

Chương 1 I C N G V T H I T K K T C U THÉP

1.1 c i m và ph m vi s d n g c a k t c u thép

1.1.1 u i m

Kỹ thuật thép có những ưu điểm sau.

Kỹ thuật thép có khả năng chịu tải lớn. Do công suất thép cao nên các kỹ thuật thép có thể chịu tải trọng lớn mà không cần nhiều, vì thế có thể thi công không gian mở cách hiệu quả.

Việc tính toán kỹ thuật thép có tính dễ dàng. Thép có cấu trúc khá đơn giản, mô hình tải trọng. Trong phạm vi làm việc đàn hồi, kỹ thuật thép khá phù hợp với các giới hạn bền của vật liệu đàn hồi (nhận tính toán, ứng xử của vật liệu, giới hạn tải trọng, nguyên lý kết cấu).

Kỹ thuật thép “nhẹ” hơn so với các kỹ thuật làm bằng vật liệu thông thường khác (bê tông, gạch, đá, gỗ). Chỉ số kỹ thuật đánh giá bằng hệ số $c = \gamma / F$, là tỉ lệ giữa trọng lượng và công suất của nó. Hệ số càng nhỏ thì vật liệu càng nhẹ. Trong khi bê tông cốt thép (BTCT) có $c = 24 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$, gỗ có $c = 4,5 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$ thì hệ số của

thép chỉ là $3,7 \cdot 10^{-4} \frac{1}{m}$ (Tài liệu [1])

Kỹ thuật thép thích hợp với thi công lắp ghép và có khả năng gia công cao trong chế tạo. Các cấu kiện thép dễ sản xuất hàng loạt với chi phí chính xác cao. Các liên kết trong kỹ thuật thép (inh tán, bu lông, hàn) thi công dễ dàng, đảm bảo độ bền.

Kỹ thuật thép không thấm nước và chống khí do thép có độ bền cao nên rất thích hợp làm các kỹ thuật chịu nước hoặc chuyển các chất lỏng, chất khí.

So với kỹ thuật bê tông, kỹ thuật thép dễ kiểm nghiệm, sửa chữa và bảo trì.

1.1.2 Nh c i m

Bên cạnh các ưu điểm nêu trên, kỹ thuật thép cũng có một số nhược điểm.

Kỹ thuật thép dễ bị ăn mòn, đòi hỏi phải có các biện pháp phòng ngừa và bảo dưỡng khác nhau. Các biện pháp bảo vệ chống ăn mòn cao hơn cho các kỹ thuật thép làm việc trong môi trường xâm thực.

Thép chịu nhiệt kém. Nhiệt độ trên 400⁰C, biến dạng do cao thép sẽ phát triển dãn nở tác động của nhiệt độ (tăng biến dạng thép). Vì thế, trong những môi trường có nhiệt độ cao, nếu không có những biện pháp bảo vệ thì không thể sử dụng kết cấu bằng thép.

1.1.3 Phạm vi sử dụng

Do những ưu điểm nói trên, kết cấu thép sẽ sử dụng rộng rãi trong môi trường xây dựng. Tuy nhiên, kết cấu thép có ưu thế trong các kết cấu vượt nhịp lớn, đòi hỏi thanh mảnh cao, chịu tải trọng ngang và những kết cấu đòi hỏi tính không thấm.

1.2 Các thiết kế kết cấu thép theo Tiêu chuẩn thiết kế của 22 TCN 272-05

1.2.1 Quan niệm chung về thiết kế

Công tác thiết kế bao gồm việc tính toán nhằm chứng minh cho những người có trách nhiệm thẩm định, mọi tiêu chuẩn tính toán và cấu tạo đều chắc chắn. Quan niệm chung về đảm bảo an toàn trong thiết kế là sức kháng của vật liệu và mặt cắt ngang phải không nhỏ hơn những ứng suất gây ra bởi các tác động ngoài, nghĩa là

$$S_c \text{ kháng} \geq H_i \text{ ứng tải trọng} \tag{1.1}$$

Khi áp dụng nguyên tắc nền tảng này, điều quan trọng là hai vế của bất đẳng thức phải có ảnh hưởng trong cùng hướng tăng giảm. Chẳng hạn, nếu hiệu ứng của tải trọng là gây ra ứng suất nén trên nền thì, tất nhiên, nó phải có số sánh với sức kháng ép mặt cắt ngang. Nói cách khác, số ảnh hưởng của bất đẳng thức phải tiến hành cho mọi tải trọng tải trọng riêng biệt liên kết sức kháng và hiệu ứng tải trọng với nhau. Liên kết thông thường này quy định về ảnh hưởng của cùng một trạng thái giới hạn.

Trạng thái giới hạn (TTGH) sẽ như sau:

Trạng thái giới hạn là trạng thái mà kết cấu có thể bị phá hủy, kết cấu chịu ho cm t b p h n c a nó không còn đáp ứng các yêu cầu mà thiết kế đưa ra cho nó.

Các ví dụ của TTGH cho cấu d m h p bao gồm võng, nứt, mỏi, uốn, cắt, xoắn, mất ổn định (ổn), lún, ép mặt và trượt.

Một mục tiêu quan trọng của thiết kế là ngăn ngừa không xảy ra TTGH. Tuy nhiên, nó không phải là cái đích duy nhất. Các mục tiêu khác phải xem xét và cân nhắc trong thiết kế toàn thể là chi phí, thẩm mỹ và tính kinh tế. Sức kháng kinh tế của thiết kế mặt cắt mà không có biện pháp nào có thể phá hủy bao giờ. Do đó, cần phải xác định đâu là mục tiêu rủi ro hay xác suất xảy ra phá hủy có thể chấp nhận được. Việc xác định mức độ an toàn chấp nhận được (sức kháng của phần nhúng bao nhiêu so với hiệu ứng của tải trọng) không phải dựa vào ý kiến cá nhân mà phải dựa trên kinh

nhằm mục đích kiểm tra và quan nghiên cứu. Tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN 272-05, dựa trên tiêu chuẩn AASHTO LRFD (1998) của Hiệp hội Kỹ sư Cầu đường Mỹ, có thể áp dụng cho các yêu cầu trên.

1.2.2 Sự phát triển của quá trình thiết kế

Qua nhiều năm, quá trình thiết kế đã phát triển nhằm cung cấp một môi trường an toàn hợp lý. Quá trình này dựa trên những kỹ thuật đóng góp trong phân tích hiệu ứng các tải trọng và các ứng dụng thực tế.

1.2.2.1 Thiết kế theo ứng suất cho phép (ASD)

Các phương pháp thiết kế ưu tiên trong lịch sử đã xây dựng tập trung trở lại vào kết cấu thép. Thép kết cấu có ứng suất tính cho tải trọng chết, nên thiết kế khá rõ ràng và thực hiện một cách an toàn so với ứng dụng kết cấu khác. An toàn trong thiết kế của các bộ phận quy định là ứng suất do hiệu ứng các tải trọng sinh ra không vượt quá ứng suất cho phép f_y . Giá trị này thường ứng dụng với các quy định thiết kế an toàn F bằng 2, nghĩa là,

$$F = \frac{\text{sức kháng, } R}{\text{hiệu ứng tải trọng, } Q} = \frac{f_y}{0,5f_y} = 2$$

Vì phương pháp thiết kế này tra giá trị ứng suất nên có biệt danh gọi là *thiết kế theo ứng suất cho phép* (Allowable Stress Design, ASD).

Khi phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép mở rộng, hiệu ứng các tải trọng chết và tải trọng động. Việc thiết kế các cấu kiện liên kết với nhau bằng chốt và kết cấu là tương đối, vì phân tích cho thấy các cấu kiện thường chịu kéo hoặc nén. Dựa trên phân tích hiệu ứng của tải trọng chết và tải trọng động phân bố đều các xác định nên giá trị ứng suất chia tải trọng T cho ứng suất cho phép f_t .

$$\text{diện tích hữu hiệu cần thiết } A_{\text{net}} \geq \frac{\text{hiệu ứng tải trọng}}{\text{ứng suất cho phép}} = \frac{T}{f_t}$$

Đối với cấu kiện chịu nén, ứng suất cho phép f_c phụ thuộc vào mô men uốn của cấu kiện, tuy nhiên, cần xác định diện tích cần thiết của mặt cắt ngang của cấu kiện chịu kéo; diện tích mặt cắt cần thiết bằng tải trọng C chia cho ứng suất cho phép f_c .

$$\text{diện tích hữu hiệu cần thiết } A_{\text{gross}} \geq \frac{\text{hiệu ứng tải trọng}}{\text{ứng suất cho phép}} = \frac{C}{f_c}$$

Phương pháp này đã áp dụng trong những năm sáu mươi của thế kỷ 19 thiết kế thành công nhiều cầu giàn thép thép. Ngày nay, các cấu kiện thép và kết cấu xây dựng như chúng không còn là tương đối vì chúng không còn liên kết bằng chốt. Do đó, ứng suất trong các cấu kiện không còn phân bố đều nữa.

Phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép cũng áp dụng cho dầm chịu uốn. Việc thiết kế mặt cắt ngang và quan hệ ứng suất-biến dạng tùy thuộc, mô men uốn (mô

men ch ng u n) c n thi t có th c xác nh b ng cách chia mô men u n M cho ng su t u n cho phép f_b .

$$\text{mô đun mặt cắt cần thiết } S \geq \frac{\text{hiệu ứng tải trọng}}{\text{ứng suất cho phép}} = \frac{M}{f_b}$$

n trong ph ng pháp thi t k theo ng su t cho phép là gi thi t ng su t trong c u ki n b ng không tr c khi có t i tr ng tác đ ng, ngh a là không có ng su t đ t n t i khi ch t o. Gi thi t này ít khi ứng hoàn toàn nh ng nó g n ứng h n i v i nh ng thanh c h n là i v i nh ng m t c t h , m ng c a các đ m thép cán i n h ình. Các chi ti t m ng c a đ m thép cán ngu i i (sau x lý nhi t) v i m c khác nhau và ng su t đ t n t i trong m t c t ngang. Các ng su t đ này không ch phân b không u mà chúng còn khó đ oán tr c. Do ó, c n ph i có s i u ch nh i v i ng su t u n cho phép, c bi t trong các chi ti t ch u nén, xét n nh h ng c a ng su t đ .

M t khó kh n khác trong áp đ ng ph ng pháp thi t k theo ng su t cho phép i v i đ m thép là u n th ng i kèm v i c t và hai ng su t này t ng tác v i nhau. Do v y, s không hoàn toàn ứng khi s đ ng các thí nghi m kéo m u xác nh c ng ch y f_y cho đ m ch u u n. M t quan ni m khác v ng su t ch y có k t h p xem xét h i u ng c t s là logic h n.

Nh v y, ph ng pháp thi t k theo ng su t cho phép ã c xây đ ng cho thi t k các k t c u thép t nh nh. Nó không nh t thi t ph i c áp đ ng m t cách c ng nh c cho các v t li u khác và cho các k t c u siêu t nh.

Ph ng pháp thi t k theo ng su t cho phép hi n v n c dùng làm c s cho m t s tiêu chu n thi t k các n c trên th gi i, ch ng h n, tiêu chu n c a Vi n k t c u thép M (AISC)

1.2.2.2 Thi t k theo h s s c kháng và h s t i tr ng (LRFD)

xét n s thay i c hai v c a b t ng th c trong công th c 1.1, v s c kháng c nhân v i m t h s s c kháng đ a trên th ng kê ϕ , th ng có giá tr nh h n 1, và v t i tr ng c nhân v i h s t i tr ng đ a trên th ng kê γ , th ng có giá tr l n h n 1. Vì hi u ng t i tr ng m t tr ng thái gi i h n (TTGH) nh t nh là m t t h p các lo i t i tr ng khác nhau (Q_i) có m c đ oán khác nhau nên v hi u ng t i tr ng c th hi n là m t t ng c a các giá tr $\gamma_i Q_i$. N u s c kháng danh nh c cho b i R_n thì tiêu chu n an toàn là

$$\phi R_n \geq \text{hiệu ứng của } \sum \gamma_i Q_i \tag{1.2}$$

Vì công th c 1.2 ch a c h s t i tr ng và h s s c kháng nên ph ng pháp thi t k này c g i là ph ng pháp thi t k theo h s s c kháng và h s t i tr ng (*Load and Resistance Factor Design*, vi t t t là *LRFD*). H s s c kháng ϕ cho m t TTGH nh t nh ph i xét n s không ch c ch n trong

- Thu c tính v t li u
- Công th c đ oán c ng

- Tay nghề của công nhân
- Việc kiểm tra chất lượng
- Trách nhiệm quản lý của nhà thầu

Hệ số tải trọng γ_i của các nhân tố trọng tải trọng nhất định phải xét đến không chỉ có trong

- Tải trọng tĩnh
- Tải trọng gió (vị trí) tải trọng
- Tải trọng có thể xảy ra

Trong việc chọn hệ số kháng và hệ số tải trọng cho cầu, lý thuyết xác suất được áp dụng cho các số liệu về cường độ vật liệu và thành phần kết cấu, cho trọng lượng vật liệu của công trình.

Mục đích chính của việc phân tích phương pháp LRFD có thể tóm tắt như sau:

Mục đích của phương pháp

1. Xét tất cả thay đổi trong các hệ số kháng và tải trọng.
2. Đảm bảo an toàn đáng tin cậy cho các TTGH và các loại cầu khác nhau, không cần phân tích thành phần hay xác suất phức tạp.
3. Đảm bảo phương pháp thiết kế hợp lý và nhất quán.

Nhiệm vụ của phương pháp

1. Định nghĩa thay đổi trong quan niệm thiết kế (so với tiêu chuẩn cũ).
2. Yêu cầu có hiệu lực về mặt lý thuyết xác suất và thành phần.
3. Yêu cầu có các số liệu thành phần kỹ thuật và thuật toán tính xác suất để tính toán các hệ số kháng cho phù hợp với những nguyên tắc thiết kế.

Phương pháp LRFD được dùng làm cơ sở cho các tiêu chuẩn thiết kế của Mỹ hiện nay như tiêu chuẩn của Viện Kỹ thuật thép Mỹ (AISC), của Hiệp hội Cầu đường Mỹ (AASHTO) của những tiêu chuẩn thiết kế của nước ta.

1.2.3 Nguyên tắc cơ bản của Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05

1.2.3.1 Vài nét về việc biên soạn Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05

Bản Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới 22 TCN 272-05 (lúc ra đời, năm 2001, mang ký hiệu 22 TCN 272-01) đã được biên soạn nhằm đáp ứng yêu cầu của Bộ Giao thông vận tải mang tên “Đề án phát triển các Tiêu chuẩn cầu và đường bộ”.

Kết quả của việc nghiên cứu tham khảo đã được kết luận rằng, hệ thống Tiêu chuẩn AASHTO của Hiệp hội Cầu đường Mỹ là thích hợp nhất để chấp thuận áp dụng tại Việt Nam. Đó là một hệ thống Tiêu chuẩn hoàn thiện và thành công, có thể được cải thiện phù hợp với các điều kiện thực tế của nước ta. Ngôn ngữ của tài liệu này cũng

nh các tài liệu tham chiếu của nó là tiếng Anh, là ngôn ngữ kỹ thuật thông dụng nhất trên thế giới và cũng là ngôn ngữ thứ hai phổ biến nhất Việt Nam. Hơn nữa, hiện nay Tiêu chuẩn AASHTO có ảnh hưởng rất lớn trong các nước thuộc khu vực ASEAN mà Việt Nam là một thành viên.

Tiêu chuẩn thiết kế cumi dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD, lần xuất bản thứ hai (1998), theo hệ đơn vị quốc tế SI. Tiêu chuẩn LRFD ra đời năm 1994, có sự cải tiến và xuất bản lần thứ hai năm 1998. Tiêu chuẩn này đã có sự thay đổi dựa trên những kỹ thuật phong phú tích lũy từ những nghiên cứu khác nhau trên khắp thế giới nên có thể coi là tiên tiến cho trình độ hiện tại trong hầu hết các lĩnh vực thiết kế của vào thời điểm hiện nay.

Các tài liệu Việt Nam có liên quan đến đây đã được tham khảo hoặc là nguồn gốc của các dữ liệu thí nghiệm các loại kết cấu Việt Nam:

- Tiêu chuẩn thiết kế của 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 khung thép 22 TCN 221 - 1995
- Tiêu chuẩn về giao thông đường thủy TCVN 5664 - 1992

Các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế cumi này nhằm sử dụng cho các công tác thiết kế, đánh giá và khôi phục các cấu kiện và cấu kiện trên tuyến đường bộ. Các dữ liệu khảo sát không liên quan đến cấu kiện đường sắt, xe ô tô hoặc các phương tiện công nghệ khác. Các yêu cầu thiết kế về việc sử dụng kết cấu thép đã được ban hành nhằm tập trung trong tương lai.

1.2.3.2 Tổng quát

Cụm phiến thiết kế tập trung các mục tiêu: thi công dễ dàng, an toàn và sử dụng hiệu quả, có xét đến các yếu tố: khả năng kiểm tra, tính kinh tế, môi trường. Khi thiết kế cumi, tập trung vào mục tiêu này, cần phải thỏa mãn các trạng thái giới hạn. Kỹ thuật phiến có thể có độ dư, phiến có nhu cầu truyền lực (có tính dẻo) và tầm quan trọng của nó trong khai thác phiến cần xét đến.

Mức độ liên kết phiến thỏa mãn công thức 1.3 về tải trọng các trạng thái giới hạn.

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \tag{1.3}$$

trong đó:

Q_i hiệu ứng của tác động (ví dụ, tải trọng ngoài sinh ra).

γ_i hệ số tải trọng: hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho hiệu ứng của tác động.

R_n sức kháng danh nghĩa.

ϕ hệ số sức kháng: hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho sức kháng danh nghĩa.

R_r sức kháng tính toán (hay sức kháng có hệ số), $R_r = \phi.R_n$.

η hệ số hiệu chỉnh trọng, xét đến tính dẻo, tính dãn và tầm quan trọng trong khai thác

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95 \quad \text{đối với trọng dụng giá trị } \gamma_{\max}$$

$$\eta = \frac{1}{\eta_R \eta_D \eta_I} \leq 1,0 \quad \text{đối với trọng dụng giá trị } \gamma_{\min}$$

η_D hệ số xét đến tính dẻo

η_R hệ số xét đến tính dãn

η_I hệ số xét đến tầm quan trọng trong khai thác

Hai hệ số có liên quan ngược nhau, hệ số thứ ba xét riêng làm vì các đặc trưng thái độ. Đối với các trường hợp đặc biệt không phải vậy, $\eta_D = \eta_R = 1,0$.

1.2.3.3 Khái niệm về tính dẻo, tính dãn và tầm quan trọng trong khai thác

Hệ số xét đến tính dẻo η_D

Tính dẻo là một yếu tố quan trọng đối với sản phẩm hoàn chỉnh. Như tính dẻo, các bộ phận chịu tải tĩnh có thể phân phối lại trọng lượng sang những bộ phận khác có độ cứng. Sự phân phối lại này phụ thuộc vào khả năng biến dạng của bộ phận chịu tải và liên quan đến sự phát triển biến dạng dẻo mà không xảy ra phá hoại.

Nếu một cấu kiện hoàn chỉnh thì sao cho biến dạng dẻo có thể xuất hiện thì sẽ có đảm bảo khi cấu kiện biến dạng quá tải. Nếu là kết cấu BTCT thì vấn đề sẽ phát triển và cấu kiện sẽ xem là vào tình trạng nguy hiểm. Phải tránh sự làm việc giòn vì nó dẫn đến sự mất khả năng chịu tải đột ngột khi vượt quá giới hạn đàn hồi. Các cấu kiện và liên kết trong BTCT có thể làm việc dẻo khi hình thành hàm lượng cốt thép chịu uốn và khi bố trí các đai kim chống biến dạng. Cốt thép có thể bố trí xoắn chịu uốn, điều này cho phép xảy ra sự làm việc dẻo. Nói tóm lại, nếu trong thiết kế, các quy định của Tiêu chuẩn tuân theo thì thẩm định cho thấy rằng, các cấu kiện sẽ có tính dẻo cần thiết.

Đối với trọng dụng giá trị đặc biệt, hệ số liên quan đến tính dẻo quy định như sau:

$$\eta_D \geq 1,05 \quad \text{đối với các cấu kiện và liên kết không dẻo}$$

$$\eta_D = 1,0 \quad \text{đối với các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng Tiêu chuẩn này}$$

$$\eta_D \geq 0,95 \quad \text{đối với các cấu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo vượt quá những yêu cầu của Tiêu chuẩn này}$$

Hệ số xét nghiệm tính độ η_R

Tính độ có tầm quan trọng đặc biệt lớn vì vì khi nghiên cứu toàn cầu kết cấu. Một kết cấu siêu tĩnh là do vì nó có nhiều liên kết tĩnh liên kết nên thì tất cả mọi không bị biến dạng hình học. Ví dụ, một dầm cầu liên tục ba nhịp là kết cấu siêu tĩnh bậc hai. Một thanh hai liên kết, hoặc hai liên kết chéo quay, hoặc một liên kết và một liên kết chéo quay có thể bị mất đi mà không dẫn tới hình thành khớp dẻo ngay lập tức vì thì trọng tải có thể tìm các con đường khác truyền xuống đất. Khái niệm nhiều đường truyền lực là tầm quan trọng vì tính độ. Các đường truyền lực này hay các kết cấu cầu không được khuyến cáo không nên sử dụng.

Tính độ trong kết cấu cầu làm tăng khi nghiên cứu toàn cầu chúng và vì vậy cần phải ảnh hưởng tới giá trị hệ số qua hệ số xét nghiệm tính độ η_R , được quy định trong Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 như sau:

- $\eta_R \geq 1,05$ vì vì các cầu kỹ thuật không được
- $\eta_R = 1,0$ vì vì các cầu kỹ thuật có mô-đun thông thường
- $\eta_R \geq 0,95$ vì vì các cầu kỹ thuật có mô-đun đặc biệt

Hệ số xét nghiệm tầm quan trọng trong khai thác η_I

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 bên vỉa hè hoặc trên đường phố, hay là cầu dành cho lối đi bộ công cộng, cầu hàng và các phương tiện giao thông vì vì nhà, cơ quan và các khu công nghiệp. Cầu có thể được coi là quan trọng nếu chúng giúp giảm bớt tình trạng ùn tắc giao thông, giúp tiết kiệm thời gian và chi phí 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 phố dẫn tới một vùng hẻm lách đường không phải quanh năm.

Khi có sự kiện xảy ra, thì tầm quan trọng là tất cả các con đường huyết mạch, như các công trình cầu, vận hành thông. Vì vậy, các yêu cầu sau đây cần phải kiểm tra vì vì trọng thái giá trị hệ số đặc biệt nghiêm trọng vì vì trọng thái giá trị hệ số khác:

- $\eta_I \geq 1,05$ vì vì các cầu quan trọng
- $\eta_I = 1,0$ vì vì các cầu bình thường
- $\eta_I \geq 0,95$ vì vì các cầu ít quan trọng
- vì vì các trường hợp thái giá trị hệ số khác:
- $\eta_I = 1,0$

1.2.3.4 Các trường hợp thái giá trị hệ số

Kết cấu cầu thép phải được thiết kế sao cho, dưới tác động của tải trọng, nó không vượt quá TTGH nào được quy định bởi Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05. Các TTGH này có thể được áp dụng tới các giai đoạn của chu kỳ kết cấu cầu. Vì vì kỹ thuật

$$f_f \leq 0,95R_h F_{yf} \quad (1.4)$$

- Trong hai biên thép cam kết không liên hợp

$$f_f \leq 0,80R_h F_{yf} \quad (1.5)$$

trong đó, R_h là hệ số giảm ứng suất abn biên cho d m lai (là d m mà vách và b n biên làm b ng v t li u khác nhau), f_f là ứng suất àn h i c a b n biên gây ra b i t i tr ng s d ng II (MPa) và F_{yf} là ứng suất ch y c a b n biên (MPa). i v i tr ng h p d m thông th ng có cùng lo i thép vách và các b n biên, $R_h = 1,0$. Vì c m b o công th c 1.4 (hay 1.5) s ng n ch n s phát tri n c a b i n d ng th ng xuyên do s ch y c c b c a b n biên d i tác ng c a v t t i s d ng ôi khi x y ra.

Tr ng thái gi i h n m i và t gãy

Thi t k theo TTGH m i bao g m v i c gi i h n biên ng su t do xe t i m i thi t k sinh ra t i m t giá tr phù h p v i s chu k l p c a biên ng su t trong su t quá trình khai thác c u. Thi t k cho TTGH t gãy bao g m v i c l a ch n thép có d o dai thích h p cho m t ph m vi nhi t nh t nh.

Chi t i t v t i tr ng m i và ki m toán m i có th tham kh o tài li u [3], [4].

Tr ng thái gi i h n c ng

TTGH c ng có liên quan n v i c quy nh c ng ho c s c kháng tho m ãn b t ng th c c a công th c 1.3 cho các t h p t i tr ng quan tr ng theo th ng k ê sao cho c u c khai thác an toàn trong cu c i thi t k c a nó. TTGH c ng bao hàm s ánh giá s c kháng u n, c t, xo n và l c đ c tr c. Các h s s c kháng ϕ c xác nh b ng th ng kê th ng là nh h n 1,0 và có giá tr khác nhau i v i các v t li u và các TTGH khác nhau.

Các h s t i tr ng c xác nh b ng th ng kê γ_i c cho trong ba t h p t i tr ng khác nhau c a b ng 1.1 theo nh ng xem xét thi t k khác nhau

TTGH c ng c quy t nh b i c ng t nh c a v t li u hay n nh c a m t m t c t ã cho. Có 3 t h p t i tr ng c ng khác nhau c quy nh trong b ng 1.2 (Theo AASHTO LRFD: có 5 t h p t i tr ng c ng). i v i m t b ph n riêng b i t c a k t c u c u, ch m t ho c có th hai trong s các t h p t i tr ng này c n c xét n. S khác b i t trong các t h p t i tr ng c ng ch y u liên quan n các h s t i tr ng c quy nh i v i ho t t i. T h p t i tr ng sinh ra hi u ng l c l n nh t c so sánh v i c ng ho c s c kháng c a m t c t ngang c a c u ki n.

Trong tính toán s c kháng i v i m t hi u ng t i tr ng có h s nào ó nh l c đ c tr c, l c u n, l c c t ho c xo n, s không ch c ch n c b i u th qua h s gi m c ng hay h s s c kháng ϕ . H s ϕ là h s nhân c a s c kháng danh nh R_n và s th a m ãn trong thi t k c m b o b i công th c 1.3.

Trong các c u ki n b ng thép, s không ch c ch n có liên quan n các thu c tính c a v t li u, kích th c m t c t ngang, dung sai trong ch t o, tay ngh công nhân v à các

công thức để dùng tính toán sức kháng. Tóm quan trọng của phá hoại công thức trong hình thức này. Chẳng hạn, hình thức sức kháng vì vết nứt hình thành và các liên kết nói chung vì sự phá hoại của các kết cấu theo nguy hiểm cho các kết cấu trên nó. Các xem xét này được phân ánh trong các hình thức sức kháng TTGH công thức cho trong bảng 1.1.

Bảng 1.1 Các hình thức sức kháng cho các TTGH công thức

Trình tự	Hình thức sức kháng
Uốn	$\phi_f = 1,00$
Cắt	$\phi_v = 1,00$
Nén dẹt trục, cấu kiện cốt thép	$\phi_c = 0,90$
Nén dẹt trục, cấu kiện liên hợp	$\phi_c = 0,90$
Kéo, đứt trong mặt cắt thanh (mặt cắt chịu uốn)	$\phi_u = 0,80$
Kéo, chảy trong mặt cắt nguyên	$\phi_y = 0,95$
Ép mặt trên các chốt, các lỗ, khoan, lỗ bu lông và các bộ phận cán	$\phi_b = 1,00$
Ép mặt bu lông lên thép cán	$\phi_{bb} = 0,80$
Neo chằng cốt	$\phi_{sc} = 0,85$
Bu lông A325M và A490M chịu kéo	$\phi_t = 0,80$
Bu lông A307 chịu kéo	$\phi_t = 0,65$
Bu lông A325M và A490M chịu cắt	$\phi_s = 0,80$
Cắt khi	$\phi_{bs} = 0,80$
Kim loại hàn trong các trường hợp hàn nguội hoàn toàn <ul style="list-style-type: none"> - Cắt trên diện tích chịu uốn - Kéo hoặc nén vuông góc với diện tích chịu uốn - Kéo hoặc nén song song với diện tích chịu uốn 	$\phi_{el} = 0,85$ $\phi = \phi_c$ a thép cán $\phi = \phi_c$ a thép cán
Kim loại hàn trong các trường hợp hàn nguội không hoàn toàn <ul style="list-style-type: none"> - Cắt song song với trục của hàn - Kéo hoặc nén song song với trục của hàn - Nén vuông góc với diện tích chịu uốn - Kéo vuông góc với diện tích chịu uốn 	$\phi_{e2} = 0,80$ $\phi = \phi_c$ a thép cán $\phi = \phi_c$ a thép cán $\phi_{el} = 0,80$
Kim loại hàn trong các trường hợp hàn góc <ul style="list-style-type: none"> - Kéo hoặc nén song song với trục của hàn - Cắt trong mặt phẳng tính toán của hàn 	$\phi = \phi_c$ a thép cán $\phi_{e2} = 0,80$

Tr ng thái gi i h n c bi t

TTGH c bi t xét n các s c v i chu k x y r a l n h n t u i t h c a c u. ng t, t i tr ng b ng tuy t, l c âm xe và va xô c a tàu thuy n c coi là nh ng s c c bi t và t i m i t h i i m, ch xét n m t s c. Tuy nhiên, nh ng s c này có th c t h p v i l l t l n (kho ng l p l i > 100 n m nh ng < 500 n m) ho c v i các nh h ng c a xó i l.

H s s c kháng φ i v i TTGH c bi t c l y b ng n v.

1.2.4 Gi i thi u v t i tr ng và t h p t i tr ng

1.2.4.1 Các t h p t i tr ng

Tiêu chu n AASHTO LRFD quy nh xét 11 t h p t i tr ng.

Trong Tiêu chu n 22TCN 272-05, v i c t h p t i tr ng c n gi n hóa phù h p v i i u k i n Vi t nam. Có 6 t h p t i tr ng c quy nh nh trong b ng 1.2.

B ng 1.2 Các t h p t i tr ng theo Tiêu chu n 22TCN 272-05

T h p t i tr ng	M c í c h c a t h p t i tr ng	Cách s t i tr ng ch y u
C ng I	Xét xe bình th ng trên c u không có gió	Ho t t i $\gamma_L = 1,75$
C ng II	C u ch u gió có t c h n 25 m/s	T i tr ng gió $\gamma_L = 1,40$
C ng III	Xét xe bình th ng trên c u có gió v i t c 25 m/s	Ho t t i $\gamma_L = 1,35$ T i tr ng gió $\gamma_L = 0,40$
c bi t	Ki m tra v ng t, va xe, va xô tàu thuy n và xó i l	Ho t t i $\gamma_L = 0,50$ T i tr ng c bi t $\gamma_L = 1,00$
Khai thác	Ki m tra tính khai thác, t c là v òng và b r ng v t n t c a bê tông	Ho t t i $\gamma_L = 1,00$ T i tr ng gió $\gamma_L = 0,30$
M i	Ki m tra m i i v i c t thép	Ho t t i $\gamma_L = 0,75$

1.2.4.2 Ho t t i xe thi t k

S làn xe thi t k

B r ng làn xe c l y b ng 3500 mm phù h p v i quy nh c a “Tiêu chu n thi t k ng ô tô”. S làn xe thi t k c xác nh b i p h n nguyên c a t s $w/3500$, trong ó w là b r ng kho ng tr ng c a lòng ng gi a hai á v a ho c hai rào ch n, tính b ng mm.

H s làn xe

H s làn xe c quy nh trong b ng 1.3

B ng 1.3 H s làn xe m

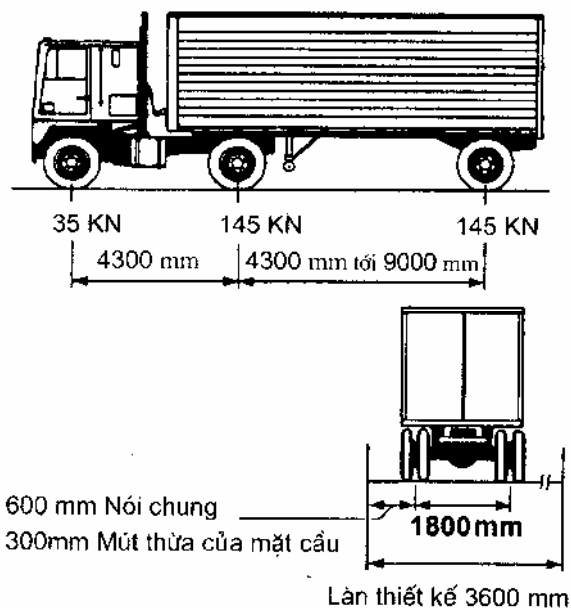
S làn ch t t i	H s làn
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Ho t t i xe ô tô thi t k

Ho t t i xe ô tô trên m t c u hay các k t c u ph tr có ký hi u là HL-93, là m t t h p c a xe t i thi t k ho c xe hai tr c thi t k v à t i tr ng làn thi t k (hình 1.2).

- Xe t i thi t k

Tr ng l ng, kho ng cách các tr c và kho ng cách các bánh xe c a xe t i thi t k c cho trên hình 1.1. L c xung kích c l y theo b ng 1.4.



Hình 1.1 c tr ng c a xe t i thi t k

C l y gi a hai tr c sau c a xe ph i c thay i gi a 4300 mm và 9000 mm gây ra ng l c l n nh t.

i v i các c u trên các tuy n ng c p IV và th p h n, ch t có th xác nh t i tr ng tr c th p h n t i tr ng cho trên hình 1.1 b i các h s chỉ t gi m 0,50 ho c 0,65.

- Xe hai tr c thi t k

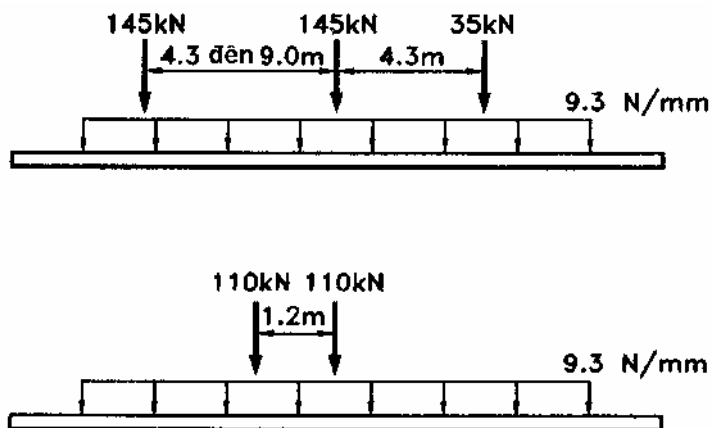
Xe hai tr c g m m t c p tr c 110.000 N cách nhau 1200 mm. Kho ng cách theo chi u ngang c a các bánh xe b ng 1800 mm.

L c xung kích c l y theo b ng 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 thiết kế tải trọng nói trên bằng các hệ số giảm tải 0,50 hoặc 0,65.

- Tải trọng làn thi công

Tải trọng làn thi công là tải trọng có cường độ 9,3 N/mm phân bố đều theo chiều dọc cầu. Theo chiều ngang cầu, tải trọng có giá trị là phân bố đều trên bề rộng 3000 mm. Khi tính nilc do tải trọng làn thi công, không xét tác động xung kích. Như vậy, khi giảm tải trọng thi công cho các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, tải trọng làn vận chuyển nguyên giá trị 9,3 N/mm, không nhân với các hệ số (0,50 hay 0,65).



Hình 1.2 Hồ sơ tải trọng thi công theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-05 và AASHTO LRFD (1998)

- Tải trọng xung kích

Tác động nhấc cầu xe tải thi công hoặc xe hai trục thi công phải cộng thêm một phần trăm cho tác động xung kích IM, quy định trong bảng 1.4.

Bảng 1.4 Tải trọng xung kích IM

Cyklin	IM
Minibnm t c u, iv it t c các tr ng thái gi i h n	75%
T t c các c u ki n khác	
• Tr ng thái gi i h n m i	15%
• Các tr ng thái gi i h n khác	25%

1.3 Vật liệu

Các thuộc tính cơ bản của thép là độ bền kéo, độ dẻo, độ cứng và độ dai.

Độ bền kéo là ứng suất mà thép chịu được trước khi bị biến dạng mà ứng suất không tăng.

Độ dẻo là độ biến dạng trong thí nghiệm kéo.

Độ cứng là khả năng chống lại biến dạng quá đàn hồi mà không xảy ra phá hủy. Nó có thể tính bằng thử nghiệm giãn khi phá hủy và giãn tức thời.

Độ dai là thuộc tính vật liệu cho phép chống lại mỏi.

Độ bền mỏi là thuộc tính vật liệu cho phép tiêu hao năng lượng mà không xảy ra phá hủy.

1.3.1 Thành phần hóa học của thép

Thành phần hoá học cơ bản của thép là sắt (Fe) và cacbon (C), do đó có liên quan chặt chẽ đến tính chất của nó.

Thành phần hoá học chủ yếu của thép là sắt (Fe) và cacbon (C). Lượng cacbon tuy rất nhỏ nhưng có ảnh hưởng quan trọng về tính chất của thép: lượng cacbon càng nhiều thì độ bền 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 gãy nứt nên hàm lượng cacbon thường chỉ khoảng 0,2-0,22% và khi lượng cacbon tăng thì độ bền tăng.

Trong thép còn có các nguyên tố khác như mangan (Mn) và silic (Si). Các nguyên tố khác có thể là photpho (P) và lưu huỳnh (S) thì rất xấu, ôxy (O) và nitơ (N) thì cũng xấu. Các nguyên tố khác này, nói chung, làm cho thép trở nên giòn, đặc biệt khi thép làm việc trong môi trường nhiệt độ cao (như ống dẫn dầu, khí, lò hơi...).

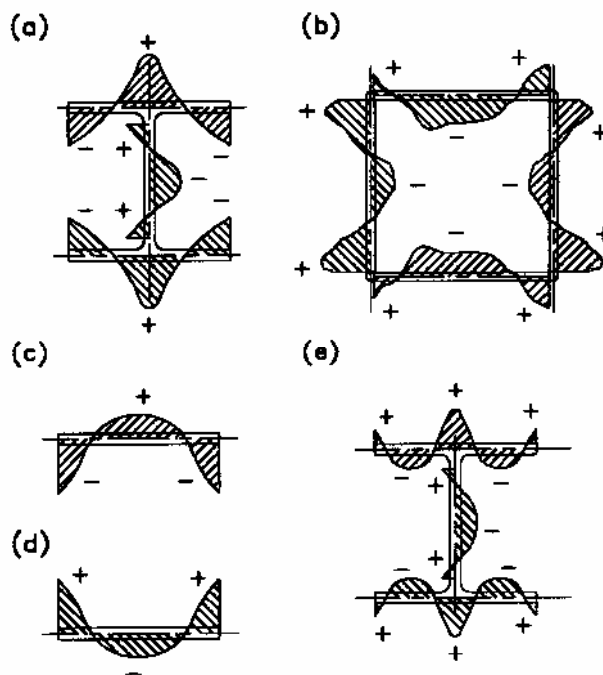
Thép hợp kim là thép mà ngoài những thành phần hoá học kể trên, còn có thêm các nguyên tố kim loại khác. Các nguyên tố này đưa vào nhằm cải thiện một số thuộc tính của thép như độ bền, độ dẻo, độ dai, độ cứng, độ hàn, độ chống ăn mòn. Chẳng hạn, crom và niken làm tăng độ bền của thép, cobalt trong thép hợp kim, mangan làm tăng độ bền của thép và có thể khử oxit sunfua. Tuy nhiên, hàm lượng các kim loại khác 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 vì thành phần kim loại khác chỉ khoảng 1,5-2,0%.

1.3.2 Khái niệm về ứng suất dư

Ứng suất dư tồn tại trong các bộ phận kết cấu mà không do tác động của bất kỳ ngoại lực nào tác động là ứng suất dư. Điều quan trọng là nhà thiết kế có mặt của nó vì ứng suất dư như hình thành nên các đặc tính 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 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 của chốt hoặc thanh hàn ba chiều, ứng suất dư xuất hiện cả ba chiều. Sự nóng và nguội làm thay đổi cấu trúc của kim loại và sự biến dạng thường xuyên, gây ra ứng suất dư kéo có thể tới 400 MPa trong mối hàn.

Nhìn chung, các mối cắt và thép bình thường chịu ứng suất dư nén, khi cắt bị biến dạng thì chịu ứng suất dư kéo. Các ứng suất này cân bằng vì ứng suất tổng ứng có độ ứng suất khác trong cấu kiện. Hình 1.3 biểu diễn một cách định tính sự phân bố ứng suất dư trong các thanh thép hàn và cán nóng. Chú ý rằng, các ứng suất trong hình này là ứng suất dư cục bộ.



Hình 1.3 Sự phân bố ứng suất dư trong các mối kết thép cán và ghép trong xây dựng.
 (a) mối kết cán nóng, (b) mối kết hình thành, (c) biên cán nóng, (d) biên cán nóng bằng, (e) mối kết hình thành biên cán nóng

1.3.3 Gia công nhiệt

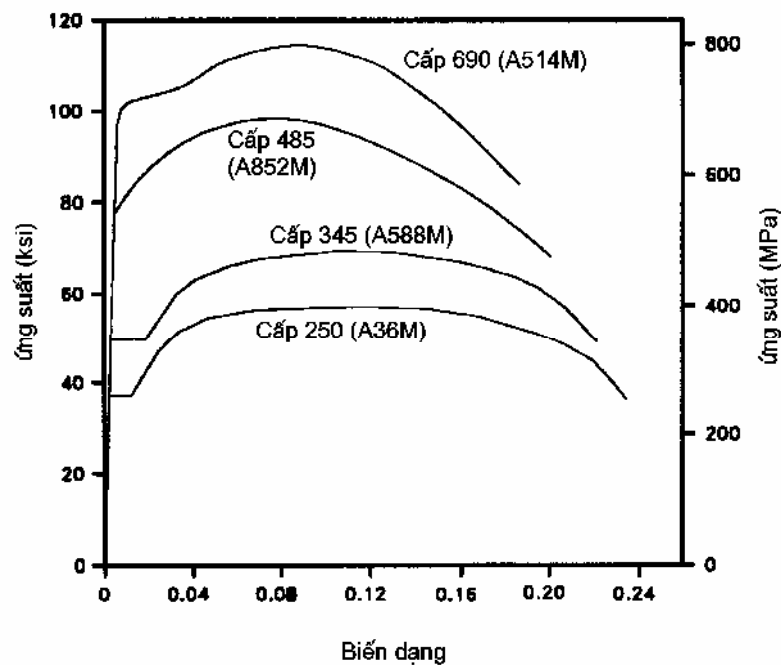
Thuộc tính cơ học của thép có thể được nâng cao bằng các phương pháp gia công nhiệt khác nhau: gia công làm nguội chậm và gia công làm nguội nhanh.

Gia công làm nguội chậm là phép tôi chuẩn thông thường. Nó bao gồm việc nung nóng thép đến nhiệt độ nhất định, giữ nhiệt độ này trong một khoảng thời gian thích hợp rồi sau đó, làm nguội chậm trong không khí. Nhiệt độ tôi phụ thuộc loại gia công. Gia công làm nguội chậm làm tăng tính dẻo, tính dai của thép, làm giảm tính giòn không nâng cao sức bền và cứng.

Gia công làm nguội nhanh đặc trưng cho thép cuộn, còn đặc biệt là tôi nguội. Trong phương pháp này, thép cuộn nung nóng tới khoảng 900°C, giữ nhiệt độ đó trong một khoảng thời gian, sau đó làm nguội nhanh bằng cách nhúng vào bể nước hoặc bể dầu. Sau khi nhúng, thép làm nguội tới khoảng 500°C, giữ nhiệt độ này, sau đó làm nguội chậm. Tôi nguội làm thay đổi cấu trúc vi mô của thép, làm tăng cứng, bền và dai.

1.3.4 Phân loại thép kết cấu

Các thuộc tính cơ học của các loại thép kết cấu điển hình được biểu diễn bằng bảng công nghệ suất-biến dạng trong hình 1.4. Mỗi một công nghệ biến dạng cho một loại thép kết cấu và thành phần cấu tạo đáp ứng các yêu cầu riêng. Rõ ràng là các loại thép khác nhau, từ vùng biến dạng nhỏ đến lớn. Bản chất thép khác nhau này có thể được phân biệt 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 nhiệt của các thép này được cho trong bảng 1.5.



Hình 1.4 Các công nghệ suất-biến dạng điển hình của thép kết cấu

Bảng 1.5 Các thuộc tính cơ học của các thép cán nguội trong công trình, công nghệ và chi tiết

	Thép kết cấu	Thép hợp kim thấp cường độ cao		Thép hợp kim thấp tôi nguội	Thép hợp kim tôi nguội cường độ cao	
Ký hiệu theo AASHTO	M270 C p 250	M270 C p 345	M270 C p 345W	M270 C p 485W	M270 C p 690/690W	
Ký hiệu theo ASTM thông dụng	A709M C p 250	A709M C p 345	A709M C p 345W	A709M C p 485W	A709M C p 690/690W	
Chiều dày (mm)	T i 100	T i 100	T i 100	T i 100	T i 65	Trên 65 t i 100
Thép hình	T t c các nhóm	T t c các nhóm	T t c các nhóm	Không áp dụng	Không áp dụng	Không áp dụng
Cường độ kéo danh nghĩa, F_u , (MPa)	400	450	485	620	760	690
Giới hạn chảy danh nghĩa, F_y , (MPa)	250	345	345	485	690	620

Một tiêu chuẩn thông lệ hóa cho thép kết cấu cho trong ASTM (1995) với ký hiệu A709/A709M-94a (M cho mét và 94a cho inch). Sáu cấp thép thông dụng và bền cấp cho trong bảng 1.2 và hình 1.2. Cấp thép có ký hiệu “W” là thép chữ g, có khả năng chống trong không khí tốt hơn và bền so với thép than thông thường và có thể sử dụng trong môi trường hợp mà không cần sơn bảo vệ.

Tất cả các cấp thép trong bảng 1.5 đều có thể hàn, tuy nhiên không phải vì vậy cùng một quy cách hàn. Một cấp thép có những yêu cầu riêng về hàn phải tuân theo.

Trong hình 1.4, các số trong ngoặc bên mỗi cấp thép là ký hiệu theo ASTM của thép có cường độ kéo và thuộc tính bền đáng kể thép A709M. Các con số này cần lưu ý vì chúng quen thuộc với những người thi công khung nhà thép và các công trình khác. Sự khác nhau về bản chất giữa các thép này và thép A709M là thép A709M được dùng cho xây dựng và phải có yêu cầu bổ sung về thí nghiệm xác định dai. Các yêu cầu này khác nhau về các đặc tính giòn và không thể gãy trong tính toán TTGH nhỏ và 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 $11,7 \cdot 10^{-6}$.

Phân sau đây ghi thi u tóm tắt v thu c tính c a các c p thép ng v i các c p c ng khác nhau. giúp so sánh các lo i thép n ày, các bì u ng su t-bi n d ng giai o n u và ng cong g ph thu c th i gian c cho, t ng ng, trong các hình 1.5 và 1.6.

Thép các bon công trình

Tên g i nh v y th t ra không c tr ng l m vì t t c thép công trình u có các bon. ây ch là nh ngh a k thu t. Các tiêu chu n nh lo i thép các bon có th tham kh o trong m c 8.2.5, tài li u [4].

M t trong nh ng c tr ng ch y u c a thép các bon công trình là có i m ch y c nh n bi t rõ và ti p theo là m t th m ch y dài. i u này c miêu t trong hình 1.5 và nó bì u th tính d o t t, cho phép phân ph i l i ng su t c c b m à không t gãy. Thu c tính này làm cho thép các bon c bì t phù h p khi s d ng làm chi ti t liên k t.

Thép các bon có tính hàn t t và thích h p cho b n, thanh và các thép cán nh hình trong xây d ng. Chúng c d ki n cho s d ng trong nhi t không khí. M c g trong hình 1.6 i v i thép các bon có ng (Cu) b ng kho ng m t n a thép các bon thông th ng.

Thép h p kim th p c ng cao

Các thép này có thành ph n hoá h c c h n ch phát tri n c ng ch y và c ng kéo t l n h n thép các bon nh ng l ng kim lo i b sung nh h n trong thép h p kim. C ng ch y cao h n ($F_y = 345$ MPa) t c trong i u ki n cán nóng h n là qua gia công nhi t. K t qu là chúng có i m ch y rõ ràng và tính d o tuy t v i nh c miêu t trong hình 1.5.

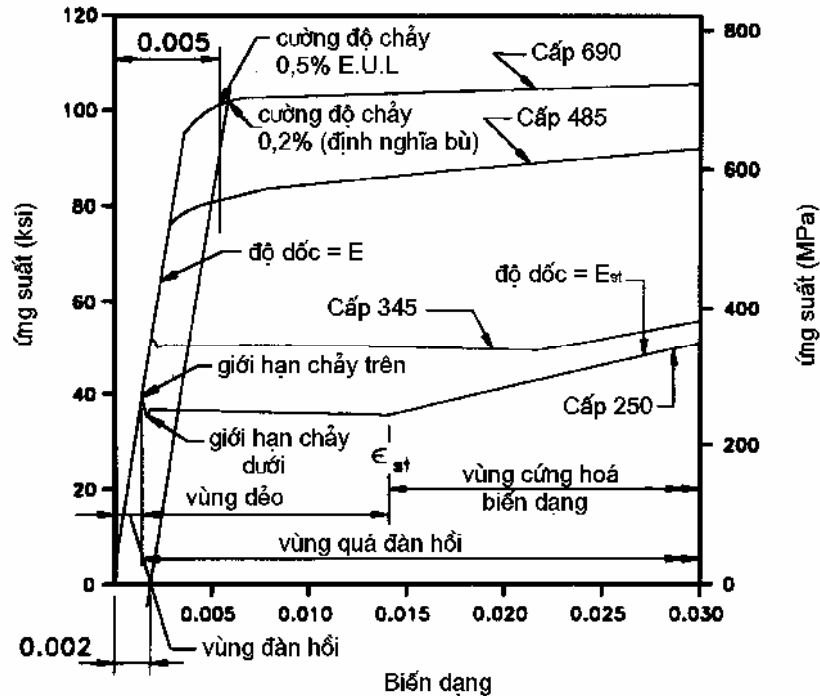
Thép h p kim th p c ng cao có tính hàn t t và thích h p cho b n, thanh và các thép cán nh hình trong xây d ng. Các h p kim này có s c kháng g trong không khí cao h n nh cho th y trong hình 1.6. Do có các ph m ch t t t này, thép c p 345 th ng là s l a ch n u tiên c a ng i thi t k các c u có nh p trung bình và nh .

Thép h p kim th p gia công nhi t

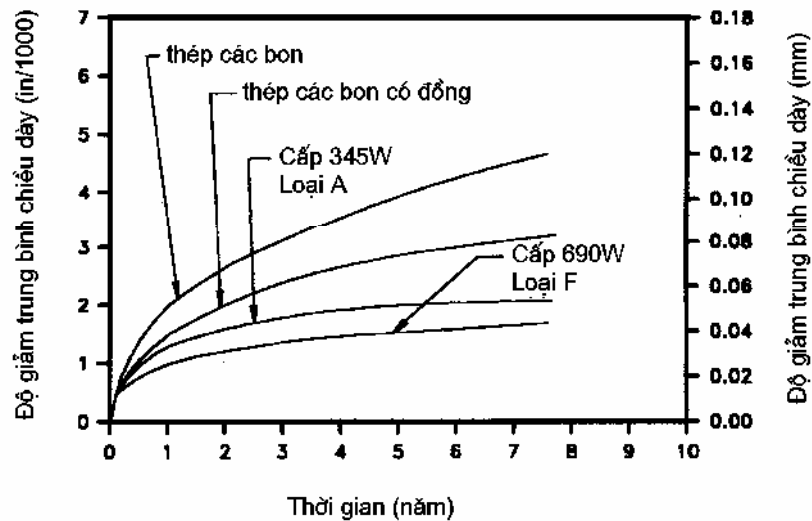
Thép h p kim th p c ng cao có th c gia công nhi t t c c ng ch y cao h n ($F_y = 485$ MPa). Thành ph n hoá h c cho các c p 345W và 485W là g n nh nhau. Vì c x lý nhi t (tôi thép) làm thay i c u trúc vi mô c a thép và làm t ng c ng , r n và dai.

S gia công nhi t làm i m ch y c a thép d ch chuy n cao lên nh cho th y trong hình 1.5. Có m t s chuy n ti p rõ r t t ng x àn h i sang ng x quá àn h i. C ng ch y c a các thép này th ng c xác nh giã n b ng 0,5% d i tác d ng c a t i tr ng ho c giã n b ng 0,2% theo nh ngh a bù (xem hình 1.5).

Thép h p kim th p c gia công nhi t có th hàn, tuy nhiên ch thích h p cho t m. S c kháng g trong không khí c a chúng là gi ng nh thép h p kim th p c ng cao.



Hình 1.5 Các ứng dụng công nghệ sản xuất bê tông cốt thép trong môi trường công nghiệp



Hình 1.6 Các ứng dụng công nghệ cho môi trường thép trong môi trường công nghiệp

Thép hợp kim gia công nhiệt độ cao

Thép hợp kim là loại thép có thành phần hoá học không phải chỉ trong thép hợp kim thông thường. Phương pháp gia công nhiệt độ cao nhất những chất chống oxy hóa trong thép hợp kim thông thường thành phần khác nhau của các nguyên tố hợp kim làm phát triển công nghệ cao hơn ($F_y = 690$ MPa) và tính dai lớn hơn nhiệt độ thấp.

ng cong g trong không khí i v i các thép h p kim (c p 690) c cho trong hình 1.6 và th hi n s c kháng g t t nh t trong b n c p thép.

ây, c ng ch y c ng c xác nh giã b ng 0,5% d i tác d ng c a t i tr ng ho c giã b ng 0,2% theo nh ngh a bù nh miê u t trong hình 1.5. Khi xem xét ng cong ng su t-bi n d ng y trong hình 1.4, rõ ràng các thép c gia công nhi t t c ng ch u kéo d ng chớp và ng su t gi m nhanh h n so v i thép không c x lý nhi t. d o th p h n này có th gây ra v n trong m t s tình hu ng khai thác và, do v y, c n ph i th n tr ng khi s d ng thép gia công nhi t.

1.3.5 nh h ng c a ng su t l p (s m i)

Khi thi t k k t c u c u thép, ng i thi t k ph i nh n th c c nh h ng c a ng su t l p. Xe c i qua b t k v trí xác nh nào u l p i l p l i theo th i gian. Trên ng cao t c xuyên qu c gia, s chu k ng su t l n nh t có th h n m t tri u l n m i n m.

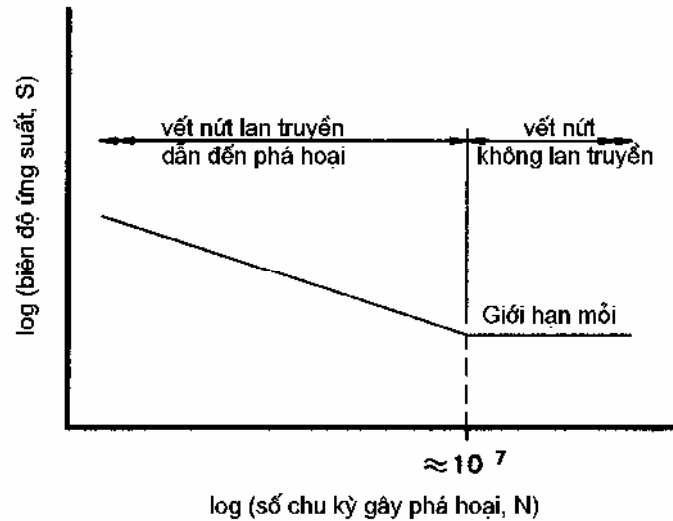
Các ng su t l p này c gây ra b i t i tr ng s d ng và giá tr l n nh t c a ng su t trong thép c b n c a m t c t ngang nào ó s nh h n so v i c ng c a v t li u. Tuy nhiên, n u có hi n t ng t ng ng su t do s không liên t c v v t li u ho c v hình h c, ng su t t i n i giã o n có th d dàng l ng p hai ho c ba l n ng su t c tính toán t t i tr ng s d ng. Ngay c khi ng su t cao này tác d ng không liên t c, n u nó l p i l p l i nhi u l n thì h h ng s tích lu , v t n t s hình thành và s phá ho i c u ki n có th x y ra.

C ch phá ho i này, bao g m bi n d ng và s phát tri n v t n t d i tác ng c a t i tr ng s d ng, mà n u t b n thân nó thì không gây ra phá ho i, c g i là m i. Thép b m i khi ch u m c ng su t trung bình nh ng l p l i nhi u l n. M i là m t t xác áng mô t hi n t ng này.

Xác nh c ng m i

C ng m i không ph i là m t h ng s v t li u nh c ng ch y hay mô un àn h i. Nó ph thu c vào c u t o c th c a m i n i và, th c t , ch có th c xác nh b ng th c nghi m. Vì h u h t các v n t p trung ng su t do s không liên t c v hình h c và v t li u có liên quan n liên k t hàn nên h u h t các thí nghi m v c ng m i c th c hi n trên các lo i m i hàn.

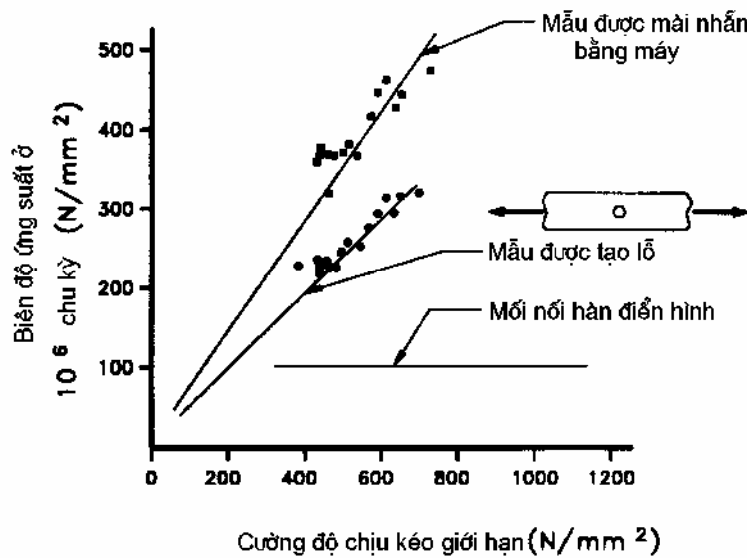
Quá trình thí nghi m i v i m i liên k t hàn là cho m t lo t m u ch u m t biên ng su t S nh h n c ng ch y c a thép c b n và l p l i ng su t này v i N chu k cho t i khi liên k t phá ho i. Khi gi m biên ng su t, s chu k l p d n n phá ho i t ng lên. K t qu thí nghi m th ng c bi u di n b ng bi u quan h gi a $\log S$ và $\log N$. M t bi u $S-N$ i n cho mô t liên k t hàn c cho trong hình 1.7. T i m t i m b t k trên bi u , giá tr ng su t là c ng m i và s chu k là tu i th m i t i m c ng su t ó. Chú ý r ng, khi biên ng su t gi m t i m t giá tr c tr ng, s chu k ng su t có th t ng không gi i h n mà không gây ra phá ho i. ng su t gi i h n này c g i là gi i h n m i c a liên k t.



Hình 1.7 Biện đồ S-N điển hình cho các mối hàn

nh hình học các góc cavtliuc b n

Các mối hàn các bộ phận không hàn theo các chu kỳ kéo cavtliuc b n. Các mối hàn này có biểu diễn trên hình 1.8 cho các mẫu tròn và mẫu có lỗ. Tuy nhiên, thép các loại cao cấp sử dụng trong các cấu kiện hàn thì không có sự khác biệt trong các mối hàn.



Hình 1.8 Các mối hàn so sánh về tính chất

Sự khác biệt khác nhau trong ngành này là vì trong vật liệu không hàn, vết nứt phát triển, trong khi các mối hàn, vết nứt đã có sẵn và tốc độ chúng chỉ chậm phát triển. Các vết nứt phát triển ở vật liệu không hàn thay đổi nhiều theo các chu kỳ kéo; do đó, các mối hàn không phụ thuộc vào loại thép liên kết.

nhân công suất

Nói chung, mặt hàn sẽ không có gì mà công suất nên có thể thi công, công suất đã sẵn có trong liên kết. Nếu mặt chịu công suất có biên độ S tác động thì biên độ công suất thực tế sẽ là $\sigma_r \pm S$ và biên độ công suất danh nghĩa là S . Do đó, có thể biểu diễn ứng suất cực đại của mặt hàn chấp thuận vào biên độ công suất, không cần biết công suất tải trọng và hình thức kết cấu. Trong Tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN 272-05, mặt nối tiếp sẽ được xem xét chấp thuận vào biên độ công suất và công suất đã cho qua.

Nhân xét kết luận về mặt

Mặt là nguyên nhân phổ biến nhất gây phá hoại thép, chủ yếu là do vận hành không chính xác trong giai đoạn thi công. Sự chú ý thích đáng vì các loại hàn kín và cắt đứt chi tiết công nghệ hiện đại về các yêu cầu thiết kế công có thể loại trừ hầu hết các vết nứt phá hoại, trong khi số lượng các nhân tố này có thể dẫn đến thảm họa.

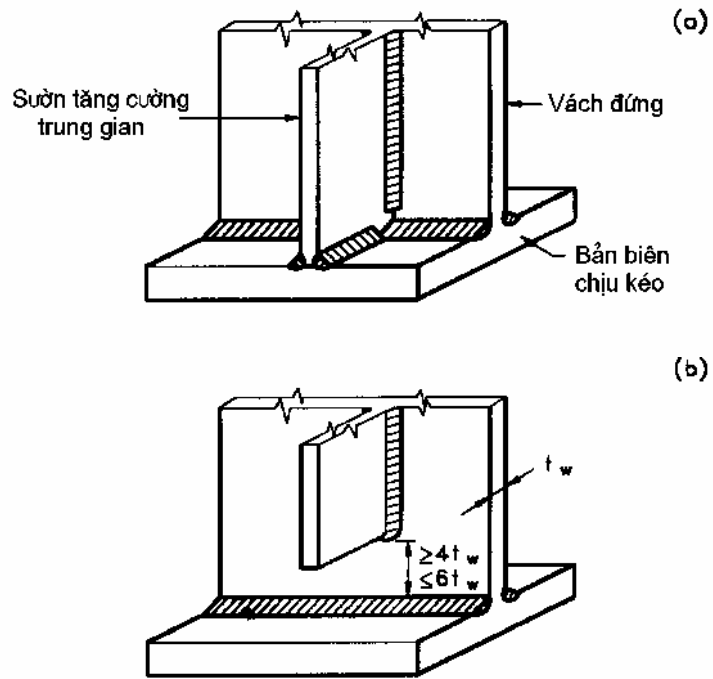
1.3.6 Sự phá hoại giòn

Một kết cấu thép chịu tải trọng động 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 công suất tải trọng thấp. Khi có ứng suất động, 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 công suất kéo ba trục có thể xuất hiện mặt khe, rãnh trong mặt bích phần hoặc do sự không liên tục bên trong trong mặt liên kết hàn.

Phá hoại giòn còn có thể xảy ra do nhiệt môi trường thấp. Thép công trình thường có tính dẻo nhiệt trên 0°C nhưng chuyển thành giòn khi nhiệt độ giảm.

Liên kết hàn cần cắt đứt để tránh công suất kéo ba trục và khả năng phá hoại giòn. Một ví dụ là liên kết hàn của sàn tầng công nghiệp ngang trung gian ví dụ ghép. Trên đây, sàn tầng công nghiệp này thường có chiều cao lớn hơn chiều cao vách và hàn vào biên nén và biên kéo. Nếu sàn tầng công nghiệp hàn vào biên kéo như trong hình 1.9 thì sẽ bị ứng suất nén khi người ta đi theo bề mặt sinh ra công suất kéo ba trục trong vách, là điều kiện thuận lợi dẫn đến phá hoại giòn, đặc biệt khi người ta có sự giảm nhiệt hoặc có sự không hoàn hảo vật lý. Vì vậy, ngày nay, sàn tầng công nghiệp ngang không được phép hàn vào biên kéo.



Hình 1.9 Liên kết cột và sàn thép có sườn ngang trung gian vào dầm ghép
(a) Cột không úng, (b) Cột úng

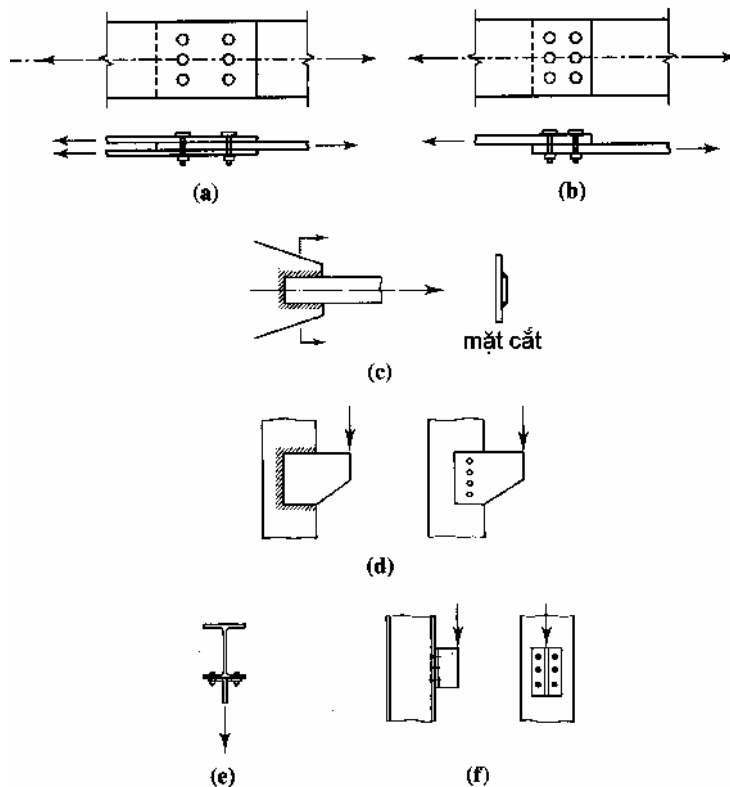
Chương 2 LIÊN KẾT TRONG KẾT CẤU THÉP

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

Liên kết dính là một thuật ngữ chung dùng để chỉ các loại liên kết có dạng thanh thép tròn xuyên qua lỗ của các bộ phận của liên kết. Như vậy, ảnh hưởng đến hình dáng, bu lông, bu lông căng cao, chốt... Các loại liên kết dính được áp dụng trong chương này là liên kết bu lông thông thường và liên kết bu lông căng cao.

Liên kết hàn có thể dùng cho các mối nối ngoài công trình như nói chung, chủ yếu sử dụng nối các bộ phận trong nhà máy.

Tuỳ theo trình tự lắp đặt, các liên kết được phân chia thành *liên kết nguội*, hay liên kết chủ yếu đúng tâm, và *liên kết chủ yếu lệch tâm*. Trong chương này, liên kết nguội trình bày trong các mục 2.1-2.7, liên kết chủ yếu lệch tâm được áp dụng trong mục 2.8.



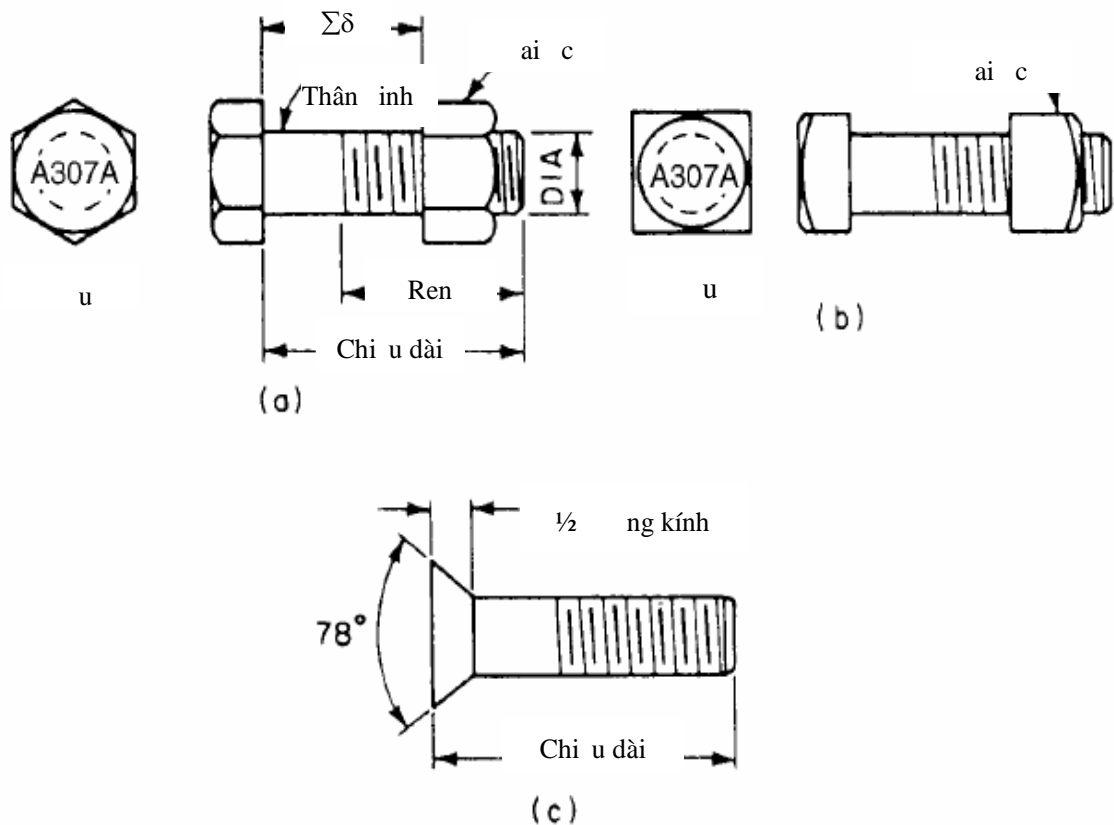
Hình 2.1

2.1 Cấu tạo liên kết bu lông

Bu lông có phân biệt giữa bu lông thông thường và bu lông cường độ cao

2.1.1 Bu lông thông thường

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



Hình 2.2. Bu lông thép ít cacbon A307 cấp A. a. đầu bu lông do nhà sản xuất quy định hình lục giác; b. đầu bu lông do nhà sản xuất quy định hình vuông; c. đầu bu lông chìm.

2.1.2 Bu lông cường độ cao

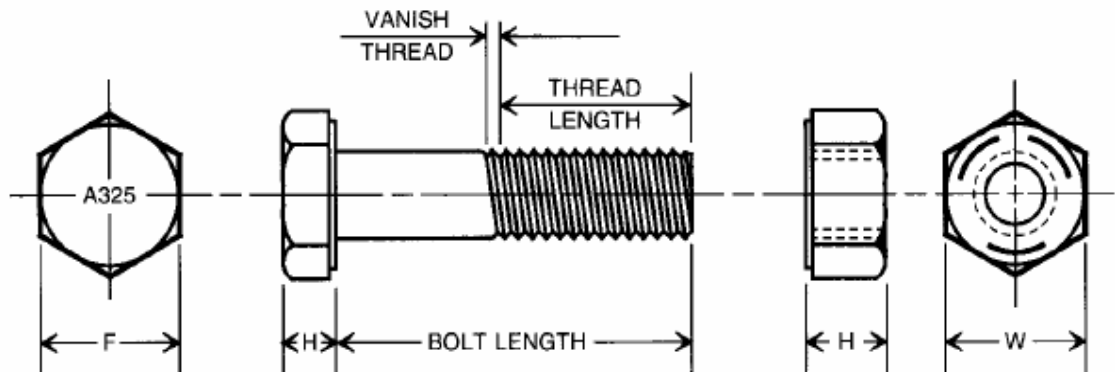
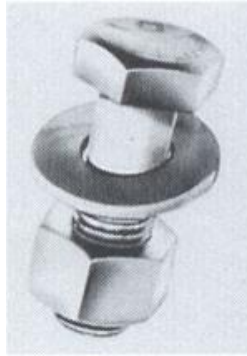
Bu lông cường độ cao phải có cường độ kéo nhỏ nhất 830 MPa cho các đường kính $d = 16 \div 27$ mm và 725 MPa cho các đường kính $d = 30 \div 36$ mm. Bu lông cường độ cao có thể dùng trong các liên kết chịu moment hoặc liên kết chịu ép moment. Liên kết chịu ép moment chịu tải trọng lớn hơn nhưng gây biến dạng lớn khi chịu tải trọng suất tải đầu nên chỉ dùng trong những trường hợp đặc biệt. Trong các trường hợp này, bu lông chịu ép moment không cho dùng cho các liên kết chịu tải trọng suất tải đầu.

Liên kết bu lông cường độ cao chịu moment chỉ dùng trong kết cấu chịu tải trọng tĩnh hoặc xuyên suốt tải trọng động hoặc khi cần tránh biến dạng trượt cam ẩn.

Liên kết bu lông căng cao chịu áp suất cao dùng hạn chế cho các bộ phận chịu ứng suất mỏi và cho các bộ phận thay thế.

Trong xây dựng cầu, các liên kết bu lông căng cao và liên kết hàn đều có thể sử dụng cho các mối nối ngoài công trình song liên kết bu lông căng cao được dùng là chủ yếu. Liên kết hàn chỉ sử dụng trong các liên kết thay thế, không chịu tải trọng, dùng liên kết các tấm thép chịu tải trọng cho các bộ phận không chịu tải trọng chính.

Trong thực tế, thường sử dụng hai loại bu lông căng cao A325 và A490 với ứng suất và tải trọng theo tiêu chuẩn ASTM như trên hình 2.2.



Hình 2.3 Bu lông căng cao

Bu lông C C A325 có thể bằng thép carbon. Các kích thước bu lông và ứng suất ren ren có thể tham khảo bảng 2.1

Bảng 2.1 Chiều dài ứng suất ren của bu lông C C

Chiều kính bu lông (mm)	Chiều dài ren danh định (mm)	Chiều dài ren (mm)	Chiều dài ứng suất ren (mm)
12.7	25.4	4.8	30.2
15.9	31.8	5.6	37.3
19.0	35.0	6.4	41.1
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	69.3
38.1	57.2	11.2	68.3

Trong các liên kết bu lông công cao chu ma sát, các bản nối ép vào nhau như xiết bu lông. Lực xiết bu lông cần lớn khi chu c t, ma sát giữa các bản thép khi ngưng ngưng l i s t r t. Liên kết chu ma sát yêu cầu bề mặt tiếp xúc của các bản nối phải làm sạch kỹ s n, d u m và các ch t b n. Công có thể dùng liên kết trong ổ bu lông ép m t, s d ch chuy n c a các b n n i c n g n c n b i thân bu lông.

Các kích thước bu lông không vượt quá các tr s trong bảng 2.1.

Bảng 2.2 Kích thước bu lông thông dụng

Đường kính bu lông	L chu n	L quá c	L ô van ng n	L ô van dài
d (mm)	đường kính	đường kính	R ng x Dài	R ng x Dài
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	26	30	26 x 33	26 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
30	33	38	33 x 40	33 x 75
36	39	44	39 x 46	39 x 90

L quá c có thể dùng trong mối nối liên kết bu lông công cao chu ma sát. Không dùng l quá c trong liên kết kẹp m t.

L ô van ng n có thể dùng trong mối nối liên kết chu ma sát hoặc ép m t. Trong liên kết chu ma sát, cần dài l ô van c dùng không cần chú ý n ph ng tác đ ng c a t i tr ng, nh ng trong liên kết chu ép m t, cần dài l ô van cần vuông góc v i ph ng tác đ ng c a t i tr ng.

L ô van dài chỉ c dùng trong mối nối liên kết chu ma sát và liên kết chu ép m t. L ô van dài có thể c dùng trong liên kết chu ma sát không cần chú ý n ph ng tác đ ng c a t i tr ng, nh ng trong liên kết chu ép m t, cần dài l ô van cần vuông góc v i ph ng tác đ ng c a t i tr ng.

Trong xây dựng c u, đường kính bu lông nhỏ nhất cho phép là 16 mm, tuy nhiên không c dùng bu lông đường kính 16 mm trong kết c u ch u l c chính.

2.1.3 Khoảng cách bu lông và khoảng cách t i mép

Vi c quy nh khoảng cách nh nh t, khoảng cách l n nh t giữa các bu lông cần g n h t bu lông t i mép c u k i n nh m nh ng m c ích khác nhau.

Khoảng cách nh nh t giữa các bu lông c quy nh nh m m b o khoảng cách tr ng giữa các ai c và không gian cần thi t cho thi công (xiết bu lông). Khoảng cách

nhấn nhớt bu lông t i mép c u ki n c quy nh nh m m c ích ch ng xé rách thép c b n.

Kho ng cách l n nh t gi a các bu lông c ng nh t bu lông t i mép c u ki n c quy nh nh m m b o m i n i ch t ch , ch ng m và ch ng l t b i c ng nh ch ng cong vênh cho thép c b n.

Các yêu c u c b n v kho ng cách bu lông và kho ng cách t i mép theo Tiêu chu n thi t k c u 22 TCN 272-05 c tóm t t nh sau:

Kho ng cách t i m t i m c a các bu lông (theo m i ph ng) không c nh h n 3d, v i d là ng kính c a bu lông.

Kho ng cách nh nh t t i m t i mép c u ki n (theo m i ph ng), là hàm c a kích th c bu lông và d ng gia công mép, c cho trong b ng 2.2. Kho ng cách t i m t i mép thanh (theo m i ph ng), nói chung, không c l n h n 8 l n chi u dày c a thanh n i m ng nh t và không c l n h n 125 mm.

Kho ng cách gi a các bu lông và kho ng cách t bu lông t i mép, ký hi u t ng ng là s và L_e , c minh ho trên hình 2.8.

Các i u kho n y và chi ti t v kho ng cách bu lông và kho ng cách t i mép có th c tham kh o trong Tài li u [2], m c 6.13.2.6.

B ng 2.3 Kho ng cách n mép thanh t i thi u (mm)

ng kính bu lông (mm)	Các mép c t	Các mép t m, b n hay thép hình c cán ho c các mép c c t b ng khí t
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46

2.2 Liên k t bu lông ch u c t: các tr ng h p phá ho i

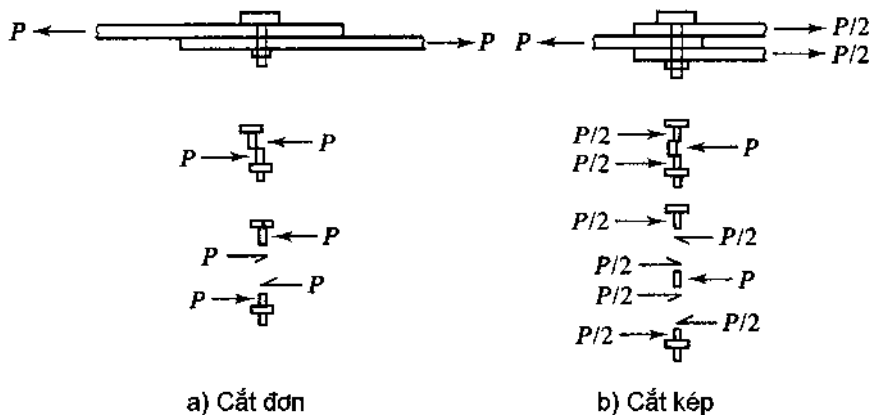
Tr c khi xem xét c ng các c p c tr ng c a bu lông, chúng ta c n nghi ên c u các tr ng h p phá ho i khác nhau có th x y ra trong li ên k t b ng bu lông ch u c t. Có hai d ng phá ho i ch y u: phá ho i c a bu lông và phá ho i c a b ph n c liên k t. Xét m i n i c bi u di n trong hình 2.3a. S phá ho i c a bu lông có th c gi thi t x y ra nh trong hình v . ng su t c t trung bình trong tr ng h p này s là

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi d^2 / 4}$$

trong đó, P là lực tác động lên một bu lông, A là diện tích mặt cắt ngang của bu lông và d là đường kính của nó. Lực tác động có thể viết là

$$P = f_v A$$

Mặc dù lực tác động trong trường hợp này không hoàn toàn ứng tâm nhưng lõi tâm là nhẵn và có thể bỏ qua. Liên kết trong hình 2.4b là một kết cấu phân tích cân bằng lực các phần của thân bu lông cho thấy rằng, mặt diện tích mặt cắt ngang chung của tất cả các phần, hay, hoàn toàn tương đương, có hai mặt cắt ngang tham gia chịu tải trong toàn phần. Trong trường hợp này, tải trọng là $P = 2f_v A$ và đây là trường hợp cắt kép (cắt hai mặt). Liên kết bu lông trong hình 2.3a chỉ viết một mặt cắt ngang vì liên kết chịu tải (cắt một mặt). Sự căng nhẵn bề dày vật liệu liên kết có thể làm tăng sự phân phối và làm giảm nhẵn lực tác động trên mặt cắt. Tuy nhiên, điều này sẽ làm tăng chi phí của bu lông và khi nào nó có thể chấp nhận.

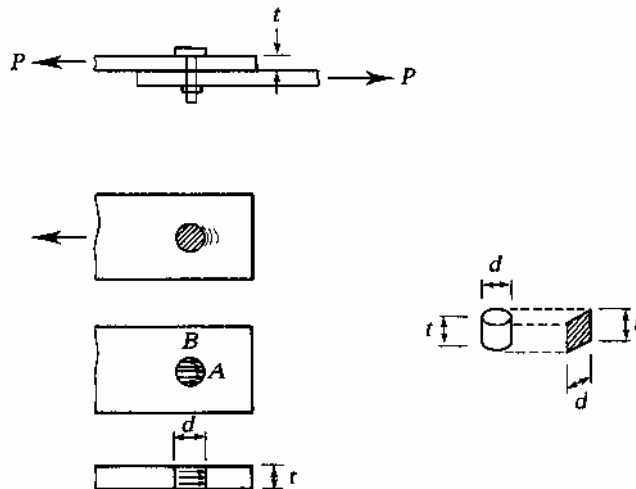


Hình 2.3 Các trường hợp phá hoại của bu lông

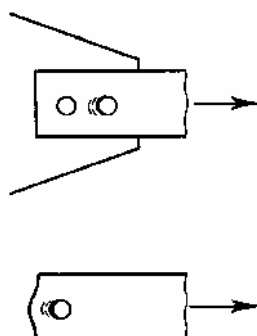
Các tình huống phá hoại khác trong liên kết chịu tải bao gồm sự phá hoại của các bộ phận liên kết và chúng chia thành hai trường hợp chính.

1. Sự phá hoại do kéo, cắt hoặc uốn lún trong các bộ phận liên kết. Nếu mặt cắt chịu tải chịu kéo của liên kết, lực kéo trên mặt cắt ngang nguyên và mặt cắt ngang chịu tải chịu kéo phải được kiểm tra. Theo quy định của liên kết và lực tác động, chúng có thể phân tích về cắt, kéo, uốn hoặc cắt khập. Việc thiết kế liên kết của mặt cắt chịu tải chịu kéo thường có tính hành song song với việc thiết kế chính của kết cấu vì hai quá trình phụ thuộc lẫn nhau.
2. Sự phá hoại của bộ phận liên kết do sự ép mọt gây ra bởi thân bu lông. Nếu bu lông rời khỏi một chút so với thân bu lông và bu lông có thể thì tải trọng lớn trong lõi thì khi chịu tải, sự tiếp xúc giữa bu lông và bộ phận liên kết sẽ xảy ra trên khoen mọt của chu vi của bu lông (hình 2.4). Nếu sự phân bố tải trọng không đồng đều thì tải trọng không đồng đều; ngược lại, mặt trung bình, tính bằng lực tác động chia cho diện tích tiếp xúc, sẽ đồng đều.

Do vậy, ứng suất ép m t s c tính là $f_p = P/(dt)$, v i P là l c tác d ng lên bu lông, d là ng kính bu lông và t là b dày c a b ph n b ép m t. L c ép m t, t ó, là $P = f_p dt$.



Hình 2.4 S ép m t c a bu lông lên thép c b n



Hình 2.5 Ép m t bu lông g n u c u ki n ho c g n m t bu lông khác

V n ép m t có th ph c t p h n khi có m t m t bu lông g n ó ho c khi g n m ép u c u ki n theo ph ng ch u l c nh c mi u t trên hình 2.5. Kho ng cách gi a các bu lông và t bu lông t i m ép s có nh h ng n c ng ch u ép m t.

2.3 C ng ch u ép m t

C ng ch u ép m t không ph thu c vào lo i bu lông vì ng su t c xem xét là trên b ph n c liên k t ch không ph i trên bu lông. Do v y, c ng ch u ép m t c ng nh các yêu c u v kho ng cách bu lông và kho ng cách t i m ép u c u ki n, là nh ng i l ng không ph thu c vào lo i bu lông, s c xem xét tr c khi bàn v c ng ch u c t và ch u kéo c a bu lông.

Các quy định của Tiêu chuẩn AISC và các quy định chi tiết về các yêu cầu thiết kế của bộ phận kết nối cao cấp là các quy định của tiêu chuẩn RCSC, 2000 (Hiệp hội nghiên cứu và liên kết trong kỹ thuật). Phần trình bày sau đây giới thiệu các đặc điểm của các công thức cho các quy định chi tiết trong Tiêu chuẩn AISC và các quy định AASHTO LRFD.

Một trường hợp phá hoại có thể xảy ra do ép mặt là sự xé rách tấm thép liên kết như minh họa trên hình 2.6a. Nếu một trường hợp phá hoại lý tưởng hoá như biểu diễn trên hình 2.6b thì tải trọng phá hoại trên một đơn vị chiều rộng của tấm thép phá hoại có thể nhân với diện tích chịu tải, hay

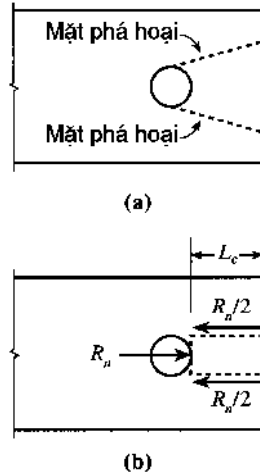
$$\frac{R_n}{2} = 0,6F_u L_c t$$

Trong đó

- $0,6F_u$ ứng suất phá hoại của các tấm thép liên kết
- L_c khoảng cách từ mép lỗ tới mép của tấm thép liên kết
- t chiều dày của các tấm thép liên kết

Công thức tổng quát là

$$R_n = 2(0,6F_u L_c t) = 1,2F_u L_c t \tag{2.1}$$



Hình 2.6 Sơ đồ xé rách tấm thép của các tấm liên kết

Sự xé rách này có thể xảy ra tại mép của tấm thép liên kết, như trong hình vẽ, hoặc giữa hai lỗ theo phương chịu tải. Ứng dụng của biểu đồ ứng suất biến dạng quá tải này, một giới hạn trên của tải trọng ép mặt cho bởi công thức 2.1. Giới hạn trên này là tải trọng chịu tải của diện tích chịu tải và ứng suất phá hoại, hay

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

Trong đó

- C hệ số
- D đường kính bu lông
- T chiều dày của tấm thép liên kết

Tiêu chuẩn AISC sử dụng công thức 2.1 cho các ứng dụng ép m t v i gi i h n trên c cho b i công th c 2.2. Nếu có bi n d ng l n, mà i u này th ng x y ra, thì C c l y b ng 2,4. Giá tr này t ng ng v i gi i n dài c a l b ng kho ng ¼ inch. Nh v y

$$R_n = 1,2F_u L_c t \leq 2,4dtF_u$$

Theo Tiêu chuẩn thi t k c u 22 TCN 272-05 (c ng nh AASHTO LRFD), c ng ch u ép m t c a liên k t bu lông, v b n ch t, c xác nh trên c s phân tích trên. Tuy nhiên, quy nh v các tr ng h p c a s c kháng ép m t danh nh th hi n khác bi t v hình th c, c th nh sau:

i v i các l chu n, l quá c , l ô van ng n ch u tác d ng l c theo m i ph ng và l ô van dài song song v i ph ng l c tác d ng:

- Khi kho ng cách t nh gi a các l bu lông không nh h n $2d$ và kho ng cách t nh n u thanh không nh h n $2d$:

$$R_n = 2,4.d.t.F_u \tag{2.3}$$

- Khi kho ng cách t nh gi a các l bu lông nh h n $2d$ ho c kho ng cách t nh n u thanh nh h n $2d$:

$$R_n = 1,2.L_c.t.F_u \tag{2.4}$$

i v i các l ô van dài vuông góc v i ph ng l c tác d ng:

- Khi kho ng cách t nh gi a các l bu lông không nh h n $2d$ và kho ng cách t nh n u thanh không nh h n $2d$:

$$R_n = 2,0.d.t.F_u \tag{2.5}$$

- Khi kho ng cách t nh gi a các l bu lông nh h n $2d$ ho c kho ng cách t nh n u thanh nh h n $2d$:

$$R_n = L_c.t.F_u \tag{2.6}$$

trong ó,

L_c kho ng cách tr ng, theo ph ng song song v i l c tác d ng, t mép c a l bu lông t i mép c a l g n k ho c t i mép c a c u ki n

t chi u dày c u ki n c liên k t

d ng kính bu lông

F_u ng su t kéo gi i h n c a c u ki n c liên k t (không ph i c a bu lông)

Trong tài li u này, bi n d ng c xem xét là trên góc thi t k . C ng ch u ép m t tính toán c a m t bu lông n, do v y, có th c tính b ng ϕR_n , v i ϕ là h s s c kháng i v i ép m t c a bu lông lên thép c b n

$$\phi = 0,75 \quad \text{theo AISC}$$

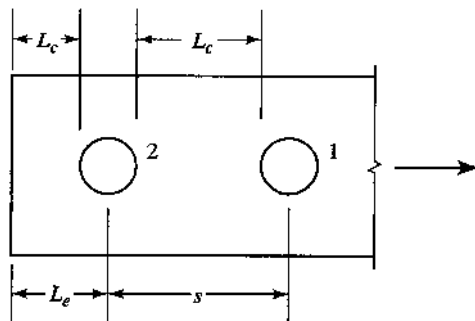
$$\phi = 0,80 \quad \text{theo AASHTO LRFD (1998)}$$

trong ó,

L_c khoảng cách trung, theo phương song song với trục tác động, từ mép của bu lông tới mép của gân kết hợp với mép của cùi n

t chiều dày của cùi n kết

F_u ứng suất kéo giới hạn của cùi n kết (không phải của bu lông)



Hình 2.7

Hình 2.7 mô tả khoảng cách L_c . Khi tính toán ứng suất ép mết cho một bu lông, sử dụng khoảng cách từ bu lông này đến bu lông liền kề hoặc đến mép theo phương trục tác động vào cùi n liên kết. Vị trí này được thể hiện trong hình vẽ, là ứng suất tác động trên phần bên trái của mặt l . Do vậy, ứng suất cho bu lông 1 sẽ tính với L_c bằng khoảng cách giữa hai mép l và ứng suất cho bu lông 2 sẽ tính với L_c bằng khoảng cách từ mép của cùi n kết.

Cho các bu lông gần mép, dùng $L_c = L_e - h/2$. Cho các bu lông khác, dùng $L_c = s - h$, trong đó

- L_e khoảng cách từ tâm l tới mép
- s khoảng cách từ tâm tới tâm của l
- h chiều cao của l

Khi tính khoảng cách L_c , cần sử dụng chiều cao h thực tế (tức là chiều cao h $\geq 1/16$ inch so với chiều cao danh định của bu lông, theo AISC)

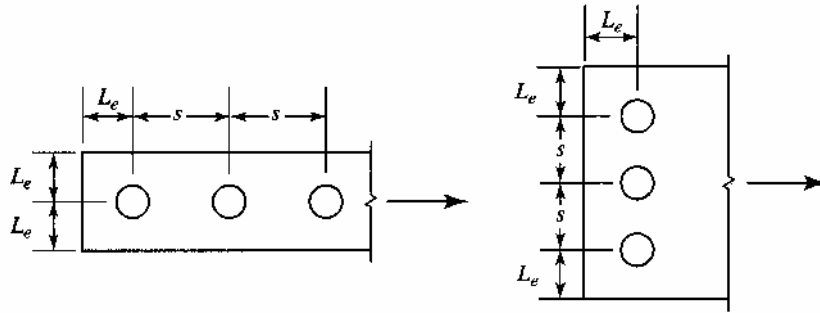
$$h = d + \frac{1}{16} \text{ in.}$$

hay ngắn gọn

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

Khoảng cách bu lông và khoảng cách từ mép

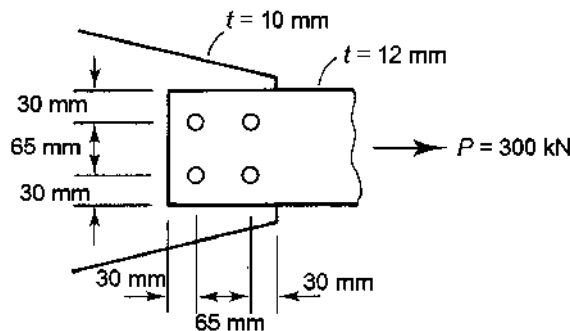
Yêu cầu về khoảng cách từ mép tới các bu lông và từ bu lông tới mép có liên quan đến các yêu cầu về khoảng cách giữa các bu lông và từ bu lông tới mép, ký hiệu từ khoảng cách là s và L_e , được minh họa trên hình 2.8.



Hình 2.8 Hình ảnh các khoảng cách bu lông và khoảng cách t i mép

VÍ D 2.1

Kiểm tra ứng suất ép m t, khoảng cách giữa các bu lông và khoảng cách t i mép i v i liên kết c cho trong hình 2.9. Số lượng bu lông ASTM A307, đường kính 20 mm, thép kỹ thuật M270 cấp 250, mép c u ki n d ng cán. Lực kéo có h s b ng 300 kN.



Hình 2.9 Hình cho ví d 2.1

L i gi i

Thép kỹ thuật M270 cấp 250 có ứng suất kéo $F_u = 400$ MPa

Kiểm tra các khoảng cách

Khoảng cách th c t giữa các bu lông = 65 mm > 3d = 60 mm (khoảng cách nh nh t)

Khoảng cách th c t t i mép = 30 mm > 26 mm (khoảng cách nh nh t, b ng 2.2)

đường kính l bu lông tính ép m t

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

Kiểm tra ứng suất c trên thanh kéo và trên b n nút

a) C ng ch u ép m t c a thanh kéo

L g n mép

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 30 - \frac{22}{2} = 19 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}$$

Công suất ép m t danh nh c tính theo công th c 2.4

$$R_n = 1,2L_c t F_u = 1,2 \cdot 19 \cdot 12 \cdot 400 = 109440 \text{ N} = 109,44 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0,8 \cdot 109,44 = 87,552 \text{ kN}$$

L khác

$$L_c = s - h = 65 - 22 = 43 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}$$

Công suất ép m t danh nh c tính theo công th c 2.3

$$\phi \cdot (2,4dtF_u) = 184,320 \text{ kN}$$

Công suất ép m t i v i c u ki n ch u kéo là

$$\phi R_n = 2 \cdot (87,552) + 2 \cdot (184,320) = 743,744 \text{ kN}$$

b) Công suất ép m t c a b n nút

L g n mép

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 30 - \frac{22}{2} = 19 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}$$

Công suất ép m t danh nh c tính theo công th c 2.4

$$\phi R_n = 0,8 \cdot 1,2L_c t F_u = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 19 \cdot 10 \cdot 400 = 72960 \text{ N} = 72,96 \text{ kN}$$

L khác

$$L_c = s - h = 65 - 22 = 43 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}$$

Công suất ép m t danh nh c tính theo công th c 2.3

$$\phi \cdot (2,4dtF_u) = 0,8 \cdot 2,4 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 400 = 153600 \text{ N} = 153,60 \text{ kN}$$

Công suất ép m t i v i b n nút là

$$\phi R_n = 2 \cdot (72,96) + 2 \cdot (153,60) = 453,12 \text{ kN}$$

áp s

Công suất ép m t c a b n nút là quy t nh.

$$\phi R_n = 453,12 \text{ kN} > 300 \text{ kN} \quad \text{m b o c ng}$$

Kho ng cách bu lông và kho ng cách t i mép trong ví d 2.1 là gi ng nhau i v i c u ki n ch u kéo và b n nút. Ch có chi u dày c a chúng là khác nhau, do ó c n ki m tra b n nút. Trong nh ng tr ng h p th này, ch c n ki m tra c u ki n m ng h n. N u các kho ng cách t i mép là khác nhau thì ph i ki m tra c c u ki n ch u kéo và b n nút.

2.4 Cường độ chịu cắt của bu lông

Bu lông thường khác với bu lông cường độ cao không chỉ các thuộc tính cơ bản vật lý mà còn chỉ về cách tính toán của bu lông không có tính toán. Bu lông thường quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế của 22 TCN 272-05 là bu lông ASTM A307.

Sức kháng cắt danh nghĩa của bu lông cường độ cao TTGH quy định trong các mã số mà không cách gì các bu lông xa nhau song song với phương tải tác động như hình 1270 mm có thể như sau:

Khi cường độ ren ren không vượt quá mức cho phép

$$R_n = 0,48A_b F_{ub} N_s \tag{2.7}$$

Khi cường độ ren vượt quá mức cho phép

$$R_n = 0,38A_b F_{ub} N_s \tag{2.8}$$

trong đó:

A_b diện tích bu lông theo đường kính danh nghĩa (mm^2),

F_{ub} cường độ chịu kéo danh nghĩa của bu lông (MPa), và

N_s số lượng bu lông

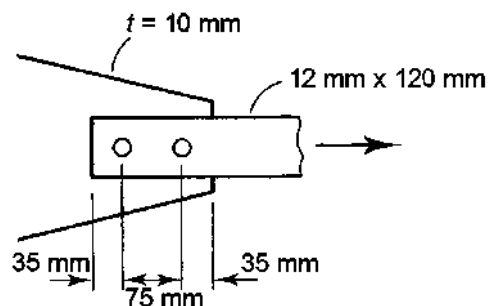
Sức kháng cắt danh nghĩa của bu lông trong các mã số dài hơn 1270 mm có thể bằng 0,80 lần trị số tính theo các công thức 2.7 hoặc 2.8.

Sức kháng cắt danh nghĩa của bu lông thường ASTM A307 được xác định theo công thức 2.8. Khi bề dày tấm bản lề của tấm bu lông A307 lớn hơn 5 lần đường kính, sức kháng danh nghĩa sẽ giảm 1,0% cho mỗi 1,50 mm lớn hơn 5 lần đường kính.

Sức kháng cắt có hiệu lực 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 (bảng 1.1).

VÍ D 2.2

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



Hình 2.10 Hình cho ví dụ 2.2

L i g i i

Liên kết có thể coi là liên kết ngàm và các bu lông có thể xem là chủ lực nh nhau. Trong suốt các trường hợp, sự là thụ tin khi xác định các ng v i m t bu lông r i, sau đó, nhân v i t ng s bu lông.

a) Tính sức kháng cắt

Bu lông ASTM A307 có cường độ kéo nh nh t $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$

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 m t bu lông tính theo công thức 2.8

$$R_n = 0,38A_bF_{ub}N_s = 0,38.314.420.1 = 50114 \text{ N} = 50,114 \text{ kN}$$

Sức kháng cắt có sẵn của hai bu lông là

$$\phi R_n = 0,65.2.50,114 = 65,149 \text{ kN}$$

b) Tính sức kháng ép m t

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

ng kính lỗ bu lông tính ép m t $h = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$

Kiểm tra ép m t trên b n nút (b n m ng h n).

L sát mép b n nút

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 35 - \frac{22}{2} = 24 \text{ mm} < 2d = 40 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,8.(1,2L_c t F_u) = 0,8.1,2.24.10.400 = 92160 \text{ N} = 92,16 \text{ kN}$$

L khác

$$L_c = s - h = 75 - 22 = 53 \text{ mm} > 2d = 40 \text{ mm}$$

$$\phi.(2,4d t F_u) = 0,8.2,4.20.10.400 = 153600 \text{ N} = 153,60 \text{ kN}$$

Cường độ ép m t i v i b n nút là

$$\phi R_n = 92,16 + 153,60 = 245,76 \text{ kN}$$

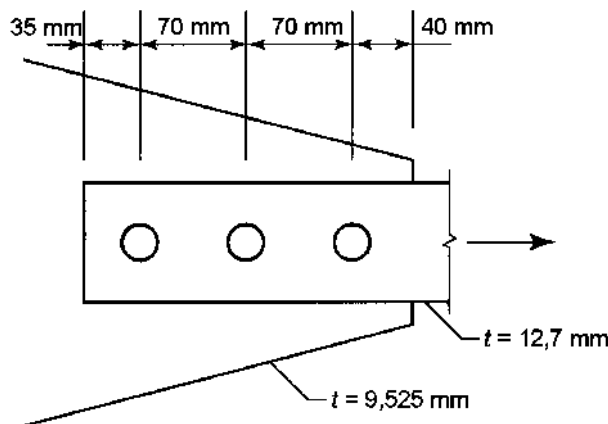
Cường độ ép m t (245,76 kN) lớn hơn cường độ cắt (65,149 kN). Như vậy, sức kháng cắt của bu lông quy định nh c ng liên kết.

$$\phi R_n = 65,149 \text{ kN}$$

áp s Xét về cắt và ép m t, cường độ thi t k của liên kết là 65,149 kN (chú ý rằng, m t s TTGH khác còn ch a c kiểm tra c ng nh c ng chịu kéo của m t c t thanh gi m y u, th c t có thể quy t nh c ng thi t k).

VÍ D 2.3

Hãy xác định các ứng suất thiết kế của liên kết cho trong hình 2.11 theo cốt bu lông, ép mọt thép c b n và các ứng suất chịu kéo của thép c b n. Bu lông có đường kính 22 mm, bằng thép A325, ứng suất ren không vượt quá giới hạn chảy của thép A325. Sử dụng thép M270M, cấp 345 cho các thành phần.



Hình 2.11 Hình cho ví dụ 2.3

L i g i

a) Tính sức kháng kéo:

Tính cho một bu lông

Bu lông ASTM A325 có ứng suất chịu kéo danh định $F_{ub} = 830 \text{ MPa}$

Diện tích mặt cắt ngang bu lông $A_b = \frac{\pi d^2}{4} = 380 \text{ mm}^2$

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

Sức kháng cắt danh định của một bu lông tính theo công thức 2.7

$$R_n = 0,48 A_b F_{ub} N_s = 0,48 \cdot 380 \cdot 830 \cdot 1 = 151392 \text{ N} = 151,392 \text{ kN}$$

Sức kháng cắt có hệ số của một bu lông là

$$\phi R_n = 0,8 \cdot 151,392 = 121,11 \text{ kN}$$

Sức kháng cắt có hệ số của ba bu lông là

$$\phi R_n = 3 \cdot 121,11 = 363,33 \text{ kN}$$

b) Tính sức kháng ép mọt

Thép kết cấu M270 cấp 345W có ứng suất chịu kéo $F_u = 450 \text{ MPa}$

đường kính lỗ bu lông tính ép mọt $h = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$

Kiểm tra ép mọt cho các thanh kéo và bản nút.

Kiểm tra ép m t cho thanh kéo

L sát mép

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 35 - \frac{24}{2} = 23 \text{ mm} < 2d = 44 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,8.1,2L_c t F_u = 0,8.1,2.23.12,7.450 = 126187 \text{ N} = 126,187 \text{ kN}$$

Các l khác

$$L_c = s - h = 70 - 22 = 48 \text{ mm} < 2d = 44 \text{ mm}$$

$$\phi.(2,4dtF_u) = 0,8.2,4.22.12,7.450 = 241402 \text{ N} = 241,402 \text{ kN}$$

C ng ch u ép m t i v i c u ki n ch u kéo là

$$\phi R_n = 126,187 + 2.(241,402) = 709 \text{ kN}$$

Kiểm tra ép m t cho b n nút

V i l sát mép b n nút

$$L_c = L_e - \frac{h}{2} = 40 - \frac{24}{2} = 28 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,8.(1,2L_c t F_u) = 0,8.1,2.28.9,525.450 = 115214 \text{ N} = 115,214 \text{ kN}$$

V i các l khác

$$\phi R_n = 0,8.(2,4dtF_u) = 0,8.2,4.22.9,525.450 = 181051 \text{ N} = 181,051 \text{ kN}$$

C ng ch u ép m t i v i b n nút là

$$\phi R_n = 115,214 + 2.(181,051) = 477,316 \text{ kN}$$

Nh v y, c ng ch u ép m t c a b n nút là kh ng ch

$$\phi R_n = 477,316 \text{ kN}$$

c) Kiểm tra c ng ch u kéo c a thanh kéo

V i m t c t nguyên:

Di n tích m t c t nguyên c a thanh kéo là

$$A_g = t w_g = 12,7.75 = 952,5 \text{ mm}^2$$

S c kháng ch y có h s c xác nh theo công th c 3.1 v i $\phi_y = 0,95$

$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0,95.345.952,5 = 312,182 \text{ kN}$$

V i m t c t h u hi u (gi m y u b i l bu lông)

Di n tích m t c t th c h u hi u A_e c a thanh kéo c tính theo công th c 3.3

$$A_e = U A_n$$

ây, liên kết ch ul c u nên $U = 1,0$. Nh v y

$$A_e = A_n = t(w_g - h) = 12,7 \cdot (75 - 24) = 647,7 \text{ mm}^2$$

S c kháng kéo t có h s c xác nh theo công th c 3.2 v i $\phi_u = 0,80$

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0,8 \cdot 450 \cdot 647,7 = 233,172 \text{ kN}$$

Nh v y, c ng thanh kéo c quy t nh b i s c kháng kéo t, b ng 233,172 kN.

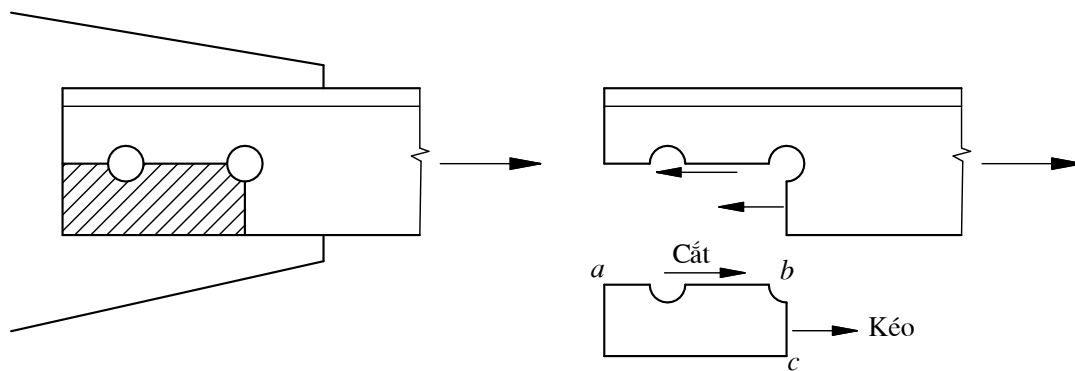
áp s

C ng thanh kéo (233,172 kN) nh h n c ng ch u c t c a các bu lông (363,33 kN) và c ng ch u ép m t c a các b n n i (477,316 kN). V y, c ng thi t k c a liên k t là 233,172 kN.

C t kh i

V i các m i n i ch u kéo thông th ng khi t i n hành thí nghi m ta th y có m t ph n ho c m t “kh i” v t li u (c a b n nút ho c c a c u ki n ch u kéo) có th b xé rách. Ví d nh c u ki n ch u kéo là thép góc không u cánh hình sau là mô t hi n t ng này và ta g i ó là hi n t ng c t kh i. Trong hình v ph n c g ch chéo có xu h ng b phá ho i theo m t ch u c t d c ab và phá ho i theo m t ch u kéo ngang bc .

Quá trình này khi tính toán ta s d a trên gi thi t r ng trong hai m t phá ho i thì m t m t s t n c ng phá ho i và m t kia t n c ng ch y. i u này có ngh a là n u phá ho i x y ra trên m t ch u c t thì m t ch u kéo s t n gi i h n ch y ho c n u phá ho i x y ra trên m t ch u kéo thì m t ch u c t s t n gi i h n ch y. C hai m t ch u kéo và ch u nén này s t o nên s c kháng c t kh i, hay s c kháng c t kh i là t ng s c kháng c a hai m t ch u kéo và ch u c t.



Hình 2.12 : Phá ho i do c t kh i

Xác nh s c kháng c t kh i:

- N u $A_{tn} < 0,58A_{vn}$ thì phá ho i x y ra trên m t ch u kéo m t ch u c t lúc ó t n gi i h n ch y và s c kháng c t kh i danh nh c tính nh sau:

$$P_{nbs} = 0,58F_y A_{vg} + F_u A_{tm}$$

- Nếu $A_{tn} < 0,58A_{vn}$ thì phá hoại xảy ra trên mặt chịu cắt, mặt chịu kéo lúc đó tính nhĩng nhĩng và sức kháng cắt khi danh nhĩng cĩ tính nhĩng sau:

$$P_{nbs} = 0,58F_u A_{vn} + F_y A_{tg}$$

Sức kháng cắt khi tính toán cĩ tính nhĩng sau:

$$P_{rbs} = \phi_{bs} P_{nbs}$$

Trong ó:

P_{nbs} : Sức kháng cắt khi danh nhĩng

P_{rbs} : Sức kháng cắt khi tính toán

ϕ_{bs} : Hệ số sức kháng cắt khi ($\phi_{bs} = 0,8$)

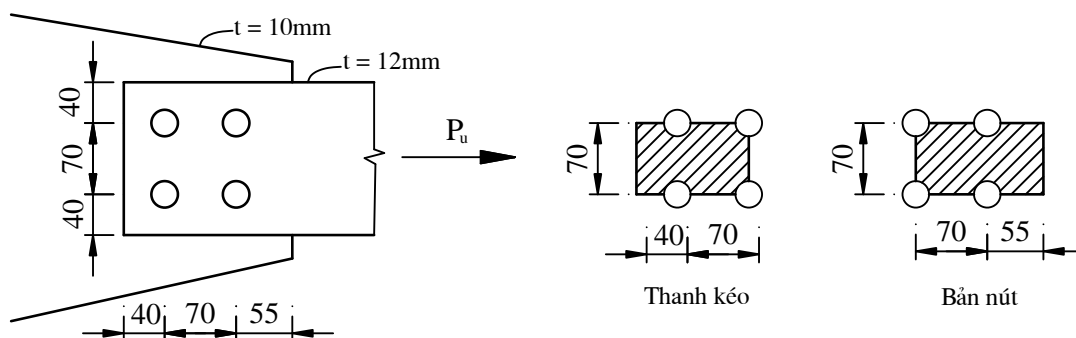
A_{vg} : Diện tích nguyên chĩng cĩ

A_{vn} : Diện tích thĩng chĩng cĩ

A_{tg} : Diện tích nguyên chĩng kĩng

A_m : Diện tích thĩng chĩng kĩng

VÍ D 2.4 Cho mĩng liên kĩng chĩng nhĩng hình vĩng. Tính đĩng tĩng nhĩng chĩng cĩ liên kĩng theo sức kháng cắt khi bĩng cĩ hai chĩng tĩng trĩng đĩng chĩng tĩng thép M270 cĩ p 345, bulĩng nhĩng kính $d = 22\text{mm}$ và lĩng đĩng cĩ hĩng TTGHC $P_u = 550\text{ kN}$



Hình 2.13 : Hình cho ví d 2.4

Phĩng hĩng đĩng cĩ thĩng xĩng nhĩng trĩng đĩng chĩng kĩng do ó ta phĩng tính toán sức kháng cắt khi trĩng đĩng thanh kĩng và bĩng nhĩng.

a. Trĩng thanh kĩng:

Diện tích thĩng chĩng kĩng A_m cĩ tính nhĩng sau

$$A_m = 12 \cdot (70 - 24) = 552\text{ mm}^2$$

Diện tích thĩng chĩng A_{vn} cĩ tính nhĩng sau

$$A_{vn} = 2 \cdot 12 \cdot (110 - 1,5 \cdot 24) = 1776\text{ mm}^2$$

Vĩng $A_m = 552\text{ mm}^2 < 0,58A_{vn} = 0,58 \cdot 1776 = 1030,08\text{ mm}^2$

Đĩng sức kháng cắt khi danh nhĩng cĩ tính nhĩng sau:

$$P_{nbs} = 0,58F_uA_{vn} + F_yA_{tg} = 0,58 \cdot 450 \cdot 1776 + 345 \cdot 840 = 753336 \text{ (N)} = 753,34 \text{ (KN)}$$

Vì diện tích nguyên chu kéo $A_{tg} = 70 \cdot 12 = 840 \text{ mm}^2$

b. Trên b n nút:

Diện tích thép ch u kéo A_m tính nh sau

$$A_m = 10 \cdot (70 - 24) = 460 \text{ mm}^2$$

Diện tích thép ch u c t A_{vn} tính nh sau

$$A_{vn} = 2 \cdot 10 \cdot (125 - 1,5 \cdot 24) = 1780 \text{ mm}^2$$

Vy $A_m = 460 \text{ mm}^2 < 0,58A_{vn} = 0,58 \cdot 1780 = 1032,24 \text{ mm}^2$

Do ó s c kháng c t kh i danh nh c tính nh sau:

$$P_{nbs} = 0,58F_uA_{vn} + F_yA_{tg} = 0,58 \cdot 450 \cdot 1780 + 345 \cdot 700 = 706080 \text{ (N)} = 706,08 \text{ (KN)}$$

Vì diện tích nguyên chu kéo $A_{tg} = 70 \cdot 10 = 700 \text{ mm}^2$

Vys c kháng c t kh i c a liên k t là:

$$P_{rbs} = \phi_{bs}P_{nbs} = 0,8 \cdot 706,08 = 564,864 \text{ (kN)}$$

Vy theo s c kháng c t kh i liên k t m b o kh n ng ch u l c

2.5 Liên k t bu lông c ng cao ch u ma sát

Liên k t b ng bu lông c ng cao c phân lo i thành liên k t ch u ma sát ho c liên k t ch u ép m t. M t liên k t ch u ma sát là liên k t mà trong ó s tr t b c n tr , ngh a là l c ma sát ph i không b v t quá. Trong m t liên k t ch u ép m t, s tr t có th x y ra và s c t c ng nh ép m t th c s x y ra. Trong m t s lo i k t c u, c bi t là k t c u c u, liên k t có th ph i ch u nhi u chu ký ng su t i d u. Trong nh ng tr ng h p nh v y, m i c a bu lông có th là quy t nh và s d ng liên k t ch u ma sát là thích h p. Tuy nhiên, trong h u h t các k t c u, s tr t hoàn toàn c ch p nh n và ch c n c u t o liên k t ch u ép m t. (Bu lông A307 ch c s d ng trong các liên k t ch u ép m t). Vì c l p t úng quy cách và s t c l c kéo ban u úng quy nh là c n thi t i v i các liên k t ch u ma sát. Còn trong các liên k t ch u ép m t, các yêu c u i v i l p t bu lông th c t ch là chúng c kéo các c u ki n liên k t áp ch t vào nhau.

Vì c tính toán liên k t ch u ép m t c a bu lông c ng cao c ti n hành t ng t nh i v i bu lông th ng, ã c trình bày trong các m c 2.2 – 2.4.

M c dù các liên k t ma sát v lý thuy t không ch u c t và ép m t, chúng ph i có c ng ch u c t và ép m t trong tình hu ng có v t t i, khi mà s tr t có th x y ra.

ng n ng a s tr t, Tiêu chu n thi t k c u 22 TCN 272-05 quy nh vì c tính toán ph i c ti n hành v i t h p t i tr ng s d ng. S c kháng tr t c a bu lông c ng cao, v c b n, là m t hàm c a tích s gi a h s ma sát t nh và l c c ng tr c trong bu lông. Quan h này c ph n ánh b ng công th c xác nh s c kháng tr t danh nh c a m t bu lông c ng cao nh sau

$$R_n = K_h K_s N_s P_t \tag{2.9}$$

trong đó:

- N_s số mặt cắt thép của tấm bu lông (thể tích của tấm thép của bu lông),
- P_t lực kéo tối thiểu yêu cầu trong bu lông, quy định trong bảng 2.3,
- K_h hệ số kích thước, quy định trong bảng 2.4, và
- K_s hệ số uốn bẻ, quy định trong bảng 2.5.

Bảng 2.4 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 2.5 Các hệ số K_h

Cho các loại chữ nhật	1,0
Cho các loại góc và khía rãnh ngắn	0,85
Cho các loại khía rãnh dài và rãnh vuông góc với phương cắt	0,70
Cho các loại khía rãnh dài và rãnh song song với phương cắt	0,60

Bảng 2.6 Các hệ số K_s

Cho các loại uốn bẻ loại A	0,33
Cho các loại uốn bẻ loại B	0,50
Cho các loại uốn bẻ loại C	0,33

Tiêu chuẩn về các loại uốn bẻ:

Loại A: các loại cấu kiện làm sạch, uốn bẻ không nóng và làm sạch bằng phương pháp loại A.

Loại B: các loại uốn bẻ không nóng và làm sạch bằng phương pháp loại B.

Loại C: uốn bẻ nóng, làm nhám bằng bàn chải thép sau khi uốn.

Số kháng trở tính toán (có hiệu chỉnh) của bu lông càng cao càng chính là số kháng trở danh nghĩa ($\phi = 1,0$)

$$R_r = R_n = K_h K_s N_s P_t \tag{2.10}$$

2.6 Liên kết bu lông căng cao chụ kéo

Khi lực kéo tác động lên một bu lông không có căng trước thì lực kéo trong bu lông sẽ bằng lực tác động. Tuy nhiên, nếu bu lông có căng trước thì một phần lớn từ tác động sẽ đi vào vị trí làm giảm tải nén hay lực ép giữa các thành phần của liên kết. Các bu lông căng cao chụ kéo được trình bày trong hình 2.3.

Lực tác động lên liên kết chụ kéo sẽ xác định bằng tổng lực do tải trọng bên ngoài sinh ra và lực do tác động bên trong của bu lông.

Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05, sức kháng kéo danh nghĩa của bu lông căng cao, T_n , có thể tính bằng công thức

$$T_n = 0,76 \cdot A_b \cdot F_{ub} \quad (2.11)$$

trong đó:

A_b diện tích bu lông theo đường kính danh nghĩa (mm^2)

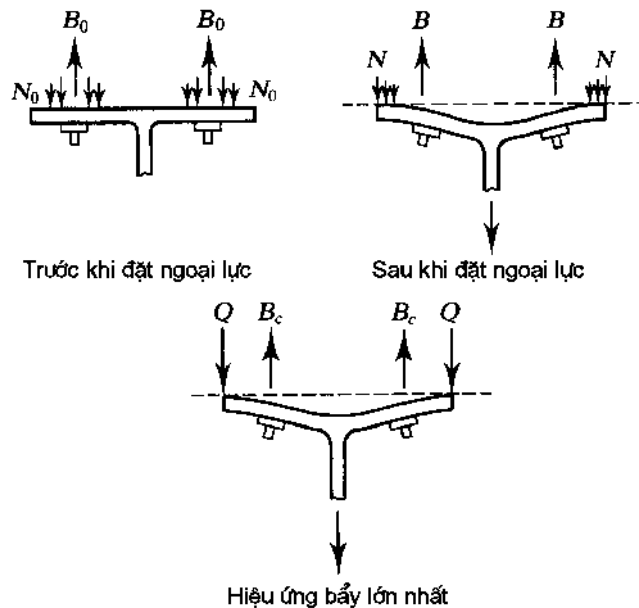
F_{ub} cường độ chụ kéo danh nghĩa của bu lông (MPa)

Tác động bẻ lên

Do tác động bẻ lên gây ra biến dạng của các cấu kiện trong liên kết chụ kéo (hình 2.14), bu lông căng cao chụ kéo sẽ bị kéo giãn.

Lực kéo do tác động bẻ lên có thể tính bằng

$$Q_u = \left[\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right] P_u \quad (2.12)$$



Hình 2.14 Tác động bẻ lên trong liên kết bu lông chụ kéo

trong đó:

Q_u Tải trọng trên mặt bu lông do tải trọng có hệ số, tải trọng không khi tải là âm (N)

P_u Tải kéo trực tiếp trên mặt bu lông do tải trọng có hệ số (N)

a Khoảng cách từ trục bu lông đến mép tấm (mm)

b Khoảng cách từ trục bu lông đến trục hàn của các cuộn liên kết (mm)

t Bề dày nhỏ nhất của các cuộn liên kết

2.7 Liên kết hàn ngấn

Liên kết hàn là hình thức liên kết chủ yếu hiện nay trong kỹ thuật thép. Liên kết hàn ngấn được sử dụng, thi công và thi công, ít chi phí và không gây biến dạng kết cấu. Thông thường, các cuộn thép được hàn nối trong nhà máy và vận chuyển ghép tại công trường bằng bu lông căng 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 thi công.

Các mối hàn được thi công với các loại thép carbon, trong đó, que hàn được quy định phù hợp với loại thép kỹ thuật (tham khảo tài liệu [2]).

2.7.1 Cấu tạo liên kết hàn

Các loại mối hàn chủ yếu trong kỹ thuật thép là hàn góc, hàn rãnh và hàn dính tán, trong đó thông dụng nhất là hàn góc. Khi chịu tải trọng, ứng dụng hàn góc là kinh tế vì không phải gia công mép các cuộn thép. Khi chịu tải trọng, mối hàn rãnh có hiệu quả hơn vì mối hàn có thể ứng dụng hoàn toàn vào thép carbon. Hàn dính tán chỉ sử dụng khi không thể hàn góc hay hàn rãnh.

Trong mối liên kết, có thể sử dụng kết hợp nhiều loại mối hàn. Các loại vật liệu hàn được quy định như sau: Thép hàn cho công trình chịu tải trọng kê cùng với que hàn yêu cầu trong bảng 2.7 và mối hàn phụ ứng dụng hoàn toàn. Các mối hàn được thi công với các loại thép carbon.

Bảng 2.7 Yêu cầu thép và que hàn thích hợp trong xây dựng

Thép carbon	Tên thương hiệu	Tên thương hiệu chìm	Tên thương hiệu trong khí tr
A36/M270 cấp 250	AWS A.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	AWS A5.1 or A5. E7016,	AWSA5.17F7A10-	AWSA5.20E7XT-1.5

Thép cơ bản	Tia hàn quang cơ chế hàn	Tia hàn quang nhúng chìm	Tia hàn quang trong khí tr
C p 345 lo i 1,2,3	E7018, E7028, E7016-X hoặc E7018-X	EXXX	
A588/M270M C p 345 W	AWS A5.1E7016, E7018, E7028, AWS A5.5E7016-X E7018-X, E7028-X, E7018-W E7015, 16, 18-C1L, C2L E8016, 18C1, C2, E8016, 18C3, E8018-W	AWS A5.17 hoặc A5.23 F7A0- EXXX F8A0- EXXX	AWS A5.20 hoặc A5.29 E7XT-15 E8XT-1,5NiX, W
A852/M270 C p 485 W	AWS A5.5 E9018-M	AWS A5.23 F9A0-EXXX-X	AWS A5.29 E9XT1-X,E9XT5-X
A514/M270 C p 690 và 690 W Dày trên 63.5mm	AWS A5.5 E1018-M		

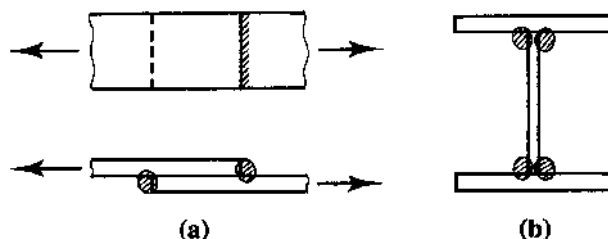
Bảng 2.8: Các vật liệu thép hàn theo tiêu chuẩn M (Bảng 3.1 –22TCN280-01)

Thép cơ bản	Yêu cầu tính vật liệu hàn			Yêu cầu kiểm tra chất lượng			
	Phân loại theo AWS	$\sigma_{ch y}$ (MPa)	$\sigma_{b n}$ (MPa)	$\sigma_{ch y}$ (MPa)	$\sigma_{b n}$ (MPa)	δ (%)	CVN (J)
Ký hiệu AASHTO (ASTM) M270M (A709M) C p 250	Hàn tay: F6A0-EXXX	330	415 - 550	300	400 - 565	22	27@ - 20°C
	Hàn tay: F7A0-EXXX	400	480 - 655	370	470 - 670	22	27@ - 20°C
	Hàn dây lõi thuốc: E6XT-1,5	345	428min	315	415 - 600	22	27@ - 20°C
	Hàn dây lõi thuốc: E7XT-1,5	414	497 min	385	485 - 655	22	27@ - 20°C
	Hàn trong khí bảo vệ: ER70S - 2, 3, 6, 7	400	480 min	385	485 - 670	22	27@ - 20°C
M270M (A709M) C p 345 lo i 1, 2, 3	Hàn tay: E7016, E7018	399	482 min	Không kiểm tra			
	Hàn tay: E7028	390	480 min				
	Hàn tay: F7A0-EXXX	400	485 - 655	370	470 - 670	22	27@ - 20°C
	Hàn dây lõi thuốc: E7XT-1,5	414	497 min	385	485 - 655	22	27@ - 20°C
	Hàn trong khí bảo vệ: ER70S - 2, 3, 6, 7	400	480 min	370	470 - 670	22	27@ - 20°C

Thép cần	Yêu cầu tính vật liệu hàn			Yêu cầu kiểm tra chất lượng			
	Phân loại theo AWS	$\sigma_{ch y}$ (MPa)	$\sigma_{b n}$ (MPa)	$\sigma_{ch y}$ (MPa)	$\sigma_{b n}$ (MPa)	δ (%)	CVN (J)
M270M (A709M) C p 485	Hàn tay: E9018-M	540 - 620	620 min	Không kiểm tra			
	Hàn tự động dây thuốc: F9A0-EXXX-X	540	620 - 760	510	605 - 785	17	34@ - 25°C
	Hàn dây lõi thuốc: E9XT1-X E9XT5-X	540 540	620 - 760 620 - 760	510 510	605 - 785 605 - 785	17 17	34@ - 25°C 34@ - 25°C

2.7.1.1 Hàn góc

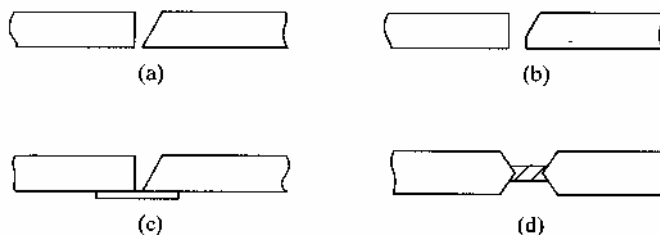
Mặt hàn góc có thể chia thành góc vuông giữa hai trục liên kết (hình 2.15). Mặt cắt mặt hàn có thể quy về dạng tam giác vuông. Kích thước đặc trưng của mặt cắt mặt hàn là chiều rộng trong hai hình vuông góc của tam giác, chiều rộng này là chiều dày của mối hàn, ký hiệu là w . Do mặt cắt của mối hàn có thể chịu tác động của các tải nén hay kéo theo mặt phẳng, mặt cắt của mối hàn yếu nhất là khi chịu tải và nó luôn luôn có giá trị là b phá hoại dọc trục. Chiều dài, số phá hoại có giá trị là x và y ra do các tải trong mặt phẳng đi qua trục trung tâm của mối hàn. Bản vẽ minh họa này là phương pháp vẽ góc kết nối hàn trên các trục.



Hình 2.15 Mặt hàn góc

2.7.1.2 Hàn rãnh

Mặt hàn rãnh thường có dạng chữ T giữa hai trục liên kết trong cùng mặt cắt phẳng (hình 2.16), nhưng cũng có thể dùng cho mối nối chữ T hay mối nối góc. Trong loại mối hàn này, mép các trục liên kết gia công để tạo ra mối hàn đều trên toàn bộ chiều dài các thanh nối.



Hình 2.16 M i hàn rãnh

2.7.1.3 Gi i h n kích th c c a m i hàn góc

Theo Tiêu chuẩn thiết kế c u 22 TCN 272-05, chi u dày l n nh t c a m i hàn góc đ c theo c nh c a c u ki n liên k t c l y b ng

- Chi u dày b n n i, n u b n n i m ng h n 6 mm
- Chi u dày b n n i tr i 2 mm n u b n n i dày h n ho c b ng 6 mm.

Chi u dày nh nh t c a m i hàn góc c quy nh nh trong b ng 2.6.

B ng 2.9 Chi u dày nh nh t c a ng hàn góc (Tiêu chuẩn thiết kế c u 22 TCN 272-05)

Chi u dày chi ti t liên k t m ng h n (mm)	Chi u dày nh nh t c a ng hàn góc (mm)
$T \leq 20$	6
$T > 20$	8

Chi u dài có hi u nh nh t c a ng hàn góc ph i l n h n b n l n chi u dày c a nó và ph i l n h n 40 mm.

Các quy nh c u t o chi ti t c a liên k t hàn theo Tiêu chuẩn thiết kế c u 22 TCN 272-05 có th tham kh o trong Tài li u [2].

2.7.2 S c kháng tính toán c a m i hàn

2.7.2.1 M i hàn rãnh

a) M i hàn rãnh ng u hoàn toàn

Ch u l c d c t r c

S c kháng tính toán c a các liên k t hàn rãnh ng u hoàn toàn ch u nén ho c ch u kéo tr c giao v i di n tích h u hi u ho c song song v i tr c ng hàn c l y nh s c kháng tính toán c a thép c b n.

Ch u c t

S c kháng tính toán c a các liên k t hàn rãnh ng u hoàn toàn ch u c t trên di n tích h u hi u c l y theo tr s nh h n ho c cho b i công th c 2.13 ho c 60% s c kháng tính toán ch u kéo c a thép c b n.

$$R_r = 0,6\phi_{e1}F_{\text{exx}} \quad (2.13)$$

trong đó

F_{exx} là ứng suất phân bố của thép hàn
 ϕ_{e1} là hệ số kháng uốn của thép hàn (bảng 1.1)

b) M i hàn rãnh ng u c c b

Ch u l c d c t r c

S c kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ng u c c b ch u kéo ho c ch u nén song song v i tr c ng hàn ho c ch u nén tr c giao v i di n tích h u hi u c l y nh s c kháng tính toán của thép c b n.

S c kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ng u c c b ch u kéo tr c giao v i di n tích h u hi u c l y theo tr s nh h n ho c cho b i công th c 2.14 ho c s c kháng tính toán ch u kéo của thép c b n.

$$R_r = 0,6\phi_{e1}F_{\text{exx}} \quad (2.14)$$

trong đó, ϕ_{e1} là hệ số kháng uốn của thép hàn (bảng 1.1)

Ch u c t

S c kháng tính toán của các liên kết hàn rãnh ng u c c b ch u c t song song v i tr c ng hàn c l y theo tr s nh h n ho c c a s c kháng có h s c a v t li u liên kết c quy nh trong i u 6.13.5 (Tiêu chuẩn thi t k c u 22 TCN 272-05), ho c cho b i công th c 2.15

$$R_r = 0,6\phi_{e2}F_{\text{exx}} \quad (2.15)$$

trong đó, ϕ_{e2} là hệ số kháng uốn của thép hàn (bảng 1.1).

2.7.2.2 M i hàn góc

Ch u l c d c t r c

S c kháng tính toán của liên kết b ng ng hàn góc ch u nén ho c ch u kéo song song v i tr c ng hàn c l y nh s c kháng tính toán của thép c b n.

Ch u c t

S c kháng tính toán của ng hàn góc ch u c t trên di n tích h u hi u c l y theo tr s nh h n ho c cho b i công th c 2.16 ho c s c kháng có h s c a v t li u liên kết c quy nh trong i u 6.13.5.

$$R_r = 0,6\phi_{e2}F_{\text{exx}} \quad (2.16)$$

trong đó

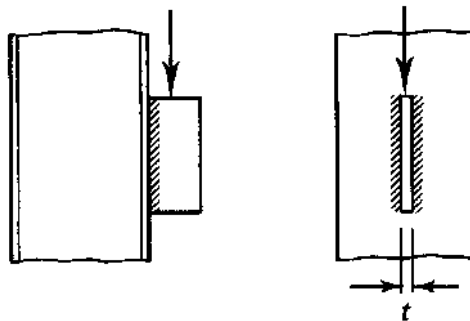
F_{exx} là ứng suất phân bố của thép hàn
 ϕ_{e2} là hệ số kháng uốn của thép hàn (bảng 1.1)

Sức kháng có hạn của vật liệu liên kết trong liên kết chụm được quy định như sau để đảm bảo không xảy ra phá hoại tức thì vì các liên kết (hình 2.17), phải tính theo công thức 2.17.

$$R_r = \phi_v R_n \tag{2.17}$$

$$R_n = 0,58 A_g F_y \tag{2.18}$$

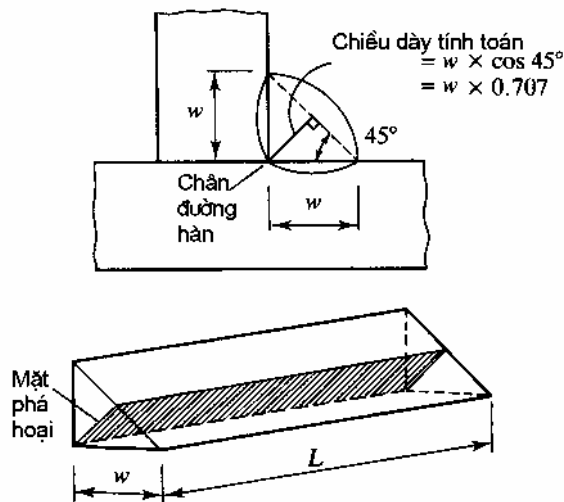
trong đó, A_g là diện tích nguyên chủ của các liên kết, F_y là cường độ chảy của thép liên kết và ϕ_v là hệ số kháng tức thì ($\phi_v = 1,0$).



Hình 2.17 Các dạng hàn góc chụm. Các phi kiểm tra các dạng chụm các tấm công son

Diện tích hiệu dụng của các hàn góc bằng chiều dài hiệu dụng của hàn nhân với chiều dày tính toán của mối hàn, là khoảng cách nhô ra từ chân hàn đến mặt mối hàn (hình 2.18).

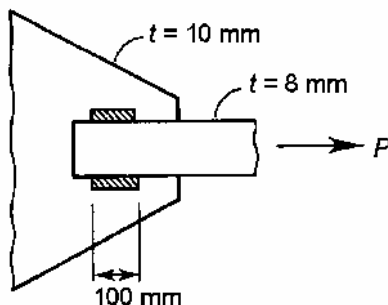
Trong phần lớn các bài toán của liên kết hàn, phân tích ứng suất thì tốt, nên sử dụng ứng suất trên mặt nối với chiều dài của các hàn (hoặc là cường độ của bản thân các hàn, hoặc là cường độ của thép cốt, tùy theo giá trị nào nhỏ hơn). Cách tiếp cận này sẽ minh họa trong ví dụ sau đây.



Hình 2.18 Mặt cắt tính toán của các hàn góc

VÍ D 2.5

Một thanh thép dẹt chịu kéo được nối liên kết vào một bản nút nhô trong hình 2.19. Góc hàn có chiều dày 6 mm. Các chốt ổ b ng que hàn E70XX có cường độ $F_{cxx} = 485 \text{ MPa}$. Sử dụng thép kết cấu loại M270, cấp 250. Giả thiết rằng cường độ chịu kéo của thanh kéo là đồng đều. Hãy xác định cường độ thiết kế của liên kết hàn.



Hình 2.19 Hình cho ví dụ 2.5

L i g i

Do góc hàn có bố trí vị trí các chốt ổ b ng que hàn, liên kết này xem là một liên kết nhô và không có tính bổ sung do lệch tâm.

Chiều dày tính toán của góc hàn là $(0,707 \times 6)$

Khả năng chịu cắt trên một nhô chiều dài (1 mm) của góc hàn là

$$R_r = 0,6\phi_{e2}F_{cxx} \cdot 0,707w = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 485 \cdot 0,707 \cdot 6 = 987,6 \text{ N/mm}$$

Khả năng chịu cắt trên một nhô chiều dài của thanh nhô hình nhô (bên nút) là

$$\phi_v R_n = \phi_v \cdot (0,58 t F_y) = 1,0 \cdot 0,58 \cdot 8 \cdot 250 = 1160 \text{ N/mm}$$

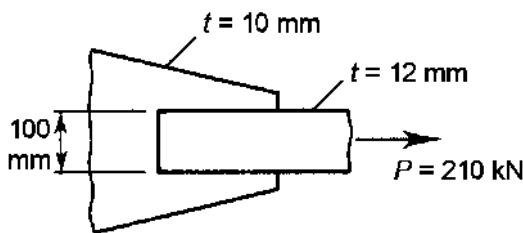
Cường độ góc hàn là quy định. Khả năng chịu uốn của toàn liên kết là

$$R_r = 987,6 \cdot (100 + 100) = 197520 \text{ N} = 197,52 \text{ kN}$$

áp s Cường độ thiết kế của liên kết hàn là 197,52 kN.

VÍ D 2.6

Một thanh thép dẹt có kích thước $12 \times 100 \text{ mm}^2$ bằng thép M270, cấp 250 chịu kéo ứng suất 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 2.20. Hãy thiết kế liên kết hàn.



Hình 2.20 Hình cho ví d 2.6

L i g i i

i v i thép c b n M270, c p 250, th ng dùng lo i que hàn E70XX có $F_{\text{exx}} = 485 \text{ MPa}$.

Th ch n ng hàn có kích th c t i thi u $w = 6 \text{ mm}$.

Kh n ng ch u l c c a m t n v chi u dài ng hàn, nh ã c tính trong ví d 2.5, là $987,6 \text{ N/mm}$.

Kh n ng ch u c t trên m t n v chi u dài c a thanh n i m ng h n (b n nút) là

$$\phi_v R_n = \phi_v (0,58 t F_y) = 1,0 \cdot 0,58 \cdot 10 \cdot 250 = 1450 \text{ N/mm}$$

C ng ng hàn là quy t nh.

Chi u dài ng hàn c n thi t là

$$L = \frac{210 \cdot 10^3}{987,6} = 213 \text{ mm}$$

tho măn yêu c u v chi u dài t i thi u c a ng hàn là $4w = 24 \text{ mm}$ và 40 mm .

áp s

V y, s d ng hai ng hàn song song b ng nhau, m i ng hàn dài 110 mm .

2.8 Các tr ng h p liên k t l ch tâm

Liên k t l ch tâm là m t liên k t mà trong ó, h p các l c tác d ng không i qua tr ng tâm c a các bu lông ho c ng hàn. N u liên k t có m t m t ph ng i x ng thì tr ng tâm dĩ n tích ch u c t c a bu lông ho c ng hàn có th c s d ng làm i m tham chi u và kho ng cách vuông góc t ng tác d ng c a t i tr ng n tr ng tâm này c g i là l ch tâm. M c dù h u h t các liên k t trong th c t ch u l c l ch tâm nh ng trong nhi u tr ng h p, l ch tâm là nh và có th c b qua.

2.8.1 Liên k t bu lông l ch tâm ch ch u c t

Liên k t công son vào c t nh trong hình 2.1d là m t ví d c a liên k t bu lông ch u c t l ch tâm. Có hai cách ti p c n g i quy t b ài toán: phân tích àn h i theo truy n

thẳng và phân tích các ứng suất. Phần sau đây trình bày cách tính liên kết bu lông lõi tâm bằng phân tích hình học. Cách tính toán theo phân tích các ứng suất hình học có thể tham khảo tài liệu [5].

Phân tích hình học

Tỉ trọng P tác động lõi tâm có thể được thay thế bằng mô men P tác động tỉ trọng tâm các ứng suất mô men $M = P.e$, với e là lõi tâm.

Điểm tác động của tỉ trọng ứng suất P , mô men bu lông chịu tác động của mô men lõi tâm chia cho $p_c = P/n$, với n là số bu lông.

Điểm tác động của mô men, nil của bu lông có thể xác định khi coi ứng suất cắt trong bu lông là do xoắn của mô men tác động ngang với các điểm tích mô men tác động của các bu lông. Như vậy, ứng suất cắt trong mô men bu lông có thể tính theo công thức xoắn

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

trong đó

D khoảng cách từ trọng tâm của điểm tích tỉ trọng ứng suất

J mô men quán tính của các điểm tích quanh trọng tâm

và ứng suất f_v vuông góc với d .

Nếu áp dụng nguyên lý trục song song, J cho toàn thể điểm tích có thể xác định bằng

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

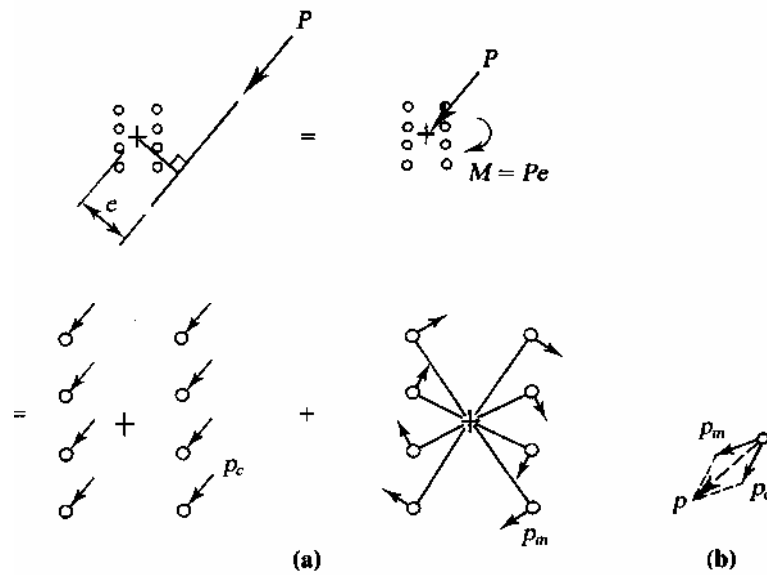
Đây, giá trị tổng của các bu lông có cùng điểm tích. Công thức 2.19 có thể viết thành

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

và lực cắt trong mô men 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 xác định có thể các ứng suất tạo thành hình phẳng minh họa trong hình 2.21. Kích thước của bu lông sẽ chọn theo nil của lực nhớt trong các bu lông.



Hình 2.21 Phân tích các thành phần lực của bu lông chịu tải lệch tâm

Trong quá trình này, các lực tác động 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 cốt tr c tí p 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 tác động tại liên kết (hình 2.22). Để dàng chứng minh rằng, các thành phần nằm ngang và thẳng đứng do tải lệch tâm có thể tính bằng các công thức

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

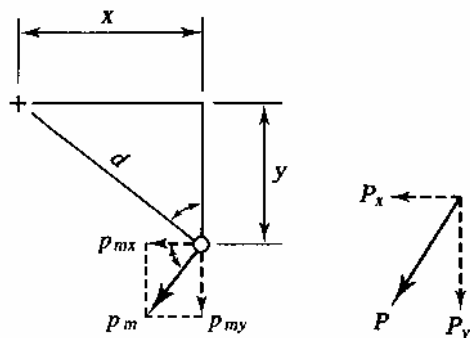
và nilai kết quả của bu lông là

$$p = \sqrt{(\sum p_x)^2 + (\sum p_y)^2}$$

trong đó

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

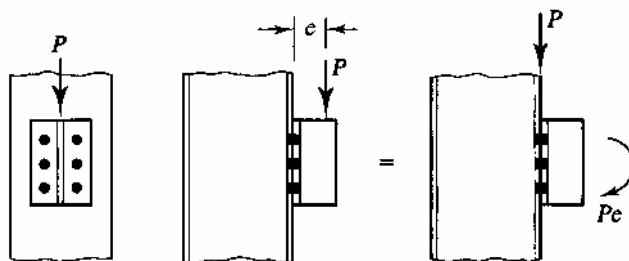
$$\sum p_y = p_{cy} + p_{my}$$



Hình 2.22 Hai thành phần lực vuông góc của bu lông

2.8.2 Liên kết bu lông lệch tâm chịu uốn và kéo đồng thời

Trong một liên kết chịu tải trọng công suất T trên hình 2.23, một lực lệch tâm gây ra mô men, sẽ làm tăng lực kéo hàng bu lông phía trên và giảm lực kéo hàng bu lông phía dưới. Nếu có hai hàng bu lông này và không có kéo trục thì hàng bu lông phía trên sẽ chịu kéo và hàng bu lông phía dưới sẽ không chịu tải. Không phụ thuộc vào loại bu lông, mô men bu lông sẽ chia đều cho tất cả các bu lông.

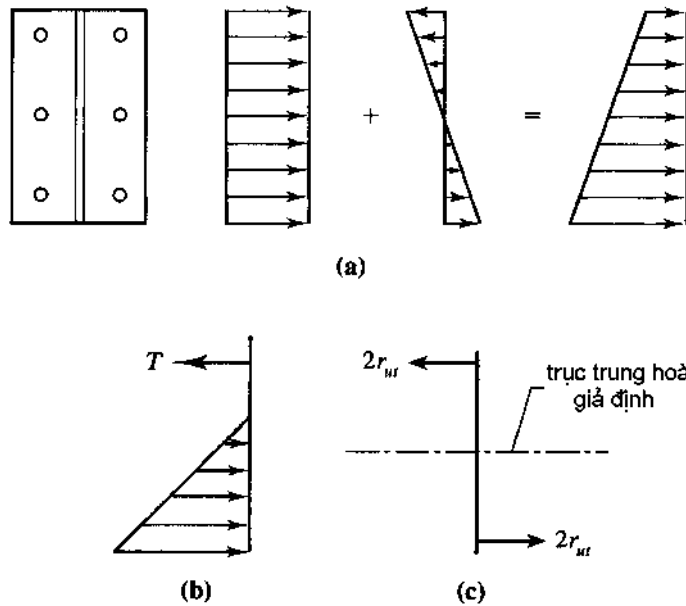


Hình 2.23 Liên kết bu lông chịu uốn và chịu kéo

Nếu các bu lông là bu lông căng cao thì mô men tiếp xúc giữa cánh cao tốc và cánh cao tốc công suất sẽ chịu nén trục khi chịu tải trọng ngoài. Ứng suất tiếp mô men sẽ tăng lên lực kéo của bu lông chia cho diện tích mô men tiếp xúc. Khi lực P tác động tại t , lực nén bên trên sẽ giảm đi và bên dưới sẽ tăng lên (hình 2.24a). Khi lực nén trên cùng bị triệt tiêu hoàn toàn, các bu lông sẽ tách rời nhau và mô men Pe sẽ gây kéo bu lông và gây nén trên mô men tiếp xúc còn lại (hình 2.24b). Tải trọng ghi nhận sẽ mất đi khi lực trong bu lông bị triệt tiêu gây kéo ghi nhận của chúng.

Đây, một phương pháp phân tích và thiên về an toàn sẽ sử dụng. Trong trường hợp của liên kết chịu tải trọng tâm của diện tích bu lông. Các bu lông phía trên trục này chịu kéo và các bu lông bên dưới trục này chịu tải trọng nén như trên hình 2.24c. Mô men bu lông chịu tải trọng là tổng giá trị ghi nhận r_{ut} . Do có hai bu lông mô men hàng nên mô men chịu tải trọng là $2r_{ut}$. Hợp lực của lực kéo và nén là mô men uốn và mô men có thể chịu tải trọng của liên kết. Mô men của ứng suất này có thể xác định bằng tổng mô men của các bu lông chịu tải trọng trục bất kỳ, chỉ cần ghi nhận trục

trung hoà. Khi mô men uốn chủ yếu liên kết bằng mô men tác động thì công thức kết quả có thể coi là áp dụng cho các kết cấu bu lông r_{ut} .



Hình 2.24 Phân tích ứng suất trong liên kết bu lông chịu uốn và chịu kéo

2.8.3 Liên kết hàn l ch tâm ch ch u c t

Liên kết hàn l ch tâm được phân tích, vẽ bản vẽ, ghi nhận cách thức áp dụng cho liên kết bu lông, ngoi tr chi u dài n v c a ng hàn s thay th cho các bu lông riêng biệt trong tính toán. Công nghệ trong liên kết bu lông l ch tâm ch u c t, liên kết hàn ch u c t có thể nghiên cứu bằng phương pháp phân tích ảnh hưởng của phương pháp công nghệ ghi nhận. Phần sau đây trình bày cách tính liên kết bu lông l ch tâm bằng phân tích ảnh hưởng. Cách tính toán theo phân tích công nghệ ghi nhận có thể tham khảo tài liệu [5].

Phân tích ảnh hưởng

Ti trọng tác động lên công son trong hình 2.25a có thể coi là tác động trong mặt phẳng ngang – nghĩa là mặt phẳng ngang (có chiều ngang ngang). Chi phí nh ghi thị t này, tỉ trọng s chủ yếu đi n tích c a ng hàn nh miêu t trong hình 2.25b. Tuy nhiên, vì tính toán s chủ yếu n g i n hoá n u s d ng chi u dày m t c t h u hi u c a ng hàn b ng n v. Nh v y, tỉ trọng c tính toán có thể nhân với $0,707w$ (w là chi u dày c a m i hàn) có c t i tr ng th c t .

M t l c l ch tâm trong m t ph ng ng hàn gây ra c c t tr c t i p và c t xo n. Vì t t c các ph n t c a ng hàn tham gia ch u c t nh nhau nên ng s u t c t tr c t i p là

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

v i L là t ng chi u dài các ng hàn và b ng đi n tích ch u l c c t v i ây, ã s d ng chi u dày có hi u c a ng hàn b ng n v. N u s d ng các thành ph n vuông góc thì

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

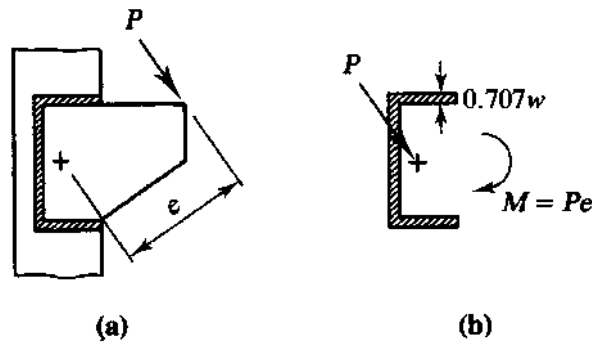
trong đó P_x và P_y là các thành phần của tải tác động theo trục x và trục y . Ứng suất do mô men sinh ra có thể tính bằng công thức tính xoắn

$$f_2 = \frac{Md}{J}$$

trong đó

d khoảng cách từ trọng tâm của diện tích chịu uốn đến trục trung tính ứng suất

J mô men quán tính của diện tích này



Hình 2.25 Ứng suất trong hàn góc chịu tải lệch tâm

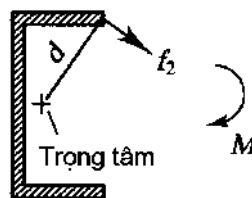
Hình 2.26 biểu diễn ứng suất này tại góc trên cùng bên phải của góc hàn đã cho. Biểu diễn theo các thành phần vuông góc

$$f_{2x} = \frac{My}{J} \quad \text{và} \quad f_{2y} = \frac{Mx}{J}$$

trong đó, $J = I_x + I_y$, với I_x và I_y là mô men quán tính của diện tích chịu uốn với hai trục vuông góc.

Nếu đã biết tất cả các thành phần vuông góc thì có thể dùng vectơ xác định hợp ứng suất tổng hợp tại điểm tính toán

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$



Hình 2.26 Ứng suất trong hàn tại điểm xa trọng tâm nhất

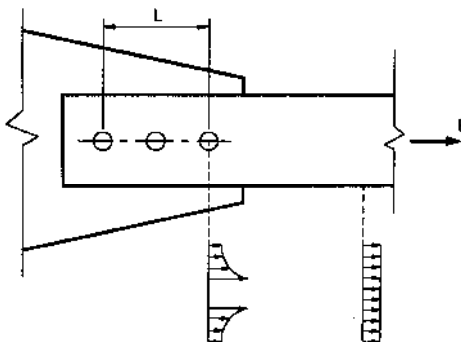
Chương 3 C U K I N C H U K É O

C u k i n c h u k é o t h ư ợ n g g ồ p t r o n g c á c k h u ơ n g n g a n g v à g i ữ n g đ ể c a h đ m c u c n g n h ữ t r o n g c á c c u g i à n , c u g i à n v ờ m . D â y c á p v à t h a n h t r e o t r o n g c u t r e o v à c u d â y v ư n g c n g l à n h ữ n g c u k i n c h u k é o .

Đ i ều q u a n t r ư ợ n g l à p h ầ i b ị t ừ c u k i n c h u k é o đ ể l i ề n k ết v ớ i c á c c u k i n k h á c t r o n g k ết c u n h ữ t h ằ n ằ o . N ó i c h u n g , đ ây l à c á c c h ỉ đ ể t i ết l i ề n k ết q u ỹ t ừ n h ữ s ố k h á n g c a m t ừ c u k i n c h u k é o v à c h ú n g c n ừ c ố c p ứ c t i ề n .

3.1 Các đ ể n g l i ề n k ết

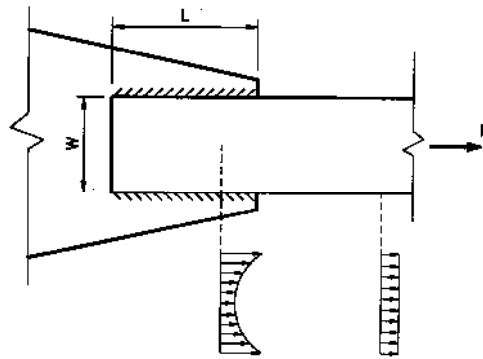
C ó h a i đ ể n g l i ề n k ết c h o c á c c u k i n c h u k é o : l i ề n k ết b u l ờ n g v à l i ề n k ết h à n . M ột l i ề n k ết b u l ờ n g đ ể n g i ữ g i ả h a i b ả n t h ế p đ ể c h o t r o n g h ì n h 3.1 . R õ r à n g , l ỗ b u l ờ n g g â y g i ả m y ư m t ừ t n g a n g n g u ồ n c a c u k i n . L ỗ b u l ờ n g c ò n g â y ư n g s ư t t p t r u n g m ế p l , ư n g s ư t n à y c ó t h ể l ầ n g p b a l ầ n ư n g s ư t ư m t k h o n g c á c h n à o ó ỉ v ớ i m ế p l (h ì n h 3.1) . S ư t p t r u n g ư n g s ư t x y r a k h i v ớ t l i ề u l à m v ớ c à n h ữ s g i ả m ỉ t ừ t r ầ n g l ầ n h n d o s ố c h y đ o .



H ì n h 3.1 S ư t p t r u n g ư n g s ư t c b v à c t t r ừ t ừ l ỗ b u l ờ n g

M ột m ỉ n ỉ đ ể n g i ữ b ả n g h à n g i ả h a i b ả n t h ế p đ ể b ị ử đ ể n t r ề n h ì n h 3.2 . T r o n g l i ề n k ết h à n , m t ừ t n g a n g n g u ồ n c a c u k i n k h ồ n g b ị g i ả m y ư . T u ỳ n h ữ i ề n , ư n g s ư t t r o n g b ả n b t p t r u n g t ừ v ớ t r ị k v ớ i ư n g h à n v à c h ừ t r ầ n ư n k t m t k h o n g c á c h n à o ó t ừ i ề n g h à n .

N h ữ n g s ư t p t r u n g ư n g s ư t v ớ t r ị k v ớ i l i ề n k ết n à y l à d o m t h ỉ n t ừ n g đ ể c g ỉ l à s ố t t r ừ . v ườ n g g n v ớ i l ỗ b u l ờ n g h o c g n v ớ i ư n g h à n , ư n g s ư t c t p h á t t r ừ n l à m c h o ư n g s ư t k é o x a l ỗ b u l ờ n g h o c ư n g h à n g i ả m ỉ s o v ớ i g ỉ á t r ừ l ầ n h n t ừ i m ế p .



Hình 3.2 Sự tập trung ứng suất cục bộ và vết nứt liên kết hàn

3.2 Sức kháng kéo

Các kết quả thí nghiệm kéo thép cuộn thành hình ống các ứng cong ứng suất-biến dạng trong hình 1.5. Sau khi mất ứng suất tức thì F_y , ứng xử do biến dạng ứng suất giảm không đáng kể cho tới khi xảy ra biến dạng làm ứng suất tăng trở lại tới giá trị cũ và mất đi dần dần. Giá trị nhỏ của ứng suất cho mỗi loại thép trong hình 1.4 được nhận là cường độ kéo F_u của thép. Các giá trị F_y và F_u cho trong bảng 1.5 đối với các loại thép cuộn khác nhau.

Khi lực kéo tác động liên tục tăng lên, khi có ứng suất lớn nhất thì mất đi nguy hiểm xảy ra. Khi này có thể xuất hiện vết nứt ứng suất tập trung như được thể hiện trong hình 3.1 và 3.2 hoặc vết nứt kéo dài (hình 1.3). Khi mất phần của mặt cắt nguy hiểm bắt đầu xảy ra và tỉ lệ tăng tỉ lệ tăng lên, xuất hiện sự phân phối ứng suất do sự chuyển đổi. Giới hạn chịu lực kéo thông thường của thép khi toàn bộ mặt cắt ngang bị chuyển đổi.

Sức kháng kéo của các kết cấu thép cần xác định giá trị nhỏ nhất của:

- Sức kháng chịu tải trọng ngang nguyên
- Sức kháng tải trọng ngang giảm yếu tại liên kết

Sức kháng chịu tải trọng ngang (có hạn chế) cần xác định bởi

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

trong đó:

ϕ_y hệ số sức kháng chịu tải trọng ngang, lấy theo bảng 1.1

P_{ny} sức kháng kéo chịu tải trọng ngang (N)

F_y cường độ chảy của thép (MPa)

A_g diện tích mặt cắt ngang nguyên của kết cấu (mm²)

Sức kháng chịu tải trọng ngang (có hạn chế) cần xác định bởi

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

trong đó:

ϕ_u hệ số kháng tải đặc trưng của thép (theo bảng 1.1)

P_{nu} sức kháng kéo danh định trong mặt cắt giảm yếu (N)

F_u ứng suất kéo của thép (MPa)

A_g diện tích mặt cắt thực của thép (mm²)

đối với liên kết bu lông, diện tích mặt cắt thực của thép là

$$A_e = U A_n \quad (3.3)$$

trong đó A_n là diện tích mặt cắt thực của thép (mm²) và U là hệ số chiết giảm tiết diện.

đối với liên kết hàn, diện tích mặt cắt thực của thép là

$$A_e = U A_g \quad (3.4)$$

Hệ số chiết giảm U không dùng khi kiểm tra chảy mặt cắt nguyên vì sự chảy dẻo có xu hướng làm giảm ứng suất kéo trên mặt cắt ngang do cắt trượt. Hệ số kháng tải danh định của thép kháng chảy do có thể xảy ra gãy trượt trong vùng ứng suất biến dạng dẻo không đồng đều.

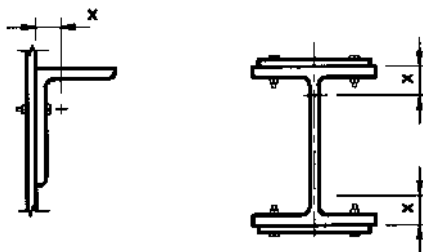
Hệ số chiết giảm U

Khi tiết các bộ phận hình thành (bên biên, vách ngang, các cánh thép góc...) nối liền nhau hoặc bản nút thì lấy $U = 1,0$. Nếu chỉ một phần của thép nối liền liên kết (chẳng hạn, chỉ một cánh của thép góc) thì phần này sẽ chịu ứng suất lớn và phần không nối liền kết nối sẽ chịu ứng suất nhỏ hơn. Trong trường hợp liên kết một phần, ứng suất phân bố không đều, xảy ra và $U < 1,0$.

Đối với liên kết bu lông một phần, Munse và Chesson (1963) đã cho biết rằng, hệ số chiết giảm liên kết L (hình 3.3) làm tăng hiệu ứng cắt trượt. Các tác giả nghiên cứu công thức gần đúng sau xác định hệ số chiết giảm

$$U = 1 - \left(\frac{x}{L} \right) \quad (3.5)$$

trong đó, x là khoảng cách từ trục tâm diện tích của thép nối liền kết nối tới trục tâm của mặt cắt liên kết. Nếu thép có hai mặt nối liền kết nối thì x tính từ trục tâm của mặt nối liền kết nối. Đối với liên kết bu lông một phần có ba bu lông hoặc nhiều hơn trên mỗi hàng theo phương tác động dọc, hệ số U có thể lấy bằng 0,85.



Hình 3.3 Cách xác định x

Đối với liên kết hàn mặt phẳng của thép cán I và T c t t I, hệ số hiệu chỉnh ngang hàn ngang là

$$A_e = UA_n = 1,0A_n \quad (3.6)$$

trong đó:

A_n diện tích thực của cu ki n c liên k t (mm^2)

Đối với liên kết hàn có góc hàn d c theo c hai mép c u ki n n i ghép (hình 3.2), hệ số chi t gi m có th c l y nh sau:

$$\left. \begin{aligned} U &= 1,0 && \text{đối với } L \geq 2W \\ U &= 0,87 && \text{đối với } 1,5W \leq L < 2W \\ U &= 0,75 && \text{đối với } W \leq L < 1,5W \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

v i L là chi u dài c a c p m i hàn (mm) và W là chi u r ng c u ki n c liên k t (mm).

Đối với t t c các c u ki n khác có liên k t m t ph n, hệ số chi t gi m có th c l y b ng

$$U = 0,85 \quad (3.8)$$

Theo tiêu chuẩn AISC thì:

+ Đối với d n ch W (I cánh r ng) và T c t ra t nó, và b n cánh c liên k t b i ít nh t 3 bu lông trên m i hàng theo ph ng tác d ng c a t i tr ng thì:

$$\left\{ \begin{aligned} b_f \geq 2/3d &\rightarrow U = 0,9 \\ b_f < 2/3d &\rightarrow U = 0,85 \end{aligned} \right.$$

+ Đối với d n ch W (I cánh r ng) và T c t ra t nó, và b n b ng c liên k t b i ít nh t 4 bu lông trên m i hàng theo ph ng tác d ng c a t i tr ng thì:

$$U = 0,7$$

+ Thép hình khác c liên k t b i ít nh t 4 bu lông trên m i hàng theo ph ng tác d ng c a t i tr ng thì:

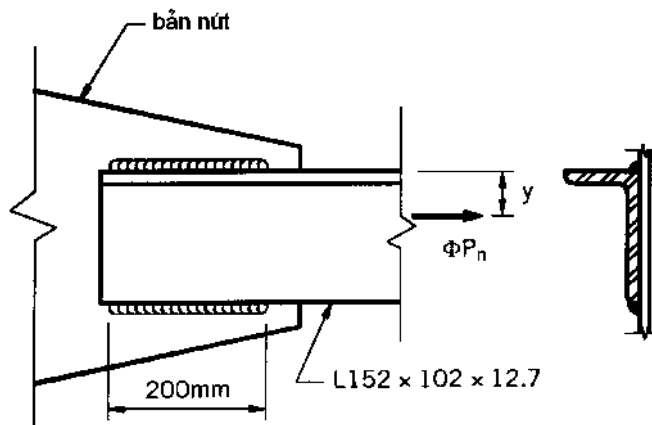
$$U = 0,8$$

+ Thép hình khác c liên k t b i ít nh t 2 ho c 3 bu lông trên m i hàng theo ph ng tác d ng c a t i tr ng thì:

$$U = 0,6$$

VÍ D 3.1

Hãy xác nh diện tích th c h u hi u và s c kháng kéo có h s c a m t thép góc n ch u kéo L 152 x 102 x 12,7, c hàn vào b n nút ph ng nh trên hình 3.4. S d ng thép công trình c p 250.



Hình 3.4 Thép góc nối ch u kéo liên kết hàn v i b n nút

Bài giảng

Do chiều dài cánh của thép góc nối hàn, diện tích thực phi công thức 3.7 với $L = 200 \text{ mm}$ và $W = 152 \text{ mm}$

$$L = \frac{200}{152} W = 1,3 W \quad U = 0,75$$

và từ công thức 3.4 với $A_g = 3060 \text{ mm}^2$

$$A_e = U A_g = 0,75 \cdot (3060) = 2295 \text{ mm}^2$$

Sức kháng chảy có hiệu lực tính theo 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 hiệu lực tính theo công thức 3.2 với $\phi_u = 0,80$ (bảng 1.1) và $F_u = 400 \text{ MPa}$ (bảng 1.5) bằng

$$\phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_e = 0,80(400)(2295) = 734 \cdot 10^3 \text{ N}$$

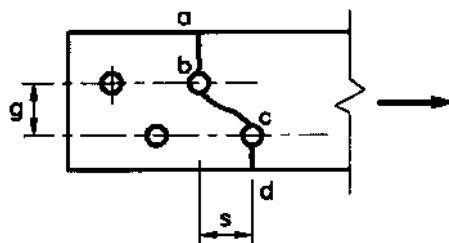
áp s Sức kháng kéo có hiệu lực quy định bởi sức chảy của mặt cắt nguyên ngoài liên kết và bằng 727 kN.

Diện tích thực Diện tích thực hay diện tích giảm A_n của mặt thanh chịu kéo là tổng các tích số của bề dày t và bề rộng thực (bề rộng giảm w_n) của mặt phần chịu kéo. Nếu liên kết bằng bu lông, diện tích thực lớn nhất tính với tất cả bu lông trên mặt hàng nối (hình 3.1). Đôi khi, sự phân bố khoảng cách đòi hỏi vị trí nối 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 cần xác định cho mỗi hàng qua lỗ trục ngang của các lỗ theo hàng ngang, hàng chéo hoặc hàng zig z c. Cần xem xét mặt khi phân bố có thể xảy ra và sử dụng trường hợp cho S_n nhỏ nhất. Bề rộng thực giảm w_n tính

biên độ biến dạng nguyên tố tính bằng các l và c bằng giá trị $s^2/4g$ cho mỗi góc, tức là

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

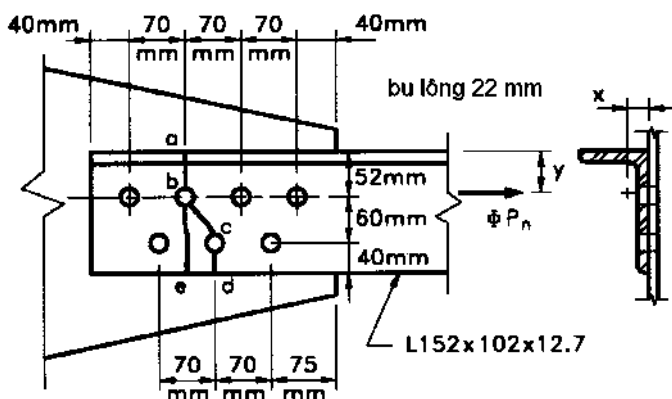
trong đó w_g là biên độ biến dạng nguyên tố của trục (mm), d là đường kính danh nghĩa của bu lông (mm) cộng 2 mm, s là khoảng cách so le của hai bu lông liên tiếp giữa hai hàng (mm) và g là khoảng cách ngang giữa hai hàng (hình 3.5).



Hình 3.5 Bố trí bu lông so le

VÍ D 3.2

Hãy xác định diện tích thặng dư và sức kháng kéo có hiệu của tấm thép góc nối chịu kéo L 152 x 102 x 12,7, hàn vào bản nút phẳng như trên hình 3.6. Dùng cho bu lông đường kính 22 mm. Sức dẻo thép công trình cấp 250.



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

Bài giải

Biên độ biến dạng của mặt cắt ngang là tổng của biến dạng hai cánh trục và độ dày

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

$$\text{đường kính danh nghĩa của bu lông là } d = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

Dùng công thức 3.9, biên độ biến dạng theo đường abcd là

$$w_n = 241,3 - 2(24) + \frac{(35)^2}{4(60)} = 198,4 \text{ mm}$$

và theo công thức

$$w_n = 241,3 - 1(24) = 217,3 \text{ mm}$$

Trình bày thành phần là quy trình, như vậy

$$A_n = tw_n = 12,7(196,0) = 2519,7 \text{ mm}^2$$

Vì chiều dài cánh của thép góc liên kết, diện tích thực phẩm giảm thiểu U .
Do có 3 lỗ khoan bố trí trên mặt hàng theo phương tác động nên:

$$U = 0,85$$

và từ công thức 3.3

$$A_e = UA_n = 0,85(2519,7) = 2141,77 \text{ mm}^2$$

Sức kháng chịu có hệ số tính như trong ví dụ 3.1

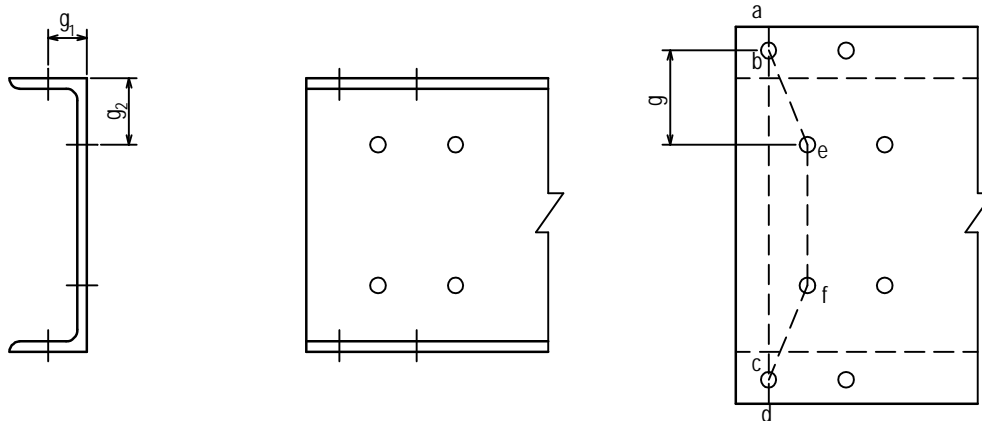
$$\phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 0,95(250)(3060) = 727.10^3 \text{ N}$$

Sức kháng cắt có hệ số tính từ công thức 3.2:

$$\phi_u P_{uy} = \phi_u F_u A_e = 0,80(400)(2141,77) = 685367,4 \text{ N}$$

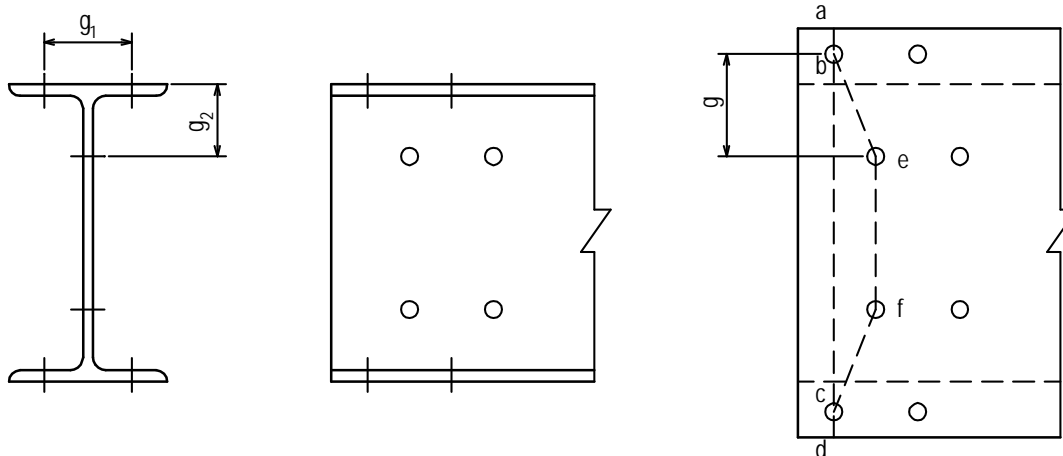
áp s Sức kháng kéo có hệ số quy trình bị phá hoại (t) của mặt cắt giảm yếu và bằng 685,37 kN.

Cách tính A_n trong mặt cắt trình bày cụ thể:



$$g = g_1 + g_2 - \frac{t_f + t_w}{2}$$

$$A_{n(abcdefd)} = A_g - \sum A_{\text{hole}} = A_g - 2d_{\text{hole}} t_f - 2d_{\text{hole}} t_w + \frac{s^2}{2g} \left(\frac{t_f + t_w}{2} \right)$$



$$g = \frac{g}{2} + g_1 - \frac{t_w}{4} - \frac{t_f}{2}$$

$$A_{n(abcdef)} = A_g - \sum A_{hole} = A_g - 4d_{hole}t_f - 2d_{hole}t_w + \frac{s^2}{g} \left(\frac{t_w}{4} + \frac{t_f}{2} \right)$$

Gi i h n m nh

Yêu c u v m nh th ng c t ra i v i các c u ki n ch u né n. Tuy nhiên trong th c t c ng c ng i h n m nh c a c u ki n ch u kéo. N u l c đ c tr c trong c u ki n ch u kéo b xê d ch v trí ho c có m t l c ngang nh tác d ng, có th xu th hi n dao ng ho c võ ng không mong mu n. Yêu c u v m nh c cho theo L/r , v i L là chi u dài c u ki n và r là bán kính quán tính nh nh t c a di n tích m t c t ngang c u ki n.

Các yêu c u v m nh i v i c u ki n ch u kéo không ph i là thanh tròn, thanh có móc treo, cáp và b n, c cho trong b ng 3.1.

B ng 3.1 m nh t i a cho các c u ki n ch u kéo

C u ki n ch u kéo	max L/r
Các thanh ch u l c ch y u	
• Ch u ng su t i đ u	140
• Không ch u ng su t i đ u	200
Các thanh gi ng	240

Chương 4 C U K I N C H U N É N

C u k i n c h u n é n là c u k i n c h c h u l c n é n tác đ ợng đ c theo tr c c a c u k i n và gây ra ợng s u t u ợn m t c t ợng ợng s u t u này là i u k i n lý t ợng vì luôn luôn có s l c h t ợm nào ó c a l c tác đ ợng i v i t r ợng t ợm m t c t c u k i n. M ợm m e n u n tác đ ợng t ợng n h và ít q u a n t r ợng. L o i c u k i n c h u n é n p h b i n n h t là c t. N u có m ợm m e n u n theo t ợn t o ợn, do s l i ợn t c h o c do t i t r ợng ợng, t h i n i l c này k h ợng t h b q u a và c u k i n p h i c x e m là c t đ m. C u k i n c h u n é n x u t h i n t r ợng g i ợn, c ợc k h ợng ợng và h g i ợng đ c, n i m ợm l c h t ợm là n h và u n t h c p c ợt t h c b q u a.

4.1 Khái ni ợm v n n h c a c t

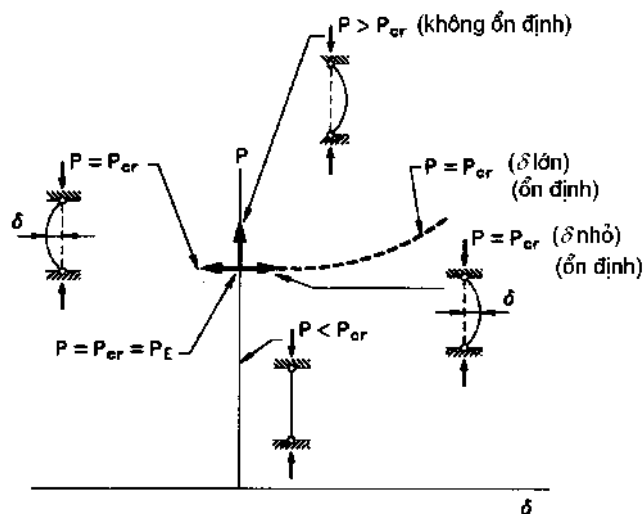
T r ợng t ợp c ợng t r ợng, c ợc m t c t ợng c t t h ợng m n h và c ợc T T G H k h ợc t h ợng t t i t r c k h i v t l i u b p h ợng. C ợc T T G H k h ợc n ợy c ợc l i ợn q u a n n s m t n n h q u ợ ợn h i và s m t n n h c a c u k i n m n h. C h ợng b a o g m m t n n h ợng, m t n n h c c b và m t n n h x o n ợng c a c u k i n c h u n é n. M i T T G H u p h i c k t h p c h t c h t r ợng c ợc t h i t k c x ợy đ ợng c h n c u k i n c h u n é n.

n g h i ợn c u h i n t ợng m t n n h, t r c h t x ợt m t c t t h ợng, ợn h i t u y t i, h a i u c h t. K h i l c n é n đ c t r c tác đ ợng v ợo c t t ợng l ợn, c t v n t h ợng và c ợng n ợn h i c h o n k h i t t i t r ợng t i h n P_{cr} . T i t r ợng t i h n c n h n g h a là t i t r ợng n é n đ c t r c n h n h t m ợng v i n ợ, m t c h u y n v ợng n h l ợm c h o c t b c ợng ợng và t i m t h y m t s c ợn b ợng m i. n h n g h a v t i t r ợng t i h n n ợy c b i u đ i n t r ợn c ợc ợng c ợng t i t r ợng - c h u y n v c a h i n h 4.1.

T r ợng h i n h 4.1, i m m ợt i ó c ợc s t h ợy i n g x c g i là $i m r$. ợng t i t r ợng - c h u y n v là t h ợng ợng c h o t i i m n ợy, s ợc ó t h ợn c t d i c h u y n s ợng p h i h o c s ợng t r ợi t u t h ợo h ợng c a tác ợng ợng. K h i v ợng ợng t r ợn k h ợc k h ợng, c t b h h ợng do o n và l ý t h u y t b i n d ợng n h đ b ợo r ợng, k h ợng t h i p t c t n g l c đ c t r c c n a. N u s đ ợng l ý t h u y t b i n d ợng l n t h i ợng s u t p h s p h ợt t r i n và ợp ợng t i t r ợng - c h u y n v s t u ợn t h ợo ợng r i n ợt t r ợn h i n h 4.1.

L i g i t h ợo l ý t h u y t b i n d ợng n h v v n m t n n h ợc *Euler* c ợng b n m 1759. Ớng ợc ợc h ợng m i n h r ợng, t i t r ợng g ợy o n t i h n P_{cr} c ợc t ợc t ợn b ợng c ợng t h c s ợu:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{4.1}$$



Hình 4.1 Biện luận tải trọng-chuyển vị và các trạng thái

trong đó,

E mô đun đàn hồi của vật liệu,

I mô men quán tính của mặt cắt ngang của trục trung tâm vuông góc với mặt phẳng uốn,

L chiều dài của cột có hai đầu chốt.

Công thức này rất quen thuộc trong thực tế và phần chứng minh nó không cần trình bày ở đây.

Công thức 4.1 cũng có thể được biểu diễn theo ứng suất tới hạn σ_{cr} khi chia 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 nhúng bán kính quán tính của mặt cắt $I = Ar^2$, biểu thức trên có thể viết thành

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \tag{4.2}$$

trong đó, L/r thường được xem là hệ số mảnh của cột. Số này xảy ra quanh trục trung 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 trung tâm thì lệch khỏi trục đối xứng của tiết diện. Trong bất kỳ trường hợp nào, tất cả các mảnh đều phải được xác định vì nó ảnh hưởng đến ứng suất tới hạn trên mặt cắt ngang.

Ứng suất gây tới hạn lý tưởng cho trong công thức (4.2) bản chất là ba thông số cơ bản chính: liên kết hai đầu, ứng suất dãn và công ban đầu. Hai

thông số sau phụ thuộc vào phương thức kết cấu. Các thông số này và hình ảnh của chúng được trình bày trong các phần tiếp theo.

Chiều dài hiệu dụng

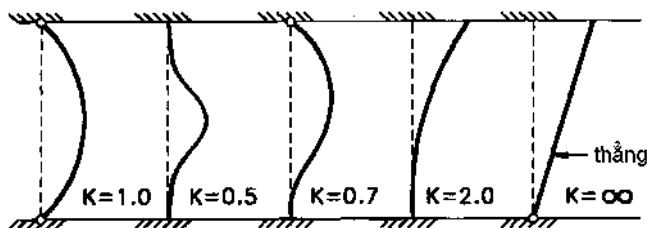
Bài toán cơ bản nhất về ổn định của cột Euler là ổn định của cột lý tưởng không có liên kết chuyển mô men hai đầu. Ổn định của cột có chiều dài L mà các đầu của nó không chuyển vị ngang, sự ràng buộc của các đầu liên kết với các đầu khác sẽ làm cho vị trí của các mô men bẻ không dịch xa khỏi các đầu cột. Khoảng cách giữa các mô men bẻ không phải là chiều dài hiệu dụng hai đầu cột, trong trường hợp này $K < 1$. Nếu liên kết đầu là chốt hoặc ngàm thì các giá trị tiêu biểu của K trong trường hợp không có chuyển vị ngang của đầu gối trong ba sơ đồ tiêu chuẩn hình 4.2.

Nếu một đầu cột có chuyển vị ngang so với đầu kia thì chiều dài hiệu dụng có thể lớn hơn chiều dài hình học, khi đó $K > 1$. Hình vẽ này thể hiện trong hai sơ đồ sau của hình 4.2 vị trí chốt đầu và đầu kia là ngàm hoặc chốt. Tổng quát, công thức tính chiều dài hiệu dụng KL có thể tính bằng công thức sau khi biết tỉ lệ biến dạng (4.2):

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

Trong đó K là hệ số chiều dài hiệu dụng.

Các ràng buộc của cột trong thực tế thường có trong khoảng giữa chốt và ngàm, phụ thuộc vào các liên kết của cột. Ổn định của các liên kết bằng bộ lông hoặc hàn của hai đầu của các đầu gối nén bên trung chuyển vị ngang, K có thể dao động từ 0,75. Do đó, chiều dài hiệu dụng của các đầu gối nén trong các khung ngang và gối ngang có thể dao động từ $0,75L$ với L là chiều dài không có ngang của đầu gối.

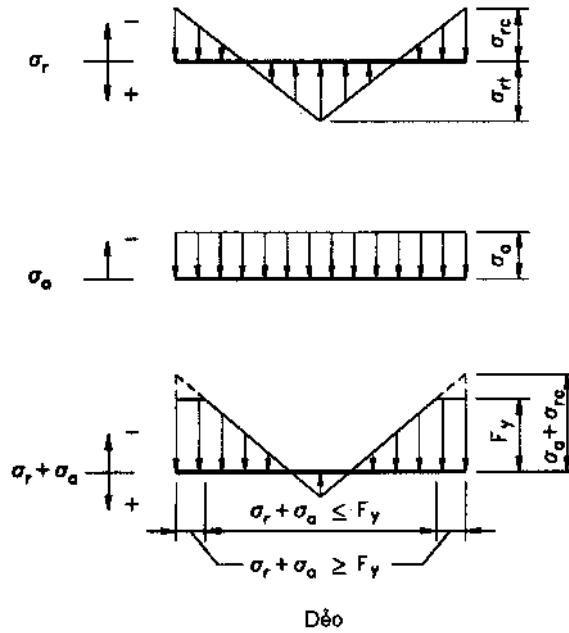


Hình 4.2 Liên kết đầu và chiều dài hiệu dụng của cột. (a) chốt-chốt, (b) ngàm-ngàm, (c) ngàm-chốt, (d) chốt-ngàm, (e) chốt-chốt.

Ứng suất dãn

Ứng suất dãn là các ứng suất được đề cập trong 1.3.2. Nói chung, ứng suất dãn sinh ra bởi sự biến dạng không đồng đều của các đầu gối trong quá trình gia công hay chốt ở nhà máy. Nguyên nhân của biến dạng ứng suất dãn có thể tóm tắt như sau: Các trường hợp đầu tiên chịu ứng suất dãn nén, các trường hợp sau cùng chịu ứng suất dãn kéo (Bjorhovde, 1992).

lên các ứng suất dãn và nén có thể bằng ứng suất chảy của vật liệu. Ứng suất nén dãn tác động thêm khi khai thác có thể gây chệch trong mặt cắt ngang mặt cắt ngang thành phần so với trục trung tâm $F_y A_s$. Ứng suất tổng hợp này được biểu diễn trên hình 4.3, trong đó σ_{cr} là ứng suất dãn, σ_{rt} là ứng suất dãn kéo và σ_a là ứng suất nén dãn tác động thêm. Các phần tử của các trục σ bị chệch do trong khi phần bên trong vẫn còn làm việc như hình 4.3.



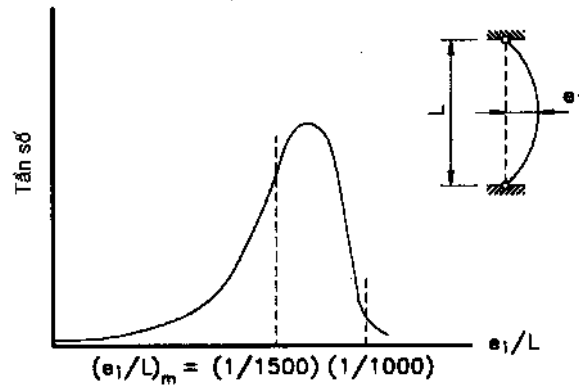
Hình 4.3 (a) ứng suất dãn, (b) ứng suất nén tác động và (c) ứng suất tổng hợp (Bjorhovde, 1992)
cong ban uốn

Ứng suất dãn phát triển trên chi u dài của trục và mặt cắt ngang các vị trí thì là chu kỳ phân bố ứng suất tổng hợp trong hình 4.3. Phân bố ứng suất không đều trên chi u dài của trục sẽ xảy ra khi quá trình làm lạnh là không đồng đều. Nếu ứng suất tổng hợp là mặt cắt của trục sau khi các trục trong thép sẽ cắt theo chi u dài và các trục sang mặt bên làm nguội. Các trục khác nhau có thể trên giá làm lạnh sẽ hình thành nên các trục nguội của các trục này.

Nếu mặt của trục nóng nằm ở mặt bên và mặt của trục nằm ở mặt bên kia thì sẽ nguội sẽ không đều trên mặt cắt. Ngoài ra, các trục nguội nhanh hơn phần thanh còn lại và sẽ nguội không đều trên chi u dài của trục. Sau khi thanh nguội đi, phân bố ứng suất dãn không đều sẽ làm cho thanh bị võng, cong, thậm chí bị vênh. Nếu thanh bị uốn cong thì có thể không còn tho mãn vị trí là thanh tuy vậy mà phải xem là có cong ban uốn.

Mặt cắt có cong ban uốn sẽ chịu mô men uốn khi có tải dãn tác động. Mặt phân tích kháng các trục sẽ chịu mô men uốn này và sẽ kháng tải dãn các trục. Do vậy, các trục không hoàn hảo có khả năng chịu tải nhỏ hơn so với lý thuyết.

cong ban u trong thép cán I cánh r ng, theo th ng kê, c bi u di n trên hình 4.4 d ng phân s so v i chi u dài c u ki n. Giá tr trung bình c a l ch tâm ng u nhiên e_1 là $L/1500$, trong khi giá tr l n nh t vào kho ng $L/1000$ (Bjorhovde, 1992).

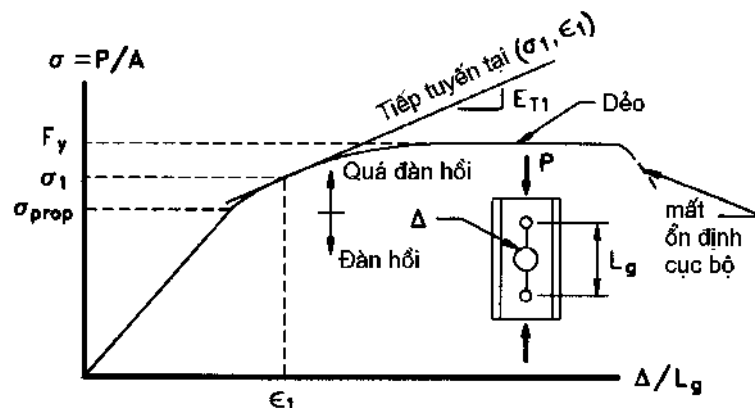


Hình 4.4 S bi n thiên c a cong ban u theo th ng kê (Bjorhovde, 1992).

4.2 Khái ni m v m t n nh quá àn h i

T i tr ng gây m t n nh theo Euler trong công th c (4.1) c a ra d a trên gi thi t v t li u làm vi c àn h i. i v i các c t dài, m nh, gi thi t này là h p lý vì s o n x y ra m c t i tr ng t ng i th p và ng su t c sinh ra là th p n c ng ch y c a v t li u. Tuy nhiên, v i nh ng c t ng n, th p, t i tr ng gây o n l i cao h n và s ch y x y ra trên m t ph n m t c t ngang.

i v i các c t ng n, không ph i t c các th c a m t c t ngang u b t u ch y cùng m t th i i m. i u này là h p lý vì các vùng có ng su t d nén s ch y u tiên nh c minh ho trên hình 4.3. Do ó, khi t i tr ng nén d c tr c t ng lên, ph n m t c t còn làm vi c àn h i s gi m i cho t i khi toàn b m t c t ngang tr nên d o. S chuy n t ng x àn h i sang ng x d o x y ra t t nh c bi u di n b ng ng cong ng su t-bi n d ng trên hình 4.5 cho m t c t ng n. Quan h ng su t-bi n d ng này khác nhau do s thay i khá t ng t khi chuy n t àn h i sang d o th ng x y ra trong các thí nghi m thanh ho c m u thép công tr ình (hình 1.5).



Hình 4.5 ng cong ng su t bi n d ng c a c t công son ng n

ng công ứng suất bị nén do các tải trọng trong hình 4.5 là chỉ số về ứng xử đàn hồi khi tải σ_{prop} và chuyển đổi sang ứng xử dẻo khi tải F_y . Mô đun đàn hồi E được dùng cho ứng xử đàn hồi cho tới khi tải trọng các ứng suất nén tác động và ứng suất dẻo trong hình 4.3 bằng ứng suất chảy, tức là khi

$$\sigma_a + \sigma_{cr} = F_y$$

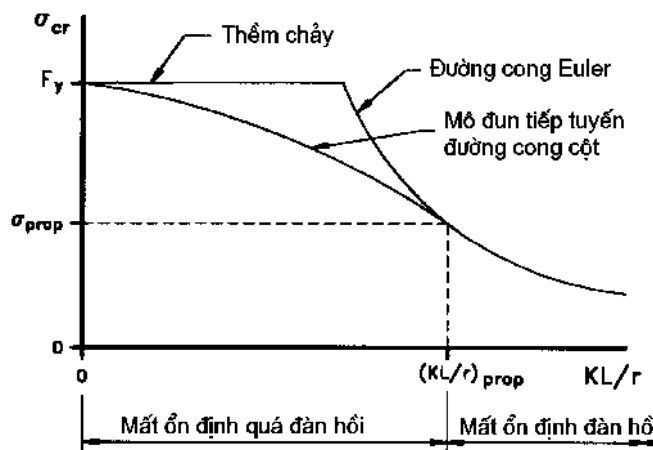
hay

$$\sigma_{prop} = F_y - \sigma_{cr} \tag{4.4}$$

Trong sự chuyển tiếp giữa ứng xử đàn hồi và ứng xử dẻo, mô đun thay đổi ứng suất so với biến dạng được biểu thị bằng mô đun tiếp tuyến E_T như trong hình 4.5. Vùng ứng công mà mô đun tiếp tuyến có ứng suất nhỏ nhất là ứng xử đàn hồi và dẻo. Vùng quá đàn hồi. Mô đun tiếp tuyến hay mô đun quá đàn hồi đặc trưng gây ra một biến dạng khi thay E_T cho E trong công thức 4.3 về ứng xử đàn hồi

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

ứng công một phần đàn hồi và quá đàn hồi (theo Euler và mô đun tiếp tuyến) được biểu diễn trên hình 4.6. Hình chuyển tiếp thể hiện thay đổi ứng xử đàn hồi sang ứng xử dẻo là ứng xử đàn hồi σ_{prop} các công thức (4.4) và tải trọng mất ổn định ứng $(KL/r)_{prop}$.



Hình 4.6 Mô đun tiếp tuyến liên hệ và ứng công cột theo Euler

4.3 Sức kháng nén

Sức kháng nén được xác định bằng giá trị lớn nhất khi tải trọng không xảy ra và toàn bộ tải trọng có ứng suất chảy F_y . Tải trọng chịu dẻo hoàn toàn P_y là tải trọng lớn nhất mà cột có thể chịu được và có thể sử dụng cho nhu cầu ứng công kết cấu sao cho chúng không phụ thuộc vào các phép công trình. Tải trọng chịu dẻo là

$$P_y = A_s F_y \tag{4.6}$$

Trong ví dụ trên, tải trọng gây ra uốn trục Euler P_{cr} thu được khi nhân công thức 4.3 với A_s

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

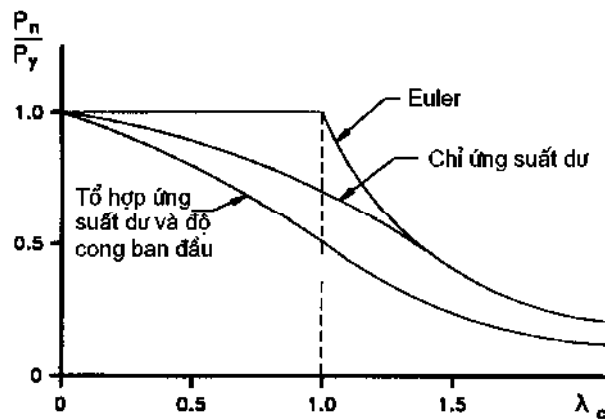
Khi chia biểu thức 4.7 cho biểu thức 4.6, ta có công thức xác định ứng suất Euler như sau

$$\frac{P_{cr}}{P_y} = \left(\frac{\pi r}{KL} \right)^2 \frac{E}{F_y} = \frac{1}{\lambda_c^2} \tag{4.8}$$

Trong đó λ_c là giới hạn ổn định

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{\pi r} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{4.9}$$

Ứng suất Euler và mô men uốn trục được biểu diễn bằng đồ thị trên cùng trong hình 4.7. Ứng suất uốn trục vượt quá giới hạn ổn định thì hình dạng ứng suất có xét đến sự giảm mô men uốn trục do cong ban đầu là ứng suất đúng trong hình 4.7. Ứng suất đúng này là ứng suất thực tế cần sử dụng trong tiêu chuẩn thiết kế.



Hình 4.7 Ứng suất uốn trục và mô men uốn trục trong các trường hợp không hoàn hảo

Ứng suất uốn trục thực tế phải nhỏ hơn ứng suất Euler và ứng suất uốn trục vượt quá giới hạn ổn định thì hình dạng ứng suất có xét đến sự giảm mô men uốn trục do cong ban đầu là ứng suất đúng trong hình 4.7. Ứng suất đúng này là ứng suất thực tế cần sử dụng trong tiêu chuẩn thiết kế.

$$\frac{F_y - \sigma_{rc}}{F_y} \frac{A_s}{A_s} = \frac{1}{\lambda_{prop}^2}$$

hay

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

Giá trị của λ_{prop} phụ thuộc vào mối quan hệ giữa ứng suất dãn 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

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

và $\lambda_{prop} = 1,49$. Ứng suất dãn càng lớn thì giới hạn đàn hồi mà titanium oxy ra sẽ chuyển sang mất dần dần hình thành. Giới hạn đàn hồi của các cột thép trong thực tế thường làm vì các cột có chiều dài trung bình quá dài. Ít khi gặp các cột có mô men xoắn làm vì các cột dài hình thành, bỏ sót trình tự hình thành Euler.

Sức kháng nén danh nghĩa

tránh các vấn đề trong công thức 4.9, giới hạn đàn hồi mà thực tế nên chấp nhận sau

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

điều kiện chuyển tiếp giữa hai quá trình đàn hồi và uốn dẻo hình thành hay giữa các cột có chiều dài trung bình và cột dài để xác định ứng suất $\lambda = 2,25$. Trong vùng dài ($\lambda > 2,25$), công thức danh nghĩa của các P_n cho bởi

$$P_n = \frac{0,88 F_y A_s}{\lambda} \quad (4.12)$$

là trình tự của trình tự hình thành Euler của công thức 4.7 nhân với hệ số giảm 0,88 xét đến công suất uốn bằng $L/1500$.

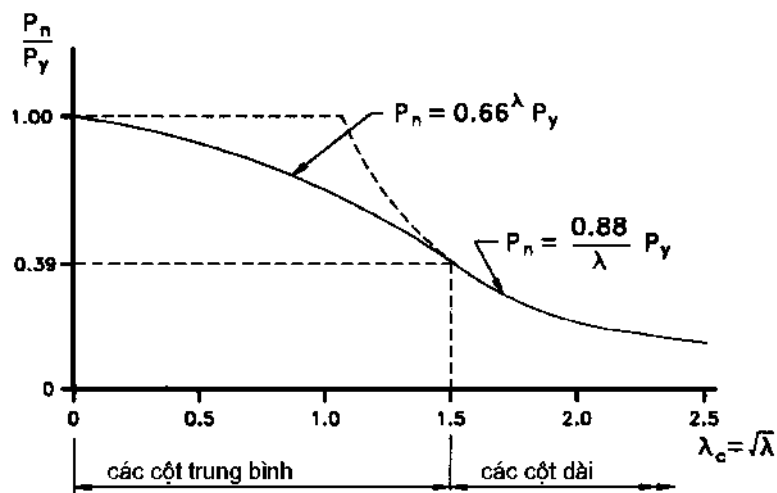
Trong vùng dài trung bình ($\lambda < 2,25$), công thức danh nghĩa của các P_n để xác định tải trọng công suất uốn tiếp tục chuyển tiếp êm dịu từ $P_n = P_y$ và ứng suất công suất uốn Euler. Công thức cho ứng suất chuyển tiếp là

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

Các ứng suất công suất uốn các công thức 4.12 và 4.13 được biểu diễn trong hình 4.8 ứng với λ_c chỉ không phải là giá trị nguyên hình dạng của ứng suất công suất uốn đã biểu diễn trong các hình 4.6 và 4.7.

Bây giờ cùng xác định sức kháng nén của các cột là nhân sức kháng danh nghĩa P_n với hệ số giảm ứng suất nén ϕ_c để đạt được 1.1, tức là

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



Hình 4.8 Đồ thị công suất thiết kế

Tỷ số b/r và độ dày giằng

Công thức nén các cột dài trung bình có sẵn là công thức đơn giản tùy thuộc vào kết quả thí nghiệm kết cấu công suất. Một công thức đơn giản dựa trên hình dạng các kết cấu công suất cho trên hình 4.5. Vì các kết cấu công suất là khá ngắn nên nó sẽ không bị mất ổn định như vậy. Tuy nhiên, có thể xảy ra sự mất ổn định cục bộ vì hiệu quả là sự giảm khả năng chịu tải của các chi tiết quá lớn. Do vậy, để đảm bảo các chi tiết ổn định

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{4.15}$$

trong đó, k là hệ số an toàn lấy từ bảng 4.1, b là bán kính quán tính cho trong bảng 4.1 (mm) và t là độ dày tấm (mm). Các quy định cho trong bảng 4.1 áp dụng cho các chi tiết có mặt cắt trên mặt phẳng và các chi tiết có mặt cắt trên hai chiều minh họa trên hình 4.9.

Tỷ số mô men giằng

Nếu các chi tiết quá mảnh, chúng sẽ có ứng suất biến dạng và không kinh tế. Giới hạn cần kiểm tra cho các điều kiện chịu tải chính là $(KL/r) \leq 120$ và cho các thanh chịu tải là $(KL/r) \leq 140$.

VÍ DỤ 4.1

Tính công thức 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 dữ kiện

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

Bài giảng

T s m nh $\max \frac{KL}{r} = \frac{1,0(6100)}{62,9} = 97,0 < 120$, đạt

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

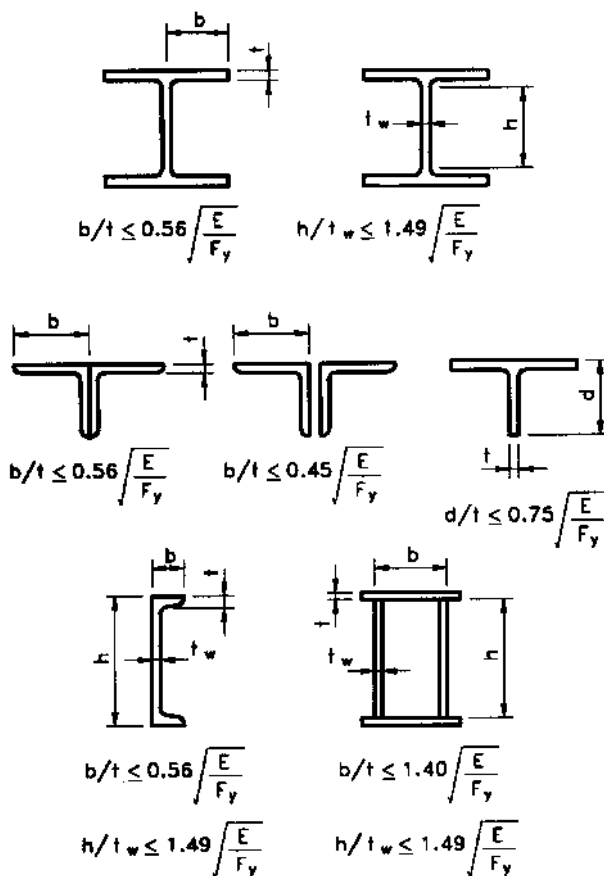
$\frac{h_c}{t_w} = 25,3 < k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,1$, đạt

Gi i h n m nh c a c t

$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{97,0}{\pi}\right)^2 \frac{250}{200000} = 1,19 < 2,25$ c t có chỉ u dài trung bình

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

C ng ch u nén thi t k $\phi_c P_n = 0,90(2,15 \cdot 10^6) / 10^3 = 1935$ kN



Hình 4.9 Các t s b r ng/b dày gi i h n

Bảng 4.1 Các tiết diện/bảng dày/giới hạn

Các tiết diện theo một chiều	k	b
Các biên và các chi tiết	0,56	<ul style="list-style-type: none"> • Bảng cánh chữ I • Bảng toàn bộ cánh chữ U • Khoảng cách giữa mép do và bu lông hoặc ngàm đầu tiên trong tiết diện • Chiều rộng toàn bộ chiều cao của thép góc chữ ra ở vị trí tiếp giáp
Thân của thép cán T	0,75	<ul style="list-style-type: none"> • Chiều cao toàn bộ của thép T
Các chi tiết chữ ra khác	0,45	<ul style="list-style-type: none"> • Chiều rộng toàn bộ chiều cao của thép góc chữ ra ở vị trí thanh chữ ra hoặc thanh chữ ra thép góc kép không áp sát • Chiều rộng toàn bộ chiều cao của phần chữ ra cho các trường hợp khác
Các tiết diện theo hai chiều	k	b
Các biên của hình hộp và các tấm	1,4	<ul style="list-style-type: none"> • Khoảng cách giữa các vách ở bán kính góc trong mỗi vị trí các biên của tiết diện hình hộp • Khoảng cách giữa các ngàm hoặc bu lông ở vị trí các tấm cánh
Các vách và các cấu kiện khác	1,49	<ul style="list-style-type: none"> • Khoảng cách giữa các biên ở bán kính cong ở vị trí vách của dầm thép cán • Khoảng cách giữa các góc mép cho các trường hợp khác
Các tấm có l	1,86	<ul style="list-style-type: none"> • Khoảng cách giữa các góc mép

Chương 5 M T C T C H I C H U U N

Các m t c t I ch u u n là các c u k i n c h u t i t r n g n g a n g v u o n g g o c v i t r c d c c a c h u n g c h y u t r o n g t h p u n v a c t . T r o n g h u h t c a c d m c u c s d n g , l c d c t r c t h n g n h v a k h o n g c x e t n . N u l c d c t r c l n a n g k t h i m t c t n g a n g p h i c x e m l a m t d m c t . N u t i t r n g n g a n g l a l c h t a m s o v i t r n g t a m c t c a m t c t n g a n g t h i p h i x e t n u n v a x o n k t h p . N i d u n g c h n g n a y c g i i h n c h o n g x c b n v a t h i t k c a c m t c t d m I t h n g t u y t i b n g t h e p c a n h o c t h e p t h p t r o n g n h a m a y , i x n g q u a t r c t h n g n g t r o n g m t p h n g v a c h v a c h y u c h u u n .

5.1 T n g q u a n

S c k h a n g u n c a m t c t c h I p h t h u c l n v a o n n h c c b c n g n h t n g t h . N u m t c t r t n n h t i t r n g l n t h i m t c t I c o t h p h a p t r i n s c k h a n g u n t m o m e n k h a n g c h y u t i e n M_y t i m o m e n k h a n g d o t o a n p h n M_p . N u n n h b h n c h b i m t n n h c c b h a y m t n n h t n g t h t h i s c k h a n g u n s n h h n M_p v a , n u m t n n h n g h i e m t r n g , s n h h n M_y .

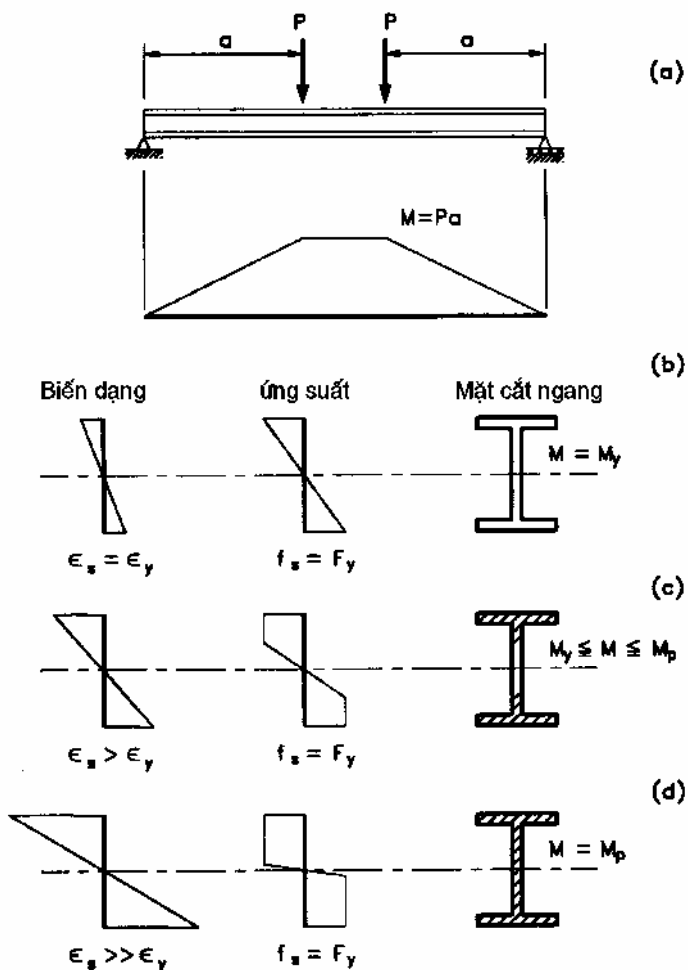
5.1.1 P h a n t i c h n g s u t t r e n m t c t t h n g g o c d m c h u u n t h u n t u y

X e t m t c t I i x n g h a i t r c t r o n g h i n h 5.1, c h u u n t h u n t u y v u n g g i a n h p b i h a i l c t p t r u n g b n g n h a u . G i t h i t n n h c m b o v a n g c o n g n g s u t - b i n d n g c a t h e p l a a n h i - d o l y t n g . K h i t i t r n g t n g l e n , m t c t n g a n g p h n g t r c b i n d n g t h i v n p h n g s a u b i n d n g (g i t h u y t B e c n u l i) v a b i n d n g t n g c h o t i k h i c a c t h n g o a i c u n g c a m t c t t $\epsilon_y = F_y / E$ (h i n h 5.1b) . M o m e n u n m a t i o t h u t i e n b c h y c n h n g h a l a m o m e n c h y M_y .

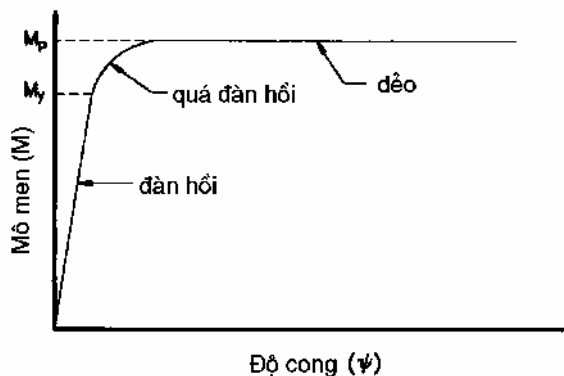
S t n g t i t r n g t i p t c l a m c h o b i n d n g v a s q u a y t n g l e n , n g t h i , n g a y c a n g c o n h i u t h c a m t c t n g a n g b c h y (h i n h 5.1c) . T i n h h u n g g i i h n l a k h i c a c b i n d n g d o t i t r n g g a y r a l n n m c t o a n b m t c t n g a n g c o t h c c o i l a t n g s u t c h y F_y (h i n h 5.1d) . L u c n a y , m t c t l a d o h o a n t o a n v a m o m e n u n t n g n g c n h n g h a l a m o m e n d o M_p .

B t k s g i a t n g t i t r n g n a o c h d n n t n g b i n d n g m a k h o n g l a m t n g s c k h a n g u n . G i i h n n a y c a m o m e n c o t h c t h y t r e n b i u m o m e n - c o n g l y t n g t r o n g h i n h 5.2 . c o n g c x a c n h b n g m c t h a y i b i n d n g h a y n g i n l a n g h i e n g c a b i u b i n d n g , t c l a

$$\Psi = \frac{\epsilon_c}{c} \tag{5.1}$$



Hình 5.1 Quá trình chuyển đổi khi chịu tải. (a) mô men uốn chịu tải hai tải trọng trung tâm, (b) chuyển đổi tuyến tính ngoài cùng, (c) dẻo một phần và hình thành dẻo và (d) dẻo toàn phần



Hình 5.2 Đường mô men- xoay chuyển của thép

với ϵ_c là ứng biến khi cách c so với trục trung hòa.

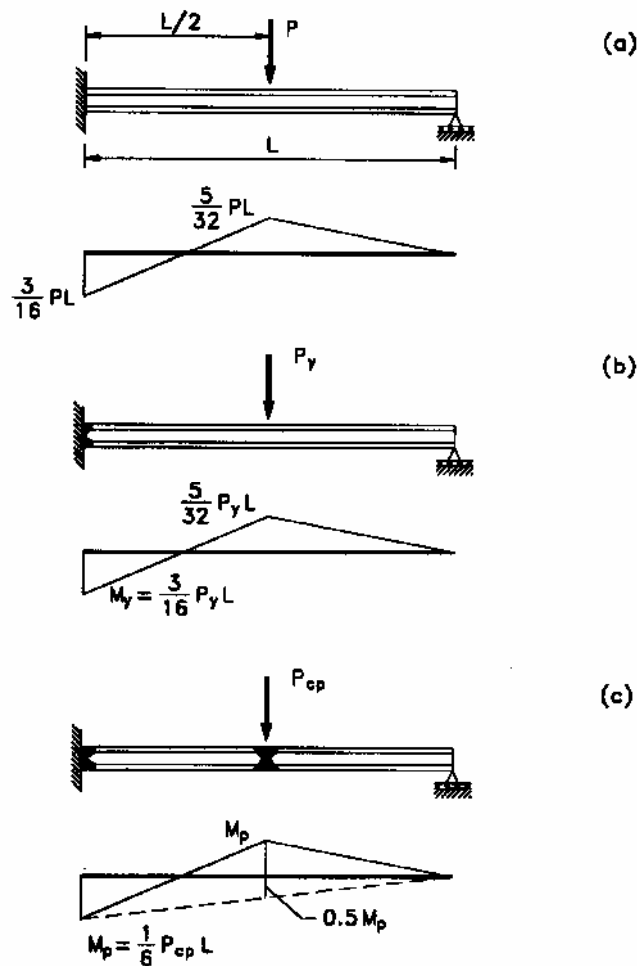
Quan hệ mô men- xoay trong hình 5.2 có ba đoạn: đàn hồi, quá đàn hồi và dẻo. Đoạn quá đàn hồi thì hình thành nên chuyển tiếp mềm dẻo từ đàn hồi và dẻo.

khi ngày càng có nhiều thanh trên mặt cắt ngang bố trí. Chiều dài của nó áp dụng do Ψ_p so với nó áp dụng ảnh hưởng Ψ_y là thức toán học của mặt cắt.

5.1.2 Sự phân bố momen

Khi mô men do M_p từ từ tăng lên, góc quay phần xuất hiện từ đó và mặt cắt ngang của nó có mô men không M_p hình thành. Khi hình dạng này hình thành trong mặt cắt của thanh nh, nh trong đường kính của hình 5.1, các thanh phá hủy xuất hiện và sự phá hủy xảy ra.

Tuy nhiên, nếu mặt cắt ngang hình thành trong mặt cắt của siêu thanh, sự phá hủy không xảy ra và đường kính còn tiếp tục chịu các mặt phân tích ngang bổ sung. Sự tăng thêm tải trọng này có thể minh họa bằng mô hình công son có ghi trong hình 5.3a, đường kính của thanh chịu tải trọng tập trung theo bố trí của hình p. Giá trị của α này là khi tải trọng gây ra mô men uốn nằm ở đầu từ M_y . Tải trọng ghi P_y này sẽ gây ra mô men là không M_y bằng phân tích ảnh hưởng cho thấy trong hình 5.3b.



Hình 5.3 Sự phân bố momen trong mô hình công son có ghi. (a) mô men ảnh hưởng, (b) mô men chịu tải trọng tập trung và (c) mô men lúc gãy chốt

Số tầng tiếp tục cắt ngang làm hình thành khung dẹt u ngang. Tuy nhiên, kỹ thuật không bị sụp vì các trục chuyển ngang chia hình thành. Dầm có mô men u ngang gây trở thành mô men giằng với mô men uốn bị M_p mô men u. Các trục chuyển ngang chia hình thành cho tất cả khi xuất hiện mô men khung dẹt hai vị trí có mô men lớn nhất tại hai đầu tác động cắt ngang trung. Tình huống này được biểu diễn trên hình 5.3c.

Khi giả thiết $M_y = 0,9 M_p$, 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 ngang 25% so với tải trọng uốn tính theo phân tích đàn hồi. Tuy nhiên, tải trọng này, khả năng quay phiến ra khỏi khung dẹt u ngang có thể có phân phối mô men.

Mô thức khác thay phân phối mô men khi hình thành khung dẹt u là so sánh mô men dương với mô men âm. Tải trọng biểu mô men uốn trên hình 5.3b, tải trọng này là

$$\left(\frac{M_{pos}}{M_{neg}} \right)_e = \frac{\frac{5}{32} PL}{\frac{3}{16} PL} = 0,833,$$

trong khi tải trọng biểu mô men khi phá hoại (hình 5.3c)

$$\left(\frac{M_{pos}}{M_{neg}} \right)_{cp} = \frac{M_p}{M_p} = 1,0$$

Điều rõ ràng là mô men uốn phân phối.

Nếu các điều kiện là chính xác, tiêu chuẩn AASHTO LRFD 1998 cho phép giảm tải 10% mô men âm thu được tính toán đàn hồi. Khi tải mô men âm giảm đi, cân bằng tĩnh học đòi hỏi mô men dương các nhịp lân cận phải tăng lên. Trong trường hợp dầm công son có gối đỡ trong hình 5.3, nếu mô men âm M_{neg} giảm 10% thì, mô men cân bằng, mô men dương M_{pos}^* tải trọng chính giảm ảnh hưởng phải tăng lên bởi 0,05 M_{neg} , tức là

$$\begin{aligned} M_{pos}^* &= M_{pos} + 0,05M_{neg} \\ &= \frac{5}{32} PL + 0,05 \left(\frac{3}{16} PL \right) = 0,156 PL + 0,009 PL = 0,165 PL \end{aligned}$$

Nếu các tải trọng liên tục thì số tầng mô men dương có thể là gấp đôi.

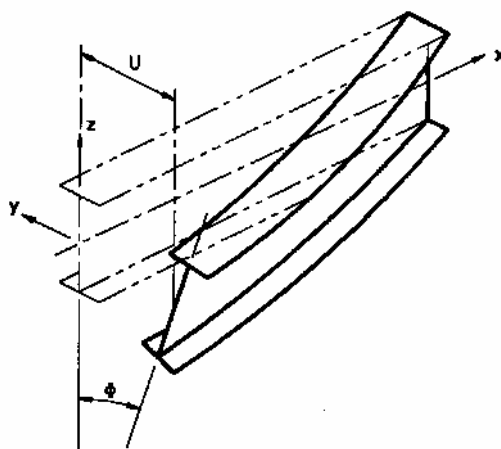
Số phân phối mô men có thể xảy ra trong một kỹ thuật siêu tĩnh cân bằng nhàn hạ khi quay có thể xảy ra khỏi khung dẹt u hình thành sớm hơn. Tải trọng tải trọng mô men tại vị trí chịu tải trọng tại vị trí có dầm đỡ ngang. Kỹ thuật

quả là khi năng suất tăng lên và có thể đoán rằng tiết diện phá hoại thực tế sẽ khác nhau.

5.1.3 Momen xoắn

Vấn đề chủ yếu phát triển sức kháng dãn M_p là sự xoắn có thể xảy ra hay không khi tiết diện ngang. Nếu xảy ra moment xoắn thì hay có thể thì M_p không thể đạt được.

Moment xoắn có thể xảy ra khi biên nén của mặt tiết diện ngang không có liên kết ngang để làm vị trí trung tâm và có xu hướng rời ra ngoài mặt phẳng của các sợi gia cường. Vì thế, do biên nén là mặt phẳng của mặt tiết diện ngang dãn có biên kéo của sợi gia cường, mặt tiết diện ngang sẽ xoay khi nó chuyển vị ngang. Hình ảnh này được mô tả trên hình 5.4 và được gọi là moment xoắn ngang.



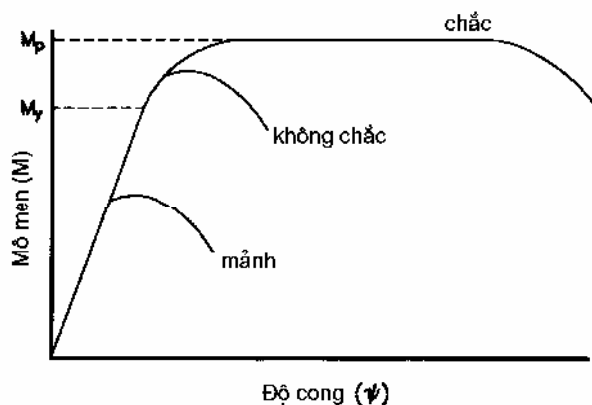
Hình 5.4 Moment xoắn ngang

Moment xoắn có thể là hiện tượng các bản thép mỏng của dầm bị biến dạng cục bộ (lồi, lõm, cong, vênh) dưới tác động của các ứng suất nén. Moment xoắn có thể xảy ra khi tiết diện ngang và bề dày của các phần chịu nén là quá lớn. Các giới hạn cho tiết diện này phụ thuộc vào các giới hạn cho tiết diện trong hình 4.9. Nếu xảy ra trong biên nén thì được gọi là *moment xoắn cục bộ biên*. Nếu xảy ra trong vùng nén của vách (sэнд м) thì được gọi là *moment xoắn cục bộ vách*.

5.1.4 Phân loại tiết diện

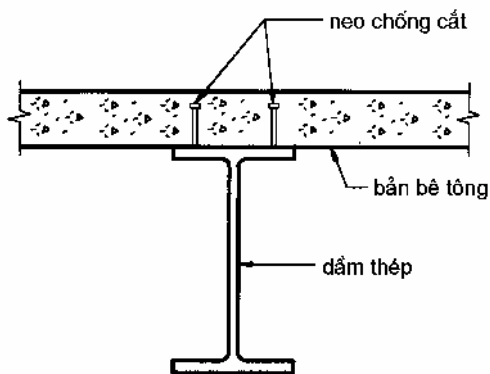
Mặt tiết diện ngang được phân biệt dựa vào *chức năng*, *không chức năng* và *không phụ thuộc* vào tiết diện ngang/bề dày của các phần chịu nén của nó và khoảng cách giữa các sợi gia cường. *Mặt tiết diện chức năng* là mặt tiết diện có thể phát triển mô men dãn toàn phần M_p trước khi moment xoắn ngang hoặc moment xoắn cục bộ biên hay của vách xảy ra. *Mặt tiết diện không chức năng* là mặt tiết diện có thể phát triển mô men bẻ hay lún M_y nhưng không M_p , trước khi moment xoắn cục bộ biên của phần chịu nén của nó xảy ra. *Mặt tiết diện không phụ thuộc* là mặt tiết diện mà các phần chịu nén của nó là những thành phần của nó.

nh các bố trí các khi mô men tĩnh M_y . So sánh áp dụng mô men - cong của các mô men tĩnh này trong hình 5.5 cho thấy khác biệt trong ứng xử của chúng.



Hình 5.5 Áp dụng các ba loại mô men tĩnh

Các mô men tĩnh còn có thể phân chia thành các mô men tĩnh liên hợp và không liên hợp. Mô men tĩnh liên hợp là mô men tĩnh mà trong đó tất cả liên kết chuyển tiếp của thiết kế thoả mãn giả định bê tông và dầm thép (hình 5.6). Mô men tĩnh chuyển tiếp hoặc có bản bê tông nhúng bản này không có liên kết với dầm thép có thể coi là mô men tĩnh không liên hợp.



Hình 5.6 Mô men tĩnh liên hợp

Khi tất cả liên kết chuyển tiếp, 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 vùng kéo và các cốt thép chịu kéo của nó mới bổ sung cho sức kháng uốn của dầm thép. Sức kháng uốn của mô men tĩnh liên hợp còn có thể tăng lên do liên kết của bản bê tông với dầm thép tạo ra giả định liên tục cho biên nén của dầm và ngăn chặn sự mất ổn định xoắn ngang. Vì các lý do này, Tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD 1998 khuyến nghị rằng, khi sử dụng kỹ thuật cho phép, nên sử dụng kết cấu dầm liên hợp.

5.1.5 Cường độ uốn

Trong phân tích các cấu kiện chịu uốn có mặt cắt không liên hợp, chỉ xét đến các cường độ uốn của dầm thép. Trong phân tích các cấu kiện chịu uốn có mặt cắt liên hợp, dĩ nhiên tính tích của bê tông cốt dầm trong tính toán các cường độ uốn của xác định dựa trên mô đun n (bảng 5.1) cho tỉ lệ cường độ nhớt và $3n$ cho tỉ lệ cường độ nhớt. Tỉ số mô đun bê tông cốt là xét đến sự biến dạng lớn do tải trọng của bê tông cốt dầm tỉ lệ cường độ nhớt. Tải trọng của bê tông cốt có khuynh hướng chuyển trọng tải dài hạn từ bê tông sang thép, làm tăng cường độ của thép. Phép nhân với $3n$ là xét đến sự biến dạng này. Cường độ uốn của liên hợp toàn phần có thể xác định trên toàn bộ chiều dài của cầu, kể cả các vùng chịu mô men âm. Cường độ uốn không đồng đều này là hợp lý vì các thí nghiệm ngoài hiện trường của các cấu kiện liên hợp liên tục đã cho thấy, có hiện tượng liên hợp ở các vùng chịu mô men âm.

Bảng 5.1 Tỉ số gia mô đun của bê tông và của bê tông cốt thép 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

5.2 Các trạng thái giới hạn

5.2.1 Trạng thái giới hạn uốn

Đối với các mặt cắt chèn, sức kháng uốn có thể biểu diễn theo mô men uốn tính bằng công thức

$$M_r = \phi_f M_n \tag{5.2}$$

trong đó ϕ_f là hệ số kháng uốn đối với uốn theo bảng 1.1 và $M_n = M_p$, với M_n là sức kháng danh định quy định cho mặt cắt chèn và M_p là mô men dẻo.

Đối với các mặt cắt không chèn, sức kháng uốn có thể biểu diễn theo trọng tải

$$F_r = \phi_f F_n \tag{5.3}$$

với F_n là sức kháng danh định quy định cho mặt cắt không chèn.

Sức kháng cắt có thể biểu diễn cho bởi

$$V_r = \phi_v V_n \tag{5.4}$$

trong đó ϕ_v là hệ số kháng uốn đối với cắt theo bảng 1.1 và V_n là sức kháng cắt danh định quy định cho các vách cắt ngang và không cắt ngang.

5.2.2 Trạng thái giới hạn trượt

1. Kiểm tra võng dài hạn

Thiết kế trục dọc cho trong bảng 1.2. Thiết kế trục này sẽ dùng kiểm tra sức bền uốn thép và ứng suất kéo vượt quá giới hạn chảy có thể xảy ra khi khai thác. Khi kiểm tra ứng suất kéo biên, sẽ phân phối mô men có thể xét đến mô men âm là chức năng ứng suất kéo biên trong ứng dụng và ứng suất uốn trục dọc phải không vượt quá

$$f_f \leq 0,95R_h F_{yf} \tag{5.5}$$

và ứng suất không chức

$$f_f \leq 0,80R_h F_{yf} \tag{5.6}$$

trong đó, f_f là ứng suất uốn kéo biên thiết kế có hệ số, R_h là hệ số giảm ứng suất uốn biên do lái (cho mô men trục dọc ứng suất, $R_h = 1,0$) và F_{yf} là ứng suất chảy kéo biên.

2/Kiểm tra võng do trọng tải không bắt buộc (A2.5.2.6.2 & A3.6.1.3.2)

võng cho phép tối thiểu như sau đây:

$$\leq \epsilon_p = \frac{1}{800} L$$

Trong đó:

L = Chiều dài nhịp dầm (m);

Δ = võng lớn nhất do trọng tải gây ra TTGHSD, bao gồm cả xung kích, ly tải tĩnh nhấc:

+ Kết quả tính toán do trọng tải tĩnh, hoặc

+ Kết quả tính toán của 25% trọng tải tĩnh cùng với trọng tải động.

võng lớn nhất (tỉ lệ trục dọc ngang giá dầm) do trọng tải tĩnh gây ra có thể lấy gần đúng ứng suất trọng tải trọng tải sao cho mô men uốn tỉ lệ trục dọc giá dầm là lớn nhất. Khi đó ta có thể sử dụng trọng tải tĩnh để tính toán.

võng lớn nhất (tỉ lệ trục dọc ngang giá dầm) do trọng tải trọng tải gây ra sẽ tính theo công thức lý thuyết đàn hồi như sau:

$$= \frac{5wL^4}{384EI}$$

Trong đó:

w = Trọng tải trọng tải trên dầm (N/m);

E = Mô đun đàn hồi của thép làm dầm (MPa);

I = Mô men quán tính của tiết diện dầm, bao gồm cả bản BTCT mặt cầu và dầm liên hợp (mm^4).

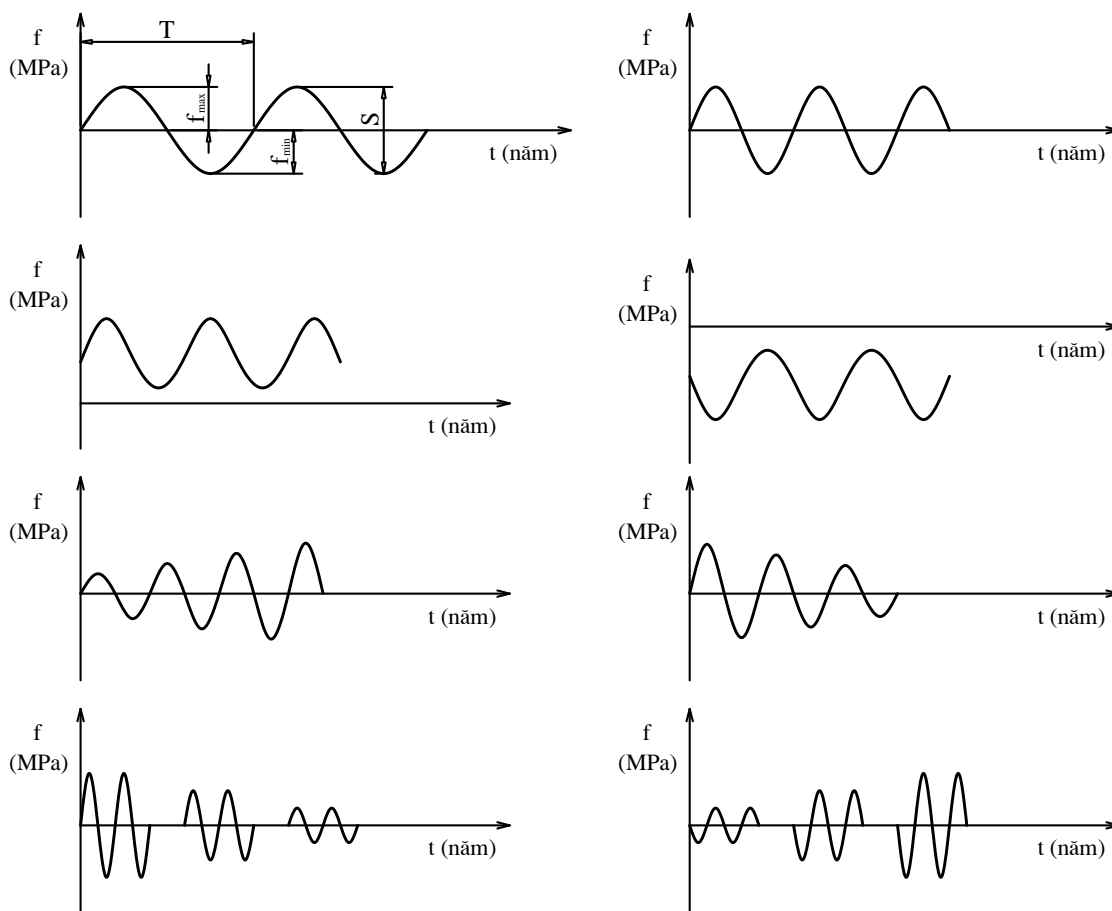
5.2.3 Trạng thái giới hạn mỏi

5.2.3.1. Khái quát chung về mỏi

5.2.3.1.1. Khái niệm về hiện tượng mỏi

- Khái niệm chung: Mỏi là hiện tượng kết cấu bị phá hoại do chu kỳ tác động lặp (mỏi).

- Khái niệm về tải trọng lặp (mỏi): là tải trọng có trị số và duy nhất theo thời gian. Đặc trưng của tải trọng này là tác động lên kết cấu nhiều lần (có thể lên đến hàng triệu lần) và vị trí luôn luôn thay đổi. Như vậy, nếu tải trọng tác động ít thay đổi hoặc lặp lại không nhiều lần thì không phải là tải trọng lặp (mỏi). Dưới đây là các ví dụ về tải trọng mỏi:



Hình 5.7 : Các ví dụ về tải trọng mỏi

Trong các công trình cầu thì các tải trọng lặp điển hình như trọng tải xe ô tô, đoàn tàu, gió.....

- Các hiện tượng phá hoại mỏi:

+ Tải trọng lúc phá hoại rất nhỏ so với tải trọng phá hoại tĩnh;

+ Phá hoại mỏi là phá hoại giòn: Lúc xuất hiện những vết nứt nhỏ, khó phát hiện tại vị trí tập trung ứng suất; sau đó vết nứt phát triển dần lên và phát triển dài ra, có

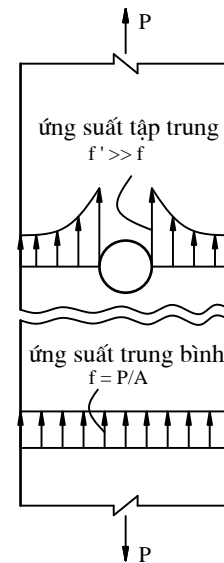
thực tế công bố công suất thép, thì vị trí vận tải thực tế thu thập dữ liệu cho thí nghiệm phá hoại.

- Nguyên nhân chính của thép là do tính không liên tục của:

+ Bản thân vật liệu thép: vật liệu thép có thể thành các tính chất thép, tuy nhiên các tính chất này không hoàn toàn đồng nhất (liên tục), mà chúng thường có những khuyết tật (tạp chất) ban đầu do quá trình luyện kim gây ra.

+ Kích thước hình học của cấu kiện kỹ thuật thép công nghệ bán gián đoạn hình học như bệ đỡ, chốt, chốt, có vết nứt ban đầu...

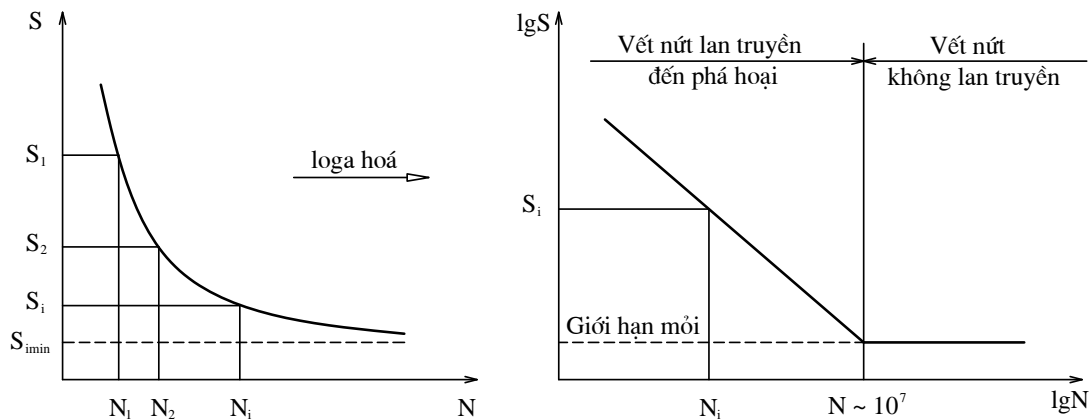
Tính không liên tục trên sẽ gây ra hiện tượng tập trung ứng suất, làm phát sinh biến dạng dẻo cục bộ ở vị trí không liên tục. Biến dạng dẻo này, nếu lặp lại nhiều lần sẽ gây nên vết nứt vĩnh viễn. Các vết nứt vĩnh viễn này lan truyền ra khi thí nghiệm lặp lại nhiều lần cho thí nghiệm phá hoại.



Hình 5.8: Hiện tượng tập trung ứng suất

5.2.3.1.2. Cách xác định công suất

- Công suất của thép hiện nay được xác định bằng thực nghiệm. Thực nghiệm cho thấy, ứng suất mỏi biên ứng suất tại vị trí ứng suất S_i thì ta sẽ tìm được chu kỳ tác động tại vị trí ứng suất gây phá hoại mỏi kỹ thuật ứng suất N_i . Thí nghiệm trên đã có Voller thực hiện với nhiều mẫu thử khác nhau và thu được kết quả như sau:



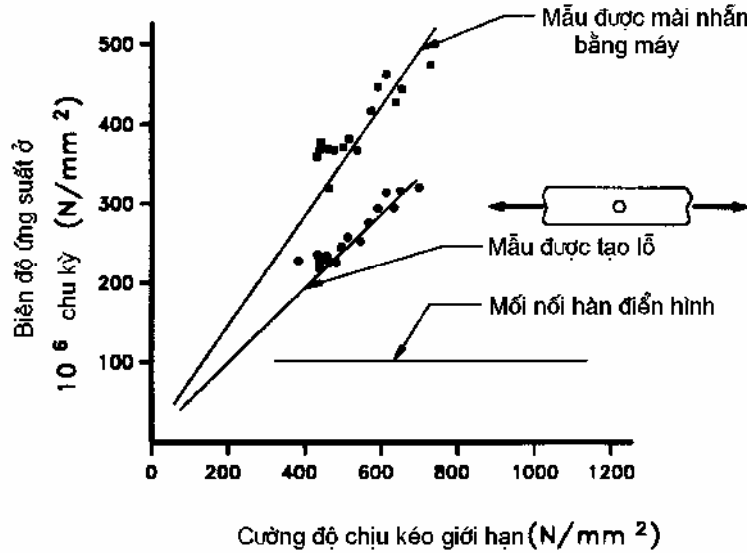
Hình 5.9 : Công suất mỏi theo Voller và theo 22TCN 272- 05

- rút ngắn chiều dài thí nghiệm công suất và ngắn khi sử dụng, ngắn lại thì ứng suất mỏi công suất trên trục loga như hình vẽ trên.

- Như vậy, bằng thí nghiệm ta xác định được công suất của các loại thép khác nhau. Trên công suất $S - N$, trục S_i gọi là công suất, N_i gọi là chu kỳ gây phá hoại mỏi ứng suất và S_{min} gọi là giới hạn mỏi vật liệu, nó chính là trục công suất liên tục ứng suất chu kỳ gây phá hoại mỏi vô cùng.

5.2.3.1.3. Hình ảnh các ứng dụng vật liệu thép carbon trong mối hàn

- Bảng thí nghiệm, ghi lại mối quan hệ giữa các ứng dụng và các tính chất vật liệu thép carbon như sau:



Hình 5.10: Quan hệ giữa các ứng dụng và các tính chất thép carbon

- Hình vẽ thể hiện, vị trí mối hàn tròn và mối hàn có khoét lỗ thì giữa các ứng dụng tính toán về các tính chất vật liệu thép carbon, còn vị trí liên kết hàn thì các ứng dụng là những không phụ thuộc vào các tính chất kim loại hàn (kim loại que hàn). Vì thế thí nghiệm cho thấy trong bản thân mối hàn luôn tồn tại sẵn những vết nứt (khuy tật) và sự phá hoại mối hàn bao gồm hai quá trình như sau:

- + Quá trình hình thành vết nứt: quá trình này phụ thuộc tính toán về các tính chất thép carbon.
- + Quá trình phát triển (lan truyền) vết nứt dẫn phá hoại: quá trình này không phụ thuộc vào các tính chất thép carbon.

5.2.3.1.4. Hình ảnh các ứng dụng của thép carbon

Thép carbon có những ứng dụng trong các tính chất thép carbon, tuy vậy nó lại không những những ứng dụng. Vì nút tiếp giáp có biên ứng suất là S , ứng suất là f_r thì biên ứng suất tiếp giáp là S .

5.2.3.2. Thiết kế theo trạng thái giới hạn

Thiết kế theo TTGH mối hàn giữa hai tấm thép do họ tính các hệ số thiết kế mà chỉ cần một trục thích hợp với các tải trọng tác động lên nó xảy ra trong trường hợp thiết kế các trục.

Thiết kế theo TTGH mối hàn giữa hai tấm thép có độ dài thích hợp mà không bị quy định.

5.2.3.2.1. Tải trọng gây mỏi

Tuổi thọ mỏi được xác định bằng biên độ ứng suất kéo trong liên kết. Do vậy không quan tâm đến ứng suất tĩnh cũng như ứng suất động.

Biên độ ứng suất chu kỳ được xác định bằng cách tổ hợp tải trọng tĩnh trên các nhịp khác nhau của cầu. Nếu cầu là đơn giản thì có ứng suất cực đại ứng suất cực tiểu bằng không. Khi tính toán các ứng suất này dùng lý thuyết đàn hồi tuyến tính.

Trong một số vùng đặc biệt theo chiều dài đơn giản ứng suất nén do tải trọng tĩnh xuyên không hở (tĩnh tải danh định) lớn hơn ứng suất kéo do tải trọng tĩnh gây ra, vì vậy sử dụng tải trọng mỏi theo quy định. Thông qua hình thức minh họa các vùng này thì ứng suất nén phải lớn hơn hoặc bằng hai lần ứng suất kéo, vì xe tải nặng nhất qua cầu có trục bánh xe hai lần hoặc tải trọng tĩnh ứng suất kéo.

5.2.3.2.2. Tiêu chuẩn thiết kế mỏi

Phương trình tổng quát về độ bền mỏi và sức kháng mỏi cho mô hình như sau:

$$\phi(\Delta F)_n \geq \eta \gamma (\Delta f) \tag{5.7}$$

Trong đó: $(\Delta F)_n$: sức kháng mỏi danh định (MPa);

(Δf) : biên độ ứng suất do xe tải gây ra (MPa)

γ : hệ số tải trọng (lấy theo hình thức tải trọng mỏi $\gamma = 0,75$)

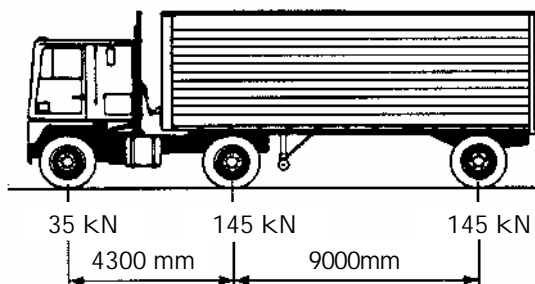
TTGH mỏi $\Phi = 1$ và $\eta = 1$ do vậy ta có:

$$(\Delta F)_n \geq \gamma (\Delta f) \tag{5.8}$$

5.2.3.2.3. Xét thiết kế mỏi và sức chịu tải biên độ ứng suất

a. Xét thiết kế mỏi

Xét thiết kế mỏi là xét thiết kế nhịp có khoảng cách giữa hai trục sau không phải là 9000mm.



Hình 5.11: Xét thiết kế mỏi

Hệ số tải trọng mỏi là tải trọng có mô hình xe tải thiết kế qua cầu với hệ số tải trọng là 0,75 và lệch trục bánh xe là 15%.

b. Xác định chu kỳ biên độ ứng suất

Chu kỳ tải trọng mỏi của thép trong giao thông trung bình của một làn xe tải hàng ngày $ADTT_{ST}$. Trong trường hợp có lưu lượng giao thông, số làn xe của một làn có thể tính tải trọng xe tải trung bình hàng ngày $ADTT$ bằng:

$$ADTT_{ST} = p \cdot ADTT \tag{5.9}$$

$ADTT$ = số xe tải/ngày theo một chỉ số tính trung bình trong tuế thi tiêu

$ADTT_{SL}$ = số xe tải/ngày trong một làn xe tải tính trung bình trong tuế thi tiêu

P là phân số xe tải trong một làn xe tải:

S làn xe tải	p
1	1
2	0,85
3	0,80

Nếu chỉ biết lưu lượng giao thông trung bình hàng ngày ADT , $ADTT$ có thể xác định bằng cách nhân với tải trọng luồn:

Loại địa phương	Tải trọng xe tải trong luồn
địa phương nông thôn liên tục gia	0,2
địa phương thành phố liên tục gia	0,15
địa phương nông thôn	0,15
địa phương thành phố	0,10

Giá trị trên của tải trọng xe khách và xe tải vào khoảng 20.000 xe một làn trong ngày và có thể dùng để tính ADT .

Số chu kỳ ứng suất N là số lần xe đi qua các trục của làn xe nên tính trong tuế thi tiêu. Với tuế thi tiêu 100 m có thể biểu diễn như sau:

$$N = (365)(100)n(ADTT_{ST}) \tag{5.10}$$

Trong đó n là số chu kỳ ứng suất trên một xe tải y theo bằng. Trường hợp $n > 1$ chỉ tính chu kỳ phân phối tải trọng do dao động sau khi xe rời khỏi trục.

Bảng 5.2: Số chu kỳ ứng suất trên một xe tải

Phân loại	Chiều dài nhíp	
	>12.000 mm	≤12.000 mm
Đường đơn	1,0	2,0
Đường liên tục: 1. Đường trục g	1,5	2,0
	2. Khác	1,0

Ví dụ 5.1 : Tính chu kỳ biên độ ứng suất N thiết kế cho một cầu đơn giản hai làn xe nhịp $L = 10670$ mm, thu cấp ứng nông thôn miền Trung. Dừng ADT = 2000 xe mỗi làn trong ngày.

$$ADTT = 0,2 \cdot 2 \cdot 20000 = 8000 \text{ xe/ngày}$$

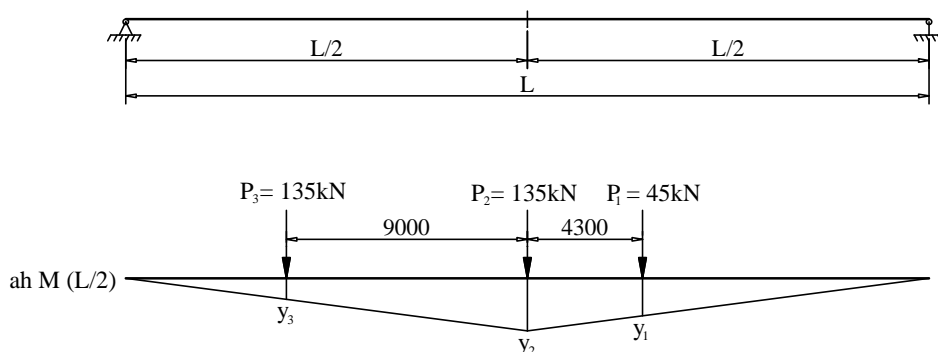
$$ADTT_{ST} = p \cdot ADTT = 0,85 \cdot 8000 = 6800 \text{ xe/ngày}$$

$$N = 365 \cdot 100 \cdot n \cdot ADTT_{ST} = 365 \cdot 100 \cdot 2 \cdot 6800 = 496 \cdot 10^6 \text{ chu kỳ}$$

c. Xác định biên độ ứng suất:

Đối với dầm thép một trục trục I, nhịp gợn sóng thì chiều dài tính khi kiểm tra mô men chính là chiều dài dầm cam kết giữa hai nhịp. Do vậy Δf được xác định theo các bước sau:

+ Xác định mô men lớn nhất tại vị trí giữa nhịp khi cho xe tải thiết kế chạy qua cầu. Nếu theo phương pháp ứng suất thì chúng ta có sơ đồ xe tải xác định mô men lớn nhất tại vị trí giữa nhịp như sau:



Hình 5.12: Sơ đồ xe tải tìm vị trí

Khi đó ta có:

$$M_{\max f} = mg_F(1+IM) \sum (P_i y_i)$$

+ Đối với nhịp gợn sóng thì:

$$(\Delta f) = f_{\max} - f_{\min} = f_{\max} = \frac{M_{\max f}}{I} y_{\text{botg}} = \frac{M_{\max f}}{S}$$

Trong đó: S: mô men kháng uốn của tiết diện giữa nhịp

5.2.3.2.4. Các loại kết cấu

Các bộ phận và các cốt thép chi tiết có thể chia thành các loại như sau: A là loại kết cấu, và E' là loại liên kết. Loại kết cấu A và B dùng cho các bộ phận liên kết hàn kín trong các phần lắp ráp không liên kết. Loại chi tiết D và E dùng cho các loại liên kết hàn góc và hàn rãnh không có bán kính chuyển tiếp hoặc chỉ có bán kính chuyển tiếp nhỏ hơn 150 mm và thích hợp với hàn tay. Yêu cầu cho mô men

c u t o khác nhau t ng k t trong b ng 6.6.1.2.3 -1 quy trình 22TCN272-05 b ng d i đây trích d n l ph n:

Bảng 5.3 - Các loại chi tiết đối với tải trọng gây ra mỏi (6.6.1.2.3 -1)

Điều kiện chung	Trạng thái	Loại chi tiết	Thí dụ minh họa, xem hình (6.6.1.2.3-1)
Các cấu kiện thường	<p>Kim loại cơ bản:</p> <ul style="list-style-type: none"> Với các bề mặt cán và làm sạch. Các mép cắt bằng lửa với ANSI/AASHTO/AWS D1.5 (Bản cánh 3.2.2), độ nhẵn 0,025mm hoặc thấp hơn Thép có xử lý chống ăn mòn không sơn, tất cả các cấp được thiết kế và cấu tạo theo đúng với FHWA (1990) Ở mặt cắt thực của các đầu của thanh có tai treo và các bản chốt. 	A B E	1,2
Kết cấu tổ hợp	<p>Kim loại cơ bản và kim loại hàn trong các bộ phận, không có các gắn kết phụ, được liên kết bằng:</p> <ul style="list-style-type: none"> Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu hoàn toàn với các thanh đệm lót lấy đi, hoặc Các đường hàn liên tục song song với phương của ứng suất Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu hoàn toàn với các thanh đệm lót để lại, hoặc Các đường hàn rãnh liên tục ngẫu không hoàn toàn song song với phương của ứng suất <p>Kim loại cơ bản ở các đầu của các bản phủ trên một phần chiều dài:</p> <ul style="list-style-type: none"> Với các liên kết ở đầu bằng bulông trượt tối hạn Hẹp hơn bản cánh, với có hoặc không có các mối hàn đầu, hoặc rộng hơn bản cánh với các mối hàn đầu <ul style="list-style-type: none"> + Chiều dày bản cánh $\leq 20\text{mm}$ + Chiều dày bản cánh $> 20\text{mm}$ Rộng hơn bản cánh không có các mối hàn đầu. 	B B B' B' B E E' E'	3,4,5,7 22 7

Bảng 5.4: Hệ số cắt và giới hạn mỏi (A6.6.1.2.5-1, A6.6.1.2.5-3)

Loại chi tiết	Hệ số cắt A $\times 10^{11} \text{ (MPa)}^3$	Giới hạn mỏi $(\Delta F)_{TH}$ (MPa)
A	82,0	165
B	39,3	110
B'	20,0	82,7
C	14,4	69,0
C'	14,4	82,7
D	7,21	48,3
E	3,61	31,0
E'	1,28	17,9
Bulông (A325M) kéo dãn trục	5,61	214
Bulông (A490M) kéo dãn trục	10,3	262

5.2.3.2.5. Sức kháng mỏi

Trong công thức hình S-N, sức kháng mỏi được chia thành hai loại tính chất: một loại cho tải trọng vô cùng và một loại cho tải trọng hữu hạn. Nếu biên độ ứng suất kéo thấp hơn giới hạn mỏi hoặc ứng suất chu kỳ trung bình không lan truyền vết nứt mỏi và mini có tải trọng cao. Nếu ứng suất kéo lớn hơn giới hạn mỏi, vết nứt mỏi có thể lan truyền và mini có tải trọng hữu hạn. Khái niệm chung của sức kháng mỏi thể hiện:

$$(\Delta F)_n = \sqrt[3]{\frac{A}{N}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (5.11)$$

$(\Delta F)_n$ là sức kháng mỏi danh nghĩa (MPa), A là hệ số cắt $(\text{MPa})^3$ lấy theo bảng, N chu kỳ biên độ ứng suất theo phương trình 5.10, $(\Delta F)_{TH}$ là ứng suất mini có biên độ không đổi (MPa) lấy theo bảng 5.4.

Phương trình S-N của tất cả các hệ số chi tiết trình bày trong phương trình 5.11 chúng ta có thể viết cách lấy giá trị A và $(\Delta F)_{TH}$ như trên.

Trong công thức hữu hạn của phương trình S-N nếu thay biên độ biên độ ứng suất bằng chu kỳ phá hủy có thể có các phương trình 5.11:

$$N = \frac{A}{(\Delta F)_n^3} \quad (5.12)$$

T trên ta thấy khi biên ứng suất giảm dần, sự chu kỳ phá hoại tăng lên 8 lần. Ứng suất biên ứng suất tăng gấp đôi thì các chỉ tiêu giảm 8 lần.

Trong phần thí nghiệm vô hạn của đường cong S-N cho biểu đồ hình 5.11 dùng hình thức biến dạng nhân với ứng suất trung bình $(\Delta F)_{TH}$, đó là tình huống trong vòng 100 năm có một xe tải nặng có trọng lượng gấp đôi xe tải trung bình ứng suất. Ứng suất này cần áp dụng về phía tải trọng của biểu đồ hình 5.11 thay cho phía ứng suất. Nếu dùng ứng suất kiểm tra sức kháng thì biểu đồ hình 5.11 có thể viết:

$$\frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \geq \gamma(\Delta F)$$

Suy ra: $(\Delta F)_{TH} \geq 2\gamma(\Delta F)$

Như vậy rõ ràng hình thức xe tải nặng xét trong phần thí nghiệm vô hạn các sức kháng.

5.2.3.2.6. Yêu cầu về mặt kỹ thuật

Như các phần trước đây mục 1.2.3.4, điều quan tâm khi xem xét mặt biên ứng suất do tải trọng không quá lớn. Mặt này, nội dung là kiểm tra sự nứt ngoài mặt phẳng của vách do tải trọng. Khi nứt xảy ra vách ứng suất đàn hồi nứt khi uốn hoặc cắt phải ghi nhận biến dạng ứng suất gây nứt nên cho vách khi uốn hoặc cắt.

Trong tính toán ứng suất đàn hồi nứt, tải trọng thường xuyên không hỏng và hai lần tải trọng trung bình trong bảng 1.2 sẽ được xét. Xét mặt nứt nhân đôi khi tính toán ứng suất nứt vì vết nứt sẽ diễn biến (qua các) bên ngoài hai lần vết nứt trong tính toán biên ứng suất. Ngoài ra, hệ phân bố tải trọng mặt là cho mặt nứt tải trọng và hệ xung kích lấy là 1,15.

Ứng suất gây nứt khi uốn của vách có các công thức tính mặt nứt như các phần trước đây về các chế độ tải trọng. Ngoài các hằng số vật liệu E và F_y , thông số chính xác nhất khi nứt chế độ của vách là hệ số mặt nứt λ_w

$$\lambda_w = \frac{2D_c}{t_w} \tag{5.13}$$

trong đó, D_c là chiều cao vách chịu nén trong giai đoạn đàn hồi và t_w là bề dày của vách. Chiều cao vách chịu nén D_c là chiều cao của vách giữa cánh nén và trục trung tâm trên vách mà ứng suất nén ít nhất không. Điều kiện về ứng suất nén bên ngoài này có thể tính toán bằng các tác động các ứng suất đàn hồi tải trọng quy định (xem hình 5.7).

Về lý thuyết, sự nứt chế độ của vách có thể nứt chế độ mặt nứt do uốn của vách. Về mặt các vách không có chế độ uốn, ứng suất nén đàn hồi nứt do

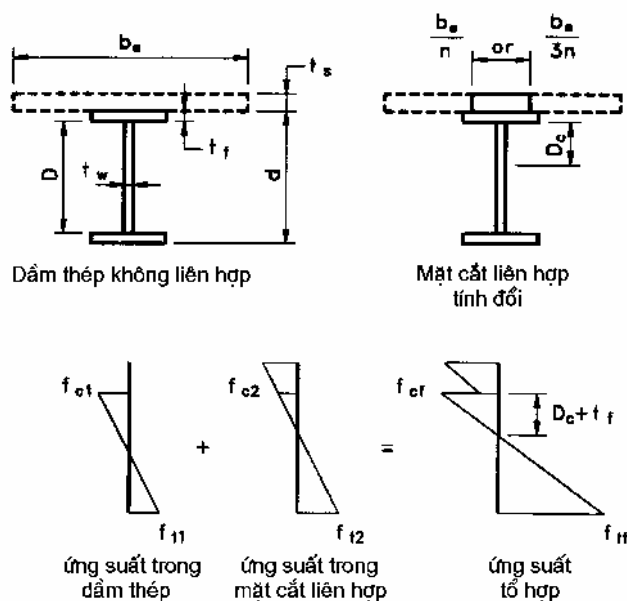
u n trong b n biên nén f_{cf} , i di n cho ng su t u n l n nh t trong vách, c gi i h n nh sau:

• V i $\lambda_w \leq 5,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq R_h F_{yc}$ (5.14)

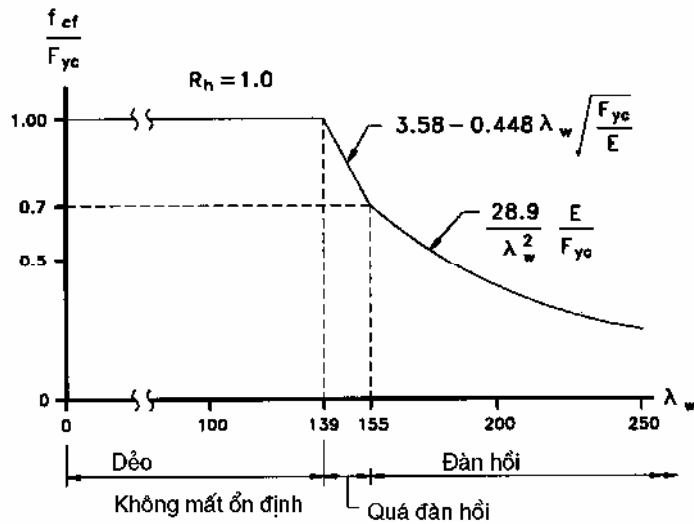
• V i $5,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} < \lambda_w \leq 6,43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq R_h F_{yc} \left(3,58 - 0,448 \lambda_w \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right)$ (5.15)

• V i $\lambda_w > 6,43 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ thì $f_{cf} \leq 28,9 R_h \frac{E}{\lambda_w^2}$ (5.16)

v i F_{yc} là c ng ch y c a b n biên. M t hình nh minh ho các công th c t (5.8) n (5.10) c cho trên hình 5.8 v i $R_h = 1$, $E = 200$ GPa và $F_{yc} = 345$ MPa. S tách bi t ng x m t n nh do u n c a vách trong hình 5.8 thành d o, quá àn h i và àn h i là i n hình c a các vùng nén trong m t c t I ch u n. Ph n d o c a ng cong ch ra r ng, m t n nh u n c a vách không x y ra tr c khi ng su t ch y c t t i.



Hình 5.13: nh ngh a chi u cao vách ng ch u nén

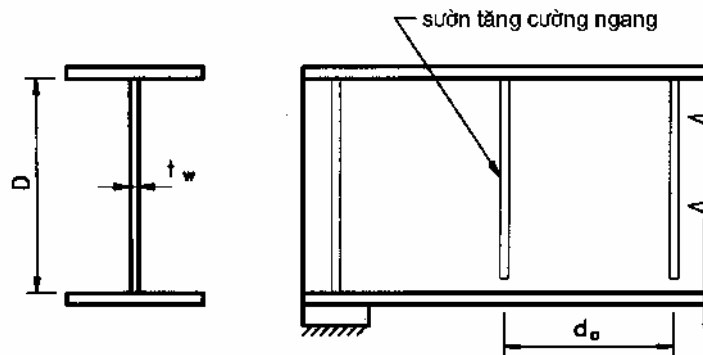


Hình 5.14: Ứng suất nén nhúng của vách

Mô tả nhúng do các vách có thể xảy ra. Ứng suất cho vách, các số hạng ngang các vị trí vị trí cách d_o chia vách thành một loạt các tấm hình chữ nhật kích thước a

$$a = \frac{d_o}{D} \tag{5.17}$$

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



Hình 5.15: Ảnh hưởng của liên quan hình vị trí nhúng do các

ứng suất gây mô tả nhúng hình ảnh của vách do các σ_{cr} phụ thuộc vào tổng mô men toàn phần của vách D/t_w và các biểu diễn là một phần C của các ứng suất khi các F_{yw} . Các ứng suất do các tấm không thể xác định rõ ràng nó phụ thuộc vào tiêu chuẩn hình ảnh do các ảnh hưởng. Sử dụng tiêu chuẩn phá hoại do các $Mises$ thì các ứng suất liên quan các ứng suất kéo chệch theo

$$F_{yw} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 0,577F_y$$

do đó

$$v_{cr} = CF_{yw} = 0,58CF_{yw}$$

trong đó F_{yw} là ứng suất chảy của vách. Ứng suất tới hạn hình thành trong vách v_{cf} do tải trọng thẳng xuyên không nhân hệ số và hai lần tải trọng moment theo bảng 1.2 phi không có vượt quá v_{cr} , tức là

$$v_{cf} \leq 0,58CF_{yw} \tag{5.18}$$

trong đó C có nghĩa như sau:

- Với $\frac{D}{t_w} < 1,10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ thì $C = 1,0$ (5.19)

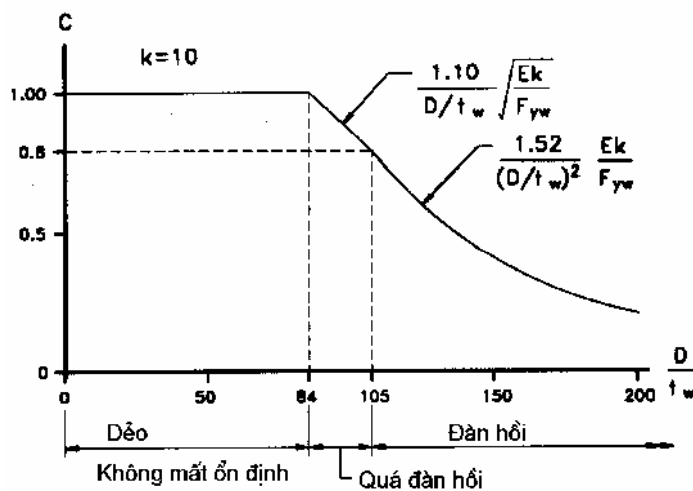
- Với $1,10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ thì $C = \frac{1,10}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ (5.20)

- Với $\frac{D}{t_w} > 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ thì $C = \frac{1,52}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}}$ (5.21)

trong đó, k là hệ số moment, cho bởi

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} \tag{5.22}$$

Mô hình minh họa các công thức (5.13) - (5.15) 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 moment), quá đàn hồi và đàn hồi ngược lại trở thành ứng xử của vách.



Hình 5.16: Ứng xử moment của vách.

5.3 Mô men ch y và mô men d o

Kh n ng ch u mô men u n c a m t c t ch I ph thu c tr c h t vào kh n ng ch u l c nén c a b n biên nén c ngang liên t c và vách ng v ng ch c thì m t n nh b n biên nén không th x y ra và m t c t ngang có th phát tri n mô men d o toàn ph n c a nó, t c là $M_n = M_p$. Các m t c t ngang tho mãn v g i ngang và các t s r ng/dày c a b n biên và vách c g i là các *m t c t ch c*. Các m t c t này bi u l ng x d o toàn ph n và áp ng mô men- cong c a chúng gi ng nh ng trên cùng trong hình 5.5.

N u b n biên ch u nén c ngang v i kho ng cách các g i l n cho phép nó m t n nh c c b nh ng không m t n nh t ng th thì b n biên nén s làm vi c nh m t c t quá àn h i. M t c t c a c t quá àn h i s là d ng ch T, m t ph n c a nó s t ng su t ch y còn ph n kia thì không. Nh ng m t c t nh v y là trung gian gi a ng x d o và ng x àn h i và c g i là nh ng *m t c t không ch c*. Chúng có th phát tri n mô men ch y M_y nh ng b h n ch áp ng d o nh cho th y trên ng cong gi a c a hình 5.5.

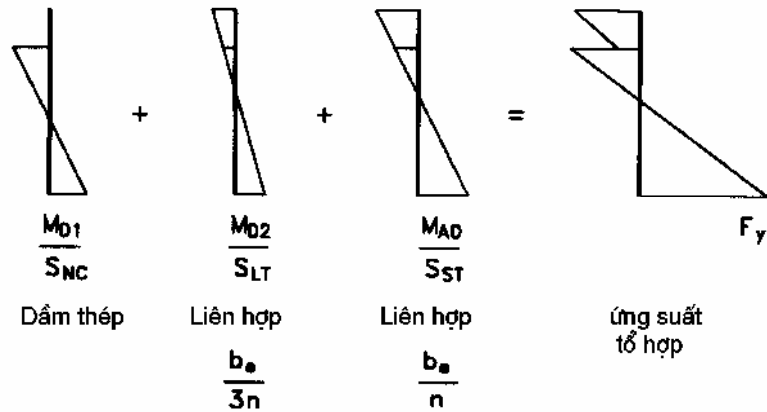
N u b n biên ch u nén c ngang v i kho ng cách các g i l n cho phép nó m t n nh xo n ngang thì b n biên nén s làm vi c nh m t c t àn h i mà kh n ng ch u l c c a nó là l c gây o n t i h n t ng t *Euler* c gi m b t b i hi u ng xo n. S m t n nh c a các m t c t này v i t s m nh c a cánh nén khá cao x y ra tr c khi mô men ch y M_y có th c t t i và các m t c t nh v y c g i là *m t c t m nh*. ng x c a m t c t m nh c bi u di n trên ng cong d i cùng c a hình 5.5.

Các m t c t m nh không khai thác v t li u m t cách hi u qu v à h u h t nh ng ng i thi t k tránh dùng b ng cách b trí g i ngang. Thông th ng, h u nh t t c các m t c t c thi t k là ch c ho c không ch c.

5.3.1 Mô men ch y c a m t c t liên h p

Mô men ch y M_y là mô men gây ra s ch y u tiên trong b n biên nào ó c a m t c t d m thép. Vì m t c t ngang ng x àn h i cho t i khi có s ch y u tiên nên s c ng tác d ng mô men là có giá tr . Do ó, M_y là t ng c a mô men tác d ng riêng bi t trên m t c t thép, m t c t liên h p ng n h n và m t c t liên h p dài h n.

Ba tr ng thái t i tr ng trên m t c t liên h p c bi u di n cho m t vùng ch u mô men d ng trong hình 5.11. Mô men do t i tr ng th ng xuyên có h s trên m t c t thép tr c khi bê tông t 75% c ng ch u nén 28 ngày c a nó là M_{D1} và c ch u b i mô un m t c t (c a m t c t) không liên h p S_{NC} . Mô men do các t i tr ng th ng xuyên có h s khác (l p ph b m t, bê tông lan can) là M_{D2} và c ch u b i mô un m t c t liên h p dài h n S_{LT} . Mô men b sung c n thi t gây ch y m t b n biên thép là M_{AD} . Mô men này là do ho t t i có h s v à c ch u b i mô un m t c t liên h p ng n h n S_{ST} . Mô men M_{AD} có th suy ra t công th c



Hình 5.17: Các ứng suất tổ hợp.

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (5.23)$$

và mô men ch y c tính b ng

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (5.24)$$

VÍ D 5.2

Xác nh mô men ch y M_y cho m t c t d m liên h p cho trên hình 5.18 ch u mô men d ng có h s $M_{D1} = 1180$ kNm và $M_{D2} = 419$ kNm. S d ng bê tông có $f'_c = 30$ MPa cho b n và thép k t c u c p 345 cho d m.

Các thông s c tr ng

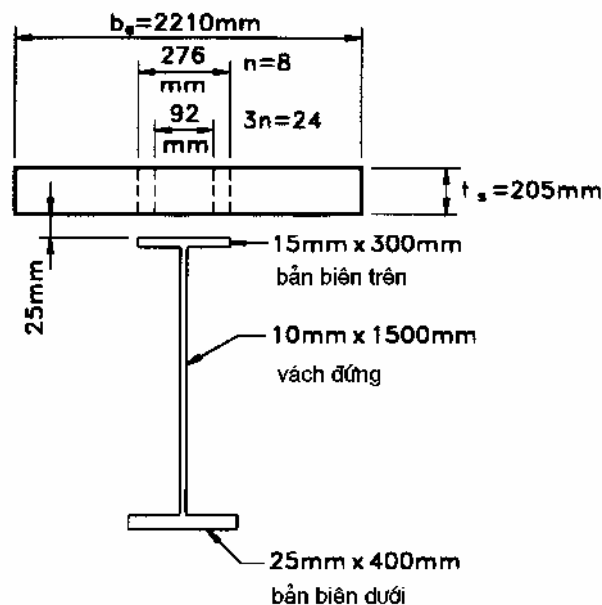
Các c tr ng c a m t c t không liên h p, ng n h n và dài h n c tính toán trong các b ng 5.5 - 5.7. T s mô un $n = 8$ c l y t b ng 5.1 cho $f'_c = 30$ MPa. B r ng h u hi u tính i c a b n b ng b_e chia cho n i v i các c tr ng ng n h n và $3n$, xét n t b i n, i v i các c tr ng dài h n. Tr ng tâm m t c t m i tr ng thái c tính t mép trên c a d m thép và, sau ó, nh lý tr c song song c dùng xác nh mô men quán tính c a các thành ph n quanh tr ng tâm này.

$$\bar{y}_{NC} = \frac{26784 \cdot 10^6}{29500} = 907,9 \text{ mm} \quad \text{đ i nh c a d m thép}$$

$$S'_{NC} = \frac{10607 \cdot 10^9}{907,9} = 11,68 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{nh c a d m thép}$$

$$S^b_{NC} = \frac{10607 \cdot 10^9}{1540 - 907,9} = 16,78 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{áy c a d m thép}$$

$$\bar{y}_{ST} = \frac{19563 \cdot 10^6}{86131} = 227,1 \text{ mm} \quad \text{đ i nh c a d m thép}$$



Hình 5.18 Ví dụ 5.2. Mô men chuyển cho mô men liên hợp cho mô men đơn.

$$S_{ST}^t = \frac{31599 \cdot 10^9}{227,1} = 139,12 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{nh các d m thép}$$

$$S_{ST}^b = \frac{31599 \cdot 10^9}{1540 - 227,1} = 24,07 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{áy các d m thép}$$

$$\bar{y}_{LT} = \frac{24377 \cdot 10^6}{48377} = 503,9 \text{ mm} \quad \text{đ i nh các d m thép}$$

$$S_{LT}^t = \frac{23014 \cdot 10^9}{503,9} = 45,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{nh các d m thép}$$

$$S_{LT}^b = \frac{23014 \cdot 10^9}{1540 - 503,9} = 22,21 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \text{áy các d m thép}$$

Bảng 5.5: Các đặc trưng của mô men 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)
Bên biên trên 15 mm x 300 mm	4500	7,5	0,034.10 ⁶	3,649. 10 ⁹	8,44. 10 ⁴	3,649. 10 ⁹
Vách ngang 10 mm x 1500 mm	15000	765	11,475.10 ⁶	0,306. 10 ⁹	2,813. 10 ⁹	3,119. 10 ⁹
Bên biên dưới 25 mm x 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 5.6: Các đặc trưng hình học 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
Bên 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 5.7: Các đặc trưng hình học 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
Bên 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

Lực nội

ứng suất tại đáy dầm thép sẽ tính ứng suất chủ yếu ưu tiên. Từ công thức 5.23

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

$$345 = \frac{1180 \cdot 10^6}{16,78 \cdot 10^6} + \frac{419 \cdot 10^6}{22,21 \cdot 10^6} + \frac{M_{AD}}{24,07 \cdot 10^6}$$

$$M_{AD} = 24,07 \cdot 10^6 (345 - 70,3 - 18,9) = 6157 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

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

Áp suất

Từ công thức 5.24, mô men chủ yếu bằng

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

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

5.3.2 Mô men chủ yếu của mặt cắt không liên hợp

Để tìm mô men chủ yếu của mặt cắt không liên hợp, mô men chủ yếu trong công thức 5.23 chỉ bằng S_{NC} và mô men chủ yếu M_y nên giá trị bằng

$$M_y = F_y S_{NC}$$

5.3.3 Trạng thái dẻo của mặt cắt liên hợp

Bước đầu tiên trong xác định vị trí trục trung hòa của các l c d o là xác định vị trí trục trung hòa của các l c d o. Các l c d o trong phần thép của mặt cắt ngang là tích số của diện tích các bản biên, vách ngang và cốt thép với các ứng suất tương ứng của chúng. L c d o trong phần bê tông của mặt cắt ngang trong vùng nén được xác định dựa trên hình thức phân bố ứng suất phân bố đều ở mức $0,85f'_c$. Bê tông vùng kéo không được xét đến.

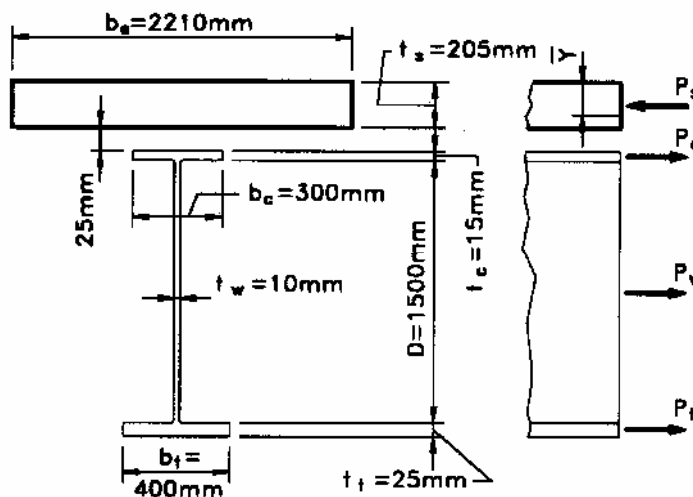
Vị trí của trục trung hòa dẻo (TTHD) thu được từ cân bằng các l c d o nén và các l c d o kéo. Nếu không xác định được rõ ràng thì có thể phải giải thích vị trí của TTHD, sau đó chứng minh hoặc bác bỏ giả thiết ban đầu về vị trí của các l c d o. Nếu vị trí của trục trung hòa dẻo không cân bằng thì phải dùng công thức xác định vị trí trục trung hòa dẻo.

VÍ D 5.3

Xác định vị trí trục trung hòa dẻo cho mặt cắt liên hợp trong ví dụ 5.1 chịu mô men uốn. Ứng suất cho bê tông $f'_c = 30$ MPa và $F_y = 345$ MPa cho thép. Bản lề l c d o trong cốt thép để các bản bê tông.

Các l c d o

Các kích thước chung và l c d o được cho trong hình 5.19.



Hình 5.19: Ví dụ 5.2. Các l c d o cho mặt cắt liên hợp chịu mô men uốn.

- Bản bê tông

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

- Bản biên nén d m thép

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

- Vách ngang

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

- Bên biên kéo dầm thép

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

L i g i i

Qua kiểm tra, TTHD nằm trong bên bê tông vì

$$P_s > P_c + P_w + P_t$$

Chiếm phần trăm bên là cần thiết cân bằng với các lực dầm trong dầm thép, nghĩa là

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

Do đó, TTHD nằm cách mép trên của bên bê tông một khoảng \bar{Y}

$$\bar{Y} = t_s \frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \quad (5.26)$$

áp s

Khi thay các giá trị trên vào công thức 5.26, ta có

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

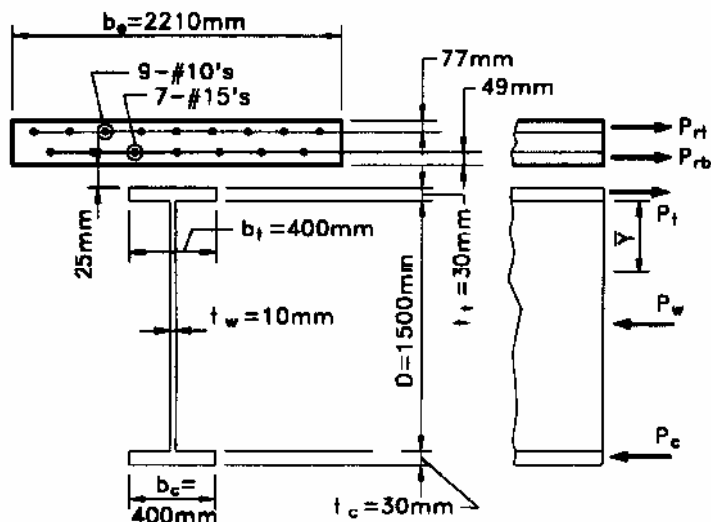
Trong vùng chịu mô men âm, nơi mà các liên kết chằng cịt phát triển hiệu quả liên hợp, cốt thép trong bên bê tông có thể cắt giảm một cách hiệu quả chịu mô men uốn. Ngược lại vùng chịu mô men dương, nơi mà cánh tay đòn của chúng rất nhỏ, sự bố trí cốt thép trong vùng chịu mô men âm có thể tạo ra sự khác biệt.

VÍ D 5.4

Xác định vị trí của trục trung hòa dầm cho một cột liên hợp trong hình 5.20 khi chịu mô men âm. Sức dãn $f'_c = 30 \text{ MPa}$ cho bê tông và $F_y = 345 \text{ MPa}$ cho thép dầm. Xét một dầm trong cốt thép dầm có bố trí hai lớp cốt thép, 9 thanh # 10 lớp trên và 7 thanh # 15 lớp dưới. Sức dãn $F_y = 400 \text{ MPa}$ cho cốt thép.

Các l c d o

Các kích thước của bên và các lực dầm cho trên hình 5.14. Bên bê tông nằm trong vùng kéo và có thể coi là không tham gia chịu lực, tức là $P_s = 0$.



Hình 5.20 Ví dụ 5.3. Các lực do cho moment liên hợp chu mô men âm.

- Cường độ thép l p trên

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

- Cường độ thép l p d i

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

- Bên biên chu kéo

$$P_t = F_y b_t t_t = 345(400)(30) = 4,14 \cdot 10^6 \text{ N}$$

- Vách ng

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

- Bên biên chu nén

$$P_c = F_y b_c t_c = 345(400)(30) = 4,14 \cdot 10^6 \text{ N}$$

L i g i i

B n g k i m tra, TTHD n m trong vách ng vì

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

L c d o trong vách ph i c chia thành l c d o nén và l c d o kéo m b o cân b ng, t c là

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

v i \bar{Y} là kho ng cách t mép trên vách ng t i TTHD. Gi i ph ng trình i v i \bar{Y} , ta thu c:

$$\bar{Y} = \frac{D}{2} \frac{P_c + P_w - P_t - P_{rb} - P_{rt}}{P_w} \quad (5.27)$$

áp s

Thay s vào công thức 5.21

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

5.3.4 Tr c trung hoà d o c a m t c t không liên h p

iv i m t m t c t không liên h p, không có s tham gia làm vi c c a b n bê tông và TTHD c xác nh t công thức 5.27 v i $P_{rb} = P_{rt} = 0$. N u m t c t d m thép là i x ng v i các b n biên trên và biên d i nh nhau thì $P_c = P_t$ và $\bar{Y} = D/2$.

5.3.5 Mô men d o c a m t c t liên h p

Mô men d o M_p là t ng mô men c a các l c d o i v i TTHD. Vi c xác nh M_p có th c làm rõ t t nh t qua ví d . Các tính toán gi thi t r ng, m t n nh t ng th v à c c b không x y ra có th phát tri n c các l c d o.

VÍ D 5.5

Xác nh mô men d o d ng cho m t c t liên h p c a ví d 5.3 trong hình 5.19. Các l c d o ã c tính trong ví d 5.3 và \bar{Y} ã c xác nh b ng 180,6 mm t mép trên c a b n bê tông.

Cánh tay òn mô men

Cánh tay òn mô men i v i TTHD cho m i l c d o có th c xác nh t các kích th c cho trên hình 5.19.

- B n bê tông

$$d_s = \frac{\bar{Y}}{2} = \frac{180,6}{2} = 90,3 \text{ mm}$$

- B n biên ch u nén

$$d_c = (t_s - \bar{Y}) + 25 + \frac{t_c}{2} = (205 - 180,6) + 25 + \frac{15}{2} = 56,9 \text{ mm}$$

- Vách ng

$$\begin{aligned} d_w &= (t_s - \bar{Y}) + 25 + t_c + \frac{D}{2} \\ &= (205 - 180,6) + 25 + 15 + \frac{1500}{2} = 814,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bán biên kéo

$$d_t = (t_s - \bar{Y}) + 25 + t_c + D + \frac{t_t}{2}$$

$$= (205 - 180,6) + 25 + 15 + 1500 + \frac{25}{2} = 1576,9 \text{ mm}$$

L i g i i

Mô men do là tổng mô men của các tải do nội lực TTHD.

$$M_p = \frac{\bar{Y}}{t_s} P_s d_s + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t \quad (5.28)$$

áp s

Thay các giá trị bằng số vào công thức 5.28

$$M_p = \frac{180,6}{205} (11,55 \cdot 10^6)(90,3) + 1,55 \cdot 10^6 (56,9)$$

$$+ 5,175 \cdot 10^6 (814,4) + 3,45 \cdot 10^6 (1576,9)$$

$$M_p = 10,66 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = \underline{10660 \text{ kNm}}$$

VÍ D 5.6

Xác định mô men do âm cho mặt cắt liên hợp của ví dụ 5.5 trong hình 5.20. Các tải do tải trọng tính toán trong ví dụ 5.5 và \bar{Y} đã xác định bằng 616,7 mm tính nhấc a vách ng.

Cánh tay đòn mô men

Cánh tay đòn mô men nội lực TTHD cho mặt cắt do có thể xác định các kích thước cho trên hình 5.20.

- Chiều thép l p trên

$$d_{rt} = \bar{Y} + t_t + 25 + t_s - 77$$

$$= 616,7 + 30 + 25 + 205 - 77 = 799,7 \text{ mm}$$

- Chiều thép l p d i

$$d_{rb} = \bar{Y} + t_t + 25 + 49 = 616,7 + 30 + 25 + 49 = 720,7 \text{ mm}$$

- Bán biên ch u kéo

$$d_t = \bar{Y} + \frac{t_t}{2} = 616,7 + \frac{30}{2} = 631,7 \text{ mm}$$

- Vách ng ch u kéo

$$d_{wt} = \frac{\bar{Y}}{2} = \frac{616,7}{2} = 308,4 \text{ mm}$$

- Vách ngang chụ nén

$$d_{wc} = \frac{1}{2}(D - \bar{Y}) = \frac{1}{2}(1500 - 616,7) = 441,7 \text{ mm}$$

- Bên biên chụ nén

$$d_c = (D - \bar{Y}) + \frac{t_c}{2} = (1500 - 616,7) + \frac{30}{2} = 898,3 \text{ mm}$$

L i g i

Mô men do là tổng mô men của các l c d o i v i TTHD.

$$M_p = P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_t d_t + \frac{\bar{Y}}{D} P_w d_{wt} + \frac{(D - \bar{Y})}{D} P_w d_{wc} + P_c d_c \quad (5.29)$$

áp s

Thay các giá trị bằng số vào công thức 5.29

$$\begin{aligned} M_p &= 0,36 \cdot 10^6 (799,7) + 0,56 \cdot 10^6 (720,7) + 4,14 \cdot 10^6 (631,7) \\ &\quad + \frac{616,7}{1500} (5,175 \cdot 10^6) (308,4) \\ &\quad + \frac{(1500 - 616,7)}{1500} (5,175 \cdot 10^6) (441,7) + 4,14 \cdot 10^6 (898,3) \\ M_p &= 9,028 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = 9028 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.3.6 Mô men do của mặt cắt không liên hợp

Nếu không tồn tại liên kết chặt giữa bản bê tông và mặt cắt d m thép thì bản bê tông và cốt thép của nó không tham gia vào các cốt ngang của mặt cắt. Nếu xét mặt cắt ngang trong hình 5.20 là không liên hợp thì $P_{rt} = P_{rb} = 0$ và $\bar{Y} = D/2$, và công thức 5.29 trở thành

$$M_p = P_t \left(\frac{D}{2} + \frac{t_t}{2} \right) + P_w \left(\frac{D}{4} \right) + P_c \left(\frac{D}{2} + \frac{t_c}{2} \right) \quad (5.30)$$

$$\begin{aligned} M_p &= 4,14 \cdot 10^6 \left(\frac{1500}{2} + \frac{30}{2} \right) + 5,175 \cdot 10^6 \left(\frac{1500}{4} \right) \\ &\quad + 4,14 \cdot 10^6 \left(\frac{1500}{2} + \frac{30}{2} \right) \\ &= 8,275 \cdot 10^9 \text{ Nmm} = 8275 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5.3.7 Chiều cao của vách ngăn chịu nén

Khi đánh giá mức độ của vách ngăn là thành phần của nó thì chiều cao của phần vách ngăn chịu nén có vai trò quan trọng. Trong một mặt cắt không liên hợp với dầm thép liên tục hai trục, moment của chiều cao của vách ngăn chịu nén. Vì vậy các mặt cắt không liên hợp không liên tục và các mặt cắt liên hợp, chiều cao của phần vách chịu nén không phải là $D/2$ và sẽ thay đổi theo chiều sâu trong các dầm liên tục.

Nếu các ứng suất do các tải trọng không hợp vẫn còn nằm trong phạm vi đàn hồi thì chiều cao của vách chịu nén D_c sẽ bằng chiều cao mà trên đó tổng 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 bằng nhau là nén.

VÍ D 5.7

Xác định chiều cao của vách chịu nén D_c cho mặt cắt ngang trong hình 5.18 với các đặc trưng đàn hồi đã cho tính ví dụ 5.2. Moment ngang chịu các mô men động không hợp $M_{D1} = 978 \text{ kNm}$, $M_{D2} = 361 \text{ kNm}$ và $M_{LL+IM} = 1563 \text{ kNm}$.

Lời giải

Ứng suất tĩnh và áp dụng thép ứng với các mô men và các đặc trưng mặt cắt đã cho (xem hình 5.13) là

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{M_{D1}}{S'_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S'_{LT}} + \frac{M_{LL+IM}}{S'_{ST}} \\ &= \frac{978 \cdot 10^6}{11,68 \cdot 10^6} + \frac{361 \cdot 10^6}{45,67 \cdot 10^6} + \frac{1563 \cdot 10^6}{139,12 \cdot 10^6} \\ &= 102,9 \text{ MPa} \quad (\text{Nén}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{D1}}{S^b_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S^b_{LT}} + \frac{M_{LL+IM}}{S^b_{ST}} \\ &= \frac{978 \cdot 10^6}{16,78 \cdot 10^6} + \frac{361 \cdot 10^6}{22,21 \cdot 10^6} + \frac{1563 \cdot 10^6}{24,07 \cdot 10^6} \\ &= 139,5 \text{ MPa} \quad (\text{Kéo}) \end{aligned}$$

áp dụng

Khi sử dụng phần mặt cắt chịu nén và trục trung tâm của 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 của vách ngăn chịu nén từ mô men động D_{cp} thường xác định khi đã biết vị trí TTĐD. Trong ví dụ 5.3, mặt cắt chịu mô men động và TTĐD nằm bên bê tông. Toàn bộ vách ngăn là chịu kéo và $D_{cp} = 0$.

Trong ví dụ 5.4, mặt cắt chụm mô men âm và TTĐN có vị trí cách nh vách 616,7 mm. Phần vách bên dưới là chụm nén, do đó

$$D_{cp} = D - \bar{Y} = 1500 - 616,7 = 883,3 \text{ mm}$$

5.4 Momen của vách ngang

Ngoài nhiệm vụ chịu lực cắt, vách còn có chức năng giúp cho các bản biên xa nhau chụm nén có hiệu quả. Khi mô men uốn, hai cách phá hoại hay hai trạng thái giới hạn có thể xảy ra trong vách ngang. Vách có thể bị uốn lệch theo trục chịu lực nén khi không cách gì các bản biên hoặc vách có thể bị uốn lệch theo trục do ứng suất uốn ngang trong mặt phẳng. Các cách mất ổn định này đều phải được kiểm tra để đảm bảo tính ổn định của vách.

5.4.1 Mô men uốn theo trục của vách

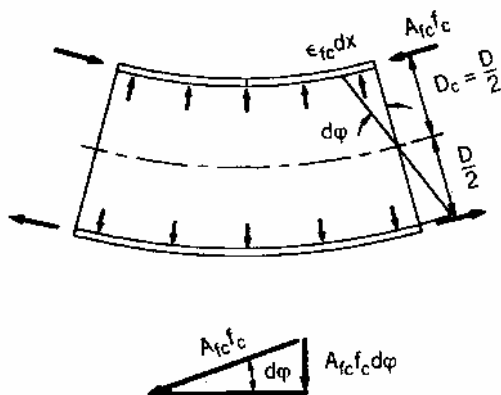
Khi mô men uốn, công gây ra các ứng suất nén gì các bản biên và vách của mặt cắt. Các ứng suất nén này sẽ gây ra biến dạng uốn theo trục của các bản biên như các biến dạng trong hình 5.15 cho mô men uốn M và trục I của hai trục. Phát triển mô men chụm M_y của mặt cắt, yêu cầu bản biên chụm nén phải chịu ứng suất chụm F_{yc} trước khi vách bị mất ổn định. Nếu vách quá mềm thì nó sẽ bị uốn lệch, bản biên chụm nén sẽ bị mất ổn định và mất ổn định (của bản biên) về phía vách xảy ra trước khi mất mô men chụm.

Mô men uốn theo trục của bản biên về phía vách có thể được biến dạng khi xem xét chi tiết dài một phần vách dx dọc theo trục x như trên hình 5.16. Một phần vách chịu tác động của mô men uốn do trục f_{wc} thành phần uốn theo trục của các bản biên nén P_c . Từ hình 5.15, thành phần uốn theo trục là $P_c d\phi$, vì vậy mô men uốn theo trục I của trục x , bằng

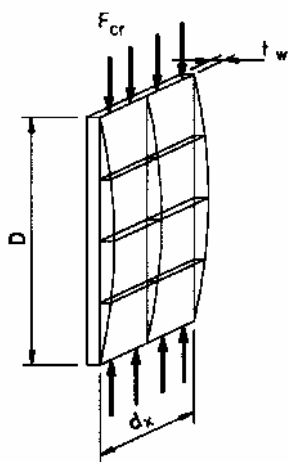
$$d\phi = \frac{2\varepsilon_{fc}}{D} dx \quad (5.31)$$

trong đó, ε_{fc} là biến dạng dọc trong bản biên nén và D là chiều cao vách. Vậy, ứng suất nén do trục f_{wc} trong vách sẽ tính bằng

$$f_{wc} = \frac{P_c d\phi}{t_w dx} = \frac{2A_{fc} f_c \varepsilon_{fc}}{Dt_w} \quad (5.32)$$



Hình 5.21 Stress nén vách do uốn cong



Hình 5.22 Mô tả hình thành ứng suất nén trong vách

Trong đó A_{fc} là diện tích biên nén và f_c là ứng suất trong biên nén. Khi thay $A_w = Dt_w$, công thức 5.26 có thể viết dưới dạng sau:

$$f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{A_w} f_c \epsilon_{fc} \tag{5.33}$$

Như vậy, ứng suất nén thành trong vách tỉ lệ thuận với sự giảm diện tích biên và diện tích vách thành dọc trục ngang, với ứng suất nén trong biên và biến dạng nén dọc biên. Biến dạng dọc ϵ_{fc} không nên gọi là f_c/E mà phải bao gồm ảnh hưởng của ứng suất f_r trong biên (hình 4.3), tức là,

$$\epsilon_{fc} = \frac{(f_c - f_r)}{E}$$

Thay vào công thức 5.33 trở thành

$$f_{wc} = \frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c (f_c + f_r) \tag{5.34}$$

và nháy, mặt quan hệ giữa ứng suất nén của vách và ứng suất nén của biên sẽ xác định.

Khi coi rỗng vách trong hình 5.22 là tấm mỏng dài có gối đỡ theo mép trên và mép dưới thì tải trọng gây rỗng ảnh hưởng hay tải trọng Euler có tính bằng công thức

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{D^2} \quad (5.35)$$

với mô men quán tính I cho rỗng chiều dài $t_w dx$ là

$$I = \frac{t_w^3 dx}{12(1-\mu^2)} \quad (5.36)$$

Trong công thức 5.36, hệ số Poisson μ đưa vào xét nháy ứng suất ngang do sự làm việc hai chiều của tấm vách. Ứng suất tới hạn F_{cr} thu được khi chia công thức 5.35 do diện tích rỗng vách $t_w dx$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E t_w^3 dx}{12(1-\mu^2) D^2 t_w dx} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \quad (5.37)$$

không xảy ra mặt nháy ứng suất trong vách phi nháy ứng suất tới hạn, tức là

$$f_{wc} < F_{cr} \quad (5.38)$$

Khi thay các công thức 5.34 và 5.37 vào 5.38, ta có

$$\frac{2A_{fc}}{EA_w} f_c (f_c + f_r) < \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2$$

Giới thiệu theo tỉ số D/t_w , công thức trên trở thành

$$\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 < \frac{A_w}{A_{fc}} \frac{\pi^2 E^2}{24(1-\mu^2) f_c (f_c + f_r)} \quad (5.39)$$

phát triển mô men chệch M_y trong mặt cắt I xiên, ứng suất nén trong biên f_c phi ứng suất chệch F_{yc} trừ khi vách mỏng mặt nháy ứng suất. Nếu giới hạn giá trị nháy ứng suất $0,5$ cho A_w/A_{fc} và mặt giá trị nháy ứng suất $0,5 F_{yc}$ cho f_r thì giới hạn trên nháy ứng suất D/t_w của vách có thể xác định công thức 5.39

$$\frac{D}{t_w} < \sqrt{\frac{0,5\pi^2 E^2}{24(1-0,3^2) F_{yc}^2 (1,5)}} = 0,388 \frac{E}{F_{yc}} \quad (5.40)$$

trong đó, hệ số Poisson μ của thép sẽ lấy bằng $0,3$. Công thức 5.40 không chỉ trong trường hợp của nó do có giới hạn A_w/A_{fc} và f_r nháy ứng suất có thể sử dụng ảnh hưởng ứng suất của vách tránh mặt nháy ứng suất của biên

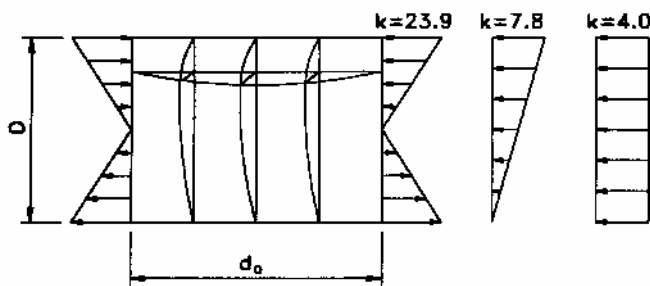
phía vách. Ví dụ, nếu $E = 200 \text{ GPa}$ và $F_{yc} = 250 \text{ MPa}$ thì công thức 5.40 yêu cầu D/t_w nhỏ hơn 310.

5.4.2 Moment nhune a vách

Vì uốn sinh ra ứng suất nén trên mặt phẳng của vách nên sẽ có moment nhune ra ngoài mặt phẳng vách có thể xảy ra như cho thấy trên hình 5.23. Ứng suất tối thiểu ảnh hưởng xác định khi tổng quát hoá công thức 5.37, tức là

$$F_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \tag{5.41}$$

trong đó, k là hệ số moment nhune, phụ thuộc vào điều kiện biên của bìa nhune, tức kích thước (công thức 5.17) của tấm và phân bố ứng suất trong mặt phẳng. Cho trường hợp bìa nhune cố định và tấm kích thước lớn hơn nhiều so với 1, *Timoshenko* và *Gere* (1969) đã đưa ra các giá trị của k với các phân bố ứng suất khác nhau như trong hình 5.23.



Hình 5.23 Moment nhune a vách

Giải phương trình 5.41 để tìm D/t_w , ta có

$$\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2) F_{cr}}$$

Trong mặt cắt ch I, moment mô men chuyển trục khi vách bìa nhune, ứng suất tối thiểu F_{cr} phải lớn hơn nhiều so với F_{yc} . Do đó, khi lấy $\mu = 0,3$, yêu cầu về moment nhune phát triển mô men chuyển là

$$\frac{D}{t_w} \leq \sqrt{\frac{k(0,904)E}{F_{yc}}} = 0,95\sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.42}$$

Cho trường hợp uốn thuần tuý của hình 5.23, $k = 23,9$.

$$\frac{D}{t_w} \leq 0,95\sqrt{23,9} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4,64 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.43}$$

Việc so sánh với các kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, công thức 5.43 là quá thiên về an toàn vì nó không xét đến ứng suất sau moment nhune của vách.

Tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD đưa ra những công thức có khác biệt một chút cho những nhà thầu làm nhả vách, trong đó phân biệt về vị trí nhả nhàn hỉ và mặt nhả nhàn hỉ. Tổng quát hoá về trái của công thức 5.42 cho các mặt cắt ch I không xi ng, chiều cao chu nén của vách D_c , các nhả nhả trong hình 5.13 và các tính toán trong ví dụ 5.7, s thay thế cho $D/2$ trong trường hợp mặt cắt xi ng, ta có

$$\frac{D}{t_w} = \frac{2D_c}{t_w} \tag{5.44}$$

Về phía của công thức 5.42 cho các mặt cắt ch I không xi ng các s a i cho trường hợp ứng suất trong biên nén f_c nh h n ứng suất ch y F_{yc} . Ngoài ra, xét nh c ng sau mặt nh và hỉ u ng t ng c ng đ c, giá trị cho k c l y th c t b ng 50 và 150, t ng ng, cho vách không có và có s n t ng c ng đ c. Các công thức của AASHTO có d ng nh sau:

- Không có s n t ng c ng đ c

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{F_c}} \tag{5.45}$$

- Có s n t ng c ng đ c

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{F_c}} \tag{5.46}$$

5.4.3 Yêu cầu của mặt cắt ch I về vách

Mặt cắt ch I là mặt cắt có thể phát triển mô men do toàn phần M_p . Không chỉ các biên ch y mà, nh cho th y trên hình 5.1, c vách ng c ng ch y. B n d ng l n ph i t c ch t i p giáp c a b n biên và vách s ch y d o truy n sang vách. ng n ng a s m t n nh c a vách tr c khi có b n d ng quay l n, k c l y h p lý b ng 16. Vì yêu cầu về m nh là i v i mô men do nên chiều cao vách chu nén đ a trên trục trung hoà do D_{cp} s thay thế cho D_c trong công thức 5.44. Khi thay vào công thức 5.42, yêu cầu về m nh của vách i v i vị trí mặt cắt ch I trở thành

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.47}$$

5.4.4 Tóm tắt về hỉ u ng m nh của vách

Hình 5.24 là biểu đồ tổng quát của hỉ u ng ch u mô men u n M_n phụ thuộc vào thông số m nh λ . M t l n n a, ba d ng ng x (d o, quá nh h i và nh h i) th hỉ n rõ. Thông số m nh λ là

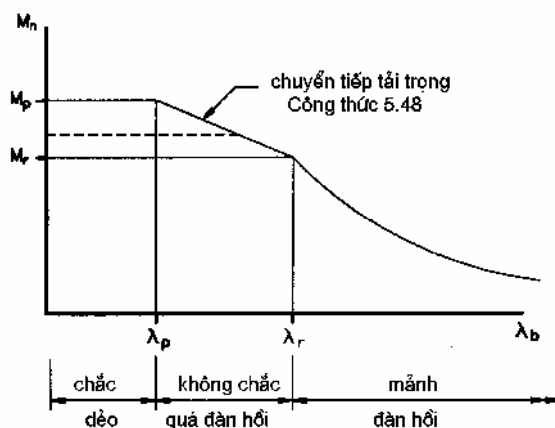
$$\lambda = \frac{2D_{cp}}{t_w} \quad \text{hay} \quad \frac{2D_c}{t_w} \tag{5.48}$$

và các giá trị tới hạn chuyển tiếp là

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.49}$$

và (đối với vách không có sóng ngang)

$$\lambda_r = 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \tag{5.50}$$



Hình 5.24: Sức kháng uốn của các tiết diện I phụ thuộc vào chiều dài

Sức kháng uốn do M_p được xác định dựa trên F_{yc} và các đặc trưng của tiết diện được minh họa trong các ví dụ 5.5 và 5.6. Sức kháng uốn đàn hồi M_r được xác định dựa trên ứng suất uốn danh nghĩa F_n và các đặc trưng của tiết diện được minh họa trong ví dụ 5.2.

5.5 Hệ số chuyển tiếp tải trọng

Nếu mô men uốn M là không đổi thì sức kháng uốn danh nghĩa là dựa trên ứng suất uốn danh nghĩa F_n cho bởi

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \tag{5.51}$$

trong đó, R_b là hệ số chuyển tiếp tải trọng, R_h là hệ số lại và F_{yf} là ứng suất chảy của bản biên. Nếu các bản biên và vách có cùng chiều dày nhau thì $R_h = 1$. Mô men uốn không đổi (lại) có cùng vật liệu vách thì phần các bản biên. Trong toàn bộ chiều này, giá trị R_b bằng 1.

Hệ số chuyển tiếp tải trọng R_b xác định mô men uốn chuyển tiếp cho các mô men uốn quá đàn hồi và thông số minh họa λ_p và λ_r (hình 5.24). Các nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm của tiến hành bởi Basler và Thürlimann (1961), hệ số chuyển tiếp cho bởi

$$\frac{M_u}{M_y} = 1 - C(\lambda - \lambda_o) \tag{5.52}$$

trong đó, C là độ lệch của trục trung tâm của λ_p và λ_r và λ_o là giá trị của λ khi $M_u/M_y = 1$. Hằng số λ xác định bởi công thức

$$C = \frac{A_w / A_f}{1200 + 300A_w / A_f} \quad (5.53)$$

Tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD 1998 cũng sử dụng các công thức 5.52 và 5.53 cho R_b như sau

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right) \quad (5.54)$$

trong đó

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} \quad (5.55)$$

và

$\lambda_b = 5,76$ cho các cuộn kim loại tích bản biên nén bằng hoặc lớn hơn diện tích bản biên kéo

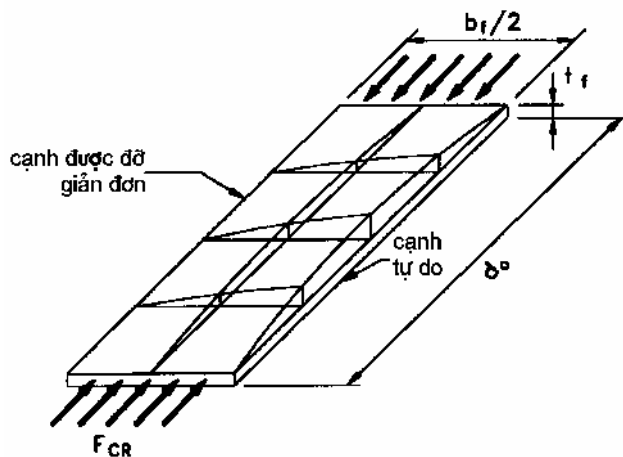
$\lambda_b = 4,64$ cho các cuộn kim loại tích bản biên nén nhỏ hơn diện tích bản biên kéo

5.6 Momen uốn bản biên nén

Như chúng ta đã biết, do khả năng biến dạng tăng lên của vách, mô men uốn thực tế của I-s không bị phá hoại uốn khi tải trọng gây mô men uốn vách vượt quá giới hạn. Tuy nhiên, độ lệch của trục trung tâm trong các phần tử khung trên các thành của khoang vách bị phá hoại. Nếu mô men uốn trong các bản biên hay sườn tăng cường ngang bị phá hoại thì chuyển vị của vách không còn đáng kể, vách không thể tiếp tục chịu các phần mô men dành cho nó và mô men thực tế của I-s bị phá hoại.

Trong mô men thực tế của I-s ngang hai trục chịu uốn, bản biên nén sẽ bị phá hoại uốn tiên nghiệm nhất trong trường hợp này. Do vậy, hệ liên kết dọc và tải kích thích của bản biên nén là những yếu tố quan trọng trong xác định sức kháng uốn của mô men uốn. Ảnh hưởng của mô men uốn, bản biên nén sẽ xem xét là mô men uốn của I-s.

Khi giả thiết mô men liên kết lại giữa vách và bản biên, mô men uốn bản biên nén có thể mô hình hoá là mô men uốn chịu nén theo phương dọc (hình 5.19) với mô men uốn do các thành khác gây ra. Thông thường, mô men có chiều dài khá lớn so với chiều rộng của nó và các hiệu ứng biên trên các thành thì không quan trọng. Hệ số mô men uốn của I-s bằng 0,425 cho nén uốn.



Hình 5.25: Mô hình c a m t n a b n biên nén

5.6.1 Yêu c u c a m t c t ch c i v i b n biên nén

phát tri n mô men d o M_p trong m t c t I, ng su t o n t i h n F_{cr} ph i l n h n ng su t ch y F_{yc} c a b n biên nén. T ng t nh trong xây d ng công th c 5.42, gi i h n cho m nh c a b n biên nén tr thành

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,95\sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.56)$$

i v i m t t m hoàn h o lý t ng, $k = 0,425$ và gi i h n m nh có th c vi t l i nh sau:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,62\beta \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.57)$$

v i β là h s xét n s không hoàn h o v hình h c c ng nh ng su t d trong b n biên nén. Tiêu chu n thi t k c u AASHTO LRFD 1998 l y $\beta \approx 0,61$ và yêu c u v m nh c a b n biên nén i v i m t c t ch c tr thành

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.58)$$

N u m t c t ch I là liên h p v i b n bê tông trong m t vùng ch u mô men u n d ng thì b n biên nén c hoàn toàn trên chi u dài c a nó và yêu c u v m nh là không c n t ra.

5.6.2 Gi i h n cho b n biên nén i v i m t c t không ch c

Khi b n biên nén quá m nh, m t n nh c c b àn h i s x y ra tr c khi thép ch y.

m b o x y ra ng x quá àn h i, Tiêu chu n thi t k c u AASHTO LRFD 1998 quy nh

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c/t_w}}} \quad (5.59)$$

vì f_c là ứng suất trong bản biên nén do tải trọng có hệ số. Công thức 5.59 phụ thuộc vào tải trọng nhằm các vách $2D_c/t_w$ vì nó có thể thay thế giá trị cho bất kỳ công thức 5.46 và 5.47 về các mặt cắt không chắc.

Khi nhằm các vách tăng lên, mép dẹt cục bộ giảm trong hình 5.25 một chút vài liên kết thẳng đứng và nằm ngang của nó. Hiệu ứng của nhằm vách về mặt nhằm các bản biên nén có thể xảy ra khi vì tải công thức 5.59 như sau

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq C_f \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (5.60)$$

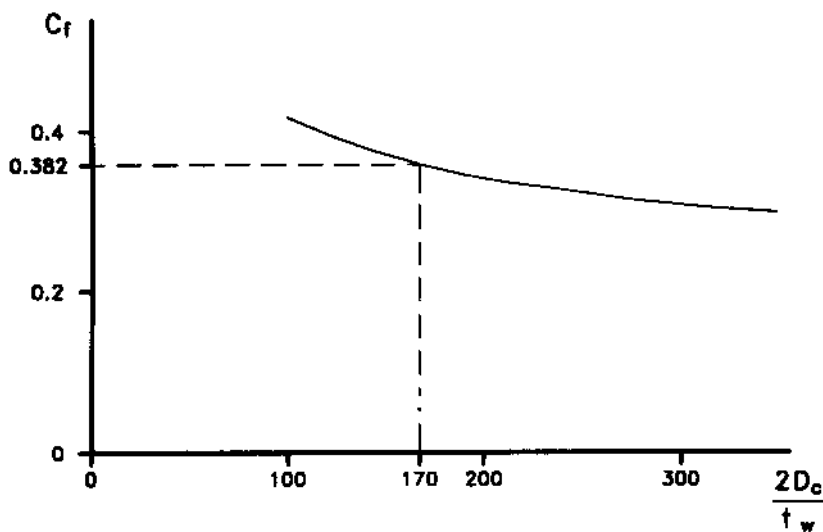
trong đó

$$C_f = \frac{1,38}{\sqrt[4]{2D_c/t_w}} \quad (5.61)$$

vì C_f là hệ số nhằm các bản biên nén, thay thế phụ thuộc vào tải trọng $2D_c/t_w$ như trong hình 5.26. Giá trị của C_f có thể so sánh với hình vẽ trong công thức 5.58 về mặt cắt chắc. Thứ tự, chúng bằng nhau nếu $2D_c/t_w = 170$. Về các giá trị $2D_c/t_w > 170$, giá trị trên $b_f/2t_f$ giảm đi

$$\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)_{300} \leq 0,332 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (5.62)$$

khi $2D_c/t_w = 300$.



Hình 5.26 Hệ số nhằm các bản biên nén là hàm của nhằm các vách

5.6.3 Tóm tắt yêu cầu thiết kế cho các tấm biên nén

Chỉ số λ trong hình 5.24 và hình vẽ quen thuộc biểu diễn ba dạng ứng xử, thông số λ cho các tấm biên nén là

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \tag{5.63}$$

và các giá trị các giới hạn chuyển tiếp là

$$\lambda_p = 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \tag{5.64}$$

và

$$\lambda_r = 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c / t_w}}} \tag{5.65}$$

Sức kháng uốn do M_p xác định dựa trên F_{yc} và các điều kiện mô men uốn, trong khi sức kháng uốn ảnh hưởng M_r là dựa trên F_n của công thức 5.51 và các điều kiện mô men uốn ảnh hưởng.

5.7 Hình liên kết các tấm biên nén

Các mục 5.5 và 5.6 về các tấm biên nén và các tấm biên nén có liên quan đến mô men uốn của các tấm biên nén trong mô men uốn. Về mô men uốn, hình vẽ của vùng nén như mô men uốn giữa các giới hạn quy định xem xét. Như đã đề cập TTGH về hình vẽ minh họa trong hình 5.4, mô men uốn không đồng đều chuyển về đồng đều và hình vẽ minh họa các biểu thức là mô men uốn xoắn ngang.

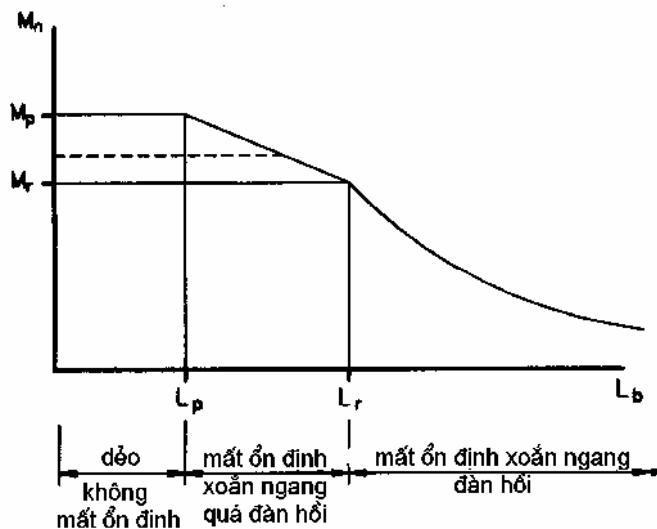
Nếu các tấm biên nén có vị trí khoảng cách ngắn L_p thì vị trí của các tấm biên nén có thể chuyển đổi khi nó biến đổi và mô men uốn M_p có thể tính toán. Nếu khoảng cách giữa các giới hạn liên quan đến hình vẽ ảnh hưởng quá ảnh hưởng L_r thì các tấm biên nén sẽ biến đổi như ảnh hưởng của sức kháng uốn biến đổi. Hình vẽ này có thể, mô men uốn, các biểu thức liên quan đến mô men uốn mô men uốn quát của hình 5.18 và thông số λ cho các tấm biên nén

$$\lambda = \frac{L_b}{r_t} \tag{5.66}$$

trong đó, L_b là khoảng cách giữa hai giới hạn ngang và r_t là bán kính quán tính hình vẽ của các tấm biên nén về vị trí trung tâm của vùng vách chịu nén của vị trí trung tâm trong mô men uốn vách.

Vì chỉ số dài không có giới hạn L_b là giới hạn quan trọng trong thiết kế mô men uốn I chịu uốn nên nó có thể là thông số liên quan là L_b / r_t trong xác định hình vẽ của mô men uốn. Hình 5.18, do vậy, có thể liên quan hình 5.27 về L_b thay cho λ .

Biểu đồ mô men ba vùng ổn định như sau: 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 5.27: Sơ đồ kháng uốn của các tiết diện thép chịu tải dài không có các bản biên nén

Với L_b nhỏ hơn L_p trong hình 5.27, bản biên nén sẽ xem là các trục ngang và sơ đồ kháng uốn M_n là hằng số. Giá trị của M_n phụ thuộc vào sự phân bố các mô men ngang. Nếu mô men ngang sẽ xem là hằng số thì giá trị của M_n là M_p . Nếu mô men ngang là không hằng số thì giá trị của M_n sẽ nhỏ hơn M_p . Đồ thị mô men ngang rời rạc trong hình 5.27 biểu thị mô men tiêu biểu của M_n cho mô men uốn là không hằng số.

Với $L_b > L_r$, bản biên nén bị phá hoại do mất ổn định xoắn ngang đàn hồi. Đồ thị mô men này sẽ có lợi ích theo lý thuyết đàn hồi cổ điển, trong đó sơ đồ mô men là các bản biên của mô men ngang các bình phương của hai thành phần: mô men xoắn (xoắn St. Venant) và mô men ngang (xoắn u n), nghĩa là:

$$M_n^2 = M_{n,v}^2 + M_{n,w}^2 \tag{5.67}$$

trong đó, $M_{n,v}$ là sơ đồ kháng xoắn St. Venant và $M_{n,w}$ là sơ đồ kháng xoắn u n. Cho trường hợp này không liên quan các định lý, Gaylor và các tác giả khác (1992) đã đưa ra các công thức sau:

$$M_{n,v}^2 = \frac{\pi^2}{L_b^2} E I_y G J \tag{5.68}$$

$$M_{n,w}^2 = \frac{\pi^4}{L_b^4} E I_y E C_w \tag{5.69}$$

Trong các công thức trên:

I_y mô men quán tính của các tiết diện thép ở vị trí các trục ngang trong mô men ngang vách

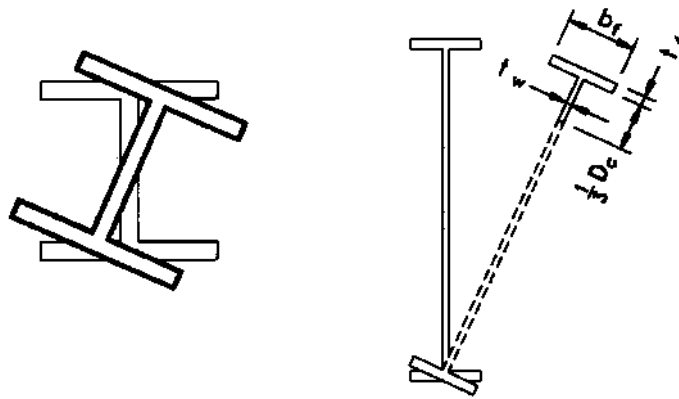
G mô đun xoắn đàn hồi

J hình thức công chính học của St. Venant

C_w hình thức xoắn thuần

Nếu mặt cắt I là hình chữ nhật và dày [hình 5.28 (a)] thì xoắn thuần túy (xoắn St. Venant) là quy chuẩn. Nếu mặt cắt cao và mỏng [hình 5.28 (b)] thì công thức xoắn thuần là quy chuẩn.

Với L_b giữa L_p và L_r , bán kính uốn sẽ hình thành do mặt cắt ngang quá mảnh. Do tính phức tạp của nó, người ta thường phân tích kết quả thực nghiệm. Sức kháng moment ngang quá mảnh thì người ta lấy hai giá trị L_p và L_r .



Hình 5.28 (a) Xoắn St. Venant và (b) xoắn thuần túy trong mặt cắt ngang

5.7.1 Sản phẩm của các yếu tố

Mặt cắt I chịu uốn là sản phẩm của

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9 \quad (5.70)$$

với I_{yc} là mô men quán tính của bán kính uốn của mặt cắt thép ở vị trí trung tâm trong mặt phẳng vách và I_y là mô men quán tính của mặt cắt thép ở vị trí trục. Nếu kích thước mặt cắt không nằm trong giới hạn trên thì các công thức cho moment ngang sẽ dùng trong AASHTO LRFD không có giá trị.

5.7.2 Hệ số hiệu chỉnh C_b khi mô men thay đổi

Các công thức 5.68 và 5.69 đưa ra cho trường hợp mô men không đổi giữa hai điểm. Kết quả xét trong trường hợp này là quá mức an toàn cho trường hợp tải trọng quá tải với mô men thay đổi trên chiều dài của nó không có. Tính toán các mặt cắt I có chiều cao và mô men tác động thay đổi, nằm trong bán kính uốn thì các hiệu chỉnh sẽ dùng để đánh giá hiệu ứng của thay đổi mô men. Công thức xác định hệ số hiệu chỉnh có dạng như sau:

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{P_1}{P_2} \right) + 0,3 \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (5.71)$$

trong đó, P_1 là nilc trong biên nén tại iim có nilc m t c t nh h n do t i tr ng có h s và P_2 là nilc trong biên nén tại iim có nilc m t c t l nh h n do t i tr ng có h s. Thay các công thức 5.62 và 5.63 vào công thức 5.61, gi i v i M_n và a vào h s C_b , ta c:

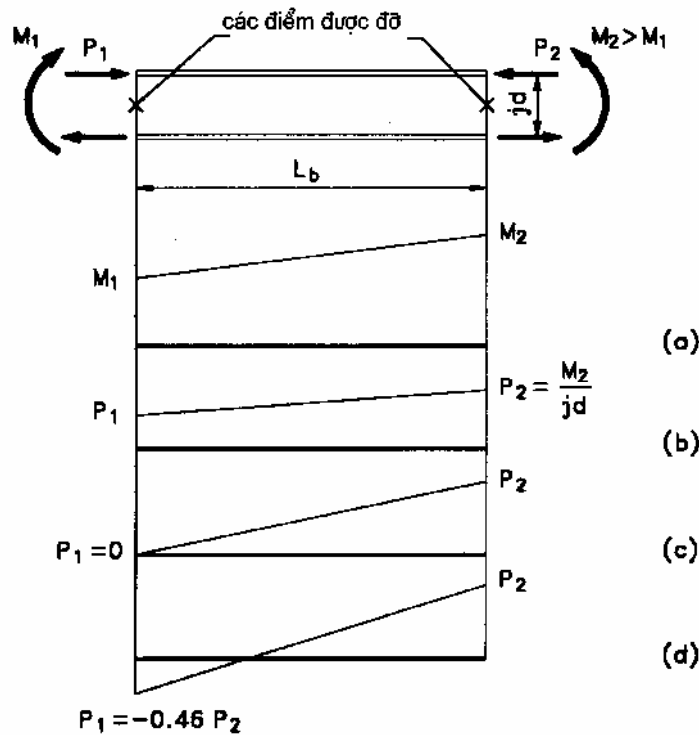
$$M_n = C_b \sqrt{\frac{\pi^2}{L_b^2} E I_y G J + \frac{\pi^4}{L_b^4} E I_y E C_w} \quad (5.72)$$

M t m t c t ch I v i các mô men M_1 và M_2 t i các i m c bi u di n trên hình 5.29. Bi u mô men gi a hai i m c cho trên hình 5.29(a) và các nilc cánh nén t ng ng P_1 và P_2 c cho trên hình 5.29(b). N u $P_1 = P_2$, công thức 5.71 cho $C_b = 1,0$. Khi P_1 gi m i, c ng ch ng m t n nh xo n ngang t ng l ên. N u $P_1 = 0$ [hình 5.29(c)] thì $C_b = 1,75$. N u P_1 chuy n thành kéo thì C_b t i p t c t ng cho t i khi t giá tr l n nh t c a nó là $2,3 - P_1 = -0,46 P_2$ [hình 5.29(d)].

Trong nhi u tr ng h p, s thay i mô men gi a hai i m không ph i là tuy n tính. Ch ng h n, khi t i tr ng phân b không u tác d ng l ên m t c t I gi a các i m , bi u mô men có d ng pa ra bốn. Các nghi ên c u c i t i n ã c th a nh n cho tr ng h p mô men thay i không tuy n tính khi s d ng công thức thay th sau cho C_b

$$C_b = \frac{12,5 P_{\max}}{2,5 P_{\max} + 3 P_A + 4 P_B + 3 P_C} \quad (5.73)$$

trong đó, P_{\max} là giá tr tuy t i c a nilc biên nén l n h n trong o n không c , P_A là giá tr tuy t i c a nilc biên nén t i i m 1/4 c a o n không c , P_B là giá tr tuy t i c a nilc biên nén t i i m gi a c a o n không c và P_C là giá tr tuy t i c a nilc biên nén t i i m 3/4 c a o n không c . Khi áp d ng công thức 5.73 cho tr ng h p ng th ng trong hình 5.29, các k t qu là: v i $P_1 = P_2$, $C_b = 1,0$; v i $P_1 = 0$, $C_b = 1,67$; v i $P_1 = -0,46 P_2$, $C_b = 2,17$. Nh v y, công thức 5.73 cho k t qu không quá th a an toàn i v i tr ng h p mô men thay i tuy n tính khi so sánh v i công thức 5.71 và có th c s d ng h p lý ph n ánh t t c các tr ng h p mô men thay i.



Hình 5.29 (a) Thay mô men tại các điểm, (b) các phân bố lực nén tương ứng với M_1 và M_2 , (c) các phân bố lực nén khi $M_1 = 0$ và (d) các phân bố lực nén khi $M_1 = -0,46 M_2$.

5.7.3 Mô thức thiết kế liên kết không liên hợp

Trong mô thức thiết kế liên kết không liên hợp, các yêu cầu về chuyển vị ngang và biến dạng xoắn của các thành phần kết cấu liên hợp chịu mô men âm. Nếu chiều dài không liên hợp L_b lớn hơn chiều dài yêu cầu cho mô thức không liên hợp (quá hạn chế)

$$L_b > L_p = 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.74)$$

thì mô thức ngang ngang liên hợp và có các kháng uốn danh nghĩa (như rị nét trong hình 5.27) như hình hay bằng M_y .

Nếu vách tường dày hoặc các bố trí sàn tầng cứng dọc thì mô thức như trên của vách không thích hợp và các kháng xoắn thuần túy liên kết kháng xoắn uốn trong công thức 5.72 chưa xét đến khi tính toán M_n . Công thức 5.72 có thể chuyển đổi thành mô thức nào nếu giả thiết rằng mô thức liên kết là liên kết hai trục và mô men quán tính của mô thức thép về trục y của hình I_y , khi bỏ qua phần đóng góp của vách, là

$$I_y \approx I_{yc} + I_{yr} = 2I_{yc} \quad (5.75)$$

trong đó, mô đun cắt G có thể chuyển đổi cho hình xoắn $\mu = 0,3$ là

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{2(1+0,3)} = 0,385E \quad (5.76)$$

và hằng số xoắn C_w cho moment torsi không có vách thành

$$C_w \approx I_{yc} \left(\frac{d}{2}\right)^2 + I_{yt} \left(\frac{d}{2}\right)^2 = \frac{d^2}{2} I_{yc} \quad (5.77)$$

với d là chiều cao của mặt cắt thép. Khi thay các công thức 5.75 - 5.77 vào công thức 5.66 và rút gọn chung ra ngoài, ta có

$$M_n = \frac{\pi EC_b}{L_b} \sqrt{(2I_{yc})(0,385)J + \frac{\pi^2}{L_b^2} (2I_{yc}) \frac{d^2}{2} (I_{yc})}$$

$$M_n = \pi EC_b \frac{I_{yc}}{L_b} \sqrt{0,77 \left(\frac{J}{I_{yc}}\right) + \pi^2 \left(\frac{d}{L_b}\right)^2} \leq M_y \quad (5.78)$$

Công thức trên có giá trị khi

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.79)$$

với λ_b đã xác định như ở công thức 5.64 và

$$L_b < L_p = 1,76r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.80)$$

trong đó, r_t của công thức 5.80 đã thay thế bởi r' , mô men quán tính nhúng của bản biên nén và vị trí trục trung tính, tính vị trí trục trung tính không có vách.

Mặc dù công thức 5.78 được xây dựng cho moment torsi chỉ xét hai trục ($I_{yc}/I_y = 0,5$), nó có thể sử dụng cho moment torsi trục mà tho mãn công thức 5.76. Cho các moment torsi gồm các phần thành phần, hằng số xoắn cho xoắn St. Venant J có thể tính gần đúng bằng

$$J = \frac{Dt_w^3}{3} + \sum \frac{b_f t_f^3}{3} \quad (5.81)$$

Trong xây dựng công thức 5.78, hệ số R_h đã lấy bằng 1,0, có nghĩa là vật liệu của vách và các bản biên có cùng cường độ.

Cho các moment torsi có vách mỏng hơn so với giới hạn của công thức 5.79 hoặc không có sườn đứng, xoắn moment ngang có thể xảy ra và xoắn cho xoắn St. Venant có thể bỏ qua. Khi lấy $J = 0$ trong công thức 5.78, mô men moment xoắn ngang ảnh hưởng cho $L_b > L_r$ trở thành

$$M_n = \pi^2 EC_b \frac{I_{yc} d}{L_b^2} \leq M_y \quad (5.82)$$

Khi áp dụng hệ số chuyển đổi trục R_b của công thức 5.54 và coi L_r là chiều dài không có sườn đứng, $M_n = 0,5M_y$, thì công thức 5.82 có thể viết là

$$M_n = C_b R_b (0,5 M_y) (L_r / L_b)^2 \leq R_b M_y \quad (5.83)$$

trong đó

$$M_y = F_{yc} S_{xc} \quad (5.84)$$

với F_{yc} là ứng suất chảy của thép và S_{xc} là mô men tĩnh đối trục trung tâm ngang của mặt cắt thép I tại trục trung tâm. Khi chèn công thức 5.84 vào 5.83, nhân công thức 5.82 với R_b , cân bằng với công thức 5.83 và giải với L_r , ta có

$$L_r = \sqrt{\frac{2\pi^2 I_{yc} d E}{S_{xc} F_{yc}}} \quad (5.85)$$

với các giá trị L_b và L_p và L_r , sử dụng tính chất của mô men $M_n = M_y$ và $M_n = 0,5 M_y$ cho bất kỳ

$$M_n = C_b R_b M_y \left[1 - 0,5 \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq R_b M_y \quad (5.86)$$

Vì hệ số xét ổn định thay vì mô men C_b có thể lớn hơn 1,0 (công thức 5.71) nên giải như trên để tìm giá trị M_n cho phép của công thức 5.86 là $R_b M_y$.

5.7.4 Mô men tĩnh không liên tục không liên hệ

Các mô men tĩnh không liên tục không liên hệ chịu uốn dọc ngang chịu uốn âm có thể kết theo cùng nhau quy tắc cho các mô men tĩnh không liên hệ chịu uốn âm, ngoại trừ r' có thể dùng thay thế cho r_t , nghĩa là

$$L_b \leq 1,76 r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (5.87)$$

Nếu yêu cầu về khoảng cách giữa các mô men thì sẽ kháng uốn danh nghĩa có thể tính dựa trên ứng suất uốn danh nghĩa của mặt biên F_n

$$F_n = R_b R_n F_{yf} \quad (5.88)$$

Ây, trong tài liệu này, $R_n = 1$. Nếu yêu cầu về khoảng cách giữa các công thức 5.87 không thỏa mãn thì sẽ kháng uốn danh nghĩa là dựa trên số lượng nhô ngang của mặt biên nén và xác định bằng công thức bất kỳ trong các công thức 5.78, 5.83 hoặc 5.88.

5.7.5 Mô men tĩnh chịu không liên hệ

Các mô men tĩnh chịu không liên hệ chịu uốn dọc ngang chịu uốn âm có thể kết theo cùng nhau quy tắc cho các mô men tĩnh chịu liên hệ chịu uốn âm. Tiêu chuẩn là các mặt biên nén của các mô men

5.7.7 Momen không liên hợp

Đối với các moment liên hợp chu u n âm có L_b lớn hơn giá trị của công thức 5.89 thì ứng suất nh giá trị của công thức 5.93, sức kháng uốn danh nh có c s là ứng suất uốn danh nh c a b n biên nén

$$F_n = R_b R_h F_{yc} \quad (5.95)$$

5.7.8 Momen liên hợp

Đối với các moment liên hợp chu u n âm có L_b nhỏ hơn hay bằng giá trị của công thức 5.89, sức kháng uốn danh nh bằng mô men d o, nghĩa là

$$M_n = M_p \quad (5.96)$$

Đối với các nhịp liên tục có các moment chu u n d ãng là ch c và các moment bên trong là không ch c, sức kháng uốn d ãng danh nh c gi i h n t i

$$M_n = 1,3 R_h M_y \quad (5.97)$$

Th c ra, đây là s gi i h n h s d ãng moment cho moment ch c chu u n d ãng t i 1,3. i u này là c n thi t trong các d m liên tục vì s ch y quá m c trong vùng chu mô men d ãng có th phân ph i l i mô men t i các vùng chu mô men âm, làm cho mô men ây l n h n nhi u so v i giá trị c tính theo phân tích ãn h i.

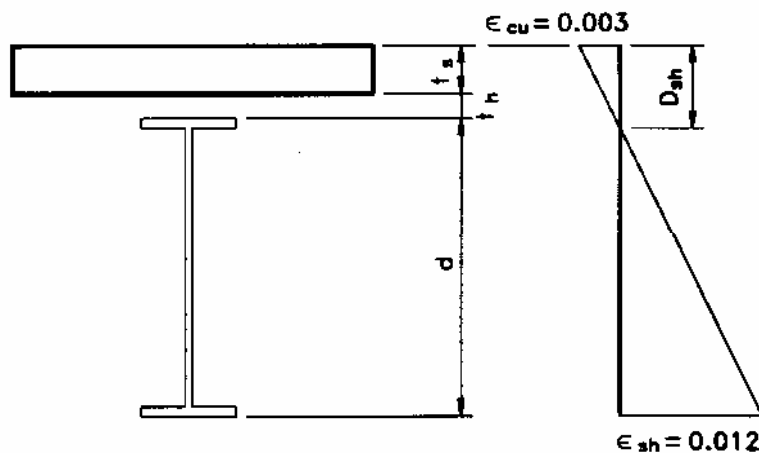
Đối với các moment ch c liên hợp chu u n d ãng, m t gi i h n c t ra cho chi u cao vùng nén c a m t c t liên hợp m b o r n g b n biên chu kéo c a m t c t thép t t i s c ãng hoá bi n d ãng tr c khi b n bê tông b v . Khi gi thi t bi n d ãng phá ho i c a bê tông b ãng 0,003, bi n d ãng gi ai o n c ãng hoá c a thép b ãng 0,012 và s d ãng bi u bi n d ãng c a hình 5.30, 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 chi u cao vùng nén c a m t c t liên hợp gi ai o n c ãng hoá bi n d ãng, c o t nh c a b n bê tông; d là chi u cao c a m t c t thép; t_s là b dày c a b n bê tông và t_h là b dày m bên trên nh b n biên thép. t o m t m i n an toàn cho bi n d ãng trong b n biên chu kéo, chi u cao D_{sh} c chia cho 1,5 a ra yêu c u v kho ãng cách t nh c a b n t i tr c trung ho à khi chu mô men d o D_p nh sau

$$D_p \leq \frac{d+t_s+t_h}{7,5} \quad (5.98)$$

Gi i h n này c a D_p c s d ãng làm yêu c u v tính d o i v i các moment ch c liên hợp chu u n d ãng.



Hình 5.30: Chi u sâu c ng hoá bi n d ng t i tr c trung hoà

5.8 Tóm tắt v m t c t ch I ch u u n

ng x c a các m t c t ch I ch u u n là ph c t p v chi ti t nh ng n gi n trong quan ni m. Chi ti t là ph c t p vì các yêu c u ph i c xác nh cho nhi u i u ki n khác nhau. C hai lo i m t c t liên h p và không liên h p ch u u n d ng và ch u u n âm u ph i c xem xét v i ba lo i m t c t: ch c, không ch c và m nh.

Quan ni m là n gi n vì t t c các TTGH u di n ra theo cùng m t cách th c. Dù ó là m nh c a vách (hình 5.14), m nh c a b n biên (hình 5.24) hay h liên k t cánh nén (hình 5.27) thì u có ba d ng phá ho i c nh n bi t n gi n: không m t n nh, m t n nh quá àn h i và m t n nh àn h i. Có nhi u công th c mô t ng x và xác nh các i m chuy n ti p cho ba o n ph n ánh các yêu c u thi t k .

t ch c các yêu c u thi t k và trình bày chúng m t ch , các b ng 5.8 - 5.10 ã c xây d ng. Trong tài li u này, gi thi t r ng v t li u c a vách và b n biên có cùng c ng ch y, nh v y $R_h = 1,0$ và nó s không có m t trong các công th c (Chú ý r ng, do tính th c ti n và xét v m t kinh t , h u h t các thi t k m i không s d ng v t li u lai). H s chuy n ti r ng R_b c cho b i công th c 5.54 và h s xét n s thay i mô men C_b c cho b i công th c 5.71.

Trong các b ng 5.8 và 5.9, s c kháng u n danh nh c tính toán khi tham kh o tiêu chu n AASHTO khi m t s m nh c a b n biên và vách nào ó không c tho mãn. Ph n này a ra m t công th c khác xác nh s c kháng u n M_n và nó là k t qu c a s i u ch nh tuy n tính các s li u th c nghi m gi a M_p và $0,7M_y$. N u các i u ki n sau c tho mãn:

Bảng 5.8 TTGH công - Các mức tải liên hợp chu u n d ãng, $R_h = 1,0$

	Ch c	Không ch c	M ãnh
S c kháng u n danh ãnh	$M_n = M_p$ Tr ã tr ã ãng h p ãnh p liên t c có các m t c t g i trung gian không ch c thì $M_n \leq 1,3M_y \leq M_p$ Các m t c t ph i tho ãm ãn yêu c u v ã ã ã c a công th c 5.92.	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
m ãnh c a vách	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có s ãnt ãng c ãng ã c: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có s ãnt ãng c ãng ã c: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	
m ãnh c a b ãn biên ãn	Không yêu c u TTGH c ãng		
H liên k t b ãn biên ãn	Không yêu c u TTGH c ãng ãnh ãng ph i tho ãm ãn $L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ cho t i tr ãng tác ã ãng tr c khi b ãn bê tông óng r ãn		

$$\left. \begin{aligned}
 &\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\
 &\frac{b_f}{2t_f} \leq 2,52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}} \\
 &L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right)
 \end{aligned} \right\} \quad (5.99)$$

thì

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{0,7M_y}{M_p} \right) \left(\frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0,7} \right) \right] M_p \leq M_p \quad (5.100)$$

trong ó

Bảng 5.9 TTGH công - Các mối liên hệ giữa các trạng thái, $R_h = 1,0$

	<i>Chức</i>	<i>Không chức</i>	<i>Mất</i>
Sức kháng uốn danh nghĩa	$M_n = M_p$	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
Mức biến dạng dẻo	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có sự nứt gãy cục bộ: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có sự nứt gãy cục bộ: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	(Xem [A6.10.5.6])
Mức biến dạng 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])
Liên kết 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

$$Q_p = 5,47 \frac{M_p}{M_y} - 3,13 \quad \text{cho các mối liên hệ không liên tục}$$

$$Q_p = 3,0 \quad \text{cho các mối liên hệ liên tục}$$

Nếu

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

thì

$$Q_{ft} = \frac{30,5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \quad (5.101)$$

Bảng 5.10: TTGH các trường hợp - Các mô thức liên hợp chu vi uốn ngang và uốn âm, $R_h = 1,0$

	Chức	Không chức	Mô thức
Sức kháng uốn danh nghĩa	$M_n = M_p$	$F_n = R_b f_{yc}$	$F_n \leq R_b f_{yc}$
Mô thức a vách	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Không có sóng ngang đặc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$ Có sóng ngang đặc: $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11,63 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$	Nếu $L_b > L_r$ $\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ (xem công thức 5.48 và λ_b)
Mô thức a b n biên nén	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$	$\frac{b_f}{2t_f} \leq 2,52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}}$ (Xem [A6.10.5.6])
H liên kết b n biên nén	$L_b \leq \left[0,124 - 0,0759 \left(\frac{M_1}{M_p} \right) \right] \left(\frac{r_y E}{F_{yc}} \right)$	$L_b \leq L_p = 1,76 r' \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	$L_r \leq \sqrt{\frac{2\pi^2 I_{yc} d E}{S_{xc} F_{yc}}}$ $L_p < L_b \leq L_r$ Sử dụng công thức 5.80 $L_b > L_r$ Sử dụng công thức 5.77

Trong các trường hợp còn lại

$$Q_{fl} = \frac{4,45}{(b_f / 2t_f)^2 \sqrt{2D_{cp} / t_w}} \frac{E}{F_{yc}} \quad (5.102)$$

VÍ D 5.8

Hãy xác định sức kháng uốn âm danh nghĩa của mô thức liên hợp của ví dụ 5.4 trong hình 5.20 nếu chiều dài không đặc L_b là 6000 mm tính từ giữa trục trung hòa doãi xác định trong ví dụ 5.3 là 616,7 mm tính từ vách xu ng. Cường độ chảy của b n biên nén F_{yc} là 345 MPa. Mô men do âm M_p cho mô thức này đã tính bằng 9028 kNm trong ví dụ 5.5. Mô men có hình thức nh h n M_1 tính từ trục trung hòa doãi là -2308 kNm và mô men lệch nh h n M_2 là -6657 kNm. Tính

ứng suất trong mặt cắt thép do các mô men thì tối có hạn là 290 MPa (kéo) trong biên trên và 316 MPa (nén) trong biên dưới.

nhỏ nhất

Tham khảo bảng 5.9

minh họa vách cho mặt cắt chữ c

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 90$$

$$D_{cp} = 1500 - 616,7 = 883,3 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{2(883,3)}{10} = 177 > 90 \quad \text{không chấp}$$

minh họa vách cho mặt cắt không chữ c không có sườn ngang dọc

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 6,77 \sqrt{\frac{200000}{316}} = 170$$

$$d = 1500 + 30 + 30 = 1560 \text{ mm}$$

$$D_c = d \frac{f_b}{f_b + f_t} - t_f = 1560 \frac{316}{316 + 290} - 30 = 783 \text{ mm}$$

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(783)}{10} = 157 < 170 \quad \text{không cần sườn ngang dọc}$$

minh họa biên cho mặt cắt không chữ c

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1,38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}} = 1,38 \sqrt{\frac{200000}{316 \sqrt{157}}} = 9,81$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{400}{2(30)} = 6,7 < 9,81 \quad \text{biên chịu nén là không minh}$$

Liên kết biên nén cho mặt cắt không chữ c là

$$L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{chịu mô men uốn})$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c + D_c t_w / 3}} = \sqrt{\frac{30(400)^3 / 12}{30(400) + 783(10) / 3}} = 104,6 \text{ mm}$$

$$L_b \leq 1,76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 1,76 (104,6) \sqrt{\frac{200000}{345}} = 4430 \text{ mm}$$

nhân số v i chi u dài không c yêu c u i v i m t m t c t ch c. Khi xét n s thay i mô men, m t chi u dài không c l n h n có th c xác nh. N u cân b ng công th c 5.88 v i $R_b R_h F_{yc}$, ta c

$$C_b \left[1,33 - 0,187 \left(\frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right] = 1 \quad (5.103)$$

trong ó, C_b là h s i u ch nh xét n s thay i mô men c a công th c 5.71. i v i m t m t c t không i gi a hai i m , t s P_1/P_2 trong công th c 5.72 có th c vi t d i d ng M_1/M_2 , ngh a là

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$$

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{2308}{6657} \right) + 0,3 \left(\frac{2308}{6657} \right)^2 = 1,42 \leq 2,3$$

Gi i ph ng trình 5.98 i v i L_b ,

$$L_b = \frac{1,33 - 1/C_b}{0,187} r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$= \frac{1,33 - 1/1,42}{0,187} r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3,35 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$L_b = 3,35 (104,6) \sqrt{\frac{200000}{345}} = 8440 \text{ mm} > 6000 \text{ mm}$$

Do ó, m t c t ngang là không m nh và c phân lo i là m t c t không ch c.

L i gi i

Do m t c t là không ch c, s c kháng có h s c th hi n d i d ng ng su t là

$$\phi_f F_n = \phi_f R_b R_h F_{yc} \quad (5.104)$$

v i ϕ_f là h s s c kháng i v i u n theo b ng 1.1. H s chuy n t i tr ng R_b c xác nh t công th c 5.54

$$R_b = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \right) \left(\frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right)$$

trong ó, $\lambda_b = 5,76$ và

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_{fc}} = \frac{2(783)(10)}{30(400)} = 1,305$$

Nh v y

$$R_b = 1 - \left(\frac{1,305}{1200 + 300(1,305)} \right) \left(157 - 5,76 \sqrt{\frac{200000}{316}} \right) = 0,990$$

Vì $\phi_f = 1,0$ và $R_h = 1,0$, công thức 5.104 trở thành

$$\phi_f F_n = 1,0(0,990)(1,0)(345) = 342 \text{ MPa}$$

áp s

Mức tải là an toàn vì ứng suất có thể khai thác bằng 342 MPa lớn hơn ứng suất cắt bằng 316 MPa do tải trọng tác động sinh ra.

5.9 Nhấn xét về mặt thiết kế I chụ u n

Khi mặt cắt thép cán hình chữ s dùng làm dầm, yêu cầu về mặt nhấc a vách không cần phải kiểm tra vì tất cả các vách đều thỏa mãn tiêu chuẩn mặt cắt ch c. Ngoài ra, khi thép cấp 250 chữ s dùng, tất cả các thép cán, trục hi u W150 × 22, đều thỏa mãn tiêu chuẩn mặt nhấc a b n biên i v i m t m t c t ch c. Nếu thép cấp 345 chữ s dùng thì sáu thép hình 253 W chữ li t kê trong AISC (1992) không thỏa mãn tiêu chuẩn mặt nhấc a b n biên i v i m t m t c t ch c. Do đó, mặt nh c c b ít khi là v n i v i m t c t thép cán hình chữ s và khi chúng chữ s dùng thì i u quan trọng là vị trí g i ngang thích hợp cho b n biên nén ch ng m t n nh t ng th .

Cần chú ý rằng, các hình s liên quan n các gi i h n m nh trong Tiêu chuẩn thiết kế c u AASHTO LRFD (1998) có chính xác cao hơn so v i nh ng giá tr ã c s d ng khi xây d ng các công th c ó. Ch ng h n, gi i h n m nh c a vách cho các mặt cắt ch c c cho trong các bằng 5.8-5.10 là

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Yêu cầu này có ngu n g c là công th c h inch-pound c a AISC (1986) cho các vách ch u nén u n

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \tag{5.105}$$

trong ó, h_c là hai lần khoảng cách từ trục trung hòa t i mép bên trong c a b n biên nén tr i ph n vát hay bán kính cong, th c t là bằng $2D_{cp}$, và F_y là c ng ch y tính bằng ksi. Hằng s 640 bao hàm c n b c hai c a mô un àn h i $E = 29000$ ksi. làm xu t hi n i l ng thay i này và làm cho h ng s tr nên không th nguyên, công th c 5.99 c v i t là

$$\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{29000}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{5.106}$$

Chương 6 M T C T C H I C H U C T

Khi vách của m t m t c t c h I c h u l c c t tác động ngang trong mặt phẳng của nó, lý thuyết d m b i n d n g n h có thể sử dụng để đoán các ứng suất cho n khi t i t r n g o n t i h n c t t i. N u vách c t n g c n g, c n g c h u c t b s u n g sau m t n n h do h i u n g c a t r n g k é o s c ó m t c h o t i khi vách bị ch y. S c k h á n g c t d a n h n h V_n có thể tính bằng

$$V_n = V_\tau + V_\sigma \quad (6.1)$$

v i V_τ là s c k h á n g c t do h i u n g d m và V_σ là s c k h á n g c t do h i u n g c a t r n g k é o.

6.1 S c k h á n g c t do h i u n g d m

M t k h i n g s u t t i t r c t r u n g h o à c a v á c h m t m t c t c h I c b i u d i n t r ê n h ì n h 6.1. V i n g s u t u n t i t r c t r u n g h o à b n g k h o n g n ê n k h i n g s u t là t r n g t h á i c t t h u n t u ý. M t v ò n g t r ò n M o h r n g s u t [h ì n h 6.1(b)] b i u t h c á c n g s u t c h í n h σ_1 và σ_2 , có giá trị bằng ứng suất c t τ . Các ứng suất chính này nghiêng góc 45° so v i p h n g n m n g a n g. K h i s d n g l ý t h u y t d m, t h n g g i t h i t r n g l c c t V c h u b i d i n t í c h c a v á c h, n g h a là

$$\tau = \frac{V}{Dt_w} \quad (6.2)$$

v i D là chi u c a o c a v á c h và t_w là chi u dày c a v á c h.

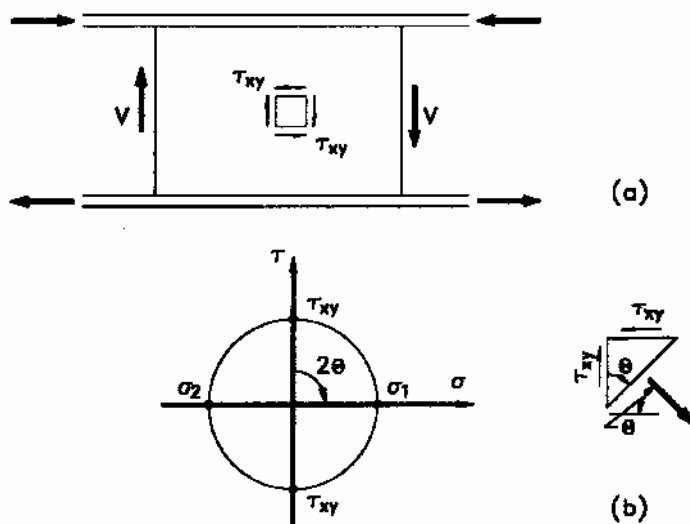
N u k h o n g x y r a m t n n h, n g s u t c t c ó t h t t i c n g c h y c a nó và l c c t d o t o à n p h n c ó t h c p h á t t r i n. N u a c á c g i á t r n à y v à o c o n g t h c 6.2 và v i t l i, t a c ó

$$V_p = \tau_y Dt_w \quad (6.3)$$

B n t h â n c n g c t c h y k h o n g t h x á c n h c m à nó p h t h u c v à o t i ê u c h u n p h á h o i c t ã c t h a n h n. K h i s d n g t i ê u c h u n p h á h o i c t c a *Mises*, c n g c t c h y c ó q u a n h v i c n g k é o c h y c a v á c h σ_y b i

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \approx 0,58\sigma_y \quad (6.4)$$

N u x y r a m t n n h, n g s u t m t n n h t i h n d o c t i v i m t k h o a n g c h n h t (h ì n h 6.2) c c h o b i



Hình 6.1 Tr ng thái ng su t c a hi u ng d m. (a) kh i ng su t tr c trung ho à và (b) vòng tròn Mohr ng su t

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 \tag{6.5}$$

trong ó

$$k = 5,0 + \frac{5,0}{(d_o/D)^2} \tag{6.6}$$

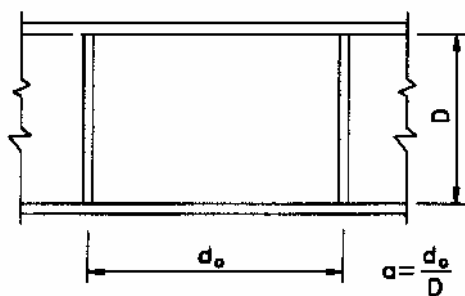
v i d_o là kho ng cách gi a các s n t ng c ng ngang.

N u gi thi tr ng, ng su t c t c ch u trong ng x ki u d m là n t n τ_{cr} và c gi nguyên sau ó thì V_τ có th c xác nh là m t ph n b c nh t c a V_p , ngh a là

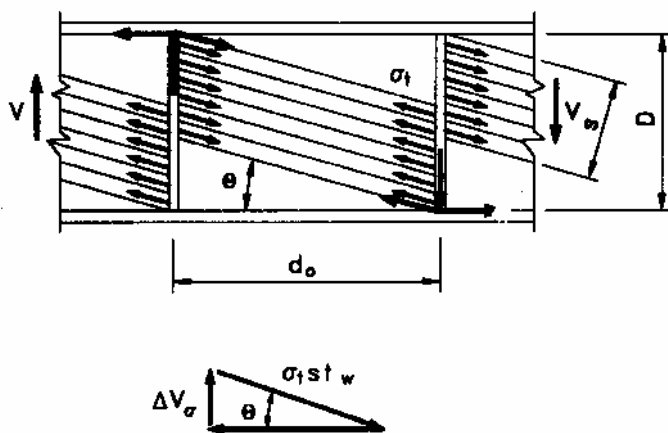
$$V_\tau = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} V_p \tag{6.7}$$

6.2 S c kháng c t do hi u ng tr ng kéo

N u m t khoang vách ch nh t ch u c t c t a trên b n c nh thì hi u ng tr ng kéo xiên có th phát tri n. Khoang vách c a m t m t c t ch I (hình 6.2) có hai c nh là các b n biên và hai c nh là các s n t ng c ng ngang. Hai c p ng biên này là r t khác nhau. Các b n biên là khá linh ho t trong ph ng th ng ng và không th ch u ng su t t tr ng kéo trong vách. Ng c l i, các s n t ng c ng ngang có th làm vi c nh là m t neo cho tr ng ng su t kéo. K t qu là, vùng vách g n sát ch ti p giáp v i các b n biên không tham gia làm vi c và c c u ch u l c ki u giàn c a hình 6.3 có th c gi thi t. Trong s t ng t giàn này, các b n biên là các thanh gi ng (thanh kéo), các s n t ng c ng ngang là các thanh ch ng (thanh nén) và vách là m t thanh kéo xiên.



Hình 6.2 Hình dạng và kích thước của



Hình 6.3 Hiệu ứng cắt ngang kéo

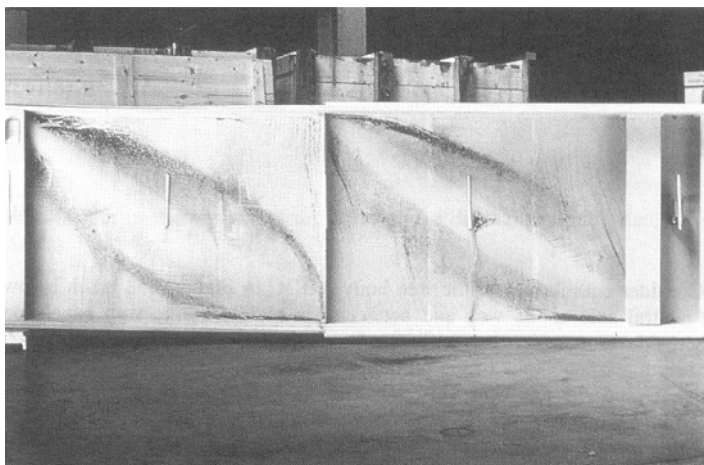
Các thành phần cắt ngang kéo được thể hiện trong hình 6.3. Các giá trị tính là chệch qua các góc của khoang. Chỉ số ứng suất kéo s phụ thuộc vào góc nghiêng θ của các ứng suất kéo σ_t so với phương ngang và bằng

$$s = D \cos\theta - d_o \sin\theta \tag{6.8}$$

Sự phát triển của ứng suất kéo bên trong này thu được từ thí nghiệm. Một ví dụ trong các thí nghiệm của ứng suất H trong thép Lehigh được biểu diễn trên hình 6.4. Các giá trị ứng suất kéo, lực cắt trong vách của chu kỳ biến dạng cho thấy ứng suất nén chính σ_2 của hình 6.1(b) là ứng suất chính của nó và thanh nén nghiêng của khoang bên trong. Trong thí nghiệm này, vách không thể chịu thêm ứng suất nén bổ sung như ứng suất kéo σ_t trong thanh kéo nghiêng tiếp tục cho thấy khi chúng đạt ứng suất chảy $\sigma_y = F_{yw}$ của vật liệu vách. Một cắt ngang trong hình 6.4 cho thấy rõ ràng hình dạng vách bên trong, ngay sau một lần ứng suất kéo và hình dạng cắt ngang của các thanh phá huỷ.

Phần đóng góp cho lực cắt V_σ từ hiệu ứng cắt ngang kéo ΔV_σ là thành phần thẳng đứng của lực kéo nghiêng (hình 6.3), nghĩa là

$$\Delta V_\sigma = \sigma_t s t_w \sin\theta \tag{6.9}$$



Hình 6.4 Dạng hình vách mưng sau thí nghiệm (ảnh chụp thí nghiệm Lehigh)

xác định góc nghiêng θ của trục kéo, giả thiết rằng khi $\sigma_t = \sigma_y$, phương cân bằng kéo cho giá trị ΔV_σ là 1 nhân tố. Trong trường hợp này có thể biểu thức bằng

$$\frac{d}{d\theta}(\Delta V_\sigma) = \frac{d}{d\theta}(\sigma_y t_w \sin\theta) = 0$$

Khi thay thế công thức 6.8 vào đây, ta có

$$\sigma_y t_w \left[\frac{d}{d\theta} (D \cos\theta \sin\theta - d_o \sin^2\theta) \right] = 0$$

có thể rút gọn thành

$$D \tan^2\theta + 2d_o \tan\theta - D = 0$$

Giải phương trình về $\tan\theta$

$$\tan\theta = \frac{-2d_o + \sqrt{4d_o^2 + 4D^2}}{2D} = \sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \tag{6.10}$$

trong đó α là tỉ số kích thước của khoảng vách d_o/D . Sử dụng các quan hệ lượng giác có

$$\cos\theta = (\tan^2\theta + 1)^{-1/2} = [2\sqrt{1 + \alpha^2} (\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha)]^{-1/2} \tag{6.11}$$

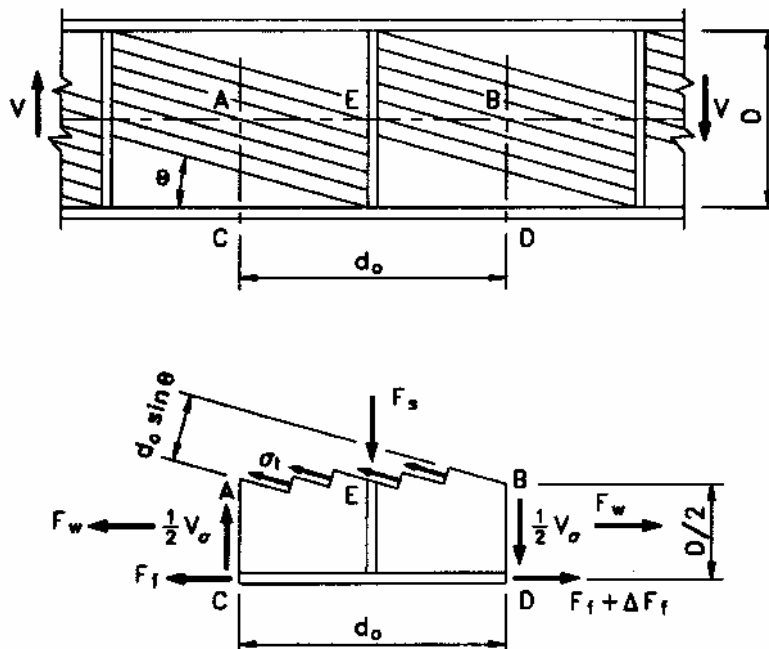
và

$$\sin\theta = (\cot^2\theta + 1)^{-1/2} = \left[\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2\sqrt{1 + \alpha^2}} \right]^{1/2} \tag{6.12}$$

Xét cân bằng phần nhỏ của trục tách ra ABCD trong hình 6.5 bên dưới trục trung hoà của vách và giả hai trung điểm của các khoảng vách ở hai phía nào đó của trục ngang. Khi giả thiết trục I-I ngang hai trục, các thành phần cân bằng trục kéo bằng phần tử trục ngang AC và BD là $V_\sigma/2$ (thông lượng) và F_w (nặng) biểu thị trên hình 6.5. Trên mặt cắt ngang AB, ứng suất của trục

kéo σ_t nghiêng mặt góc θ và tác động trên mặt diện tích chỉ $t_w d_o \sin\theta$. Sự cân bằng trong phương ngang cho thấy tỉ trọng các thành phần 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 trượt kéo

Khi thay thế công thức 6.12 vào

$$F_s = \sigma_t t_w D \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1+\sigma^2}} \right) \tag{6.13}$$

Sự cân bằng trong phương ngang cho thấy sự thay đổi nội lực các thành phần 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 để tìm ΔF_f và rút gọn, ta có

$$\Delta F_f = \sigma_t t_w D \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \tag{6.14}$$

Cân bằng mô men quanh trục 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 uốn của tiết diện chịu kéo V_σ trở thành

$$V_\sigma = \sigma_t t_w D \frac{1}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \quad (6.15)$$

Vì vì các dạng các công thức 6.3 và 6.4, V_σ có thể viết trong quan hệ với V_p

$$V_\sigma = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\sigma_t}{\sigma_y} \frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}} V_p \quad (6.16)$$

6.3 Sức kháng cắt hình p

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 nghĩa hình p của vách cam kết ch 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 chịu uốn dọc và số hạng thứ hai là do chịu kéo. Hai chịu uốn này không phải là hai hình thức xảy ra riêng rẽ, chúng liên quan nhau khi mà chịu uốn thì xảy ra rồi sau đó chịu uốn thì nên chỉ một thôi. Hai chịu uốn cần xem xét là xảy ra đồng thời và tác động tổng hợp nên sức kháng cắt hình p của công thức 6.17.

Basler (1961a) đã phát triển một quan hệ liên hệ với tỉ số σ_t/σ_y trong công thức 6.17 dựa trên hai thí nghiệm. Thí nghiệm thứ nhất là trạng thái ứng suất bất cân bằng giữa các trục dọc và kéo trục dọc có thể xảy ra bất kỳ một trạng thái nào theo tiêu chuẩn của Mises. Thí nghiệm thứ hai là góc θ bằng giá trị giới hạn 45° . Khi dùng hai thí nghiệm này và thay thế vào công thức ứng suất miêu tả tiêu chuẩn của Mises, ta có

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_y} = 1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \quad (6.18)$$

Basler (1961a) đã tiến hành nghiên cứu thực nghiệm so sánh sức kháng cắt danh nghĩa của công thức 6.17 với kết quả khi sử dụng công thức gần đúng 6.18. Ông chỉ ra rằng, số chênh lệch là nhỏ hơn 10% 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 nghĩa hình p 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 kỹ thuật 22 TCN 272-05, công thức 6.19 có dạng là

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \quad (6.20)$$

trong đó

$$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \tag{6.21}$$

$$\alpha = d_o / D \tag{6.22}$$

$$V_p = 0,58F_{yw}Dt_w \tag{6.23}$$

6.4 Sức kháng cắt của vách không có cốt ngang

Sức kháng cắt danh nghĩa của vách không có cốt ngang trong mặt cắt chữ I có thể xác định theo công thức 6.20 khi chiều dày \$d_o\$ bằng vô cùng, có nghĩa là chỉ còn lại sức kháng do hiệu ứng dầm

$$V_n = CV_p = 0,58CF_{yw}Dt_w \tag{6.24}$$

Khi thay công thức 6.4 và 6.5 vào công thức 6.21 với \$\mu = 0,3\$

$$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2}{0,58F_{yw}} = \frac{0,90kE \left(\frac{t_w}{D}\right)^2}{0,58F_{yw}} \tag{6.25}$$

Theo công thức 6.7 với \$d_o\$ bằng vô cùng, \$k = 5,0\$, ta có

$$V_n = CV_p = 0,90(5,0)E(t_w / D)^2 Dt_w$$

$$V_n = \frac{4,50Et_w^3}{D} \tag{6.26}$$

Chỉ số kháng cắt quy định nhằm đảm bảo tính ổn định của vách.

Nếu vách mỏng dẹt, ứng suất tối đa nhất định do cắt \$\tau_{cr}\$ có thể lớn hơn so với ứng suất cắt cho phép \$\tau_y\$ và vách sẽ không đảm bảo tính ổn định khi vượt tải của vách bắt buộc. Để đảm bảo tính ổn định của vách cần phải có cốt ngang (\$V_n = V_p\$) cho bằng

$$\tau_y \leq \tau_{cr}$$

$$0,58F_{yw} \leq \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{D}\right)^2 = 4,50E \left(\frac{t_w}{D}\right)^2$$

$$\frac{D}{t_w} \leq 2,80 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \tag{6.27}$$

Theo các thí nghiệm trên mặt cắt chữ I liên kết thành vệt lồi thụt, Basler (1961a) nghiên cứu, thấy rằng chỉ số ổn định của vách giảm dần khi chiều dày và quá tải tăng ảnh hưởng

$$0,8\tau_y \leq \tau_{cr}$$

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 quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD là tối thiểu, tuy nhiên có khác biệt nhỏ, vì các giá trị trong các công thức 6.26-6.28 là vì các vách không có tính năng. Các giá trị này có tóm tắt trong bảng 6.1.

Biểu thức xác định sức kháng uốn quá hạn hình thức là một công thức nghiệm giả hai giới hạn nhằm các vách. Biểu thức này có thể mô 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 có

$$V_n = \frac{1,48t_w D \sqrt{EF_{yw}}}{2,46 \sqrt{E/F_{yw}}} = 0,60F_{yw} D t_w \approx V_p$$

và giới hạn trên $D/t_w = 3,07 \sqrt{E/F_{yw}}$, thì

$$V_n = \frac{1,48t_w D \sqrt{EF_{yw}}}{3,07 \sqrt{E/F_{yw}}} = 0,48F_{yw} D t_w \approx 0,8V_p$$

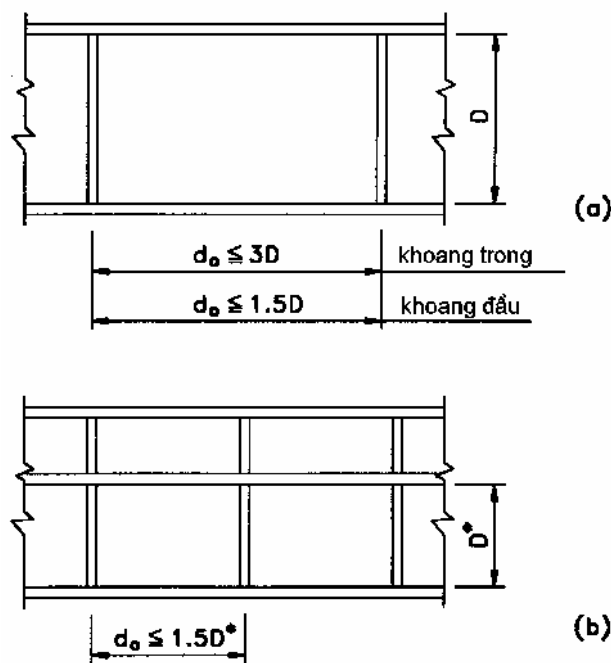
Bảng 6.1 Sức kháng cắt danh nghĩa của vách không có tính năng

	Không mất năng lượng	Mất năng lượng quá hạn	Mất năng lượng hạn
m nh c a vách	$\frac{D}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} \leq 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 3,07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$
S c kháng c t danh nh	$V_n = V_p$	$V_n = 1,48t_w^2 \sqrt{EF_{yw}}$	$V_n = \frac{4,55t_w^3 E}{D}$

Biểu thức quát của sức kháng cắt danh nghĩa phụ thuộc công thức nhằm các vách có dạng hình chữ nhật trong hình 5.10 và hình chữ nhật và hình 5.18 và hình 5.19. Mặt laina, ba kiểu khác nhau – d o, quá hạn và hạn – có biểu thức phân tích sức kháng cắt khác nhau trong các trường hợp khác.

6.5 Sức kháng cắt của vách cắt ngang

Các vách của các mặt cắt chữ I xem là có tính ngang nếu, khi không có số lượng các góc d c, khoảng cách giữa các số lượng ngang d_o không lớn hơn $3D$, hay, khi có số lượng các góc d c, d_o không lớn hơn 1,5 lần chiều cao lớn nhất của khoảng hở D^* (hình 6.6). Trong các trường hợp còn lại, vách xem là không có tính ngang và các quy định trong bảng 6.1 sẽ áp dụng.



Hình 6.6 Khoảng cách lớn nhất giữa các số lượng ngang

Nếu mặt số lượng các góc d c sẽ đứng thì hình dạng của nó sẽ kháng cắt của vách có thể vượt qua. Nói cách khác, chiều cao toàn bộ của vách sẽ đứng tính sức kháng cắt của vách dù có hay không có số lượng d c.

Khi mặt vách có tính ngang, hiệu ứng trượt kéo phát triển và các hình dạng của công 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 tổng giá trị của ứng suất tới hạn do cắt τ_{cr} và ứng suất cắt chảy τ_y .

Yêu cầu bổ sung Trong gia công và lắp ráp các mặt cắt chữ I không có số lượng d c, phải hết sức cẩn thận tránh xảy ra mặt nhẵn của vách để tránh làm giảm độ bền của d m thép. Khi số lượng góc d c mà nhẵn của vách chịu uốn cho mặt cắt I chỉ có hai trục không liên tiếp thì khi mặt nhẵn hình xảy ra (bảng 5.7), ta có, nếu vách không có số lượng d c,

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

Với $f_c = F_y = 250 \text{ MPa}$ và $E = 200 \text{ GPa}$

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 191$$

Với $f_c = F_y = 345 \text{ MPa}$

$$\frac{D}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 163$$

Tiêu chuẩn AASHTO LRFD quy định rằng, các khoảng cách vách không có số lượng công thức cần bố trí số lượng ngang khi

$$\frac{D}{t_w} > 150 \tag{6.30}$$

Giới hạn này đảm bảo khoảng cách lớn nhất của các số lượng ngang là $3D$. Nếu vách có $D/t_w > 150$ thì khoảng cách lớn nhất của các số lượng ngang cần phải nhỏ hơn $3D$ cho trong biểu thức

$$d_o \leq D \left[\frac{260}{(D/t_w)} \right]^2 \tag{6.31}$$

mà biến thiên của nó theo nghịch đảo của $(D/t_w)^2$ có xu hướng công thức 6.5 cho ứng suất tối thiểu do cắt τ_{cr} . Chú ý rằng, với $D/t_w = 150$, $d_o = 3D$.

Khoảng cách của các mặt cắt chệch

Khi mặt cắt chệch là chệch, sức kháng uốn giới hạn (bảng 5.5 – 5.7) có thể phụ thuộc vào mô men. Nếu mô men tăng lên, cần chú ý đến vách gập vì nó tham gia chịu moment phân bố mô men. *Basler* (1961b) cho biết rằng, hiệu ứng tăng mô men-lực cắt xảy ra khi lực cắt có hệ số V_u lớn hơn số $0,6\phi V_n$ và mô men có hệ số $M_u > 0,75\phi_v M_y$ (các hệ số sức kháng ϕ_v và ϕ_f có lý do bảng 1.1).

Nếu giới hạn $M_p/M_y = 1,5$ thì giá trị giới hạn cho mô men có thể viết là

$$0,75\phi_f M_y = 0,75\phi_f (M_p / 1,5) = 0,5\phi_f M_p$$

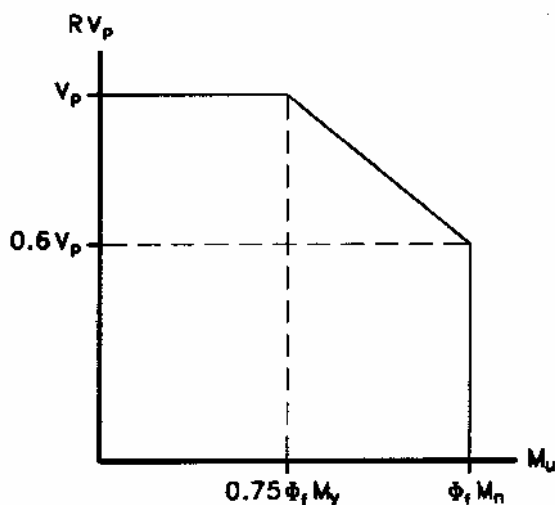
Nếu M_u nhỏ hơn hay bằng $0,5\phi_f M_p$ thì sức kháng cắt cho các khoảng vách bên trong của các mặt cắt chệch có thể dùng công thức 6.29. Nếu M_u lớn hơn $0,5\phi_f M_p$, số lượng gia mô men và lực cắt làm giảm sức kháng cắt danh nghĩa là

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p \tag{6.32}$$

trong đó, h s gi m c cho b i

$$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0,75\phi_f M_y} \right) \right] \leq 1,0 \quad (6.33)$$

v i mô men tính toán $M_r = \phi_f M_n$. S ph thu c c a RV_p vào mô men M_u do t i tr ng có h s c bi u di n trên hình 6.7. S c kháng c t danh nh t công th c 6.32 ít nh t ph i b ng s c kháng c t danh nh c a m t vách không c t ng c ng c xác nh khi l y d_o b ng vô cùng trong công th c 6.31.



Hình 6.7 Tác ng t ng h c t và u n

T s C ã c nh ngh a tr c ây trong các công th c 5.13-5.16 và c miêu t là m t hàm c a D/t_w trong hình 5.10. Khi τ_{cr} nh h n τ_y , khoảng vách ng x àn h i và C c xác nh t công th c 6.25

$$C = \frac{1,57 Ek}{(D/t_w)^2 F_{yw}} \quad (6.34)$$

Công th c này r t g n v i công th c 5.15. Basler (1961a) ch ra r ng, công th c 6.34 có giá tr i v i τ_{cr} nh h n $0,8\tau_y$, nh v y, t s m nh gi i h n c a vách cho ng x àn h i c xác nh khi l y $C = 0,8$ trong công th c 6.34, ngh a là

$$\frac{D}{t_w} = \sqrt{\frac{1,57 Ek}{0,8 F_{yw}}} = 1,40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

công th c này r t g n v i gi i h n c cho i v i công th c 5.15.

Nh trong các tr ng h p khác miêu t ng x là m t hàm c a m nh, áp ng quá àn h i c gi thi t là m t ng th ng. Gi thi t hàm tuy n tính c a m nh có d ng

$$C = \frac{C_1}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

trong đó hệ số C_1 xác định từ biểu đồ dưới đây. Khi $D/t_w \geq 1,40$, $C = 0,8$; $D/t_w < 1,40$, $C = 0,8 + 0,2 \frac{D/t_w - 1,40}{1,40 - 1,40} = 0,8$, tức là

$$0,8 = \frac{C_1}{1,40} \Rightarrow C_1 = 0,8(1,40) = 1,12$$

Như vậy, khi $D/t_w < 1,40$

$$C = \frac{1,12}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq 1,0 \tag{6.35}$$

trong công thức 5.14. Giá trị của C trong công thức 6.35 tương đương với $\tau_{cr} = \tau_y$ khi ứng suất uốn do tải ngang hay tải dọc gây ra vượt quá giới hạn chảy và ứng suất uốn do tải dọc vượt quá giới hạn chảy. Khi $C = 1,0$, tức là ứng suất uốn do tải dọc vượt quá giới hạn chảy.

$$\frac{D}{t_w} = 1,12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$$

trong công thức 5.14. Cho vào công thức 5.14.

Khoảng trong các mặt cắt không chắc

Khi mặt cắt chắc là không chắc, sức kháng uốn giới hạn (các bảng 5.5-5.7) cho dựa trên ứng suất uốn là dựa trên mô men. Do vậy, các giá trị tải ngang mô men-lực cắt ngang có dựa trên ứng suất, tuy nhiên các biểu thức là giống nhau, nghĩa là,

Nếu

$$f_u \leq 0,75\phi_f F_y$$

thì

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \tag{6.36}$$

Nếu

$$f_u > 0,75\phi_f F_y$$

thì

$$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p \tag{6.37}$$

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 lún nhứt trong biên nén trong khoảng $\phi_f F_y$ xem xét do tải trọng có hình thức và F_r là sức kháng uốn có hình thức của biên nén đó. Từ công thức 5.3 và các biểu thức trong các bảng 5.5-5.7, ta có

$$F_r = \phi_f F_n = \phi_f R_b F_{yc} \quad (6.39)$$

Biểu thức ϕ_f và R trong công thức 6.38 là giá trị trong công thức 6.33 và hình 6.7 khi thay mô men bằng ứng suất. Vì biểu thức ϕ_f và R là dựa trên ứng suất nên hình thức của công thức hoá biểu diễn có thể sai lệch và giá trị trên bảng 1 không áp dụng cho công thức 6.38.

Các khoang u

Các khoang u (hốc cu) của các mặt cắt chữ I có điều kiện biên khác so với các khoang trong. Mặt khoang u có điều kiện biên không liên tục và không có mặt khoang bên cạnh có thể làm việc như một neo cho trọng ứng suất kéo. Kết quả là, trọng ứng suất kéo không thể phát triển và chỉ số hình thành của công thức 6.20 sai lệch cho sức kháng cắt danh nghĩa của các khoang u.

Ngay cả khi khoang u được xem là có tính đồng nhất thì mặt cắt là hình chữ I của công thức 6.20 tham gia vào sức kháng cắt danh nghĩa giá trị như mặt vách không đồng nhất. Biểu thức ϕ_f và R của sức kháng cắt này được cho trong công thức 6.24 và được tóm tắt trong bảng 6.1 cho các phạm vi mô men vách khác nhau.

Không xảy ra phá hoại sớm khoang u, Basler (1961a) khuyến nghị bố trí số lượng đồng đều và khoảng cách nhều cho khoang u tránh sự phát triển của hiệu ứng trọng kéo trong khoang này. Nếu mặt nhều của vách không xảy ra thì trọng kéo sẽ không phát triển. Tiêu chuẩn AASHTO LRFD sử dụng cách tiếp cận này cho các khoang u và quy định rằng, ϕ_f và R của các vách không có số lượng đồng đều, khoảng cách giữa các số lượng đồng đều ngang cắt không vượt quá 1,5D; ϕ_f và R của các vách có số lượng đồng đều, khoảng cách này cần không vượt quá 1,5 lần chiều cao lún nhứt của khoang (hình 6.6).

Tóm tắt về các khoang vách cắt đồng đều

Các biểu thức xác định sức kháng cắt danh nghĩa của các khoang vách bên trong có tính đồng đều được tóm tắt trong bảng 6.2 và bảng 6.3.

Bảng 6.2 Sức kháng cắt danh nghĩa của vách cốt bê tông

	<i>Chức</i>	<i>Không chức</i>
Sức kháng cắt danh nghĩa	Nếu $M_u \leq 0,5\phi_f M_p$	Nếu $f_u \leq 0,75\phi_f F_y$
	$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right]$	
Hệ số giảm	Nếu $M_u > 0,5\phi_f M_p$	Nếu $f_u > 0,75\phi_f F_y$
	$V_n = R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq C V_p$	
	$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0,75\phi_f M_y} \right) \right] \leq 1,0$	$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0,75\phi_f F_y} \right) \right] \leq 1,0$

Bảng 6.3 Tỷ lệ gia tăng sức chịu cắt và ứng suất chịu cắt

	<i>Không mất nh</i>	<i>Mất nh quá ảnh hưởng</i>	<i>Mất nh ảnh hưởng</i>
m nh vách	$\frac{D}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} \leq 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$\frac{D}{t_w} > 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$
$C = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}$	$C = 1,0$	$C = \frac{1,10}{D/t_w} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$	$C = \frac{1,52}{(D/t_w)^2} \frac{Ek}{F_{yw}}$

VÍ D 6.1

Hãy xác định ứng suất cắt của vách của một cột ch I trong ví dụ 5.3 cho trên hình 5.14 nếu khoảng cách các sườn ngang là 2000 mm cho một khoảng vách bên trong. Trong ví dụ 5.7, ứng suất chịu cắt dài không có các sườn biên nén bằng 6000 mm vùng chịu mô men âm, một cột ngang cũng loại là không chức. Tỷ lệ các ứng suất trong một cột thép do mô men thì có hệ số là 290 MPa (kéo) ở sườn biên và 316 MPa (nén) ở sườn biên. Ứng suất chịu cắt của vách F_{yw} là 345 MPa.

L i g i i

Khi tham khảo bảng 6.2, ứng suất một cột không chức, một ứng suất mô men-lực cắt phải chịu vào ứng suất lớn nhất f_u trong sườn biên nén do tải trọng có hệ số. Cho ví dụ này, $f_u = 316$ MPa, liên hệ với

$$0,75\phi_f F_y = 0,75(1,0)(345) = 259 \text{ MPa}$$

do vậy

$$V_n = RV_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq CV_p$$

trong đó

$$R = \left[0,6 + 0,4 \left(\frac{F_r - f_u}{F_r - 0,75\phi_f F_y} \right) \right] \leq 1,0$$

và từ ví dụ 5.7

$$F_r = \phi_f F_n = \phi_f R_b R_h F_{yc} = 1,0(0,990)(1,0)(345) = 342 \text{ MPa}$$

Thay, vào

$$R = 0,6 + 0,4 \frac{342 - 316}{342 - 259} = 0,725$$

Thay công thức 6.22 và 6.23

$$\alpha = d_o/D = 2000/1500 = 1,33$$

và

$$\begin{aligned} V_p &= 0,58 F_{yw} D t_w \\ &= 0,58(345)(1500)(10) = 3\,001\,500 \text{ N} = 3002 \text{ kN} \end{aligned}$$

Khi tham khảo bảng 6.3 và tính kết quả công thức 6.6

$$k = 5,0 + \frac{5,0}{\alpha^2} = 5,0 + \frac{5,0}{(1,33)^2} = 7,81$$

thì

$$1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 1,38 \sqrt{\frac{(200000)(7,81)}{345}} = 93$$

và

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1500}{10} = 150 > 1,38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 93$$

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

$$CV_p = 0,306(3002) = 918 \text{ kN}$$

áp s

Cường độ chịu cắt danh nghĩa của vách là

$$\begin{aligned} V_n &= R V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+\alpha^2}} \right] \geq C V_p = 918 \text{ kN} \\ &= 0,725(3002) \left[0,306 + \frac{0,87(1-0,306)}{\sqrt{1+(1,33)^2}} \right] \\ &= 2176(0,306 + 0,362) = 1454 \text{ kN} \end{aligned}$$

và cường độ chịu cắt có hệ số của vách là

$$V_r = \phi_v V_n = 1,0(1454) = \underline{1454 \text{ kN}}$$

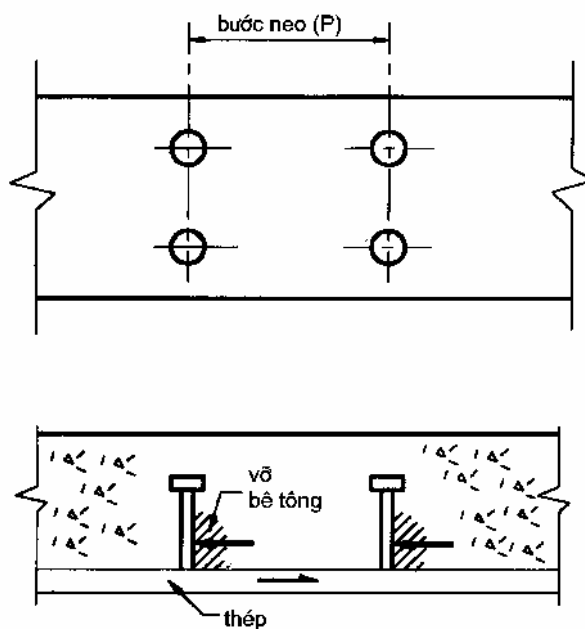
trong đó ϕ_v lấy từ bảng 1.1.

Chương 7 NEO CH NG C T

phát triển các nghiên cứu toàn phần các mẫu thử liên hợp, liên kết ngang phi cốt thép nhúng trong bê tông cốt thép và bê tông. Các nghiên cứu liên kết ngang cốt thép, các neo cốt thép vào bê tông biên trên các mẫu thử và các nghiên cứu về bê tông. Các neo cốt thép này có hình dạng khác nhau. Phần sau đây chỉ ra các loại neo cốt thép có ưu điểm (hình 7.1).

Trong các nghiên cứu liên hợp nhúng, neo cốt thép bố trí trên suốt chiều dài nhịp. Trong các nghiên cứu liên kết, neo cốt thép bố trí trên suốt chiều dài cọc. Vì bố trí neo cốt thép trong những vùng chịu mô men âm nên nghiên cứu chuyển động tương đối liên hợp sang một kết cấu không liên hợp và góp phần duy trì sự tương thích trên suốt chiều dài cọc.

Trong hình ảnh của ảnh tán trong neo cốt thép cho phép nó có thể liên kết ngang. Không cần phải tính toán kiểm tra sức kháng nhúng. Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, các trường hợp phá hoại xảy ra có liên quan đến hình dạng neo cốt thép phá hoại bê tông (hình 7.1). Các hình ảnh này không kéo ra khỏi bê tông và có thể coi là hiện tượng nứt gãy.



Hình 7.1 Các loại tác động lên neo cốt thép trong mối liên kết

Sau đây là các thí nghiệm đã được xây dựng các công thức thực nghiệm xác định sức kháng của neo cốt thép. Các thí nghiệm cho thấy rằng, phát triển hoàn toàn sức chịu của neo cốt thép, chiều dài của neo cốt thép ít nhất phải bằng bốn lần đường kính thân của nó. Do vậy, yêu cầu này trở thành một yêu cầu trong thiết kế.

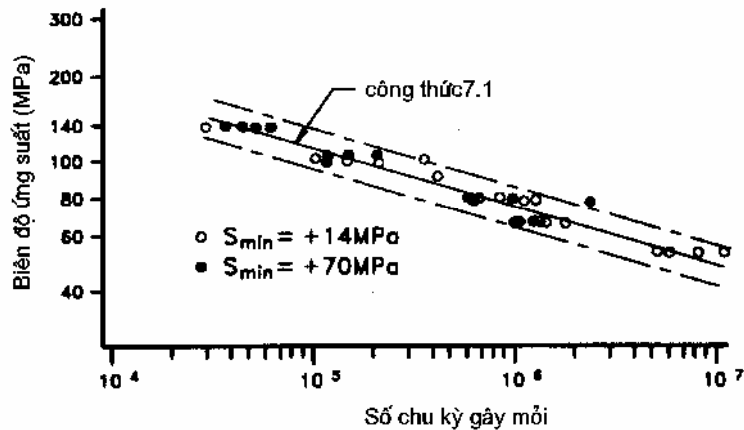
Hai TTGH phải được xem xét khi xác định sức kháng của neo chằng cốt là mô đun và cường độ. TTGH mô đun kiểm tra mô đun suất trong phạm vi đàn hồi. TTGH cường độ phụ thuộc vào ứng suất kéo và sự phân phối tải trọng ngang giữa các neo.

7.1 TTGH mô đun và neo chằng cốt

Các thí nghiệm đã tiến hành bởi *Slutter* và *Fisher* (1967) cho thấy rằng, biên độ ứng suất là nhân tố quyết định vì sự làm vi phạm của neo chằng cốt. Cường độ bê tông, tuổi bê tông, hình dạng neo, hình kích thước và ứng suất nhớt không có ảnh hưởng đến cường độ. Tuy nhiên, cường độ của neo chằng cốt có thể xác định bằng quan hệ giữa biên độ ứng suất cho phép S_r và số chu kỳ tải trọng gây mỏi. Dựa theo hàm logarit của các số liệu $S-N$ cho hai loại kính 19 mm và 22 mm cho trên hình 7.2. Ứng suất cho phép tính toán là ứng suất trung bình trên kính danh định của kính neo. Công thức miêu tả quan hệ trên thực tế phân tích kết quả thực nghiệm cho bởi

$$S_r = 1065N^{-0.19} \quad (7.1)$$

trong đó, S_r là biên độ ứng suất (MPa) và N là số chu kỳ tải trọng.



Hình 7.2 So sánh ứng suất trung gian và các số liệu thí nghiệm của neo chằng cốt

Trong tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD, biên độ ứng suất S_r (MPa) trở thành một phần của công thức Z_r (N) để tính chu kỳ tải trọng cần thiết bằng cách nhân S_r với diện tích mặt cắt ngang của kính neo, nghĩa là

$$Z_r = \frac{\pi}{4} d^2 S_r = (836N^{-0.19}) d^2 \quad (7.2)$$

trong đó d là kính danh định của kính neo (mm). Tiêu chuẩn thiết kế của AASHTO LRFD biểu diễn công thức 7.2 dưới dạng

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19,0 d^2 \quad (7.3)$$

trong đó

$$\alpha = 238 - 29,5 \log N \tag{7.4}$$

Các giá trị của α được so sánh trong bảng 7.1 với các giá trị tính toán phân bố ứng suất trong ngoặc của công thức 7.2 theo các giá trị thí nghiệm của N . Ứng suất σ trong công thức 7.4 là khác nhau với các kết quả thí nghiệm. (Chú ý: hằng số trong vế phải của công thức 7.3 là bằng giá trị 38,0 MPa trong bảng 7.1 thì $N = 6 \times 10^6$ chia cho hai.)

Bảng 7.1 So sánh α với công thức chi 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 sử dụng xác định sức kháng cắt mặt cắt hình tròn có đường kính d và chiều sâu chu kỳ tải trọng N . Khoảng cách giữa các neo này được theo chiều dài của phần thu vào số lượng neo trên mặt cắt ngang n và lực cắt $V_{sr}(N)$ do xe tải khi tác động tại mặt cắt.

Độ mở là quy định khi chiều dài tải trọng lớn hơn tiêu chuẩn thì kiểm tra trên các trạng thái ảnh hưởng. Nếu tải trọng có tác động hoàn toàn thì lực cắt trên mặt cắt n và chiều dài v_h (N/mm) có thể thu được quan hệ như sau:

$$v_h = \frac{V_{sr} Q}{I} \tag{7.5}$$

trong đó, Q (mm³) là mô men (tĩnh) ban đầu của diện tích bản tính lấy vị trí trung hòa của mặt cắt liên hợp ngang n và I (mm⁴) là mô men quán tính của mặt cắt liên hợp ngang n . Lực cắt trên mặt cắt n và chiều dài v_h của trục neo tại mặt cắt ngang và khoảng cách p (mm) giữa các hàng (hình 7.1) là

$$v_h = \frac{nZ_r}{p} \tag{7.6}$$

Khoảng cách p (mm) được xác định khi áp dụng các công thức 7.5 và 7.6 là

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q} \tag{7.7}$$

Khoảng cách dọc trục n của các neo chằng các trục không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn 61 mm đường kính thân thép.

Các hình neo chằng các trục bố trí vị trí khoảng cách trục n theo phương vuông góc với trục dọc của cấu kiện không nhỏ hơn 61 mm đường kính thép.

cách trng gi a mép c a b n biên trên c a d m thép và mép c a neo chng c t g n nh t ph i không c nh h n 25 mm.

Chi u dày ph n bê tông ph bên trên nh neo c n không nh h n 50 mm. Trong nh ng vùng mà kho ng cách gi a nh d m thép và áy b n bê tông là l n thì các neo c n c chôn vào trong b n t i thi u 50 mm.

7.2 TTGH c ng i v i neo chng c t

Các nghiên c u th c nghi m ã c ti n hành b i *Ollgaard* và c ng s xác nh c ng ch u c t c a các inh neo chng c t c chôn trong m t b n bê tông c. Các i l ng thay i c xem xét trong thí nghi m là ng kính inh, s inh neo trong m t b n, lo i c t li u c a bê tông (t trng nh hay t trng thông th ng) và các thu c tính c a bê tông. B n thu c tính c a bê tông c nghiên c u: c ng ch u nén, c ng ch u kéo ch kh i tr , mô un àn h i và t trng.

Có hai d ng phá ho i c nh n th y. Ho c là các inh neo b c t r i kh i d m thép và v n c chôn trong b n bê tông, ho c là bê tông b phá ho i và các inh neo b nh kh i b n cùng v i m t ph n bê tông. ôi khi, c hai d ng phá ho i thu c trong cùng m t thí nghi m.

Vi c phân tích các k t qu thí nghi m cho th y r ng, s c kháng c t danh nh c a m t neo chng c t Q_n là t l thu n v i di n tích m t c t ngang c a chúng A_{sc} . ng th i, trong các bi n c a bê tông, c ng ch u nén f'_c và mô un àn h i E_c là nh ng thu c tính quy t nh trong xác nh c ng ch u c t c a neo. Bi u th c th c nghi m xác nh mô un àn h i bao hàm t trng c a bê tông γ_c và, do ó, nh h ng c a lo i c t li u (thông th ng hay nh), ngh a là

$$E_c = 0,043\gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

v i γ_c là t trng c a bê tông (kg/m^3) và f'_c là c ng ch u nén c a bê tông (MPa). Vi c a vào c ng ch u kéo ch kh i tr trong phân tích h i quy không chng t s ph ù h p v i các k t qu thí nghi m và nó c lo i b kh i công th c d oán cu i cùng.

Cu i cùng, công th c d oán s c kháng c t danh nh Q_n (N) c a m t inh neo chng c t c chôn trong m t b n bê tông c là

$$Q_n = 0,5A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \tag{7.8}$$

trong ó

A_{sc} di n tích m t c t ngang c a inh neo (mm^2),

f'_c c ng ch u nén quy nh c a bê tông tu i 28 ngày (MPa),

E_c mô un àn h i (MPa), và

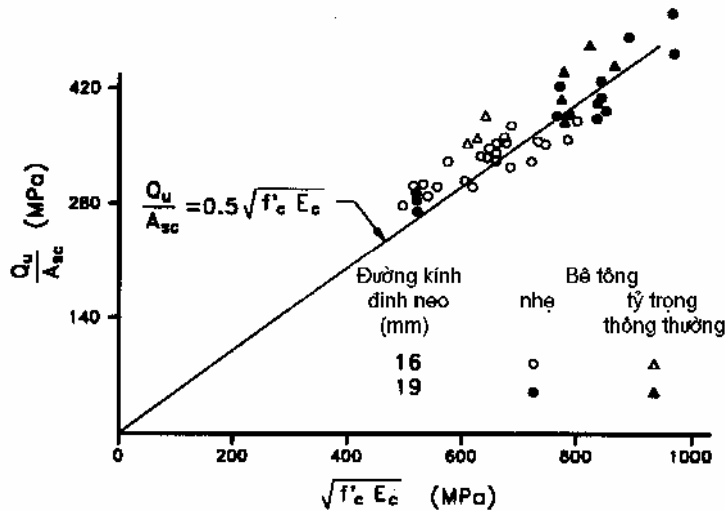
F_u c ng ch u kéo nh nh t c trng c a m t neo chng c t

Giá trị trên trục tung của đồ thị danh nghĩa của neo cốt thép là lực kéo giá trị danh nghĩa của nó.

Công thức 7.8 khi so sánh với các số liệu thí nghiệm là của nó (hình 7.3) thì ra khá phù hợp. Sức kháng có hiệu quả của neo cốt thép Q_r là

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \tag{7.9}$$

với ϕ_{sc} là hệ số kháng của neo cốt thép, lấy từ bảng 1.1 là 0,85.



Hình 7.3 So sánh cường độ neo cốt thép bê tông và mô đun đàn hồi

Sức kháng của neo cốt thép

Nếu các neo cốt thép bố trí yếu thì cường độ chịu uốn của tiết diện giảm đi đáng kể. Các neo cốt thép bố trí giảm mô men uốn không và giảm mô men uốn lớn nhất thì chỉ chịu lực nén trong bản thì vị trí có mô men lớn nhất. Sức kháng này mô tả bằng các số cân bằng lực phía dưới của hình 7.4 cho hai trường hợp vị trí neo khác nhau. Trong các số này, số cân bằng đòi hỏi

$$n_s Q_r = V_h$$

hay

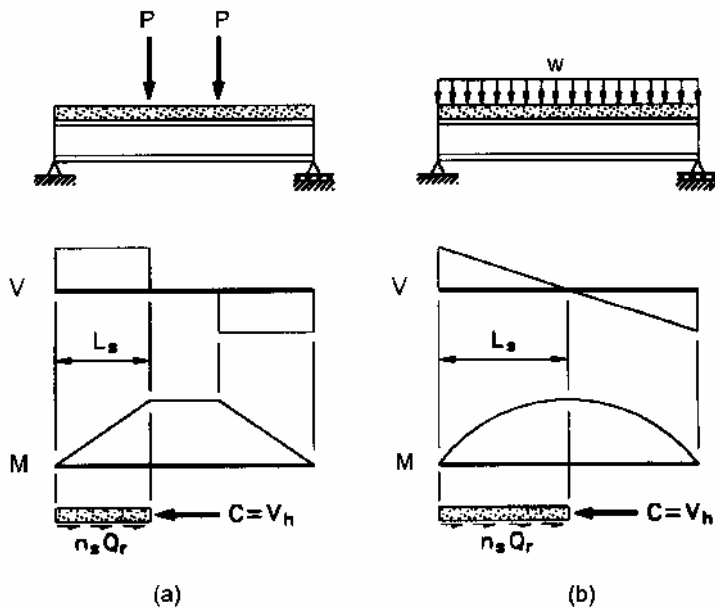
$$n_s = \frac{V_h}{Q_r} \tag{7.10}$$

trong đó

n_s là số neo cốt thép giảm mô men uốn không và giảm mô men uốn lớn nhất,

V_h là cắt ngang danh nghĩa của tiết diện tại vị trí neo cốt thép, và

Q_r sức kháng cốt có hiệu suất neo ch ng c t, c cho b i công th c 7.8 và 7.9.

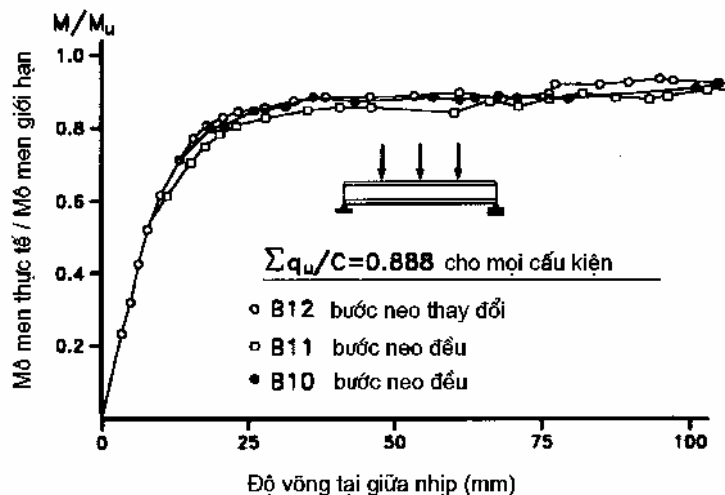


Hình 7.4 Typical development lengths. (a) Typical development length for a beam with two point loads and (b) typical development length for a beam with a uniformly distributed load.

Development lengths for bars

Development lengths for bars are determined based on the length L_s and the yield strength f_y . In the typical development length shown in Figure 7.4(a), the length L_s is not specified. However, the length L_s is determined based on the yield strength f_y and the development length L_s is determined based on the yield strength f_y . In the typical development length shown in Figure 7.4(b), the length L_s is not specified. However, the length L_s is determined based on the yield strength f_y and the development length L_s is determined based on the yield strength f_y .

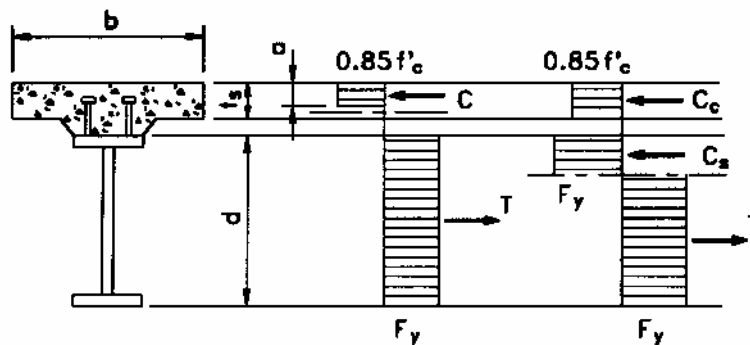
The development length for bars is determined based on the yield strength f_y and the development length L_s is determined based on the yield strength f_y . In the typical development length shown in Figure 7.4(a), the length L_s is not specified. However, the length L_s is determined based on the yield strength f_y and the development length L_s is determined based on the yield strength f_y . In the typical development length shown in Figure 7.4(b), the length L_s is not specified. However, the length L_s is determined based on the yield strength f_y and the development length L_s is determined based on the yield strength f_y .



Hình 7.5 Các đường cong mô men – võng thực nghiệm [Slutter và Driscoll (1965)]

Lực cắt ngang danh nghĩa V_h

TTGH công thức 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 bê tông và nhô dầm thép, nơi mà các neo chôn góc thép truy nhập lực cắt ngang từ bê tông sang mặt cắt thép.



Hình 7.6 Lực cắt ngang danh nghĩa

Trong trạng thái phân bố ứng suất trung hòa đơn trong bê tông và lực nén C như hình 7.6, công thức toàn phần của bê tông. Tuy nhiên, sự cân bằng lực đòi hỏi C bằng lực kéo trong mặt cắt thép, nghĩa là

$$C = V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_c t_c \tag{7.11}$$

trong đó

- V_h là lực cắt ngang danh nghĩa biểu diễn trong hình 7.4,
- F_{yw}, F_{yt}, F_{yc} lần lượt, là ứng suất chèn vách, ứng suất kéo biên kéo và ứng suất nén biên nén,
- D và t_w chỉ chiều cao và chiều dày của vách ngang,
- b_t và t_t chỉ chiều rộng và chiều dày của bê tông biên kéo, và

b_c và t_c chi u r ng và chi u dày c a b n biên kéo.

iv i m t c t thép ng nh t (trong tài li u này) công th c trên n gi n là

$$V_h = F_y A_s \quad (7.12)$$

v i F_y là c ng ch y (MPa) và A_s là di n tích toàn b m t c t thép (mm^2).

Trong tr ng h p th hai, tr c trung hoà d o n m trong m t c t thép và l c nén $C = V_h$ là c ng toàn ph n c a b n c cho b i

$$V_h = 0,85 f'_c b t_s \quad (7.13)$$

v i f'_c là c ng ch u nén 28 ngày c a bê tông (MPa), b là chi u r ng h u hi u c a b n (mm) và t_s là chi u dày c a b n (mm).

K x o xác nh tr c trung hoà d o trong vùng ch u mô men d ng c minh ho trong ví d 5.2 và hình 5.13. Trong tính toán V_h , quá trình này có th c b qua b ng cách n gi n ch n giá tr nh h n c a V_h thu c t công th c 7.11 và 7.12.

M t c t liên h p liên t c

Khi các vùng ch u mô men âm trong d m liên t c có c u t o liên h p, l c c t n m ngang danh nh V_h c truy n gi a i m không mô men và i m có mô men l n nh t t i m t g i trung gian s là

$$V_h = A_r F_{yr} \quad (7.14)$$

trong ó, A_r là di n tích toàn b c a c t thép d c (mm^2) bên trên g i trung gian trong ph m vi chi u r ng b n h u hi u và F_{yr} là c ng ch y (MPa) c a c t thép d c. Hình 5.14 bi u di n các l c tác đ ng trên m t m t c t liên h p vùng ch u mô men âm. S l ng neo ch ng c t c n thi t cho vùng này c cho b i công th c 7.10.

VÍ D 7.1

Thi t k neo ch ng c t cho m t m t c t liên h p ch u mô men d ng c a ví d 5.1 trong hình 5.13. Gi thi tr ng biên l c c t V_{sr} iv i t i tr ng m i g n nh không i và b ng 230 kN vùng ch u mô men d ng và s chu k N c a t i tr ng m i b ng 372.10^6 . S đ ng inh neo ng kính 19 mm, chi u dài 100 mm, $F_u = 400$ MPa cho inh neo, $f'_c = 30$ MPa cho b n bê tông và c p 345 cho d m thép.

T ng quát

Chi u cao kho ng m (gi a áy b n và nh d m) là 25 mm, nh v y chi u dài neo n m trong bê tông b ng $100 - 25 = 75$ mm. Chi u dài này l n h n chi u dài t i thi u là 50 mm. T s gi a chi u dài và ng kính c a inh neo là

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 > 4, \quad \text{m b o}$$

Khoảng cách nhô ra theo phương ngang từ tâm tim nhô ra là b_n nhô ra kính và khoảng cách nhô ra từ tim mép là 25 mm. Chiều rộng nhô ra của biên trên cho ba nhô ra 19 mm trong mặt hàng là

$$b_{f,\min} = 2(25) + 19 + 2(4)(19) = 221 \text{ mm}$$

nhỏ hơn so với chiều rộng mặt thép đã cho là 300 mm. Do vậy, sử dụng 3 nhô ra 19 mm cho mặt cắt ngang.

Trạng thái giới hạn

Khoảng cách từ tâm tim của các nhô ra theo chiều dọc mặt cắt không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn 6 lần kính ($6 \times 19 = 114 \text{ mm}$).

Khoảng cách giữa các nhô ra không nhỏ hơn chiều dài của nhô ra nhô ra cho trong công thức 7.7

$$p = \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q}$$

trong đó I và Q là các thuộc tính hình học mặt cắt liên hợp nhô ra và Z_r xác định bởi công thức 7.3

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19,0 d^2$$

với α cho trong công thức 7.4

$$\alpha = 238 - 29,5 \log N$$

Với chu kỳ N là 372.10^6 , có

$$\alpha = 238 - 29,5(8,57) = -15 \text{ MPa} < 19 \text{ MPa}$$

do vậy

$$Z_r = 19,0 d^2 = 19(19)^2 = 6860 \text{ N} = 6,86 \text{ kN}$$

Các giá trị của I và Q về mặt cắt liên hợp nhô ra 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 nhô ra trên mặt cắt ngang và $V_{sr} = 230 \text{ kN}$, khoảng cách nhô ra 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 giới hạn 114 và 600 mm như đã biết. Nếu giả sử trạng thái giới hạn có mô men lớn nhất thì mô men bằng không là 12000 mm và V_{sr} như không thì tổng chiều dài nhô ra kính 19 mm trên khoảng cách này là

$$n = 3 \left(\frac{12000}{140} \right) = 257 \text{ neo}$$

Trạng thái giới hạn cường độ

Trạng thái neo chằng cịt cần thiết tho mãn TTGH cường độ giới hạn có mô men lằn nhợt và giới hạn có mô men bẻ không 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 cho bởi công thức 7.8 và V_h cho bởi công thức 7.12 hoặc 7.13. Từ công thức 7.8

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

với đường kính neo bằng 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 số 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 ngang danh định là nhón các giá trị cho bởi công thức 7.12 hoặc 7.13. Từ công thức 7.12 với A_s lấy bằng 5.2

$$V_h = F_y A_s = 345 (29500) = 10,18 \cdot 10^6 \text{ N} = 10180 \text{ kN}$$

Từ công thức 7.13 với $b = 2210 \text{ mm}$ và $t_s = 205 \text{ mm}$ lấy bằng hình 5.13

$$V_h = 0,85 f'_c b t_s = 0,85 (30) (2210) (205) = 11,55 \cdot 10^6 \text{ N} = 11550 \text{ kN}$$

Như vậy, $V_h = 10180 \text{ kN}$ và số neo cần thiết trên kho cách tải mô men lằn nhợt và mô men bẻ không là

$$n_s = \frac{V_h}{\phi_{sc} Q_n} = \frac{10180}{0,85 (113,6)} = 106 \text{ neo}$$

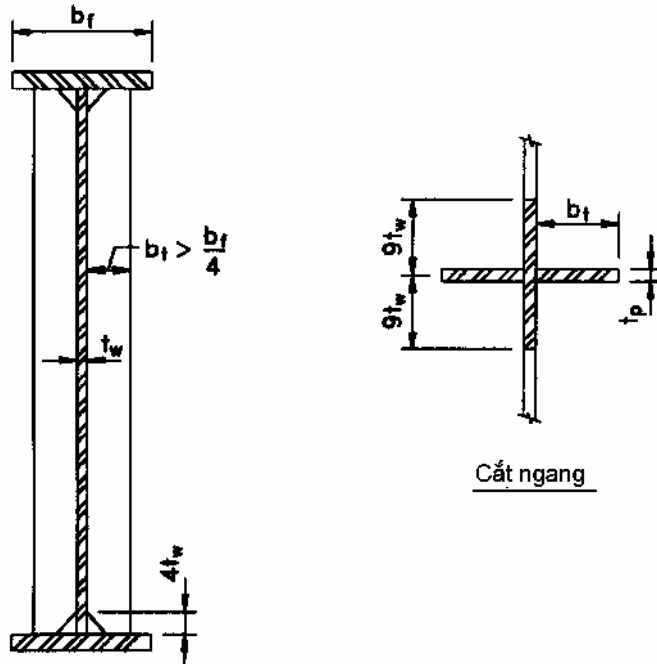
áp s

S neo ch ng c t c n thi t c quy t nh b i TTGH m i (nh th ng x y ra). V i các gi thi t c a ra trong ví d này, các inh neo ng kính 19 mm ba chi c m i hàng (m t m t c t ngang) c b trí v i kho ng cách 140 mm trên su t chi u dài o n d m ch u mô men d ng.

$$16t_p \leq b_t \leq 0,25b_f \tag{8.3}$$

c) Ng

Các sản phẩm thép ống ngang trung gian xác định bằng biên độ lệch của khoang vách. Chúng phải có các góc không bị biến dạng lớn (vấn đề cắt thép nguội) và cho phép vách phát triển các góc sau mặt nối của nó.



Hình 8.1 Sản phẩm thép ống ngang trung gian

Mối quan hệ lý thuyết có thể xây dựng khi xem xét các góc thép nguội của sản phẩm thép ống ngang trung gian và mối nối vách. Quan hệ này có thể biểu diễn bằng thông số không thứ nguyên

$$\gamma_t = \frac{(EI)_{stc}}{(EI)_w}$$

với

$$(EI)_w = \frac{EDt_w^3}{12(1-\mu^2)}$$

Tới

$$\gamma_t = \frac{12(1-\mu^2)I_t}{Dt_w^3} \tag{8.4}$$

trong đó, μ là hệ Poisson, D là chiều cao vách, t_w là chiều dày vách và I_t là mô men quán tính của sản phẩm thép ống ngang trung gian lấy ở vị trí mép tiếp giáp với vách khi b

trị số n tính công năng và lý do vì nó tìm vach trong trường hợp số n tính công năng kép. Với $\mu = 0,3$, công thức 8.4 có thể viết lại là

$$I_t = \frac{Dt_w^3}{10,92} \gamma_t \quad (8.5)$$

lý do vì mô men vach không có số n tính công năng để, giá trị của γ_t mô men vach có thể chú ý công suất tối thiểu do cốt thép là τ_{cr} là α

$$\gamma_t = m_t \left(\frac{21}{\alpha} - 15\alpha \right) \geq 6 \quad (8.6)$$

trong đó, α là tỷ số kích thước d_0/d và m_t là mô men phóng đại, xét nghiệm sau mô men nh và nh hình học tỉ lệ của s không hoàn hảo (trong chốt). Khi lấy $m_t = 1,3$ và sau đó, thay công thức 8.6 vào 8.5, ta có

$$I_t = 2,5Dt_w^3 \left(\frac{1}{\alpha} - 0,7\alpha \right) \geq 0,55Dt_w^3 \quad (8.7)$$

Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật 22 TCN 272-05 đưa ra yêu cầu về mô men quán tính của mặt số n tính công năng ngang bất kỳ bằng hai công thức

$$I_t \geq d_0^3 J \quad (8.8)$$

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 số n tính công năng ngang trung gian và D_p là chiều cao vach D vì các vach không có số n tính công năng để hay chiều cao lớn nhất của khoảng D^* trong trường hợp vach có số n tính công năng để (hình 6.6). Khi thay công thức 8.9 vào $D_p = D$ vào công thức 8.8 và thay $\alpha = d_0/D$, có thể viết

$$I_t \geq 2,5Dt_w^3 \left(\frac{1}{\alpha} - 0,8\alpha \right) \geq 0,5d_0^3 \quad (8.10)$$

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.

Công

Mô men ngang của số n tính công năng ngang trung gian phải lớn hơn các thành phần nh tính công năng của số n tính công năng trong vach. Cần xác định diện tích mô men ngang của mặt cắt dựa trên các nghiên cứu của Basler (1961a). Lấy dữ liệu trong các số n tính công năng ngang đã được trình bày ở 6 và cho vào công thức 6.13. Khi thay quan hệ nh tính công năng σ_t vào công thức 6.18 và sử dụng nh tính công năng $C = \tau_{cr} / \tau_y$, lực nén trong số n tính công năng ngang trở thành

$$F_s = D t_w \sigma_y (1 - C) \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \quad (8.11)$$

với σ_y là cường độ chảy của khoảng vách. Công thức này có thể viết dạng không thứ nguyên bằng cách chia cho $D^2 \sigma_y$ thành

$$F(\alpha, \beta) = \frac{F_s}{D^2 \sigma_y} = \frac{1}{2\beta} (1 - C) \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \quad (8.12)$$

trong đó, β là tỉ số moment của vách D/t_w . Trong phạm vi ảnh hưởng cho bởi công thức 6.34. Khi sử dụng định nghĩa $\varepsilon_y = F_{yw} / E$ và lấy k bằng

$$k = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad (8.13)$$

biểu thức C về C 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 có

$$F(\alpha, \beta) = \left[\frac{1}{2\beta} - \left(4,2 + \frac{3,1}{\alpha^2} \right) \frac{1}{\varepsilon_y \beta^3} \right] \left(\alpha - \frac{\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \right) \quad (8.15)$$

Nội dung chính của sản phẩm công nghệ ngang trung gian có thể xác định phép lấy vi phân từng phần của công thức 8.15 về 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 dung chính của sản phẩm công nghệ ngang trung gian trở thành

$$\max F_s = 0,14 D t_w \sigma_y (1 - C) \quad (8.16)$$

Nội dung này sẽ là điều kiện của sản phẩm công nghệ ngăn ngừa kháng cắt liên tục của khoảng vách để khai thác hết, tức là, $V_u = \phi V_n$. Trong trường hợp $V_u < \phi V_n$, nội dung của sản phẩm công nghệ sẽ giảm ít nhất, như vậy,

$$F_s = 0,14 D t_w F_{yw} (1 - C) \frac{V_u}{\phi V_n} \quad (8.17)$$

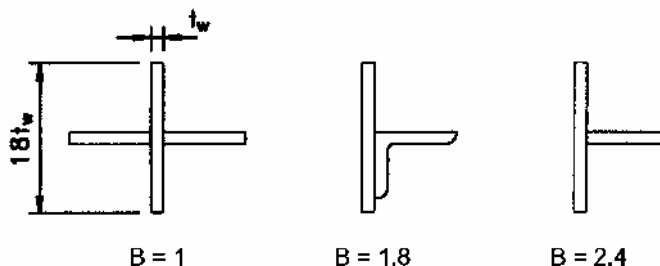
trong đó, $F_{yw} = \sigma_y$, cường độ chảy của khoảng vách.

Công thức 8.17 được xây dựng cho moment sản phẩm công nghệ ngang trung gian bố trí ở hai bên vách (hình 8.1). Khi có một khác là có sản phẩm công nghệ moment phía của vách. Basler (1961a) cho biết rằng, về mặt các sản phẩm công nghệ moment, sản phẩm công nghệ moment phía của nhịp ít nhất 2,4 lần tổng diện tích của sản phẩm công nghệ kép. Công theo ông, moment thép góc cũng như các dạng là sản phẩm công nghệ moment

phía dãi hình mặt diện tích bằng 1,8 lần diện tích của mặt cắt. Các trường hợp này có thể kết hợp vào trong công thức 8.17 khi viết

$$F_s = 0,14BDt_w F_{yw} (1-C) \frac{V_u}{\phi V_n} \tag{8.18}$$

với B xác định trong hình 8.2.



Hình 8.2 Hình ảnh B của các tiết diện ngang trung gian

Mặt phẳng của vach có thể giả thiết là tham gia chịu lực dãn nở ngang. Tiêu chuẩn thiết kế của 22 TCN 272-05 coi vach tham gia chịu lực cùng với tiết diện của vòm chỉ có chiều dài hiệu dụng bằng $18t_w$. Lực nén của tiết diện ngang sau khi trừ bớt phần tham gia chịu của vach trở thành

$$F_s = 0,14BDt_w F_{yw} (1-C) \frac{V_u}{\phi V_n} - 18t_w^2 F_{yw} \tag{8.19}$$

Diện tích A_s của các tiết diện ngang trung gian cần yêu cầu chịu lực ngang trừ đi lực kéo của vach xác định bằng cách chia công thức 8.19 cho các tiết diện ngang F_{ys} :

$$A_s \geq \left[0,15BDt_w (1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18t_w^2 \right] \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right) \tag{8.20}$$

với $V_r = \phi V_n$ và hằng số 0,14 cần làm tròn lên 0,15.

VÍ D 8.1

Chọn kích thước mặt tiết diện ngang trung gian mặt phía cho mặt cắt chữ I trong ví dụ 6.1 và các biểu diện trong hình 5.14. Sử dụng thép cấp 250 cho tiết diện ngang. Thép của vach dùng cấp 345. Giả thiết $V_u = 1000$ kN tại mặt cắt.

m nh

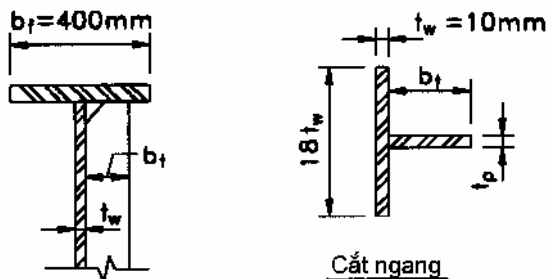
Kích thước của tiết diện ngang cần chọn tho mãn yêu cầu về mô men và sau đó kiểm tra về ứng suất và ứng biến. Từ công thức 8.3, chỉ ra rằng phần nhô ra của s n ph i m b o

$$b_f \geq 0,25b_f = 0,25(400) = 100 \text{ mm}$$

và chiều dày của nó phải tho 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 thì dùng mắt nối ngang có chiều ngang trung gian kích thước 8 mm × 100 mm (hình 8.3).



Hình 8.3 S nối ngang ngang mắt phía của ví dụ 8.1

T công thức 8.2, chiều rộng b_t của sản phẩm phải tho mãn

$$b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48(8) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 109 \text{ mm}, \quad \text{tho mãn}$$

và

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} = 50 + \frac{1500 + 30 + 30}{30} = 102 \text{ mm}, \quad \text{không tho mãn}$$

Thay kích thước đã chọn thành 10 mm × 110 mm

$$b_t \leq 0,48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48(10) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 136 \text{ mm}, \quad \text{tho mãn}$$

c ng

Mô men quán tính của sản phẩm ngang mắt phía của ly vì vị trí tiếp giáp với vách. Vì vị trí đặt chốt, mô men quán tính của ly vì vị trí này là

$$I_t = \frac{1}{3} t_p b_t^3 = \frac{1}{3} (10)(110)^3 = 4,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

T công thức 8.8 và 8.9, mô men quán tính phải tho mãn

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J$$

trong đó

$$J = 2,5 \left(\frac{D_p}{d_0} \right)^2 - 2,0 \geq 0,5$$

Không có s n t ng c ng d c nên $D_p = D = 1500$ mm. T ví d 6.1, $d_0 = 2000$ mm và $t_w = 10$ mm. V y,

$$J = 2,5 \left(\frac{1500}{2000} \right)^2 - 2,0 = -0,59, \quad \text{l y } J = 0,5$$

Do ó,

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J = (2000)(10)^3(0,5) = 1,0 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

c tho mãn b i s n t ng c ng 10 mm × 110 mm ($I_t = 4,44 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$).

C ng

Di n tích m t c t ngang c a s n t ng c ng

$$A_s = 10(110) = 1100 \text{ mm}^2$$

ph i tho mãn công th c 8.20

$$A_s \geq \left[0,15BDt_w(1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18t_w^2 \right] \left(\frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right)$$

trong ó $B = 2,4$ (hình 8.2) và t ví d 6.1, $C = 0,306$ và $V_r = 1454$ kN. Do ó,

$$A_s \geq \left[0,15(2,4)(1500)(10)(1-0,306) \frac{1000}{1454} - 18(10)^2 \right] \left(\frac{345}{250} \right) \\ = 1073 \text{ mm}^2, \quad \text{thoả mãn}$$

áp s

S d ng m t s n t ng c ng ngang trung gian m t phía có chi u dày $t_p = 10$ mm và chi u r ng $b_t = 110$ mm.

8.2 S n t ng c ng ch u l c

S n t ng c ng ch u l c là s n t ng c ng ngang c b trí t i v trí có ph n l c g i và các t i tr ng t p trung khác. L c t p trung c truy n qua các b n biên và c b i s ép m t lên u s n t ng c ng. Các s n t ng c ng ch u l c c liên k t v i vách và óng vai trò ng biên th ng ng neo l c c t t hi u ng tr ng kéo.

M t c t d m thép cán

S n t ng c ng ch u l c c n thi t cho vách c a d m thép cán t i các i m có l c t p trung khi l c c t có h s v t quá

$$V_u \geq 0,75\phi_b V_n \tag{8.21}$$

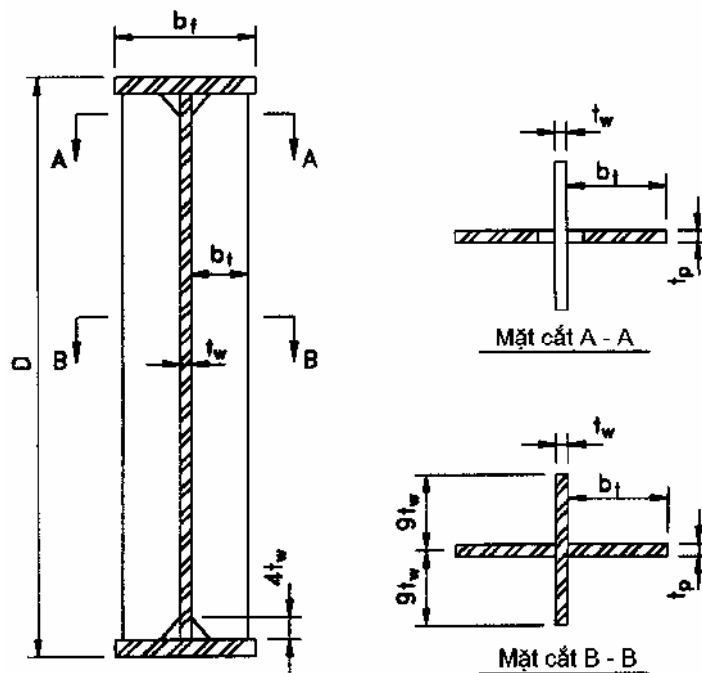
v i ϕ_b là h s s c kháng i v i ép m t c l y t b ng 1.1 và V_n là s c kháng c t danh nh c xác nh trong ch ng 6.

m nh

Các s n t ng c ng ch ul c c thi t k là nh ng c u ki n ch u n n ch ul c t p trung th ng ng. Chúng th ng c c u t o b i m t hay nhi u c p t m ch nh t b trí i x ng hai bên vách (hình 8.4). Chúng ch y dài trên toàn b chi u cao c a vách và r ng g n nh t i mép ngoài c a các b n biên. C nh nhô ra c a s n t ng c ng ch ul c ph i m b o yêu c u sau v m nh

$$\frac{b_f}{t_p} \leq 0,48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \tag{8.22}$$

trong ó, b_f là chi u r ng c a c nh nhô ra, t_p là chi u dày c a c nh nhô ra và F_{ys} là c ng ch y c a s n t ng c ng.



Hình 8.4 Các m t c t n a ng c a s n t ng c ng ch ul c

C ng ch u ép m t

Các u c a s n t ng c ng ch ul c ph i c mài nh n có th áp sát vào b n biên mà nó ti p nh n l c, b n biên d i t i g i t a và b n biên trên i v i l c t p trung trung gian. N u các u không c mài thì chúng ph i c liên k t v i b n biên ch ul c b ng m t ng hàn góc th u hoàn toàn.

Di n tích ch u ép m t h u hi u nh h n di n tích toàn b (nguyên) c a s n t ng c ng vì u c a s n t ng c ng ph i c c t vát nh ng ch cho ng hàn góc liên t c gi a vách và b n biên (m t c t A-A, hình 8.4). S c kháng ép m t d a trên di n tích ép m t h u hi u này và c ng ch y F_{ys} c a s n t ng c ng là

$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys} \quad (8.23)$$

trong đó, B_r là sức kháng ép m t có h s , ϕ_b là h s s c kháng i v i ép m t c l y t b ng 1.1 và A_{pn} là di n tích h u hi u c a ph n s n t ng c ng nhô ra.

S c kháng l c d c tr c

S n t ng c ng ch u l c cùng v i m t ph n vách k t h p làm v i c nh m t c t ch u l c nén d c tr c (m t c t B-B, hình 8.4). Di n tích h u hi u c a m t c t c t c l y b ng di n tích c a t t c các s n t ng c ng c ng v i m t d i vách có chi u r ng v m i phía s n t ng c ng ngoài cùng (n u có nhi u c p) không l n h n $9t_w$.

Do các s n t ng c ng ch u l c áp sát vào b n biên nên số s c n tr quay hai u và chi u dài c t h u hi u hai u ch t KL có th l y b ng $0,75D$, v i D là chi u cao c a vách. Mô men quán tính c a m t c t c t c s đ ng trong tính toán bán kính quán tính c l y i v i tr c tr ng tâm c a vách. Ng i thi t k th ng, thiên v an toàn, b qua ph n óng góp c a vách khi tính mô men quán tính v à l y n gi n là t ng các mô men quán tính c a s n t ng c ng i v i c nh ti p giáp v i vách.

S c kháng l c d c tr c có h s P_r c tính t

$$P_r = \phi_c P_n \quad (8.24)$$

V i ϕ_c là h s s c kháng i v i nén, c l y t b ng 1.1 và P_n là s c kháng nén danh nh c xác nh trong ch ng 4.

VÍ D 8.2

Ch n s n t ng c ng ch u l c cho m t c t ch I c dùng trong ví d 6.3 và c bi u di n trong hình 5.14 ch u ph n l c t p trung có h s $R_u = 1750$ kN. S đ ng thép c p 250 cho s n t ng c ng.

m nh

Khi ch n chi u r ng b_t c a s n t ng c ng ch u l c là 180 mm chi u r ng b n biên b ng 400 mm nh th ng g p trong th c t , chi u dày t i thi u i v i t_p c xác nh t công th c

$$\frac{b_t}{t_p} \leq 0,48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0,48 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 13,6$$

$$t_p \geq \frac{b_t}{13,6} = \frac{180}{13,6} = 13,3 \text{ mm}$$

Ch n th m i ph n t s n t ng c ng ch u l c là 15 mm × 180 mm.

Sức kháng ép m t

Diện tích cần thiết của toàn bộ sản phẩm công nghiệp có thể tính theo công thức 8.23 với $B_r = 1750 \text{ kN}$, $\phi_b = 1,0$ (mặt tiếp giáp c mài) và $F_{ys} = 250 \text{ MPa}$.

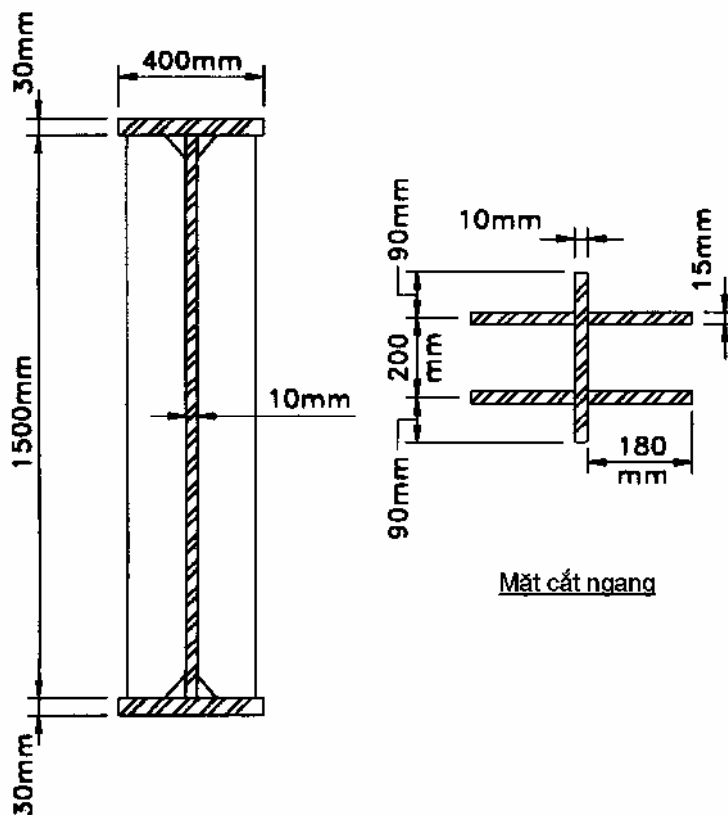
$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys} = (1,0) A_{pn} (250)$$

$$A_{pn} = \frac{1750 \cdot 10^3}{250} = 7000 \text{ mm}^2$$

Khi sử dụng hai cặp phi sản phẩm công nghiệp $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ hai bên vách (hình 8.4) và lý do không trừ đi phần hàn vào bên biên là 40 mm , diện tích ép m t bằng

$$4(15)(180 - 40) = 8400 \text{ mm}^2 > 7000 \text{ mm}^2, \text{ tho mãn}$$

Thùng sử dụng sản phẩm công nghiệp bao gồm bốn phi sản phẩm $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ bố trí từng cặp hai bên vách. (Chú ý rằng, mặt cắt vát 45° với chiều bằng $4t_w$ nên cần phát triển ứng suất kéo ba trục bất kỳ trong các phần hàn tại những giao nhau giữa vách, sản phẩm công nghiệp và bên biên.)



Hình 8.5 Sản phẩm công nghiệp cho ví dụ 8.2

Sức kháng l c d c tr c

Khi kho ng cách gi a các c p s n t ng c ng b ng 200 mm nh trong hình 8.5, di n tích h u hi u c a m t c t ngang c t 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 c a các ph n t s n t ng c ng l y i v i ng tìm vách là

$$\begin{aligned} I &= 4I_0 + 4A_s y^2 \\ &= 4 \left[\frac{1}{12} (15)(180)^3 \right] + 4(15)(180) \left(\frac{180}{2} + 5 \right)^2 \\ &= 126,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

T ó, bán kính quán tính c a m t c t c t là

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{126,6 \cdot 10^6}{14600}} = 93 \text{ mm}$$

Ti p theo,

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,75D}{r} = \frac{0,75(1500)}{93} = 12,1 < 120, \quad \text{m b o}$$

và công th c 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 nh c a c t c cho b i công th c 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 đ c tr c có h s c tính t công th c 8.24 v i $\phi_c = 0,90$ là

$$P_r = \phi_c P_n = 0,90(3622) = 3260 \text{ kN} > 1750 \text{ kN}, \quad \text{m b o}$$

áp s

S đ ng s n t ng c ng g m hai c p ph n t $15 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ c bi u đ i n trong hình 8.5.

Tài liệu tham khảo

- [1] Nguyễn Quốc Thái. *Kỹ thuật thép*. Trường Đại học Giao thông vận tải, 1980.
- [2] *Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật 22 TCN 272-01*. Bộ Giao thông vận tải.
- [3] Lê Đình Tâm. *Công nghệ 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 Việt Trung; Hoàng Hà. *Công nghệ bê tông cốt thép nhồi nhựa đường, tập I*. NXB Giao thông vận tải, 2003.