	-127,5	-2,407.10 ⁶	7,526. 10 ⁹	0,066. 10 ⁹	7,592. 10 ⁹
Tổng cộng	48377		24,377.10 ⁶			23,014.10 ⁹

Lời giải

Ứng suất tại đáy dầm thép sẽ đạt cường độ chảy đầu tiên. Từ công thức 5.17

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

$$345 = \frac{1180.10^6}{16,78.10^6} + \frac{419.10^6}{22,21.10^6} + \frac{M_{AD}}{24,07.10^6}$$

$$M_{AD} = 24,07.10^6 (345 - 70,3 - 18,9) = 6157.10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{AD} = 6157 \text{ kNm}$$

Đáp số

Từ công thức 5.18, mô men chảy bằng

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

$$M_y = 1180 + 419 + 6157 = \underline{7756 \text{ kNm}}$$

V.3.2. Mô men chảy của mặt cắt không liên hợp

Đối với một mặt cắt không liên hợp, mô đun mặt cắt trong công thức 5.17 chỉ bằng S_{NC} và mô men chảy M_y đơn giản bằng : $M_y = F_y S_{NC}$

V.3.3. Trục trung hòa dẻo của mặt cắt liên hợp

Bước đầu tiên trong xác định cường độ chịu mô men dẻo của một mặt cắt liên hợp là xác định vị trí trục trung hoà của các lực dẻo. Các lực dẻo trong phần thép của mặt cắt ngang là tích số của diện tích các bản biên, vách đứng và cốt thép với các cường độ chảy tương ứng của chúng. Lực dẻo trong phần bê tông của mặt cắt ngang trong vùng nén được xác định dựa trên khối ứng suất chữ nhật tương đương với ứng suất phân bố đều bằng $0,85f'_c$. Bê tông vùng kéo không được xét đến.

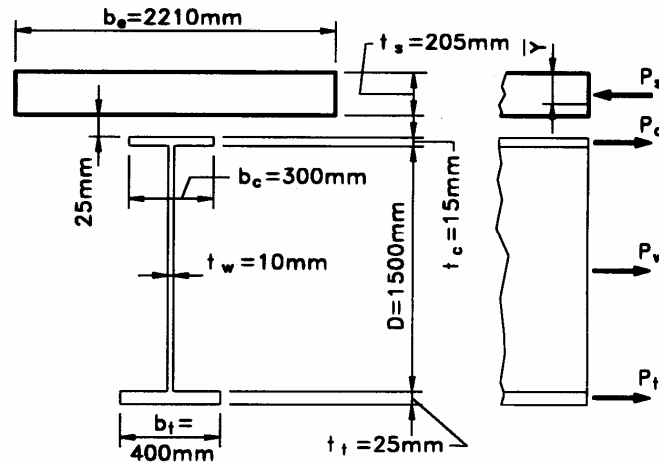
Vị trí của trục trung hoà dẻo (TTHD) thu được từ cân bằng các lực dẻo nén và các lực dẻo kéo. Nếu không xác định được rõ ràng thì có thể phải giả thiết vị trí của TTHD, sau đó chứng minh hoặc bác bỏ giả thiết bằng việc cộng các lực dẻo. Nếu vị trí được giả thiết không đảm bảo cân bằng thì giải công thức để xác định vị trí đúng của TTHD.

VÍ DỤ 5.2

Xác định vị trí trục trung hoà dẻo cho mặt cắt liên hợp trong ví dụ 5.1 chịu mô men dương. Sử dụng $f'_c = 30 \text{ MPa}$ cho bê tông và $F_y = 345 \text{ MPa}$ cho thép. Bỏ qua lực dẻo trong cốt thép dọc của bản bê tông.

Các lực dẻo

Các kích thước chung và lực dẻo được cho trong hình 5.13.



Hình 5.13 - Ví dụ 5.2. Các lực dẻo cho mặt cắt liên hợp chịu mô men dương.

- Bản bê tông

$$P_s = 0,85 f'_c b_e t_s = 0,85(30)(2210)(205) = 11,55 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Bản biên nén dầm thép

$$P_c = F_y b_c t_c = 345(300)(15) = 1,55 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Vách đứng

$$P_w = F_y D t_w = 345(1500)(10) = 5,175 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Bản biên kéo dầm thép

$$P_t = F_y b_f t_f = 345(400)(25) = 3,45 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Lời giải

Qua kiểm tra, TTHD nằm trong bản bê tông vì

$$P_s > P_c + P_w + P_t$$

Chỉ một phần của bản là cần thiết để cân bằng với các lực dẻo trong dầm thép, nghĩa là

$$\frac{\bar{Y}}{t_s} P_s = P_c + P_w + P_t$$

$$\text{Do đó, TTHD nằm cách mép trên của bản bê tông một khoảng } \bar{Y} : \bar{Y} = t_s \frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \quad (5.20)$$

Đáp số

Khi thay các giá trị ở trên vào công thức 5.20, ta được

$$\bar{Y} = 205 \frac{(1,55 + 5,175 + 3,45) \cdot 10^6}{11,55 \cdot 10^6} = 180,6 \text{ mm}$$

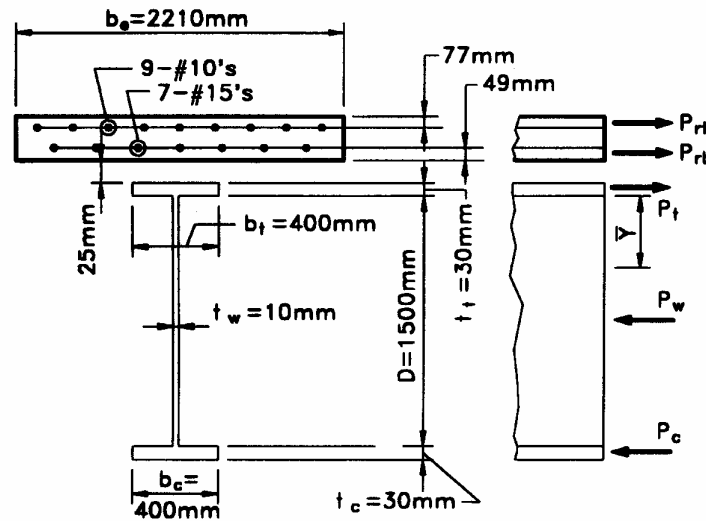
Trong vùng chịu mô men âm, nơi mà các liên kết chống cắt phát triển hiệu ứng liên hợp, cốt thép trong bản bê tông có thể được xét đến một cách hiệu quả để chịu mô men uốn. Ngược với vùng chịu mô men dương, nơi mà cánh tay đòn của chúng rất nhỏ, sự bố trí của cốt thép trong vùng chịu mô men âm có thể tạo ra sự khác biệt.

VÍ DỤ 5.3

Xác định vị trí của trục trung hoà dẻo cho mặt cắt liên hợp trong hình 5.14 khi chịu mô men âm. Sử dụng $f'_c = 30 \text{ MPa}$ cho bê tông và $F_y = 345 \text{ MPa}$ cho thép dầm. Xét đến lực dẻo trong cốt thép dọc của bản gồm hai lớp cốt thép, 9 thanh # 10 ở lớp trên và 7 thanh # 15 ở lớp dưới. Sử dụng $F_y = 400 \text{ MPa}$ cho cốt thép.

Các lực dẻo

Các kích thước cơ bản và lực dẻo được cho trên hình 5.14. Bản bê tông nằm trong vùng kéo và được coi là không tham gia chịu lực, tức là $P_s = 0$.



Hình 5.14 - Ví dụ 5.3. Các lực dẻo cho mặt cắt liên hợp chịu mô men âm.

- Cốt thép lớp trên

$$P_{rt} = A_{rt} f_y = 9(100)(400) = 0,36 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Cốt thép lớp dưới

$$P_{rb} = A_{rb} f_y = 7(200)(400) = 0,56 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Bản biên chịu kéo

$$P_t = F_y b_t t_t = 345(400)(30) = 4,14.10^6 \text{ N}$$

- Vách đứng

$$P_w = F_y D t_w = 345(1500)(10) = 5,175.10^6 \text{ N}$$

- Bản biên chịu nén

$$P_c = F_y b_c t_c = 345(400)(30) = 4,14.10^6 \text{ N}$$

Lời giải

Bằng kiểm tra, TTHD nằm trong vách đứng vì

$$P_c + P_w > P_t + P_{rb} + P_{rt}$$

Lực dẽo trong vách phải được chia thành lực dẽo nén và lực dẽo kéo để đảm bảo cân bằng, tức là

$$P_c + P_w \left(1 - \frac{\bar{Y}}{D}\right) > P_w \left(\frac{\bar{Y}}{D}\right) + P_t + P_{rb} + P_{rt}$$

với $\bar{Y}$ là khoảng cách từ mép trên vách đứng tới TTHD. Giải phương trình đối với $\bar{Y}$, ta thu được:

$$\bar{Y} = \frac{D}{2} \frac{P_c + P_w - P_t - P_{rb} - P_{rt}}{P_w} \quad (5.21)$$

Đáp số

Thay số vào công thức 5.21

$$\bar{Y} = \frac{1500}{2} \frac{(4,14 + 5,175 - 4,14 - 0,56 - 0,36).10^6}{5,175} = \underline{616,7 \text{ mm}}$$

V.3.4. Trục trung hòa dẽo của mặt cắt không liên hợp

Đối với một mặt cắt không liên hợp, không có sự tham gia làm việc của bản bê tông và TTHD được xác định từ công thức 5.21 với $P_{rb} = P_{rt} = 0$. Nếu mặt cắt dầm thép là đối xứng với các bản biên trên và biên dưới như nhau thì $P_c = P_t$ và $\bar{Y} = D/2$.

V.3.5. Mô men dẽo của mặt cắt liên hợp

Mô men dẽo M_p là tổng mô men của các lực dẽo đối với TTHD. Việc xác định M_p có thể được làm rõ tốt nhất qua ví dụ. Các tính toán giả thiết rằng, mặt ổn định tổng thể và cục bộ không xảy ra để có thể phát triển được các lực dẽo.

VÍ DỤ 5.4

Xác định mô men dẻo dương cho mặt cắt liên hợp của ví dụ 5.2 trong hình 5.13. Các lực dẻo đã được tính trong ví dụ 5.2 và $\bar{Y}$ đã được xác định bằng 180,6 mm từ mép trên của bản bê tông.

Cánh tay đòn mô men

Cánh tay đòn mô men đối với TTHD cho mỗi lực dẻo có thể được xác định từ các kích thước cho trên hình 5.13.

- Bản bê tông

$$d_s = \frac{\bar{Y}}{2} = \frac{180,6}{2} = 90,3 \text{ mm}$$

- Bản biên chịu nén

$$d_c = (t_s - \bar{Y}) + 25 + \frac{t_c}{2} = (205 - 180,6) + 25 + \frac{15}{2} = 56,9 \text{ mm}$$

- Vách đứng

$$d_w = (t_s - \bar{Y}) + 25 + t_c + \frac{D}{2} = (205 - 180,6) + 25 + 15 + \frac{1500}{2} = 814,4 \text{ mm}$$

- Bản biên kéo

$$d_t = (t_s - \bar{Y}) + 25 + t_c + D + \frac{t_t}{2} = (205 - 180,6) + 25 + 15 + 1500 + \frac{25}{2} = 1576,9 \text{ mm}$$

Lời giải

Mô men dẻo là tổng mô men của các lực dẻo đối với TTHD.

$$M_p = \frac{\bar{Y}}{t_s} P_s d_s + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t \quad (5.22)$$

Đáp số

Thay các giá trị bằng số vào công thức 5.22

$$M_p = \frac{180,6}{205} (11,55 \cdot 10^6) (90,3) + 1,55 \cdot 10^6 (56,9) + 5,175 \cdot 10^6 (814,4) + 3,45 \cdot 10^6 (1576,9)$$

$$M_p = 10,66 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = \underline{10660 \text{ kNm}}$$

VÍ DỤ 5.5

Xác định mô men dẻo âm cho mặt cắt liên hợp của ví dụ 5.4 trong hình 5.14. Các lực dẻo đã được tính toán trong ví dụ 5.4 và $\bar{Y}$ đã được xác định bằng 616,7 mm từ đỉnh của vách đứng.

Cánh tay đòn mô men

Cánh tay đòn mô men đối với TTHD cho mỗi lực dẻo có thể được xác định từ các kích thước cho trên hình 5.14.

- Cốt thép lớp trên

$$d_{rt} = \bar{Y} + t_t + 25 + t_s - 77 = 616,7 + 30 + 25 + 205 - 77 = 799,7 \text{ mm}$$

- Cốt thép lớp dưới

$$d_{rb} = \bar{Y} + t_t + 25 + 49 = 616,7 + 30 + 25 + 49 = 720,7 \text{ mm}$$

- Bản biên chịu kéo

$$d_t = \bar{Y} + \frac{t_t}{2} = 616,7 + \frac{30}{2} = 631,7 \text{ mm}$$

- Vách đứng chịu kéo

$$d_{wt} = \frac{\bar{Y}}{2} = \frac{616,7}{2} = 308,4 \text{ mm}$$

- Vách đứng chịu nén

$$d_{wc} = \frac{1}{2}(D - \bar{Y}) = \frac{1}{2}(1500 - 616,7) = 441,7 \text{ mm}$$

- Bản biên chịu nén

$$d_c = (D - \bar{Y}) + \frac{t_c}{2} = (1500 - 616,7) + \frac{30}{2} = 898,3 \text{ mm}$$

Lời giải

Mô men dẻo là tổng mô men của các lực dẻo đối với TTHD.

$$M_p = P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + \frac{\bar{Y}}{D} P_w d_{wt} + \frac{(D - \bar{Y})}{D} P_w d_{wc} + P_c d_c \quad (5.23)$$

Đáp số

Thay các giá trị bằng số vào công thức 5.23

$$M_p = 0,36.10^6 (799,7) + 0,56.10^6 (720,7) + 4,14.10^6 (631,7) + \frac{616,7}{1500} (5,175.10^6) (308,4) \\ + \frac{(1500 - 616,7)}{1500} (5,175.10^6) (441,7) + 4,14.10^6 (898,3)$$

$$M_p = 9,028.10^9 \text{ Nmm} = 9028 \text{ kNm}$$

V.3.6. Mô men dẻo của mặt cắt không liên hợp

Nếu không tồn tại liên kết chống cắt giữa bản bê tông và mặt cắt dầm thép thì bản bê tông và cốt thép của nó không tham gia vào các đặc trưng của mặt cắt. Nếu xét mặt cắt ngang trong hình 5.14 là không liên hợp thì $P_{rt} = P_{rb} = 0$ và $\bar{Y} = D/2$, và công thức 5.23 trở thành

$$M_p = P_t \left(\frac{D}{2} + \frac{t_t}{2} \right) + P_w \left(\frac{D}{4} \right) + P_c \left(\frac{D}{2} + \frac{t_c}{2} \right) \quad (5.24)$$

$$M_p = 4,14.10^6 \left(\frac{1500}{2} + \frac{30}{2} \right) + 5,175.10^6 \left(\frac{1500}{4} \right) + 4,14.10^6 \left(\frac{1500}{2} + \frac{30}{2} \right) \\ = 8,275.10^9 \text{ Nmm} = 8275 \text{ kNm}$$

V.3.7. Chiều cao vách đứng chịu nén

Khi đánh giá độ mảnh của vách đứng là thước đo độ ổn định của nó thì chiều cao của phần vách đứng chịu nén có vai trò quan trọng. Trong một mặt cắt không liên hợp với dầm thép đối xứng hai trục, một nửa chiều cao của vách sẽ chịu nén. Đối với các mặt cắt không liên hợp không đối xứng và các mặt cắt liên hợp, chiều cao của phần vách chịu nén không phải là $D/2$ và sẽ thay đổi theo chiều uốn trong các dầm liên tục.

Nếu các ứng suất do các tải trọng không hệ số vẫn còn nằm trong phạm vi đàn hồi thì chiều cao vách chịu nén D_c sẽ bằng chiều cao mà trên đó tổng đại số các ứng suất do tải trọng tĩnh D_1 trên mặt cắt thép và do tải trọng tĩnh D_2 và hoạt tải LL+IM trên mặt cắt liên hợp ngắn hạn là nén.

VÍ DỤ 5.6

Xác định chiều cao vách chịu nén D_c cho mặt cắt ngang trong hình 5.12 với các đặc trưng đàn hồi đã được tính ở ví dụ 5.1. Mặt cắt ngang chịu các mô men dương không hệ số $M_{D1} = 978 \text{ kNm}$, $M_{D2} = 361 \text{ kNm}$ và $M_{LL+IM} = 1563 \text{ kNm}$.

Lời giải

Ứng suất tại đỉnh và đáy dầm thép ứng với các mô men và các đặc trưng mặt cắt đã cho (xem hình 5.7) là

$$f_t = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^t} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}^t} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}^t} = \frac{978.10^6}{11,68.10^6} + \frac{361.10^6}{45,67.10^6} + \frac{1563.10^6}{139,12.10^6} = 102,9 \text{ MPa} \quad (\text{NĐn})$$

$$f_b = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^b} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}^b} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}^b} = \frac{978.10^6}{16,78.10^6} + \frac{361.10^6}{22,21.10^6} + \frac{1563.10^6}{24,07.10^6} = 139,5 \text{ MPa} \quad (\text{KĐo})$$

Đáp số

Khi sử dụng phần mặt cắt chịu nén và trừ đi bề dày bản biên chịu nén với $d = 1500 + 15 + 25$

$$= 1540 \text{ mm: } D_c = d \frac{f_t}{f_t + f_b} - t_c = 1540 \frac{102,9}{102,9 + 139,5} - 15 = 638,7 \text{ mm}$$

Chiều cao vách đứng chịu nén tại mô men dẽo D_{cp} thường được xác định khi đã biết vị trí TTHD. Trong ví dụ 5.2, mặt cắt chịu mô men dương và TTHD nằm ở bản bê tông. Toàn bộ vách đứng là chịu kéo và $D_{cp} = 0$.

Trong ví dụ 5.3, mặt cắt chịu mô men âm và TTHD nằm ở vị trí cách đỉnh vách đứng 616,7 mm. Phần vách bên dưới là chịu nén, do đó: $D_{cp} = D - \bar{Y} = 1500 - 616,7 = 883,3 \text{ mm}$.

V.4. ĐỘ MẠNH CỦA VÁCH ĐỨNG

Ngoài nhiệm vụ chịu lực cắt, vách còn có chức năng giúp cho các bản biên đủ xa nhau để chịu uốn có hiệu quả. Khi một mặt cắt chữ I chịu uốn, hai cơ chế phá hoại hay hai trạng thái giới hạn có thể xảy ra trong vách đứng. Vách có thể bị oằn như một cột thẳng đứng chịu ứng suất nén có bản biên đỡ hoặc vách có thể bị oằn như một tấm do ứng suất uốn nằm dọc trong mặt phẳng uốn. Cả hai cơ chế mất ổn định này đều đòi hỏi sự hạn chế độ mảnh của vách.

V.4.1. Mất ổn định thẳng đứng của vách

Khi mặt cắt chữ I chịu uốn, độ cong gây ra các ứng suất nén giữa các bản biên và vách của mặt cắt. Các ứng suất nén này được gây ra bởi thành phần thẳng đứng của lực ở bản biên như được biểu diễn trong hình 5.15 cho một mặt cắt I đối xứng hai trục. Để phát triển mô men chảy M_y của mặt cắt, yêu cầu bản biên chịu nén phải đạt ứng suất chảy của nó F_{yc} trước khi vách bị mất ổn định. Nếu vách quá mảnh thì nó sẽ bị oằn như một cột, bản biên chịu nén sẽ bị mất gối đỡ của nó và mất ổn định (của bản biên) về phía vách sẽ xảy ra trước khi đạt được mô men chảy.

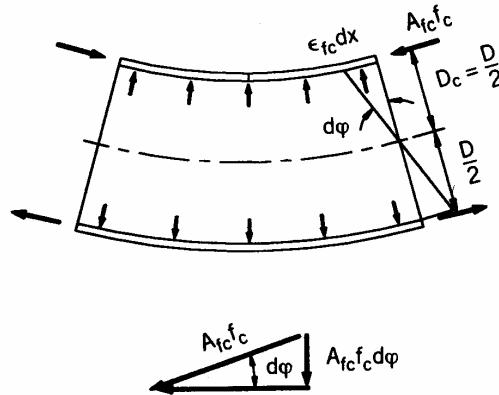
Mất ổn định thẳng đứng của bản biên về phía vách có thể được biểu diễn khi xem xét chiều dài một đoạn vách dx dọc theo trục dầm như trên hình 5.16. Đoạn vách chịu tác dụng

của một ứng suất nén dọc trục f_{wc} từ thành phần thẳng đứng của nội lực cánh nén P_c . Từ hình 5.15, thành phần thẳng đứng là $P_c d\phi$, đối với một mặt cắt chữ I đối xứng, bằng:

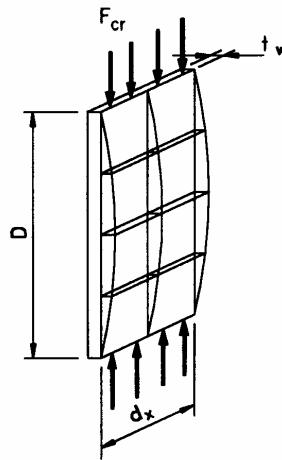
$$d\phi = \frac{2\varepsilon_{fc}}{D} dx \quad (5.25)$$

Trong đó, ε_{fc} là biến dạng dọc trong bản biên nén và D là chiều cao vách. Từ đó, ứng suất

$$\text{nén dọc trục trong vách được tính bằng: } f_{wc} = \frac{P_c d\phi}{t_w dx} = \frac{2A_{fc} f_c \varepsilon_{fc}}{Dt_w} \quad (5.26)$$



Hình 5.15 - Sự nén vách do độ cong



Hình 5.16 - Mất ổn định thẳng đứng của vách

Với A_{fc} là diện tích bản biên nén và f_c là ứng suất trong bản biên nén. Khi thay $A_w = Dt_w$,

$$\text{công thức 5.26 có thể được viết dưới dạng sau: } f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{A_w} f_c \varepsilon_{fc} \quad (5.27)$$

Như vậy, ứng suất nén thẳng đứng trong vách tỷ lệ thuận với tỷ số giữa diện tích bản biên và diện tích vách đứng của mặt cắt ngang, với ứng suất nén trong bản biên và biến dạng nén dọc bản biên. Biến dạng dọc ε_{fc} không đơn giản là f_c/E mà phải bao gồm cả ảnh hưởng của ứng

suất dư f_r trong bản biên (hình 4.3), tức là: $\varepsilon_{fc} = \frac{(f_c - f_r)}{E}$ Từ đó, công thức 5.27 trở thành

$$f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c (f_c + f_r) \quad (5.28)$$

và như vậy, một quan hệ giữa ứng suất nén của vách và ứng suất nén của bản biên đã được xác định.

Khi coi đoạn vách trong hình 5.16 là từ một tấm dài được đỡ giản đơn dọc theo mép trên và mép dưới thì tải trọng gây oằn đàn hồi tới hạn hay tải trọng *Euler* được tính bằng công thức

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{D^2} \quad (5.29)$$

Với mô men quán tính I cho đoạn chiều dài tấm dx là

$$I = \frac{t_w^3 dx}{12(1 - \mu^2)} \quad (5.30)$$

Trong công thức 5.30, hệ số poát-xông μ được đưa vào để xét đến hiệu ứng tăng cứng do sự làm việc hai chiều của tấm vách. Ứng suất oằn tới hạn F_{cr} thu được khi chia công thức 5.29

$$\text{do diện tích đoạn vách } t_w dx: F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_w^3 dx}{12(1 - \mu^2) D^2 t_w dx} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{D} \right)^2 \quad (5.31)$$

Để không xảy ra mất ổn định thẳng đứng của vách, ứng suất trong vách phải nhỏ hơn ứng suất oằn tới hạn, tức là: $f_{wc} < F_{cr}$ (5.32)

$$\text{Khi thay các công thức 5.28 và 5.31 vào 5.32, ta được: } \frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c (f_c + f_r) < \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{D} \right)^2$$

Giải theo tỷ số độ mảnh D/t_w , công thức trên trở thành:

$$\left(\frac{D}{t_w} \right)^2 < \frac{A_w}{A_{fc}} \frac{\pi^2 E^2}{24(1 - \mu^2)} \frac{1}{f_c (f_c + f_r)} \quad (5.33)$$

Để phát triển mô men chảy M_y trong mặt cắt I đối xứng, ứng suất nén trong bản biên f_c phải đạt ứng suất chảy F_{yc} trước khi vách bị mất ổn định thẳng đứng. Nếu giả thiết một giá trị nhỏ nhất bằng 0,5 cho A_w/A_{fc} và một giá trị lớn nhất bằng $0,5F_{yc}$ cho f_r thì giới hạn trên nhỏ nhất cho tỷ số độ mảnh của vách có thể được xác định từ công thức 5.33

$$\frac{D}{t_w} < \sqrt{\frac{0,5\pi^2 E^2}{24(1-0,3^2)F_{yc}^2(1,5)}} = 0,388 \frac{E}{F_{yc}} \quad (5.34)$$

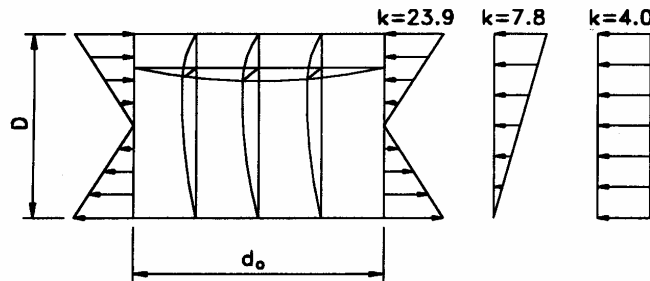
Trong đó, hệ số poát-xông đối với thép đã được lấy bằng 0,3. Công thức 5.34 không chặt chẽ trong nguồn gốc của nó do có giả thiết về A_w/A_{fc} và f_r nhưng có thể được sử dụng để đánh giá gần đúng độ mảnh của vách để tránh mất ổn định phẳng đứng của bản biên về phía vách. Ví dụ, nếu $E = 200$ GPa và $F_{yc} = 250$ MPa thì công thức 5.34 yêu cầu D/t_w nhỏ hơn 310.

V.4.2. Mất ổn định uốn của vách

Vì uốn sinh ra ứng suất nén trên một phần của vách đứng nên sự mất ổn định ra ngoài mặt phẳng vách có thể xảy ra như cho thấy trên hình 5.17. Ứng suất oằn tới hạn đàn hồi được

$$\text{xác định khi tổng quát hoá công thức 5.31, tức là: } F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D} \right)^2 \quad (5.35)$$

Trong đó, k là hệ số mất ổn định, phụ thuộc vào điều kiện biên của bốn cạnh, tỷ số kích thước (công thức 5.11) của tấm và phân bố ứng suất trong mặt phẳng. Cho trường hợp cả bốn cạnh đều được gối giản đơn và tỷ số kích thước lớn hơn nhiều so với 1, *Timoshenco* và *Gere* (1969) đã đưa ra các giá trị của k với các phân bố ứng suất khác nhau như trong hình 5.17.



Hình 5.17 - Mất ổn định uốn của vách.

Giải phương trình 5.35 đối với tỷ số độ mảnh, ta được:

$$\left(\frac{D}{t_w} \right)^2 = \frac{k\pi^2}{12(1-\mu^2)} \frac{E}{F_{cr}}$$

Trong mặt cắt chữ I, để đạt mô men chảy trước khi vách bị mất ổn định, ứng suất oằn tới hạn F_{cr} phải lớn hơn nhiều so với F_{yc} . Do đó, khi lấy $\mu = 0,3$, yêu cầu về độ mảnh vách để phát

$$\text{triển mô men chảy là: } \frac{D}{t_w} \leq \sqrt{\frac{k(0,904)E}{F_{yc}}} = 0,95\sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.36)$$

Cho trường hợp uốn thuần tuý của hình 5.17, $k = 23,9$.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0,95\sqrt{23,9} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4,64 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.37)$$

Việc so sánh với các kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, công thức 5.37 là quá thiên về an toàn vì nó không xét đến cường độ sau mất ổn định của vách.

Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD đưa ra những công thức có khác biệt một chút cho định nghĩa tỷ số độ mảnh của vách, trong đó phân biệt đối với mất ổn định đàn hồi và mất ổn định quá đàn hồi. Tổng quát hoá về trái của công thức 5.36 cho các mặt cắt chữ I không đối xứng, chiều cao chịu nén của vách D_c , được định nghĩa trong hình 5.7 và được tính toán trong ví dụ 5.6, sẽ thay thế cho $D/2$ trong trường hợp mặt cắt đối xứng, ta được

$$\frac{D}{t_w} = \frac{2D_c}{t_w} \quad (5.38)$$

Về phải của công thức 5.36 cho các mặt cắt chữ I không đối xứng được sửa đổi cho trường hợp ứng suất trong bản biên nén f_c nhỏ hơn ứng suất chảy F_{yc} . Ngoài ra, để xét đến cường độ sau mất ổn định và hiệu ứng tăng cứng dọc, giá trị cho k được lấy thực tế bằng 50 và 150, tương ứng, cho vách không có và có sườn tăng cường dọc. Các công thức của AASHTO có dạng như sau:

- Không có sườn tăng cường dọc

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{F_c}} \quad (5.39)$$

- Có sườn tăng cường dọc

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{F_c}} \quad (5.40)$$

V.4.3. Yêu cầu của mặt cắt chắc đối với vách

Mặt cắt chắc là mặt cắt có thể phát triển mô men dẻo toàn phần M_p . Không chỉ các bản biên chảy mà, như cho thấy trên hình 5.1, cả vách đứng cũng chảy. Biến dạng lớn phải đạt được ở

chỗ tiếp giáp của bản biên và vách để sự chảy dèo truyền sang vách. Để ngăn ngừa sự mất ổn định của vách trước khi có biến dạng quay đủ lớn, k được lấy hợp lý bằng 16. Vì yêu cầu về độ mảnh là đối với mô men dèo nên chiều cao vách chịu nén dựa trên trục trung hoà dèo D_{cp} sẽ thay thế cho D_c trong công thức 5.38. Khi thay vào công thức 5.36, yêu cầu về độ mảnh của vách đối với một mặt cắt chắc trở thành

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.41)$$

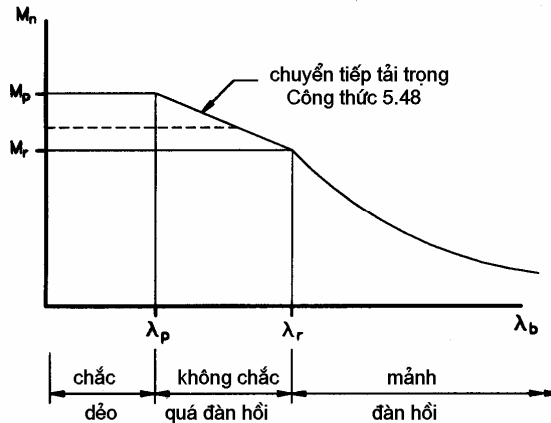
V.4.4. Tóm tắt hiệu ứng độ mảnh của vách

Hình 5.18 là biểu đồ tổng quát của khả năng chịu mô men uốn M_n phụ thuộc vào thông số độ mảnh λ . Một lần nữa, ba dạng ứng xử (dẻo, quá đàn hồi và đàn hồi) thể hiện rõ.

Thông số độ mảnh λ là: $\lambda = \frac{2D_{cp}}{t_w}$ hay $\frac{2D_c}{t_w}$ (5.42)

Và các giá trị tại các điểm chuyển tiếp là: $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ (5.43)

Và (đối với vách không có sườn tăng cường dọc): $\lambda_r = 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ (44)



Hình 5.18 - Sức kháng uốn của mặt cắt chữ I phụ thuộc tỷ số độ mảnh

Sức kháng uốn dẻo M_p được xác định dựa trên F_{yc} và các đặc trưng của mặt cắt dẻo được minh họa trong các ví dụ 5.4 và 5.5. Sức kháng uốn đàn hồi M_r được xác định dựa trên ứng suất uốn danh định F_n và các đặc trưng của mặt cắt đàn hồi được minh họa trong ví dụ 5.1.

V.4.5. Hệ số chuyển tải trọng

Nếu một mặt cắt I là không chắc thì sức kháng uốn danh định là dựa trên ứng suất uốn danh định F_n được cho bởi: $F_n = R_b R_h F_{yf}$ (5.45)

Trong đó, R_b là hệ số chuyển tải trọng, R_h là hệ số lai và F_{yf} là cường độ chảy của bản biên. Nếu các bản biên và vách có cường độ chảy như nhau thì $R_h = 1$. Một dầm không đồng chất (lai) có cường độ vật liệu ở vách thấp hơn ở các bản biên. Trong toàn bộ chương này, giả thiết R_h bằng đơn vị.

Hệ số chuyển tải trọng R_b xác định một sự chuyển tiếp cho các mặt cắt quá đàn hồi với thông số độ mảnh giữa λ_p và λ_r (hình 5.18). Từ các nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm được tiến hành bởi *Basler* và *Thürlimann* (1961), sự chuyển tiếp được cho bởi:

$$\frac{M_u}{M_y} = 1 - C(\lambda - \lambda_o) \quad (5.46)$$

Trong đó, C là độ dốc của đoạn giữa λ_p và λ_r và λ_o là giá trị của λ khi $M_u/M_y = 1$. Hằng số λ

$$\text{được xác định bởi công thức: } C = \frac{A_w / A_f}{1200 + 300 A_w / A_f} \quad (5.47)$$

Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 1998 cũng sử dụng dạng các công thức 5.46 và 5.47

$$\text{cho } R_b \text{ như sau: } R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right) \quad (5.48)$$

$$\text{Trong đó } a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} \quad (5.49)$$

$\lambda_b = 5,76$ cho các cầu kiện có diện tích bản biên nén bằng hoặc lớn hơn diện tích bản biên kéo

$\lambda_b = 4,64$ cho các cầu kiện có diện tích bản biên nén nhỏ hơn diện tích bản biên kéo

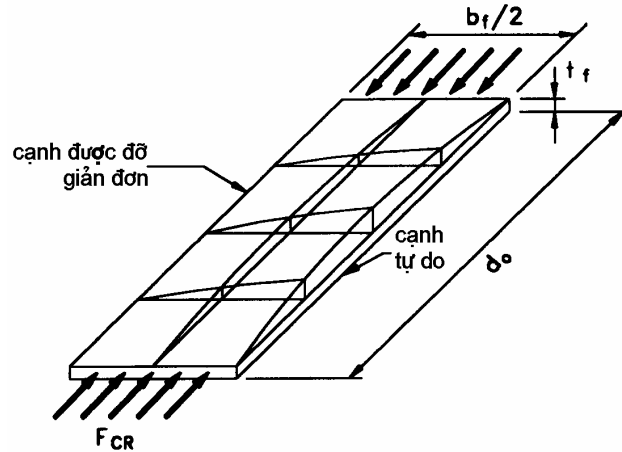
V.5. ĐỘ MẠNH CỦA BẢN BIÊN CHỊU NÉN

Nhờ cường độ sau mất ổn định do khả năng biến dạng tăng lên của vách, một mặt cắt chữ I sẽ không bị phá hoại uốn khi tải trọng gây mất ổn định vách được đạt tới. Tuy nhiên, dầm sẽ bị phá hoại uốn khi một trong các phần tử khung trên các cạnh của khoang vách bị phá hoại. Nếu một trong số các bản biên hay sườn tăng cường ngang bị phá hoại thì chuyển vị của vách không còn được kiểm chế, vách không thể tiếp tục chịu được phần mô men dành cho nó và mặt cắt chữ I sẽ bị phá hoại.

Trong một mặt cắt chữ I đối xứng hai trục chịu uốn, bản biên nén sẽ bị phá hoại đầu tiên ở dạng mất ổn định tổng thể hay cục bộ. Do vậy, hệ liên kết dọc và tỷ lệ kích thước của

bản biên nén là những yếu tố quan trọng trong xác định sức kháng uốn của mặt cắt I. Để đánh giá cường độ chống mất ổn định, bản biên nén được xem xét là một cột độc lập.

Khi giả thiết một liên kết lại giữa vách và bản biên, một nửa bản biên nén có thể được mô hình hoá là một tấm chịu nén đều theo phương dọc (hình 5.19) với một cạnh dọc tự do và cạnh kia được đỡ giản đơn. Thông thường, tấm có chiều dài khá lớn so với chiều rộng của nó và các điều kiện biên trên các cạnh đặt tải là không quan trọng. Hệ số mất ổn định k được lấy bằng 0,425 cho nén đều.



Hình 5.19 - Mô hình của một nửa bản biên nén

V.5.1. Yêu cầu của mặt cắt chắc đối với bản biên chịu nén

Để phát triển mô men dẻo M_p trong mặt cắt I, ứng suất oằn tới hạn F_{cr} phải lớn hơn ứng suất chảy F_{yc} của bản biên nén. Tương tự như trong xây dựng công thức 5.36, giới hạn

$$\text{cho độ mảnh của bản biên nén trở thành: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,95\sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.50)$$

Đối với một tấm hoàn hảo lý tưởng, $k = 0,425$ và giới hạn độ mảnh có thể được viết lại như

$$\text{sau: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,62\beta \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.51)$$

Với β là hệ số xét đến sự không hoàn hảo về hình học cũng như ứng suất dư trong bản biên nén. Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 1998 lấy $\beta \approx 0,61$ và yêu cầu về độ mảnh của

$$\text{bản biên nén đối với mặt cắt chắc trở thành: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.52)$$

Nếu mặt cắt chữ I là liên hợp với bản bê tông trong một vùng chịu mô men uốn dương thì bản biên nên được đỡ hoàn toàn trên chiều dài của nó và yêu cầu về độ mảnh là không cần đặt ra.

V.5.2. Giới hạn cho bản biên nén đối với mặt cắt không chắc

Khi bản biên nén quá mảnh, mất ổn định cục bộ đàn hồi sẽ xảy ra trước khi thép chảy. Để đảm bảo xảy ra ứng xử quá đàn hồi, Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD 1998 quy

$$\text{định: } \frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} \quad (5.53)$$

Với f_c là ứng suất trong bản biên nén do tải trọng có hệ số. Công thức 5.53 phụ thuộc vào tỷ số độ mảnh của vách $2D_c/t_w$ vì nó có thể thay đổi giữa các giá trị được cho bởi công thức 5.40 và 5.41 đối với các mặt cắt không chắc.

Khi độ mảnh của vách tăng lên, mép dọc được đỡ giản đơn trong hình 5.19 mất một vài liên kết thẳng đứng và nằm ngang của nó. Hiệu ứng của độ mảnh vách đối với mất ổn định của bản biên nén có thể được đưa ra khi viết lại công thức 5.53 như sau:

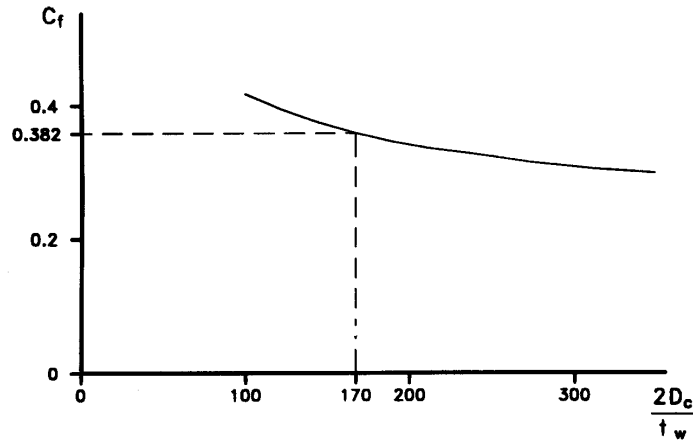
$$\frac{b_f}{2t_f} \leq C_f \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (5.54)$$

$$\text{Trong đó: } C_f = \frac{1,38}{\sqrt[4]{\frac{2D_c}{t_w}}} \quad (5.55)$$

Với C_f là hệ số độ mảnh của bản biên nén, thay đổi phụ thuộc vào tỷ số $2D_c/t_w$ như trong hình 5.20. Giá trị của C_f có thể so sánh được với hằng số trong công thức 5.52 đối với mặt cắt chắc. Thực tế, chúng bằng nhau nếu $2D_c/t_w = 170$. Với các giá trị $2D_c/t_w > 170$, giới hạn trên

$$b_f/2t_f \text{ giảm tới: } \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)_{300} \leq 0,332 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (5.56)$$

khi $2D_c/t_w = 300$.



Hình 5.20 - Hệ số độ mảnh của bản biên nén là hàm của độ mảnh vách

V.5.3. Tóm tắt về hiệu ứng độ mảnh của bản biên chịu nén

Đối chiếu lại hình 5.18 và hình ảnh quen thuộc biểu diễn ba dạng ứng xử, thông số độ mảnh λ cho bản biên nén là:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (5.57)$$

$$\text{Và các giá trị ở các điểm chuyển tiếp là: } \lambda_p = 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.58)$$

$$\text{Và: } \lambda_r = 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c / t_w}}} \quad (5.59)$$

Sức kháng uốn dẻo M_p được xác định dựa trên F_{yc} và các đặc trưng mặt cắt dẻo, trong khi sức kháng uốn đàn hồi M_r là dựa trên F_n của công thức 5.45 và các đặc trưng mặt cắt đàn hồi.

V.6. LIÊN KẾT DỌC CỦA BIÊN CHỊU NÉN

V.6.1. Tổng quát

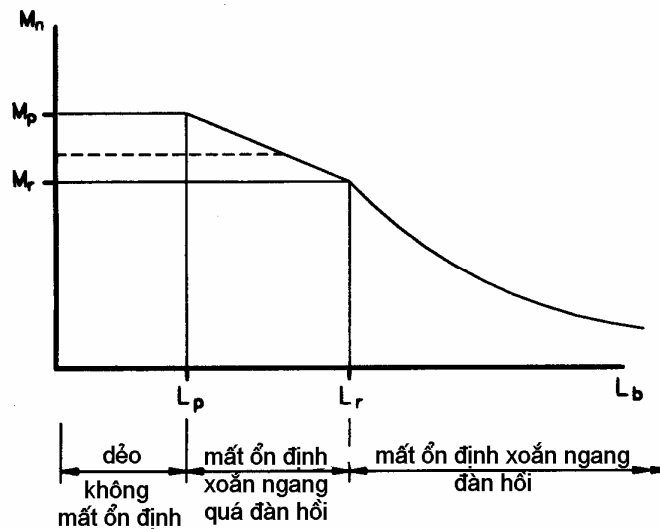
Các mục 5.5 và 5.6 về độ mảnh của vách và độ mảnh của bản biên nén có liên quan đến mất ổn định cục bộ của vùng nén trong mặt cắt chữ I chịu uốn. Vấn đề mất ổn định tổng thể của vùng nén như một cột giữa các điểm gối cũng phải được xem xét đến. Như đã đề cập ở TTGH về ổn định và được minh họa trong hình 5.4, một cánh nén không được đỡ ngang sẽ chuyển vị ngang và vận ở dạng đã được biết là mất ổn định xoắn ngang.

Nếu bản biên nén được đỡ với khoảng cách đủ ngắn L_p thì vật liệu của cánh nén có thể chảy trước khi nó bị oằn và mô men dẻo M_p có thể đạt được. Nếu khoảng cách giữa các điểm đỡ lớn hơn giới hạn gây oằn quá đàn hồi L_r thì cánh nén sẽ bị mất ổn định đàn hồi tại

một sức kháng uốn bị giảm đi. Ứng xử này có thể, một lần nữa, được biểu diễn bởi quan hệ mô men-độ mảnh tổng quát của hình 5.18 với thông số độ mảnh được cho bởi:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} \quad (5.60)$$

Trong đó, L_b là khoảng cách giữa hai điểm đỡ ngang và r_t là bán kính quán tính nhỏ nhất của cánh nén cộng với một phần ba vùng vách chịu nén được lấy đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng vách. Vì chiều dài không có gối đỡ L_b là đại lượng quan trọng trong thiết kế mặt cắt chữ I chịu uốn nên nó được lấy là thông số độc lập hơn là tỷ số độ mảnh L_b / r_t trong xác định khả năng chịu mô men. Hình 5.18, do vậy, được vẽ lại như hình 5.21 với L_b thay cho λ . Biểu đồ vẫn gồm ba vùng đặc trưng như cũ: vùng dẻo (không mất ổn định), vùng mất ổn định xoắn ngang quá đàn hồi và vùng mất ổn định xoắn ngang đàn hồi.



Hình 5.21 - Sức kháng uốn của mặt cắt chữ I phụ thuộc chiều dài không được đỡ của bản biên nén

Với L_b nhỏ hơn L_p trong hình 5.21, bản biên nén được xem là được đỡ ngang và sức kháng uốn M_n là hằng số. Giá trị của M_n phụ thuộc vào sự phân cấp của mặt cắt ngang. Nếu mặt cắt ngang được xem là chắc thì giá trị của M_n là M_p . Nếu mặt cắt ngang là không chắc hoặc mảnh thì giá trị của M_n sẽ nhỏ hơn M_p . Đoạn nằm ngang rời nét trong hình 5.21 biểu thị một giá trị tiêu biểu của M_n cho một mặt cắt là không chắc.

Với $L_b > L_r$, bản biên nén bị phá hoại do mất ổn định xoắn ngang đàn hồi. Dạng hư hỏng này đã có lời giải theo lý thuyết đàn hồi cổ điển, trong đó sức chịu mô men là căn bậc

hai của một tổng các bình phương của hai thành phần: mất ổn định xoắn (xoắn St. Venant) và mất ổn định ngang (xoắn uốn), nghĩa là:

$$M_n^2 = M_{n,v}^2 + M_{n,w}^2 \quad (5.61)$$

Trong đó, $M_{n,v}$ là sức kháng xoắn St. Venant và $M_{n,w}$ là sức kháng xoắn uốn. Cho trường hợp uốn không đổi giữa các điểm đỡ, *Gaylord* và các tác giả khác (1992) đã đưa ra các công

thức sau:
$$M_{n,v}^2 = \frac{\pi^2}{L_b^2} E I_y G J \quad (5.62)$$

$$M_{n,w}^2 = \frac{\pi^4}{L_b^4} E I_y E C_w \quad (5.63)$$

Trong các công thức trên:

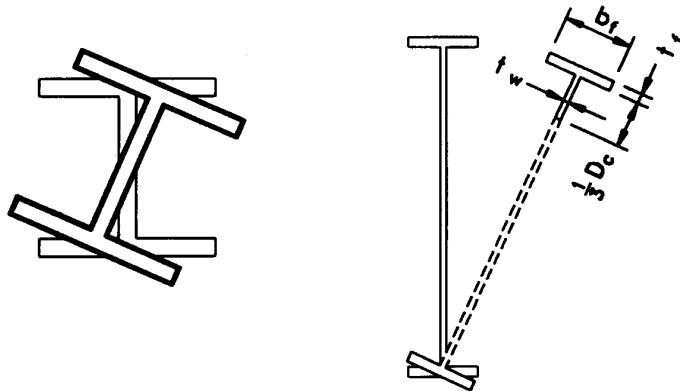
I_y : Mô men quán tính của mặt cắt thép đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng vách.

+ G : Mô đun chống cắt đàn hồi.

+ J : Hằng số độ cứng chống xoắn St. Venant.

+ C_w : Hằng số xoắn uốn.

Nếu mặt cắt chữ I là thấp và dày [hình 5.22 (a)] thì xoắn thuần túy (xoắn St. Venant) là quyết định. Nếu mặt cắt cao và mỏng [hình 5.22 (b)] thì cường độ xoắn uốn là quyết định. Với L_b giữa L_p và L_r , bản biên chịu nén sẽ bị hư hỏng do mất ổn định xoắn ngang quá đàn hồi. Do tính phức tạp của nó, ứng xử quá đàn hồi thường được đánh giá từ các phân tích kết quả thực nghiệm. Sức kháng mất ổn định xoắn ngang quá đàn hồi thường được ước lượng bằng một đường thẳng giữa hai giá trị L_p và L_r .



Hình 5.22 - (a) Xoắn St. Venant và (b) xoắn uốn trong mất ổn định ngang

V.6.2. Sự cân đối của cấu kiện

$$\text{Mặt cắt chữ I chịu uốn sẽ là cân xứng nếu : } 0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9 \quad (5.64)$$

Với I_{yc} là mô men quán tính của bản biên nén của mặt cắt thép đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng vách và I_y là mô men quán tính của mặt cắt thép cũng đối với trục đó. Nếu tỷ lệ kích thước mặt cắt không nằm trong giới hạn trên thì các công thức cho mặt ổn định xoắn ngang được sử dụng trong AASHTO LRFD không có giá trị.

V.6.3. Hệ số điều chỉnh C_b khi mô men thay đổi

Các công thức 5.62 và 5.63 được đưa ra cho trường hợp mô men không đổi giữa hai điểm đỡ. Kết quả xét trong trường hợp xấu nhất này là quá mức an toàn cho trường hợp tổng quát với mô men thay đổi trên chiều dài đoạn không được đỡ. Để tính toán các mặt cắt chữ I có cả chiều cao và mô men tác dụng thay đổi, nội lực trong bản biên nén tại các điểm đỡ được sử dụng để đánh giá hiệu ứng của sự thay đổi mô men. Công thức xác định hệ số điều

$$\text{chỉnh có dạng như sau: } C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{P_1}{P_2} \right) + 0,3 \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (5.65)$$

Trong đó, P_1 là nội lực trong bản biên nén tại điểm đỡ có nội lực mặt cắt nhỏ hơn do tải trọng có hệ số và P_2 là nội lực trong bản biên nén tại điểm đỡ có nội lực mặt cắt lớn hơn do tải trọng có hệ số. Thay các công thức 5.62 và 5.63 vào công thức 5.61, giải đối với M_n và đưa

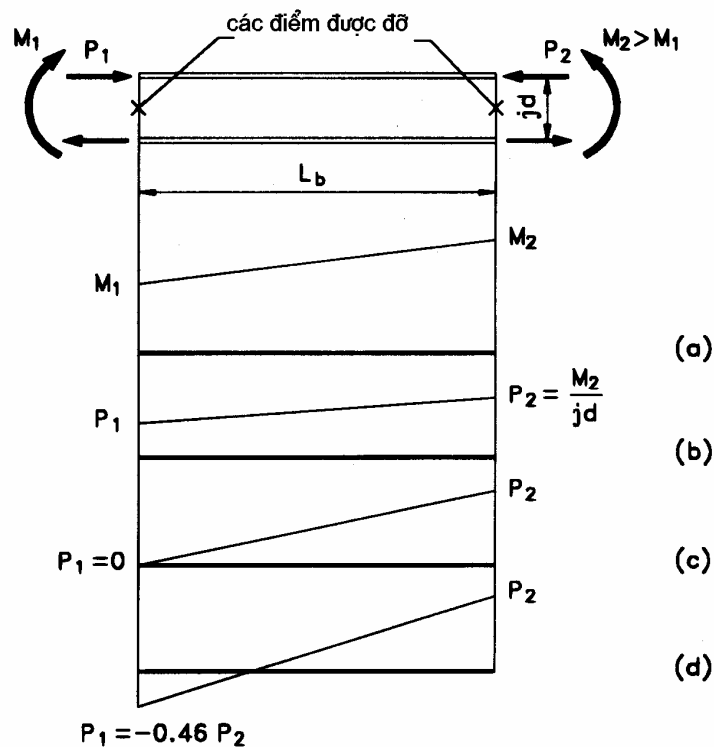
$$\text{vào hệ số } C_b, \text{ ta được: } M_n = C_b \sqrt{\frac{\pi^2}{L_b^2} E I_y G J + \frac{\pi^4}{L_b^4} E I_y E C_w} \quad (5.66)$$

Một mặt cắt chữ I với các mô men M_1 và M_2 tại các điểm đỡ được biểu diễn trên hình 5.23. Biểu đồ mô men giữa hai điểm đỡ được cho trên hình 5.23(a) và các nội lực cánh nén tương ứng P_1 và P_2 được cho trên hình 5.23(b). Nếu $P_1 = P_2$, công thức 5.65 cho $C_b = 1,0$. Khi P_1 giảm đi, cường độ chống mất ổn định xoắn ngang tăng lên. Nếu $P_1 = 0$ [hình 5.23(c)] thì $C_b = 1,75$. Nếu P_1 chuyển thành kéo thì C_b tiếp tục tăng cho tới khi đạt giá trị lớn nhất của nó là 2,3 ở $P_1 = -0,46 P_2$ [hình 5.23(d)].

Trong nhiều trường hợp, sự thay đổi mô men giữa hai điểm đỡ không phải là tuyến tính. Chẳng hạn, khi tải trọng phân bố không đều tác dụng lên mặt cắt I giữa các điểm đỡ, biểu đồ mô men có dạng pa ra bên. Các nghiên cứu cải tiến đã được thừa nhận cho trường hợp mô men thay đổi không tuyến tính khi sử dụng công thức thay thế sau cho C_b

$$C_b = \frac{12,5P_{\max}}{2,5P_{\max} + 3P_A + 4P_B + 3P_C} \quad (5.67)$$

Trong đó, $P_{\max}$ là giá trị tuyệt đối của nội lực biên nén lớn hơn trong đoạn không được đỡ, P_A là giá trị tuyệt đối của nội lực biên nén tại điểm 1/4 của đoạn không được đỡ, P_B là giá trị tuyệt đối của nội lực biên nén tại điểm giữa của đoạn không được đỡ và P_C là giá trị tuyệt đối của nội lực biên nén tại điểm 3/4 của đoạn không được đỡ. Khi áp dụng công thức 5.67 cho trường hợp đường thẳng trong hình 5.23, các kết quả là: với $P_1 = P_2$, $C_b = 1,0$; với $P_1 = 0$, $C_b = 1,67$; với $P_1 = -0,46 P_2$, $C_b = 2,17$. Như vậy, công thức 5.67 cho kết quả không quá thừa an toàn đối với trường hợp mô men thay đổi tuyến tính khi so sánh với công thức 5.65 và có thể được sử dụng hợp lý để phản ánh tất cả các trường hợp mô men thay đổi.



Hình 5.23 (a) Sự thay đổi mô men giữa các điểm đỡ, (b) các nội lực bản biên nén tương ứng với M_1 và M_2 , (c) các nội lực biên nén khi $M_1 = 0$ và (d) các nội lực biên nén khi $M_1 = -0,46 M_2$.

V.6.4. Mặt cắt chữ I dàn hồi không liên hợp

Đối với mặt cắt chữ I không liên hợp, các yêu cầu về độ chắc cũng giống như đối với mặt cắt liên hợp chịu mô men âm. Nếu chiều dài không được đỡ L_b lớn hơn chiều dài yêu cầu

$$\text{cho mặt cắt không chắc (quá đàn hồi): } L_b > L_p = 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.68)$$

thì mặt cắt ngang ứng xử đàn hồi và có sức kháng uốn danh định (đường rời nét trong hình 5.21) nhỏ hơn hay bằng M_y .

Nếu vách tương đối dày hoặc được bố trí sườn tăng cường dọc thì mất ổn định uốn của vách không thể xảy ra và cả sức kháng xoắn thuần túy lẫn sức kháng xoắn uốn trong công thức 5.66 đều được xét đến khi tính toán M_n . Công thức 5.66 có thể được đơn giản hoá phần nào nếu giả thiết rằng mặt cắt chữ I là đối xứng hai trục và mô men quán tính của mặt cắt thép đối với trục yếu hơn I_y , khi bỏ qua phần đóng góp của vách là:

$$I_y \approx I_{yc} + I_{yt} = 2I_{yc} \quad (5.69)$$

Đồng thời, mô đun cắt G có thể được viết cho hệ số Poisson $\mu = 0,3$ là:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2(1+0,3)} = 0,385E \quad (5.70)$$

Và hằng số xoắn uốn C_w cho một mặt cắt I không có vách trở thành

$$C_w \approx I_{yc} \left(\frac{d}{2} \right)^2 + I_{yt} \left(\frac{d}{2} \right)^2 = \frac{d^2}{2} I_{yc} \quad (5.71)$$

Với d là chiều cao của mặt cắt thép. Khi thay các công thức 5.69 - 5.71 vào công thức 5.66 và đặt thừa số chung ra ngoài, ta được:

$$M_n = \frac{\pi E C_b}{L_b} \sqrt{(2I_{yc})(0,385)J + \frac{\pi^2}{L_b^2} (2I_{yc}) \frac{d^2}{2} (I_{yc})}$$

$$M_n = \pi E C_b \frac{I_{yc}}{L_b} \sqrt{0,77 \left(\frac{J}{I_{yc}} \right) + \pi^2 \left(\frac{d}{L_b} \right)^2} \leq M_y \quad (5.72)$$

$$\text{Công thức trên có giá trị khi: } \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.73)$$

với λ_b đã được định nghĩa trước đây bằng công thức 5.48 và

$$L_b < L_p = 1,76 r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.74)$$

Trong đó, r_t của công thức 5.68 đã được thay thế bởi r' , mô men quán tính nhỏ nhất của bản biên nén đối với trục thẳng đứng, được tính với giả thiết mặt cắt không có vách.

Mặc dù công thức 5.72 được xây dựng cho mặt cắt chữ I đối xứng hai trục ($I_{yc} / I_y = 0,5$), nó có thể được sử dụng cho mặt cắt chữ I đối xứng một trục mà thoả mãn công thức 5.64. Cho các mặt cắt chữ I gồm các phần tử chữ nhật hẹp, hằng số độ cứng chống xoắn St. Venant J có thể được tính gần đúng bằng:
$$J = \frac{Dt_w^3}{3} + \sum \frac{b_f t_f^3}{3} \quad (5.75)$$

Trong xây dựng công thức 5.72, hệ số lai R_h đã được lấy bằng 1,0, có nghĩa là vật liệu của vách và các bản biên có cùng cường độ chảy. Cho các mặt cắt chữ I có vách mỏng hơn so với giới hạn của công thức 5.73 hoặc không có sườn tăng cường dọc, sự xoắn mặt cắt ngang có thể xảy ra và độ cứng chống xoắn St. Venant có thể được bỏ qua. Khi lấy $J = 0$ trong công thức 5.72, mô men mất ổn định xoắn ngang đàn hồi cho $L_b > L_r$ trở thành

$$M_n = \pi^2 E C_b \frac{I_{yc} d}{L_b^2} \leq M_y \quad (5.76)$$

Khi đưa vào hệ số chuyển tải trọng R_b của công thức 5.48 và coi L_r là chiều dài không được đỡ mà ứng với nó, $M_n = 0,5M_y$, thì công thức 5.76 có thể được viết là:

$$M_n = C_b R_b (0,5M_y) (L_r / L_b)^2 \leq R_b M_y \quad (5.77)$$

$$\text{Trong đó: } M_y = F_{yc} S_{xc} \quad (5.78)$$

Với F_{yc} là cường độ chảy của bản biên nén và S_{xc} là mô đun mặt cắt lấy đối với trục nằm ngang của mặt cắt chữ I tại bản biên nén. Khi chèn công thức 5.78 vào 5.77, nhân công thức 5.76 với R_b , cân bằng với công thức 5.77 và giải đối với L_r , ta được:

$$L_r = \sqrt{\frac{2\pi^2 I_{yc} d E}{S_{xc} F_{yc}}} \quad (5.79)$$

Đối với các giá trị L_b nằm giữa L_p và L_r , sự chuyển tiếp theo đường thẳng giữa $M_n = M_y$ và $M_n = 0,5M_y$ được cho bởi:

$$M_n = C_b R_b M_y \left[1 - 0,5 \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq R_b M_y \quad (5.80)$$

Vì hệ số xét đến sự thay đổi mô men C_b có thể lớn hơn 1,0 (công thức 5.65) nên giới hạn trên đàn hồi của M_n được cho ở vế phải của công thức 5.80 là $R_b M_y$.

V.6.5. Mặt cắt không chắc không liên hợp

Các mặt cắt không chắc không liên hợp chịu uốn dương cũng như chịu uốn âm được thiết kế theo cùng những quy tắc cho các mặt cắt không chắc liên hợp chịu uốn âm, ngoại trừ

$$r' \text{ được dùng thay thế cho } r_t, \text{ nghĩa là: } L_b \leq 1,76 r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.81)$$

Nếu yêu cầu về khoảng cách gối đỡ này được đảm bảo thì sức kháng uốn danh định có thể được tính dựa trên ứng suất uốn danh định của mỗi bản biên F_n

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \quad (5.82)$$

Ở đây, trong tài liệu này, $R_h = 1$. Nếu yêu cầu về khoảng cách gối đỡ của công thức 5.81 không được thỏa mãn thì sức kháng uốn danh định là dựa trên sự mất ổn định xoắn ngang của bản biên nén và được xác định bằng một công thức bất kỳ trong các công thức 5.72, 5.77 hoặc 5.80.

V.6.6. Mặt cắt chắc không liên hợp

Các mặt cắt chắc không liên hợp chịu uốn dương cũng như chịu uốn âm được thiết kế theo cùng những quy tắc cho các mặt cắt chắc liên hợp chịu uốn âm. Để đủ tiêu chuẩn là chắc, bản biên nén cần được đỡ đảm bảo:

$$L_b \leq \left[0,124 - 0,0756 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right) \quad (5.83)$$

Với M_1 là mô men nhỏ hơn do tải trọng có hệ số tại đầu nào đó của đoạn không được đỡ. Công thức này đã được xây dựng để cung cấp khả năng quay quá đàn hồi ít nhất bằng ba lần khả năng quay đàn hồi ứng với mô men dẻo. Nếu yêu cầu về khoảng cách gối đỡ này được đảm bảo thì sức kháng uốn danh định M_n bằng mô men dẻo M_p . Nếu yêu cầu này không được đảm bảo thì sức kháng uốn danh định có thể dựa trên công thức 5.82.

V.6.7. Các mặt cắt chữ I đàn hồi liên hợp

Mặt cắt liên hợp chịu uốn dương có bản biên nén được đỡ ngang liên tục. Tuy nhiên, ở các vùng chịu uốn âm, bản biên nén không được đỡ ngang và ứng xử như một cột giữa các

$$\text{điểm đỡ khi: } L_b > L_r = 4,44 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.84)$$

và sức kháng uốn danh định dưới dạng ứng suất của bản biên nén được cho bởi:

$$F_n = C_b R_b R_h \left[\frac{\pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \right] \leq R_b R_h F_{yc} \quad (5.85)$$

Đây là ứng suất oằn tới hạn *Euler* được nhân với hệ số thay đổi mô men C_b và các hệ số giảm của bản biên $R_b R_h$. Khi thay $L_b = L_r$ từ công thức 5.84 vào công thức 5.85, ta được:

$$F_n = C_b R_b R_h \frac{F_{yc}}{2} \quad (5.86)$$

Nếu chiều dài không được đỡ vượt quá yêu cầu của mặt cắt không chắc (quá đàn hồi)

$$L_b > L_p = 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.87)$$

Thì mặt cắt ngang ứng xử đàn hồi và có sức kháng uốn danh định (đường rời nét nằm ngang trong hình 5.21) nhỏ hơn hoặc bằng M_y . Đối với các giá trị của L_b nằm giữa L_p của công thức 5.87 và L_r của công thức 5.84, một sự chuyển tiếp đường thẳng giữa F_{yc} và $0,5F_{yc}$ được cho bởi:

$$F_n = C_b R_b R_h F_{yc} \left[1,33 - 0,187 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right] \leq R_b R_h F_{yc} \quad (5.88)$$

Trong tài liệu này, $R_h = 1,0$.

V.6.8. Mặt cắt không chắc liên hợp

Đối với các mặt cắt chữ I liên hợp chịu uốn âm có L_b lớn hơn giá trị của công thức 5.83 nhưng nhỏ hơn giá trị của công thức 5.87, sức kháng uốn danh định có cơ sở là ứng suất uốn danh định của bản biên nén: $F_n = R_b R_h F_{yc}$ (5.89)

V.6.9. Mặt cắt chắc liên hợp

Đối với các mặt cắt liên hợp chịu uốn âm có L_b nhỏ hơn hay bằng giá trị của công thức 5.83, sức kháng uốn danh định bằng mô men dẻo, nghĩa là: $M_n = M_p$ (5.90)
Đối với các nhịp liên tục có các mặt cắt chịu uốn dương là chắc và các mặt cắt bên trong là không chắc, sức kháng uốn dương danh định được giới hạn tới

$$M_n = 1,3 R_h M_y \quad (5.91)$$

Thực ra, đây là sự giới hạn hệ số dạng mặt cắt cho mặt cắt chắc chịu uốn dương tới 1,3. Điều này là cần thiết trong các dầm liên tục vì sự chảy quá mức trong vùng chịu mô men dương có thể phân phối lại mô men tới các vùng chịu mô men âm, làm cho mô men ở đây lớn hơn nhiều so với giá trị được tính theo phân tích đàn hồi. Đối với các mặt cắt chắc liên hợp chịu uốn dương, một giới hạn được đặt ra cho chiều cao vùng nén của mặt cắt liên hợp để đảm bảo rằng bản biên chịu kéo của mặt cắt thép đạt tới sự cứng hoá biến dạng trước khi

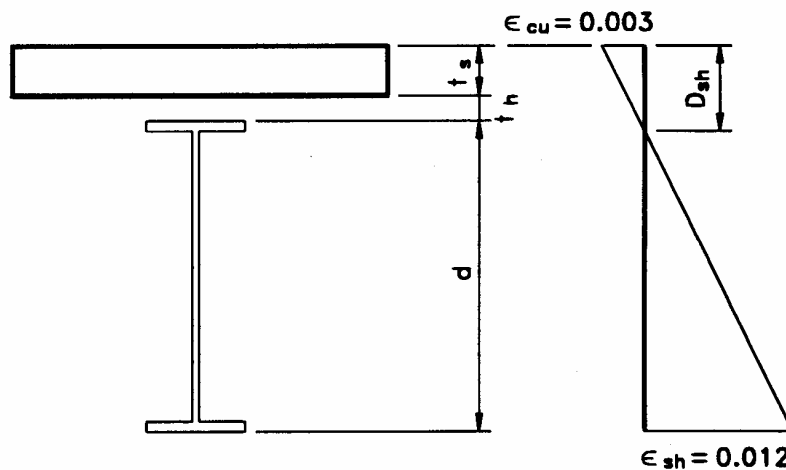
bản bê tông bị vỡ. Khi giả thiết biến dạng phá hoại của bê tông bằng 0,003, biến dạng ở giai đoạn cứng hoá của thép bằng 0,012 và sử dụng biểu đồ biến dạng của hình 5.24, ta có

$$\frac{D_{sh}}{d + t_s + t_h} = \frac{0,003}{0,003 + 0,012} = \frac{1}{5}$$

Trong công thức trên, D_{sh} là chiều cao vùng nén của mặt cắt liên hợp ở giai đoạn cứng hoá biến dạng, được đo từ đỉnh của bản bê tông; d là chiều cao của mặt cắt thép; t_s là bề dày của bản bê tông và t_h là bề dày đệm bên trên đỉnh bản biên thép. Để tạo một miền an toàn cho biến dạng trong bản biên chịu kéo, chiều cao D_{sh} được chia cho 1,5 để đưa ra yêu cầu về khoảng cách từ đỉnh của bản tới trục trung hoà khi chịu mô men dẻo D_p như sau:

$$D_p \leq \frac{d + t_s + t_h}{7,5} \quad (5.92)$$

Giới hạn này của D_p được sử dụng làm yêu cầu về tính dẻo đối với các mặt cắt chắc liên hợp chịu uốn dương.



Hình 5.24 - Chiều sâu cứng hoá biến dạng tới trục trung hoà

V.6.10. Tóm tắt về mặt cắt chữ I chịu uốn

Ứng xử của các mặt cắt chữ I chịu uốn là phức tạp về chi tiết nhưng đơn giản trong quan niệm. Chi tiết là phức tạp vì các yêu cầu phải được xác định cho nhiều điều kiện khác nhau. Cả hai loại mặt cắt liên hợp và không liên hợp chịu uốn dương và chịu uốn âm đều phải được xem xét với ba loại mặt cắt: chắc, không chắc và mảnh.

Quan niệm là đơn giản vì tất cả các TTGH đều diễn ra theo cùng một cách thức. Dù đó là độ mảnh của vách (hình 5.8), độ mảnh của bản biên (hình 5.18) hay hệ liên kết đỡ cánh nén (hình 5.21) thì đều có ba dạng phá hoại được nhận biết đơn giản: không mất ổn định, mất

ổn định quá đàn hồi và mất ổn định đàn hồi. Có nhiều công thức mô tả ứng xử và xác định các điểm chuyển tiếp cho ba đoạn phản ánh các yêu cầu thiết kế.

Để tổ chức các yêu cầu thiết kế và trình bày chúng ở một chỗ, các bảng 5.5 - 5.7 đã được xây dựng. Trong tài liệu này, giả thiết rằng vật liệu của vách và bản biên có cùng cường độ chảy, như vậy $R_h = 1,0$ và nó sẽ không có mặt trong các công thức (Chú ý rằng, do tính thực tiễn và xét về mặt kinh tế, hầu hết các thiết kế mới không sử dụng vật liệu lai). Hệ số chuyển tải trọng R_b được cho bởi công thức 5.48 và hệ số xét đến sự thay đổi mô men C_b được cho bởi công thức 5.65.

Trong các bảng 5.6 và 5.7, sức kháng uốn danh định được tính toán khi tham khảo tiêu chuẩn AASHTO khi một số độ mảnh của bản biên và vách nào đó không được thỏa mãn. Phần này đưa ra một công thức khác để xác định sức kháng uốn M_n và nó là kết quả của sự điều chỉnh tuyến tính các số liệu thực nghiệm giữa M_p và $0,7M_y$. Nếu các điều kiện sau được thỏa mãn:

Bảng 5.5 - TTGH cường độ - Các mặt cắt I liên hợp chịu uốn dương, $R_h = 1,0$

	Chắc	Không chắc	Mạnh
Sức kháng uốn danh định	$M_n = M_p$ Trừ trường hợp nhịp liên tục có các mặt cắt gối trung gian không chắc thì $M_n \leq 1,3M_y \leq M_p$ Các mặt cắt phải thoả mãn yêu cầu về độ dẻo của công thức 5.92.	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
Độ mảnh của vách	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	
Độ mảnh của bản biên nén	Không yêu cầu ở TTGH cường độ		
Hệ liên kết đỡ bản biên nén	Không yêu cầu ở TTGH cường độ nhưng phải thoả mãn $L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ cho tải trọng tác dụng trước khi bản bê tông đóng rắn		

$$\left. \begin{aligned} \frac{2D_{cp}}{t_w} &\leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ \frac{b_f}{2t_f} &\leq 2,52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}} \\ L_b &\leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5.93)$$

thì

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0,7M_y}{M_p} \right) \left(\frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0,7} \right) \right] M_p \leq M_p \quad (5.94)$$

Trong đó:

Bảng 5.6- TTGH cường độ - Các mặt cắt I liên hợp chịu uốn âm, $R_h = 1,0$

	Chắc	Không chắc	Mảnh
Sức kháng uốn danh định	$M_n = M_p$	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
Độ mảnh của vách	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	(Xem [A6.10.5.6])
Độ mảnh của bản biên nén	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$	(Xem [A6.10.5.6])
Hệ liên kết đỡ bản biên nén	$L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right)$	$L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$L_b \leq 4,44 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ → Sử dụng công thức 5.88 $L_b > 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ → Sử dụng công thức 5.85

$$Q_p = 5,47 \frac{M_p}{M_y} - 3,13 \quad \text{cho các mặt cắt không đối xứng}$$

$$Q_p = 3,0 \quad \text{cho các mặt cắt đối xứng}$$

$$\text{Nếu } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \text{ thì } Q_{fl} = \frac{30,5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \quad (5.95)$$

Bảng 5.7 - TTGH cường độ - Các mặt cắt I không liên hợp chịu uốn dương và uốn âm, $R_h = 1,0$

	Chắc	Không chắc	Mảnh
Sức kháng uốn danh định	$M_n = M_p$	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
Độ mảnh của vách	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có sườn tăng cường dọc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	Nếu $L_b > L_r$ $\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ (xem công thức 5.48 đối với λ_b)
Độ mảnh của bản biên nén	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2,52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{2D_{cp}/t_w}}}$ (Xem [A6.10.5.6])
Hệ liên kết đỡ bản biên nén	$L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right)$	$L_b \leq L_p = 1,76 r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$L_r \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 I_{yc} d}{S_{xc} F_{yc}}}$ $L_p < L_b \leq L_r$ → Sử dụng công thức 5.80 $L_b > L_r$ → Sử dụng công thức 5.77

Trong các trường hợp còn lại

$$Q_{fl} = \frac{4,45}{(b_f / 2t_f)^2 \sqrt{2D_{cp} / t_w}} \frac{E}{F_{yc}} \quad (5.95)$$

VÍ DỤ 5.7

Hãy xác định sức kháng uốn âm danh định của mặt cắt liên hợp của ví dụ 5.3 trong hình 5.14 nếu chiều dài không được đỡ L_b là 6000 mm tại một gối trung gian. Trục trung hoà dẻo đã được xác định trong ví dụ 5.3 là 616,7 mm từ đỉnh của vách xuống. Cường độ chảy của bản biên nén F_{yc} là 345 MPa. Mô men dẻo âm M_p cho mặt cắt này đã được tính bằng 9028 kNm trong ví dụ 5.5. Mô men có hệ số nhỏ hơn M_1 tại một đầu nào đó của chiều dài không được đỡ là -2308 kNm và mô men lớn hơn M_2 là -6657 kNm. Tổng đại số ứng suất trong mặt cắt

thép do các mô men thiết kế có hệ số là 290 MPa (kéo) trong bản biên trên và 316 MPa (nén) trong bản biên dưới.

Định loại mặt cắt

Tham khảo bảng 5.6

Độ mảnh của vách cho mặt cắt chắc

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 90$$

$$D_{cp} = 1500 - 616,7 = 883,3 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2(883,3)}{10} = 177 > 90 \rightarrow \text{không chắc}$$

Độ mảnh của vách cho mặt cắt không chắc không có sườn tăng cường dọc

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6,77 \sqrt{\frac{200000}{316}} = 170$$

$$d = 1500 + 30 + 30 = 1560 \text{ mm}$$

$$D_c = d \frac{f_b}{f_b + f_t} - t_f = 1560 \frac{316}{316 + 290} - 30 = 783 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(783)}{10} = 157 < 170 \rightarrow \text{không cần sườn tăng cường dọc}$$

Độ mảnh của bản biên cho mặt cắt không chắc

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}} = 1,38 \sqrt{\frac{200000}{316 \sqrt{157}}} = 9,81$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{400}{2(30)} = 6,7 < 9,81 \rightarrow \text{bản biên chịu nén là không mảnh}$$

Liên kết đỡ bản biên nén cho mặt cắt không chắc là

$$L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{chịu mô men đều})$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c + D_c t_w / 3}} = \sqrt{\frac{30(400)^3 / 12}{30(400) + 783(10) / 3}} = 104,6 \text{ mm}$$

$$L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 1,76 (104,6) \sqrt{\frac{200000}{345}} = 4430 \text{ mm}$$

nhỏ hơn so với chiều dài không được đỡ yêu cầu đối với một mặt cắt chắc. Khi xét đến sự thay đổi mô men, một chiều dài không được đỡ lớn hơn có thể được xác định. Nếu cân bằng công thức 5.88 với $R_b R_h F_{yc}$, ta được

$$C_b \left[1,33 - 0,187 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right] = 1 \quad (5.97)$$

trong đó, C_b là hệ số điều chỉnh xét đến sự thay đổi mô men của công thức 5.65. Đối với một mặt cắt không đổi giữa hai điểm đỡ, tỷ số P_1 / P_2 trong công thức 5.65 có thể được viết dưới dạng M_1 / M_2 , nghĩa là

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$$

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{2308}{6657} \right) + 0,3 \left(\frac{2308}{6657} \right)^2 = 1,42 \leq 2,3$$

Giải phương trình 5.92 đối với L_b ,

$$\begin{aligned} L_b &= \frac{1,33 - 1/C_b}{0,187} r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ &= \frac{1,33 - 1/1,42}{0,187} r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3,35 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ L_b &= 3,35 (104,6) \sqrt{\frac{200000}{345}} = 8440 \text{ mm} > 6000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Do đó, mặt cắt ngang là không mảnh và được phân loại là mặt cắt không chắc.

Lời giải

Do mặt cắt là không chắc, sức kháng có hệ số được thể hiện dưới dạng ứng suất là

$$\phi_f F_n = \phi_f R_b R_h F_{yc} \quad (5.98)$$

với ϕ_f là hệ số sức kháng đối với uốn theo bảng 1.1. Hệ số chuyển tải trọng R_b được xác định từ công thức 5.48

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right)$$

trong đó, $\lambda_b = 5,76$ và

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} = \frac{2(783)(10)}{30(400)} = 1,305$$

Như vậy

$$R_b = 1 - \left(\frac{1,305}{1200 + 300(1,305)} \right) \left(157 - 5,76 \sqrt{\frac{200000}{316}} \right) = 0,990$$

Với $\phi_f = 1,0$ và $R_h = 1,0$, công thức 5.98 trở thành

$$\phi_f F_n = 1,0(0,990)(1,0)(345) = 342 \text{ MPa}$$

Đáp số

Mặt cắt là đảm bảo an toàn vì ứng suất có thể khai thác bằng 342 MPa lớn hơn ứng suất cực đại bằng 316 MPa do tải trọng tác dụng sinh ra.

V.6.11 Nhận xét về mặt cắt chữ I chịu uốn

Khi mặt cắt thép cán định hình được sử dụng làm dầm, yêu cầu về độ mảnh của vách không cần phải kiểm tra vì tất cả các vách đều thỏa mãn tiêu chuẩn mặt cắt chắc. Ngoài ra, khi thép cấp 250 được sử dụng, tất cả các thép cán, trừ số hiệu W150 × 22, đều thỏa mãn tiêu chuẩn độ mảnh của bản biên đối với một mặt cắt chắc. Nếu thép cấp 345 được sử dụng thì sáu thép hình 253 W được liệt kê trong AISC (1992) không thỏa mãn tiêu chuẩn độ mảnh của bản biên đối với một mặt cắt chắc. Do đó, mất ổn định cục bộ ít khi là vấn đề đối với mặt cắt thép cán định hình và khi chúng được sử dụng thì điều quan trọng là việc bố trí gối đỡ ngang thích hợp cho bản biên nén để chống mất ổn định tổng thể.

Cần chú ý rằng, các hằng số liên quan đến các giới hạn độ mảnh trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD (1998) có độ chính xác cao hơn so với những giá trị đã được sử dụng khi xây dựng các công thức đó. Chẳng hạn, giới hạn độ mảnh của vách cho các mặt cắt chắc được cho trong các bảng 5.5-5.7 là:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Yêu cầu này có nguồn gốc là công thức hệ inch-pound của AISC (1986) cho các vách chịu nén uốn

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (5.99)$$

trong đó, h_c là hai lần khoảng cách từ trục trung hoà tới mép bên trong của bản biên nén trừ đi phần vát hay bán kính cong, thực tế là bằng $2D_{cp}$, và F_y là cường độ chảy tính bằng ksi. Hằng số 640 bao hàm căn bậc hai của mô đun đàn hồi $E = 29000$ ksi. Để làm xuất hiện đại lượng thay đổi này và làm cho hằng số trở nên không thứ nguyên, công thức 5.99 được viết

$$\text{là: } \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{29000}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (5.99)$$

CHƯƠNG VI: MẶT CẮT CHỮ I CHỊU CẮT

Khi vách của một mặt cắt chữ I chịu lực cắt tác dụng tăng dần trong mặt phẳng của nó, lý thuyết đàn biến dạng nhỏ có thể được sử dụng để dự đoán cường độ chịu cắt cho đến khi tải trọng oằn tới hạn được đạt tới. Nếu vách được tăng cường, cường độ chịu cắt bổ sung sau mất ổn định do hiệu ứng của trường kéo sẽ có mặt cho tới khi vách bị chảy. Sức kháng cắt danh định V_n có thể được tính bằng: $V_n = V_r + V_o$ (6.1)

với V_r là sức kháng cắt do hiệu ứng đàn và V_o là sức kháng cắt do hiệu ứng của trường kéo.

VI.1.SỨC KHÁNG CẮT DO HIỆU ỨNG DÀN

Một khối ứng suất tại trục trung hoà của vách một mặt cắt chữ I được biểu diễn trên hình 6.1. Vì ứng suất uốn tại trục trung hoà bằng không nên khối ứng suất là ở trạng thái cắt thuần túy. Một vòng tròn Mohr ứng suất [hình 6.1(b)] biểu thị các ứng suất chính σ_1 và σ_2 , có giá trị bằng ứng suất cắt τ . Các ứng suất chính này nghiêng góc 45° so với phương nằm ngang. Khi sử dụng lý thuyết đàn, thường giả thiết rằng lực cắt V được chịu bởi diện tích của vách, nghĩa là: $\tau = \frac{V}{Dt_w}$ (6.2)

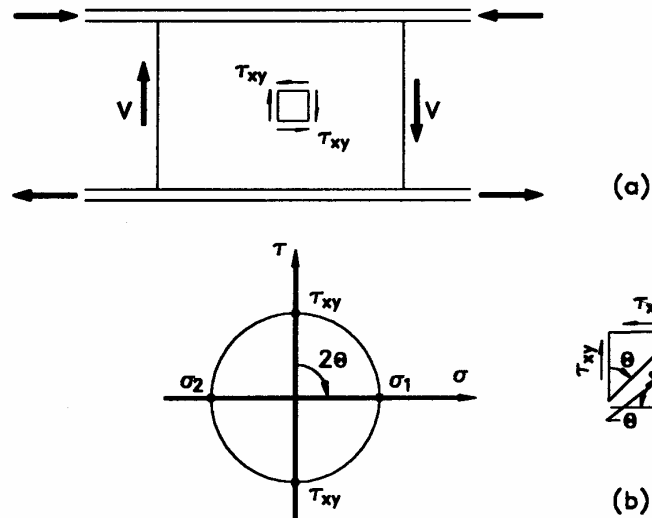
Với D là chiều cao của vách và t_w là chiều dày của vách. Nếu không xảy ra mất ổn định, ứng suất cắt có thể đạt tới cường độ chảy của nó và lực cắt dẻo toàn phần có thể được phát triển. Nếu đưa các giá trị này vào công thức 6.2 và viết lại, ta có:

$$V_p = \tau_y Dt_w \quad (6.3)$$

Bản thân cường độ cắt chảy không thể xác định được mà nó phụ thuộc vào tiêu chuẩn phá hoại cắt đã được thừa nhận. Khi sử dụng tiêu chuẩn phá hoại cắt của *Mises*, cường độ cắt chảy có quan hệ với cường độ kéo chảy của vách σ_y bởi:

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \approx 0,58\sigma_y \quad (6.4)$$

Nếu xảy ra mất ổn định, ứng suất mất ổn định tới hạn do cắt đối với một khoang chữ nhật (hình 6.2) được cho bởi:



Hình 6.1 Trạng thái ứng suất của hiệu ứng đầm. (a) khối ứng suất ở trục trung hoà và (b) vòng tròn Mohr ứng suất

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D} \right)^2 \quad (6.5)$$

$$\text{Trong đó: } k = 5,0 + \frac{5,0}{(d_o / D)^2} \quad (6.6)$$

Với d_o là khoảng cách giữa các sườn tăng cường ngang.

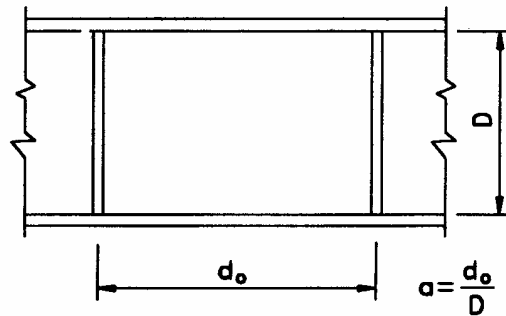
Nếu giả thiết rằng, ứng suất cắt được chịu trong ứng xử kiểu đầm là đến tận τ_{cr} và được giữ nguyên sau đó thì V_r có thể được xác định là một phần bậc nhất của V_p , nghĩa là:

$$V_r = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} V_p \quad (6.7)$$

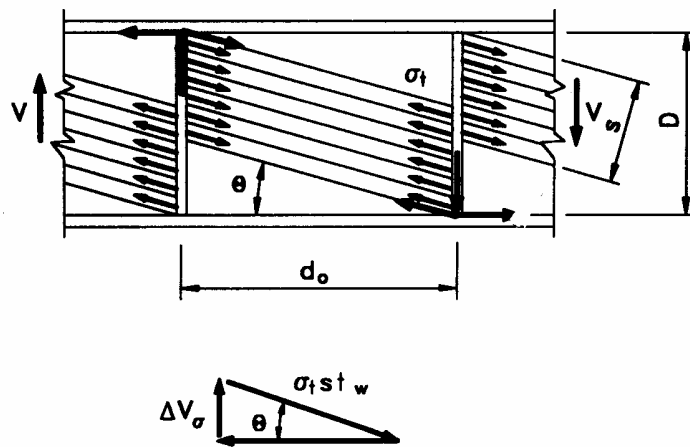
VI.2. SỨC KHÁNG CẮT DO HIỆU ỨNG TRƯỜNG KÉO

Nếu một khoang vách chữ nhật chịu cắt được tựa trên bốn cạnh thì hiệu ứng trường kéo xiên có thể phát triển. Khoang vách của một mặt cắt chữ I (hình 6.2) có hai cạnh là các bản biên và hai cạnh là các sườn tăng cường ngang. Hai cặp đường biên này là rất khác nhau. Các bản biên là khá linh hoạt trong phương thẳng đứng và không thể chịu ứng suất từ trường kéo trong vách. Ngược lại, các sườn tăng cường ngang có thể làm việc như là một neo cho trường ứng suất kéo. Kết quả là, vùng vách gần sát chỗ tiếp giáp với các bản biên không tham gia làm việc và cơ cấu chịu lực kiểu giàn của hình 6.3 có thể được giả thiết. Trong sự

tương tự giàn này, các bản biên là các thanh giằng (thanh kéo), các sườn tăng cường ngang là các thanh chống (thanh nén) và vách là một thanh kéo xiên.



Hình 6.2 - Định nghĩa tỷ số kích thước α



Hình 6.3 - Hiệu ứng của trường kéo

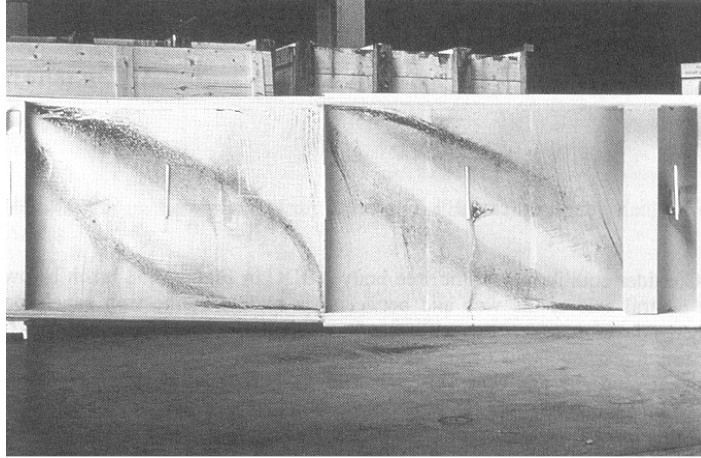
Các cạnh của trường kéo hữu hiệu trong hình 6.3 được giả thiết là chạy qua các góc của khoang. Chiều rộng trường kéo s phụ thuộc vào góc nghiêng θ của các ứng suất kéo σ_t so với phương nằm ngang và bằng:

$$s = D \cos \theta - d_o \sin \theta \quad (6.8)$$

Sự phát triển của trường kéo bộ phận này thu được từ nhiều kết quả thí nghiệm. Một ví dụ trong các kết quả thí nghiệm của trường ĐH tổng hợp Lehigh được biểu diễn trên hình 6.4. Ở giai đoạn đầu của tải trọng, lực cắt trong vách được chịu bởi hiệu ứng dầm cho tới khi ứng suất nén chính σ_2 của hình 6.1(b) đạt tới ứng suất tới hạn của nó và thanh nén xiên của khoang bị mất ổn định. Tại thời điểm này, vách không thể chịu thêm ứng suất nén bổ sung nhưng ứng suất kéo σ_t trong thanh kéo xiên tiếp tục tăng cho tới khi chúng đạt ứng suất

chảy $\sigma_y = F_{yw}$ của vật liệu vách. Mặt cắt chữ I được tăng cường trong hình 6.4 cho thấy rõ ràng hình ảnh vách bị oằn, ứng xử sau mất ổn định của trường kéo và hình ảnh tương tự giàn của cơ chế phá hủy.

Phần đóng góp cho lực cắt V_σ từ hiệu ứng của trường kéo ΔV_σ là thành phần thẳng đứng của lực kéo xiên (hình 6.3), nghĩa là: $\Delta V_\sigma = \sigma_t t_w \sin \theta$ (6.9)



Hình 6.4 Dầm hộp vách mỏng sau thí nghiệm (Đại học tổng hợp Lehigh)

Để xác định góc nghiêng θ của trường kéo, giả thiết rằng khi $\sigma_t = \sigma_y$, phương của trường kéo cho giá trị ΔV_σ là lớn nhất. Điều kiện này có thể được biểu thị bằng:

$$\frac{d}{d\theta}(\Delta V_\sigma) = \frac{d}{d\theta}(\sigma_y t_w \sin \theta) = 0 \text{ Khi thay thế công thức 6.8 đối với } s, \text{ ta được}$$

$$\sigma_y t_w \left[\frac{d}{d\theta} (D \cos \theta \sin \theta - d_0 \sin^2 \theta) \right] = 0 \text{ có thể rút gọn thành}$$

$$D \tan^2 \theta + 2d_0 \tan \theta - D = 0$$

Giải phương trình đối với $\tan \theta$

$$\tan \theta = \frac{-2d_0 + \sqrt{4d_0^2 + 4D^2}}{2D} = \sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \quad (6.10)$$

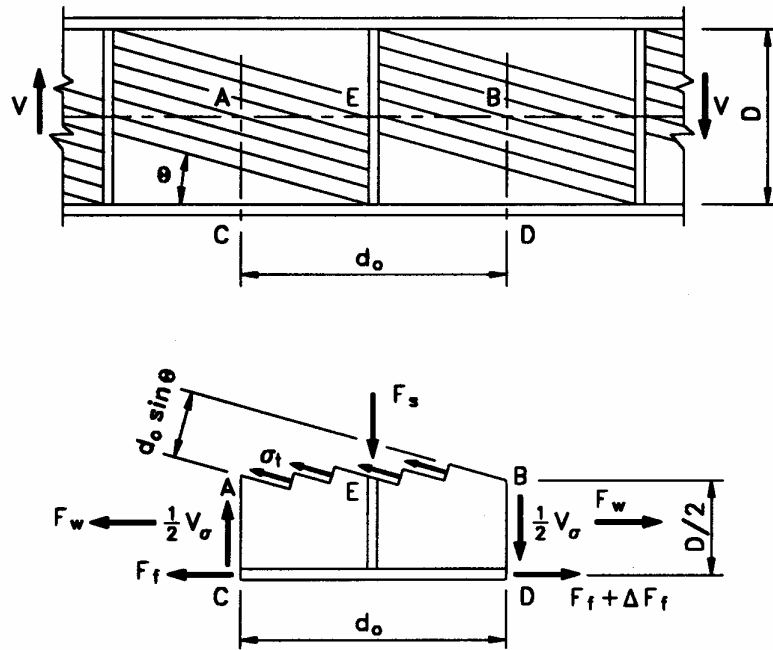
với α là tỷ số kích thước của khoang vách d_0 / D . Sử dụng các quan hệ lượng giác để có

$$\cos \theta = (\tan^2 \theta + 1)^{-1/2} = [2\sqrt{1 + \alpha^2} (\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha)]^{-1/2} \quad (6.11)$$

$$\text{Và } \sin \theta = (\cot^2 \theta + 1)^{-1/2} = \left[\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right]^{1/2} \quad (6.12)$$

Xét cân bằng phần cấu kiện được tách ra ABCD trong hình 6.5 bên dưới trục trung hoà của vách và giữa hai trung điểm của các khoang vách ở một phía nào đó của sườn tăng cường ngang. Khi giả thiết mặt cắt I đối xứng hai trục, các thành phần của nội lực trường kéo bộ phận tại mặt cắt thẳng đứng AC và BD là $V_\sigma / 2$ (thẳng đứng) và F_w (nằm ngang) được biểu diễn trên hình 6.5. Trên mặt cắt nằm ngang AB, ứng suất của trường kéo σ_t nghiêng một góc θ và tác động trên một diện tích chiều $t_w d_o \sin \theta$. Sự cân bằng trong phương thẳng đứng cho thấy tải trọng trục trong sườn tăng cường là:

$$F_s = \sigma_t t_w d_o \sin \theta \sin \theta = \sigma_t t_w (\alpha D) \sin^2 \theta$$



Hình 6.5 Cân bằng nội lực của hiệu ứng trường kéo

$$\text{Khi thay thế công thức 6.12 vào: } F_s = \sigma_t t_w D \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right) \quad (6.13)$$

Sự cân bằng trong phương nằm ngang cho thấy sự thay đổi nội lực của bản biên ΔF_f là

$$\Delta F_f = \sigma_t t_w (\alpha D) \sin \theta \cos \theta$$

Khi thay các công thức 6.11 và 6.12 vào công thức trên đối với ΔF_f và rút gọn, ta được

$$\Delta F_f = \sigma_t t_w D \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \quad (6.14)$$

Cân bằng mô men quanh điểm E cho kết quả: $\frac{1}{2} V_\sigma (d_o) - \Delta F_f \left(\frac{D}{2} \right) = 0$

$$V_\sigma = \Delta F_f \frac{D}{d_o} = \frac{\Delta F_f}{\alpha}$$

Như vậy, phần tham gia chịu lực cắt của hiệu ứng trường kéo V_σ trở thành

$$V_\sigma = \sigma_t t_w D \frac{1}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \quad (6.15)$$

Với việc sử dụng các công thức 6.3 và 6.4, V_σ có thể được viết trong quan hệ với V_p

$$V_\sigma = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\sigma_t}{\sigma_y} \frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}} V_p \quad (6.16)$$

VI. 3. SỨC KHÁNG CẮT TỔ HỢP

Khi thay các công thức 6.7 và 6.16 vào công thức 6.1, ta thu được một biểu thức xác định sức kháng cắt danh định tổ hợp của vách của mặt cắt chữ I

$$V_n = V_p \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\sigma_t}{\sigma_y} \frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}} \right] \quad (6.17)$$

Trong đó, số hạng thứ nhất trong móc vuông là do hiệu ứng dầm và số hạng thứ hai là do hiệu ứng trường kéo. Hai hiệu ứng này không phải là hai hiện tượng xảy ra riêng rẽ, độc lập với nhau khi mà hiệu ứng thứ nhất xảy ra rồi sau đó hiệu ứng thứ hai trở nên chiếm ưu thế. Hai hiệu ứng được xem xét là xảy ra đồng thời và tác động tương hỗ tạo nên sức kháng cắt tổ hợp của công thức 6.17. *Basler* (1961a) đã phát triển một quan hệ đơn giản đối với tỷ số σ_t / σ_y trong công thức 6.17 dựa trên hai giả thiết. Giả thiết thứ nhất là trạng thái ứng suất ở bất cứ nơi nào giữa cắt thuần túy và kéo thuần túy có thể được xấp xỉ bằng một đường thẳng khi sử dụng tiêu chuẩn chảy của *Mises*. Giả thiết thứ hai là góc θ bằng giá trị giới hạn 45° . Khi dùng hai giả thiết này và thay thế vào công thức ứng suất miêu tả tiêu chuẩn chảy của

$$\text{Mises, ta được: } \frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \quad (6.18)$$

Basler (1961a) đã tiến hành nghiên cứu thực nghiệm so sánh sức kháng cắt danh định của công thức 6.17 với kết quả khi sử dụng công thức gần đúng 6.18. Ông chỉ ra rằng, sự chênh lệch là nhỏ hơn 10% đối với các giá trị của α nằm giữa không và vô cùng. Khi thay công thức 6.18 vào công thức 6.17, sức kháng cắt danh định tổ hợp của vách trở thành

$$V_n = V_p \left[\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - (\tau_{cr} / \tau_y)}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right] \quad (6.19)$$

Trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, công thức 6.19 có dạng là

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1 - C)}{\sqrt{1 + (d_o / D)^2}} \right] \quad (6.20)$$

$$\text{Trong đó: } C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \quad (6.21)$$

$$\alpha = d_o / D \quad (6.22)$$

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w \quad (6.23)$$

VI.4. SỨC KHÁNG CẮT CỦA VÁCH KHÔNG ĐƯỢC TĂNG CƯỜNG

Sức kháng cắt danh định của vách không có sườn tăng cường trong mặt cắt chữ I có thể được xác định từ công thức 6.20 khi lấy d_o bằng vô cùng, có nghĩa là chỉ còn lại sức kháng do hiệu ứng dầm: $V_n = CV_p = 0,58 CF_{yw} D t_w$ (6.24)

Khi thay công thức 6.4 và 6.5 vào công thức 6.21 với $\mu = 0,3$

$$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t_w}{D} \right)^2}{0,58 F_{yw}} = \frac{0,90 k E \left(\frac{t_w}{D} \right)^2}{0,58 F_{yw}} \quad (6.25)$$

Từ công thức 6.7 với d_o bằng vô cùng, $k = 5,0$, ta có

$$V_n = CV_p = 0,90(5,0)E(t_w / D)^2 D t_w$$

$$V_n = \frac{4,50 E t_w^3}{D} \quad (6.26)$$

Khi sức kháng cắt được quyết định bởi mất ổn định cắt đàn hồi của vách.

Nếu vách tương đối dày, ứng suất mất ổn định tới hạn do cắt τ_{cr} có thể lớn hơn so với ứng suất cắt chảy τ_y và vách sẽ không bị mất ổn định trước khi vật liệu vách bắt đầu chảy. Tỷ số độ mảnh giới hạn để sự chảy xảy ra trước khi mất ổn định ($V_n = V_p$) được cho bởi

$$\begin{aligned}\tau_y &\leq \tau_{cr} \\ 0,58F_{yw} &\leq \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 = 4,50E \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \\ \frac{D}{t_w} &\leq 2,80 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}\end{aligned}\quad (6.27)$$

Trên cơ sở những thí nghiệm mặt cắt chữ I liên kết hàn với tỷ lệ thật, *Basler* (1961a) đề nghị rằng, tỷ số độ mảnh giới hạn của vách giữa mất ổn định đàn hồi và quá đàn hồi được đánh

$$\text{giá khi: } 0,8\tau_y \leq \tau_{cr} \text{ hay } \frac{D}{t_w} \leq \frac{2,80}{0,8} \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 3,50 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}\quad (6.28)$$

Các giá trị được quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD là tương tự, tuy nhiên có khác biệt nhỏ, với các giá trị trong các công thức 6.26-6.28 đối với các vách không được tăng cường. Các giá trị này được tóm tắt trong bảng 6.1. Biểu thức xác định sức kháng oằn quá đàn hồi do cắt là một đường thẳng giữa hai giới hạn độ mảnh của vách. Điều này có thể được miêu tả bằng biểu thức phụ thuộc vào D/t_w như sau:

$$V_n = 1,48t_w^2 \sqrt{EF_{yw}} = \frac{1,48t_w D}{D/t_w} \sqrt{EF_{yw}}$$

Khi thay thế giới hạn dưới $D/t_w = 2,46 \sqrt{E/F_{yw}}$, ta được

$$V_n = \frac{1,48t_w D \sqrt{EF_{yw}}}{2,46 \sqrt{E/F_{yw}}} = 0,60F_{yw} D t_w \approx V_p$$

và giới hạn trên $D/t_w = 3,07 \sqrt{E/F_{yw}}$, thì

$$V_n = \frac{1,48t_w D \sqrt{EF_{yw}}}{3,07 \sqrt{E/F_{yw}}} = 0,48F_{yw} D t_w \approx 0,8V_p$$

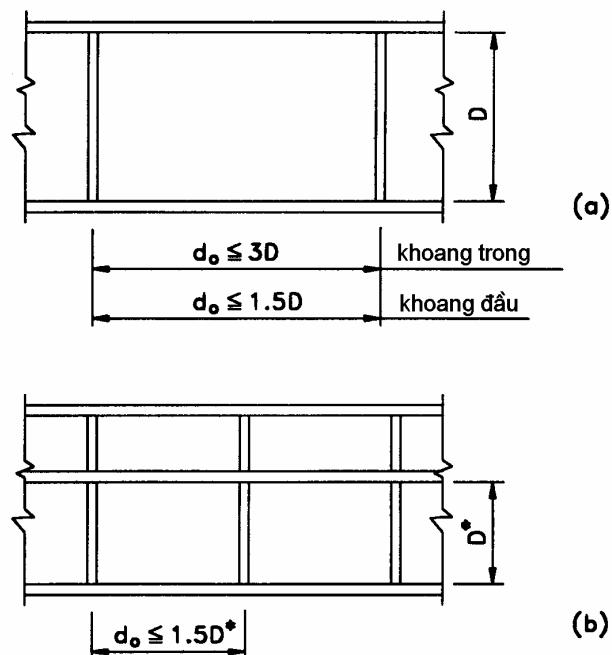
Bảng 6.1 - Sức kháng cắt danh định của vách không được tăng cường

	Không mất ổn định	Mất ổn định quá đàn hồi	Mất ổn định đàn hồi
Độ mảnh của vách	$\frac{D}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
Sức kháng cắt danh định	$V_n = V_p$	$V_n = 1,48 t_w^2 \sqrt{E F_{yw}}$	$V_n = \frac{4,55 t_w^3 E}{D}$

Biểu đồ tổng quát của sức kháng cắt danh định phụ thuộc đường cong độ mảnh của vách có dạng tương tự như trong hình 5.10 đối với tải trọng mỗi và hình 5.18 đối với uốn. Một lần nữa, ba kiểu ứng xử khác nhau – dẻo, quá đàn hồi và đàn hồi – được biểu diễn để phản ánh sức kháng cắt cũng như trong các trường hợp chịu lực khác.

VI.5. SỨC KHÁNG CẮT CỦA VÁCH ĐƯỢC TĂNG CƯỜNG

Các vách của các mặt cắt chữ I được xem là có tăng cường nếu, khi không có sườn tăng cường dọc, khoảng cách giữa các sườn ngang d_o không lớn hơn $3D$, hay, khi có sườn tăng cường dọc, d_o không lớn hơn 1,5 lần chiều cao lớn nhất của khoang phụ D^* (hình 6.6). Trong các trường hợp còn lại, vách được xem là không được tăng cường và các quy định trong bảng 6.1 được áp dụng.



Hình 6.6 Khoảng cách lớn nhất giữa các sườn tăng cường ngang

Nếu một sườn tăng cường dọc được sử dụng thì ảnh hưởng của nó đến sức kháng cắt của vách có thể được bỏ qua. Nói cách khác, chiều cao toàn bộ của vách được sử dụng để tính sức kháng cắt của vách dù có hay không có sườn dọc.

Khi một vách được tăng cường, hiệu ứng trường kéo phát triển và cả hai số hạng của công

$$\text{thức 6.20 đóng góp nên sức kháng cắt, nghĩa là: } V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \quad (6.29)$$

trong đó C là tỷ số giữa ứng suất oằn tới hạn do cắt τ_{cr} và ứng suất cắt chảy τ_y .

VI.5.1. Yêu cầu bốc xếp

Trong gia công và lắp ráp các mặt cắt chữ I không có sườn dọc, phải hết sức cẩn thận để tránh xảy ra mất ổn định của vách dưới trọng lượng bản thân của dầm thép. Khi sử dụng giới hạn độ mảnh của vách chịu uốn cho mặt cắt I đối xứng hai trục không liên hợp trước khi mất ổn định đàn hồi xảy ra (bảng 5.7), ta có, đối với vách không có sườn dọc,

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad \text{Với} \quad f_c = F_y = 250 \text{ MPa} \quad \text{và} \quad E = 200 \text{ GPa}$$

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 191$$

$$\text{Với} \quad f_c = F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 163$$

Tiêu chuẩn AASHTO LRFD quy định rằng, các khoang của vách không có sườn tăng cường dọc cần được bố trí sườn tăng cường ngang khi: $\frac{D}{t_w} > 150$ (6.30)

Giới hạn này ám chỉ khoảng cách lớn nhất của các sườn tăng cường ngang là $3D$. Nếu vách có $D/t_w > 150$ thì khoảng cách lớn nhất của các sườn tăng cường ngang cần phải nhỏ hơn $3D$ như được cho trong biểu thức

$$d_o \leq D \left[\frac{260}{(D/t_w)} \right]^2 \quad (6.31)$$

mà biến thiên của nó theo nghịch đảo của $(D/t_w)^2$ được đề xuất bởi công thức 6.5 cho ứng suất oằn tới hạn do cắt τ_{cr} . Chú ý rằng, với $D/t_w = 150$, $d_o = 3D$.

VI.5.2. Khoảng trong của các mặt cắt chắc

Khi một mặt cắt chữ I là chắc, sức kháng uốn giới hạn (bảng 5.5 – 5.7) được cho phụ thuộc vào mô men. Nếu mô men tương đối lớn, cường độ chịu cắt của vách giảm đi vì nó tham gia chịu một phần mô men. *Basler* (1961b) cho biết rằng, hiệu ứng tương hỗ mô men-lực cắt xảy ra khi lực cắt có hệ số V_u lớn hơn so với $0,6\phi_v V_n$ và mô men có hệ số $M_u > 0,75\phi_v M_y$ (các hệ số sức kháng ϕ_v và ϕ_f được lấy từ bảng 1.1).

Nếu giả thiết $M_p / M_y = 1,5$ thì giá trị giới hạn cho mô men có thể được viết là

$$0,75\phi_f M_y = 0,75\phi_f (M_p / 1,5) = 0,5\phi_f M_p$$

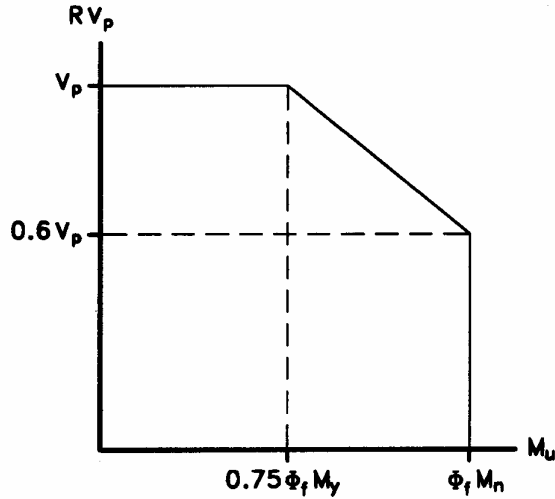
Nếu M_u nhỏ hơn hay bằng $0,5\phi_f M_p$ thì sức kháng cắt cho các khoang vách bên trong của các mặt cắt chắc được cho bởi công thức 6.29. Nếu M_u lớn hơn $0,5\phi_f M_p$, sự tương hỗ giữa mô men và lực cắt làm giảm sức kháng cắt danh định, nghĩa là

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.32)$$

trong đó, hệ số giảm được cho bởi

$$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0,75\phi_f M_y} \right) \right] \leq 1,0 \quad (6.33)$$

Với mô men tính toán $M_r = \phi_f M_n$. Sự phụ thuộc của $R V_p$ vào mô men M_u do tải trọng có hệ số được biểu diễn trên hình 6.7. Sức kháng cắt danh định từ công thức 6.32 ít nhất phải bằng sức kháng cắt danh định của một vách không được tăng cường được xác định khi lấy d_o bằng vô cùng trong công thức 6.31.



Hình 6.7 Tác động tương hỗ cắt và uốn

Tỷ số C đã được định nghĩa trước đây trong các công thức 5.13-5.16 và được miêu tả là một hàm của D/t_w trong hình 5.10. Khi τ_{cr} nhỏ hơn τ_y , khoang vách ứng xử đàn hồi và C được

$$\text{xác định từ công thức 6.25: } C = \frac{1,57}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}} \quad (6.34)$$

Công thức này rất gần với công thức 5.15. Basler (1961a) chỉ ra rằng, công thức 6.34 có giá trị đối với τ_{cr} nhỏ hơn $0,8\tau_y$, như vậy, tỷ số độ mảnh giới hạn của vách cho ứng xử đàn hồi

$$\text{được xác định khi lấy } C = 0,8 \text{ trong công thức 6.34, nghĩa là: } \frac{D}{t_w} = \sqrt{\frac{1,57}{0,8} \frac{Ek}{F_{yw}}} = 1,40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

công thức này rất gần với giới hạn được cho đối với công thức 5.15.

Như trong các trường hợp khác miêu tả ứng xử là một hàm của độ mảnh, đáp ứng quá đàn hồi được giả thiết là một đường thẳng. Giả thiết hàm tuyến tính của độ mảnh có dạng:

$$C = \frac{C_1}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Trong đó hằng số } C_1 \text{ được xác định từ điều kiện đường thẳng phải đi qua}$$

$$\text{điểm } C = 0,8; D/t_w = 140 \sqrt{Ek/F_{yw}}, \text{ tức là: } 0,8 = \frac{C_1}{1,40} \Rightarrow C_1 = 0,8(1,40) = 1,12$$

$$\text{N như vậy, đối với } D/t_w < 1,40: C = \frac{1,12}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq 1,0 \quad (6.35)$$

rất gần với công thức 5.14. Giới hạn trên của C trong công thức 6.35 tương ứng với $\tau_{cr} = \tau_y$ khi ứng suất oằn do cắt bằng hay lớn hơn cường độ cắt chảy và ứng xử dẻo toàn phần xảy ra mà không có mất ổn định. Khi $C = 1,0$, tỷ số độ mảnh giới hạn là: $\frac{D}{t_w} = 1,12 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}$

rất gần với giới hạn được cho đối với công thức 5.14.

VI.5.3. Khoảng trong của các mặt cắt không chắc

Khi một mặt cắt chữ I là không chắc, sức kháng uốn giới hạn (các bảng 5.5-5.7) được cho dưới dạng ứng suất hơn là dưới dạng mô men. Do vậy, các giới hạn tương hỗ mô men-lực cắt cũng có dạng ứng suất, tuy nhiên các biểu thức là giống nhau, nghĩa là,

$$\text{Nếu: } f_u \leq 0,75\phi_f F_y \text{ thì } V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \quad (6.36)$$

$$\text{Nếu } f_u > 0,75\phi_f F_y \text{ thì } V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.37)$$

Trong đó:

$$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0,75\phi_f F_y} \right) \right] \leq 1,0 \quad (6.38)$$

Trong đó, f_u là ứng suất lớn nhất trong bản biên nén trong khoảng được xem xét do tải trọng có hệ số và F_r là sức kháng uốn có hệ số của của bản biên nén đó. Từ công thức 5.3 và các biểu thức trong các bảng 5.5-5.7, ta được:

$$F_r = \phi_f F_n = \phi_f R_b F_{yc} \quad (6.39)$$

Biểu thức đối với R trong công thức 6.38 là giống như trong công thức 6.33 và hình 6.7 khi thay mô men bằng ứng suất. Vì biểu thức đối với R là dựa trên ứng suất nên ảnh hưởng của sự cứng hoá biến dạng có thể được sử dụng và giới hạn trên bằng 1 không được áp đặt cho công thức 6.38.

VI.5.4. Các khoang đầu

Các khoang đầu (hoặc cuối) của các mặt cắt chữ I có điều kiện biên khác so với các khoang trong. Một khoang đầu có điều kiện biên không liên tục và không có một khoang bên cạnh có thể làm việc như một neo cho trường ứng suất kéo. Kết quả là, trường ứng suất kéo không thể phát triển và chỉ số hạng thứ nhất của công thức 6.20 được sử dụng cho sức kháng cắt danh định của các khoang đầu.

Ngay cả khi khoang đầu được xem là có tăng cường thì thực tế là chỉ có số hạng đầu của công thức 6.20 tham gia vào sức kháng cắt danh định giống như một vách không được tăng cường. Biểu thức đối với sức kháng cắt này được cho trong công thức 6.24 và được tóm tắt trong bảng 6.1 cho các phạm vi độ mảnh vách khác nhau.

Để không xảy ra phá hoại sớm ở khoang đầu, *Basler* (1961a) khuyên nên bố trí sườn tăng cường với khoảng cách nhỏ hơn cho khoang đầu để tránh sự phát triển của hiệu ứng trường kéo trong khoang này. Nếu mất ổn định của vách không xảy ra thì trường kéo sẽ không phát triển. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD sử dụng cách tiếp cận này cho các khoang đầu và quy định rằng, đối với các vách không có sườn tăng cường dọc, khoảng cách giữa các sườn tăng cường ngang cần không vượt quá $1,5D$; đối với các vách có sườn tăng cường dọc, khoảng cách này cần không vượt quá 1,5 lần chiều cao lớn nhất của khoang phụ (hình 6.6).

Tóm tắt về các khoang vách được tăng cường

Các biểu thức xác định sức kháng cắt danh định của các khoang vách bên trong có tăng cường được tóm tắt trong bảng 6.2 và bảng 6.3.

Bảng 6.2 Sức kháng cắt danh định của vách có tăng cường

	Chắc	Không chắc
	Nếu $M_u \leq 0,5\phi_f M_p$	Nếu $f_u \leq 0,75\phi_f F_y$
Sức kháng cắt danh định	$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right]$	
	Nếu $M_u > 0,5\phi_f M_p$	Nếu $f_u > 0,75\phi_f F_y$
	$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p$	
Hệ số giảm	$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0,75\phi_f M_y} \right) \right] \leq 1,0$	$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0,75\phi_f F_y} \right) \right] \leq 1,0$

Bảng 6.3 Tỷ số giữa ứng suất oằn do cắt và cường độ cắt chảy

	Không mất ổn định	Mất ổn định quá đàn hồi	Mất ổn định đàn hồi
Độ mảnh vách	$\frac{D}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 1,38 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}$
$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$	$C = 1,0$	$C = \frac{1,10}{D/t_w} \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}}$	$C = \frac{1,52}{(D/t_w)^2} \frac{E_k}{F_{yw}}$

VÍ DỤ 6.1

Hãy xác định cường độ chịu cắt của vách của mặt cắt chữ I trong ví dụ 5.3 cho trên hình 5.14 nếu khoảng cách của các sườn ngang là 2000 mm cho một khoang vách bên trong. Trong ví dụ 5.7, đối với một chiều dài không được đỡ của bản biên nén bằng 6000 mm ở vùng chịu mô men âm, mặt cắt ngang được định loại là không chắc. Tổng đại số các ứng suất trong mặt cắt thép do mô men thiết kế có hệ số là 290 MPa (kéo) ở đỉnh bản biên và 316 MPa (nén) ở đáy bản biên. Cường độ chảy của vách F_{yw} là 345 MPa.

Lời giải

Khi tham khảo bảng 6.2, đối với một mặt cắt không chắc, mức độ tương tác mô men-lực cắt phụ thuộc vào ứng suất lớn nhất f_u trong bản biên nén do tải trọng có hệ số. Cho ví dụ này, $f_u = 316$ MPa, lớn hơn so với

$$0,75\phi F_y = 0,75(1,0)(345) = 259 \text{ MPa}$$

$$\text{Do vậy } V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p$$

$$\text{Trong đó } R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0,75\phi F_y} \right) \right] \leq 1,0$$

$$\text{Và từ ví dụ 5.7: } F_r = \phi F_n = \phi F_b R_h F_{yc} = 1,0(0,990)(1,0)(345) = 342 \text{ MPa}$$

$$\text{Từ đây: } R = 0,6 + 0,4 \frac{342 - 316}{342 - 259} = 0,725$$

$$\text{Từ công thức 6.22 và 6.23: } \alpha = d_o / D = 2000 / 1500 = 1,33 \text{ và}$$

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w = 0,58(345)(1500)(10) = 3\,001\,500 \text{ N} = 3002 \text{ kN}$$

$$\text{Khi tham khảo bảng 6.3 và tính } k \text{ từ công thức 6.6: } k = 5,0 + \frac{5,0}{\alpha^2} = 5,0 + \frac{5,0}{(1,33)^2} = 7,81$$

$$\text{Thì } 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1,38 \sqrt{\frac{(200000)(7,81)}{345}} = 93$$

$$\text{Và } \frac{D}{t_w} = \frac{1500}{10} = 150 > 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 93$$

$$\text{Theo đó, } C = \frac{1,52}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}} = \frac{1,52}{(150)^2} \frac{(200000)(7,81)}{345} = 0,306$$

Và $CV_p = 0,306(3002) = 918 \text{ kN}$

Đáp số

Cường độ chịu cắt danh định của vách là

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+\alpha^2}} \right] \geq CV_p = 918 \text{ kN}$$

$$= 0,725(3002) \left[0,306 + \frac{0,87(1-0,306)}{\sqrt{1+(1,33)^2}} \right] = 2176(0,306 + 0,362) = 1454 \text{ kN}$$

Và cường độ chịu cắt có hệ số của vách là

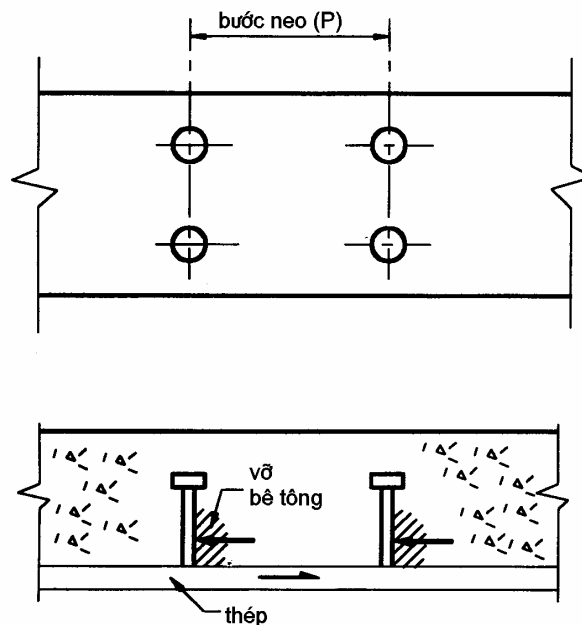
$V_r = \phi_v V_n = 1,0(1454) = \underline{1454 \text{ kN}}$ trong đó ϕ_v được lấy từ bảng 1.1.

CHƯƠNG VII: NEO CHỐNG CẮT

Để phát triển cường độ chịu uốn toàn phần của một cấu kiện liên hợp, lực cắt nằm ngang phải được tiếp nhận ở mặt tiếp xúc giữa dầm thép và bản bê tông. Để chịu lực cắt nằm ngang tại mặt tiếp xúc, các neo được hàn vào bản biên trên của dầm thép và sẽ được đổ liên khối với bản bê tông. Các neo chống cắt này có những dạng khác nhau. Phần sau đây chỉ đề cập đến loại neo bằng đinh có đầu hàn (hình 7.1).

Trong các cầu liên hợp nhịp giản đơn, neo chống cắt cần được bố trí trên suốt chiều dài nhịp. Trong các cầu liên hợp liên tục, neo chống cắt thường được bố trí trên suốt chiều dài cầu. Việc bố trí neo chống cắt trong những vùng chịu mô men âm ngăn ngừa sự chuyển đột ngột từ mặt cắt liên hợp sang mặt cắt không liên hợp và góp phần duy trì sự tương thích uốn trên suốt chiều dài của cầu.

Đường kính lớn hơn của đầu đinh tán trong neo chống cắt cho phép nó chống lại lực nhỏ cũng như sự trượt ngang. Không cần phải tính toán kiểm tra sức kháng nhỏ. Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, các trường hợp phá hoại xảy ra có liên quan đến cắt đinh neo hoặc phá hoại bê tông (hình 7.1). Các đinh đầu hàn đã không bị kéo ra khỏi bê tông và có thể được coi là đủ khả năng chống trượt.



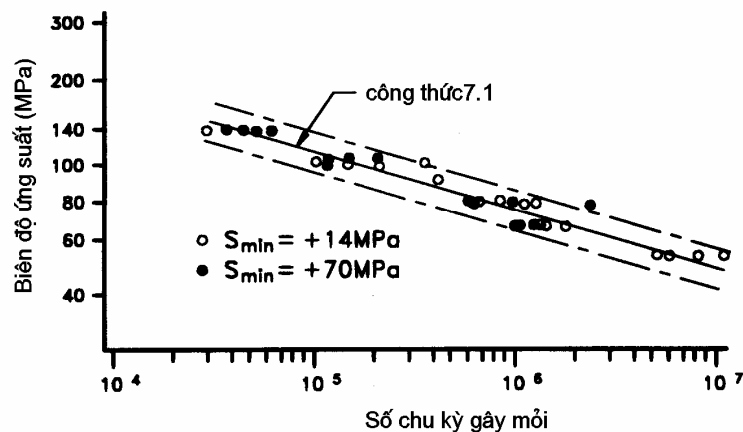
Hình 7.1 - Các lực tác dụng lên neo chống cắt trong một bản đặc

Số liệu từ các thí nghiệm được sử dụng để xây dựng các công thức thực nghiệm xác định sức kháng của đỉnh neo đầu hàn. Các thí nghiệm cho thấy rằng, để phát triển hoàn toàn sức chịu của đỉnh neo, chiều dài của đỉnh ít nhất phải bằng bốn lần đường kính thân của nó. Do vậy, điều kiện này trở thành một yêu cầu trong thiết kế. Hai TTGH phải được xem xét khi xác định sức kháng của neo chống cắt là môi và cường độ. TTGH môi được kiểm tra ở mức ứng suất trong phạm vi đàn hồi. TTGH cường độ phụ thuộc vào ứng xử dẻo và sự phân phối lại lực cắt nằm ngang giữa các neo.

VII.1. TTGH MÔI ĐỐI VỚI NEO CHỐNG CẮT

Các thí nghiệm đã được tiến hành bởi *Slutter* và *Fisher* (1967) cho thấy rằng, biên độ ứng suất cắt là nhân tố quyết định đối với sự làm việc mỏi của neo chống cắt. Cường độ bê tông, tuổi bê tông, hướng của neo, hiệu ứng kích thước và ứng suất nhỏ nhất không có ảnh hưởng lớn đến cường độ mỏi. Từ đó, cường độ mỏi của neo chống cắt có thể được xác định bởi quan hệ giữa biên độ ứng suất cắt cho phép S_r và số chu kỳ tải trọng gây mỏi. Biểu đồ theo hàm logarit của các số liệu $S-N$ cho hai loại đỉnh 19 mm và 22 mm được cho trên hình 7.2. Ứng suất cắt được tính toán là ứng suất trung bình trên đường kính danh định của đỉnh neo. Đường cong miêu tả quan hệ trên thu được từ phân tích kết quả thực nghiệm được cho bởi: $S_r = 1065N^{-0.19}$ (7.1)

Trong đó, S_r là biên độ ứng suất cắt (MPa) và N là số chu kỳ tải trọng.



Hình 7.2 - So sánh đường cong trung gian với các số liệu thí nghiệm của neo chống cắt.

Trong tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD, biên độ ứng suất cắt S_r (MPa) trở thành một lực cắt cho phép Z_r (N) đối với một chu kỳ tải trọng đặc trưng bằng cách nhân S_r với diện tích mặt cắt ngang của đỉnh neo, nghĩa là:

$$Z_r = \frac{\pi}{4} d^2 S_r = (836 N^{-0,19}) d^2 \quad (7.2)$$

Với d là đường kính danh định của đỉnh neo (mm). Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD biểu diễn công thức 7.2 dưới dạng: $Z_r = \alpha d^2 \geq 19,0 d^2$ (7.3)

Trong đó: $\alpha = 238 - 29,5 \log N$ (7.4)

Các giá trị của α được so sánh trong bảng 7.1 với các giá trị tính từ phần biểu thức trong ngoặc của công thức 7.2 theo các giá trị thí nghiệm của N . Biểu thức đối với α trong công thức 7.4 là khá gần với các kết quả thực nghiệm. (Chú ý: hằng số trong vế phải của công thức 7.3 là bằng giá trị 38,0 MPa trong bảng 7.1 tại $N = 6 \times 10^6$ chia cho hai.)

Bảng 7.1 - So sánh α với công thức hồi quy.

N	$238 - 29,5 \log N$	$836 N^{0,19}$
$2 \cdot 10^4$	111 MPa	127 MPa
$1 \cdot 10^5$	90,5 MPa	93,8 MPa
$5 \cdot 10^5$	69,9 MPa	69,1 MPa
$2 \cdot 10^6$	52,1 MPa	53,1 MPa
$6 \cdot 10^6$	38,0 MPa	43,1 MPa

Các công thức 7.3 và 7.4 có thể được sử dụng để xác định sức kháng cắt mỗi của một đỉnh đơn có đường kính d đối với một số chu kỳ lặp đặc trưng N . Khoảng cách giữa các neo này dọc theo chiều dài cầu phụ thuộc vào số lượng neo trên một mặt cắt ngang n và độ lớn của lực cắt V_{sr} (N) do xe tải thiết kế mỗi tác dụng tại mặt cắt.

Do mỗi là quyết định khi chịu tải trọng lặp nên tiêu chuẩn thiết kế được dựa trên các trạng thái đàn hồi. Nếu giả thiết có tương tác hoàn hảo thì lực cắt nằm ngang trên một đơn vị chiều dài v_h (N/mm) có thể thu được từ quan hệ đàn hồi quen thuộc :

$$v_h = \frac{V_{sr} Q}{I} \quad (7.5)$$

Trong đó, Q (mm^3) là mô men (tĩnh) ban đầu của diện tích bản tính đối đối với trục trung hoà của mặt cắt liên hợp ngắn hạn và I (mm^4) là mô men quán tính của mặt cắt liên hợp ngắn hạn. Lực cắt trên một đơn vị chiều dài được chịu bởi n neo tại một mặt cắt ngang với khoảng cách

$$p \text{ (mm) giữa các hàng (hình 7.1) là : } \nu_h = \frac{nZ_r}{p} \quad (7.6)$$

Khoảng cách p (mm) được xác định khi đồng nhất về phải các công thức 7.5 và 7.6 là

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q} \quad (7.7)$$

Khoảng cách dọc từ tim đến tim của các neo chống cắt cần không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn 6 lần đường kính thân đỉnh. Các đỉnh neo chống cắt cần được bố trí với khoảng cách tim đến tim theo phương vuông góc với trục dọc của cầu kiện đỡ không nhỏ hơn bốn lần đường kính đỉnh. Khoảng cách trống giữa mép của bản biên trên của dầm thép và mép của neo chống cắt gần nhất phải không được nhỏ hơn 25 mm.

Chiều dày phần bê tông phủ bên trên đỉnh neo cần không nhỏ hơn 50 mm. Trong những vùng mà khoảng cách giữa đỉnh dầm thép và đáy bản bê tông là lớn thì các neo cần được chôn vào trong bản tối thiểu 50 mm.

VII.2. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ VỚI NEO CHỐNG CẮT

Các nghiên cứu thực nghiệm đã được tiến hành bởi *Ollgaard* và cộng sự để xác định cường độ chịu cắt của các đỉnh neo chống cắt được chôn trong một bản bê tông đặc. Các đại lượng thay đổi được xem xét trong thí nghiệm là đường kính đỉnh, số đỉnh neo trong một bản, loại cốt liệu của bê tông (tỷ trọng nhỏ hay tỷ trọng thông thường) và các thuộc tính của bê tông. Bốn thuộc tính của bê tông được nghiên cứu: cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo chẻ khối trụ, mô đun đàn hồi và tỷ trọng.

Có hai dạng phá hoại được nhận thấy. Hoặc là các đỉnh neo bị cắt rời khỏi dầm thép và vẫn được chôn trong bản bê tông, hoặc là bê tông bị phá hoại và các đỉnh neo bị nhổ khỏi bản cùng với một phần bê tông. Đôi khi, cả hai dạng phá hoại thu được trong cùng một thí nghiệm.

Việc phân tích các kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, sức kháng cắt danh định của một neo chống cắt Q_n là tỷ lệ thuận với diện tích mặt cắt ngang của chúng A_{sc} . Đồng thời, trong các biến của bê tông, cường độ chịu nén f'_c và mô đun đàn hồi E_c là những thuộc tính quyết định trong xác định cường độ chịu cắt của neo. Biểu thức thực nghiệm xác định mô đun đàn

hồi bao hàm tỷ trọng của bê tông γ_c và, do đó, ảnh hưởng của loại cốt liệu (thông thường hay nhẹ), nghĩa là: $E_c = 0,043\gamma_c^{1,5}\sqrt{f'_c}$

Với γ_c là tỷ trọng của bê tông (kg/m^3) và f'_c là cường độ chịu nén của bê tông (MPa). Việc đưa vào cường độ chịu kéo chế khối trụ trong phân tích hồi quy không chứng tỏ sự phù hợp với các kết quả thí nghiệm và nó được loại bỏ khỏi công thức dự đoán cuối cùng.

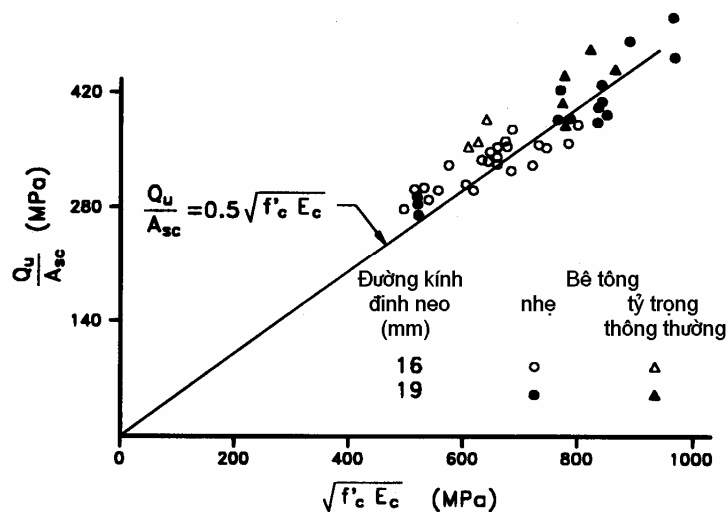
Cuối cùng, công thức dự đoán sức kháng cắt danh định Q_n (N) của một đỉnh neo chống cắt được chôn trong một bản bê tông đặc là: $Q_n = 0,5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u$ (7.8)

Trong đó

- + A_{sc} : Diện tích mặt cắt ngang của đỉnh neo (mm^2),
- + f'_c : Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa),
- + E_c : Mô đun đàn hồi (MPa),
- + F_u : Cường độ chịu kéo nhỏ nhất đặc trưng của một neo chống cắt

Giới hạn trên đối với cường độ chịu cắt danh định của neo được lấy là lực kéo giới hạn của nó. Công thức 7.8 khi so sánh với các số liệu thí nghiệm là cơ sở của nó (hình 7.3) tỏ ra khá phù hợp. Sức kháng có hệ số của một neo chống cắt Q_r là: $Q_r = \phi_{sc} Q_n$ (7.9)

Với ϕ_{sc} là hệ số sức kháng đối với neo chống cắt, được lấy từ bảng 1.1 là 0,85.



Hình 7.3 - So sánh cường độ neo với cường độ bê tông và mô đun đàn hồi

Số neo chống cắt cần thiết

Nếu các neo chống cắt được bố trí đầy đủ thì cường độ chịu uốn lớn nhất của một mặt cắt liên hợp có thể được phát triển. Các neo chống cắt được bố trí giữa một điểm có mô men bằng không và điểm có mô men dương lớn nhất phải chịu được lực nén trong bản tại vị trí có mô men lớn nhất. Sức kháng này được miêu tả bằng các sơ đồ cân bằng lực phía dưới của hình 7.4 cho hai trường hợp tải trọng khác nhau. Từ các sơ đồ này, sự cân bằng đòi hỏi:

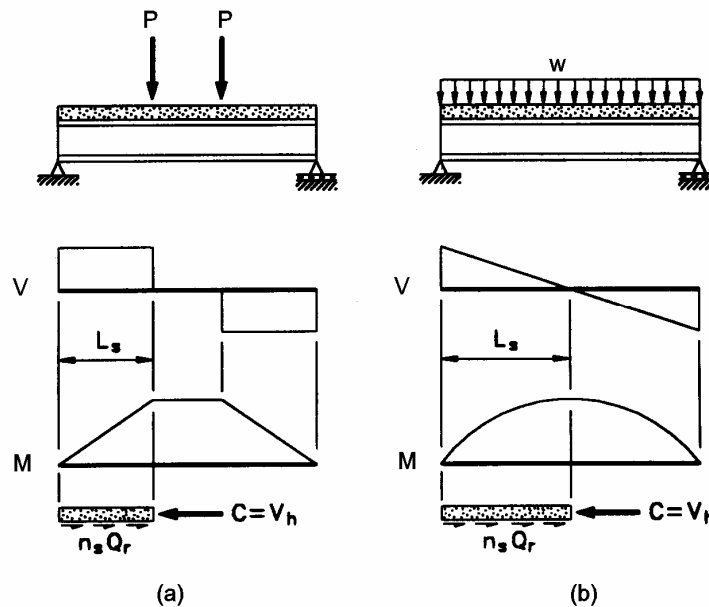
$$n_s Q_r = V_h \text{ hay } n_s = \frac{V_h}{Q_r} \quad (7.10)$$

Trong đó

n_s : Tổng số neo chống cắt giữa điểm có mô men bằng không và điểm có mô men dương lớn nhất,

V_h : Lực cắt nằm ngang danh định tại mặt tiếp xúc mà neo phải chịu, và

Q_r : Sức kháng cắt có hệ số của một neo chống cắt, được cho bởi công thức 7.8 và 7.9.



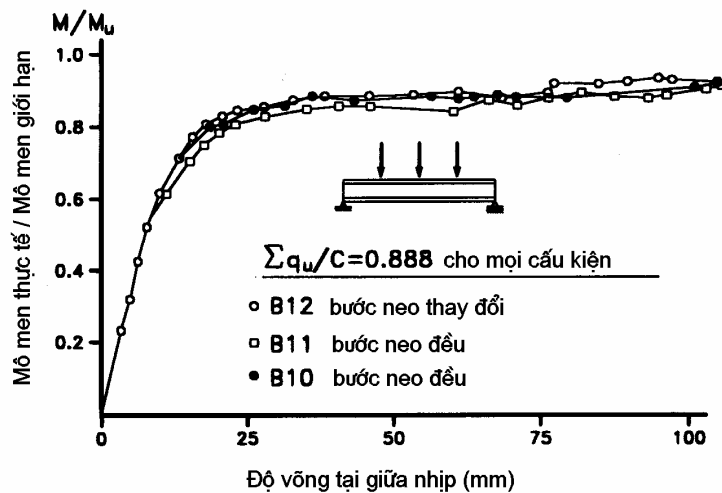
Hình 7.4 - Tổng số neo chống cắt cần thiết. (a) trường hợp tải trọng tập trung và (b) trường hợp tải trọng phân bố đều

Khoảng cách của các neo chống cắt

Khoảng cách giữa các neo chống cắt dọc theo chiều dài L_s cần được kiểm tra. Trong trường hợp tải trọng tập trung của hình 7.4(a), lực cắt thẳng đứng là không đổi. Do vậy, lực

cắt nằm ngang trên một đơn vị chiều dài được tính từ quan hệ đàn hồi của công thức 7.5 là hằng số và khoảng cách neo sẽ là bằng nhau. Trong trường hợp tải trọng phân bố đều của hình 7.4(b), lực cắt nằm ngang đàn hồi trên một đơn vị chiều dài là thay đổi và do vậy, các neo ở gần gối cần được bố trí gần nhau hơn so với ở vùng giữa nhịp. Đó là những chỉ dẫn được dự đoán bởi lý thuyết đàn hồi. Ở TTGH cường độ, tình hình sẽ khác đi nếu ứng xử dẻo cho phép phân phối lại lực cắt nằm ngang.

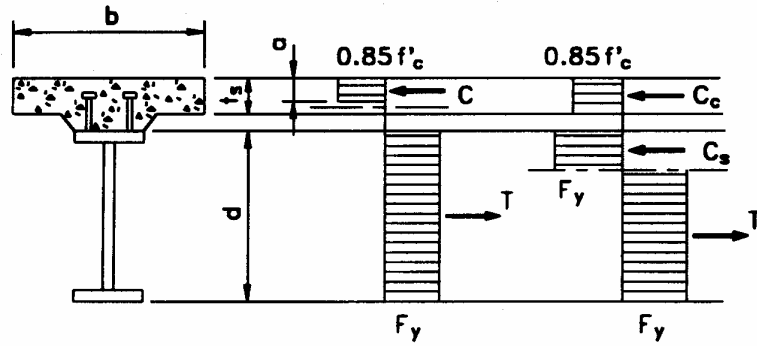
Để kiểm tra giả thuyết cho rằng các neo chống cắt có đủ độ dẻo để phân phối lại lực cắt nằm ngang ở TTGH cường độ, *Slutter* và *Driscoll* (1965) đã thí nghiệm ba dầm liên hợp giản đơn chịu tải trọng rải đều với các khoảng cách neo khác nhau. Các dầm được thiết kế với khoảng 90% neo được yêu cầu theo công thức 7.10, ở mức mà neo sẽ không chế sức kháng uốn. Mô men tiêu chuẩn gây ra đáp ứng độ võng cho ba dầm được thể hiện trong hình 7.5. Các biểu đồ thể hiện rõ độ dẻo lớn và, đối với mọi kết quả thực tế, đáp ứng là giống nhau cho cả ba dầm. Có thể kết luận rằng, khoảng cách giữa các neo chống cắt dọc theo chiều dài dầm là không quyết định và có thể được lấy bằng nhau.



Hình 7.5 Các đường cong mô men – độ võng thực nghiệm [Slutter và Driscoll (1965)]

Lực cắt nằm ngang danh định V_h

Ở TTGH cường độ khi uốn của mặt cắt liên hợp, có thể có hai trạng thái phân bố ứng suất như trong hình 7.6. Có một khoảng cách giữa đáy bản bê tông và đỉnh dầm thép, nơi mà các neo chống cắt phải truyền lực cắt nằm ngang từ bản bê tông sang mặt cắt thép.



Hình 7.6 - Lực cắt nằm ngang danh định

Trong trường hợp thứ nhất, trục trung hoà dẹt nằm trong bản và lực nén C nhỏ hơn cường độ toàn phần của bản. Tuy nhiên, sự cân bằng lực đòi hỏi C bằng lực kéo trong mặt cắt thép, nghĩa là

$$C = V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_c t_c \quad (7.11)$$

Trong đó

- + V_h : Lực cắt nằm ngang danh định được biểu diễn trong hình 7.4,
- + F_{yw}, F_{yt}, F_{yc} : Lần lượt, là cường độ chảy của vách, của bản biên kéo và bản biên nén
- + D và t_w : Chiều cao và chiều dày của vách đứng,
- + b_t và t_t : Chiều rộng và chiều dày của bản biên kéo, và
- + b_c và t_c : Chiều rộng và chiều dày của bản biên kéo.

Đối với mặt cắt thép đồng nhất (trong tài liệu này) công thức trên đơn giản là

$$V_h = F_y A_s \quad (7.12)$$

Với F_y là cường độ chảy (MPa) và A_s là diện tích toàn bộ mặt cắt thép (mm²).

Trong trường hợp thứ hai, trục trung hoà dẹt nằm trong mặt cắt thép và lực nén $C = V_h$ là cường độ toàn phần của bản được cho bởi:

$$V_h = 0,85 f'_c b t_s \quad (7.13)$$

Với f'_c là cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông (MPa), b là chiều rộng hữu hiệu của bản (mm) và t_s là chiều dày của bản (mm).

Kỹ xảo xác định trục trung hoà dẹt trong vùng chịu mô men dương được minh hoạ trong ví dụ 5.2 và hình 5.13. Trong tính toán V_h , quá trình này có thể được bỏ qua bằng cách đơn giản chọn giá trị nhỏ hơn của V_h thu được từ công thức 7.11 và 7.12.

Mặt cắt liên hợp liên tục

Khi các vùng chịu mô men âm trong dầm liên tục có cấu tạo liên hợp, lực cắt nằm ngang danh định V_h được truyền giữa điểm không mô men và điểm có mô men lớn nhất tại một gối trung gian sẽ là: $V_h = A_r F_{yr}$ (7.14)

Trong đó, A_r là diện tích toàn bộ của cốt thép dọc (mm^2) bên trên gối trung gian trong phạm vi chiều rộng bản hữu hiệu và F_{yr} là cường độ chảy (MPa) của cốt thép dọc. Hình 5.14 biểu diễn các lực tác dụng trên một mặt cắt liên hợp ở vùng chịu mô men âm. Số lượng neo chống cắt cần thiết cho vùng này được cho bởi công thức 7.10.

VÍ DỤ 7.1

Thiết kế neo chống cắt cho một mặt cắt liên hợp chịu mô men dương của ví dụ 5.1 trong hình 5.13. Giả thiết rằng biên độ lực cắt V_{sr} đối với tải trọng mỗi gần như không đổi và bằng 230 kN ở vùng chịu mô men dương và số chu kỳ N của tải trọng mỗi bằng 372.10^6 . Sử dụng đỉnh neo đường kính 19 mm, chiều dài 100 mm, $F_u = 400$ MPa cho đỉnh neo, $f'_c = 30$ MPa cho bản bê tông và cấp 345 cho dầm thép.

Tổng quát

Chiều cao khoảng đệm (giữa đáy bản và đỉnh dầm) là 25 mm, như vậy chiều dài neo nằm trong bê tông bằng $100 - 25 = 75$ mm. Chiều dài này lớn hơn chiều dài tối thiểu là 50 mm. Tỷ số giữa chiều dài và đường kính của đỉnh neo là

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 > 4, \text{ đảm bảo}$$

Khoảng cách nhỏ nhất theo phương ngang từ tim đến tim đỉnh neo là bốn lần đường kính và khoảng cách nhỏ nhất tới mép là 25 mm. Chiều rộng nhỏ nhất của bản biên trên cho ba đỉnh 19 mm trong một hàng là

$$b_{f,min} = 2(25) + 19 + 2(4)(19) = 221 \text{ mm}$$

nhỏ hơn so với bề rộng dầm thép đã cho là 300 mm. Do vậy, sử dụng 3 đỉnh neo 19 mm cho mỗi mặt cắt ngang.

Trạng thái giới hạn mỗi

Khoảng cách từ tim tới tim của các đỉnh neo theo chiều dọc dầm cần không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn 6 lần đường kính ($6 \times 19 = 114$ mm).

Khoảng cách giữa các neo được khống chế bởi cường độ mỗi của đỉnh neo như được cho

trong công thức 7.7:
$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q}$$

trong đó I và Q là các thuộc tính đàn hồi của mặt cắt liên hợp ngắn hạn và Z_r được xác định từ công thức 7.3: $Z_r = \alpha d^2 \geq 19,0d^2$

Với α được cho trong công thức 7.4: $\alpha = 238 - 29,5 \log N$

Với số chu kỳ N là 372.10^6 , có: $\alpha = 238 - 29,5(8,57) = -15 \text{ MPa} < 19 \text{ MPa}$

Do vậy: $Z_r = 19,0d^2 = 19(19)^2 = 6860 \text{ N} = 6,86 \text{ kN}$

Các giá trị của I và Q đối với mặt cắt liên hợp ngắn hạn được lấy từ bảng 5.3 là

$$I = 31,6.10^9 \text{ mm}^4$$

$$Q = Ay = (56631)(227,1 + 25 + 205/2) = 20,1.10^6 \text{ mm}^3$$

Với ba neo trên một mặt cắt ngang và $V_{sr} = 230 \text{ kN}$, khoảng cách neo được tính bằng

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q} = \frac{3(6,86)(31,6)10^9}{230(20,1)10^6} = 140 \text{ mm}$$

Khoảng cách này nằm trong phạm vi giữa các giới hạn 114 và 600 mm như đã biết. Nếu giả thiết rằng khoảng cách từ chỗ có mô men lớn nhất tới điểm có mô men bằng không là 12000 mm và V_{sr} hầu như không đổi thì tổng số đỉnh neo đường kính 19 mm trên khoảng cách này

$$\text{là: } n = 3 \left(\frac{12000}{140} \right) = 257 \text{ neo}$$

Trạng thái giới hạn cường độ

Tổng số neo chống cắt cần thiết để thỏa mãn TTGH cường độ giữa điểm có mô men lớn nhất và điểm có mô men bằng không được xác định khi thay thế công thức 7.9 vào công thức 7.10

$$n_s = \frac{V_h}{Q_r} = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n}$$

trong đó $\phi_{sc} = 0,85$, Q_n được cho bởi công thức 7.8 và V_h được cho bởi công thức 7.12 hoặc

$$7.13. \text{ Từ công thức 7.8: } Q_n = 0,5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$\text{Đối với đỉnh neo đường kính 19 mm: } A_{sc} = \frac{\pi}{4}(19)^2 = 284 \text{ mm}^2$$

Và với $f'_c = 30 \text{ MPa}$, $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$:

$$E_c = 0,043\gamma_c^{1,5}\sqrt{f'_c} = 0,043(2320)^{1,5}\sqrt{30} = 26320 \text{ MPa}$$

Từ đó: $Q_n = 0,5(284)\sqrt{30(26320)} = 126180 \text{ N} = 126,2 \text{ kN}$

Giá trị này lớn hơn so với giới hạn trên của

$$A_{sc} F_u = 284(400) = 113600 \text{ N} = 113,6 \text{ kN}$$

Như vậy, $Q_n = 113,6 \text{ kN}$

Lực cắt nằm ngang danh định là nhỏ hơn các giá trị được cho bởi công thức 7.12 hoặc 7.13.

Từ công thức 7.12 với A_s lấy từ bảng 5.2

$$V_h = F_y A_s = 345(29500) = 10,18.10^6 \text{ N} = 10180 \text{ kN}$$

Từ công thức 7.13 với $b = 2210 \text{ mm}$ và $t_s = 205 \text{ mm}$ lấy từ hình 5.13

$$V_h = 0,85 f'_c b t_s = 0,85(30)(2210)(205) = 11,55.10^6 \text{ N} = 11550 \text{ kN}$$

Như vậy, $V_h = 10180 \text{ kN}$ và số neo cần thiết trên khoảng cách từ mô men lớn nhất tới mô

$$\text{men bằng không là: } n_s = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n} = \frac{10180}{0,85(113,6)} = 106 \text{ neo}$$

Đáp số

Số neo chống cắt cần thiết được quyết định bởi TTGH mỗi (như thường xảy ra). Với các giả thiết được đưa ra trong ví dụ này, các đỉnh neo đường kính 19 mm ba chiếc mỗi hàng (một mặt cắt ngang) được bố trí với khoảng cách 140 mm trên suốt chiều dài đoạn dầm chịu mô men dương.

CHƯƠNG VIII: SƯỜN TĂNG CƯỜNG

Vách đứng của các mặt cắt thép cán định hình có kích thước đảm bảo cho chúng có thể đạt tới ứng suất chảy khi chịu uốn và khi chịu cắt mà không bị mất ổn định. Điều này không xảy ra với nhiều mặt cắt chữ I tổ hợp và để ngăn ngừa mất ổn định, các vách đứng của dầm phải được tăng cường. Cả sườn tăng cường ngang và sườn tăng cường dọc đều có thể được sử dụng để nâng cao cường độ của vách. Nói chung, các sườn tăng cường ngang làm tăng sức kháng cắt trong khi các sườn tăng cường dọc làm tăng sức kháng mất ổn định do uốn. Các yêu cầu về chọn kích thước của các sườn tăng cường này được trình bày trong phần sau đây.

VIII.1. SƯỜN TĂNG CƯỜNG TRUNG GIAN

Các sườn tăng cường ngang không ngăn ngừa mất ổn định cắt của các khoang vách nhưng chúng tạo ra các biên của khoang vách mà trong đó mất ổn định xảy ra. Các sườn tăng cường này có vai trò như các neo cho nội lực trường kéo khiến cho sức kháng cắt sau mất ổn định có thể phát triển (hình 6.3). Việc thiết kế các sườn tăng cường ngang trung gian bao gồm các xem xét về độ mảnh, độ cứng và cường độ.

VII.1.1. Độ mảnh

Khi chọn chiều dày và chiều rộng của một sườn tăng cường ngang trung gian, độ mảnh của cấu kiện nhô ra phải được giới hạn để ngăn ngừa mất ổn định cục bộ. Đối với các sườn tăng

cường chịu nén, công thức 4.15 có dạng: $\frac{b_t}{t_p} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$ (8.1)

Trong đó,

b_t : Chiều rộng của sườn tăng cường nhô ra,

t_p : Chiều dày của sườn tăng cường nhô ra,

k : Hệ số mất ổn định của tấm từ bảng 4.1, và

F_{ys} : Cường độ chảy của sườn tăng cường.

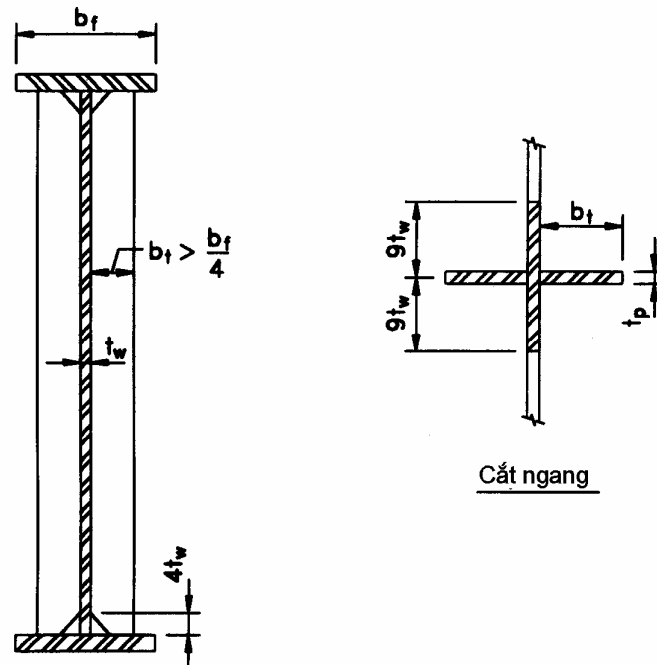
Đối với các tấm được đỡ dọc theo một cạnh, bảng 4.1 cho $k = 0,45$ đối với các cấu kiện nhô ra không phải là một phần của thép cán định hình. Trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, các yêu cầu về độ mảnh cho sườn tăng cường ngang trung gian được cho bởi hai biểu thức sau đây, trong đó giới hạn đối với bề rộng b_t của sườn tăng cường mỗi bên vách

$$50 + \frac{d}{30} \leq b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (8.2)$$

$$16t_p \leq b_t \leq 0,25b_f \quad (8.3)$$

VIII.1.2. Độ cứng

Các sườn tăng cường ngang trung gian xác định đường biên thẳng đứng của khoang vách. Chúng phải có đủ độ cứng để không biến dạng lớn (vẫn giữ được độ thẳng tương đối) và cho phép vách đứng phát triển cường độ sau mất ổn định của nó.



Hình 8.1- Sườn tăng cường ngang trung gian

Một quan hệ lý thuyết có thể được xây dựng khi xem xét độ cứng tương đối giữa một sườn tăng cường ngang trung gian và một tấm vách. Quan hệ này có thể được biểu diễn bằng

thông số không thứ nguyên: $\gamma_t = \frac{(EI)_{stc}}{(EI)_w}$ với $(EI)_w = \frac{EDt_w^3}{12(1-\mu^2)}$ Từ đó

$$\gamma_t = \frac{12(1-\mu^2)I_t}{Dt_w^3} \quad (8.4)$$

Trong đó, μ là hệ số Poát xông, D là chiều cao vách, t_w là chiều dày vách và I_t là mô men quán tính của sườn tăng cường ngang trung gian lấy đối với mép tiếp giáp với vách khi bố trí sườn tăng cường đơn và lấy đối với đường tim vách trong trường hợp sườn tăng cường kép. Với $\mu = 0,3$, công thức 8.4 có thể được viết đối với I_t là

$$I_t = \frac{Dt_w^3}{10,92} \gamma_t \quad (8.5)$$

Đối với một vách không có sườn tăng cường dọc, giá trị của γ_t để đảm bảo rằng vách có thể chịu được ứng suất oằn tới hạn do cắt τ_{cr} là xấp xỉ: $\gamma_t = m_t \left(\frac{21}{\alpha} - 15\alpha \right) \geq 6$ (8.6)

Trong đó, α là tỷ số kích thước d_0/d và m_t là một hệ số phóng đại, xét đến ứng xử sau mất ổn định và ảnh hưởng bất lợi của sự không hoàn hảo (trong chế tạo). Khi lấy $m_t = 1,3$ và sau đó, thay công thức 8.6 vào 8.5, ta được: $I_t = 2,5Dt_w^3 \left(\frac{1}{\alpha} - 0,7\alpha \right) \geq 0,55Dt_w^3$ (8.7)

Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05 đưa ra yêu cầu đối với mô men quán tính của một sườn tăng cường ngang bất kỳ bằng hai công thức: $I_t \geq d_0 t_w^3 J$ (8.8)

$$\text{Và: } J = 2,5 \left(\frac{D_p}{d_0} \right)^2 - 2,0 \geq 0,5 \quad (8.9)$$

Trong đó, d_0 là khoảng cách giữa các sườn tăng cường ngang trung gian và D_p là chiều cao vách D đối với các vách không có sườn tăng cường dọc hay chiều cao lớn nhất của khoang phụ D^* trong trường hợp vách có sườn tăng cường dọc (hình 6.6). Khi thay công thức 8.9 với $D_p = D$ vào công thức 8.8 và thay $\alpha = d_0 / D$, có thể viết:

$$I_t \geq 2,5Dt_w^3 \left(\frac{1}{\alpha} - 0,8\alpha \right) \geq 0,5d_0 t_w^3 \quad (8.10)$$

Khi so sánh công thức 8.10 với công thức 8.7, biểu thức của tiêu chuẩn rất giống với biểu thức thu được từ lý thuyết.

VII.1.3. Cường độ

Mặt cắt ngang của sườn tăng cường ngang trung gian phải đủ lớn để chịu được các thành phần thẳng đứng của ứng suất nghiêng trong vách. Cơ sở xác định diện tích mặt cắt ngang cần thiết được dựa trên các nghiên cứu của *Basler* (1961a). Lực dọc trục trong các sườn tăng cường ngang đã được đề cập ở chương 6 và được cho bởi công thức 6.13. Khi thay thế quan hệ đơn giản đối với σ_t từ công thức 6.18 vào công thức 6.13 và sử dụng định nghĩa $C = \tau_{cr} / \tau_y$, lực nén trong sườn tăng cường ngang trở thành:

$$F_s = Dt_w \sigma_y (1 - C) \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \quad (8.11)$$

Với σ_y là cường độ chảy của khoang vách. Công thức này có thể viết ở dạng không thứ nguyên bằng cách chia cho $D^2 \sigma_y$ thành: $F(\alpha, \beta) = \frac{F_s}{D^2 \sigma_y} = \frac{1}{2\beta} (1 - C) \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right)$ (8.12)

Trong đó, β là tỷ số độ mảnh của vách D/t_w . Trong phạm vi đàn hồi, C được cho bởi công thức 6.34. Khi sử dụng định nghĩa $\varepsilon_y = F_{yw} / E$ và lấy k bằng: $k = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$ (8.13)

$$\text{biểu thức đối với } C \text{ trở thành: } C = \frac{1,57}{(D/t_w)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}} \right) = \frac{1,57}{\varepsilon_y \beta^2} \left(5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \right) \quad (8.14)$$

Khi thay công thức 8.14 vào công thức 8.12, ta được:

$$F(\alpha, \beta) = \left[\frac{1}{2\beta} - \left(4,2 + \frac{3,1}{\alpha^2} \right) \frac{1}{\varepsilon_y \beta^3} \right] \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \quad (8.15)$$

Nội lực lớn nhất của sườn tăng cường ngang trung gian có thể được xác định từ phép lấy vi phân từng phần của công thức 8.15 đối với α và β , khi cho các biểu thức này bằng 0, và giải hai công thức đồng thời. Kết quả thu được là $\alpha = 1,18$ và $\beta = 6,22 / \sqrt{\varepsilon_y}$. Khi thay $\alpha = 1,18$ vào công thức 8.11, nội lực lớn nhất của sườn tăng cường ngang trung gian trở thành $\max F_s = 0,14 Dt_w \sigma_y (1 - C)$ (8.16)

Nội lực này sẽ là lực dọc trục của sườn tăng cường nếu sức kháng cắt lớn nhất của khoang vách được khai thác hết, tức là, $V_u = \phi V_n$. Trong trường hợp $V_u < \phi V_n$, nội lực của sườn tăng cường sẽ được giảm đi tỷ lệ thuận, như vậy,

$$F_s = 0,14 Dt_w F_{yw} (1 - C) \frac{V_u}{\phi V_n} \quad (8.17)$$

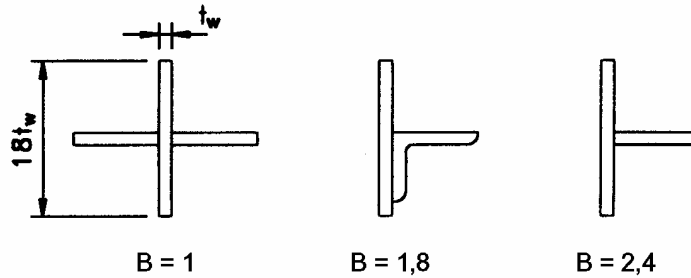
Trong đó, $F_{yw} = \sigma_y$, cường độ chảy của khoang vách.

Công thức 8.17 được xây dựng cho một cặp sườn tăng cường ngang trung gian bố trí đối xứng ở hai bên vách (hình 8.1). Kiểu cấu tạo khác là chỉ có sườn tăng cường đơn ở một phía của vách. *Basler* (1961a) cho biết rằng, đối với các sườn làm bằng tấm chữ nhật, sườn tăng cường một phía cần phải bằng ít nhất 2,4 lần tổng diện tích của sườn tăng cường kép. Cũng theo ông, một thép góc đều cạnh được sử dụng là sườn tăng cường một phía đòi hỏi một diện

tích bằng 1,8 lần diện tích của một cặp sườn. Các trường hợp này có thể được kết hợp vào trong công thức 8.17 khi viết

$$F_s = 0,14BDt_w F_{yw} (1-C) \frac{V_u}{\phi V_n} \quad (8.18)$$

với B được định nghĩa trong hình 8.2.



Hình 8.2 - Hằng số B của các sườn tăng cường ngang trung gian

Một phần của vách có thể được giả thiết là tham gia chịu lực dọc trục thẳng đứng. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05 coi vách tham gia chịu lực cùng với sườn tăng cường với một chiều dài hữu hiệu bằng $18t_w$. Lực nén của sườn tăng cường sau khi trừ bớt phần tham gia

$$\text{chịu của vách trở thành: } F_s = 0,14BDt_w F_{yw} (1-C) \frac{V_u}{\phi V_n} - 18t_w^2 F_{yw} \quad (8.19)$$

Diện tích A_s của các sườn tăng cường ngang trung gian được yêu cầu để chịu hiệu ứng trường kéo của vách được xác định bằng cách chia công thức 8.19 cho cường độ của sườn tăng

$$\text{cường } F_{ys}: A_s \geq \left[0,15BDt_w (1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18t_w^2 \right] \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right) \quad (8.20)$$

với $V_r = \phi V_n$ và hằng số 0,14 được làm tròn lên 0,15.

VÍ DỤ 8.1

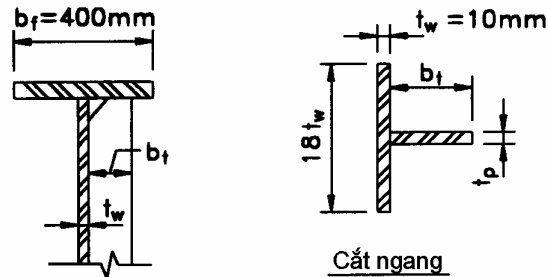
Chọn kích thước một sườn tăng cường ngang trung gian một phía cho mặt cắt chữ I trong ví dụ 6.1 và được biểu diễn trong hình 5.14. Sử dụng thép cấp 250 cho sườn tăng cường. Thép của vách dầm có cấp 345. Giả thiết $V_u = 1000$ kN tại mặt cắt.

Độ mảnh

Kích thước của sườn tăng cường sẽ được chọn để thỏa mãn yêu cầu về độ mảnh và sau đó được kiểm tra về độ cứng và cường độ. Từ công thức 8.3, chiều rộng phần nhô ra của sườn phải đảm bảo: $b_f \geq 0,25b_f = 0,25(400) = 100$ mm và chiều dày của nó phải thỏa mãn

$$t_p \geq \frac{b_t}{16} = \frac{100}{16} = 6,25 \text{ mm}$$

Chiều dày nhỏ nhất của các chi tiết thép là 8 mm, vậy thử dùng một sườn tăng cường ngang trung gian kích thước 8 mm × 100 mm (hình 8.3).



Hình 8.3 - Sườn tăng cường ngang một phía của ví dụ 8.1

Từ công thức 8.2, chiều rộng b_t của sườn cũng phải đảm bảo

$$b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48(8) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 109 \text{ mm}, \quad \text{thoả mãn}$$

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} = 50 + \frac{1500 + 30 + 30}{30} = 102 \text{ mm}, \quad \text{không thoả mãn}$$

Thay đổi kích thước đã chọn thành 10 mm × 110 mm

$$b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48(10) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 136 \text{ mm}, \quad \text{thoả mãn}$$

Độ cứng

Mô men quán tính của sườn tăng cường một phía được lấy đối với cạnh tiếp giáp với vách.

Đối với một tấm chữ nhật, mô men quán tính được lấy đối với trục này là

$$I_t = \frac{1}{3} t_p b_t^3 = \frac{1}{3} (10)(110)^3 = 4,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Từ công thức 8.8 và 8.9, mô men quán tính phải đảm bảo: $I_t \geq d_0 t_w^3 J$ Trong đó

$$J = 2,5 \left(\frac{D_p}{d_0} \right)^2 - 2,0 \geq 0,5$$

Không có sườn tăng cường dọc nên $D_p = D = 1500 \text{ mm}$. Từ ví dụ 6.1, $d_0 = 2000 \text{ mm}$ và $t_w =$

$$10 \text{ mm}. \text{ Vậy: } J = 2,5 \left(\frac{1500}{2000} \right)^2 - 2,0 = -0,59, \quad \text{lấy } J = 0,5$$

Do đó: $I_t \geq d_0 t_w^3 J = (2000)(10)^3(0,5) = 1,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

Được thỏa mãn bởi sườn tăng cường $10 \text{ mm} \times 110 \text{ mm}$ ($I_t = 4,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$).

Cường độ

Diện tích mặt cắt ngang của sườn tăng cường: $A_s = 10(110) = 1100 \text{ mm}^2$

Phải thỏa mãn công thức 8.20: $A_s \geq \left[0,15BDt_w(1-C)\frac{V_u}{V_r} - 18t_w^2 \right] \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right)$

T trong đó $B = 2,4$ (hình 8.2) và từ ví dụ 6.1, $C = 0,306$ và $V_r = 1454 \text{ kN}$. Do đó,

$$A_s \geq \left[0,15(2,4)(1500)(10)(1-0,306)\frac{1000}{1454} - 18(10)^2 \right] \left(\frac{345}{250} \right) = 1073 \text{ mm}^2$$

Đáp số: Sử dụng một sườn tăng cường ngang trung gian một phía có chiều dày $t_p = 10 \text{ mm}$ và chiều rộng $b_t = 110 \text{ mm}$.

VII.2. SƯỜN TĂNG CƯỜNG GỐI

Sườn tăng cường chịu lực là sườn tăng cường ngang được bố trí tại vị trí có phản lực gối và các tải trọng tập trung khác. Lực tập trung được truyền qua các bản biên và được đỡ bởi sự ép mặt lên đầu sườn tăng cường. Các sườn tăng cường chịu lực được liên kết với vách và đóng vai trò đường biên thẳng đứng để neo lực cắt từ hiệu ứng trường kéo.

Mặt cắt dầm thép cán

Sườn tăng cường chịu lực cần thiết cho vách của dầm thép cán tại các điểm có lực tập trung khi lực cắt có hệ số vượt quá: $V_u \geq 0,75\phi_b V_n$ (8.21)

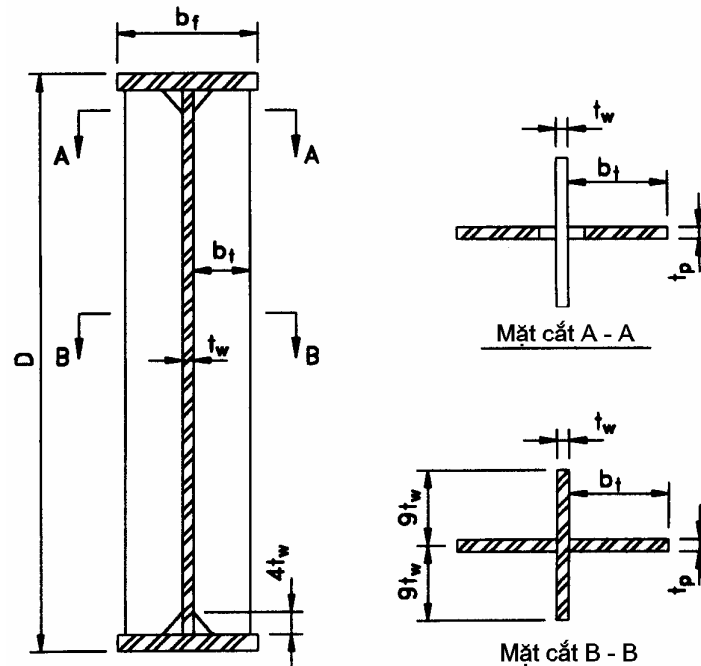
với ϕ_b là hệ số sức kháng đối với ép mặt được lấy từ bảng 1.1 và V_n là sức kháng cắt danh định được xác định trong chương 6.

VIII.2.1. Độ mảnh

Các sườn tăng cường chịu lực được thiết kế là những cấu kiện chịu nén chịu lực tập trung thẳng đứng. Chúng thường được cấu tạo bởi một hay nhiều cặp tấm chữ nhật bố trí đối xứng ở hai bên vách (hình 8.4). Chúng chạy dài trên toàn bộ chiều cao của vách và rộng gần như tới mép ngoài của các bản biên. Cạnh nhô ra của sườn tăng cường chịu lực phải đảm bảo

$$\text{yêu cầu sau về độ mảnh: } \frac{b_t}{t_p} \leq 0,48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (8.22)$$

trong đó, b_t là chiều rộng của cạnh nhô ra, t_p là chiều dày của cạnh nhô ra và F_{ys} là cường độ chảy của sườn tăng cường.



Hình 8.4 - Các mặt cắt ngang của sườn tăng cường chịu lực

VIII.2.2. Cường độ chịu ép mặt

Các đầu của sườn tăng cường chịu lực phải được mài nhẵn để có thể áp sát vào bản biên mà nó tiếp nhận lực, bản biên dưới tại gối tựa và bản biên trên đối với lực tập trung trung gian. Nếu các đầu không được mài thì chúng phải được liên kết với bản biên chịu lực bằng một đường hàn góc thấu hoàn toàn.

Diện tích chịu ép mặt hữu hiệu nhỏ hơn diện tích toàn bộ (nguyên) của sườn tăng cường vì đầu của sườn tăng cường phải được cắt vát để nhường chỗ cho đường hàn góc liên tục giữa vách và bản biên (mặt cắt A-A, hình 8.4). Sức kháng ép mặt dựa trên diện tích ép mặt hữu hiệu này và cường độ chảy F_{ys} của sườn tăng cường là:

$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys} \quad (8.23)$$

trong đó, B_r là sức kháng ép mặt có hệ số, ϕ_b là hệ số sức kháng đối với ép mặt được lấy từ bảng 1.1 và A_{pn} là diện tích hữu hiệu của phần sườn tăng cường nhô ra.

VII.2.3. Sức kháng lực dọc trục

Sườn tăng cường chịu lực cùng với một phần vách kết hợp làm việc như một cột chịu lực nén dọc trục (mặt cắt B-B, hình 8.4). Diện tích hữu hiệu của mặt cắt cột được lấy bằng

diện tích của tất cả các sườn tăng cường cộng với một dải vách có chiều rộng về mỗi phía sườn tăng cường ngoài cùng (nếu có nhiều cặp) không lớn hơn $9t_w$.

Do các sườn tăng cường chịu lực áp sát vào bản biên nên số sự cản trở quay ở hai đầu và chiều dài cột hữu hiệu hai đầu chốt KL có thể lấy bằng $0,75D$, với D là chiều cao của vách. Mô men quán tính của mặt cắt cột được sử dụng trong tính toán bán kính quán tính được lấy đối với trục trọng tâm của vách. Người thiết kế thường, thiên về an toàn, bỏ qua phần đóng góp của vách khi tính mô men quán tính và lấy đơn giản là tổng các mô men quán tính của sườn tăng cường đối với cạnh tiếp giáp với vách.

Sức kháng lực dọc trục có hệ số P_r được tính từ: $P_r = \phi_c P_n$ (8.24)

Với ϕ_c là hệ số sức kháng đối với nén, được lấy từ bảng 1.1 và P_n là sức kháng nén danh định được xác định trong chương 4.

VÍ DỤ 8.2

Chọn sườn tăng cường chịu lực cho mặt cắt chữ I được dùng trong ví dụ 6.3 và được biểu diễn trong hình 5.14 để chịu phản lực tập trung có hệ số $R_u = 1750$ kN. Sử dụng thép cấp 250 cho sườn tăng cường.

Độ mảnh

Khi chọn chiều rộng b_t của sườn tăng cường chịu lực là 180 mm để đỡ chiều rộng bản biên bằng 400 mm như thường gặp trong thực tế, chiều dày tối thiểu đối với t_p được xác định từ công thức

$$\frac{b_t}{t_p} \leq 0,48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 13,6$$

$$t_p \geq \frac{b_t}{13,6} = \frac{180}{13,6} = 13,3 \text{ mm}$$

Chọn thử mỗi phần tử sườn tăng cường chịu lực là 15 mm × 180 mm.

Sức kháng ép mặt

Diện tích cần thiết của toàn bộ sườn tăng cường chịu lực có thể được tính từ công thức 8.23 đối với $B_r = 1750$ kN, $\phi_b = 1,0$ (mặt tiếp giáp được mài) và $F_{ys} = 250$ MPa.

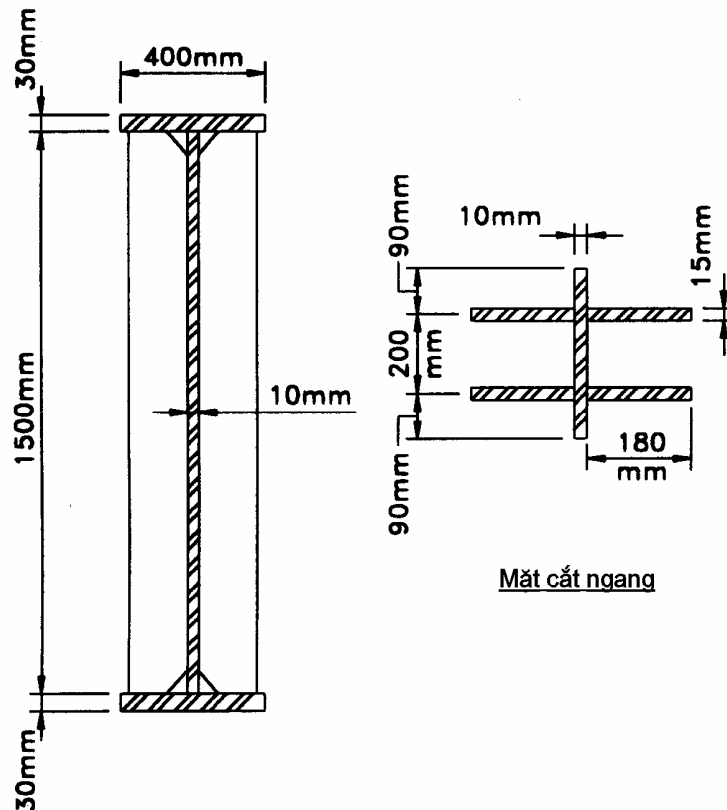
$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys} = (1,0) A_{pn} (250)$$

$$A_{pn} = \frac{1750 \cdot 10^3}{250} = 7000 \text{ mm}^2$$

Khi sử dụng hai cặp phần tử sườn tăng cường $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ ở hai bên vách (hình 8.4) và lấy khoảng trống từ vách tới đường hàn vào bản biên là 40 mm , diện tích ép mặt bằng

$$4(15)(180 - 40) = 8400 \text{ mm}^2 > 7000 \text{ mm}^2, \text{ thoả mãn}$$

Thử dùng sườn tăng cường chịu lực bao gồm bốn phần tử $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ được bố trí từng cặp ở hai bên vách. (Chú ý rằng, miếng cắt vát 45° với cạnh bằng $4t_w$ ngăn ngừa sự phát triển ứng suất kéo ba trục bất lợi trong các đường hàn tại nơi giao nhau giữa vách, sườn tăng cường và bản biên.)



Hình 8.5 - Sườn tăng cường chịu lực cho ví dụ 8.2

Sức kháng lực dọc trục

Khi khoảng cách giữa các cặp sườn tăng cường bằng 200 mm như trong hình 8.5, diện tích hữu hiệu của mặt cắt ngang cột là

$$A = 4A_s + t_w(18t_w + 200)$$

$$A = 4(15)(180) + 10(180 + 200) = 14600 \text{ mm}^2$$

và mô men quán tính của các phần tử sườn tăng cường lấy đối với đường tim vách là

$$\begin{aligned} I &= 4I_0 + 4A_s y^2 \\ &= 4 \left[\frac{1}{12} (15)(180)^3 \right] + 4(15)(180) \left(\frac{180}{2} + 5 \right)^2 \\ &= 126,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Từ đó, bán kính quán tính của mặt cắt cột là

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{126,6 \cdot 10^6}{14600}} = 93 \text{ mm}$$

Tiếp theo,

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,75D}{r} = \frac{0,75(1500)}{93} = 12,1 < 120, \quad \text{đảm bảo}$$

và công thức 4.11 cho

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{12,1}{\pi} \right)^2 \frac{250}{200000} = 0,0185 < 2,25$$

Sức kháng nén danh định của cột được cho bởi công thức 4.13 là

$$P_n = 0,66^\lambda F_y A_s = (0,66)^{0,0185} (250)(14600) = 3,622 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Sức kháng nén dọc trục có hệ số được tính từ công thức 8.24 với $\phi_c = 0,90$ là

$$P_r = \phi_c P_n = 0,90(3622) = 3260 \text{ kN} > 1750 \text{ kN}, \quad \text{đảm bảo}$$

Đáp số

Sử dụng sườn tăng cường gồm hai cặp phần tử $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ được biểu diễn trong hình 8.5.

Tài liệu tham khảo

- [1] Nguyễn Quốc Thái. *Kết cấu thép*. Trường Đại học giao thông vận tải, 1980.
- [2] *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01*. Bộ Giao thông vận tải.
- [3] Lê Đình Tâm. *Cầu thép*. NXB Giao thông vận tải, 2003.
- [4] Richard M. Barker; Jay A. Puckett. *Design of highway bridges*. NXB Wiley Interscience, 1997.
- [5] William T. Segui. *LRFD Steel Design*. Thomson Brooks/Cole, 2003.
- [6] Nguyễn Viết Trung; Hoàng Hà. *Cầu bê tông cốt thép nhịp giản đơn, tập I*. NXB Giao thông vận tải, 2003.