GS. TS. NGUYỄN VIẾT TRUNG (Chủ biên)
KS. TRẦN VIỆT HƯNG

KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

http://tailieuxd.com



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

GS. TS. NGUYỄN VIẾT TRUNG (Chủ biên)
KS. TRẦN VIỆT HÙNG



KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

http://tailieuxd.com

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2006

SOS EBOOKS
EBOOKS SOS
SOS EBOOKS
EBOOKS SOS

LỜI NÓI ĐẦU

Kết cấu ống thép nhồi bê tông đang được quan tâm phát triển trong xây dựng ở Việt Nam, đặc biệt là trong xây dựng cầu lớn. Trong vài năm gần đây 3 cầu vòm ống thép nhồi bê tông đã được xây dựng thành công ở thành phố Hồ Chí Minh. Đó là các cầu Xóm Củi, Ông Lớn và Cần Giuộc, vượt nhịp xấp xỉ 100m. Một loạt các dự án cầu vòm ống thép khác đang được chuẩn bị như cầu Hàn (Hải Dương), cầu Đông Trù (Hà Nội), v.v...

Để giới thiệu với đông đảo bạn đọc là kỹ sư hoặc sinh viên ngành xây dựng về loại kết cấu ống thép nhồi bê tông, chúng tôi biên soạn tài liệu này dựa trên tham khảo các tài liệu của Việt Nam và nước ngoài. Trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu hiện hành của Bộ Xây dựng và Bộ Giao thông vận tải chưa đề cập cụ thể đến loại kết cấu này. Do đó khi thiết kế cũng như thi công chủ yếu phải tham khảo các tiêu chuẩn nước ngoài.

Sách được biên soạn lần đầu, chắc không tránh khỏi thiếu sót, Nhà xuất bản và tác giả xin trân trọng tiếp thu và cám ơn mọi ý kiến phê bình góp ý của bạn đọc.

Ý kiến phê bình xin gửi về Nhà xuất bản Xây dựng 37 Lê Đại Hành Hà Nội hoặc địa chỉ email của tác giả: Nguyenvietrung@uct.edu.vn.

Tác giả

http://tailieu.vn

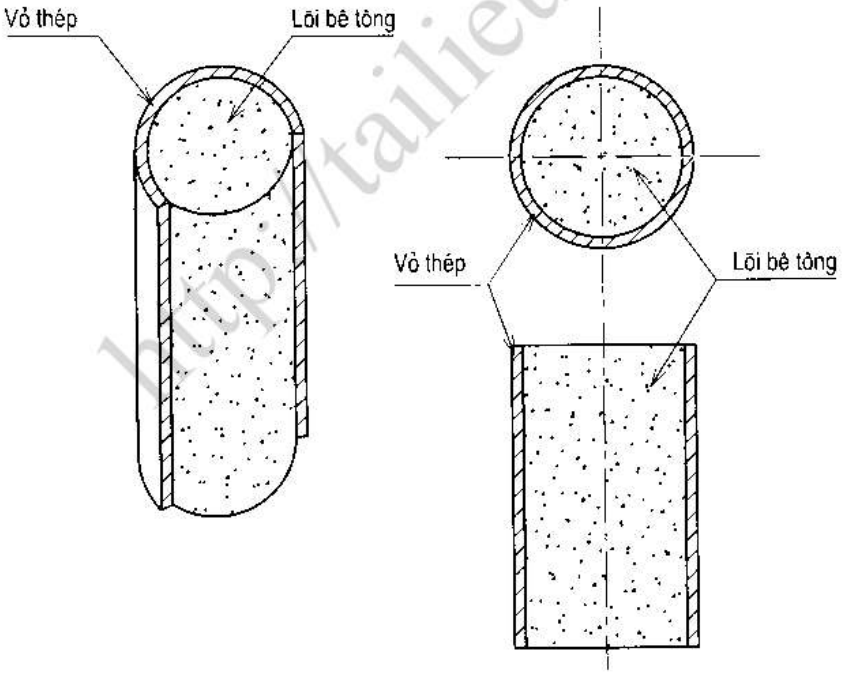
Chương 1

GIỚI THIỆU CHUNG VỀ KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

1.1. ĐẶC ĐIỂM CHUNG KẾT CẤU LIÊN HỢP ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

1.1.1. Khái niệm

Hệ thống kết cấu liên hợp ống thép nhồi bê tông (Concrete-Filled Steel Tube - viết tắt tiếng Anh là CFST) là một hệ thống gồm các cấu kiện chịu lực chính là các ống thép được nhồi đặc bằng bê tông cường độ cao hoặc trung bình. Thông thường dùng ống tròn, nhưng các ống vuông cũng có thể được áp dụng. Trong sách này sẽ chủ yếu đề cập đến loại dùng ống tròn. Hệ thống kết cấu CFST có nhiều ưu điểm về độ cứng, cường độ, khả năng chống biến dạng, và khả năng chống cháy. Nói chung, loại kết cấu này có thể nghiên cứu áp dụng cho rất nhiều loại công trình xây dựng nhà, xưởng và các công trình cầu đường.



Hình 1.1. *Cấu tạo kết cấu ống thép nhồi bê tông (CFST)*

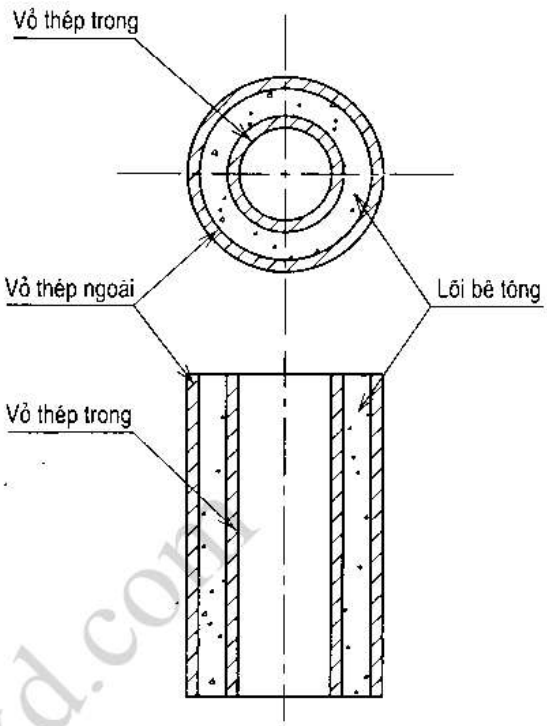
Kết cấu ống thép nhồi bê tông là một kết cấu liên hợp bao gồm ống thép vỏ và bê tông lõi cùng làm việc chung. Kết cấu loại này có nhiều ưu thế:

http://tailieuxd.com

- Độ bền của lõi bê tông (có lớp vỏ thép với chức năng như lớp áo bọc chặt bên ngoài) đã được tăng khoảng 2 lần so với độ bền của bê tông thông thường.

- Các nghiên cứu đã chứng tỏ rằng đúng ra là có sự co ngót nhưng cũng đã có sự trương nở của bê tông trong ống và sự trương nở đó được duy trì trong nhiều năm tạo thuận lợi cho sự làm việc của bê tông. Không có sự trao đổi độ ẩm giữa bê tông và môi trường bên ngoài là nguyên nhân gây ra sự trương nở. Nhiều thí nghiệm đã chứng tỏ trị số biến dạng co ngót theo chiều dọc của mẫu bị cách ly là rất nhỏ, vào khoảng $\varepsilon = (2 - 3).10^{-5}$. Đó là ưu điểm của kết cấu ống thép được nhồi bê tông so với kết cấu bê tông cốt thép thông thường.

Ngoài kết cấu ống thép mặt cắt đặc như trên còn có loại ống thép tròn nhồi bê tông mặt cắt rỗng với 2 lớp vỏ thép bọc mặt ngoài và mặt trong, kẹp giữa là lớp lõi bê tông (xem hình 1.2).



Hình 1.2. *Cấu tạo kết cấu ống thép nhồi bêtông mặt cắt rỗng*

Cách sắp xếp đan xen các lớp vật liệu thép và bê tông như vậy sẽ tạo ra cơ cấu chịu lực chung giữa lõi bê tông và vỏ thép nhờ hiệu ứng nở hông của bê tông khi chịu nén. Sự cách ly của bê tông với môi trường xung quanh tạo ra những điều kiện tốt hơn cho sự làm việc của bê tông khi chịu tải trọng.

Nhiều thí nghiệm so sánh 2 loại kết cấu đã cho thấy rằng tải trọng càng tác dụng dài hạn thì càng gây ra sự phá hoại trong bê tông không bị cách ly lớn hơn nhiều so với bê tông bị cách ly. Trong bê tông không bị cách ly thì các vết nứt nhỏ ngày càng nhiều, còn trong bê tông bị cách ly khi chịu ứng suất ở mức độ nhỏ tương tự như trong bê tông không bị cách ly thì chỉ sau 2 đến 3 ngày đầu sẽ hoàn toàn không bị nứt thêm nữa. Trong các mẫu bê tông không bị cách ly thì tính phi tuyến của biến dạng từ biến có thể quan sát được trong vòng 20 đến 30 ngày, trong bê tông bị cách ly thì tính phi tuyến này sẽ mất đi trong vòng 2 đến 7 ngày đầu (với điều kiện chúng chịu ứng suất như nhau).

Việc nhồi bê tông vào ống thép đã nâng cao độ bền chống ăn mòn mặt trong của ống thép, làm giảm độ mảnh của cấu kiện, làm tăng độ ổn định cục bộ của thành ống và làm tăng khả năng chống móp, méo (biến dạng) của vỏ ống thép khi bị va đập.

http://tailieuxd.com

1.1.2. Đặc điểm chịu lực của kết cấu ống thép nhồi bê tông

Khác với ống thép thường, ống thép nhồi bê tông chỉ làm việc hiệu quả khi chịu nén. Khi chịu kéo khả năng chịu lực của nó nhỏ hơn nhiều. Về mặt này ống thép nhồi bê tông tương tự kết cấu bê tông cốt thép. Do đó trong một hệ thống kết cấu chịu lực nên dùng ống thép nhồi bê tông chỉ cho các cấu kiện chịu nén. Về nguyên tắc không nên dùng kết cấu ống thép nhồi bê tông làm cấu kiện chịu kéo. Tuy nhiên trong một số trường hợp cũng có thể dùng ống thép nhồi bê tông làm cấu kiện chịu kéo vì các lý do đặc biệt như: để chống gỉ cho bề mặt trong ống, để tăng độ cứng chống uốn hay tăng trọng lượng bản thân.

Trong thực tế thường có 2 cách lập sơ đồ chịu lực:

+ Thứ nhất: sử dụng ống thép nhồi bê tông trong các sơ đồ kết cấu truyền thống của công trình mà có những cấu kiện chịu nén là chủ yếu, đó là các cột, trụ, thanh biên cột điện, các thanh chịu nén của giàn và vòm.

+ Thứ hai: lập các sơ đồ kết cấu mới mà trong đó các tải trọng tính toán chủ yếu do ống thép nhồi bê tông chịu. Theo cách thứ hai này thì cần lưu ý áp dụng mấy nguyên lý sau:

* Nguyên lí tập trung vật liệu, các cấu kiện nên được làm to lên thì tổng khối lượng toàn kết cấu sẽ được giảm nhẹ nhờ khả năng chịu lực của kết cấu tăng nhanh hơn so với sự tăng khối lượng của nó;

* Nguyên lí đơn giản hoá hình dạng kết cấu

* Nguyên lí về sự kết hợp chức năng.

Diện tích bề mặt ngoài của kết cấu ống thép nhồi bê tông chỉ nhỏ bằng khoảng một nửa so với của kết cấu thép cán có cùng khả năng chịu lực, do đó chi phí về sơn phủ và bảo dưỡng cũng ít hơn. Trên bề mặt của ống hình trụ sẽ đọng lại rất ít bụi và chất bẩn vì vậy kết cấu ống thép nhồi bê tông có độ bền chống gỉ cao.

Do kết cấu là các thanh hình trụ tròn nên cải thiện được tính chất khí động học và tính ổn định. Độ cứng chống xoắn của các thanh loại ống tròn này cao hơn nhiều so với thanh mặt cắt hở. Các ống thép nhồi bê tông không cần sơn phủ, mạ kim loại hoặc bịt kín mặt trong của ống.

Giá thành tổng thể của công trình làm bằng kết cấu ống thép nhồi bê tông nói chung nhỏ hơn nhiều so với giá thành của công trình tương tự làm bằng kết cấu bê tông cốt thép hoặc kết cấu thép thông thường. Khối lượng của kết cấu ống thép nhồi bê tông nhỏ hơn so với kết cấu bê tông cốt thép do đó việc vận chuyển và lắp ráp dễ dàng hơn. Kết cấu ống thép nhồi bê tông kinh tế hơn so với kết cấu bê tông cốt thép vì không cần ván khuôn, giá vòm, đai kẹp và các chi tiết đặt sẵn, nó có sức chịu đựng tốt hơn, ít hư hỏng do va đập. Do không có cốt chịu lực và cốt ngang nên có thể đổ bê tông với cấp phối hỗn hợp cứng hơn (tỷ lệ nước/xi măng có thể lấy nhỏ hơn) và sẽ dễ dàng đạt chất lượng bê tông cao hơn.

http://tailieuxd.com

Ống thép sản xuất bằng thép cán uốn tròn rồi được hàn nối theo dọc ống thường có độ chính xác cao về bề dày, đường kính, độ ovan và do đó thoả mãn các điều kiện lắp dựng và khai thác. Loại ống thép hàn xoắn có thể được chế tạo bằng cách uốn các tấm thép hẹp theo đường xoắn ốc rồi hàn lại dọc theo đường nối xoắn ốc là kinh tế nhất (loại ống này đã được dùng làm cọc ống cho cầu Bính ở Hải Phòng).

Nói chung đặc điểm cơ bản của loại kết cấu ống thép nhồi bê tông có thể được tổng kết như sau:

- Mặt cắt ngang của cột trong hệ thống kết cấu ống thép nhồi bê tông có thể được giảm do tăng cường độ vật liệu.

- Các nguyên nhân dao động kết cấu do động đất và gió có thể được giảm do nó được tăng cường độ cứng hơn kết cấu thép thông thường.

- Ảnh hưởng của sự cố cháy có thể được giảm hoặc bỏ qua do hiệu ứng của bê tông nhồi đặc trong ống thép.

1.2. KẾT CẤU ỐNG THÉP LIÊN HỢP

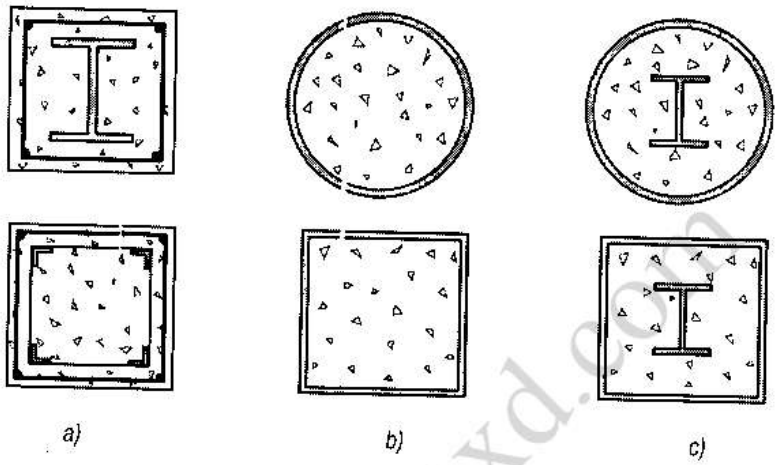
Trong xây dựng công trình, phẩm chất của vật liệu xây dựng thông thường được đánh giá dựa trên những yếu tố như là tính kinh tế, cường độ (độ bền) kết cấu, tính bền lâu và khả năng khai thác thuận tiện. Người thiết kế còn quan tâm lựa chọn tối ưu các vật liệu khác nhau và các phương pháp xây dựng, sao cho kết cấu có giá thành rẻ nhất mà vẫn đảm bảo các yêu cầu khai thác.

Theo Yam (1981), các phương pháp cải tiến việc sử dụng vật liệu có thể được phân thành hai loại. Thứ nhất là lựa chọn và thứ hai là tổ hợp các loại vật liệu thích hợp từ các vật liệu mới với các đặc tính cần thiết trong xây dựng, vì vậy kết quả là đã ra đời một loại vật liệu liên hợp. Sự lựa chọn các vật liệu khác nhau có thể được gắn vào các dạng mặt cắt ngang với các đặc trưng hình học thích hợp nhất, sao cho các đặc tính của mỗi loại vật liệu sẽ được tận dụng triệt để. Kết cấu liên hợp và phương pháp xây dựng thích hợp tương ứng được gọi là phương pháp xây dựng liên hợp. Tuy nhiên, sự tổ hợp của các kết cấu liên hợp và phương pháp xây dựng liên hợp có thể là nguyên nhân làm tăng việc sử dụng vật liệu nhiều hơn.

Việc ứng dụng các kết cấu liên hợp thép - bê tông là một xu hướng tất yếu và ngày càng được cải tiến trong kỹ thuật xây dựng, đặc biệt trong xây dựng công nghiệp, nhà cửa và cầu đường.

Các kết cấu ống thép liên hợp trong xây dựng dân dụng thường là kết cấu cột liên hợp, đó là một kết cấu chỉ chịu nén dọc trục. Nhưng trong thực tế, các cột không chỉ chịu nén mà còn chịu uốn do lực nén đặt lệch tâm. Tiêu chuẩn chung của cột liên hợp là phần tử thép có tác động liên hợp với phần tử bê tông, vì vậy cả hai phần tử thép và bê

tông đều tham gia kháng lại lực nén. Cột liên hợp gồm các thành phần kết cấu thép ở bên trong và bê tông bọc ở bên ngoài đã tận dụng hiệu quả về mặt cường độ của 2 loại vật liệu và đồng thời còn tạo thành các kết cấu có tính kháng cháy cao. Chính vì vậy, các kiểu cột liên hợp đã phát triển sớm trong thế kỷ XX như một cách thức bảo vệ chống cháy. Bê tông bọc bên ngoài thép, tạo ra lớp vỏ bảo vệ chống cháy bên ngoài cho lõi thép (hình 1-3a). Trong hình 1.3 nêu ra một vài kiểu cột liên hợp với các dạng mặt cắt ngang khác nhau.



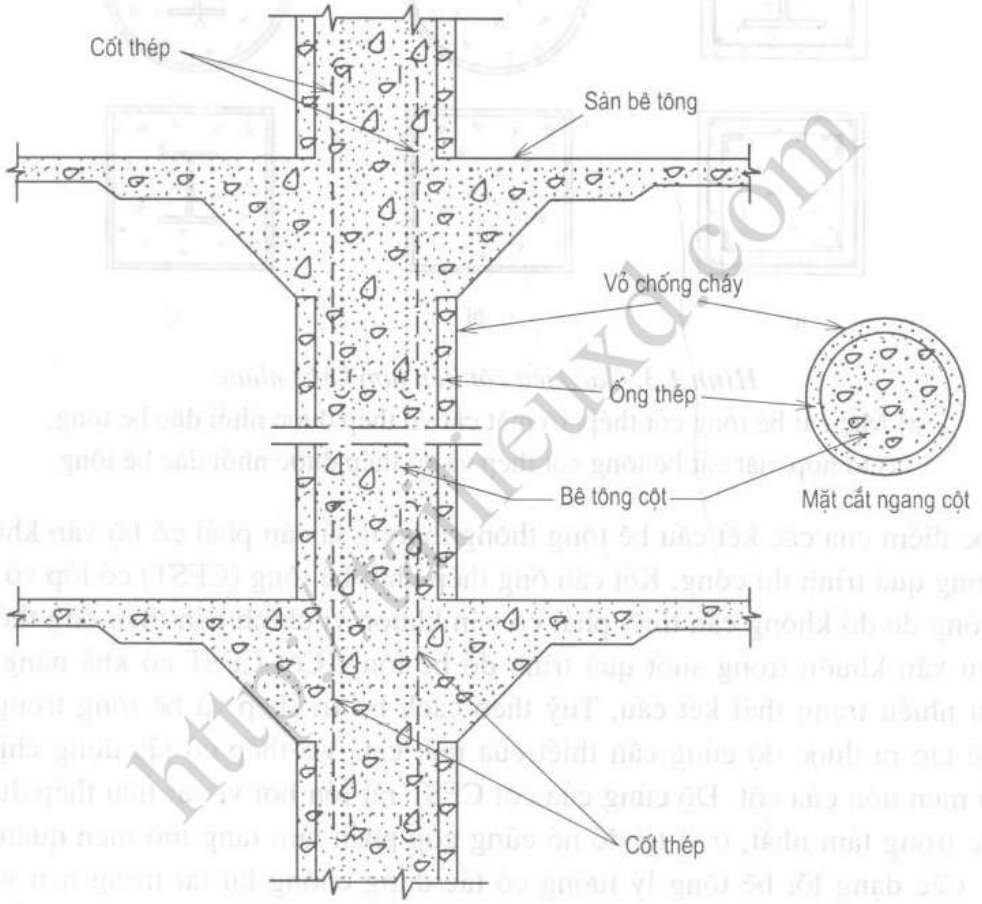
Hình 1.3. *Các kiểu cột liên hợp khác nhau:*
a) Mặt cắt bê tông cốt thép, b) mặt cắt vỏ thép được nhồi đặc bê tông,
c) tổ hợp mặt cắt bê tông cốt thép và vỏ thép được nhồi đặc bê tông

Nhược điểm của các kết cấu bê tông thông thường là cần phải có bộ ván khuôn hoàn chỉnh trong quá trình thi công. Kết cấu ống thép nhồi bê tông (CFST) có lớp vỏ ống thép bọc bê tông do đó không cần thiết phải có ván khuôn vì chính bản thân ống thép đã làm nhiệm vụ ván khuôn trong suốt quá trình đổ bê tông. Cột CFST có khả năng áp dụng được với nhiều trạng thái kết cấu, Tuỳ theo cách bố trí thép và bê tông trong mặt cắt ngang sẽ tạo ra được độ cứng cần thiết của mặt cắt. Vỏ thép có tác dụng chịu kéo và chịu mô men uốn của cột. Độ cứng của cột CFST rất lớn bởi vì vật liệu thép được bố trí ở xa trục trọng tâm nhất, ở vị trí đó nó cũng góp phần làm tăng mô men quán tính của mặt cắt. Các dạng lõi bê tông lý tưởng có tác dụng chống lại tải trọng nén và cản trở trạng thái oằn cục bộ của ống thép. Như vậy, nên sử dụng các cột CFST tại những vị trí phải chịu tải trọng nén lớn. Sự giãn nở bị động ở thành bên đã được tạo ra bởi ống thép cũng làm cải thiện cường độ, tính mềm dẻo và biến dạng của bê tông. Khác hẳn với cột bê tông cốt thép và cột liên hợp có bê tông bọc bên ngoài thép với cốt thép ngang, trong kết cấu CFST vỏ ống thép ngăn cản nứt vỡ của lõi bê tông và sự tập trung cốt thép nhỏ trong các vùng liên kết.

Việc sử dụng cột ống thép nhồi bê tông đã được Sewell công bố từ năm 1901. Lý do của Sewell là sử dụng bê tông để chống lại gỉ bên trong của cột ống thép. Tuy nhiên, một vài cột này đã chịu được các tải trọng ngẫu nhiên quá lớn. Từ nhận xét này Sewell

đã kết luận rằng độ cứng đã được tăng ít nhất là 25%. Phát hiện của Concedère về trạng thái kiềm chế cát và bê tông, và hiệu suất giãn nở, đã được công bố từ đầu những năm 1903 và 1906; Các nghiên cứu của Gardner và Jacobson (1967) đã giải thích hiệu ứng giãn nở bị động bằng cách thí nghiệm một thùng chứa đầy cát. Khi lấp đầy cát vào trong thùng, khả năng chịu nén của thùng này tăng đáng kể. Một cột bê tông hình trụ, có một cường độ xác định, khi cho nó chịu tải, nó co ngắn lại và nở hông. Một ống thép được lấp đầy bằng bê tông cũng có các hiện tượng giống như thùng thép chứa đầy cát.

Đặc biệt, trong xây dựng dân dụng, thay vì sử dụng cốt thép như thông thường, người ta cũng đã đưa ra khả năng sử dụng ống thép mỏng như cốt thép trong cột, (hình 1.4).



Hình 1.4. Cột bê tông có bê tông bao ngoài ống thép mỏng

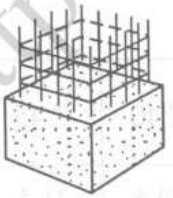
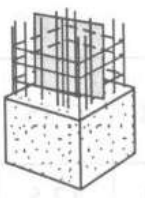
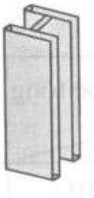
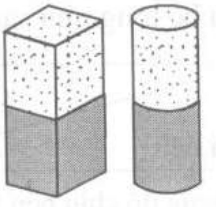
Các cột liên hợp CFST ngày càng được áp dụng nhiều trên thế giới. Dạng cột này có nhiều lợi thế như cường độ cao, tính mềm dẻo, khả năng chịu nhiệt lớn, giảm thời gian xây dựng, tăng độ an toàn và sử dụng các kiểu liên kết đơn giản được tiêu chuẩn hoá. Ngày nay, các tiến bộ công nghệ đã cho phép sản xuất bê tông cường độ chịu nén cao nên cho phép thiết kế cột mảnh hơn, cho phép có được các sàn rộng hơn. (Ví dụ Bộ Giao thông vạn tải đã ban hành Tiêu chuẩn ngành về chế tạo bê tông cấp 60-80 MPa từ năm 2003).

Các kết quả nghiên cứu kết hợp các thí nghiệm và phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FE) đối với các cột CFST cho thấy có thể sử dụng bê tông cường độ cao và vẫn đạt được một trạng thái kết cấu mềm dẻo. Tuy nhiên, ống thép dày hơn là cần thiết cho bê tông cường độ cao nếu mục đích là đảm bảo tính mềm dẻo.

Hiệu ứng tăng cường độ bê tông do sự trương nở là rõ ràng nhất đối với cột ngắn chịu tải trọng lệch tâm. Để đảm bảo tác động liên hợp giữa thép với bê tông, ngoài việc lợi dụng cường độ dính bám tự nhiên khi tải trọng được tác dụng chỉ với ống thép hoặc chỉ với lõi bê tông cần phải thiết kế bổ sung các neo liên kết. Vì vậy, cường độ dính bám sẽ kém quan trọng hơn. Điều này cần lưu ý đặc biệt khi sử dụng bê tông cường độ cao được nhồi vào trong ống thép.

Có thể so sánh một cách đơn giản các kết cấu bê tông cốt thép thường (RC), bê tông cốt thép thường có lõi bằng thép cứng (SRC), thép (S) với kết cấu ống thép nhồi bê tông (CFST hoặc CFT) như trong bảng sau.

Bảng 1-1. So sánh đặc điểm một số loại cột

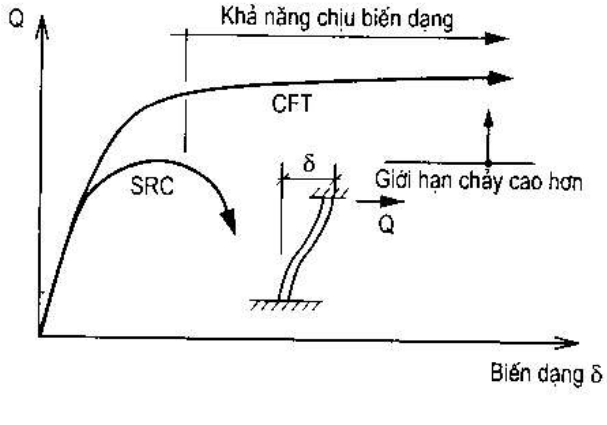
Kết cấu / Tính chất	Kết cấu (RC)	Kết cấu (SRC)	Kết cấu (S)	Kết cấu (CFT hoặc CFST)
Tính dễ uốn	□	O	⊕	⊕
Độ cứng	⊕	⊕	□	O
Chống cháy	⊕	⊕	□	O
Áp dụng cho kết cấu cao tầng	□	O	⊕	⊕
Thi công	O	□	⊕	⊕
Chú ý: ⊕ Rất tốt O Tốt □ Khá	 RC	 SRC	 S	 CFST	

Do bê tông bị kiềm chế bởi ống thép vỏ, hệ thống cột làm bằng kết cấu CFST có cường độ cao hơn và khả năng biến dạng dọc nhỏ cho đến khi phạm vi biến dạng ngang lớn. Chúng ta có thể gọi hiệu ứng liên kết này của tác động tương hỗ giữa ống thép và bê tông là "hiệu ứng tổ hợp". Các trạng thái làm việc của kết cấu cột CFST tuỳ thuộc vào các tác động khác nhau. Để rõ hơn nhiều nhà nghiên cứu đã kiểm tra khả năng chịu nén dọc trục và chịu uốn dưới các tải trọng dọc trục của 2 loại kết cấu CFT và SRC.

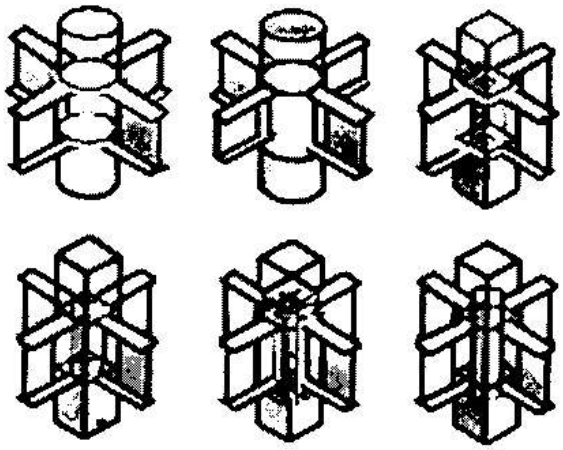
Trong xây dựng dân dụng, các liên kết trong hệ thống kết cấu CFST yêu cầu tính lưu động của bê tông tươi cao (độ sụt của hỗn hợp bê tông lớn) và sự truyền ứng suất êm

http://tailieuxd.com

thuận từ các dầm vào các cột. Trạng thái liên kết đã được chứng minh trong các thử nghiệm số hoá với các thiết kế khung ngang khác nhau. Hình 1-6 nêu ra vài dạng mối nối cột CFST với dầm.



Hình 1.5. Quan hệ tải trọng - biến dạng



Hình 1.6. Một số dạng liên kết giữa dầm và cột trong xây dựng dân dụng

1.3. VẬT LIỆU CỦA KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

1.3.1. Bêtông

Các cấp bê tông nêu ra ở đây áp dụng theo Tiêu chuẩn mới nhất 22TCN 272-05 của Bộ Giao thông vận tải ban hành tháng 7-2005. Nói chung để chọn cấp bê tông làm lõi bê tông trong kết cấu cầu vòm ống thép nhồi bê tông thì cần tuân theo giá trị nêu trong hợp đồng của dự án cụ thể và cần có thí nghiệm kiểm chứng cụ thể cho mỗi công trình.

Có thể tham khảo Tiêu chuẩn CECS 28:90 của Trung Quốc về một số chỉ tiêu của các cấp bê tông như sau:

Cấp bê tông / Chỉ tiêu	C 30	C 35	C 40	C 45	C 50	C 55	C 60
Cường độ chịu nén f_c (MPa)	15,0	17,5	19,5	21,5	23,5	25	26,5
Cường độ chịu kéo f_t (MPa)	1,5	1,65	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2
Mô đun đàn hồi E_c (10^4 MPa)	3,00	3,15	3,25	3,35	3,45	3,55	3,60

1.3.2. Thép

Nói chung, cốt thép thường sử dụng trong cầu vòm CFST phải áp dụng các chỉ tiêu theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-05, phải có thí nghiệm cụ thể và được Chủ đầu tư chấp thuận.

Ngoài ra, do hiện nay các cầu vòm ống thép đã và đang được xây dựng rất nhiều ở Trung Quốc, một số dự án ở Việt Nam cũng do chuyên gia Trung Quốc giám sát và giúp

đỡ thiết kế, Việt Nam chưa có quy trình cụ thể riêng cho loại cầu này nên cũng có thể tham khảo một số loại thép của Trung Quốc theo bảng sau:

Tên thép	Chiều dày t (mm)	Cường độ f_s (MPa)	Mô đun đàn hồi E_s (MPa)
Thép số 3	< 20	215	206×10^3
	21~40	200	
	41~50	190	
Thép 16Mn	< 16	315	206×10^3
	17~25	300	
	26~36	290	
Thép 15MnV	< 16	250	206×10^3
	17~25	335	
	26~36	320	

1.3.3. Kết cấu liên hợp

Theo Tiêu chuẩn CECS 28:90 của Trung Quốc, cường độ giới hạn chảy của thép số 3 là f_y = 235MPa, của thép 16Mn là f_y = 345MPa và của thép 15MnV là f_y = 390MPa.

Bảng sau đây nêu ra các số liệu về thép ống dùng trong khi thiết kế.

D (mm)	t (mm)	A(cm^2)			I(cm^4)			Trọng lượng ống (kg/m)	Trọng lượng liên hợp (kg/m)	Tỷ lệ thép	
		A_s	A_c	A_{sc}	I_s	I_c	I_{sc}			ρ	a
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
102	4.0	12.3	69.4	81.7	148.1	383.2	531.3	9.7	27.0	0.157	0.177
108	4.0	13.1	78.5	91.6	177.0	490.9	667.9	10.3	29.9	0.148	0.167
114	4.0	13.8	88.2	102.0	209.3	619.7	829.0	10.9	32.9	0.140	0.156
121	4.0	14.7	100.3	115.0	251.9	800.4	1052.3	11.5	36.6	0.132	0.146
127	4.0	15.5	111.2	126.7	292.6	984.4	1277.0	12.1	39.9	0.126	0.139
127	4.5	17.3	109.4	126.7	325.3	951.7	1277.0	13.6	40.9	0.142	0.158
127	5.0	19.2	107.5	126.7	357.1	919.8	1276.9	15.0	41.9	0.157	0.178
133	4.0	16.2	122.7	139.0	337.5	1198.4	1535.9	12.7	43.4	0.120	0.134
133	4.5	18.2	120.8	139.0	375.4	1460.5	1535.9	14.3	44.5	0.135	0.150
133	5.0	20.1	118.0	139.0	442.0	1123.5	1535.9	15.8	45.5	0.150	0.169
140	4.0	17.1	136.8	153.9	305.5	1490.3	1885.8	13.4	47.6	0.114	0.125
140	4.5	19.2	134.8	153.9	440.1	1445.6	1885.8	15.0	48.7	0.129	0.142
140	5.0	21.2	132.7	153.9	483.8	1402.0	1885.8	16.6	49.8	0.143	0.160

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
146	4.0	17.8	149.6	167.4	450.1	1780.3	2230.4	14.0	51.4	0.110	0.119
146	4.5	20.0	147.4	167.4	501.2	1729.2	2230.4	15.7	52.6	0.123	0.136
146	5.0	22.1	145.3	167.4	551.1	1679.3	2230.4	17.4	53.7	0.137	0.152
150	4.0	18.3	158.4	176.7	489.2	1995.8	2485.0	14.4	54.0	0.107	0.115
150	4.5	20.6	156.1	176.7	544.8	1940.2	2485.0	16.1	55.2	0.120	0.132
150	5.0	22.2	153.9	176.7	599.3	1885.7	2485.0	17.9	56.4	0.133	0.148
150	5.5	25.0	151.7	176.7	652.6	1832.4	2485.0	19.6	57.5	0.147	0.165
150	6.0	27.1	149.6	176.7	704.8	1780.3	2485.0	21.3	58.7	0.160	0.181
152	4.0	18.6	162.9	181.5	509.6	2110.7	2620.3	14.6	55.3	0.105	0.114
152	4.5	20.9	160.6	181.5	567.6	2052.6	2620.3	16.4	56.5	0.118	0.130
152	5.0	23.1	158.1	181.5	624.4	1995.8	2620.3	18.1	57.7	0.132	0.146
152	5.5	25.3	156.1	181.5	680.1	1940.2	2620.3	19.9	58.9	0.145	0.162
152	6.0	27.5	153.9	181.5	734.5	1885.7	2620.1	21.2	60.1	0.158	0.178
159	4.0	19.5	179.1	198.6	585.3	2552.0	3137.3	15.3	60.1	0.101	0.109
159	4.5	21.8	176.7	198.6	652.3	2485.0	3137.3	17.1	61.3	0.113	0.173
159	5.0	24.2	174.4	193.6	717.9	2419.4	3137.3	19.0	62.6	0.126	0.139
159	5.5	26.5	172.0	198.6	782.2	2355.1	3137.3	20.8	63.8	0.138	0.154
159	6.0	28.8	169.7	198.6	845.2	2292.1	3137.3	22.6	65.1	0.151	0.170
160	4.0	19.6	181.5	201.1	596.7	2620.3	3227.0	15.4	60.8	0.100	0.108
160	4.5	22.0	179.1	201.1	665.0	2552.0	3227.0	17.3	62.0	0.113	0.123
160	5.0	24.3	176.7	201.1	731.9	2485.0	3227.0	19.1	63.3	0.125	0.138
160	5.5	26.7	174.4	201.1	797.5	2419.6	3227.0	21.0	64.5	0.138	0.153
160	6.0	29.0	172.0	201.1	861.9	2355.1	3227.0	22.8	65.8	0.150	0.169
168	4.0	20.6	201.1	221.7	693.3	3217.0	3910.3	16.2	66.4	0.095	0.102
168	4.5	23.1	198.6	221.7	773.0	3137.3	3910.3	18.1	67.8	0.107	0.116
168	5.0	25.6	196.1	221.7	857.1	3059.1	3910.3	20.1	69.1	0.119	0.130
168	5.5	28.1	193.6	221.7	927.9	2982.4	3910.3	22.0	70.4	0.131	0.145
168	6.0	30.5	191.1	221.7	1003.1	2907.2	3910.3	24.0	71.8	0.143	0.160
170	4.0	20.9	206.1	227.0	718.9	3380.9	4099.8	16.4	67.9	0.094	0.101
170	4.5	23.4	203.6	227.0	801.7	3298.2	4099.8	18.4	69.3	0.106	0.115
170	5.0	25.9	201.1	227.0	882.8	3717.0	4099.8	20.3	70.6	0.118	0.129
170	5.5	28.4	198.6	227.0	962.5	3137.3	4099.8	22.3	72.0	0.329	0.143
170	6.0	30.9	196.1	277.0	1040.7	3059.1	4099.8	24.3	73.3	0.141	0.158
175	4.0	21.5	219.0	240.5	785.9	3818.0	4603.9	16.9	71.6	0.09S	0.098
175	4.5	24.1	226.4	240.5	876.5	3727.4	4603.9	18.9	73.0	0.103	0.106
175	5.0	26.7	213.8	240.5	965.5	3638.4	4603.9	21.0	74.4	0.114	0.125
175	5.5	29.3	211.2	240.5	1052.9	3551.0	4603.9	23.0	75.8	0.126	0.139

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
175	6.0	31.9	208.7	240.5	1138.7	3465.1	4603.9	25.0	77.2	0.137	0.153
175	6.5	34.4	206.1	240.5	1223.0	3380.9	4603.9	27.0	78.5	0.149	0.167
175	7.0	36.9	203.6	240.5	1305.7	3298.2	4603.9	29.0	79.9	0.160	0.181
180	4.0	22.1	232.4	254.5	856.8	4296.2	5153.0	17.4	75.4	0.089	0.095
180	4.5	24.8	229.7	254.5	955.8	4197.1	5153.0	19.5	76.9	0.100	0.108
180	5.0	27.5	227.0	254.5	1053.2	4096.8	5153.0	21.6	78.3	0.111	0.121
180	5.5	30.2	224.3	254.5	1448.0	4004.2	5153.0	23.7	79.7	0.122	0.135
180	6.0	32.8	221.7	254.5	1242.7	3910.3	5153.0	25.7	81.2	0.133	0.148
180	6.5	35.4	219.0	254.5	1335.0	3818.0	5153.0	27.8	82.6	0.144	0.162
180	7.0	38.0	216.4	254.5	1424.6	3727.4	5153.0	29.9	84.0	0.156	0.176
190	4.0	23.4	260.2	283.6	1011.3	5385.9	6397.2	18.3	83.4	0.084	0.090
190	4.5	26.2	257.3	283.6	1128.6	5568.5	6397.2	20.6	84.9	0.095	0.102
190	5.0	29.1	254.5	283 6	1244.1	5153.0	6397.2	22.8	86.4	0.105	0.114
190	5.5	31.9	251.6	283 6	1357.7	5039.4	6397.2	25.0	87.9	0.116	0.127
190	6.0	34.7	248.8	283.6	1469.4	4927.8	6397.2	27.2	89.4	0.126	0.139
190	6.5	37.5	246.1	283.6	1579.2	4818.0	6397.2	29.4	90.9	0.137	0.152
190	7.0	40.2	243.3	283.6	1687.1	4710.0	6397.2	31.6	92.4	0.147	0.165
194	4.0	23.9	271.7	295.6	1077.9	5875.2	6953.1	18.7	86.7	0.082	0.088
194	4.5	26.8	268.8	295.6	1203.2	5749.8	6953.1	21.0	88.2	0.093	0.100
194	5.0	29.7	265.9	295.6	1326.5	5626.5	6953.1	23.3	89.8	0.103	0.112
194	5.5	32.6	263.0	295.6	1447.9	5505.2	6953.1	25.6	91.3	0.113	0.124
194	6.0	35.4	260.2	295.6	1567.2	5385.9	6953.1	27.8	92.9	0.124	0.136
194	6.5	38.3	257.3	295.6	1684.6	5268.5	6953.1	30.1	94.4	0.134	0.149
194	7.0	41.1	254.5	295.6	1800.1	5153.0	6953.1	32.3	95.9	0.144	0.161
200	4.0	24.6	289.5	314.1	1183.2	6670.7	7854.0	19.3	91.7	0.080	0.085
200	4.5	27.6	286.5	314.1	1321.1	6532.9	7854.0	21.7	93.3	0.090	0.096
200	5.0	30.6	283.5	314.1	1456.9	6397.1	7854.0	24.0	94.9	0.100	0.108
200	5.5	33.6	280.6	314.1	1590.5	6263.5	7854.0	26.4	96.5	0.110	0.120
200	6.0	36.6	277.6	314.1	1722.0	6132.0	7854.0	28.7	98.1	0.120	0:132
200	6.5	39.5	274.6	314.1	1851.4	6002.6	7854.0	31.0	99.7	0.130	0.144
200	7.0	42.4	271.7	314.1	1978.8	5875.2	7854.0	33.3	101.2	0.140	0.156
200	8.0	48.3	265.9	314.1	2227.4	5626.5	7854.0	37.9	104.4	0.160	0.182
219	4.0	27.0	349.7	376.7	1561.7	9729.7	11291.4	21.2	108.6	0.073	0.077
219	4.5	30.3	346.4	376.7	1744.8	9546.6	11291.4	23.8	110.4	0.082	0.087
219	5.0	33.6	343.1	376.7	1925.3	9366.0	11291.4	26.4	112.2	0.091	0.098
219	5.5	36.9	339.8	376.7	2103.3	9188.0	11291.4	29.0	113.9	0.100	0.108
219	6.0	40.1	336.5	376.7	2278.7	9012.6	11291.4	31.5	115.7	0.110	0.119

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
219	6.5	43.4	333.3	376.7	2451.6	8839.7	11291.4	34.1	117.4	0.119	0.130
219	7.0	46.6	330.1	376.7	2622.0	8669.3	11291.4	36.6	119.1	0.128	0.141
219	8.0	53.0	323.7	376.7	2955.4	8335.9	11291.4	41.6	122.5	0.146	0.164
245	4.0	30.3	441.1	471.4	2199.3	15486.8	17686.2	23.8	134.1	0.065	0.069
245	4.5	34.0	437.4	471.4	2459.1	15227.1	17686.2	26.7	136.0	0.073	0.078
245	5.0	37.7	433.7	471.4	2715.5	14970.7	17686.2	29.6	138.0	0.082	0.087
245	5.5	41.4	430.1	471.4	2968.7	14717.5	17686.2	32.5	140.0	0.090	0.096
245	6.0	45.1	426.4	471.4	3218.7	14467.5	17686.2	35.4	142.0	0.098	0.105
245	6.5	48.7	422.7	471.4	3465.5	14220.7	17686.2	38.2	143.9	0.106	0.115
245	7.0	52.3	419.1	471.4	3709.1	13977.1	17686.2	41.1	145.9	0.114	0.125
245	8.0	59.6	411.9	471.4	4186.9	13499.3	17686.2	46.8	149.7	0.131	0.144
273	4.0	33.8	551.5	585.3	3058.2	24207.7	27265.9	26.5	164.4	0.059	0.061
273	4.5	38.0	547.4	585.3	3421.6	23844.3	27265.9	29.8	166.6	0.066	0.069
273	5.0	42.1	543.3	585.3	3780.8	23485.	27265.9	33.0	168.9	0.073	0.077
273	5.5	46.2	539.1	585.3	4136.0	23130.0	27265.9	36.3	171.1	0.081	0.086
273	6.0	50.3	535.0	585.3	4487.1	22778.8	27265.9	39.5	173.3	0.088	0.094
273	6.5	54.4	530.9	585.3	4834.2	22431.7	27265.9	42.7	175.5	0.095	0.102
273	7.0	58.5	526.9	585.3	5177.3	220S8.6	27265.9	45.9	177.6	0.103	0.111
273	8.0	66.6	518.7	585.3	5351.7	21414.2	27265.9	52.3	182.0	0.117	0.128
273	9.0	74.6	510.7	585.3	5510.6	20755.4	27265.9	58.6	196.3	0.132	0.146
299	4.0	37.1	665.1	702.2	4033.3	35199.9	39233.2	29.1	195.4	0.054	0.056
299	4.5	41 6	660.5	702.2	4514.7	34718.5	39233.2	32.7	197.8	0.060	0.063
299	5.0	46.2	656.0	702.2	4991.1	34242.1	39233.2	36.3	200.2	0.067	0.070
299	5.5	50.7	651.4	702.2	5462.6	33770 7	39233.2	39.8	202.7	0.074	0.078
299	6.0	55.2	646.9	702.2	5929.2	33301.1	39233.2	43.4	205.1	0.080	0.085
299	6.5	59.7	642.4	702.2	6390.9	32842.3	39233.2	46.9	207.5	0.087	0.093
299	7.0	64.2	637.9	702.2	6847.9	32385.4	39233.2	50.4	209.9	0.094	0.101
299	8.0	73.1	629.0	702.2	7747.1	31485.8	39233.2	57.4	214.7	0.107	0.116
299	9.0	82.0	620.2	702.2	8628.1	30605.2	39233.2	64.4	219.4	0.120	0.132
325	4.0	40.3	789.2	829.5	5196 1	49568.6	54765.0	31.7	229.0	0.049	0.051
325	4.5	45.3	784.3	829.5	5818.9	48946.1	54765.0	35.6	231.6	0.055	0.058
325	5.0	50.3	779.3	829.5	6435.6	48329.4	54765.0	39.5	234.3	0.062	0.064
325	5.5	55.2	774.4	829.5	7046.3	47718.6	54765.0	43.3	236.9	0.068	0.071
325	6.0	60.1	769.4	829.5	7651.3	47113.7	54765.0	47.2	239.6	0.074	0.078
325	6.5	65.0	764.5	829.5	8250.5	46514.5	54765.0	51.1	242.2	0.080	0.085
325	7.0	69.9	759.6	829.5	8844.0	45921.0	54765.0	54.9	244.8	0.086	0.092
325	8.0	79.7	749.9	829.5	10013.9	44751.1	54765.0	62.5	250.0	0.098	0.106

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
325	9.0	89.3	740.2	829.5	11161.3	43603.7	54765.0	70.1	255.2	0.111	0.121
351	4.0	43.6	924.0	967.6	6564.0	67943.2	74507.2	34.2	265.2	0.046	0.017
351	4.5	49.0	918.6	967.6	7352.8	67154.3	74507.2	38.5	268.1	0.051	0.053
351	5.0	54.3	913.3	967.6	8134. 8	66372.3	74507. 2	42.7	271.0	0.057	0.059
351	5.5	59.7	907.9	967.6	8910.0	65597.2	74507.2	46.9	273.8	0.063	0.066
351	6.0	65.0	902.6	967.6	9678.3	64828.9	74507.2	51.0	276.7	0.068	0.072
351	6.5	70.3	897.3	967.6	10439.9	61007.3	74507.2	55.2	279.5	0.074	0.078
351	7.0	75.6	892.0	967.6	11194.7	63312.5	74507.2	59.4	282.4	0.080	0.085
351	8.0	86.2	881.4	967.6	12684.3	61822.8	74507.2	67.7	288.0	0.091	0.098
351	9.0	96.7	870.9	967.6	14147.5	60359.6	74507.2	75.9	293.6	0.103	0.111
351	10.0	107.1	860.5	967.6	15584.6	58922.5	74507.2	84.1	299.2	0.114	0.124
377	4.0	46.9	1069.4	1116.3	8152.6	91007.0	99159.7	36.8	304.1	0.042	0.044
377	4.5	52.7	1063.6	1116.3	9135.1	90024.5	99159.7	41.3	307.2	0.048	0.050
377	5.0	53.4	1057.8	1116.3	10109.7	8.9050.0	99159.7	45.9	310.3	0.053	0.055
377	5.5	64.2	1052.1	1116.3	11076.3	88083.4	99159.7	50.4	313.4	0.058	0.061
377	6.0	69.9	1046.3	1116.3	12035.0	87124.6	99159.7	54.9	316.5	0.064	0.067
377	6.5	75.7	1040.6	1116.3	12985.9	86173.8	99159.7	59.4	319.5	0.069	0.073
377	7.0	81.4	1034.9	1116.3	13928.9	86230.7	99159.7	63.9	322.6	0.074	0.079
377	8.0	92.7	1023.5	1116.3	15791.8	8.1367.8	99159.7	72.8	328.7	0.085	0.091
377	9.0	104.0	1012.2	1116.3	17624.0	81535.6	99159.7	81.7	334.7	0.095	0.103
377	10.0	115.3	1001.0	1116.3	19125.9	79733.8	99159.7	90.5	340.8	0.106	0.115
400	4.0	49.8	1206.9	1256.7	9755.5	115908.1	125663.6	39.1	340.3	0.040	0.041
400	4.5	55.9	1200.7	1256.7	10933.7	114729.9	125663.6	43.9	344.1	0.045	0.047
400	5.0	62.0	1194.6	1256.7	12102.9	113560.7	125663.6	48.7	347.4	0.050	0.052
400	5.5	68.2	1188.5	1256.7	13263.2	112400.4	125663.6	53.5	350.6	0.055	0.057
400	6.0	74.3	1182.4	1256.7	14414.5	111249.1	125663.6	58.3	353.9	0.060	0.063
400	6.5	80.4	1176.3	1256.7	15557.0	110106.6	125663.6	63.1	357.1	0.065	0.068
400	7.0	86.4	1170.2	1256.7	16690.6	108973.0	125663.6	67.3	360.4	0.070	0.074
400	8.0	98.5	1158.1	1256.7	18931.7	105732.0	125663.6	77.3	366.9	0.080	0.085
400	9.0	110.6	1146.1	1256.7	21137.9	101525.7	125663.6	86.8	373.3	0.090	0.097
400	10.0	122.5	1134.1	1256.7	23309.8	102353.8	125663.6	96.2	379.7	0;100	0.108
400	12.0	146.3	1110.4	1256.7	27551.9	98111.7	125663.6	114.8	392.4	0.120	0.132
400	14.0	169.8	1086.9	1256.7	31660.7	94002.9	125663.6	133.3	405.0	0.140	0.156
426	5.0	66.1	1359.2	1425.3	I4653.4	147008.6	161662.0	51.9	391.7	0.047	0.049
426	5.5	72.7	1352.7	1425.3	16061.8	14.5600.2	161662.0	57.0	395.2	0.052	0.054
426	6.0	79.2	1346.1	1425.3	17460.1	142901.9	161662.0	62.1	398.7	0.056	0.059
426	6.5	85.7	1339.6	1425.3	18848.3	142813.7	161662.0	67.2	402.2	0.061	0.064

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
426	7.0	92.1	1333.2	1425.3	20226.5	141435.5	161662.0	72.3	405.6	0.066	0.069
426	8.0	105.1	1320.3	1425.3	22952.9	138709.1	161662.0	82.5	412.5	0.075	0.080
426	9.0	117.9	1307.4	1425.3	25639.7	136022.3	161662.0	92.6	419.4	0.085	0.090
426	10.0	130.7	1294.6	1475.3	28287.2	133374.8	161662.0	102.6	426.2	0.094	0.100
450	5.0	69.9	1520.5	1590.4	17304.7	183984.1	201288.8	54.9	435.0	0.044	0.046
450	5.5	76.8	1513.6	1590.4	18971.6	182317.2	201288.8	60.3	438.7	0.049	0.051
450	6.0	83.7	1506.7	1590.4	20627.1	180661.7	201288.8	65.7	442.4	0.053	0.056
450	6.5	90.6	1499.9	1590.4	22271.4	179017.4	201288.8	71.1	446.1	0.058	0.060
450	7.0	97.4	1493.0	1590.4	23904.4	177384.4	201288.8	76.5	449.7	0.062	0.165
450	8.0	111.1	1479.3	1590.4	27136.8	174152.0	201288.8	87.2	457.0	0.071	0.075
450	9.0	124.7	1465.7	1590.4	30324.9	170963.9	201288.8	97.9	464.3	0.080	0.085
450	10.0	138.2	1452.2	1590.4	33468.9	167819.9	201288.8	108.5	471.6	0.0S9	0.095
450	12.0	165.1	1425.3	1590.4	39636.8	161662.0	201288.8	129.6	785.9	0.107	0.116
450	14.0	191.8	1398.7	1590.4	45613.6	155675.2	201288.8	150.5	500.2	0.134	0.137
450	16.0	218.2	1372.3	1590.4	51432.6	149856.2	201288.8	171.2	514.3	0.142	0.159
478	5.0	74.3	1720.2	1794.5	20760.8	235479.4	256260.2	58.3	488.4	0.042	0.043
478	5.5	81.6	1712.9	1794.5	22787.0	235473.2	256260.2	64.1	492.3	0.046	0.048
478	6.0	89.0	1605.5	1794.5	24780.3	231479.9	256260.2	69.8	496.2	0.050	0.055
478	6.5	96.3	1698.2	1794.5	26760.9	229499.3	256260.2	75.6	500.1	0.054	0.057
478	7.0	103.6	1690.9	1794.5	28728.7	227531.5	256260.2	81.3	504.0	0.059	0.061
478	8.0	118.1	1676.4	1794.5	32626.4	223633.8	256260.2	92.7	511.8	0.067	0.070
478	9.0	132.6	1661.9	1794.5	36473.8	219786.4	256260.2	104.1	519.6	0.075	0.080
478	10.0	147.0	1647.5	1794.5	40271.3	215988.9	256260.2	115.4	527.3	0.084	0.089
478	12.0	175.7	1618.8	1794.5	47718.5	208541.7	256260.2	137.9	542.6	0.100	0.109
478	14.0	204.1	1590.4	1794.5	54971.4	201288.8	256260.2	160.2	557.8	0.117	0.128
478	16.0	232.2	1562.3	1794.5	62033.5	194226.7	256260.2	182.3	572.9	0.134	0.149
500	5.0	77.8	1885.7	1963.5	23817.1	282978.8	306795.9	61.0	532.5	0.040	0.041
500	5.5	85.4	1878.1	1963.5	26120.1	280675.8	306795.9	67.1	536.6	0.044	0.045
500	6.0	93.1	1870.4	1963.5	28409.0	278386.9	306795.9	73.1	540.7	0.048	0.050
500	6.5	100.8	1862.7	1963.5	30683.8	276112.1	306795.9	79.1	544.8	0.052	0.054
500	7.0	108.4	1855.1	1963.5	32944.7	273851.2	306795.9	85.1	548.9	0.056	0.058
500	8.0	123.7	1839.8	1963.5	37424.8	269371.1	306795.9	97.1	557.0	0.064	0.067
500	9.0	138.8	1824.7	1963.5	41849.7	264946.2	306795.9	109.0	565.1	0.072	0.076
500	10.0	153.9	1809.6	1963.5	46219.9	260576.1	306795.9	120.8	573.8	0.080	0.085
500	12.0	184.0	1779.5	1963.5	54797.8	251998.2	306795.9	144.4	589.3	0.096	0.103
500	14.0	213.8	1749.7	1963.5	63162.1	243633.8	306795.9	167.8	605.2	0.112	0.122
500	16.0	243.3	1720.2	1963.5	71316.5	2.15479.4	306795.9	191.0	621.0	0.128	0.141

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
500	18.0	272.6	1690.9	1963.5	79264.4	227531.5	306795.9	214.0	636.7	0.144	0.161
529	6.0	98.6	2099.3	2197.9	33711.1	350696.7	384407.9	77.4	602.2	0.045	0.047
529	6.5	106.7	2091.2	2197.9	36416.6	347991.3	384407.9	83.8	606.5	0.049	0.051
529	7.0	114.8	2083.1	2197.9	39106.3	345301.5	384407.9	90.1	610.9	0.053	0.055
529	8.0	130.9	2036.9	2197.9	44439.1	339968.8	384407.9	102.8	619.5	0.060	0.063
529	9.0	147.0	2050.8	2197.9	49709.3	334698.0	384407.9	115.4	628.1	0.068	0.072
529	10.0	163.0	2034.8	2197.9	54919.0	329488.8	384407.9	128.0	636.7	0.076	0.080
529	12.0	194.9	2003.0	2197.9	65154.8	319253.0	384407.9	153.0	653.7	0.091	0.097
529	14.0	226.5	1971.4	2197.9	75150.2	309257.7	384407.9	177.8	670.6	0.106	0.115
529	16.0	257.9	1940.0	2197.9	84909.0	299198.8	384407.9	202.4	687.4	0.121	0.133
529	18.0	289.0	1908.9	2197.9	94435.1	289972.8	384407.9	226.8	704.1	0.136	0.151
550	6.0	102.5	2273.3	2375.8	37936.7	411243.1	449179.9	80.5	648.8	0.044	0.045
550	6.5	111.0	2261.8	2375.8	40985.8	408194.1	449179.9	87.1	65.3	0.047	0.049
550	7.0	119.4	2256.4	2375.8	44017.9	405162.0	449179.9	93.7	657.8	0.051	0.053
550	8.0	136.2	2239.6	2375.8	50031.3	399148.5	449179.9	106.9	666.8	0.058	0.061
550	9.0	153.0	2222.9	2175.8	55977.5	393202.3	449179.9	120.1	675.8	0.065	0.069
550	10.0	169.6	2206.2	2375.8	61857.1	387322.8	449179.9	133.2	684.7	0.073	0.077
550	12.0	202.8	2173.0	2375.8	73413.1	375761.7	449179.9	159.2	702.5	0.087	0.093
550	14.0	235.7	2140.1	2375.3	84718.5	364461.4	449179.9	185.1	720.1	0.102	0.110
550	16.0	268.4	2107.4	2375.8	95761.9	453413.0	449179.9	210.7	737.6	0.116	0.127
550	18.0	300.8	2075.0	2375.8	106552.5	342627.4	449179.9	236.2	754.9	0.131	0.145
550	20.0	333.0	2042.8	2375.8	117094.1	332085.8	449179.9	261.4	772.1	0.145	0.163
600	8.0	148.8	2678.6	2827.4	65192.0	570980.1	636172.0	116.8	786.5	0.053	0.055
600	9.0	167.1	2660.6	2827.4	72973.5	563198.5	636172.0	131.2	796.3	0.060	0.063
600	10.0	165.4	2642.1	2827.4	80675.2	555496.8	636172.0	145.5	806.0	0.067	0.070
600	12.0	221.7	2605.8	2827.4	95841.5	540330.5	636172.0	174.0	825.5	0.080	0.085
600	14.0	257.7	2569.7	2827.4	110695.0	525477.0	636172.0	202.3	844.7	0.093	0.100
600	16.0	293.6	2533.9	2827.4	125240.2	510931.7	636172.0	230.4	863.9	0.107	0.116
600	18.0	329.1	2498.3	2827.4	139481.4	496690.6	636172.0	258.4	882.9	0.120	0.131
600	20.0	364.4	2463,0	2827.4	153422.7	482749.3	636172.0	286.1	901.8	0.133	0.148
600	22.0	399.5	2427.9	2827.4	167068.4	469103.6	636172.0	313.6	920.6	0.147	0.165
630	8.0	156.3	2960.9	3117.2	75618.3	697658.8	773271.0	122.7	862.9	0.051	0.053
630	9.0	175.6	2941.7	3117.2	84657.9	688613.1	773271.0	137.8	873.2	0.057	0.060
630	10.0	194.8	2922.5	3117.2	93615.4	679655.6	773271.0	152.9	883.5	0.063	0.067
630	12.0	233.0	2884.3	3117.2	111267.9	662003.1	773271.0	182.9	904.0	0.076	0.081
630	14.0	270.9	2846.3	3117.2	128574.2	644696.8	773271.0	212.7	924.3	0.089	0.095
630	16.0	308.6	2808.6	3117.2	145539.0	627732.0	773271.0	242.3	944.4	0.102	0.110

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
630	18.0	346.1	2771.2	3117.2	162166.7	611104.3	773271.0	271.7	964.5	0.114	0.125
630	20.0	383.3	2734.0	3117.2	178461.9	594809.1	773271.0	300.9	984.4	0.127	0.140
630	22.0	420.2	2697.0	3117.2	194429.1	578842.0	773271.0	329.9	1004.1	0.140	0.156
650	8.0	161.4	3157.0	3318.3	83142.3	793097.5	876239.8	126.7	915.9	0.049	0.051
650	9.0	181.2	3137.1	3318.3	93102.6	783137.2	876239.8	142.3	926.5	0.055	0.058
650	10.0	201.1	3117.2	3318.3	102968.8	773271.0	876239.8	157.8	937.1	0.062	0.064
650	12.0	240.5	3077.8	3318.3	122421.1	753818.7	876239.8	188.8	958.3	0.074	0.078
650	14.0	279.7	3038.6	3318.3	141504.2	734735.6	876239.8	219.6	979.2	0.086	0.092
650	16.0	318.7	2999.6	3318.3	160222.7	716017.1	876239.8	250.2	1000.1	0.098	0.106
650	18.0	357.4	2960.9	3318.3	178581.1	697658.8	876239.8	280.5	1020.8	0.111	0.121
650	20.0	395.8	2922.5	3318.3	196584.2	679655.6	376239.8	310.7	1041.4	0.123	0.135
650	22.0	434.0	2884.3	3318.3	214236.7	662003.1	876139.8	340.7	1061.8	0.135	0.150
650	24.0	472.0	2846.3	3318.3	231543.0	644696.8	876239.8	370.5	1082.1	0.148	0.166
700	8.0	173.9	3674.5	3848.4	104118.0	1074469.0	1178587.2	136.5	1055.2	0.046	0.047
700	9.0	195.4	3653.1	3848.4	116629.9	1061957.0	1178587.2	153.4	1066.6	0.051	0.053
700	10.0	216.8	3631.7	3848.4	129032.2	1049555.0	1178587.2	170.2	1078.1	0.057	0.060
700	12.0	259.4	3859.1	3848.4	153510.6	1025077.0	1178587.2	203.6	1100.9	0.069	0.067
700	14.0	301.7	3546.7	3848.4	177558.2	1001029.0	1178587.2	236.8	1123.5	0.080	0.085
700	16.0	343.8	3504.6	3848.4	201180.2	977407.0	1178587.2	269.9	1146.1	0.091	0.098
700	18.0	385.7	3462.8	3848.4	224381.8	954205.4	1178587.2	302.7	1168.4	0.103	0.111
700	20.0	427.3	3421.2	3848.4	247167.7	931419.4	1178587.2	335.4	1190.7	0.114	0.125
700	22.0	468.6	3379.8	3848.4	269543.2	909044.0	1178587.2	367.9	1212.8	0.126	0.139
700	24.0	509.7	3338.8	3848.4	291513.0	887074.1	1178587.2	400.1	1234.8	0.137	0.153
700	26.0	550.5	3297.9	3548.4	313082.2	865505.0	1178587.2	432.2	1256.6	0.149	0.167
720	8.0	178.9	3892.6	4071.5	113408.2	1205758.0	1319167.3	140.5	1113.6	0.044	0.046
720	9.0	201.0	3870.5	4071.5	127051.7	1192115.0	1319167.3	157.8	1125.4	0.050	0.052
720	10.0	223.1	3848.4	4071.5	140579.1	1178587.0	1319167.3	175.1	1137.2	0.056	0.058
720	12.0	266.9	3804.6	4071.5	167288.2	1151878.0	1319167.3	209.5	1160.7	0.06	0.070
720	14.0	310.5	3761.0	4071.5	193540.8	1125626.0	1319167.3	243.8	1184.0	0.078	0.082
720	16.0	353.9	3717.6	4071.5	219342.0	1099824.0	1319167.3	277.8	1207.2	0.089	0.095
720	18.0	397.0	3674.5	4071.5	244697.1	1074469.0	1319167.3	311.6	1230.3	0.100	0.108
720	20.0	439.8	3631.7	4071.5	269611. 3	1049555.0	1319167.3	345.3	1253.2	0.111	0.121
720	22.0	4.82.4	35S9.1	4071.5	294089.7	1025077.0	1319167.3	378.7	1276.0	0.122	6.134
720	24.0	524.8	3546.7	4071.5	318137.3	1001029.0	1319167.3	411.9	1298.6	0.133	0.148
720	26.0	566.9	3504.6	4071.5	341759.4	977407.0	1319167.3	445.0	1321.1	0.144	0.162
750	8.0	186.5	4231.4	4417.9	128354.6	1424800.0	1553155.5	146.4	1204.2	0.043	0.044
750	9.0	209.5	4208.3	4417.9	143820.4	1409334.0	1553155.5	164.5	1216.6	0.048	0.050

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
750	10.0	232.5	4185.4	4417.9	159160.0	1393994.0	1553155.5	182.5	1228.8	0.053	0.055
750	12.0	278.2	4139.6	4417.9	189463.1	1363691.0	1553155.5	218.4	1253.3	0.064	0.067
750	14.0	323.7	4094.2	4417.9	219269.4	1333885.0	1553155.5	254.1	1277.6	0.075	0.079
750	16.0	368.9	4049.0	4417.9	248584.4	1304570.0	1553155.5	289.6	1301.9	0.085	0.091
750	18.0	413.9	4003.9	4417.9	277413.6	1275741.0	1553155.5	324.9	1325.9	0.096	0.103
750	20.0	458.7	3959.2	4417.9	305762.3	1247392.0	1553155.5	360.1	1349.9	0.107	0.116
750	22.0	503.2	3914.7	4417.9	333635.9	1219518.0	1553155.5	395.0	1373.7	0.117	0.129
750	24.0	547.4	3870.5	4417.9	361039.6	1192115.0	1553155.5	429.7	1397.3	0.128	0.141
750	26.0	591.4	3826.5	4417.9	387979-0	1165175.0	1553155.5	464.2	1420.8	0.139	0.154
750	28.0	635.1	3782.8	4417.9	414459.2	1138695.0	1553155.5	498.6	1444.2	0.149	0.168
750	30.0	678.6	3739.3	4417.9	440485.4	1112669.0	1553155.5	532.7	1467.5	0.160	0.181
800	8.0	199.1	4827.5	5026.6	156088.0	1854530.0	2010619.3	156.3	1363.1	0.040	0.041
800	9.0	223.6	4802.9	5026.6	174939 5	1835678.0	2010619.3	175.6	1376.3	0.045	0.046
800	10.0	248.2	4778.4	5026.6	193646 8	1816971.0	2010619.3	194.8	1389.4	0.050	0.052
800	12.0	297.1	4729.5	5026.6	230632.3	1779985.0	2010619.3	233.2	1415.6	0.060	0.063
800	14.0	345.7	4680.8	5026.6	267050.3	1743568.0	2010619.3	271.4	1441.6	0.070	0.074
800	16.0	394.1	4632.5	5026.6	302906.5	1707711.0	2010619.3	309.4	1467.5	0.080	0.085
800	18.0	442.2	4584.3	5026.6	338206.8	1672411.0	2010619.3	347.1	1493.2	0.090	0.096
800	20.0	490.1	4536.5	5026.6	372957.0	1637661.0	2010619.3	384.7	1518.8	0.100	0.108
800	22.0	537.7	4488.8	5026.6	407162.8	1603455.0	2010619.3	422.1	1544.3	0.110	0.120
800	24.0	585.1	4441.5	5026.6	440830.0	1569788.0	2010619.3	459.3	1569.7	0.120	0.132
800	26.0	632.2	4394.3	5026.6	473964.2	1536654.0	2010619.3	496.3	1594.9	0.130	0.144
800	28.0	679.1	4347.5	5026.6	506571.2	1504047.0	2010619.3	533.1	1619.9	0.140	0.156
800	30.0	725.7	4300.8	5026.6	538656.2	1471962.0	2010619.3	569.7	1644.9	0.150	0.169
800	32.0	772.1	4254.5	5026.6	570225.3	1440392.0	2010619.3	606.1	1669.7	0.160	0.181
850	8.0	211.6	5462.9	5674.5	187553:3	2374837.0	2562392.2	166.1	1531.8	0.038	0.039
850	9.0	237.8	5436.7	5674.5	210251:7	2352138.0	2562392.2	136.7	1545.g	0.042	0.044
850	10.0	263.9	5410.6	5674.5	232787.1	2329603.0	2562392.2	207.2	1559.8	0.047	0.049
850	12.0	315.9	5358.6	5674.5	277371.1	2285019.0	2562392.2	248.0	1587.6	0.056	0.059
850	14.0	367.7	5306.8	5674.5	321312.8	2241077.0	2562392.2	288.6	1615.3	0.066	0.069
850	16.0	419.2	5255.3	5674.5	364617.5	2197773.0	2562392.2	329.1	1642.9	0.075	0.080
850	18.0	470.5	5204.0	5674.5	407291.3	2155099.0	2562392.2	369.3	1670.3	0.085	0.090
850	20.0	521 5	5153.0	5674.5	449340.7	2113050.0	2562392.2	409.4	1697.6	0.094	0.101
850	22.0	572.3	5102.2	5674.5	490771.8	2071618.0	2562392.2	449.2	1724.8	0.104	0.112
850	24.0	622.8	5051.7	5674.5	531590.6	2030800.0	2562392.2	488.9	1751.8	0.113	0.123
850	26.0	673.1	5001.4	5674.5	571803.3	1990587.0	2562392.2	528.3	1778.7	0.122	0.134

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
850	28.0	723.1	4951.4	5674.5	611415.6	1950974.0	2562392.2	567.6	1805.5	0.132	0.146
850	30.0	772.8	4901.7	5674.5	650134.0	1911956.0	2562392.2	606.7	1832.1	0. 141	0.158
850	32.0	822.3	4852.2	5674.5	68864.0	1873526.0	2562392.2	645.5	1858.6	0.151	0.169
900	10.0	279.6	6082.1	6361.7	276875.6	2913745.0	3220623.3	219.5	1740.0	0.044	0.046
900	12.0	334.8	6027.0	6361.7	330034.4	2890587.0	3220623.3	262.8	1769.5	0.053	0.055
900	14.0	389.7	5972.4	6361.7	382470.0	2838151.0	3220623.3	305.9	1798.9	0.062	0.065
900	16.0	444.3	5917.0	6361.7	434188.9	2786432.0	3220623.3	348.8	1828.2	0.071	0.075
900	18.0	498.8	5863.0	6361.7	485197.3	2735423.0	3220623.3	391.5	1857.3	0.080	0.085
900	20.0	552.9	5808.8	6361.7	535503.1	2685118.0	3220623.3	434.0	1886.2	0.089	0.095
900	22.0	606.8	5754.9	6361.7	585111.3	2635510.0	3220623.3	476.4	1915.1	0.098	0.105
900	24.0	660.5	5701.2	6361.7	634029.0	2586592.0	3220623.3	518.5	1943.8	0.107	0.115
900	26.0	713.9	5647.8	6361.7	682262.5	2538358.0	3220623.3	560.4	1972.4	0.116	0.126
900	28.0	767.1	5594.7	6361.7	729818.1	2490803.0	3220623.3	602.1	2000.8	0.124	0.137
900	30.0	820.0	5541.8	6361.7	776702.6	2443918.0	3220623.3	643.7	2029.1	0.133	0.147
900	32.0	872.6	5489.1	6361.7	822922.0	2397699.0	3220623.3	685.0	2057.3	0.142	0.159
900	34.0	915.0	5436.7	6361.7	868482.6	2352138.0	3220623.3	726.1	2085.3	0.151	0.170
950	10.0	295.3	6792.9	7088.2	326206.2	3671989.0	3998198.2	231.8	1930.0	0.042	0.044
950	12.0	353.6	6734.6	7088.2	388973.8	3609221.0	3998198.2	277.6	1961.2	0.051	0.053
950	14.0	411.7	6676.5	7088.2	450933.3	3547262.0	3998198.2	323.2	1992.3	0.059	0.062
950	16.0	469.5	6618.7	7088.2	512091.5	3486104.0	3998198.2	363.5	2023.2	0.067	0.071
950	18.0	527.0	6561.2	7088.2	572455.7	3425739.0	399819S.2	413.7	2054.0	0.076	0.080
950	20.0	584.3	6503.9	7088.2	632032.1	3366163.0	3998198.2	458.7	2084.7	0.084	0.090
950	22.0	641.4	6446.8	7088.2	690828.3	3307367.0	3998198.2	503.5	2115.2	0.093	0.100
950	24.0	698.2	6390.0	7088.2	748850.8	3249344.0	3998198.2	548.1	2145.6	0.101	0.109
950	26.0	754.7	6333.5	7088.2	806106.8	3192088.0	3998198.2	592.5	2175.8	0.109	0.119
950	28.0	811.0	6277.2	7088.2	862602.2	3135593.0	3998198.2	636.7	2206.0	0.118	0.129
950	30.0	867.1	6221.1	7088.2	918344.9	3079850.0	3998198.2	680.7	2235.9	0.126	0.139
950	32.0	922.9	6165.3	7088.2	973341.0	3024854.0	3998198.2	724.5	2265.8	0.135	0.150
950	34.0	978.4	6109.8	7088.2	1027597.0	2970598.0	3998198.2	768.1	2295.5	0.143	0.160
1000	12.0	372.5	7481.5	7854.0	454543.7	4454191.0	4908738.5	292.4	2162.8	0.048	0.049
1000	14.0	433.7	7420.3	7854.0	527115.5	4381619.0	4908738.5	340.4	2195.5	0.056	0.058
1000	16.0	494.6	7359.4	7854.0	598797.0	4309938.0	4908738.5	388.3	2228.1	0.064	0.067
1000	18.0	555.3	7298.7	7854.0	669595.2	4239139.0	4908738.5	435.9	2260.6	0.072	0.076
1000	20.0	615.8	7238.2	7854.0	739517.8	4169217.0	4908738.5	483.4	2292.9	0.080	0.085
1000	22.0	675.9	7178.0	7854.0	803571.6	4100163.0	4908738.5	530.6	2325.1	0.088	0.094
1000	24.0	735.9	7118.1	7854.0	876764.1	4031971.0	4908738.5	577.7	2357.2	0.096	0.103

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1000	26.0	795.6	7058.4	7854.0	944102.4	3964632.0	4908738.5	624.5	2389.1	0.104	0.112
1000	28.0	855.0	6999.0	7854.0	1010594.0	3898141.0	4908738.5	671.2	2420.9	0.112	0.122
1000	30.0	914.2	6939.8	7854.0	1076245.0	3832490.0	4908738.5	717.6	2452.6	0.120	0.131
1000	32.0	973.1	6880.8	7854.0	1141064.0	376767.1	4908738.5	763.9	2484.1	0.128	0.141
1000	34.0	1031.8	6822.2	7854.0	1205057.0	3703678.0	4908738.5	810.0	2515.5	0.136	0.151
1000	36.0	1090.3	6763.7	7854.0	1268231.0	3640504.0	4908738.5	855.9	2546.8	0.144	0.161
1100	12.0	410.2	9093.1	9503.3	606987.8	6579890.0	7186884.1	322.0	2595.3	0.044	0.045
1100	14.0	477.6	9025.7	9503.3	704286.2	6482592.0	7186884.1	375.0	2631.4	0.051	0.053
1100	16.0	544.9	8958.4	9503.3	S00501.2	6386377.0	7186884.1	427.7	2667.3	0.058	0.061
1100	18.0	611.9	8891.5	9503.3	895640 4	6291237.0	7186884.1	480.3	2703.2	0.065	0.069
1100	20.0	678.6	8824.7	9503.3	989713.5	6197165.0	7186884.1	532.7	2738.9	0.073	0.077
1100	22.0	745.1	8758.3	9503.3	1082728.0	6104151.0	7186884.1	584.9	2774.4	0.080	0.085
1100	24.0	811.3	8692.0	9503.3	1174690.0	6012188.0	7186884.1	636.9	2809.9	0.087	0.093
1100	26.0	877.3	8626.1	9503.3	1265611.0	5921267.0	7186884.1	6S8.6	2845.2	0.095	0.102
1100	28.0	943.0	8560.3	9503.3	1355495.0	5831383.0	7186884.1	740.2	2880.3	0.102	0.110
1100	30.0	1008.5	8494.9	9503.3	1444353.0	5742525.0	7186884.1	791.6	2915.3	0.109	0.119
1100	32.0	1073.7	8429.6	9503.3	1532191.0	5654687.0	7186884.1	842.8	2950.2	0.116	0.127
1100	34.0	1138.6	8364.7	9503.3	1619018.0	5567861.0	7186884.1	893.8	2985.0	0.124	0.136
1100	36.0	1203.4	8300.0	9503.3	1704840.0	5482038.0	7186884.1	944.6	3019.6	0.131	0.145
1200	14.0	521.6	10788.1	11309.7	917180.0	9261471.0	10178752.0	409.5	3105.5	0.047	0.048
1200	16.0	595.1	10714.6	11309.7	1043071.0	9135681.0	10178752.0	467.2	3145.8	0.053	0.056
1200	18.0	668.4	10641.3	11309.7	1167576.0	9011176.0	10178752.0	524.7	3185.0	0.060	0.063
1200	20.0	741.4	10568.3	11309.7	129084.0	8887948.0	10178752.0	582.0	3224.1	0.067	0.070
1200	22.0	814.2	10495.6	11309.7	1412761.0	8765988.0	10178752.0	639.1	3263.0	0.073	0.078
1200	24.0	886.7	10423.0	11309.7	1533464.0	8645288.0	10178752.0	696.0	3301.8	0.081	0.085
1200	26.0	958.9	10350.0	11309.7	1652913.0	8525839.0	10178752.0	752.8	3340.5	0.087	0.093
1200	28.0	1030.9	10278.8	11309.7	1771121.0	8407631.0	10178752.0	809.3	3379.0	0.093	0.100
1200	30.0	1102.7	10207.0	11309.7	1888095.0	8290657.0	10178752.0	865.6	3417.4	0.100	0.108
1200	32.0	1174.2	10135.5	11309.7	2003844.0	8174908.0	10178752.0	921.7	3455.6	0.107	0.116
1200	34.0	1245.5	10064.3	11309.7	2118377.0	8060375.0	10178752.0	977.7	3493.7	0.113	0.124
1200	36.0	1316.5	9993.3	11309.7	2231702.0	7947050.0	10178752.0	1033.4	3531.7	0.120	0.132
1200	38.0	1387.2	9922.5	11309.7	2343828.0	7834924.0	10178752.0	1089.0	3569.6	0.127	0.140
1300	14.0	565.6	12707.6	13273.2	1169397.0	12850440.0	14019837.0	444.0	3620.9	0.043	0.045
1300	16.0	645.4	12627.8	13273.2	1330277.0	12689560.0	14019837.0	506.6	3663.6	0.049	0.051
1300	18.0	725.0	12548.3	13273.2	1489642.0	12530200.0	14019837.0	569.1	3706.2	0.055	0.058

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1300	20.0	804.2	12469.0	13273.2	1647501.0	1237234.0	14019837.0	631.3	3748.6	0.062	0.064
1300	22.0	883.3	12389.9	13273.2	1803863.0	12215970.0	14019837.0	693.4	3790.9	0.068	0.071
1300	24.0	962.1	12311.1	13273.2	1958738.0	12061100.0	14019837.0	755.2	3833.0	0.074	0.078
1300	26.0	1040.6	12232.6	13273.2	2112137.0	11907700.0	14019837.0	816.9	3875.0	0.080	0.085
1300	28.0	1118.9	12154.3	13273.2	2264068.0	11755770.0	14019837.0	878.3	3916.9	0.086	0.092
1300	30.0	1196.9	12076.3	13273.2	2444539.0	11605300.0	14019837.0	939.6	3958.7	0.092	0.099
1300	32.0	1274.7	11998.5	13273.2	2563563.0	11456270.0	14019837.0	1000.7	4000.3	0.098	0.106
1300	34.0	1352.3	11921.0	13273.2	2711145.0	11308690.0	14019837.0	1061.5	4041.8	0.105	0.113
1300	36.0	1429.5	11843.7	13273.2	2857297.0	11162540.0	14019837.0	1122.2	4083.1	0.111	0.121
1300	38.0	1506.6	11766.6	13273.2	3002028.0	11017810.0	14019837.0	1182.7	4124.3	0.117	0.128
1400	14.0	609.6	14784.2	15393.8	1463934.0	17393460.0	18857394.0	478.5	4174.6	0.040	0.041
1400	16.0	695.7	14698.1	15393.8	1665888.0	17191510.0	18857394.0	546.1	4220.6	0.046	0.047
1400	18.0	781.5	14612.3	15393.8	1866078.0	16991320.0	18857394.0	613.5	4266.6	0.051	0.053
1400	20.0	867.1	14526.7	15393.8	2064515.0	16782880.0	18857394.0	680 7	4312.3	0.057	0.060
1400	22.0	952.4	14441.4	15393.8	2261208.0	10596190.0	18857394.0	747.6	4358.0	0.063	0.066
1400	24.0	1037.5	14356.3	15393.8	2456169.0	16401230.0	18857394.0	814.4	4403.5	0.069	0.073
1400	26.0	1122.3	14271.5	15393.8	2649406.0	16207990.0	18857394.0	881.0	4448.9	0.074	0.079
1400	28.0	1206.9	14186.9	15393.8	2840931.0	16016460.0	18857394.0	947.0	4494.1	0.080	0.085
1400	30.0	1291.2	14102.6	15393.8	3030754.0	15826640.0	18857394.0	1013.7	4539.2	0.086	0.092
1400	32.0	1375.3	14018.5	15393.8	3218884.0	15638510.0	18857394.0	1079.6	4584.2	0.091	0.093
1400	34.0	1459.1	13934.7	15393.8	3405333.0	15452060.0	18857394.0	1145.4	4629.1	0.097	0.105
1400	36.0	1542.6	13851.1	15393.8	3590109.0	15267290.0	18857394.0	1211.0	4673.8	0.103	0.111
1400	38.0	1626.0	13767.8	15393.8	3773222.0	15084170.0	18857394.0	1276.4	4718.3	0.109	0.118
1500	16.0	745.9	16925.5	17671.4	2053674.0	22796800.0	24850474.0	585.6	4816.9	0.043	0.044
1500	18.0	838.1	16933.4	17671.4	2301127.0	22549340.0	24850474.0	957.9	4866.2	0.048	0.049
1500	20.0	929.9	16741.5	17671.4	2546560.0	22303910.0	24850474.0	730.0	4915.4	0.053	0.056
1500	22.0	1021.5	16649.9	17671.4	2789983.0	22060490.0	24850474.0	801.9	4964.4	0.059	0.061
1500	24.0	1112.9	16558.6	17671.4	3031409.0	21819060.0	24850474.0	873.6	5013.3	0.064	0.067
1500	26.0	1204.0	16467.5	17671.4	3270847.0	21579620.0	24850474.0	945.1	5062.0	0.069	0.073
1500	28.0	1294.8	16376.6	17671.4	3508310.0	21342160.0	24850474.0	1016.4	5110.6	0.075	0.079
1500	30.0	1385.4	16286.0	17671.4	3743808.0	21106660.0	24850474.0	1037.6	5159.1	0.080	0.085
1500	32.0	1475.8	16195.7	17671.4	3977350.0	20873120.0	24850474.0	1158.5	5207.4	0.085	0.091
1500	34.0	1565.9	16105.6	17671.4	4208951.0	20641520.0	24850474.0	1229.2	5255.6	0.091	0.097
1500	36.0	1655.7	16015.7	17671.4	4438618.0	20411850.0	24850474.0	1299.8	5303.7	0.096	0.103
1500	38.0	1745.3	15926.1	17671.4	466362.0	20184100.0	24850474.0	1370.1	5351.6	0.101	0.110

1.4. KHẢ NĂNG ÁP DỤNG

1.4.1. Các kết cấu nhịp cầu

Hiện nay, việc xây dựng cầu qua các sông rộng và sâu, có nhu cầu lưu thông đường thuỷ lớn và điều kiện địa chất phức tạp đang đòi hỏi phải sử dụng các loại nhịp lớn khẩu độ hàng trăm mét. Với khẩu độ nhịp lớn như vậy, một số cấu kiện chịu lực nén chính như vòm chính của cầu vòm, thanh mạ cong trong cầu giàn, hệ móng cọc của kết cấu trụ, thân trụ cần có khả năng chịu lực cao và độ cứng lớn. Trong trường hợp này kích thước mặt cắt ngang của các cấu kiện có thể đạt tới vài mét. Với các kích thước như vậy, cấu kiện sẽ nặng và trở thành một nguyên nhân làm giảm khả năng chịu lực của kết cấu, làm tăng chi phí xây dựng cũng như tạo thêm nhiều phức tạp cho việc vận chuyển, lắp ráp, thi công kết cấu. Trong xây dựng dân dụng, xây dựng công nghiệp đối với những cấu kiện chịu lực chính như hệ móng cọc, các cột đỡ của toà nhà cao tầng, các trụ đỡ của dàn khoan biển ... cũng gặp phải các vấn đề tương tự. Vì vậy, kết cấu ống thép nhồi bê tông đã được nghiên cứu rất nhiều trên thế giới cho các chuyên ngành xây dựng. Nó đã đáp ứng được yêu cầu về chịu lực cao - độ cứng lớn vừa đáp ứng được trọng lượng bản thân kết cấu nhẹ.

Một số ví dụ điển hình về việc sử dụng loại cấu kiện này là: các vòm chính của cầu vòm bắc qua sông Ixet gần thành phố Kamenxko - Uranxki thuộc Liên bang Nga đã sử dụng cho kết cấu cầu giàn có L = 140m; hoặc tại Trung Quốc, trong khoảng 6 năm gần đây, một số cầu vòm dùng ống thép nhồi bê tông khẩu độ nhịp từ 100 ÷ 400m đã được xây dựng tại Thâm Quyến, Thiên Tân, Trịnh Châu... cũng nhằm khai thác thế mạnh về khả năng chịu lực cao, độ cứng lớn và thi công thuận lợi của ống thép nhồi bê tông. Tại Việt Nam, trên đường Nguyễn Văn Linh thuộc đô thị mới Nam Sài Gòn - TP Hồ Chí Minh - cuối năm 2003 đã đưa vào sử dụng 3 cầu vòm chạy dưới với khẩu độ 99m với 3 làn xe (cầu Ông Lớn, cầu Cần Giuộc, cầu Xóm Củi). Đây là các công trình cầu đầu tiên ở Việt Nam áp dụng loại ống thép nhồi bê tông cho kết cấu



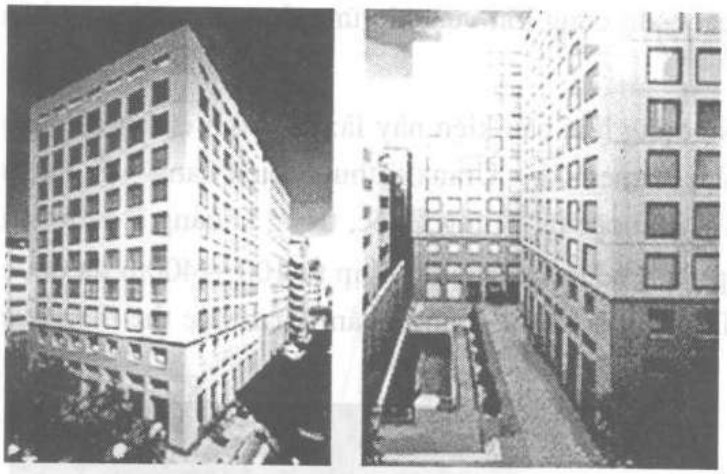
Hình 1.7. *Ví dụ một cầu được xây dựng bằng kết cấu CFST*

vòm chủ. Kết cấu này cho phép giảm được khoảng 45% lượng thép so với trường hợp cầu chỉ làm bằng thép. Hiện nay một số dự án cầu vòm ống thép đang được thiết kế như cầu Hàn (Hải Dương), cầu Đông Trù (Hà Nội).

1.4.2. Các kết cấu xây dựng dân dụng và công nghiệp

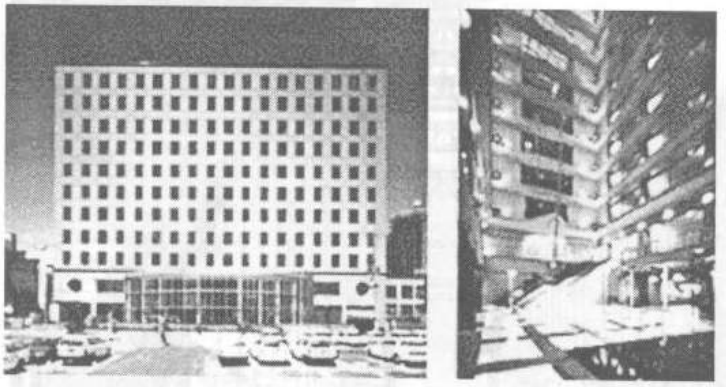
Trong lĩnh vực xây dựng dầu khí, năm 1989 tại 2 giàn khoan dầu ở biển Đen và biển Azov của Liên Xô đã sử dụng cấu kiện mặt cắt rỗng tổ hợp 3 loại vật liệu thép- bê tông làm các trụ đỡ chính của giàn khoan, nhờ đó giảm được 30% lượng thép so với giàn khoan bằng thép cùng loại; hơn nữa, phần rỗng còn được dùng để lắp các thiết bị công nghệ và cáp thông tin[1].

Trong lĩnh vực xây dựng dân dụng, loại kết cấu này cũng được áp dụng khá nhiều. Chẳng hạn, Toà nhà được xây dựng bằng kết cấu CFST ở Chuo-ku, thành phố Kobe (Nhật bản). Các công trình nhà ở tại thành phố Kobe được xây dựng nhằm chống lại sự phá hoại ghê gớm của động đất. Loại kết cấu CFST này đáp ứng được yêu cầu chống lại động đất.



Thiết kế: Công ty Takenaka
Tổng không gian sàn: 20,642 m^2
Toà nhà gồm 2 tầng ngầm, 12 tầng trên.

Được hoàn thành năm 1994



Thiết kế: Công ty Takenaka
Tổng không gian sàn: 35,787 m^2
Toà nhà gồm 3 tầng ngầm, 12 tầng trên.

Được hoàn thành năm 1995

Hình 1.8. Các toà nhà có sử dụng kết cấu CFST

---

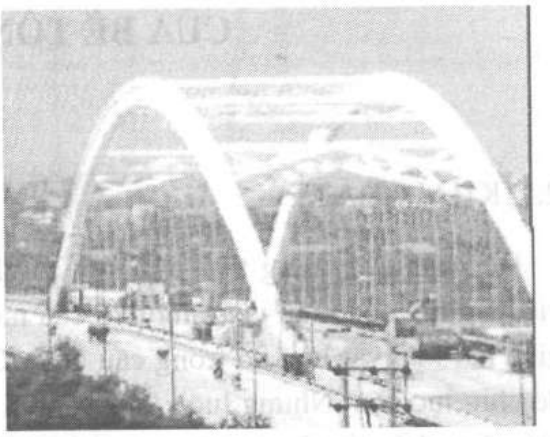
[1] *Cấu kiện thép - bêtông mặt cắt tròn dùng cho kết cấu sàn trên biển* - Luận án Tiến sĩ kỹ thuật của I.D. Belov

Một ví dụ điển hình khác là toà nhà thí nghiệm của Viện Nghiên cứu Khoa học ở thành phố Olinoe (nước Pháp) đã sử dụng loại cột ống đặc bằng thép nhồi bê tông D = 216mm, nhờ đó giảm được khoảng 40% lượng thép so với kết cấu thông thường[2].

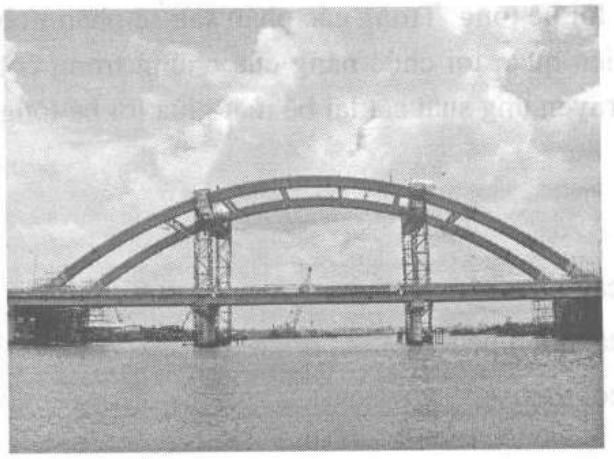
Như vậy loại kết cấu ống thép nhồi bê tông được áp dụng rất rộng rãi cho rất nhiều lĩnh vực như cầu đường, nhà dân dụng và công nghiệp, giàn khoan dầu...



Cầu Cần Giuộc - TP. HCM



Cầu Xóm Củi - TP. HCM



Cầu Ông Lớn - TP. HCM



Cầu vượt đường sắt
ở thành phố Thâm Quyến - Trung Quốc

Hình 1.9. *Một số cầu sử dụng kết cấu CFST*

---

[2] A.I.KiKin, R.S. Sanzharovxki, V.A. Trull. *Kết cấu ống thép nhồi bê tông* (dịch) - NXB Xây dựng - 1998

Chương 2

TRẠNG THÁI CƠ HỌC, TÍNH CHẤT LIÊN KẾT CỦA BÊ TÔNG VÀ ỐNG THÉP

2.1. KHÁI QUÁT

Để phân tích trạng thái của một cấu kiện bao gồm các vật liệu khác nhau cùng làm việc chung, cần hiểu về trạng thái của mỗi loại vật liệu riêng biệt cũng như sự tương tác giữa hai loại vật liệu đó trong cấu kiện. Cột ống thép nhồi bê tông chủ yếu được thiết kế để chịu lực nén. Nhưng luôn luôn tồn tại các mô men do đặt tải lệch tâm lên cột, do các hiệu ứng thứ cấp và các mô men đặt tại đầu cấu kiện. Tuy nhiên, mục đích bố trí cấu tạo chủ yếu là cho bê tông chịu lực nén và cho ống thép thực hiện vai trò cùng chịu nén theo hướng dọc và vai trò làm vỏ thép bao ngoài lõi bê tông. Trong các phần sau sẽ phân tích về trạng thái cơ học của bê tông và thép, liên quan tới chức năng của chúng trong cột liên hợp. Cuối cùng sẽ thảo luận về cơ cấu truyền ứng suất cắt tại bề mặt giữa lõi bê tông và ống thép.

Hệ thống ký hiệu

A_a	Diện tích mặt cắt ngang của cấu kiện kết cấu thép
A_c	Diện tích mặt cắt ngang của cấu kiện bê tông
A_s	Diện tích mặt cắt ngang của cốt thép
D	Đường kính cột
D_c	Đường kính lõi bê tông
E_a	Mô đun đàn hồi của kết cấu thép
E_c	Mô đun đàn hồi của bê tông
E_s	Mô đun đàn hồi của cốt thép
F_h, F_n, F_t	Các lực tác dụng lên mặt phẳng phá hoại do cắt
L	Chiều dài
L_d	Chiều dài vùng phá hoại cục bộ
M	Mô men uốn
N	Lực pháp tuyến trong mặt cắt
N_a	Lực pháp tuyến trong mặt cắt thép

N_c	Lực pháp tuyến trong mặt cắt bê tông
N_{cr}	Tải trọng đàn hồi tới hạn
$N_{pl,Rd}$	Sức kháng dẻo của mặt cắt ngang liên hợp
N_{Sd}	Tải trọng thiết kế
P	Tải trọng
$P_{a,res}$	Tải trọng dư tác dụng lên ống thép
$P_{c,res}$	Tải trọng dư tác dụng lên lõi bê tông
P_{max}	Tải trọng lớn nhất
P_{res}	Tải trọng dư
P_u	Tải trọng cực hạn
$P_{u,cal}$	Tải trọng cực hạn tính toán
P_y	Tải trọng chảy dẻo
$P_{y,cal}$	Tải trọng chảy dẻo
c	Lực cố kết
e_{oi}	Độ lệch tâm ban đầu
$f_{c,cyl}$	Cường độ chịu nén của bê tông với mẫu thử hình trụ
$f_{c,res}$	Cường độ dư của bê tông
f_{cc}	Cường độ chịu nén do trương nở của bê tông
f_{co}	Cường độ chịu nén 1 trục của bê tông
f_s	Giới hạn chảy của cốt thép
f_u	Cường độ cực hạn của thép
f_y	Giới hạn chảy của thép
h	Chiều cao cột
k	Hệ số 3 trục
r	Bán kính lõi bê tông
t	Chiều dày ống thép
α	Góc của mặt phẳng phá hoại cắt
γ_{Ma}, γ_c, γ_s	Các hệ số an toàn
δ	Tỷ số phân bố thép
δ_h	Biến dạng ngang
δ_v	Biến dạng thẳng đứng
ε_1, ε_2, ε_3	Biến dạng chính

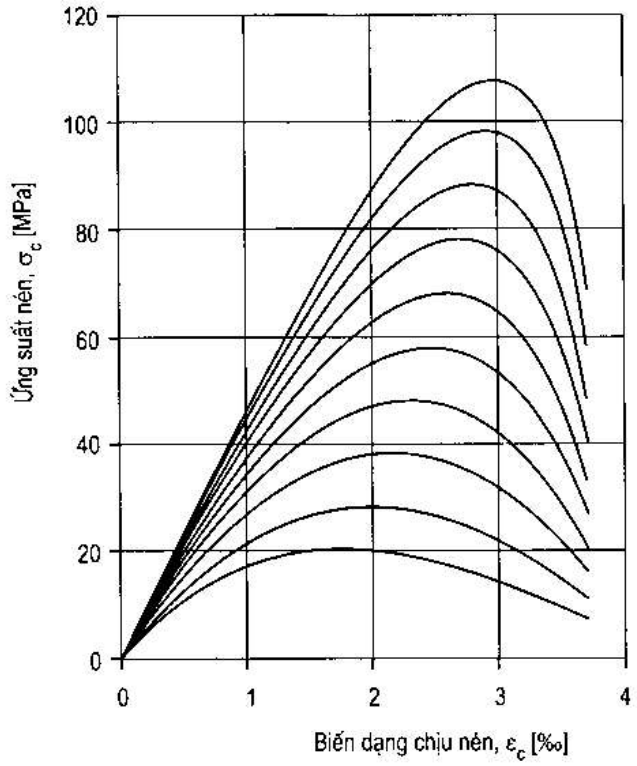
ε_a	Biến dạng của thép
ε_{au}	Biến dạng cực hạn của thép
ε_{ay}	Biến dạng chảy của thép
ε_c	Biến dạng của bê tông
ε_{co}	Biến dạng của bê tông chịu nén một trục
ε_{cc}	Biến dạng của bê tông chịu nén nhưng bị kiềm chế
ε_{ch}	Biến dạng bên của bê tông
ε_{ps}	Biến dạng dẻo
ε_{vol}	Biến dạng thể tích của bê tông
η_1, η_2	Hệ số kiềm chế
λ	Tỷ số quan hệ độ mảnh
μ	Hệ số ma sát
ν_a	Hệ số Poison của thép
ν_c	Hệ số Poison của bê tông
σ_o	Ứng suất chảy
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Ứng suất chính
σ_{ah}	Ứng suất theo chu vi ống thép
σ_{al}	Ứng suất dọc trục trong ống thép
σ_c	Ứng suất trong bê tông
τ	Ứng suất cắt
ϕ	Góc ma sát trong
φ	Hệ số từ biến
X	Hệ số chiết giảm do uốn dọc

2.2. KHẢ NĂNG CHỊU NÉN CỦA BÊ TÔNG

2.2.1. Nhận xét chung

Phần này sẽ đề cập đến trạng thái cơ học của bê tông trong khi chịu nén theo một trục và theo nhiều trục. Bêtông là một hỗn hợp các thành phần vật liệu, nó là một thể không đồng nhất bao gồm hỗn hợp hồ xi măng, nước, không khí lỗ rỗng, được kết hợp trong một cấp phối với các hạt có các kích cỡ khác nhau. Tuy vậy trong tính toán kết cấu thường giả thiết rằng bê tông là vật liệu đồng nhất và trạng thái cơ học thường được biểu diễn bằng quan hệ ứng suất - biến dạng cổ điển. Hình 2.1 cho thấy quan hệ ứng suất nén

- biến dạng tương ứng với bê tông có cấp từ C12 đến C100 được tính theo tài liệu của Ủy ban bê tông châu Âu - CEB 228 (1995).



Hình 2.1. Quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông với các cấp cường độ khác nhau

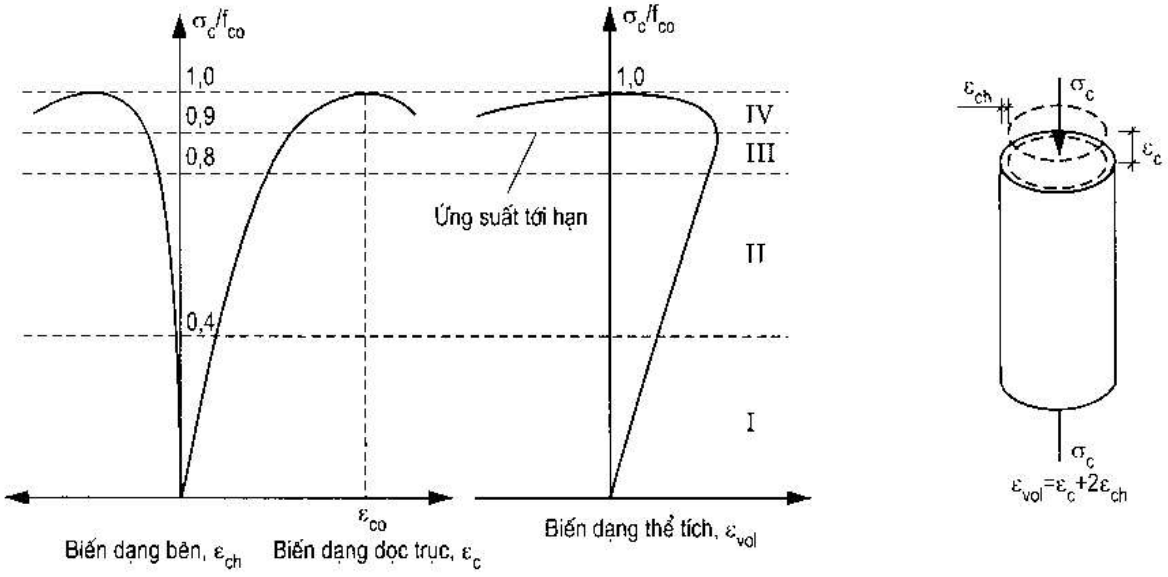
Các quan hệ ứng suất - biến dạng là phi tuyến. Tuy nhiên, với việc tăng cường độ nén, f_{co}, độ nghiêng ban đầu tương ứng với mô đun đàn hồi tăng và phần tuyến tính cũng kéo dài với các vị trí ứng suất cao hơn. Hơn nữa, ứng biến cơ bản, ε_{co} tương ứng lúc ứng suất đạt cực đại, tăng theo mức độ tăng cường độ nén. Ngày nay ở nước ngoài cũng như ở Việt nam đã có thể chế tạo bê tông với cường độ cao hơn 45 MPa. Bộ Giao thông vận tải đã ban hành Tiêu chuẩn ngành về hướng dẫn chế tạo bê tông cấp 60-80 MPa. Trong tài liệu FIP/CEB (1990), đã định nghĩa Bê tông cường độ cao là loại có cường độ tương ứng khoảng 60 - 130 MPa. Còn ở Việt Nam, theo cách gọi thông thường thì cấp bê tông 40 MPa (mẫu trụ 15×30 cm) đã được gọi là bê tông cường độ cao.

2.2.2 Cơ cấu phá hủy trong bê tông

Biểu đồ hình 2.1 đã cho thấy rằng trạng thái phi tuyến của bê tông thay đổi theo cường độ chịu nén. Như vậy thì tại sao trạng thái ban đầu trở thành tuyến tính hơn và phá hủy giòn nhiều hơn khi cường độ tăng. Điều này có thể giải thích bởi cấu tạo hỗn hợp tự nhiên của bê tông. Mô đun đàn hồi của cốt liệu và hồ xi măng đã hoá cứng có khả năng ảnh hưởng đến trạng thái cơ học của bê tông, (xem Neville -1997). Khi cốt liệu

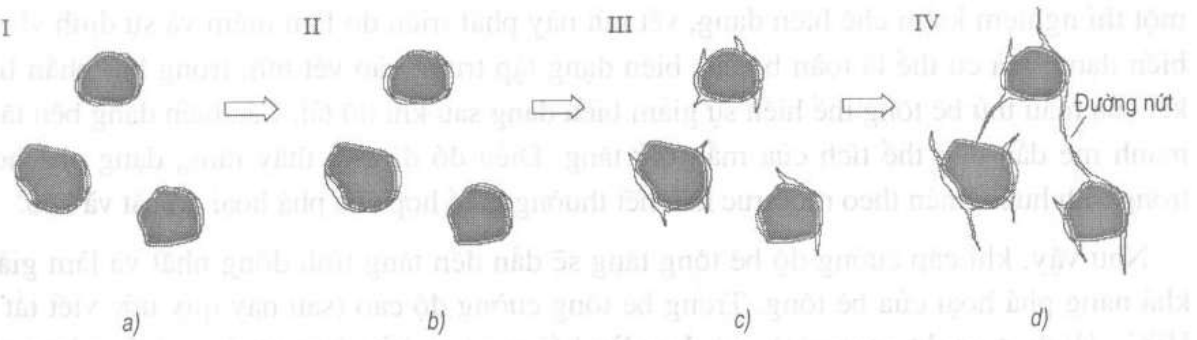
và hồ xi măng đã hoá cứng chịu các tải trọng riêng biệt, cả hai loại vật liệu này đều thể hiện các quan hệ ứng suất biến dạng hầu như là tuyến tính. Mặc dù vậy, bê tông bao gồm kết hợp hai thành phần nói trên đã thể hiện một quan hệ ứng suất biến dạng phi tuyến rõ hơn. Ngoài ra, sự phát triển tăng dần của các vết nứt trong bê tông đã chịu ảnh hưởng lớn bởi sự khác nhau về mô đun đàn hồi của cốt liệu và của hồ xi măng đã hoá cứng.

Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng của mẫu bê tông hình trụ chịu nén một trục được thể hiện trong hình 2.2. Trên đó cũng thể hiện quá trình phát triển biến dạng bên ε_{ch} và biến dạng thể tích ε_{vol}.



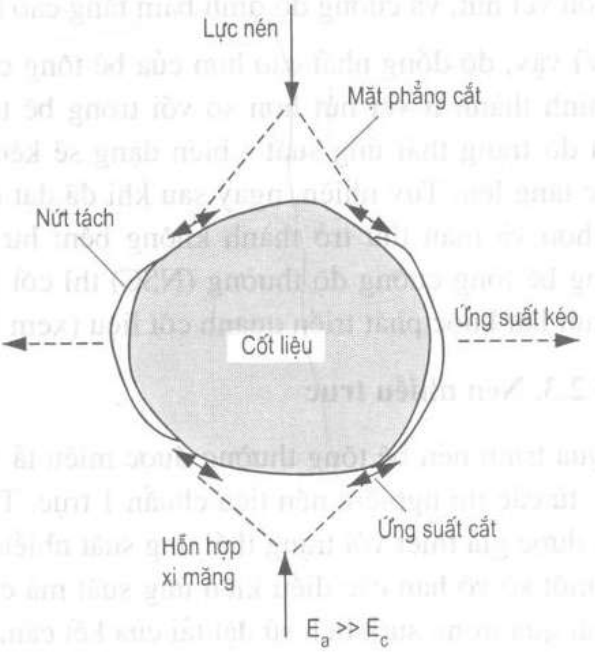
Hình 2.2. *Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng mẫu bê tông hình trụ chịu nén một trục*

Trong giai đoạn thứ nhất của quá trình đặt tải, quan hệ ứng suất- biến dạng cho thấy hầu hết là ứng xử tuyến tính, và các vết nứt dính bám trước đó đã bị gây ra bởi sự giãn nở và co ngót và do nhiệt độ không phát triển đáng kể (xem hình 2.3a). Do bản chất không đồng nhất và không đẳng hướng của hỗn hợp bê tông, sự phân bố ứng suất một trục đã tác động tới các kết quả của một mẫu thử bê tông không đều, như vậy xuất hiện trạng thái ứng suất cục bộ nhiều trục. Độ cứng các cốt liệu riêng lẻ gây ra hiện tượng tập trung ứng suất, và lực nén bên trong chủ yếu được truyền từ cốt liệu này đến cốt liệu khác. Vì vậy, trong khi nén các biến dạng bên của hỗn hợp bê tông mềm hơn các cốt liệu đó sẽ phát sinh các ứng suất kéo bên (xem hình 2.4). Khi ứng suất đạt mức xấp xỉ 40% ứng suất lớn nhất sẽ làm các vết nứt dính bám tồn tại phía trước bề mặt bắt đầu phát triển quanh cốt liệu (xem hình 2.3b). Hơn nữa, do khác nhau về biến dạng bên, xuất hiện ứng suất cắt tác động đến đỉnh và đáy của cốt liệu. Lúc này quan hệ ứng suất - biến dạng đã bắt đầu thể hiện ứng xử phi tuyến của bê tông.



Hình 2.3. *Cơ chế phá hoại:*
(a) các vết nứt dính bám tồn tại trước, (b) phát triển liên kết vết nứt,
(c) sự truyền vết nứt vào trong chất độn xi măng, (d) vượt qua giữa các vết nứt khác.
Được vẽ lại phỏng theo Carpinteri và Ingrafea (1984)

Khi ứng suất đạt mức từ 80 ÷ 90% ứng suất giới hạn lớn nhất, các vết nứt dính bám bắt đầu xuất hiện để truyền vào trong nền vữa xi măng, chủ yếu là dạng song song, hoặc với một độ nghiêng vừa phải, theo hướng chịu nén (xem hình 2.3c). Sự hình thành vết nứt là một sự tổ hợp của một dạng trượt và dạng khe nứt, lan truyền các vết nứt dưới tác dụng cắt dọc và kéo bên. Ứng xử ở trạng thái này có khả năng là phi tuyến. Khi ứng suất tăng thêm nữa, các vết nứt liên tục phát triển và dần dần nối liền với nhau tạo thành đường nứt dài hơn (xem hình 2.3d). Do mở rộng vết nứt, tăng biến dạng bên mà hướng thay đổi thể tích được đảo ngược lại, dẫn đến sự mở rộng trong thể tích quanh ứng suất đỉnh (xem hình 2.2).



Hình 2.4. *Mô hình lý tưởng hóa của trạng thái ứng suất quanh một cấu kiện hạt cốt liệu đơn (mô phỏng theo Vile -1968)*

Ứng suất gây biến đổi thể tích ε_{vol} nhỏ nhất được gọi là ứng suất tới hạn (xem Richart -1928). Phía trước ứng suất đỉnh, quá trình nứt gồm có các vi vết nứt phân bố. Các vi vết nứt này ổn định, chúng chỉ phát triển khi ứng suất nén tăng. Quanh ứng suất đỉnh, sự truyền vi vết nứt bắt đầu tới khu vực riêng rẽ và bắt đầu tạo thành những vết nứt lớn. Chúng không ổn định, nên nếu khi đó giảm ứng suất thì sẽ hạn chế phát triển nứt. Trong

một thí nghiệm kiểm chế biến dạng, vết nứt này phát triển do làm mềm và sự định vị các biến dạng, mà cụ thể là toàn bộ các biến dạng tập trung vào vết nứt, trong khi phần liên kết của mẫu thử bê tông thể hiện sự giảm biến dạng sau khi dỡ tải. Các biến dạng bên tăng mạnh mẽ dẫn đến thể tích của mẫu thử tăng. Điều đó đã cho thấy rằng, dạng phá hoại trong tình huống nén theo một trục hầu hết thường là tổ hợp của phá hoại do cắt và kéo.

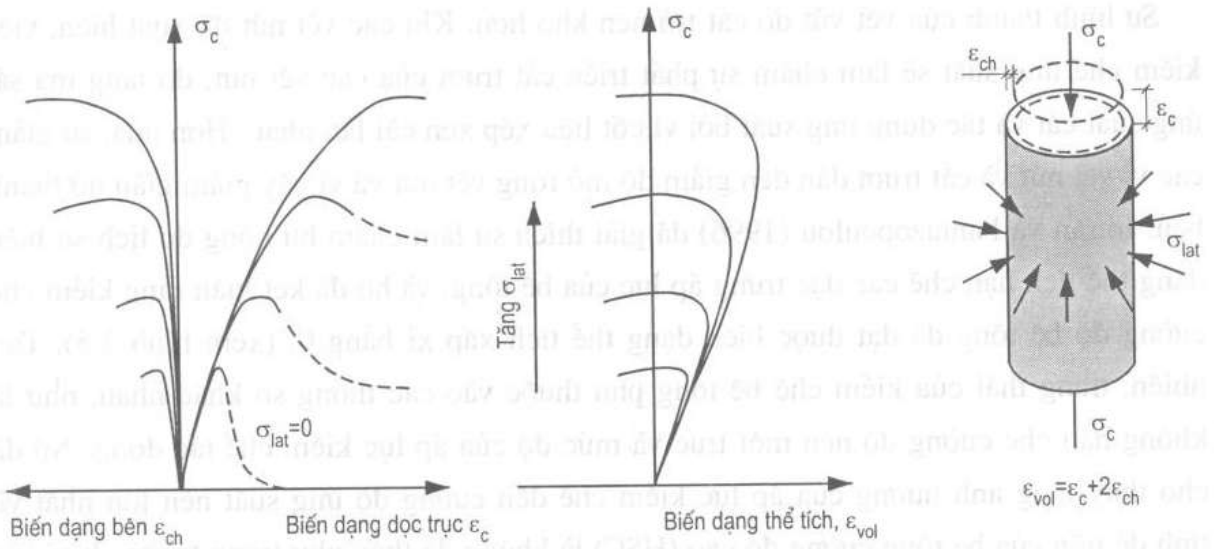
Như vậy, khi cấp cường độ bê tông tăng sẽ dẫn đến tăng tính đồng nhất và làm giảm khả năng phá hoại của bê tông. Trong bê tông cường độ cao (sau này quy ước viết tắt là HSC - High strenght concrete), mô đun đàn hồi cao hơn bởi vì trạng thái rỗ thấp hơn của hồ xi măng đã hoá cứng. Cốt liệu nhỏ hơn thường tạo ra một tổng diện tích bề mặt lớn hơn, và do đó tổng lực dính bám cao hơn. Ngoài ra vì cường độ dính bám giữa hồ xi măng đã hoá cứng và cốt liệu trong HSC là cao hơn, cho nên sẽ làm chậm lại hoặc có thể loại trừ được sự phá hoại dính bám. Vì vậy, bề mặt vi vết nứt trong HSC sẽ được giảm, và nguyên nhân của vấn đề này gồm hai phần: trạng thái nguyên khối hơn sẽ giảm bớt nguồn vết nứt, và cường độ dính bám tăng cao hơn sức kháng.

Vì vậy, độ đồng nhất cao hơn của bê tông cường độ cao (HSC) sẽ dẫn đến kết quả là sự hình thành ít vết nứt hơn so với trong bê tông cường độ thấp. Phần tuyến tính trên biểu đồ trạng thái ứng suất - biến dạng sẽ kéo dài hơn và trị số ứng suất tới hạn cũng được tăng lên. Tuy nhiên, ngay sau khi đã đạt đến ứng suất tới hạn, sẽ xuất hiện vết nứt lớn hơn và mẫu thử trở thành không bền; hư hỏng xảy ra sau đó một cách đột ngột. Trong bê tông cường độ thường (NSC) thì cốt liệu tác động như bộ hãm vết nứt, và các vết nứt bắt buộc phát triển quanh cốt liệu (xem hình 2.3d).

3.2.3. Nén nhiều trục

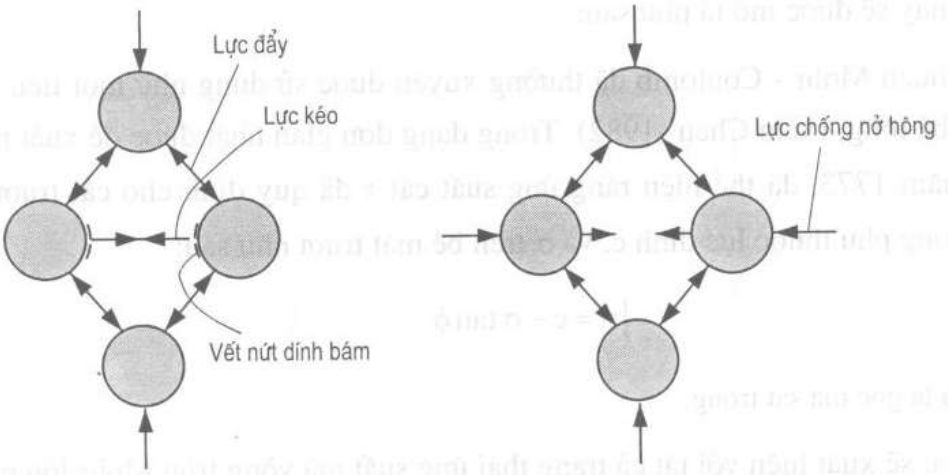
Quá trình nén bê tông thường được miêu tả với mối quan hệ ứng suất - biến dạng đạt được từ các thí nghiệm nén tiêu chuẩn 1 trục. Tuy nhiên, hầu hết các cấu kiện kết cấu bê tông được giả thiết với trạng thái ứng suất nhiều trục. Trạng thái ứng suất 1 trục tiêu biểu cho một số vô hạn các điều kiện ứng suất mà cấu kiện bê tông trong một kết cấu có thể đã trải qua trong suốt lịch sử đặt tải của kết cấu, (xem Kotsovos-1987).

Ứng xử của bê tông thay đổi nhiều với các trạng thái ứng suất khác nhau, và điều rất quan trọng là chúng ta cần biết ứng xử của bê tông như thế nào đối với các trạng thái ứng suất nhiều trục khác nhau. Trạng thái của bê tông khi chịu nén 3 trục hầu hết thường được nghiên cứu bằng các biện pháp đặt tải dọc trục lên mẫu bê tông hình trụ tùy thuộc vào ảnh hưởng của áp lực nở hông. Thông thường điều này được làm với thí nghiệm nén 3 trục, lúc đó áp lực nở hông đã xuất hiện quanh mẫu hình trụ và sau đó áp lực dọc trục được tăng dần đến khi phá hoại. Áp lực nở hông đã được đáp ứng bằng cách sử dụng chất lưu, và mức độ ứng suất không đổi được đảm bảo bằng hệ thống điều chỉnh áp lực của thiết bị thí nghiệm. Trong trường hợp này, 2 ứng suất chính là $\sigma_1 = \sigma_2$, sau đây được tham khảo như σ_{lat} và ứng suất chính thứ 3, ký hiệu là σ_3, là ứng suất dọc trục được tham khảo như σ_c. Ảnh hưởng của áp lực nở hông không đổi được thể hiện trong hình 2.5.



***Hình 2.5.** Biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng cho một mẫu bê tông chịu nén 3 trục*

Các thí nghiệm làm tăng cường độ bê tông và trạng thái này trở nên mềm hơn khi áp lực nở hông tăng. Hiệu ứng này là do hư hỏng đã cản trở trong cấu trúc vi mô bởi vì tác dụng ứng suất kiềm chế. Như đã nói trong phần trước, quá trình phá hoại của bê tông khi chịu nén được đặc trưng bởi các vết nứt cực nhỏ xuất hiện trong phạm vi giữa cốt liệu và chất nền xi măng. Sự truyền lực đã đạt được bởi lực liên kết giữa các cốt liệu, tới một phạm vi lớn bởi ứng suất cắt đã chuyển đổi qua nhiều hoặc ít các vết nứt xiên. Lực nở hông cân bằng với lực liên kết mà giảm lực kéo và do đó làm chậm sự phát triển của vết nứt dính bám, như đã thấy trong hình 2.6.



***Hình 2.6.** Lực truyền qua giữa các cốt liệu trong bê tông. Lực đẩy được cân bằng bởi*
(a) lực kéo trong trường hợp chịu nén một trục và
(b) lực kéo và lực chống nở hông trong trường hợp nén ba trục

Sự hình thành của vết vứt do cắt trở nên khó hơn. Khi các vết nứt đã xuất hiện, việc kiềm chế ứng suất sẽ làm chậm sự phát triển cắt trượt của các vết nứt, do tăng ma sát ứng suất cắt và tác dụng ứng suất bởi vì cốt liệu xếp xen cài lẫn nhau. Hơn nữa, sự giảm các vi vết nứt và cắt trượt dẫn đến giảm độ mở rộng vết nứt và vì vậy giảm giãn nở thành bên. Imran và Pantazopoulou (1996) đã giải thích sự làm chậm hư hỏng do lịch sử biến dạng thể tích hạn chế các đặc trưng áp lực của bê tông, và họ đã kết luận rằng kiềm chế cường độ bê tông đã đạt được biến dạng thể tích xấp xỉ bằng 0, (xem hình 2.5). Tuy nhiên, trạng thái của kiềm chế bê tông phụ thuộc vào các thông số khác nhau, như là không hạn chế cường độ nén một trục và mức độ của áp lực kiềm chế tác động. Nó đã cho thấy rằng ảnh hưởng của áp lực kiềm chế đến cường độ ứng suất nén lớn nhất và tính dễ uốn của bê tông cường độ cao (HSC) là không dễ thấy như trong trường hợp của bê tông cường độ thường (NSC - Normal strenght concrete), (xem Attard và Setunge - 1996 và Ansari và Li-1998). Điều này đã được giải thích bằng tính đồng nhất cao hơn của HSC, các kết quả phá hoại mức độ nhỏ hơn trong cấu trúc vi mô.

Một trong những đặc điểm để phân biệt giữa trường hợp nén 1 trục và trường hợp bê tông bị kiềm chế là dạng phá hoại. Trong trường hợp thí nghiệm nén 1 trục, hiện tượng phá hoại hầu hết thường là một sự tổ hợp của phá hoại do cắt và kéo đứt. Tuy nhiên, dạng phá hoại đứt đã bị ngăn cản ngay cả với áp lực kiềm chế rất nhỏ. Trong các thí nghiệm nén 3 trục thì dạng phá hoại dễ nhận thấy nhất là một kiểu phá hoại cục bộ do cắt, (xem Richart -1928, van Mier -1984, Rutland và Wang -1997). Với bê tông bị kiềm chế thì sự tương quan rõ rệt giữa tăng cường độ và sự hình thành của phá hoại cắt cục bộ. Điều này sẽ được mô tả như sau:

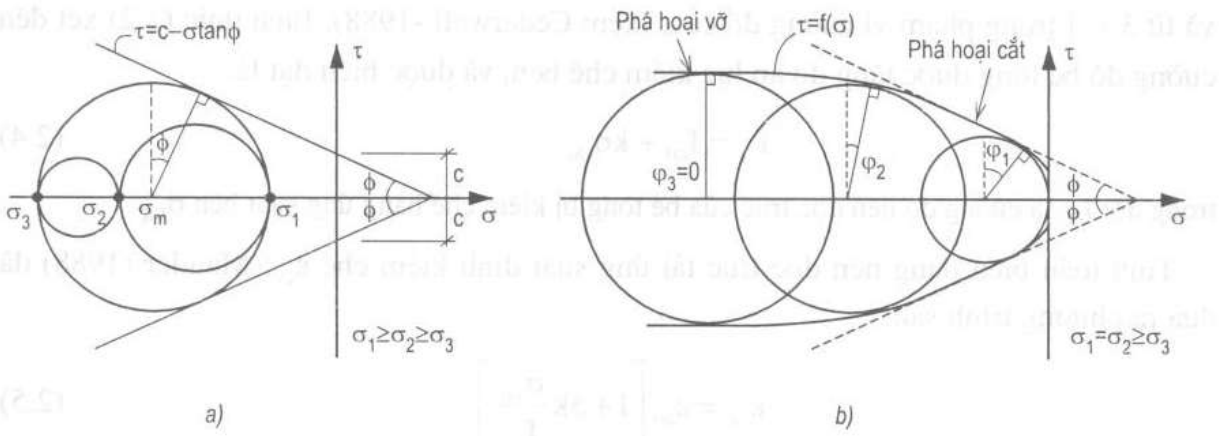
Tiêu chuẩn Mohr - Coulomb đã thường xuyên được sử dụng như một tiêu chuẩn phá hoại cho bê tông, (xem Chen -1982). Trong dạng đơn giản nhất được đề xuất nghiên cứu ngay từ năm 1773, đã thể hiện rằng ứng suất cắt τ đã quy định cho cắt trượt đơn giản hoặc sự cong phụ thuộc lực dính c, và σ trên bề mặt trượt như sau:

$$|\tau| = c - \sigma \tan\phi \qquad (2.1)$$

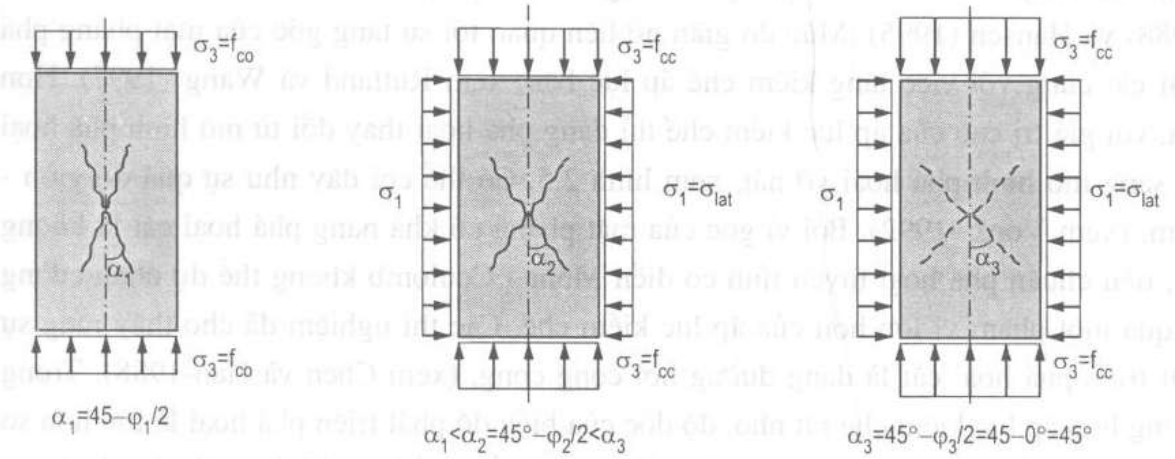
trong đó: ϕ là góc ma sát trong.

Phá hoại sẽ xuất hiện với tất cả trạng thái ứng suất mà vòng tròn Mohr lớn nhất là tiếp tuyến với sự phát triển phá hoại, (xem hình 2.7a).

Trong các thí nghiệm nén góc ma sát trong có thể liên quan tới góc của phá hoại do cắt trên mặt bằng như $\alpha = \pm(45° - \phi/2)$, (xem hình 2.7a và 2.8).



Hình 2.7. a) tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb và
b) biểu đồ trình bày phát triển phá hoại cắt.



Hình 2.8. Hiệu ứng kiềm chế trên phá hoại cắt

Tiêu chuẩn phá hoại tuyến tính theo công thức (2.1) có thể biểu thị bằng các ứng suất chính 1 và 3 khi dùng vòng tròn Mohr, (xem Chen -1982):

$$k\sigma_1 - \sigma_3 = f_{co} \text{ cho } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \tag{2.2}$$

trong đó:

$$k = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \tag{2.3}$$

Hệ số k được gọi là hệ số 3 trục và đã được xác định với k = 4,1 trong các thí nghiệm bởi Richart (1928). Giá trị này phù hợp với góc của phá hoại do cắt trên mặt bằng xấp xỉ 26°. Tuy nhiên, thí nghiệm đã chỉ ra rằng giá trị của hệ số 3 trục phụ thuộc vào cường độ bê tông - nó có thể xấp xỉ quy vào giá trị từ 4 ÷ 6 trong phạm vi cường độ thông thường,

và từ 3 ÷ 4 trong phạm vi cường độ cao, (xem Cederwall -1988). Biểu thức (2.2) xét đến cường độ bê tông được tăng do áp lực kiềm chế bên, và được biểu đạt là:

$$f_{cc} = f_{co} + k\sigma_{lat} \tag{2.4}$$

trong đó: f_{cc} là cường độ nén dọc trục của bê tông bị kiềm chế bằng ứng suất bên σ_{lat}.

Tính toán biến dạng nén dọc trục tải ứng suất đỉnh kiềm chế ε_{cc}; Mander (1988) đã đưa ra phương trình sau:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5k\frac{\sigma_{lat}}{f_{co}}\right] \tag{2.5}$$

trong đó: ε_{co} là biến dạng nén dọc trục tại ứng suất đỉnh một trục.

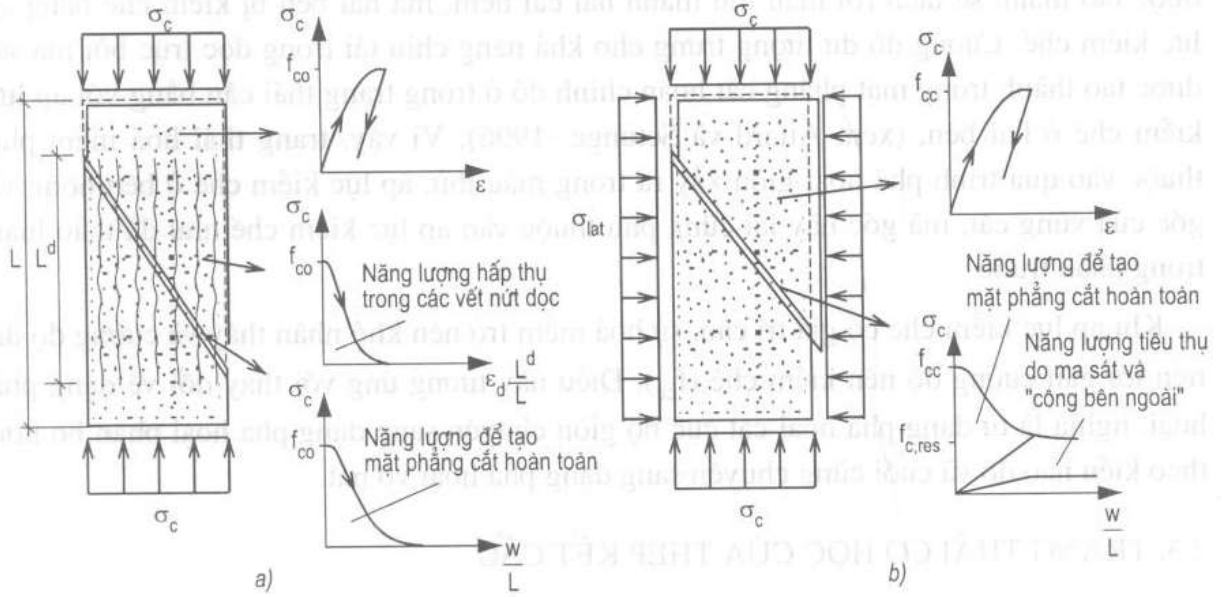
Sau đó, các nghiên cứu khác đã cho thấy rằng k thay đổi từ các giá trị cao tại áp lực kiềm chế thấp và dẫn đến một trị số bằng 1 cho áp lực kiềm chế cao; xem Mander (1988) và Hansen (1995). Mức độ giãn nở liên quan tới sự tăng góc của mặt phẳng phá hoại cắt cùng với việc tăng kiềm chế áp lực bên; xem Rutland và Wang (1997). Hơn nữa, với giá trị cao của áp lực kiềm chế thì dạng phá hoại thay đổi từ mô hình phá hoại cắt sang mô hình phá hoại vỡ nát, xem hình 2.5. Có thể coi đây như sự quá độ giòn - mềm, (xem Vonk -1992). Bởi vì góc của mặt phẳng có khả năng phá hoại cắt là không đổi, tiêu chuẩn phá hoại tuyến tính cổ điển Mohr - Coulomb không thể dự đoán cường độ qua một phạm vi lớn hơn của áp lực kiềm chế. Các thí nghiệm đã cho thấy rằng sự phát triển phá hoại cắt là dạng đường hơi cong cong, (xem Chen và Han-1988). Trong trường hợp áp lực kiềm chế rất nhỏ, độ dốc của biểu đồ phát triển phá hoại là lớn hơn so với đường biểu diễn được định nghĩa bởi tiêu chuẩn phá hoại Mohr - Coulomb, (xem hình 2.7b). Với áp lực kiềm chế cao độ dốc đó có xu hướng chuyển sang dạng trải phẳng. Góc φ có thể được xem như một góc ma sát trong cục bộ, phụ thuộc vào áp lực kiềm chế, và có thể liên quan tới góc của mặt phẳng phá hoại cắt có khả năng xảy ra $\alpha = \pm (45° - \varphi/2)$. Khi áp lực kiềm chế ở bên đã tăng, góc φ giảm và do đó góc của mặt phẳng phá hoại cắt α tăng, (xem hình 2.8). Hơn nữa, khi biểu đồ phát triển phá hoại trải phẳng góc đến bằng 0 thì tương ứng phá hoại dẻo.

Vì vậy, tiêu chuẩn phá hoại cong có thể giải thích một phần các dạng phá hoại trong nén 3 trục, (xem hình 2.7b). Hơn nữa, điều này quy định sự xấp xỉ đầu tiên của trạng thái phá hoại đó có thể được coi như là trạng thái sau đỉnh (post-peak). Các thí nghiệm cho thấy hiện tượng phá hoại tách đôi với kiểu vết nứt thẳng đứng ($\alpha = 0$), có thể tương ứng với trường hợp thí nghiệm nén theo một trục như trong hình 2.7, không thể được dự đoán bằng tiêu chuẩn phá hoại cắt vì nó liên quan tới một mô hình phá hoại kéo, (xem Richrt -1928).

2.2.4. Trạng thái phía sau đỉnh của biểu đồ tải trọng - biến dạng

Trạng thái phía sau đỉnh của quan hệ tải trọng - biến dạng đã được định nghĩa như trạng thái mà sức kháng cơ học của vật liệu mẫu thử hoặc kết cấu giảm do tăng biến dạng liên tục, (xem Vonk -1992). Vì vậy, sự làm mềm biến dạng được thể hiện bằng nhánh đi xuống của biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng trong trạng thái phía sau đỉnh.

Như được mô tả trong phần 2.2.2, mô hình phá hoại trong thí nghiệm chịu nén một trục là sự tổ hợp của phá hoại kéo tách đôi và phá hoại cắt, mà thường thể hiện bằng một nhánh biểu đồ đi xuống quá mức. Markeset (1993) đã đưa ra một mô hình để miêu tả trạng thái sau đỉnh trong trường hợp nén một trục, nơi mà quá trình phá hoại được giả thiết đặt tập trung tới một vùng phá hoại cục bộ với chiều dài L^d, (xem hình 2.9a).



Hình 2.9. a) mô tả mô hình được đưa ra bởi Markeset (1993) cho mẫu thử đặt tải trong nén một trục, b) biểu đồ miêu tả sự mềm hoá khi bao gồm cả hiệu ứng kiềm chế.

Hơn nữa, trạng thái hóa mềm được giả thiết đã được gây ra bởi sự kết hợp của cả hai hiện tượng là kéo tách đôi thẳng đứng và trượt trong vùng nẹp chống cắt. Bên ngoài vùng hư hỏng, biểu đồ thể hiện nhánh đi lên và nhánh dỡ tải từ ứng suất đỉnh, f_{co}, mô tả trạng thái của vật liệu. Bên trong vùng hư hỏng, các biến dạng được gây ra bởi quá trình phá hoại tách đôi do kéo được giả thiết là phân bố đều và các đặc tính đã được thể hiện bằng quan hệ ứng suất biến dạng. Do bản chất của hiện tượng cục bộ, trạng thái trong dải cắt được biểu thị bởi quan hệ ứng suất biến dạng.

Như vậy, 3 đường cong biểu đồ được dùng để mô tả trạng thái của mẫu thử khi chịu tải trọng nén một trục. Quan hệ ứng suất - biến dạng là tổ hợp của 3 đường cong đó. Tổng năng lượng đã tiêu thụ trong mẫu thử bằng tổng của năng lượng được hấp thụ trong dải cắt xiên và trong các vết nứt do kéo dọc ở bên trong và ở bên ngoài vùng phá hoại, (xem Markeset - 1993). Dựa trên các kết quả ở mẫu thử tỉ lệ nhỏ, chiều dài vùng

phá hoại xấp xỉ bằng khoảng 2,5 lần kích thước mặt cắt ngang, phù hợp với góc 22° so với mặt phẳng cắt.

Nhánh đi xuống của biểu đồ đường cong ứng suất- biến dạng đối với bê tông bị kiềm chế là khác so với của trường hợp nén theo một trục, trong đó nó dẫn đến một mức độ cường độ dư $f_{c,res}$, đối với các biến dạng lớn. Như đã trình bầy ở trên, hiện tượng kéo chẻ tách đôi đã ngăn cản khi mà áp lực kiềm chế rất nhỏ và quá trình phá hoại giòn xảy ra trong dải cắt cục bộ. Phạm vi của dải cắt bắt đầu từ xung quanh ứng suất đỉnh khi sự phát triển vết nứt trở thành không ổn định và chuyển dần trạng thái từ phân bố ứng suất đều đến tập trung ứng suất vào một vùng nhỏ hơn. Trạng thái hoá mềm là kết quả của sự phá hoại sẽ tăng dần lên trong vùng cắt cục bộ. Cuối cùng, mặt phẳng cắt hoàn chỉnh được tạo thành sẽ tách rời mẫu thử thành hai cái nêm, mà hai bên bị kiềm chế bằng áp lực kiềm chế. Cường độ dư tượng trưng cho khả năng chịu tải trọng dọc trục bởi ma sát được tạo thành trong mặt phẳng cắt hoàn chỉnh đó ở trong trạng thái cân bằng với áp lực kiềm chế ở hai bên, (xem Attard và Setunge -1996). Vì vậy, trạng thái hoá mềm phụ thuộc vào quá trình phá hoại giòn xảy ra trong mẫu thử, áp lực kiềm chế ở bên hông và góc của vùng cắt, mà góc này lại cũng phụ thuộc vào áp lực kiềm chế như đã thảo luận trong phần trước.

Khi áp lực kiềm chế có giá trị cao, sự hoá mềm trở nên khó nhận thấy và cường độ dư tiến tới gần cường độ nén kiềm chế (f_{cc}). Điều này tương ứng với thay đổi về dạng phá hoại, nghĩa là từ dạng phá hoại cắt cục bộ giòn chuyển sang dạng phá hoại phân bố hơn theo kiểu nào đó và cuối cùng chuyển sang dạng phá hoại vỡ nát.

2.3. TRẠNG THÁI CƠ HỌC CỦA THÉP KẾT CẤU

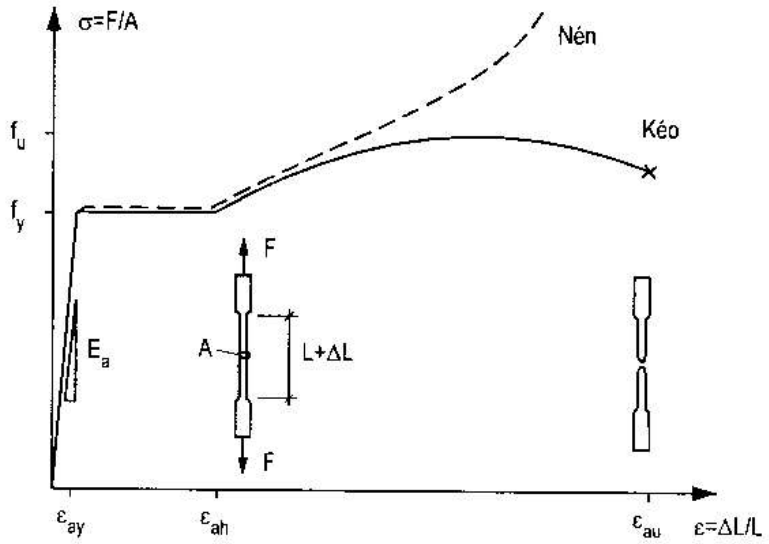
2.3.1. Nhận xét chung

Nói chung, nhiệm vụ đầu tiên của phần thép trong cấu kiện liên hợp thường là chịu ứng suất kéo (như dầm, bản). Tuy nhiên trong cột liên hợp bằng thép hình thì thép cùng chịu tải trọng nén với bê tông do chúng dính bám nhau. Hơn nữa, do sự biến dạng bên của lõi bê tông khi bị nén dọc trục, ống thép sẽ vừa bị nén dọc trục vừa bị kéo do nở hông tức là ở trong trạng thái ứng suất 2 trục.

2.3.2. Đặc tính cơ học khi kéo và nén

Cấu kiện thép thường được làm từ các loại thép kết cấu. Để giải thích đặc tính cơ học của thép kết cấu, thí nghiệm phù hợp nhất là thí nghiệm kéo mẫu thép dưới tải trọng tĩnh. Quan hệ ứng suất - biến dạng cho trường hợp kéo mẫu thử bằng thép được thể hiện trong hình 2.10. Ban đầu, quan hệ ứng suất- biến dạng là tuyến tính với mô đun đàn hồi E_a, tương ứng với thép loại thông thường có cường độ phá huỷ xấp xỉ 2000 MPa. Nếu dỡ tải khi còn trong phạm vi đàn hồi thì thép hoàn toàn trở lại trạng thái không đặt tải.

Trạng thái đàn hồi tuyến tính tiếp tục diễn ra cho đến khi đã đạt đến cường độ chảy f_y, ứng với biến dạng chảy ε_{ay}. Sự biến dạng sau khi đạt tới cường độ chảy sẽ khiến cho diện tích mặt cắt ngang bị giảm nhiều (biến dạng teo tóp lại), điều này lại là nguyên nhân tăng ứng suất thép cho đến lúc phá hoại cuối cùng tại ε_{au}. Tuy nhiên, đoạn cuối của đường cong hệ ứng suất - biến dạng là có phần không phản ánh thật đúng trạng thái vật liệu. Thứ nhất, các biến dạng đã ghi được là không thể hiện biến dạng cục bộ trong phạm vi thắt hẹp của mẫu thử, mà là giá trị trung bình của biến dạng đã được tính bằng cách chia độ dãn tổng cộng của mẫu thử cho chiều dài ban đầu của nó.



Hình 2.10. *Xác định đặc trưng vật liệu của thép*

Thứ hai là, ứng suất thực tác dụng trên diện tích đã bị giảm yếu thực sẽ tiếp tục tăng cho đến khi mẫu thử thép bị phá hoại. Ứng suất và biến dạng, dựa trên diện tích ban đầu và chiều dài ban đầu sẽ được coi là ứng suất danh định và biến dạng danh định.

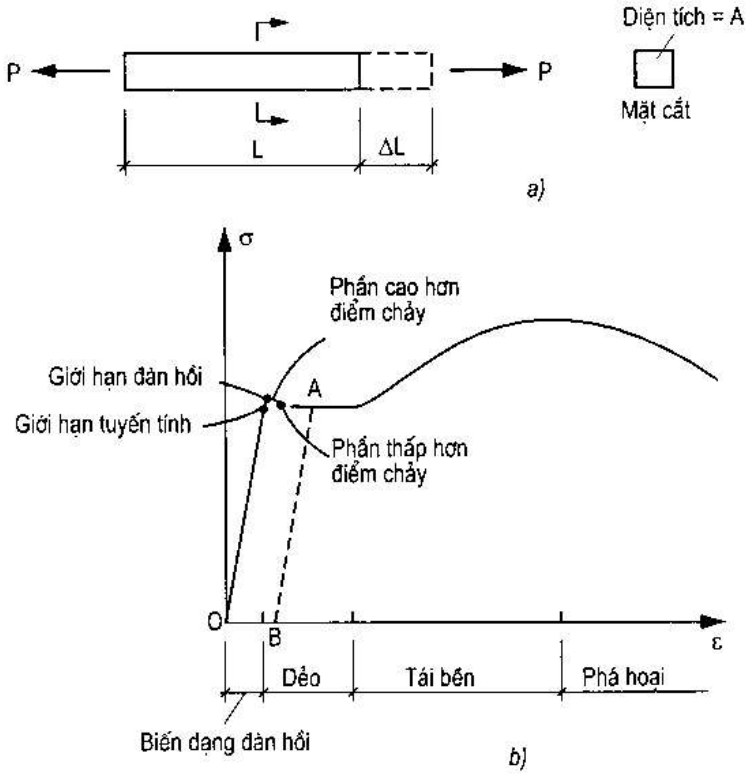
Các đặc tính ứng suất- biến dạng của mặt cắt thép chịu nén một trục trong phạm vi đàn hồi, được coi là giống như trường hợp chịu kéo. Ứng suất chảy và mô đun đàn hồi đã xác định từ thí nghiệm cường độ kéo thường được chấp nhận trong trường hợp nén. Ngược lại với trường hợp thí nghiệm kéo, diện tích thép sẽ tăng lên dưới tác dụng của lực nén trong thí nghiệm nén và sẽ không có cường độ tới hạn. Tuy nhiên, một mặt cắt thép chịu nén thường chịu ảnh hưởng của hiệu ứng uốn dọc hoặc bị mất ổn định do nén dọc nên khả năng chịu nén thực tiễn của cấu kiện sẽ bị giảm đi.

Như đã nói ở trên, diện tích thép của mẫu thử thí nghiệm giảm hoặc tăng tương ứng trong khi thí nghiệm đặt tải kéo và nén tương ứng. Giá trị tuyệt đối của tỉ số biến dạng ngang với biến dạng dọc khi chịu tải trọng dọc trục được định nghĩa là hệ số Poisson, ν_a, Trong phạm vi đàn hồi lý tưởng, hệ số Poisson cho kết cấu thép khoảng chừng 0,3, còn trong phạm vi dẻo thì vào khoảng 0,5.

Khả năng của thép chịu các biến dạng lớn trong phạm vi sau đàn hồi mà không có sự giảm đáng kể về cường độ đã được đại diện bằng tính mềm dẻo của thép. Đây là một trong các đặc tính quan trọng nhất của thép kết cấu. Tính mềm dẻo của các loại thép là khác nhau, và thép cường độ cao thường có tính dẻo kém hơn so với thép cường độ thường. Một vài loại thép cường độ cao không thể hiện rõ ràng trị số ứng suất chảy và trạng thái chảy dẻo trên đường cong quan hệ ứng suất - biến dạng. Với các loại thép mà không có trạng thái chảy dẻo hoàn toàn rõ ràng thì giới hạn chảy đã được định nghĩa là trị số ứng suất tương ứng với mức độ biến dạng thường xuyên cỡ 0,2% sau khi dỡ tải. Nói chung, ứng suất chảy càng cao hơn, thì trạng thái chảy dẻo càng ngắn và do vậy tính dẻo càng giảm. Sự thiếu tính dẻo làm cho một kết cấu thép dễ bị hỏng hơn do ứng suất dư và cũng tăng sự rủi ro của phá hoại giòn.

Sau đây nhắc lại một số điểm khác nhau giữa thép thường và thép cường độ cao:

Đối với thép thường, biểu đồ quan hệ ứng suất-biến dạng qua thí nghiệm được thể hiện trên hình 2.11:



Hình 2.11. *Xác định đặc trưng vật liệu của thép thường*

Trong biểu đồ trên có thể phân rõ ra 4 đoạn:

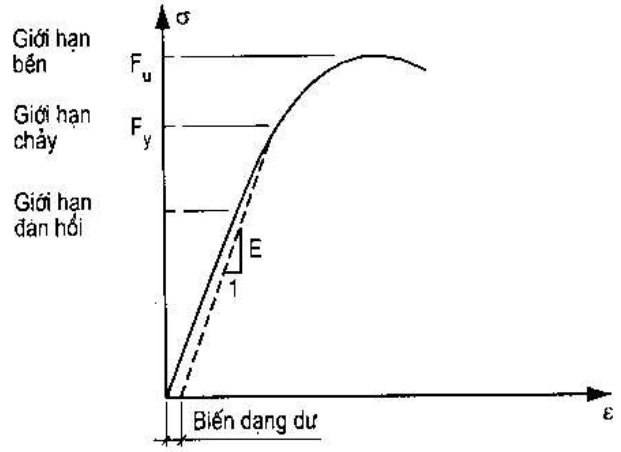
- Đàn hồi (elastic)
- Dẻo (plastic)

- Phát triển đến cực hạn hay còn gọi là tái bền (strain hardning).

- Dẫn đến phá huỷ (necking and failure).

Nhưng đối với thép cường độ cao, biểu đồ có đặc điểm khác với các đặc điểm dễ nhận biết: có giới hạn đàn hồi, không xác định rõ giới hạn chảy như hình 2.12.

Vì vậy đối với thép cường độ cao thì quy ước là trị số ứng suất tương ứng với mức độ biến dạng 0,2% được coi là giới hạn chảy.



***Hình 2.12.** Xác định đặc trưng vật liệu của thép cường độ cao*

2.3.3. Tổ hợp trạng thái ứng suất

Khi mà một phần thép kết cấu được đưa vào kết cấu để tham gia chịu lực, quan niệm về trạng thái 1 trục cần được mở rộng để xét bao gồm được các điều kiện nhiều trục của ứng suất và biến dạng. Trạng thái ứng suất 3 trục thường không được xét trong thiết kế, nhưng trạng thái 2 trục là thường được xem xét. Thép là vật liệu đồng chất và đẳng hướng nên có thể coi là trong mọi hướng thì ứng suất chính σ_1 và σ_2 có thể được tính toán trong phạm vi đàn hồi căn cứ vào trị số biến dạng của thép ε_1 và ε_2 nhờ định luật Hook với trường hợp ứng suất phẳng 2 hướng, như

$$\sigma_1 = \frac{E_a}{1-\nu_a^2}(\varepsilon_1 - \nu_a\varepsilon_2) \tag{2.6}$$

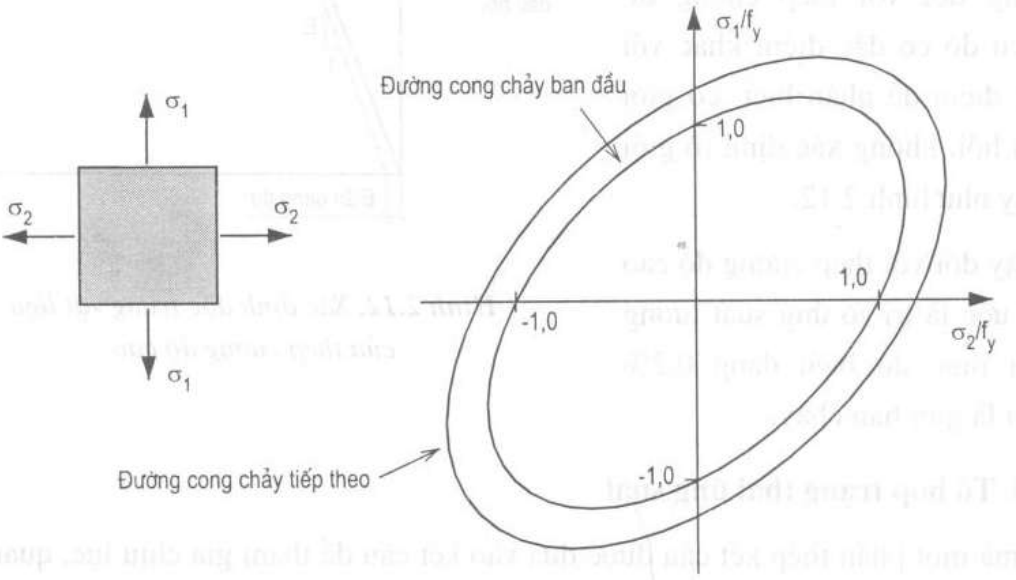
$$\sigma_2 = \frac{E_a}{1-\nu_a^2}(\varepsilon_2 - \nu_a\varepsilon_1) \tag{2.7}$$

Tiêu chuẩn giới hạn định rõ các giới hạn đàn hồi của một vật liệu dưới tổ hợp các trạng thái ứng suất. Như đã thấy ở trên, giới hạn đàn hồi trong trường hợp kéo và nén một trục là ứng suất f_y. Nói chung, giới hạn đàn hồi hoặc ứng suất đàn hồi là một hàm của trạng thái ứng suất, và trong kỹ thuật thường chấp nhận tiêu chuẩn chảy cho một tổ hợp trạng thái ứng suất cho các kim loại là Tiêu chuẩn năng lượng oằn cực đại mang tên Von Mises, (xem Crisfield -1994). Tiêu chuẩn Von Mises cho trạng thái ứng suất 2 trục đã được miêu tả bằng phần giao nhau của hình trụ tròn với mặt phẳng toạ độ $\sigma_3 = 0$.

nghĩa là:

$$\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_0^2 \qquad (2.8)$$

trong đó: σ_0 - ứng suất chảy ban đầu và được lấy như ứng suất chảy khi kéo một trục, f_y, xem hình 2.13



Hình 2.13. *Đường cong chảy ban đầu Von Mises dưới điều kiện ứng suất chính, ứng suất phẳng và đường cong chảy tiếp theo đối với trạng thái hoá cứng đẳng hướng.*

Với trạng thái dẻo hoàn toàn, ứng suất chảy trong phương trình 2.8 vẫn không đổi. Tuy nhiên, sự hoá cứng xảy ra đối với hầu hết loại thép kết cấu và quy tắc hoá cứng đơn giản nhất là hoá cứng biến dạng đẳng hướng, có nghĩa là bề mặt dẻo phát triển đều mà không xảy ra sự xoắn vặn và sự truyền khi dòng dẻo xuất hiện, như đã thấy trong hình 2.13. Hoá cứng đẳng hướng tác dụng chủ yếu với trường hợp đặt tải đều đều; đối với trường hợp đặt tải tuần hoàn và nghịch đảo, nguyên tắc hoá cứng động học sẽ là thích hợp hơn, (xem Chen -1982). Hoá cứng biến dạng đẳng hướng có thể được mô tả bởi sự thay ứng suất chảy cố định σ_0 trong phương trình 2.8 bằng một ứng suất thay đổi σ_0 (ε_{ps}), vì vậy ứng suất chảy là một hàm số của biến dạng dẻo tương đương, (xem Crisfild -1994). Quan hệ giữa σ_0 và ε_{ps} có thể được lấy từ quan hệ ứng suất - dẻo đối với trường hợp kéo một trục.

2.3.4. Ứng suất dư

Ứng suất dư là ứng suất mà tồn tại trong cấu kiện thép ngay cả khi nó không còn chịu ngoại tải nào. Mức độ của ứng suất dư trong ống thép phụ thuộc nhiều vào quá trình sản xuất và hình dạng của mặt cắt ngang, (xem Sherman -1992). Ứng suất dư trong mặt cắt

thép hình cán nóng xuất hiện do hiện tượng nguội đi không đều trong cấu kiện. Các ứng suất dư trong ống thép tạo hình nguội là hậu quả của hiện tượng ứng suất trong quá trình sản xuất đã vượt quá giới hạn đàn hồi của thép. Ống thép cán nguội được hàn sẽ có ứng suất dư cao hơn ống thép liền khối, và ống thép chữ nhật cán nguội sẽ có ứng suất dư cao hơn ống thép tròn. Ứng suất dư dọc theo chiều dài trong một ống thép sẽ thay đổi trên chiều dày của ống. Quan hệ ứng suất - biến dạng đạt được từ các thí nghiệm kéo mẫu thép phản ánh trạng thái trung bình của vật liệu xảy ra trên cả chiều dày mẫu; vì vậy, ứng suất dư đã được xét một cách gián tiếp trong đường cong quan hệ ứng suất-biến dạng thu được từ thí nghiệm kéo của mẫu thử theo hướng dọc chiều dài của ống.

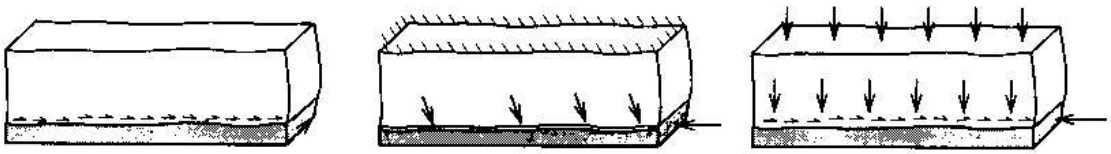
Mặc dù các nội lực từ ứng suất dư trong một mặt cắt là cân bằng nhau, ứng suất được gây ra bởi ngoại tải cùng với các ứng suất dư vẫn xuất hiện trong mặt cắt, (xem Englekirk -1994). Kết quả sự phân bố ứng suất sẽ không giống với tình huống mà sẽ không có ứng suất dư. Hơn nữa, một vài phần của mặt cắt sẽ đạt đến cường độ chảy với một tải trọng thấp hơn, so với trường hợp ứng suất tự do ban đầu. Tuy nhiên, sự phân bố ứng suất không đồng đều sẽ bớt dần đi khi đã tăng phần mặt cắt đưa ra đạt đến cường độ chảy do tiếp tục tăng tải trọng và trong giai đoạn cuối cùng thì sự phân bố ứng suất là giống như trong trường hợp mà không có ứng suất dư. Cho nên sức kháng tải trọng là không phụ thuộc ứng suất dư miễn là không xảy ra tình huống mất ổn định. Tuy nhiên, các phần mặt cắt nếu đã xuất hiện chảy thì sẽ không góp phần làm tăng độ cứng, điều này là quan trọng nếu bất kỳ dạng mất ổn định nào sẽ hạn chế sức kháng tải trọng, (xem Englekirk -1994).

Quá trình hàn sẽ tạo ra ứng suất dư bởi vì sự làm nguội sẽ khác nhau. Dạng ứng suất dư do hàn kết cấu có thể hoàn toàn khác so với cấu kiện được chế tạo bằng cán nguội, và thường là lớn hơn.

2.4. TRUYỀN LỰC CẮT GIỮA BÊ TÔNG VÀ ỐNG THÉP

2.4.1. Nhận xét chung

Cơ chế truyền ứng suất cắt qua bề mặt phân cách giữa ống thép và lõi bê tông là thông qua sự dính bám, sự cài xen lẫn nhau ở mặt phân cách và ma sát, (xem hình 2.14). Ba cơ chế này thường được gọi chung là dính bám tự nhiên. Các tác động dính bám khác biệt so với hai cơ chế khác, trong khi cơ chế cài xen nhau ở bề mặt phân cách và ma sát bề mặt phụ thuộc vào các đặc trưng cơ học tại bề mặt phân cách và có liên quan với nhau rất chặt chẽ. Hai cơ chế đó có thể được coi như cùng kiểu hiện tượng, và sức kháng cắt bởi hai cơ chế này có thể được cộng vào nhau. Nếu dính bám tự nhiên là không đủ để thoả mãn yêu cầu của sức kháng cắt, thì có thể sử dụng thêm các neo chống cắt. Trạng thái truyền lực cắt trong mặt phân cách giữa bê tông và thép trong cột liên hợp hầu hết thường dựa trên quan hệ tải trọng - trượt đã thu được từ các thí nghiệm kéo tuột.



Hình 2.14. Mô hình lý tưởng hoá cơ chế truyền lực cắt trong bề mặt phân cách bê tông - thép

2.4.2. Sự dính bám

Dính bám ban đầu đã được tạo ra bởi sự dính bám giữa thép và bê tông, (xem hình 2.14a). Đây thường là dính bám hoá học. Đó là cơ chế truyền lực cắt giòn - đàn hồi mà xảy ra chủ yếu ở giai đoạn đặt tải ban đầu khi các biến dạng là tương đối nhỏ, và có cường độ lớn nhất vào khoảng 0,1 MPa. Kennedy (1984) đã cho thấy rằng ảnh hưởng của nó tới sự truyền các ứng suất cắt có thể được bỏ qua đối với cột liên hợp, bởi vì ứng suất dính bám đã bị khắc phục khi xảy ra trượt chưa đến giá trị 0,01 mm. Hơn nữa, co ngót của lõi bê tông có hiệu ứng bất lợi đối với sự phát triển của ứng suất dính bám. Theo Reoder (1999), sự phát triển của dính bám phụ thuộc vào sự kết hợp của co ngót và biến dạng hướng tâm của ống thép do áp lực từ bê tông ướt khi đổ. Để đạt được hiệu ứng đầy đủ của sự dính bám, cần phải tiếp tục tồn tại áp lực ở bề mặt phân cách sau khi co ngót xảy ra hết. Tuy nhiên, điều này yêu cầu phải có các áp lực cao, mà không chắc chắn sẽ xuất hiện trong hầu hết các điều kiện thực tế, co ngót sẽ chi phối và sự dính bám sẽ bị giảm đáng kể.

2.4.3. Liên kết cài lẫn vào nhau trên mặt phân cách

Sự cài xen lẫn nhau ở mặt phân cách liên quan tới độ xù xì bề mặt của ống thép. Cơ chế truyền lực cắt này do bởi sự cài xen giữa bê tông và bề mặt xù xì của thép. Tuy nhiên, cơ cấu sẽ chỉ có ý nghĩa khi hai bề mặt được ép chặt vào nhau, mặt khác, đây là một xu hướng cho hai bề mặt tách rời nhau và trượt trên nhau khi xảy ra biến dạng cắt. Bởi vì ống thép bọc kín lõi bê tông trong cột CFST, sự chia cắt đã bị ngăn cản và sự kiềm chế bị động bởi ống thép sẽ gây ra các lực pháp tuyến trên mặt phân cách khi bê tông có xu hướng trượt trên bề mặt xù xì trong ống thép, (xem hình 2.14b). Vì vậy, sự cài xen trên mặt phân cách là một phần của hiện tượng ma sát.

2.4.4. Ma sát

Lực cắt dọc có thể cũng được truyền bởi ma sát, tác động chung với lực cắt do cài xen ở bề mặt phân cách. Sức kháng cắt do ma sát phụ thuộc vào lực pháp tuyến tác động trên mặt phân cách và hệ số ma sát μ, mà hệ số này có quan hệ tới độ xù xì của bề mặt thép và điều kiện bề mặt phân cách, xem hình 2.14c. Hệ số ma sát giữa thép và bê tông có thể lấy trong khoảng từ 0 khi mặt phân cách được bôi mỡ, đến 0,6 khi bề mặt phân cách không được bôi mỡ.

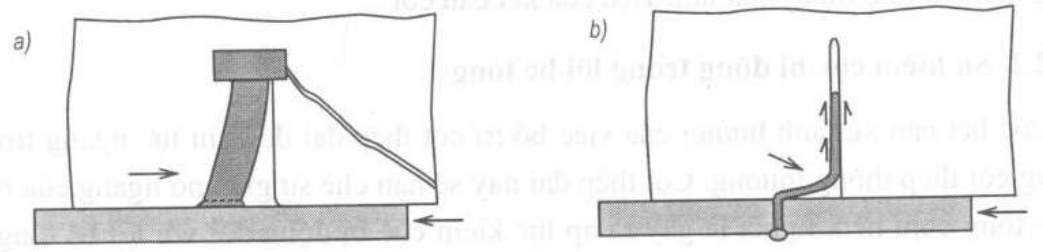
Baltay và Gjelsvik (1990) đã thực hiện các thí nghiệm để xác định hệ số ma sát giữa bê tông và thép mềm (ít hàm lượng carbon) cho một phạm vi rộng của ứng suất pháp, từ 7kPa đến gần 490MPa. Hệ số ma sát trung bình là khoảng 0,47. Trong các thí nghiệm đã được thực hiện bởi Olofsson và Holmgren (1992) tại Viện nghiên cứu và thí nghiệm quốc gia Thuỵ Điển, giá trị trung bình của hệ số ma sát đã được xác định là 0,6. Họ đã nghiên cứu ảnh hưởng của lực pháp tuyến, bề mặt xù xì và tốc độ trượt.

Các ứng suất pháp có thể đã gây nên bởi các lực pháp tuyến tác động từ bên ngoài, hoặc được gây ra do sự kiềm chế bị động chống dịch chuyển. Sức kháng cắt được kết hợp với lực pháp tuyến tác động bên ngoài và lực pháp tuyến bị động trên mặt phân cách thường được xét tương ứng như ma sát chủ động và ma sát bị động. Trong cột CFST, ma sát chủ động có thể được gây ra bởi các tác dụng quay các neo, và ma sát bị động được gây ra bởi các tác dụng khoá do tính không đồng đều về hình dạng của ống thép, có thể gọi là các "khoá lớn". Tính không đồng đều này xuất hiện do sai số trong chế tạo về trị số đường kính trong của ống thép.

Trong các thí nghiệm đẩy, các "khoá lớn" tạo ra sức kháng ma sát bị động được kết hợp với sự cài xen bề mặt mà có thể đủ chịu một mức độ tải trọng nhỏ hơn tải trọng tới hạn. Hiệu ứng dư này tạo ra "cường độ dính bám" thiết kế được nêu trong tiêu chuẩn Châu Âu EC4, và dựa trên các thí nghiệm đẩy đã được thực hiện bởi Roik (1984). Tuy nhiên, sự truyền lực cắt bởi ma sát chủ động có thể đạt đến mức độ cao hơn cường độ dính bám thiết kế.

2.4.5. Các neo chống cắt theo nguyên lý cơ học

Để tăng dính bám giữa ống thép và lõi bê tông có thể hàn thêm vào trong ống các đinh neo hoặc các thanh thép neo nhằm mục đích tăng cường khả năng dính bám. Tuy nhiên, không phải tất cả các biện pháp này đều phù hợp trong sử dụng các cột CFST. Việc hàn bu lông vào mặt trong ống thường được áp dụng cho các ống có đường kính lớn (hình 2.15a), với các ống có đường kính nhỏ hơn bu lông có thể được gắn từ ngoài bằng cách khoan (hình 2.15b). Trong hình 2.15a, lực cắt dọc được truyền bằng tác động chốt sẽ gây nên ứng suất tập trung cao khu vực bê tông phụ cận. Do đó cường độ nén của bê tông ảnh hưởng đến dạng phá hoại, tải trọng kháng cắt lớn nhất của thiết bị liên kết có thể đạt được khi vùng bê tông phụ cận bị hỏng. Theo hình 2.15b, các đinh liên kết nhỏ hơn và dễ biến dạng hơn. Chúng có thể chịu được các biến dạng lớn và chúng chỉ bị đứt rời ra khi chúng bị đẩy ra ngoài từ bê tông hoặc bị cắt đứt đầu.



Hình 2.15. Cơ cấu lý tưởng truyền lực cắt bằng các neo chống cắt cơ học

Chương 3

TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT CỦA CỘT ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

3.1. KHÁI QUÁT

Các cột liên hợp bê tông cốt thép thông thường được phân ra: loại cột ngắn và loại cột mảnh. Các loại này thường được phân biệt xác định bằng tỷ số giữa kích thước mặt cắt ngang với chiều dài, hoặc bằng các dạng phá hoại của chúng. Sức chịu tải của loại cột ngắn CFST bị khống chế bởi cường độ mặt cắt của nó, khả năng của mặt cắt ngang chịu tải trọng dọc trục và chịu mô men phụ thuộc hoàn toàn vào cường độ vật liệu của mặt cắt, (xem Oehlers và Bradford-1995). Sức chịu tải của loại cột mảnh CFST bị chi phối bởi cường độ cấu kiện của nó, vì sức chịu tải phụ thuộc không chỉ vào đặc tính vật liệu mà còn phụ thuộc vào đặc trưng hình học của toàn bộ cấu kiện. Nếu sức chịu tải bị giảm nhiều bởi mô men thứ cấp (biến dạng cột gây ra), thì cột được coi như là loại cột mảnh; nếu khác đi thì sẽ được coi như loại cột ngắn.

3.2. CỘT NGẮN CHỊU NÉN ĐÚNG TÂM

3.2.1. Khái quát chung

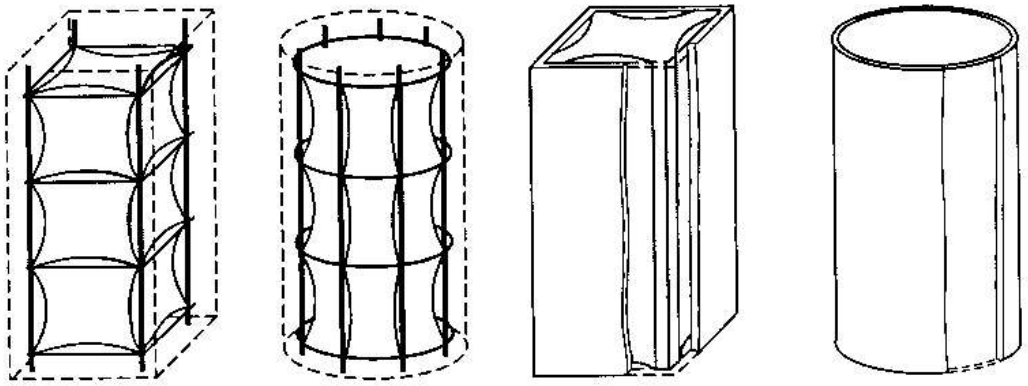
Trạng thái cơ học của các cột ngắn ống thép nhồi bê tông cũng phụ thuộc vào điều kiện chịu nén đúng tâm. Như đã nói ở trên, các cột ngắn liên hợp thường phát huy được hết các hiệu quả cường độ mặt cắt ngang, vì vậy sự hư hỏng của cột này phụ thuộc vào cường độ của các vật liệu thành phần, cụ thể là phụ thuộc vào cường độ chịu nén của bê tông và giới hạn chảy của thép. Tuy nhiên, trong cột ngắn CFST, lõi bê tông chịu áp lực kiềm chế thành bên của ống thép, kết quả là mặt cắt cột liên hợp chịu được tải trọng dọc trục lớn hơn so với khi chỉ có riêng mặt cắt bê tông. Hơn nữa, quan trọng nhất là trạng thái của bê tông bị kiềm chế do được bọc bằng ống thép sẽ trở nên dẻo hơn và có ảnh hưởng đến toàn bộ trạng thái làm việc của kết cấu cột.

3.2.2. Sự kiềm chế bị động trong lõi bê tông

Trước hết cần xét ảnh hưởng của việc bố trí cốt thép đai để chịu lực ngang trong cột bê tông cốt thép thông thường. Cốt thép đai này sẽ hạn chế sự giãn nở ngang của bê tông khi bê tông chịu nén, nghĩa là gây ra áp lực kiềm chế bị động đối với lõi bê tông. Bình thường thì sự giãn nở của bê tông tuỳ thuộc vào mức độ nén dọc. Khi tải trọng nén tăng

thêm, sự giãn nở của bê tông tăng và dẫn đến tăng áp lực kiềm chế. Do đó áp lực kiềm chế bị động được tạo ra bởi cốt thép đai là không cố định, nó phụ thuộc vào biến dạng bên của lõi bê tông dưới tác dụng của tải trọng dọc trục và quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép đai. Khi cốt thép đai bị chảy, áp lực kiềm chế vẫn giữ nguyên không đổi cho đến khi cốt thép đai phát huy hết khả năng chịu lực. Tác động kiềm chế bị động của cốt thép đai thành bên có ưu điểm là đã làm chậm được các phá hoại vi cấu trúc trong bê tông, ngăn cản sự phát triển của các vết nứt, khuyết tật trong bê tông, làm tăng khả năng chịu tải và giảm khả năng biến dạng của bê tông.

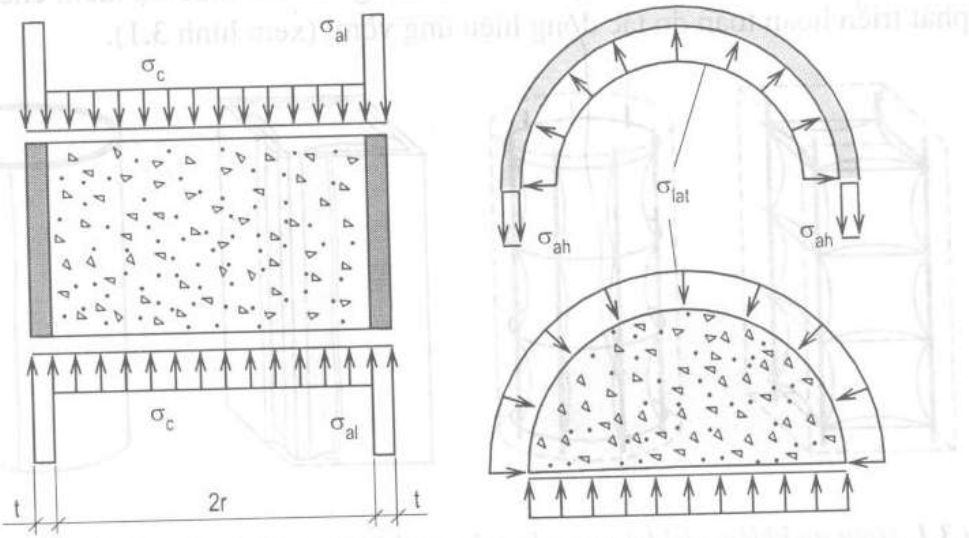
Đối với cột bê tông cốt thép thông thường, khi cột chịu tải trọng nén đúng tâm, lớp bê tông bảo vệ không bị kiềm chế và trở nên không hiệu quả sau khi nó đạt tới giới hạn chịu nén. Mặt khác, thể tích có hiệu của bê tông được kiềm chế ít hơn thể tích lõi bê tông được bao bằng đường tim của cốt thép đai, và được xác định theo hình dạng và khoảng cách cốt đai. Theo Cusson và Paultre (1995) vùng bê tông bị kiềm chế có hiệu quả có thể miêu tả bằng một vùng của lõi bê tông nơi mà mức độ kiềm chế ứng suất đã được phát triển hoàn toàn do tác động hiệu ứng vòm, (xem hình 3.1).



***Hình 3.1.** Hiệu quả kiềm chế bê tông cho các cột bê tông cốt thép truyền thống và cột CFST*

Để tránh hiện tượng phá hoại giòn có thể sử dụng loại bê tông cường độ cao (HSC) và đồng thời để đạt được tính mềm dẻo cao hơn thì có thể giảm khoảng cách giữa các cốt đai. Điều này làm tăng thể tích lõi bê tông bị kiềm chế có hiệu quả. Tuy nhiên, đồng thời rủi ro của việc phá vỡ sớm lớp bê tông bảo vệ sẽ tăng lên, khi bố trí nhiều cốt đai gần nhau quá sẽ tạo thành một mặt phẳng thẳng đứng tự nhiên có ảnh hưởng chia cắt giữa phần lõi bê tông bị kiềm chế và phần bê tông bảo vệ không bị kiềm chế, (xem Claeson -1998 và Razvi, Saatcioglu -1999). Điều này có thể thấy trong trường hợp cột bê tông cốt thép với bê tông cường độ thông thường có cốt thép đai bố trí gần nhau. Tuy nhiên, trong các thí nghiệm của Claeson (1998) đã cho thấy rằng phá hoại của cột bê tông cốt thép thông thường (NSC) diễn ra dần dần theo trình tự lớp bê tông bảo hộ bên ngoài bị phá vỡ dần dần, trong khi các cột dùng bê tông cường độ cao HSC đã thể hiện sự phá hoại giòn khi ứng suất nén cao dẫn đến mất ổn định của lớp bê tông bảo hộ.

Khác với trường hợp đã nói trên, đối với loại cột thép liên hợp bê tông cốt thép bao gồm mặt cắt ống thép rỗng được nhồi đặc bê tông thì ống thép bao ngoài lõi bê tông kiêm cả hai nhiệm vụ như các cốt thép dọc và cốt thép đai. Vì vậy, ứng suất tới hạn của lõi bê tông đã chịu ảnh hưởng của sự kiềm chế bị động do ống thép gây ra. Rõ ràng, do không có bê tông bảo vệ nên cũng giảm nguy cơ lõi bê tông bị nứt chẻ. Schneider (1998) đã làm các thí nghiệm về cột ngắn chịu tải trọng đúng tâm, với cả hai loại mặt cắt tròn và mặt cắt chữ nhật. Ông đã tìm ra rằng cột mặt cắt tròn chịu mức độ kiềm chế lớn hơn so với cột mặt cắt chữ nhật. Đó là do bề mặt phẳng bên của cột mặt cắt chữ nhật không đủ cứng để chống lại áp lực thẳng góc với mặt phẳng của chúng cho nên chỉ ở phần trung tâm và các phần góc của mặt cắt chữ nhật là có hiệu ứng kiềm chế bởi áp lực kiềm chế cao hơn, (xem hình 3.1). Trái lại mặt cắt tròn có đủ độ cứng chống lại áp lực thẳng góc với thành ống, vì vậy ứng suất kéo có hiệu quả theo chu vi tròn σ_{ah}, có thể phát triển trong thép để tạo ra áp lực bên phân bố đều σ_{lat}, do đó toàn bộ mặt cắt bê tông sẽ bị kiềm chế có hiệu quả dọc theo chiều dài của cột, (xem hình 3.1 và 3.2).



***Hình 3.2**. Tình trạng ứng suất trong ống thép và lõi bê tông*

Từ phương trình cân bằng lực tác dụng trong một nửa ống có thể thành lập quan hệ giữa ứng suất kéo theo chu vi ống và áp lực kiềm chế trong lõi bê tông:

$$\sigma_{lat} = \frac{t}{r}\sigma_{ah} \tag{3.1}$$

trong đó: r và t tương ứng là bán kính của lõi bê tông và chiều dày ống thép.

Ứng suất nén tới hạn, f_{cc}, và biến dạng tương ứng ε_{cc} của lõi bê tông bị kiềm chế bởi ống thép có thể được đánh giá bằng cách đưa phương trình 3.1 vào phương trình 2.4 và 2.5 của phần 2.2.3:

$$f_{cc} = f_{co} + k\frac{t}{r}\sigma_{ah} \tag{3.2}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5k\frac{t}{r}\frac{\sigma_{ah}}{f_{co}}\right] \quad (3.3)$$

trong đó: f_{co} - cường độ nén không bị kiềm chế;

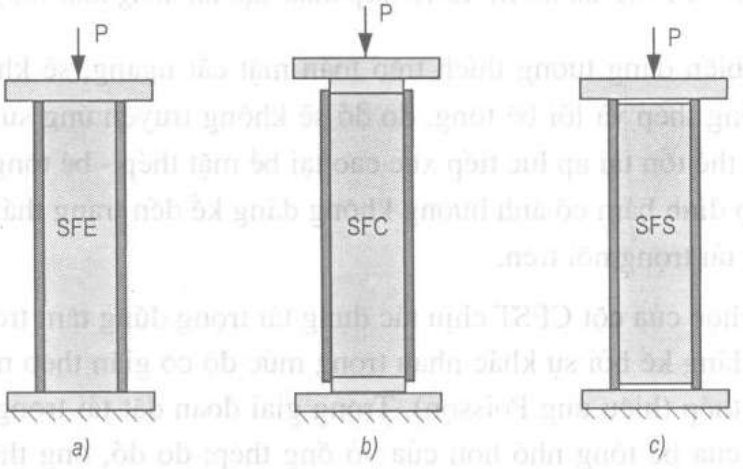
ε_{co} - biến dạng nén dọc trục ứng với cường độ nén, và k là hệ số 3 trục.

Trong phương trình 3.2 và 3.3 có thể nhận xét rằng ứng suất kéo theo chu vi trong ống thép tăng đã khiến cho cường độ nén cao hơn và khả năng biến dạng của bê tông tăng. Tăng chiều dày ống thép hoặc giảm kích thước lõi bê tông cũng sẽ cho kết quả tương tự.

Do ống thép cũng chịu tải trọng dọc trục, sự kiềm chế bị động trong cột ống thép nhồi bê tông (CFST) phụ thuộc không chỉ vào biến dạng bên của lõi bê tông, mà còn phụ thuộc vào sự giãn nở bên của ống thép. Sự khác nhau về đặc trưng giãn nở của hai loại vật liệu có ảnh hưởng lớn đến trạng thái cơ học của cột CFST. Hơn nữa, do tổ hợp của ứng suất nén dọc trục và ứng suất kéo bên hông, ống thép sẽ ở trong trạng thái ứng suất hai trục, theo tiêu chuẩn giới hạn Von Mises sẽ làm giảm giới hạn đàn hồi trong hướng chu vi. Vì vậy, áp lực kiềm chế trong lõi bê tông không thể được ước lượng sớm, bởi vì nó phụ thuộc vào quan hệ giữa ứng suất nén dọc trục σ_{al} với ứng suất kéo theo chu vi σ_{ah} mà đại lượng này thay đổi trong quá trình chịu tải.

3.2.3. Ảnh hưởng của cách đặt tải trọng tới trạng thái cơ học

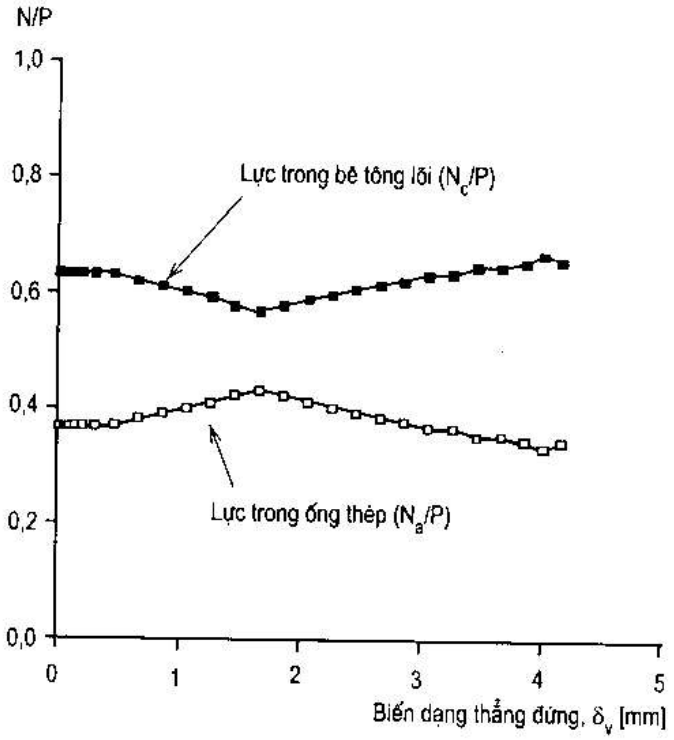
Trong phần trước ta thấy rằng, hiệu quả của kiềm chế bị động phụ thuộc vào sự khác nhau về độ giãn nở ngang giữa ống thép và lõi bê tông. Sự giãn nở này lại liên quan tới sự phân bố tải trọng giữa ống thép và lõi bê tông. Do đó trạng thái cơ học của cột ngắn CFST chịu tải trọng dọc trục sẽ thay đổi tùy theo phương pháp đặt tải lên các đầu cột. Về bản chất, cơ bản có ba phương pháp đặt tải khác nhau: đặt tải lên toàn bộ mặt cắt (SFE), đặt tải chỉ lên mặt cắt bê tông (SFC) và đặt tải chỉ lên mặt cắt thép (SFS), xem hình 3.3.



Hình 3.3. Các cách đặt tải: a) lên toàn bộ mặt cắt (SFE), b) lên chỉ mặt cắt bê tông (SFC), c) lên chỉ mặt cắt thép (SFS)

3.2.3.1. Trường hợp đặt tải trọng lên toàn bộ mặt cắt

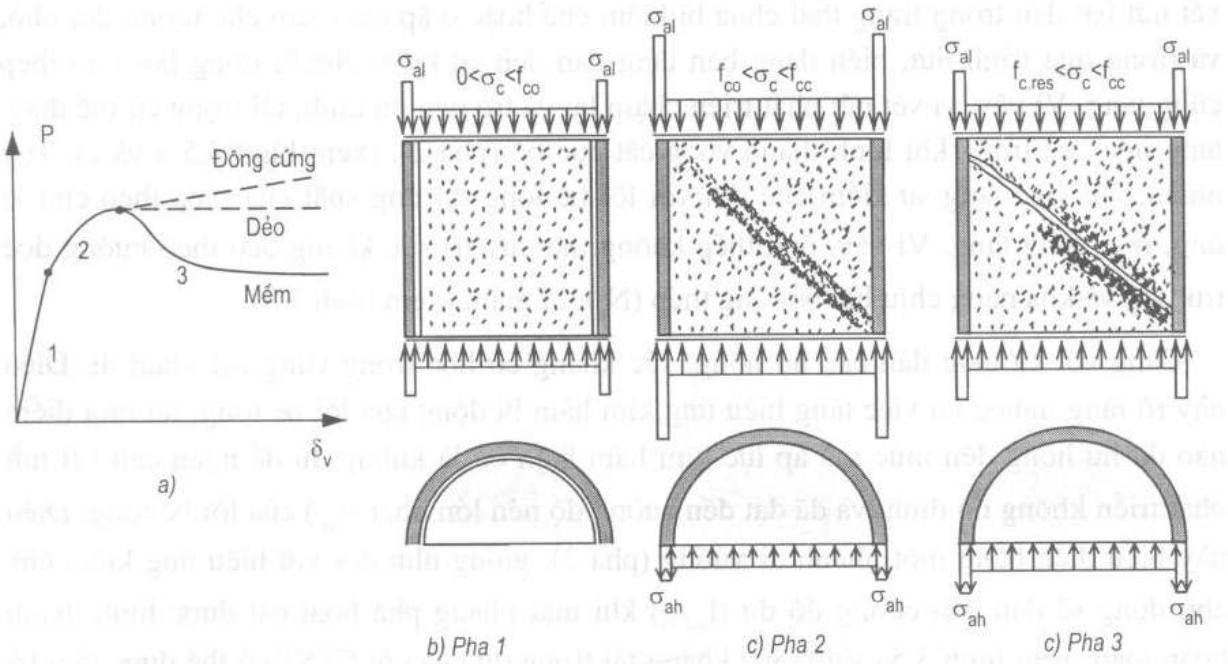
Điều kiện tải trọng thông thường được giả thiết trong thiết kế là khi thép và bê tông được đặt tải đồng thời (SFE), đó là tình huống các biến dạng tương thích hoặc tác dụng liên hợp được thể hiện đầy đủ. Vì vậy tải trọng được phân bố giữa lõi bê tông (N_c) và ống thép (N_a) tùy theo ứng xử dọc trục của chúng từ khi bắt đầu đặt tải, xem hình 3.4.



Hình 3.4. *Ví dụ về sự phát triển trong sự phân bố lực dọc trục giữa lõi bê tông (N_c) và ống thép (N_a) trong mặt cắt giữa của cột. Kết quả đạt được từ phân tích PTHH khi lõi BT và vỏ thép được đặt tải đồng thời với $\mu = 0.6$.*

Hơn nữa, do biến dạng tương thích trên toàn mặt cắt ngang, sẽ không có chuyển vị tương đối giữa ống thép và lõi bê tông, do đó sẽ không truyền ứng suất cắt giữa chúng, mặc dù ở đây có thể tồn tại áp lực tiếp xúc cao tại bề mặt thép - bê tông trong khi đặt tải. Vì vậy, cường độ dính bám có ảnh hưởng không đáng kể đến trạng thái chịu lực phù hợp với điều kiện đặt tải trọng nói trên.

Trạng thái cơ học của cột CFST chịu tác dụng tải trọng đúng tâm trên toàn bộ mặt cắt chịu ảnh hưởng đáng kể bởi sự khác nhau trong mức độ co giãn theo nhiệt độ của lõi bê tông và của ống thép (hiệu ứng Poisson). Trong giai đoạn đặt tải trọng ban đầu (pha 1), mức độ giãn nở của bê tông nhỏ hơn của vỏ ống thép; do đó, ống thép giãn nở nhanh hơn theo hướng bán kính so với giãn nở của lõi bê tông, vì thế vỏ thép không làm cản trở lõi bê tông, (xem hình 3.5a, b).



Hình 3.5. a) Giản đồ quan hệ biến dạng - tải trọng cho cột CFST đặt tải trên toàn bộ mặt cắt (SFE). Quá trình phá huỷ trong lõi bê tông trong khi b) pha 1, c) pha 2 và d) pha 3 của tải trọng

Trong pha đầu tiên của quá trình đặt tải, các vi vết nứt trong lõi bê tông có thể đã xuất hiện phân bố rải rác. Tuy nhiên, khi tải trọng tăng và ứng suất trong lõi bê tông tăng dần đến cường độ nén giới hạn, vi vết nứt bắt đầu truyền tới các vị trí cục bộ và bắt đầu hình thành các vết nứt lớn. Vì vậy, biến dạng thành bên của lõi bê tông tăng và gần đến cường độ chịu nén của bê tông không bị kiềm chế, chúng trở nên bằng với biến dạng thành bên của ống thép.

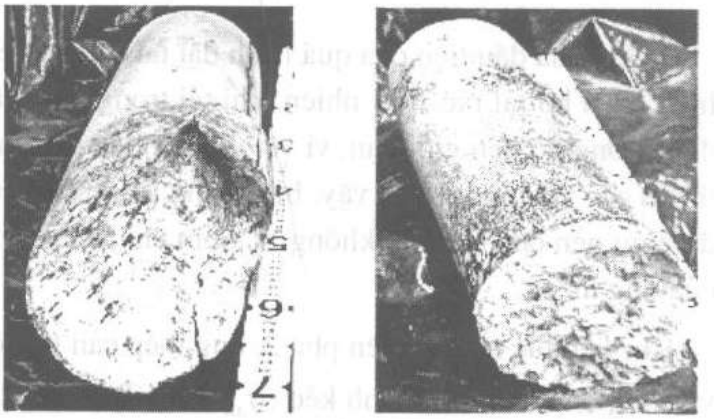
Khi tiếp tục tăng tải lên pha 2, ống thép cản trở lõi bê tông và ứng suất vòng theo chu vi trong ống thép trở thành kéo ($\sigma_{ah} > 0$). Tại trạng thái này và tiếp sau đó, lõi bê tông bị nén theo 3 trục và ống thép bị nén theo hai trục. Điều này có nghĩa là trước khi đạt đến cường độ nén không bị kiềm chế của bê tông (f_{co}), ống thép hầu như không có tác động cản trở đối với lõi bê tông. Như vậy, trước thời điểm này là không có tác động kiềm chế và toàn bộ ứng xử trong cột CFST xấp xỉ với tổng ứng xử có thể đã xảy ra với trường hợp nén một trục của lõi bê tông và ống thép tương ứng.

Trong trường hợp biến dạng của bê tông bị kiềm chế, như đã trình bày trong phần 2.2.3, sự hình thành các vết nứt không ổn định đã xác định giới hạn của cường độ chịu nén và sự hình thành dải lực cắt cục bộ đã gây ra nhánh đi xuống của biểu đồ biến dạng - ứng suất. Điều này là do ứng suất trong bê tông đã giảm để tránh sự phát triển của vết nứt. Như vậy, tải trọng tác dụng lên cột CFST có thể được tăng ngay cả khi vết nứt đã bắt đầu xuất hiện trong lõi bê tông (pha 2). Điều này là do trong cột CFST, sự hình thành

vết nứt bắt đầu trong trạng thái chưa bị kiềm chế hoặc ở áp lực kiềm chế tương đối nhỏ, và trong quá trình nứt, biến dạng bên tăng dẫn đến sự kiềm chế bị động bởi ống thép cũng tăng. Vì vậy, vi vết nứt phát triển chậm lại và trở nên ổn định, tải trọng có thể được tăng ngay cả trong khi hình thành vùng cắt cục bộ (pha 2), (xem hình 3.5 a và c). Tuy nhiên, với việc tăng sự kiềm chế đối với lõi bê tông thì ứng suất của thép theo chu vi ống, σ_{ah}, cũng tăng. Vì vậy, ống thép không thể duy trì sức kháng dẻo theo hướng dọc trục σ_{al} và khả năng chịu lực bởi ống thép (N_a), bị giảm (xem hình 3.4).

Cùng với sự tăng dần các hư hỏng, sức kháng cơ học trong vùng cắt giảm đi. Điều này rõ ràng ngược lại việc tăng hiệu ứng kìm hãm bị động của lõi bê tông; tại một điểm nào đó hư hỏng đến mức mà áp lực kìm hãm hiện có là không đủ để ngăn cản vết nứt phát triển không ổn định, và đã đạt đến cường độ nén lớn nhất (f_{cc}) của lõi bê tông. Điều này biểu diễn bằng một nhánh đi xuống (pha 3), giống như đối với hiệu ứng kiềm chế chủ động sẽ dẫn đến cường độ dư ($f_{c,res}$) khi mặt phẳng phá hoại cắt được hình thành hoàn toàn, xem hình 3.5a và d. Sức kháng tải trọng dư của cột CFST có thể được duy trì với các biến dạng lớn, và thể hiện phần lực dọc trục do ống thép chịu được và cùng với hiệu ứng của ma sát ngang mặt phẳng cắt trong lõi bê tông.

Trạng thái hoá mềm do phá hoại cắt được mô tả ở trên đã được thấy trong hầu hết các thí nghiệm cột CFST nhồi đặc bằng bê tông cường độ cao (HSC). Tuy nhiên, cường độ dư và tính dẻo đã tăng khi lấy chiều dày ống thép lớn hơn, và trong một vài trường hợp gần như trạng thái dẻo hoàn toàn đã xảy ra. Điều này được giải thích là với cùng trị số biến dạng bên của lõi bê tông, tổng hợp áp lực kiềm chế do ống thép gây ra sẽ cao đối với ống thép càng dày.



a) b)

Hình 3.6. (a) Dạng phá hoại cắt trong lõi bêtông cường độ cao (SFE7) và (b) phá hoại nén vỡ trong bêtông cường độ thường (SFE4)

Xin nhắc lại điều đã được phát biểu trong phần 2.2.3 về hiệu ứng kiềm chế của bê tông thường (NSC) cao hơn của bê tông cường độ cao (HSC). Điều này cũng có thể được quan sát khi so sánh các trạng thái của các cột CFST được nhồi đặc bằng các loại bê tông có cường độ khác nhau. Với cùng chiều dày ống thép, các cột nhồi đặc bằng HSC thể hiện trạng thái mềm do phá hoại cắt nhưng các cột nhồi đặc với NSC đã thể hiện trạng thái hoá cứng trong khi ép vỡ lõi bê tông, xem hình 3.6.

Vì vậy, trạng thái sau điểm chảy của cột CFST bị ảnh hưởng nhiều bởi sự phá hoại của lõi bê tông, mà điều này lại phụ thuộc vào cường độ bê tông và mức độ kiềm chế. Các thí nghiệm đã cho thấy rằng nên phân loại trạng thái sau điểm chảy thành ba loại: trạng thái hoá mềm, trạng thái hoàn toàn dẻo và trạng thái hoá cứng, xem phần 3.3.6.

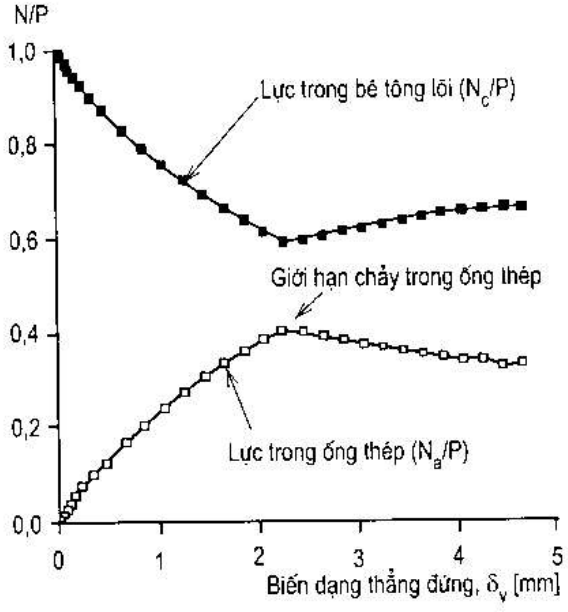
Tóm tại, bê tông với cường độ nén cao tỏ ra có tác dụng kiềm chế nhỏ hơn so với bê tông cường độ thấp. Đó là vì, với cường độ nén tăng, sẽ ít các vi vết nứt, cũng ít co giãn ngang nên các tác động kiềm chế được tạo ra bởi ống thép cũng kém đi.

3.2.3.2. Trường hợp đặt tải chỉ tác dụng lên phần mặt cắt bê tông

Với điều kiện đặt tải này, ống thép có một hiệu ứng kiềm chế trên lõi bê tông phát triển theo mức độ biến dạng ngang của lõi. Nói chung, điều kiện đặt tải này có thể sử dụng có hiệu quả nhất các vật liệu. Do sự thiếu dính bám giữa bê tông và thép, chỉ có ứng suất kéo theo chu vi ống thép xuất hiện; vì vậy, ống thép chỉ tác động như một ống bọc để tạo ra sự kiềm chế bên cho lõi bê tông. Có thể phát huy đến mức cao nhất sức kháng tải trọng của cột CFST ngắn, (xem Lohr -1934). Tuy nhiên, điều này trong thực tế là rất khó đạt được, bởi vì ma sát và dính bám tại bề mặt tiếp xúc giữa thép - bê tông gây ra nén dọc vào ống thép và ảnh hưởng đến trạng thái cơ học.

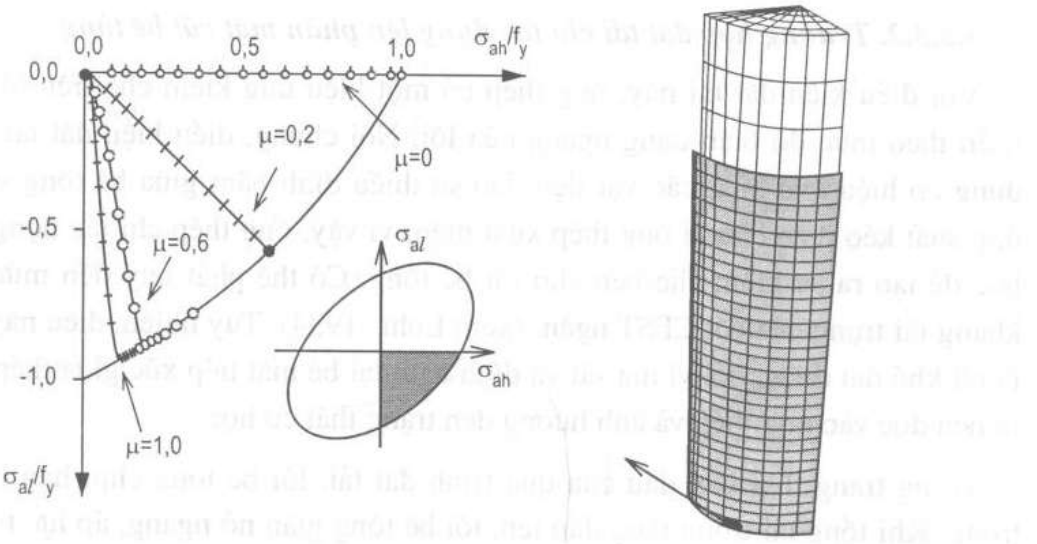
Trong trạng thái ban đầu của quá trình đặt tải, lõi bê tông chịu hầu hết toàn bộ tải trọng. Khi tổng tải trọng tăng dần lên, lõi bê tông giãn nở ngang, áp lực tiếp xúc và ứng suất cắt do ma sát tại bề mặt tiếp xúc giữa ống thép và bê tông tăng; vì vậy, tải trọng được phân bố lại cho ống thép. Giá trị của ứng suất cắt do ma sát là có quan hệ trực tiếp với áp suất kiềm chế. Do vậy, sự truyền lực cắt và giá trị của tổng tải trọng (P) được chịu bởi ống thép (N_a) sẽ tăng, cùng với quá trình giãn nở của lõi bê tông trong khi đặt tải, (xem hình 3.7).

Tuy nhiên, khi thép đạt đến ứng suất chảy, lực dọc trục trong ống thép đã giảm do tăng ứng suất theo quanh chu vi ống thép do lõi bê tông giãn nở. Vì vậy, cường độ dính bám trên bề mặt tiếp xúc giữa thép - bê tông có ảnh hưởng lớn đến trạng thái cơ học của một cột CFST đặt tải chỉ trên phần mặt cắt



Hình 3.7: *Ví dụ sự phát triển về phân bố lực dọc trục giữa bê tông lõi (N_c) và ống thép (N_a) trong mặt cắt giữa cột. Kết quả đạt được từ phân tích PTHH của SFC với $\mu = 0,6$*

bê tông. Với một giá trị của hệ số ma sát cao hơn, tải trọng lớn hơn có thể được truyền nhờ ứng suất cắt và sự đóng góp của ống thép vào khả năng chịu lực dọc tổng cộng được tăng lên. Tuy nhiên, tại cùng một thời điểm do ống thép đóng góp trực tiếp hơn vào sức kháng tải trọng của cột và do tăng ứng suất nén dọc trục, σ_{al}, giới hạn đàn hồi có thể đạt được trong hướng chu vi σ_{ah} bị giảm đi, và vì vậy hiệu quả kiềm chế lõi bê tông cũng giảm đi, (xem hình 3.8).



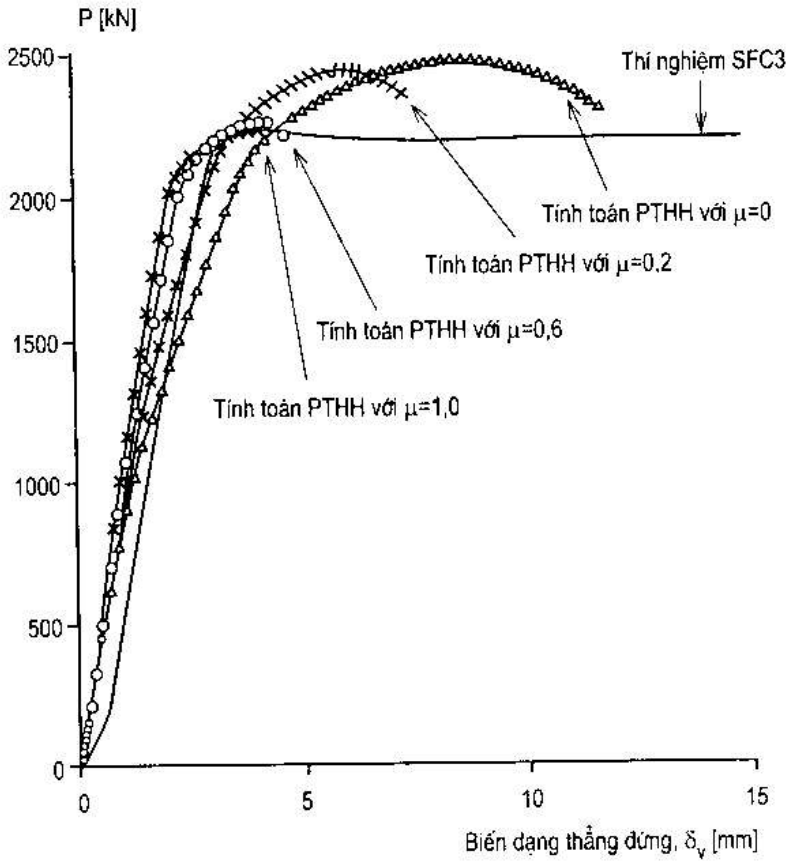
Hình 3.8: *Các đường ứng suất khác nhau đối với phần tử thép trong mặt cắt giữa cột, phụ thuộc vào điều kiện bề mặt tiếp xúc. Các kết quả đạt được từ phân tích PTHH cho SFC với $\mu = 0.0, 0.2, 0.6$ và 1.0.*

Do đó, cường độ bê tông bị kiềm chế lớn nhất phụ thuộc vào hệ số ma sát, và theo kết quả phân tích phần tử hữu hạn thì trị số này sẽ thay đổi từ 1,3 f_{co} lên đến 2,2 f_{co} khi μ tương ứng từ 1,0 đến 0.

Một câu hỏi được đặt ra là thay đổi này sẽ thế nào khi trạng thái cơ học ảnh hưởng đến toàn bộ trạng thái kết cấu tổng thể của cột CFST? Trên hình 3.9 cho thấy một sự so sánh của các quan hệ tải trọng - biến dạng đạt được từ phân tích PTHH với các hệ số ma sát khác nhau.

Với trạng thái đặt tải này, sức kháng tải trọng cao nhất và khả năng biến dạng cao nhất sẽ đạt được khi ống thép được sử dụng chỉ để làm nhiệm vụ vỏ bọc của lõi bê tông ($\mu = 0$). Sức kháng tải trọng và khả năng biến dạng giảm khi hệ số ma sát tăng. Tuy nhiên, do ống thép tham gia nhiều hơn vào sức kháng dọc trục do giá trị cao hơn của hệ số ma sát, nên độ cứng của cột tăng. Trong các thí nghiệm, không thay đổi mức độ dính bám tự nhiên tại bề mặt tiếp xúc bê tông - thép, sự phù hợp tốt nhất giữa các kết quả thí nghiệm và kết quả các phân tích PTHH đạt được khi hệ số ma sát được dùng là 0,6. Chú

ý rằng trạng thái ứng suất sau điểm chảy của cột không phù hợp với kết quả phân tích PTHH. Điều này là do bởi mô hình cơ bản thường được dùng cho tính toán bê tông là không thể miêu tả được quá trình phá hoại của bê tông bị kiềm chế trong thực tế.



Hình 3.9: *Ảnh hưởng của điều kiện mặt tiếp xúc đến quan hệ tải trọng - biến dạng cho cột CFST khi đặt tải chỉ trên mặt cắt bê tông (SFC).*
Kết quả đạt được từ phân tích PTHH với μ = 0,0; 0,2; 0,6 và 1,0.

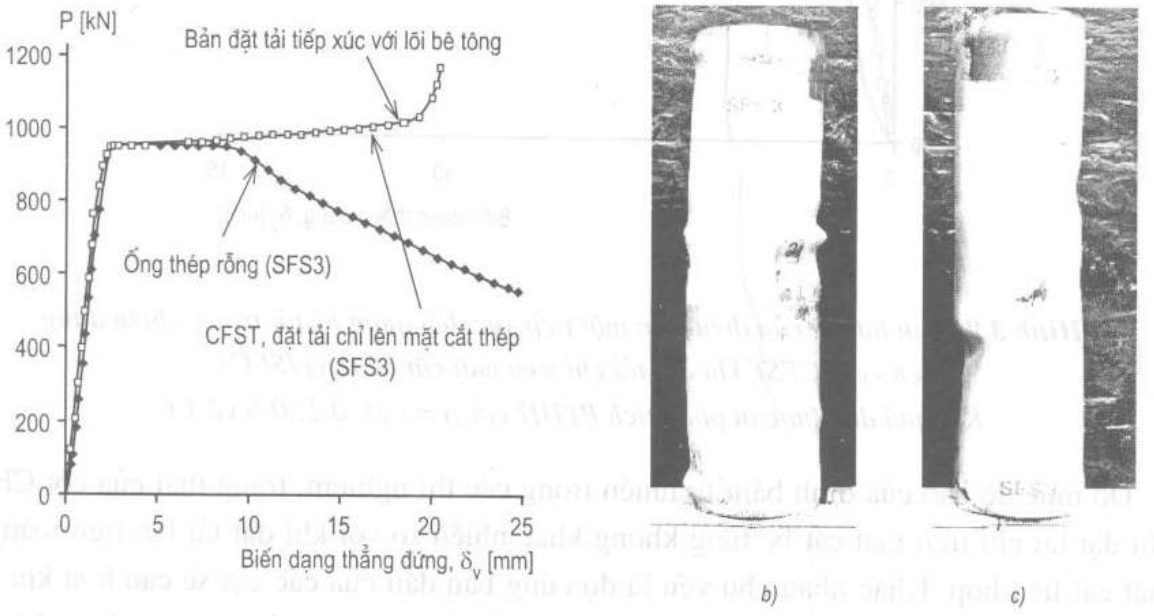
Do mức độ cao của dính bám tự nhiên trong các thí nghiệm, trạng thái của cột CFST khi đặt tải chỉ trên mặt cắt bê tông không khác nhiều so với khi đặt tải lên trên toàn bộ mặt cắt liên hợp. Khác nhau chủ yếu là độ cứng ban đầu của các cột sẽ cao hơn khi đặt tải trên toàn bộ mặt cắt liên hợp, và do đó ống thép được tham gia trực tiếp cùng chịu tải trọng dọc trục, so với trường hợp tải trọng tác dụng chỉ lên lõi bê tông.

Hiệu ứng này là hiển nhiên khi ống thép được nhồi đặc bằng bê tông thường, nhưng sẽ bị giảm đi khi mô đun đàn hồi bê tông đã tăng với cường độ bê tông cao hơn. Hai phương pháp đặt tải khác nhau này đã không làm thay đổi hình dạng đường cong biểu diễn ứng xử, nhưng đã làm thay đổi các giá trị của tải trọng chảy, tải trọng lớn nhất, tải trọng dư, và của các biến dạng theo phương thẳng đứng. Quá trình phá hoại trong lõi bê tông có thể coi là xảy ra tương tự trong hai trường hợp, nhưng có sự khác nhau là quá

trình nứt xảy ra chậm hơn trong trường hợp đặt tải chỉ lên phần mặt cắt bê tông bởi vì hiệu ứng kiềm chế xảy ra ngay lập tức.

3.2.3.3. Trường hợp tải trọng chỉ tác dụng trên phần mặt cắt ống thép

Điều kiện tác dụng tải trọng này có thể không nhất thiết tăng sức kháng tải trọng dọc trục của cột liên hợp so với cột chỉ có ống thép. Đó là do ống thép giãn nở ra phía ngoài theo hướng xuyên tâm và tách rời khỏi lõi bê tông khi mà dính bám chắc chắn giữa thép và bê tông đã bị triệt tiêu vượt quá, hiện tượng này xuất hiện ngay từ khi mức độ đặt tải còn rất nhỏ. Do đó, không xảy ra sự phân bố lại lực dọc trục từ ống thép đến lõi bê tông và khi đó trạng thái sẽ giống như trường hợp của cột thép rỗng. Vì vậy với điều kiện đặt tải trọng này, cột không thể được xét như một cột liên hợp. Hình 3.10a cho thấy sự so sánh của các quan hệ tải trọng biến dạng đặc thù với cột thép rỗng (SES) và cột CFST mà chỉ đặt tải trên phần mặt cắt thép (SFS) đã đạt được từ các thí nghiệm. Sự khác nhau chủ yếu là lõi bê tông ngăn cản ống thép oằn (mất ổn định) vào phía trong, nhờ vậy có thể làm chậm sự phát triển oằn (mất ổn định) cục bộ của ống. Xem hình 3.10b, c thấy rằng, với các cột rỗng, một kiểu oằn cục bộ phía bên trong và bên ngoài đã phát triển, khi cho cột CFST chỉ chịu tải trọng đặt trên phần mặt cắt thép, hiện tượng oằn (mất ổn định) biên đã phát triển chỉ ra phía ngoài.



Hình 3.10. a) So sánh đặc trưng quan hệ tải trọng - biến dạng cho cột CFST được đặt tải chỉ trên mặt cắt thép và cột thép rỗng.
Biến dạng hình học sau thí nghiệm với b) đặt tải trên mặt cắt thép và c) cột thép rỗng

3.2.4. Mô hình phân tích sự kiềm chế bị động

Nhiều nghiên cứu đã kết luận là trạng thái cơ học của cột CFST có tác động đáng kể do sự khác nhau về giãn nở do nhiệt của ống thép và lõi bê tông. Bê tông thể hiện sự

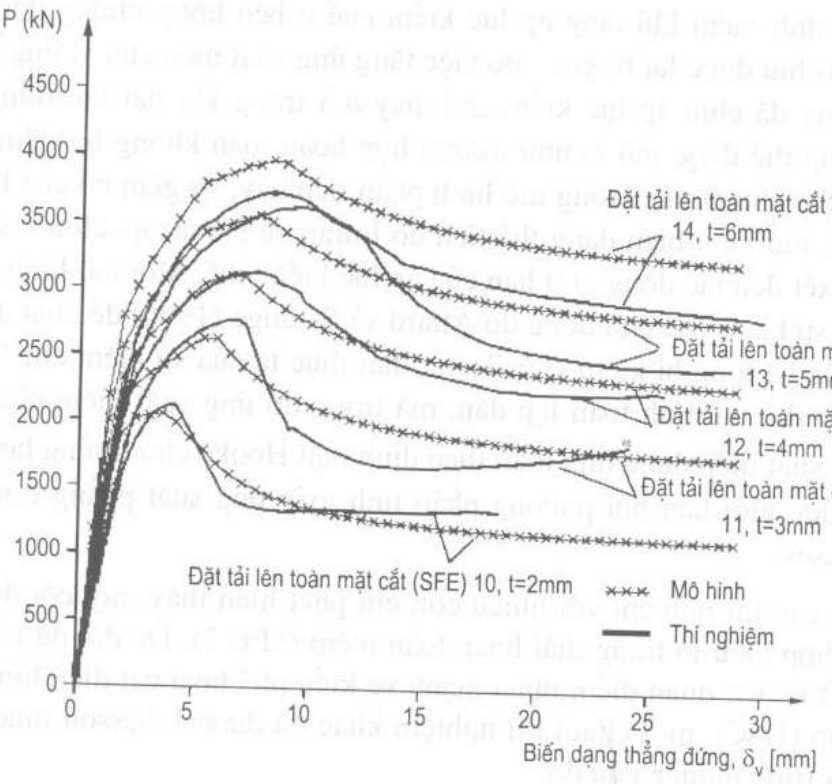
tăng cường độ và tính mềm khi tăng áp lực kiềm chế ở bên hông nhưng đồng thời tải trọng mà ống thép chịu được lại bị giảm do việc tăng ứng suất theo chu vi ống thép. Hơn nữa, khi lõi bê tông đã chịu áp lực kiềm chế thay đổi trong khi đặt tải, trạng thái phi tuyến của nó không thể được mô tả như trường hợp hoàn toàn không bị kiềm chế hoặc trường hợp kiềm chế chủ động. Trong mô hình phân tích này, sự giãn nở của lõi bê tông được miêu tả bằng mô hình biến dạng thể tích do Imran và Pantazopoulou (1996) đã đề xuất, trong đó có xét đến tác động giới hạn của áp lực kiềm chế. Một mô hình ứng suất - biến dạng đối với sự kiềm chế chủ động do Attard và Setunge (1996) đề xuất đã dùng để miêu tả ứng xử của bê tông bị kiềm chế. Trạng thái thực tế của sự kiềm chế bị động đã được xét đến bằng thủ tục tính toán lặp dần, mà trong đó ứng suất kiềm chế được cập nhật liên tục. Ứng suất thép được tính toán theo định luật Hooke cho trường hợp ứng suất phẳng 2 chiều, được giới hạn bởi phương pháp tính toán ứng suất phẳng đơn giản của hàm chảy Von Mises.

Trong một đợt các thí nghiệm với nhiều cột, chỉ phát hiện thấy một cột được đặt tải trên mặt cắt liên hợp biểu lộ trạng thái hoàn toàn mềm (SFE 7). Do đó, để kiểm tra mô hình đã được thiết kế với quan điểm nhấn mạnh về kiểu phá hoại cắt điển hình trong bê tông cường độ cao (HSC), một chuỗi thí nghiệm khác đã được Johasson thực hiện. Sau đây là tóm tắt quá trình nghiên cứu đó.

Đợt thí nghiệm này gồm có 5 cột ngắn CFST (SFE 10-14) đã thí nghiệm tới phá hoại dưới đặt tải dọc trục đúng tâm. Các cột có mặt cắt tròn với đường kính trong là 148mm, chiều dài 650mm. Các cột được nhồi chặt bằng HSC, mô đun đàn hồi E_c =38GPa và cường độ nén hình trụ $f_{c,cyl}$ = 89MPa. Ống thép là loại ống cán nguội và có cường độ chảy f_y = 530MPa và cường độ tới hạn f_u = 630MPa. Chiều dày, t, của ống thép được chọn thay đổi (2, 3, 4, 5 và 6) để nghiên cứu hiệu quả của ống thép đến sự kiềm chế lõi bê tông.

Trạng thái ứng suất cho các cột nói chung là giống nhau, (xem hình 3.11). Trạng thái này được đặc trưng bằng phần cứng ban đầu tức là hầu như đàn hồi tuyến tính đến xấp xỉ 70% sức kháng tải trọng lớn nhất. Từ mức độ tải trọng này, ứng xử của các cột trở nên phi tuyến và sau khi mà sức kháng tải trọng lớn nhất đã đạt được thì tải trọng giảm dần cho đến khi nó đạt trị số tải trọng dư. Với tất cả các cột đều phát hiện thấy phá hoại nứt do chịu cắt trong lõi bê tông, (xem phần 3.2.4). Vết nứt do cắt này bắt đầu phát triển ở tải trọng lớn nhất của cột và chính là sự giải thích cho sự giảm tải trọng. Ngay sau khi đạt đến tải trọng lớn nhất đã phát hiện rõ vùng biến dạng cắt trong ống thép tại vị trí của vết nứt do chịu cắt trong lõi bê tông. Vùng chịu cắt trở nên ngày càng rõ khi biến dạng ngày càng lớn hơn.

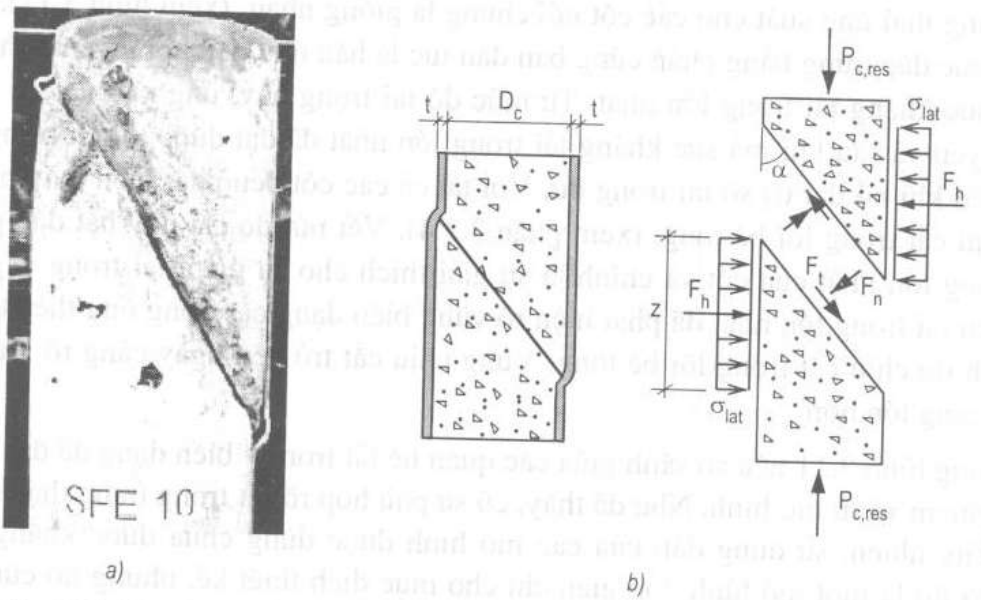
Trong hình 3.11 nêu so sánh giữa các quan hệ tải trọng - biến dạng đã đạt được từ các thí nghiệm và từ mô hình. Như đã thấy, có sự phù hợp rõ rệt trong trạng thái kết cấu tổng thể. Tuy nhiên, sự đúng đắn của các mô hình được dùng chưa được khẳng định hoàn toàn vì đó là một mô hình đơn giản chỉ cho mục đích thiết kế, nhưng nó cũng đã đủ có thể mô tả trạng thái cơ học của các cột CFST dựa trên các lý thuyết đã được nghiên cứu kỹ lưỡng cho các trạng thái cơ học của riêng bê tông và riêng thép.



Hình 3.11: So sánh giữa thí nghiệm và mô hình tính toán kiềm chế bị động cho cột ngắn CFST

3.2.5. Cường độ dư trong trường hợp phá hoại cắt phẳng

Phá hoại của các cột CFST được nhồi đặc bằng bê tông cường độ cao (HSC) đã được đặc trưng bằng sự xuất hiện của mặt phẳng phá hoại do cắt xiên, phân chia lõi bê tông thành hai mảnh nêm bị kiềm chế ngang bởi vỏ thép, (xem hình 3.12).



Hình 3.12. a) Phá hoại trong mẫu thí nghiệm cột ngắn CFST và b) mô hình mặt phẳng phá hoại cắt lý tưởng để dự đoán tải trọng dư trong lõi bê tông

Mô hình lý tưởng hoá trong hình 3.12b cho thấy các lực tác động khi mặt phẳng phá hoại do cắt đã hình thành đầy đủ. Gọi F_n là lực vuông góc với mặt phẳng cắt, lực tiếp tuyến do ma sát với mặt phẳng cắt sẽ là:

$$F_t = \mu F_n \tag{3.6}$$

trong đó: μ - hệ số ma sát giữa các bề mặt bê tông phân cách và xấp xỉ bằng 1.0.

Lực F_h theo phương nằm ngang tương ứng với áp lực kiềm chế bên σ_{lat} tác động trên mặt phẳng phá hoại:

$$F_h = \frac{D_c^2}{\tan\alpha}\sigma_{lat} \tag{3.7}$$

trong đó: D_c - đường kính của lõi bê tông

α - góc của mặt phẳng phá hoại.

Khi dùng phương trình 3.1, biểu thức trên có thể được tính toán dựa trên ứng suất kéo theo chu vi ống thép như sau:

$$F_h = \frac{D_c 2t}{\tan\alpha}\sigma_{ah} \tag{3.8}$$

Tác động tải trọng dư tương ứng đến lõi bê tông $P_{c,res}$ có thể được tính từ các phương trình cân bằng theo phương đứng và phương ngang. Cuối cùng tổng tải trọng dư của cột CFST có thể được tính bằng tổng của tải trọng dư lên bê tông và tải trọng tác dụng lên ống thép $P_{c,res}$ như sau:

$$P_{res} = P_{c,res} + P_{a,res} = \left(\frac{\sin\alpha + \mu\cos\alpha}{\cos\alpha - \mu\sin\alpha}\right)\frac{D_c 2t}{\tan\alpha}\sigma_{ah} + \sigma_{al}A_a \tag{3.9}$$

trong đó: σ_{al} - ứng suất nén dọc trục của thép

A_a - diện tích mặt cắt thép.

Lấy $\sigma_{al} = 0{,}85\ \sigma_0$ và giả thiết rằng áp dụng tiêu chuẩn giới hạn Von Mises cho ống thép, ứng suất ống thép có thể xác định bằng $\sigma_{ah} = 0.25\ \sigma_0$

Với các cột CFST trong đợt thí nghiệm bổ sung thứ ba, tải trọng tương ứng với mặt nằm ngang đã đạt được sau khi tải trọng đỉnh được lựa chọn như tải trọng dư. Như đã thấy trong hình 3.11, với một vài cột sức kháng tải trọng đã bắt đầu tăng lại khi mà biến dạng lớn hơn. Trong bảng 3.1 là một số kết quả tính toán sau khi thí nghiệm.

Bảng 3.1. So sánh các tải trọng dư đạt được trong các thí nghiệm và bằng mô hình

Cột	t	Thí nghiệm		Mô hình mặt phẳng cắt			(1)/(2)
		α	P_{res} (1)	P_{res} (2)	$P_{c,res}$	$P_{a,res}$	
	[mm]	[deg]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
SFE 10	2,0	32	1354	1156	651	505	1,17
SFE 11	3,0	25	1639	1592	830	762	1,03
SFE 12	4,0	27	2241	2158	1135	1023	1,04
SFE 13	5,0	28	2445	2732	1445	1287	0,89
SFE 14	6,0	25	2805	3214	1660	1554	0,87

Từ các kết quả trên Johansson đã kết luận rằng các giá trị theo thí nghiệm phù hợp với các kết quả tính toán từ mô hình. Các góc từ 25° đến 32°, và giá trị cao nhất đạt được cho cột với bề dầy ống thép mỏng nhất.

3.3. CỘT MẢNH CHỊU NÉN LỆCH TÂM

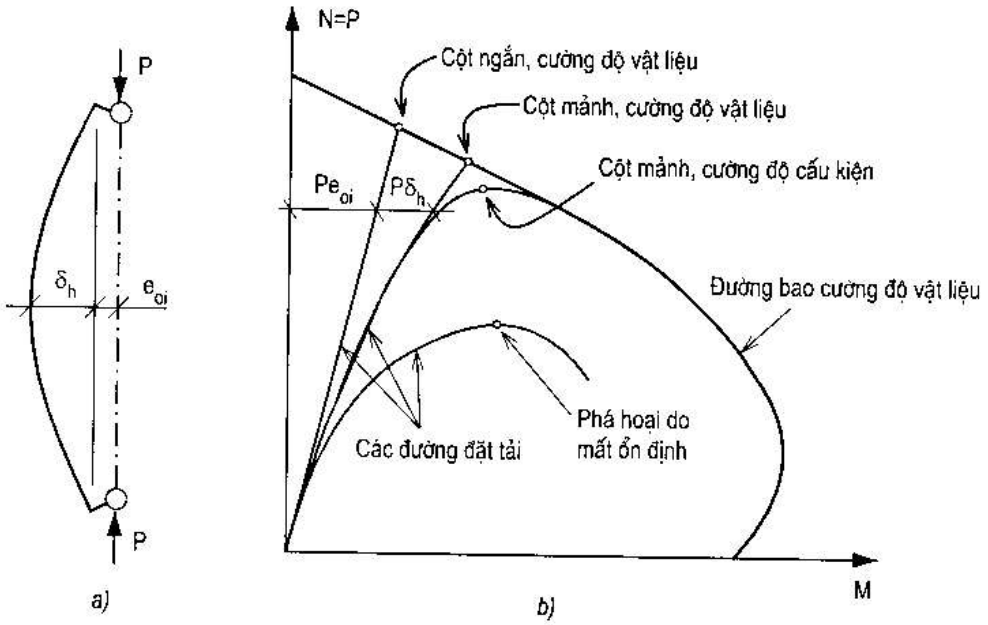
3.3.1. Khái quát chung

Thông thường, các cột chịu cả tải trọng nén dọc trục và mô men uốn. Tác động uốn xuất hiện là do độ lệch tâm của lực đặt vào cột một cách cố ý hay vô tình do thi công sai. Trong các kết cấu khung, các mô men đầu cột được truyền tới cột từ các dầm và sàn liền kề cột. Trong khi sức kháng tải trọng của cột ngắn có thể được giả thiết là chịu ảnh hưởng bởi cường độ mặt cắt ngang của nó thì sức kháng tải trọng của các cột mảnh còn phụ thuộc vào cả chiều dài và độ cứng chống uốn của cột. Vì vậy phải xét không chỉ đặc trưng phi tuyến vật liệu mà còn phải xét cả tính phi tuyến hình học. Một hiệu ứng phi tuyến hình học điển hình là hiệu ứng độ mảnh mà nguyên nhân là do độ lệch tâm tải trọng xuất hiện bởi độ biến dạng của cột trong quá trình đặt tải.

3.3.2. Hiệu ứng độ mảnh

Mô men uốn do độ lệch tâm ban đầu e_{oi}, sẽ gây ra biến dạng uốn ngang, được gọi là mô men sơ cấp. Mô men này là nguyên nhân gây ra độ cong của cột, khi làm tăng hiệu ứng lệch tâm của tải trọng tác dụng và do đó làm tăng mô men ở mặt cắt ngang nguy hiểm nhất. Mô men bổ sung do độ cong ngang δ_h, ở giữa chiều cao cột được gọi là mô men thứ cấp, (xem hình 3.13a).

Sự giảm sức kháng tải trọng do hiệu ứng độ mảnh trong cột hai đầu chốt phụ thuộc vào tỷ số của mô men thứ cấp với mô men sơ cấp trong mặt cắt ngang nguy hiểm nhất ở giữa chiều cao cột. Mô men sơ cấp biến đổi trực tiếp theo tải trọng và độ lệch tâm ban đầu. Mô men thứ cấp phụ thuộc không chỉ vào tải trọng mà còn phụ thuộc vào chiều dài của cột và độ cứng chống uốn của cột.



Hình 3.13 (a) Biến dạng của cột mảnh khi đặt tải trọng lệch tâm và (b) các đường đặt tải với các độ mảnh khác nhau

Trước tiên, xét trường hợp cột ngắn đầu chốt chịu tải trọng tác dụng với độ lệch tâm ban đầu nhỏ, e_{oi}. Sức kháng tải trọng của cột ngắn có thể được miêu tả trong biểu đồ tương tác, xem hình 3.13b. Mỗi điểm trên đường bao phá hoại này đại diện một tổ hợp của tải trọng dọc trục, N_u, và mô men, M_u, mà sẽ phá hoại mặt cắt ngang cột. Vì sự ngắn của cột nên biến dạng ngang và mô men thứ cấp là bị bỏ qua vì không đáng kể. Vì vậy khi tăng dần dần tải trọng tác dụng thì cùng tăng tương xứng cả tải trọng dọc trục ($N = P$) và mô men ($M = Pe_{oi}$) trong mặt cắt nguy hiểm nhất. Đường biểu diễn quá trình tải trọng dọc trục và mô men tác động trên mặt cắt ngang, gọi là đường đặt tải, xem hình 3.13b.

Xét một cột dài hơn một chút với cùng mặt cắt ngang và vì thế sẽ có cùng dạng đường bao phá hoại. Trong trường hợp này, mô men thứ cấp là đáng kể do tăng biến dạng ngang. Do đó tổng mô men trong mặt cắt ngang nguy hiểm nhất sẽ không tăng tỉ lệ thuận với tải trọng tác dụng nhưng vẫn tăng do độ võng tăng, $M = P(e_{oi} + \delta_h)$. Điều này được miêu tả trong hình 3.13 bằng đường cong đặt tải, lệch so với đường đặt tải đối với cột ngắn một mức độ bằng mô men $P\delta_h$. Sự phá hoại được miêu tả bằng điểm giao của đường đặt tải với đường bao phá hoại, thường được gọi là phá hoại theo vật liệu, bởi vì cường độ của mặt cắt ngang đã quá tải.

Mô men thứ cấp phụ thuộc độ mảnh của cột, và với các cột càng mảnh thì biến dạng càng lớn. Cột càng rất mảnh thì tốc độ biến dạng võng ngang càng tăng, do đó mô men thứ cấp và cả sức kháng tải của cột cũng đạt đến giới hạn ở mặt cắt nguy hiểm nhất do sự mất ổn định chứ không phải do phá hoại theo cường độ vật liệu.

Tuy nhiên, trạng thái kết cấu của cột không chỉ phụ thuộc vào hiệu ứng phi tuyến hình học mà còn phụ thuộc vào trạng thái phi tuyến vật liệu. Hai kiểu phổ biến của trạng thái phi tuyến hình học là trạng thái đàn dẻo và đường cong tuyến tính. Các cột bằng bê tông cốt thép thường có đặc tính vật liệu theo đường cong tuyến tính điển hình. Tuy nhiên, các cột liên hợp thép - bê tông có thể hoặc có đường cong tuyến tính hoặc trạng thái đàn dẻo nếu số lượng thép lớn. Do tính phi tuyến vật liệu, độ cứng chống uốn sẽ giảm, tăng dần biến dạng ngang và vì vậy tăng mô men thứ cấp.

3.4. TRẠNG THÁI LIÊN HỢP TRONG VÙNG LIÊN KẾT GIỮA ỐNG THÉP VỚI BÊ TÔNG

3.4.1. Giới thiệu chung

Để tận dụng hết các ưu điểm của kết cấu cột CFST, cần đảm bảo liên kết tốt để truyền tải trọng giữa ống thép và lõi bê tông. Thiết kế hợp lý các phần đỉnh và chân của các cột hoặc chỗ nối của cột liên tục là cần thiết để tải trọng chỉ tác dụng trên mặt cắt liên hợp. Như vậy các thành phần kết cấu của cột CFST sẽ được phát huy hết khả năng chịu tải của chúng.

3.4.2. Sự phân bố tải trọng

Trong Tiêu chuẩn châu Âu EC4 (1992), khi thiết kế cột liên hợp sẽ giả thiết rằng tác động liên hợp được thể hiện đầy đủ và phát huy hết sức kháng tải trọng lớn nhất của mặt cắt. Điều đó có nghĩa là đã giả thiết rằng không xuất hiện khả năng trượt tương đối trên bề mặt liên kết của ống thép và lõi bê tông. Nội lực và mô men tác động đến cột được phân bố giữa lõi bê tông và ống thép tùy theo ứng xử của chúng đối với biến dạng đã được gây ra.

Trong trạng thái giới hạn cực hạn, sự phân bố của lực pháp tuyến có thể được tính toán trên cơ sở sức kháng dẻo của các phần mặt cắt ngang. Thành phần sức kháng của thép (N_a) trong tổng lực pháp tuyến (N), thường được gọi là tỉ số góp phần của thép δ, có thể được xác định đối với trường hợp tải trọng dọc trục như sau:

$$\delta = \frac{N_a}{N} = \frac{A_a f_y}{A_a f_y + A_c f_{co} + A_s f_s} \tag{3.10}$$

và thành phần sức kháng còn lại là của lõi bê tông:

$$\frac{N_c}{N} = 1 - \delta \tag{3.11}$$

trong đó: A_a, A_c và A_s - các diện tích của ống thép, bê tông và cốt thép.

Sự phân bố nội lực trong trạng thái giới hạn cực hạn không nhất thiết xảy ra giống như sự phân bố trong trạng thái giới hạn sử dụng. Trong trạng thái giới hạn sử dụng thì sự phân bố phụ thuộc vào độ cứng dọc. Thành phần do thép có thể được viết như sau:

$$\frac{N_a}{N} = \frac{A_a E_a}{A_a E_a + A_c E_c + A_s E_s} \tag{3.12}$$

và thành phần do lõi bê tông là:

$$\frac{N_c}{N} = 1 - \frac{N_a}{N} \tag{3.13}$$

trong đó: E_a, E_c và E_s - các mô đun đàn hồi của ống thép, bê tông và cốt thép.

Khi cường độ chịu nén của bê tông tăng thì dẫn đến mô đun đàn hồi E cũng tăng, và từ phương trình (3.10) đến (3.13) dễ dàng nhận thấy rằng lõi bê tông góp phần càng tăng vào phần tăng của tổng lực pháp tuyến, cả trong trạng thái giới hạn sử dụng và trong trạng thái giới hạn cực hạn.

Chương 4

LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

4.1. THIẾT KẾ CƯỜNG ĐỘ CỘT ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

4.1.1. Nhận xét chung

Kết cấu ống thép nhồi bê tông được nghiên cứu, áp dụng xuất phát từ ý tưởng lợi dụng các đặc tính liên hợp của hai loại vật liệu bê tông và thép để cải thiện khả năng chịu nén và uốn của kết cấu. Kết cấu vỏ thép tạo ra hiệu ứng bó hay kiềm chế bê tông (concrete confinenment) và đồng thời tăng cường khả năng chịu uốn cục bộ của thép, tạo ra sự cùng làm việc (liên hợp) giữa hai thành phần vật liệu này. Để tính toán khả năng làm việc liên hợp của mặt cắt ống thép nhồi bê tông, các nước trên thế giới đã nghiên cứu biên soạn nhiều Quy trình, Quy phạm, Tiêu chuẩn thiết kế. Tuy nhiên, các công thức tính toán khả năng chịu lực nén và chịu uốn của kết cấu đưa ra bởi các Tiêu chuẩn này đều có các sự khác nhau. Cho đến nay, Việt Nam chưa ban hành Tiêu chuẩn thiết kế chính thức cho loại kết cấu ống thép nhồi bê tông này.

Tại Mỹ, các quy định tính toán cho kết cấu loại này được đề cập lần đầu tiên trong "Các yêu cầu của tiêu chuẩn xây dựng đối với bê tông cốt thép" do Viện bê tông Mỹ xuất bản năm 1963 (Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 1963) và sau đó trong "Tiêu chuẩn thiết kế nhà kết cấu thép theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng" do Viện thép xây dựng in lần thứ nhất năm 1986 (Load and resistance factor design LRFD speccification for structure steel buildings, AISC LRFD 1986).

Ở Bắc Mỹ, nhiều công trình nhà đã được thiết kế có hàng cột ống thép nhồi bê tông (Viest và các cộng sự 1997). Lúc đầu, các thiết kế này được tiến hành dựa trên các nguyên tắc thiết kế công trình cơ bản và có thể thiên về toán an toàn nhiều do chưa có các quy định cụ thể của Tiêu chuẩn. Tại Canada, các yêu cầu thiết kế đối với loại kết cấu này đã được đề cập trong Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép theo trạng thái giới hạn (Limit States Design of Steel Structures, CAN/CSAS 16.1-M94).

Liên quan đến các công trình cầu có sử dụng kết cấu ống thép nhồi bê tông, các quy định trong Tiêu chuẩn LRFD 1998 do AASHTO in năm 1998 đưa ra các công thức tính toán cấu kiện nén tương tự như kiến nghị của AISC nhưng không đề cập đến các điều kiện giới hạn đối với vật liệu hay kích thước hình học của mặt cắt như của AISC. Tại Canada, cấu kiện loại này được đề cập trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ in năm

1988 (CSA standard for thi design of highway bridges, CAN/CSA-S6-88, CSA 1988), cũng như trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu Ontario in năm 1991. Các lần xuất bản sau này của các cơ quan trên như AISC LRFD 1999 và CAN/CSAS 16.1-M94, các công thức tính toán kết cấu ống thép nhồi bê tông đã được đề cập đầy đủ. Tại châu Âu, các nội dung kiểm toán tương tự được quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu ống thép liên hợp EC4. Trung Quốc, một trong số những nước có nhiều công trình cầu vòm ống thép nhồi bê tông, đã có được những thành tựu đáng kể trong việc nghiên cứu thiết kế, thi công kết cấu ống thép nhồi bê tông và cũng đã xây dựng được một hệ thống Tiêu chuẩn thiết kế tương đối hoàn chỉnh. Các phương pháp và công thức kiểm toán kết cấu ống thép nhồi bê tông theo các Tiêu chuẩn của các nước sẽ được đề cập trong chương này.

Các cột liên hợp là dạng kết hợp giữa cột thép và bê tông cốt thép. Tuy nhiên, triết lý thiết kế cho hai thành phần kết cấu cơ bản là khác nhau. Các cột thép được xét như cấu kiện chịu nén "đúng tâm" bởi vì cột thép chịu tải trọng tại trọng tâm của cột, nhưng thực ra trong khi tính toán đã giả thiết bỏ qua các ứng suất dư, tải trọng ban đầu đặt thẳng và độ lệch tâm nhỏ. Cơ sở của thiết kế cột thép là tính toán về ổn định hoặc tính cong oằn, ngoài ra các mô men tác động tại hai đầu cột sẽ được xét trong tổ hợp cùng với lực dọc trục khiến cho sẽ giảm tải trọng trục như đã được giải thích bằng biểu đồ tương tác.

Cách tính toán cột bê tông cốt thép là hoàn toàn khác so với cách tính cột thép bởi vì tải trọng được xét lệch tâm với trọng tâm mặt cắt. Các phá hoại nói chung xảy ra tùy theo cường độ (độ bền) mặt cắt, có xét các hệ số chiết giảm để xét hiệu ứng thứ cấp làm tăng mô men trong các cột mảnh hơn, vì vậy cường độ (độ bền) cấu kiện có thể được dự báo trước.

Do có các đặc điểm vừa giống như các cột thép vừa giống như các cột bê tông cốt thép, nên loại cột liên hợp CFST cũng được nghiên cứu và được nhiều nước áp dụng rộng rãi. Các cột liên hợp ngắn có khuynh hướng chịu ảnh hưởng bởi các phá hoại cường độ mặt cắt ngang còn cột mảnh có khuynh hướng bị chi phối bởi độ ổn định. Trong Tiêu chuẩn châu Âu EC4 (Eurocode4), thủ tục thiết kế các cột liên hợp là sự tổ hợp của cả hai phương pháp. Về cơ bản, nó sử dụng phương pháp như đối với cột thép để tính toán tải trọng gây ra mất ổn định cong oằn thép, và cải biên để xét đến mô men tại đầu cột bằng cách áp dụng đường lối tính toán cột bê tông cốt thép. Tuy nhiên, nếu áp dụng phương pháp thiết kế này cho cột CFST thì tỉ số phân bố thép sẽ phải lấy trong khoảng $0,2 \leq \delta \leq 0,9$. Nếu tỉ số phân bố thép đạt dưới 0,2, cột sẽ được coi như cột bê tông và nếu nó là trên 0,9, cột sẽ được coi như cột thép.

Trong các phần sau, chỉ trình bày về sức kháng tải trọng của cột ngắn CFST chịu tải trọng dọc trục và hiệu ứng kiềm chế giãn nở bê tông.

2.1.2. Sức kháng tải trọng của cột CFST chịu nén dọc trục

Theo Tiêu chuẩn EC4, tải trọng nén ép dẻo, $N_{Pl,Rd}$ đối với cột liên hợp bê tông - thép dưới tác dụng nén dọc trục được tính toán bằng cách cộng các sức kháng dẻo của các thành phần của cột.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4.1)$$

trong đó:

A_a, A_c và A_s - diện tích mặt cắt ngang của kết cấu thép, bê tông và bê tông cốt thép

f_y, f_{ck} và f_{sk} - các đặc trưng cường độ

γ_{Ma}, γ_c và γ_s - các hệ số an toàn trong trạng thái giới hạn cực hạn.

Giảm cường độ bê tông bằng 0,85 do hiệu ứng dài hạn có thể được bỏ qua cho cột CFST, từ khi phát triển cường độ bê tông là đạt được tốt hơn do sự bảo vệ chống lại môi trường và chống lại nứt vỡ của bê tông. Hơn nữa, với các cột CFST mặt cắt tròn có thể làm tăng cường độ bê tông và giảm sức kháng trục của thép gây nên sự giãn nở bị động. Sức kháng đàn hồi có thể được tính toán như:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \eta_2 f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\left[1 + \eta_1 \left(\frac{t}{D}\right)\left(\frac{f_y}{f_{ck}}\right)\right] + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4.2)$$

trong đó:

t - chiều dày ống thép;

D - đường kính ngoài của cột.

Hiệu ứng giãn nở được xét khi quan hệ tỉ số độ mảnh $\bar{\lambda}$ nhỏ hơn 0,5. Tỉ số độ mảnh được xác định là:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}}} \quad (4.3)$$

trong đó:

$N_{Pl,Rd}$ - giá trị được tính toán với các hệ số an toàn vật liệu một phần lấy 1,0.

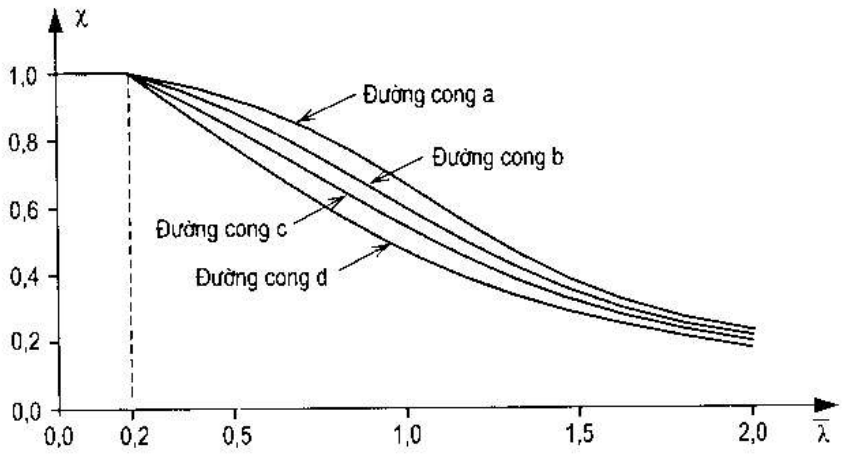
N_{cr} - tải trọng tới hạn đàn hồi của cột, (xem EC4 -1992).

Đây là giá trị xác định dưới điều kiện mà độ lệch tâm của lực tiêu chuẩn được tính toán bởi lý thuyết bậc nhất và xét tại cùng thời gian, không vượt quá giá trị D/10. Nếu một hoặc cả hai giới hạn này đã vượt quá, $\eta_1 = 0$ và $\eta_2 = 1$ phải được áp dụng, tức là không hiệu ứng giãn nở.

Cột có khả năng kháng tải trọng trục nếu:

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} \quad (4.4)$$

trong đó χ là hệ số giảm đưa vào ảnh hưởng oằn trong phạm vi quan hệ tỉ số độ mảnh và liên quan đến uốn cong, (xem EC4 -1992). Do mặt cắt bê tông đặc là dễ uốn hơn mặt cắt được bọc, Tiêu chuẩn EC4 đề nghị sử dụng đường cong oằn của chung châu Âu, đó là đường cong cao nhất a, xem hình 4.1.



***Hình 4.1:** Bốn đường cong oằn châu Âu*

4.1.3. So sánh với kết quả thí nghiệm

Thiết kế các cột CFST được nhồi bằng bê tông cấp C50 trong Tiêu chuẩn EC4. Trước đó loại cột này quan tâm đến việc sử dụng với bê tông có cường độ cao hơn. Kết quả thí nghiệm cho cột ngắn CFST được đặt tải tại mặt cắt nguyên đã được so sánh với kết quả trên cơ sở tính toán theo Tiêu chuẩn EC4, xem bảng 4.1. Tải trọng thí nghiệm P_y được so sánh với tải trọng tính toán $P_{y,cal}$ lấy như tải trọng nén ép đàn hồi, với giả thiết rằng giới hạn chảy của thép theo hướng dọc trục khi bê tông phá hoại và ứng suất theo chu vi ống thép là bằng 0 ($P_{y,cal} = N_{pl.Rd}$ được đưa ra bởi công thức (4.1)). Tải trọng tới hạn (P_u) đã so sánh với tải trọng tới hạn tính toán $P_{u,cal}$, lấy như sức kháng đàn hồi khi hiệu ứng giãn nở đưa vào khi nghiên cứu ($P_{u,cal} = N_{pl.Rd}$ được đưa ra bởi công thức (4.2)). Trong tính toán, đặc trưng vật liệu từ thí nghiệm đã được sử dụng và các hệ số an toàn từng phần đã được dùng chung. Hơn nữa, khi không ký hiệu vị trí ổn định đã đạt được trong thí nghiệm, không giảm trong các tính toán đã thực hiện. Tuy nhiên, trong các trường hợp quan hệ giá trị độ mảnh $\bar{\lambda}$ cao hơn 0.2, ảnh hưởng oằn đã được thể hiện bằng giảm hệ số theo đường cong oằn a.

Bảng 4.1. So sánh giữa kết quả thí nghiệm và Tiêu chuẩn EC4

Cột	Cấp bê tông	$f_{c,cyl}$	t	f_y	$\bar{\lambda}$	Thí nghiệm		Tiêu chuẩn EC4			
						P_y	P_u	$P_y/P_{y,cal}$ [1)]	σ_{al}/f_y	f_{cc}/f_c	$P_u/P_{u,cal}$ [2)]
		[MPa]	[mm]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SFE 1	C55	64,5	4,8	433	0,196	2170	2180	1,01	0,85	1,39	0,90
SFE 2	C55	64,5	4,8	433	0,196	2140	2170	1,00	0,85	1,39	0,89
SFE 3	C55	64,5	4,8	433	0,196	2150	2190	1,01	0,85	1,39	0,90

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SFE 4	C30	36,6	5,0	390	0,176	1550	2040	0,98	0,84	1,73	1,08
SFE 5	C30	36,6	6,8	402	0,175	1960	2860	1,02	0,84	2,02	1,23
SFE 6	C30	36,6	10,0	355	0,166	2100	3410	0,95	0,83	2,40	1,26
SFE 7	C85	93,8	5,0	390	0,209	2740	2740	1,06	0,86	1,23	0,97
SFE 8	C85	93,8	6,8	402	0,202	3220	3220	1,12	0,85	1,34	1,00
SFE 9	C85	93,8	10,0	355	0,187	3350	3710	1,09	0,84	1,49	1,05
SFE 10[3)]	C80	89,0	2,0	530	0,262	1750	2123	0,87	0,88	1,10	1,01/0,95[4)]
SFE 11[3)]	C80	89,0	3,0	530	0,252	2000	2770	0,88	0,87	1,16	1,15/1,07[4)]
SFE 12[3)]	C80	89,0	4,0	530	0,243	2250	3125	0,89	0,87	1,23	1,14/1,05[4)]
SFE 13[3)]	C80	89,0	5,0	530	0,237	2500	3620	0,90	0,86	1,30	1,18/1,08[4)]
SFE 14[3)]	C80	89,0	6,0	530	0,231	2750	3721	0,90	0,86	1,37	1,09/1,00[4)]

[1)] $P_{y,\,cal} = N_{pl,\,Rd}$, được tính toán với hiệu ứng giãn nở (công thức 5.1, không giảm hệ số 0,85)

[2)] $P_{u,\,cal} = N_{pl,\,Rd}$, được tính toán với các hiệu ứng giãn nở (công thức 5.2)

[3)] Các ống thép cán nguội

[4)] Tính toán giá trị thứ hai với f_u = 630MPa

Như đã được quan sát, tải trọng nén ép ($P_{y,\,cal}$) có khả năng đánh giá tốt tải trọng đàn hồi của cột được nhồi đặc bằng bê tông C30 và C55. Ống thép được nhồi bằng bê tông C85, tải trọng nén ép đánh giá thấp không đáng kể sức kháng đàn hồi từ các thí nghiệm. Với các cột thép nhồi đặc bằng bê tông C80, tải trọng đàn hồi được tính toán phù hợp hơn với các kết quả thí nghiệm. Tuy nhiên, trong trường hợp này tải trọng đàn hồi hạn chế tầm quan trọng vì không thay đổi nhiều đã bao gồm trong quan hệ tải trọng biến dạng do phát triển đầy đủ đường cong ứng suất - biến dạng đối với thép cán nguội.

Số hạng η_2 trong phương trình (4.2) có thể được xét như hệ số dư của thép mà giảm đi giới hạn chảy f_y với ứng suất nén dọc trục của thép σ_{al} do lực kéo bề mặt (vành ngoài) trong thép ống. Hơn nữa, biểu thức $1+\eta_1\left(\frac{t}{D}\right)\left(\frac{f_y}{f_{ck}}\right)$ có thể được xét như bê tông làm tăng hệ số mà tăng cường độ bê tông f_c tới cường độ bê tông f_{cc}. Hiệu ứng giãn nở này của ống thép và bê tông lõi được thấy trong bảng 4.1 tương ứng là σ_{al}/f_y và f_{cc}/f_c. Trong hầu hết các trường hợp, sức kháng dọc trục của ống thép giảm xấp xỉ 85% giới hạn chảy. Các cột có bê tông trong ống thép thì mức độ tăng cường độ của bê tông cấp thấp lớn hơn bê tông có cấp cao hơn. Hơn nữa, với cùng cấp bê tông, mức độ tăng cường độ bê tông tăng khi chiều dày ống thép tăng.

Sức kháng tải trọng tới hạn tính toán ($P_{u,\,cal}$) phù hợp tốt với các kết quả thí nghiệm cho các cột được nhồi đặc bằng bê tông C85, nhưng sức kháng của bê tông C30 và C55 tương ứng được đánh giá thấp và đánh giá cao. Sự đánh giá thấp cho các cột với C30 hầu như do xét sức căng trong thép, hơn là do độ chính xác của mô hình. Hơn nữa, trừ loại cột SFE10, tải trọng tới hạn đạt được với các cột được nhồi đặc bằng bê tông C80 cao hơn được dự báo trước bằng Tiêu chuẩn EC4. Tuy nhiên, phù hợp hơn nếu tải trọng tới hạn được tính với cường độ tới hạn của thép (f_u = 630MPa), đó là vì có khả năng đạt được tải trọng lớn nhất bởi thép cán nguội.

Như vậy, với các loại cột bằng ống thép cán nóng (SFE1 - SFE9), có thể thấy được sự thay đổi rõ nét trong quan hệ tải trọng - biến dạng khi đạt được tải trọng giới hạn, và do đó mức độ tải trọng này là quan trọng nhất để dự đoán. Trong trường hợp này, thủ tục đáng tin cậy nhất là sử dụng tải trọng nén ép ($P_{y,\,cal}$) không có các hiệu ứng trương nở. Hiệu ứng trương nở là không dễ quan sát thấy trước khi đạt được cường độ chịu nén bê tông và trước khi thể hiện được hiệu ứng của tính mềm dẻo. Tuy nhiên, có thể thấy được các biến dạng khi tải trọng đạt đến tới hạn là rất khác nhau giữa các cột khác nhau. Nói chung, sự khác nhau lớn hơn giữa tải trọng tới hạn và tải trọng chảy, phạm vi biến dạng lớn hơn khi tải trọng tới hạn xuất hiện. Với các cột được nhồi đặc bằng bê tông C55 và C85, tải trọng tới hạn không cao hơn tải trọng chảy. Chúng ta cũng có thể dùng một mô hình đơn giản để thí nghiệm với tải trọng nén ép đàn hồi ($P_{y,\,cal}$) không có hiệu ứng trương nở bằng một dụng cụ quan trắc tốt cho hầu hết tải trọng tới hạn. Bridge và O'Shea (1999) cũng đã đề nghị bỏ qua hiệu ứng trương nở với HSC.

Với các cột ống thép cán nguội, có thể sử dụng tải trọng tới hạn, bởi vì nó luôn giữ vị trí cho các biến dạng nhỏ. Vì vậy, sẽ có hiệu quả cao hơn nếu làm ống thép bằng loại thép cường độ cao, nhất là khi nó liên quan hiệu ứng giãn nở và sức kháng tải trọng. Tuy nhiên, khía cạnh này hiện nay nếu muốn áp dụng vẫn cần phải nghiên cứu thêm cả về mặt kinh tế và kỹ thuật.

4.2. CÁC HIỆU ỨNG DÀI HẠN TRONG CỘT CFST

4.2.1. Nhận xét chung

Mặc dù đối tượng chính trong phần này là trạng thái ngắn hạn của cột ngắn CFST, các hiệu ứng dài hạn đôi khi quan trọng và, trước đó, tổng quan của hiệu ứng dài hạn và ảnh hưởng của chúng trong trạng thái của cột CFST sẽ được đưa ra trong phần này.

Thông thường, sức kháng tải trọng của cấu kiện bê tông có thay đổi phụ thuộc thời gian, (xem Ichonose -2001). Tuy nhiên, trong trường hợp cột mảnh mà sự biến dạng do từ biến làm tăng mô men ngoài do hiệu ứng thứ cấp, điều này có thể với trường hợp duy trì mức độ tải trọng cao, kết quả làm tăng ứng suất trong bê tông. Vì vậy, mặc dù hiện tượng trên trong hầu hết các trường hợp không được xét khi thiết kế theo trạng thái giới hạn cực hạn, nó có thể quan trọng khi thiết kế theo trạng thái giới hạn sử dụng. Hơn nữa,

dự đoán trạng thái kết cấu phụ thuộc thời gian là quan trọng, không chỉ liên quan đến công tác bảo dưỡng kết cấu sau khi hoàn thiện, mà còn liên quan đến sự khống chế ứng suất và biến dạng trong quá trình chịu tải của kết cấu.

4.2.2. Biến dạng theo thời gian

Các biến dạng theo thời gian có thể là phụ thuộc ứng suất hoặc không phụ thuộc ứng suất. Các biến dạng không phụ thuộc ứng suất hoặc thay đổi thể tích là chủ yếu do co ngót và giãn nở. Chúng được định nghĩa như thay đổi giá trị phụ thuộc thời gian hoặc sức căng của mẫu bê tông không phụ thuộc tới ứng suất ngoài, (xem CEB/FIP -1999). Tồn tại một vài kiểu biến dạng co ngót; tuy nhiên, co ngót dẻo và co ngót khô là có ảnh hưởng nhiều nhất. Co ngót dẻo, được biết như là co ngót cơ học, kết quả từ giảm thể tích trong khi hydrat hoá xi măng, thể tích của hồ xi măng hoá cứng là ít hơn tổng thể tích nước và xi măng trước khi phản ứng hoá học. Nó xuất hiện không kể đến môi trường xung quanh. Co ngót khô là dạng quan trọng nhất của co ngót trong bê tông thường. Biến dạng này xuất hiện khi bê tông hoá cứng đầu tiên tiếp xúc với không khí có độ ẩm thấp hơn 100%.

Với cột bê tông cốt thép thường (NSC) tham số quan trọng nhất ảnh hưởng đến biên độ của co ngót là mất nước sau khoảng thời gian khô. Với bê tông cường độ cao (HSC), co ngót khô căn bản được giảm do trạng thái mao dẫn là rất thấp, dẫn tới giảm mất nước của bê tông. Co ngót dẻo được coi là không quan trọng đối với NSC, nhưng lại quan trọng với HSC.

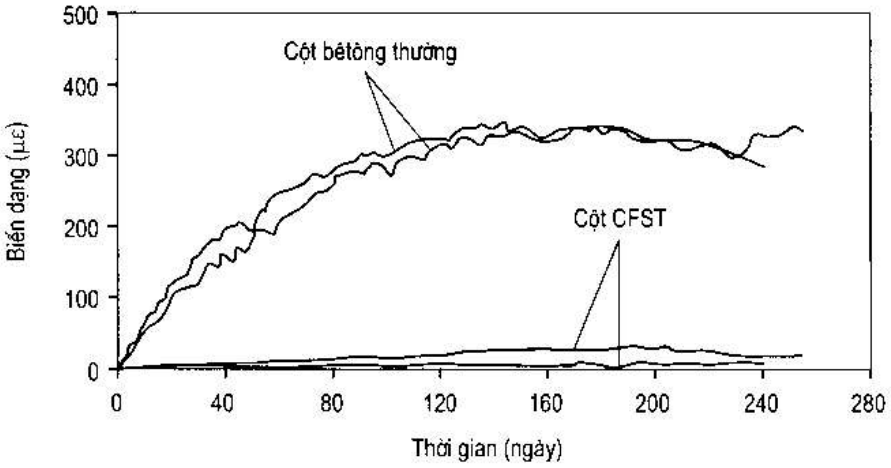
Các biến dạng phụ thuộc theo thời gian của bê tông dưới tải trọng ngoài được gọi là biến dạng từ biến. Từ biến của bê tông phụ thuộc cả các hệ số bên trong như là các đặc trưng vật liệu của các pha bê tông và thành phần cấu tạo của nó, và các tham số bên ngoài như là khí hậu xung quanh. Từ biến có liên quan chặt chẽ với co ngót, và hyđrát hoá (thuỷ hoá) hồ xi măng ảnh hưởng đến cả hai hiện tượng. Do ảnh hưởng quan trọng của nước trong bê tông và mất nước do khô trong khi bê tông chưa đủ cường độ, từ biến có thể được quy ước phân chia thành từ biến cơ bản và từ biến do khô. Từ biến cơ bản được định nghĩa như từ biến do biến dạng của bê tông, nó xuất hiện không có sự trao đổi độ ẩm với vùng môi trường xung quanh.

Từ biến khô xuất hiện khi ở đó khô trong quá trình phát triển cường độ, và được định nghĩa như sự khác nhau của tổng từ biến và từ biến cơ bản. Một kết cấu NSC có tỉ lệ nước/xi măng cao hơn sẽ có từ biến nhiều hơn kết cấu NSC có tỉ lệ nước/xi măng nhỏ hơn. Thông thường biến dạng do từ biến là có liên quan tới biến dạng đàn hồi ban đầu. Tại một thời điểm nhất định t, tỉ số của biến dạng do từ biến với biến dạng đàn hồi với một ứng suất không đổi tác động tại một thời điểm t_o, được gọi là hệ số từ biến (t, t_o). Độ lớn của biến dạng do từ biến cũng phụ thuộc vào tuổi của bê tông khi đặt tải lần đầu. Và lịch sử đặt tải trọng là kết quả trong biến dạng từ biến ban đầu. Bê tông đặt tải ở tuổi sớm thì từ biến trong bê tông xảy ra nhiều hơn bê tông đặt tải muộn.

4.2.3. Co ngót, từ biến trong cột ống thép nhồi bê tông

Từ biến và co ngót trong kết cấu có thể là nguyên nhân phân bố lại ứng suất, sự phân bố lại hợp lực của ứng suất đã gây ra bởi các tải trọng ngoài, và việc giảm cường độ do các biến dạng. Hơn nữa, từ biến luôn liên quan với tăng biến dạng của kết cấu bê tông. Tác dụng của từ biến trong sự phân bố lại ứng suất, và độ lớn của tổng hợp ứng suất, hầu hết dễ thấy trong các thành phần bao gồm các vật liệu với mức độ khác nhau của các đặc tính từ biến, trong kết cấu mà các điều kiên biên hoặc các điều kiện chính đã thay đổi trong vòng đời của kết cấu, hoặc nơi mà lực phát triển do đã áp đặt sự biến dạng cưỡng bức. Ví dụ nơi phân bố lại ứng suất nhiều có thể xuất hiện đặc tính từ biến khác nhau trong các cấu kiện liên hợp bê tông - thép, như các cột CFST, tại đó thép và bê tông liên kết chịu tải trọng.

Ichinose (2001) đã thực hiện các thí nghiệm trong các mẫu thử gồm có ống thép dài 1.0m, có đường kính ngoài 165.2mm, được nhồi đặc bằng bê tông. Từ việc đo co ngót của bê tông, đã tìm thấy rằng biến dạng do co ngót trong các cột CFST là khoảng 9% của các giá trị được đo trong các cột bê tông, (xem hình 4.2).



***Hình 4.2**. Biến dạng do co ngót của bê tông theo các thí nghiệm của Ichinose (2001)*

Terrey (1994) và Uy (2001) đã cho thấy, trong thí nghiệm nghiên cứu các hiệu ứng biến dạng dài hạn trong cột CFST, biến dạng do co ngót trong cột CFST là nhiều hơn trong cột bê tông. Hơn nữa, bê tông trương nở nhiều hơn ống thép dưới biến dạng dọc lớn; vì vậy, sự co do co ngót của lõi bê tông ảnh hưởng nhiều hơn sức kháng tải trọng của các cột CFST, (có thể xem trong nghiên cứu của Shams và Saadeghvaziri - 1997). Do đó, trong trường hợp một cấu kiện được nhồi đặc bê tông mà bê tông được tách biệt với điều kiện môi trường, quá trình co ngót rất chậm và có thể bỏ qua trong thiết kế, (xem trong nghiên cứu của Terrey - 1994). Tuy nhiên có thể thấy rằng co ngót đó chống lại sự phát triển cường độ dính bám giữa ống thép và lõi bê tông. Điều này có thể dẫn đến việc giảm chất lượng tại những diện tích nơi mà truyền lực cắt được dựa vào dính bám tự nhiên. Hơn nữa, nếu tải trọng đã được truyền vào bằng sự tiếp xúc giữa thép và phần mặt cắt bê tông, co ngót có thể gây ra hậu quả không mong muốn dưới một bản đặt tải. Mặt cắt thép có thể bị quá tải, và có thể ảnh hưởng tới chất lượng của cột.

Ichinose (2001) cũng đã thực hiện các thí nghiệm để nghiên cứu hiệu ứng từ biến. Ba điều kiện tải trọng khác nhau đã được nghiên cứu bằng việc thay đổi điều kiện biên đặt tải hai đầu của mẫu thử: Tải trọng trên mặt cắt bê tông, tải trọng trên mặt cắt thép và tải trọng trên toàn bộ mặt cắt liên hợp. Tác giả đã tổ hợp các biến dạng do từ biến bằng cách đo các mẫu thử chịu các tải trọng dọc trục được duy trì liên tục, sau khi loại trừ các biến dạng do co ngót và các hiệu ứng do nhiệt độ. Kết quả cho thấy rằng hiện tượng từ biến làm ổn định nhanh cho các cột CFST hơn là cho các cột bê tông thô (đơn giản). Hệ số từ biến được đánh giá cho các cột CFST xấp xỉ 0,1, 0,3 và 0,4 cho tải trọng trên mặt cắt thép, tải trọng trên toàn bộ mặt cắt và tải trọng trên mặt cắt bê tông tương ứng. Điều này được so sánh với một giá 1,2 cho các mẫu bê tông thô.

Morino (1996) và Uy (2001) đã thực hiện các thí nghiệm tương tự nhưng với tải trọng không đổi, và họ đã xác định hệ số từ biến cuối cùng cho các cột CFST xấp xỉ 0,5 và 1,0. Khi truyền ứng suất giữa bê tông và thép, tải trọng sẽ được phân bố lại từ bê tông tới thép, (xem trong nghiên cứu của Morino - 1996). Vì vậy, hiệu ứng từ biến sẽ phụ thuộc không chỉ với môi trường mà còn phụ thuộc vào kích thước của cột, như là đường kính và chiều dày thép. Hơn nữa, trạng thái tải trọng là quan trọng; điều đó cho thấy rõ hiệu ứng từ biến khi tải trọng được đặt chỉ lên mặt cắt thép phải ít hơn khi tải trọng được đặt chỉ lên mặt cắt bê tông. Terrey (1994) đã thực hiện các thí nghiệm trên ống thép nhồi bê tông tại chỗ, tải trọng đã đặt chỉ lên mặt cắt bê tông, và bề mặt bên trong của ống thép được bôi trơn bề mặt tiếp xúc với bê tông, vì vậy ngăn cản truyền lực cắt tới ống thép. Họ đã xác định được hệ số từ biến cuối cùng của bê tông được bọc xấp xỉ 1,2 và cho bê tông thông thường. Hệ số từ biến được xác định từ các thí nghiệm mà vị trí bê tông không bị kiềm chế theo chiều dọc bởi ống thép là trị số duy nhất sẽ được sử dụng trong mô hình phân tích để dự đoán biến dạng theo thời gian của bê tông trong cột CFST.

Như vậy, ống thép đã ngăn cản quá trình khô bề mặt của lõi bê tông. Do đó giảm hiệu ứng của co ngót do khô và cả từ biến khô. Tuy nhiên, quan trọng nhất là ngăn cản hiệu ứng của ống thép bọc lõi bê tông, dẫn tới phân bố lại ứng suất từ bê tông tới thép, mà giảm hiệu ứng từ biến và co ngót của các cột CFST. Lưu ý rằng sự phân bố lại tải trọng từ lõi bê tông tới ống thép sẽ tăng ứng suất chịu nén trong ống thép và theo Terry (1994), điều này có thể làm giảm sự oằn trong ống thép thành mỏng. Hơn nữa, theo Tiêu chuẩn EC4 việc giảm cường độ bê tông xuống 0,85 do các hiệu ứng dài hạn có thể đã bỏ qua đối với các cột CFST khi phát triển của cường độ bê tông đạt được tốt hơn so sự bảo vệ cách ly môi trường bên ngoài.

4.3. KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG THEO CÁC TIÊU CHUẨN NƯỚC NGOÀI (CECS 28:90, JCJ 01-89, DL 5099-97)

4.3.1. Tính toán cường độ chịu lực của cấu kiện chịu lực đúng tâm

4.3.1.1. Tính toán sức chịu tải của cột ngắn chịu lực đúng tâm

a) Theo CECS 28 : 90

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + 0) \qquad (4.5)$$

trong đó:

N_0 - lực tác dụng lên cấu kiện

θ - hệ số giữa ống thép và bê tông, $\theta = \dfrac{f_s A_s}{f_c A_c}$

f_s - cường độ chịu kéo của thép

A_s - diện tích mặt cắt ống thép

f_c - cường độ chịu nén của bê tông

A_c - diện tích mặt cắt của lõi bê tông

b) Theo JCJ 01 - 89

$$N_0 = f_s A_s + K_L f_c A_c \tag{4.6}$$

trong đó:

K_L - hệ số tăng cường độ chịu nén của lõi bê tông, phụ thuộc loại thép, cấp của bê tông và hàm lượng thép ρ, (xem bảng 4.2).

ρ - hàm lượng thép của cấu kiện, ρ = 4t/D.

Bảng 4.2. Giá trị K_L

ρ	Loại thép					
	Thép số 3			16Mn		
	Cấp bê tông					
	C30	C40	C50	C30	C40	C50
1	2	3	4	5	6	7
0,04	1,43	1,32	1,27	1,62	1,46	1,39
0,05	1,52	1,39	1,33	1,76	1,56	1,48
0,06	1,61	1,45	1,38	1,89	1,66	1,56
0,07	1,69	1,51	1,43	2,01	1,75	1,63
0,08	1,77	1,57	1,48	2,12	1,83	1,70
0,09	1,83	1,62	1,52	2,21	1,90	1,76
0,10	1,89	1,66	1,55	2,29	1,96	1,81
0,11	1,93	1,69	1,58	2,36	2,01	1,85
0,12	1,97	1,72	1,60	2,36	2,01	1,85
0,13	1,99	1,73	1,62	2,36	2,01	1,85
0,14	2,00	1,74	1,62	2,36	2,01	1,85
0,15	2,00	1,74	1,62	2,36	2,01	1,85
0,16	2,00	1,74	1,62	2,36	2,01	1,85

c) Theo DL 5099 - 97

Dựa trên nghiên cứu vật liệu ống thép nhồi bê tông, từ đó có được cường độ của ống thép nhồi bê tông và căn cứ toàn bộ mặt cắt tìm ra khả năng chịu nén đúng tâm của cấu kiện.

Giá trị cường độ thiết kế của ống thép nhồi bê tông liên hợp f_{sc} được tính như sau:

$$f_{sc} = (1.212 + B\,\xi + C\xi^2)f_c \qquad (4.7)$$

trong đó

ξ - hệ số của mặt cắt cấu kiện, $\xi = \alpha_s f_n / f_c$

B - hệ số tính toán, $B = 0{,}1759 f_y/235 + 0{,}9740$

C - hệ số tính toán, $C = -0{,}1038 f_{ck}/20 + 0{,}0309$

f_{ck} - giá trị tiêu chuẩn cường độ chịu nén của bê tông

f_y - giới hạn đàn hồi của vật liệu thép ống

Để tiện hơn cho việc ứng dụng người ta lập f_{sc} thành bảng tra, f_{sc} phụ thuộc vào loại thép, cấp bê tông và hàm lượng thép α_s. Đối với nhóm vật liệu thứ 1 (xem bảng 4-2), f_{sc} xem bảng 4-3. Đối với nhóm vật liệu thứ 2, khi sử dụng thép A_3 và thép 16Mn thì nhân với 0.96, khi sử dụng thép 15MnV thì nhân 0.94.

Công thức (4-7) phản ánh tình trạng khi ống thép nhồi bê tông chịu lực, thép phụ thuộc vào hướng nén, hướng kéo của lực, lõi bê tông phụ thuộc vào nén 3 trục, từ ảnh hưởng của ống thép và quan hệ của bản thân kết cấu của lõi bê tông mà suy ra được ứng lực của ống thép nhồi bê tông chịu nén đúng tâm (có nghĩa là bình quân ứng lực) và biến đổi toàn bộ thành quá trình phi tuyến, dựa vào đó tìm được giá trị tổ hợp cường độ tiêu chuẩn của trọng tâm ống thép nhồi bê tông khi chịu lực.

Sau khi có được giá trị thiết kế cường độ chịu nén của ống thép nhồi bê tông chịu nén đúng tâm thì nhân với diện tích mặt cắt của cấu kiện ống thép nhồi bê tông chịu nén đúng tâm.

$$N_0 = f_{sc}\, A_{sc}$$

trong đó: f_{sc} - giá trị cường độ thiết kế của tổ hợp ống thép nhồi bê tông chịu nén đúng tâm

A_{sc} - diện tích mặt cắt của cấu kiện liên hợp ống thép nhồi bê tông, $A_{sc} = \pi D^2/4$

Bảng 4-3. Giá trị thiết kế cường độ ống thép nhồi bê tông liên hợp chịu lực đúng tâm theo DL 5099-97

Vật liệu thép	Bê tông	$\alpha = 0{,}04$	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Q_{235}	C30	27,7	30,0	32,3	34,6	36,8	39,0	41,1	43,3
	C40	33,1	35,4	37,7	39,9	42,1	44,2	46,4	48,5
	C50	38,0	40,2	42,5	44,7	46,9	49,0	51,1	53,2
	C60	41,6	43,9	46,1	48,3	50,4	52,6	54,7	56,7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Q_{345}	C30	32,9	36,5	39,9	43,3	46,7	50,0	53,2	56,3
	C40	38,3	41,8	45,2	48,6	51,8	55,0	58,2	61,2
	C50	43,1	46,6	50,0	53,3	56,5	59,7	62,7	65,7
	C60	46,7	50,2	53,5	56,8	60,0	63,2	66,2	69,2
15MnV	C30	34,9	38,9	42,8	46,6	50,3	54,0	57,6	61,1
	C40	40,2	44,2	48,0	51,8	55,4	59,0	62,5	65,9
	C50	45,0	48,9	52,7	56,4	60,1	63,6	97,0	70,3
	C60	48,6	52,5	56,3	60,0	63,6	67,1	70,4	73,7

Bảng 4-3: Giá trị thiết kế cường độ ống thép nhồi bê tông liên hợp chịu lực đúng tâm theo DL 5099-97 (tiếp)

Vật liệu thép	Bê tông	$\alpha = 0,12$	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Q_{235}	C30	45,4	47,5	49,5	51,5	53,5	55,5	57,4	59,3	61,2
	C40	50,5	52,5	54,5	56,5	58,4	60,3	62,2	64,0	65,8
	C50	55,2	57,2	59,1	61,1	62,9	64,8	66,6	68,4	70,1
	C60	58,7	60,7	62,6	64,5	66,4	68,2	70,0	71,8	73,5
Q_{345}	C30	59,4	62,5	65,4	68,4	41,2	74,0	76,7	79,4	82,0
	C40	64,2	67,1	70,0	72,7	75,4	78,1	80,6	83,1	85,5
	C50	68,7	71,5	74,3	77,0	79,6	82,1	84,6	87,0	89,3
	C60	72,1	74,9	77,6	80,3	82,9	85,4	87,8	90,1	92,4
15MnV	C30	64,6	67,9	71,2	74,4	77,6	80,6	83,6	86,5	89,4
	C40	63,2	72,4	75,5	78,6	81,5	84,4	87,2	89,9	92,5
	C50	73,6	76,7	79,7	82,7	85,5	88,3	91,0	93,5	96,0
	C60	76,9	80,0	83,0	85,9	88,7	91,4	94,0	96,5	98,9

Bảng 4-4. So sánh kết quả tính toán cường độ chịu lực của cấu kiện chịu lực đúng tâm theo 3 tiêu chuẩn thiết kế khác nhau

TT	Đường kính ống thép D (mm)	Chiều dày thành ống t (mm)	Loại thép	Cấp bê tông (MPa)	Giá trị cường độ chịu lực thiết kế (10^3kN)		
					CECS 28:90	JCJ 01-89	DL 5099-97
1	2	3	4	5	6	7	8
1	500	6	A_3	C30	7,718	6,402	5,890
2	500	8	A_3	C30	8,127	7,437	6,667
3	500	10	A_3	C30	9,021	8,422	7,442
4	700	8	A_3	C30	13,791	12,252	11,306
5	700	10	A_3	C30	15,147	13,718	12,431

1	2	3	4	5	6	7	8
6	700	12	A_3	C30	16,439	15,135	13,511
7	800	10	A_3	C40	21,705	18,288	18,014
8	800	12	A_3	C40	23,248	20,354	19,271
9	800	14	A_3	C40	24,797	21,906	20,487
10	800	14	16Mn	C40	29,228	27,900	25,026
11	1000	10	A_3	C40	31,313	26,725	26,219
12	1000	10	A_3	C50	35,300	29,821	29,914
13	1000	12	A_3	C40	33,406	28,082	27,764
14	1000	12	16Mn	C40	39,405	35,317	32,830
15	1000	14	16Mn	C50	46,532	41,606	38,843

4.3.1.2. Cường độ chịu kéo

Theo quy trình JCJ 01 - 89 và CECS 28:90 công thức tính toán là:

$$N \le A_s f_s$$

Theo DL 5099 - 97: $N \le 1.1 A_s f_s$

Như vậy các công thức tính cường độ chịu kéo của 3 tiêu chuẩn là tương đồng với nhau, hệ số 1.1 trong DL 5099 - 97 tức là tính tăng thêm 10%.

4.3.2. Tính toán độ ổn định của cấu kiện chịu lực đúng tâm

4.3.2.1. Phương pháp tính toán

Điều kiện ổn định là vấn đề rất quan trọng trong cấu kiện chịu nén. Vì vậy, trong các kết cấu có những cấu kiện liên hợp ống thép nhồi bê tông thì cần phải hết sức chú ý đến vấn đề ổn định. Trong cả 3 tiêu chuẩn đang được giới thiệu ở trên (JCJ 01 - 89, DL 5099- 97và CECS 28:90) đều đề cập đến vấn đề này. Nói chung, ổn định chịu nén đúng tâm của cấu kiện ống thép nhồi bê tông phụ thuộc vào cường độ biến dạng, vấn đề cường độ và độ ổn định của kết cấu gộp lại thành 1. Khi mà độ mảnh rất nhỏ thì giảm hệ số bằng 1, vấn đề ổn định được chuyển thành vấn đề cường độ. Từ vấn đề độ mảnh, giảm hệ số có thể thấy, với JCJ 01 - 89, DL 5099 - 97 khi độ mảnh $\lambda = 4L_o/D \le 10$(L_o là độ dài cấu kiện, D là đường kính ống thép) thì hệ số độ mảnh giảm bằng 1.0. Với CECS 28:90 khi độ mảnh $\lambda = L_o/D \le 4$ thì hệ số độ mảnh giảm bằng 1,0.

Công thức tính toán độ ổn định của cấu kiện chịu nén đúng tâm là:

$$N \le \varphi_1 N_0 \qquad (4\text{-}8)$$

trong đó: N - khả năng chịu tải

φ_1 - hệ số ổn định

N_0 - khả năng chịu nén của cấu kiện chịu nén đúng tâm.

4.3.2.2. Hệ số ổn định φ_l

a) Theo CECS 28 : 90

Hệ số ổn định φ_l được tính như sau:

$$\varphi_l = 1 - 0.115\sqrt{l_0 / D - 4} \qquad l_0/D > 4 \qquad (4\text{-}9a)$$

$$\varphi_l = 1 \qquad l_0/D \le 4 \qquad (4\text{-}9b)$$

trong đó:

l_0 - chiều dài tự do của cấu kiện

D - đường kính ống thép

b) Theo JCJ 01-89

Đối với trụ dài trong giai đoạn mất ổn định, có thể trực tiếp dùng công thức tính lực tác dụng theo Ole:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_{sc}^N}{\lambda^2} \qquad (4\text{-}10)$$

trong đó: E_{sc}^N - biến dạng đàn hồi của cấu kiện ống thép nhồi bê tông

Đối với trụ dài trung bình trong giai đoạn mất ổn định và có tính dẻo, tính đàn hồi, sử dụng lý luận đại lượng tiếp tuyến để tính ra lực Ole:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_{sct}}{\lambda^2} \qquad (4\text{-}11)$$

trong đó : E_{sct} - đại lượng biến dạng tiếp tuyến của cấu kiện ống thép nhồi bê tông

Đại lượng biến dạng tiếp tuyến E_{sct} được tính bằng công thức quan hệ tỷ lệ của lực tác dụng nén lên ống thép nhồi bê tông.

$$\frac{\sigma_l}{\sigma_l^b} = 2.\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_l^b} - \left(\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_l^b}\right)^2 \qquad (4\text{-}12a)$$

$$E_{sct} = \frac{d\sigma_l}{d\varepsilon_l} = 2.\sigma_l^b.\left[\frac{1}{\varepsilon_l^b} - \frac{\varepsilon_l}{\left(\varepsilon_l^b\right)^2}\right] \qquad (4\text{-}12b)$$

trong đó:

σ_l, $\sigma_l{}^b$ - bình quân lực tác dụng phát ra và bình quân lực tác dụng cực đại

ε_l, $\varepsilon_l{}^b$ - bình quân biến dạng theo phát ra và bình quân biến dạng cực đại

Bảng 4.4. Hệ số ổn định φ_l phụ thuộc vào loại thép, cấp bê tông, hàm lượng thép ρ và độ mảnh λ (JCJ 01-89)

	Thép số 3					C30		16Mn					C30	
λ \ ρ	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
20	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997
30	0,990	0,989	0,988	0,987	0,987	0,988	0,988	0,986	0,983	0,980	0,979	0,979	0,980	0,980
40	0,970	0,966	0,963	0,961	0,961	0,961	0,964	0,956	0,947	0,940	0,936	0,935	0,937	0,939
50	0,932	0,923	0,917	0,914	0,913	0,914	0,919	0,904	0,886	0,874	0,866	0,865	0,869	0,872
60	0,876	0,861	0,853	0,848	0,847	0,848	0,856	0,834	0,807	0,790	0,780	0,780	0,785	0,790
70	0,808	0,789	0,778	0,772	0,771	0,773	0,783	0,755	0,725	0,707	0,696	0,696	0,703	0,710
80	0,737	0,716	0,705	0,699	0,697	0,699	0,711	0,681	0,653	0,636	0,626	0,629	0,638	0,648
90	0,671	0,652	0,642	0,637	0,635	0,637	0,651	0,622	0,600	0,591	0,578	0,581	0,591	0,599
100	0,620	0,606	0,598	0,595	0,594	0,595	0,613	0,593	0,555	0,526	0,509	0,506	0,512	0,515
110	0,600	0,579	0,562	0,553	0,549	0,551	0,561	0,533	0,485	0,455	0,437	0,434	0,437	0,439
120	0,561	0,520	0,500	0,489	0,486	0,488	0,496	0,467	0,419	0,391	0,375	0,371	0,373	0,374
130	0,491	0,457	0,438	0,428	0,424	0,427	0,433	0,406	0,362	0,337	0,323	0,319	0,320	0,321
140	0,432	0,401	0,383	0,373	0,370	0,373	0,378	0,354	0,315	0,292	0,280	0,276	0,277	0,278
150	0,381	0,352	0,336	0,327	0,325	0,327	0,331	0,310	0,275	0,255	0,244	0,241	0,242	0,243
	Thép số 3					C40		16Mn					C40	
λ \ ρ	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
20	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997
30	0,989	0,987	0,987	0,986	0,986	0,986	0,987	0,984	0,981	0,979	0,978	0,978	0,979	0,980
40	0,964	0,961	0,958	0,957	0,957	0,958	0,961	0,951	0,942	0,936	0,933	0,933	0,935	0,937
50	0,920	0,913	0,908	0,906	0,906	0,908	0,913	0,894	0,878	0,867	0,860	0,860	0,864	0,868
60	0,858	0,846	0,840	0,836	0,836	0,839	0,847	0,819	0,796	0,782	0,773	0,733	0,779	0,784
70	0,784	0,770	0,762	0,759	0,758	0,716	0,772	0,738	0,713	0,697	0,688	0,689	0,697	0,704
80	0,711	0,697	0,688	0,685	0,685	0,687	0,700	0,665	0,641	0,628	0,620	0,623	0,633	0,642
90	0,648	0,635	0,628	0,625	0,625	0,627	0,641	0,600	0,600	0,583	0,571	0,573	0,582	0,590
100	0,602	0,603	0,596	0,591	0,589	0,591	0,605	0,574	0,538	0,513	0,498	0,497	0,502	0,506
110	0,576	0,554	0,541	0,534	0,532	0,536	0,546	0,508	0,467	0,442	0,427	0,424	0,428	0,431
120	0,515	0,490	0,475	0,468	0,467	0,471	0,479	0,441	0,402	0,379	0,365	0,363	0,365	0,367
130	0,452	0,428	0,414	0,408	0,406	0,410	0,417	0,382	0,347	0,326	0,314	0,312	0,313	0,315
140	0,396	0,347	0,361	0,355	0,354	0,358	0,363	0,332	0,301	0,283	0,272	0,270	0,271	0,273
150	0,347	0,328	0,317	0,311	0,310	0,313	0,318	0,290	0,263	0,247	0,238	0,236	0,237	0,238

	Thép số 3				C50			16Mn				C50		
λ \ ρ	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16
10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
20	0,998	0,998	0,998	0,993	0,998	0,998	0,998	0,997	0,997	0,997	0,996	0,997	0,997	0,997
30	0,987	0,986	0,986	0,985	0,985	0,986	0,987	0,983	0,980	0,978	0,977	0,977	0,978	0,979
40	0,960	0,957	0,955	0,955	0,955	0,956	0,959	0,947	0,939	0,934	0,930	0,931	0,933	0,935
50	0,912	0,906	0,902	0,901	0,901	0,903	0,909	0,887	0,872	0,862	0,856	0,857	0,851	0,865
60	0,846	0,836	0,831	0,829	0,829	0,832	0,841	0,809	0,789	0,776	0,768	769,000	0,774	0,780
70	0,770	0,758	0,752	0,749	0,750	0,753	0,764	0,727	0,705	0,691	0,683	0,685	0,692	0,700
80	0,696	0,684	0,678	0,676	0,676	0,680	0,692	0,654	0,634	0,622	0,616	0,619	0,629	0,638
90	0,634	0,624	0,619	0,617	0,618	0,621	0,635	0,601	0,593	0,576	0,565	0,567	0,576	0,583
100	0,605	0,595	0,587	0,582	0,582	0,585	0,597	0,560	0,527	0,504	0,490	0,490	0,495	0,500
110	0,556	0,537	0,526	0,520	0,521	0,525	0,535	0,491	0,455	0,433	0,419	0,418	0,422	0,425
120	0,491	0,471	0,459	0,454	0,454	0,459	0,468	0,424	0,391	0,370	0,358	0,357	0,359	0,362
130	0,429	0,410	0,399	0,394	0,395	0,399	0,406	0,367	0,337	0,319	0,308	0,306	0,309	0,310
140	0,371	0,357	0,348	0,343	0,344	0,348	0,354	0,319	0,292	0,276	0,267	0,265	0,267	0,269
150	0,328	0,313	0,304	0,301	0,301	0,304	0,310	0,279	0,255	0,241	0,233	0,232	0,233	0,234

c) Theo DL 5099 - 97

Tiêu chuẩn DL 5099 - 97 dựa theo giả thiết đồng nhất để tìm được đại lượng biến dạng tiếp tuyến tổ hợp của bê tông cốt thép.

$$E_{sct} = \frac{(A_1 f_{sc}^{y} - B_1 \bar{\sigma})\bar{\sigma}}{(f_{sc}^{y} - f_{sc}^{p}) f_{sc}^{p}} . E_{sc} \qquad (4\text{-}13)$$

trong đó

f_{sc}^{y} - giá trị tiêu chuẩn cường độ tổ hợp

f_{sc}^{p} - giới hạn tỷ lệ của vật liệu tổ hợp

A_1 - hệ số, $A_1 = 1 - \frac{E'_{sc}}{E_{sc}} \left(\frac{f_{sc}^{p}}{f_{sc}^{y}} \right)^2$

B_1 - hệ số, $B_1 = 1 - \frac{E'_{sc}}{E_{sc}} \left(\frac{f_{sc}^{p}}{f_{sc}^{y}} \right)^2$

$\bar{\sigma}$ - bình quân lực tác dụng, $\bar{\sigma} = \frac{N}{A_{sc}}$

E'_{sc} - đại lượng của giai đoạn phát triển cường độ, $E'_{sc} = 5000 a_s + 550$

Giới hạn độ mảnh λ_p của trục có độ dài trung bình cũng dựa theo lực tác dụng lên thép $\sigma_s = f_s$.

Tương tự như tiêu chuẩn JCJ 01 - 89, để thuận tiện hơn trong này đã quy định giảm bớt một số hệ số φ_l, phụ thuộc vào độ mảnh, loại thép, (xem bảng 4.5).

Bảng 4.5. Hệ số ổn định của cấu kiện chịu nén đúng tâm theo DL 5099 - 97

λ		10	20	30	40	50	60	70	80
Vật liệu	3	1,000	0,990	0,978	0,960	0,902	0,849	0,801	0,761
	16Mn	1,000	0,990	0,976	0,956	0,897	0,841	0,791	0,748
	15MnV	1,000	0,990	0,976	0,957	0,898	0,842	0,793	0,750

λ		90	100	110	120	130	140	150
Vật liệu	3	0,727	0,696	0,666	0,609	0,519	0,447	0,390
	16Mn	0,710	0,631	0,538	0,469	0,400	0,345	0,300
	15MnV	0,713	0,596	0,508	0,443	0,377	0,325	0,283

4.3.2.3. So sánh và phân tích

Cần phải lưu ý rằng, ngoài độ mảnh của cột bê tông cốt thép thì vật liệu của cột cũng ảnh hưởng đến độ ổn định và biến dạng. Cột bê tông cốt thép trong giai đoạn chưa ổn định và mang tính dẻo, vẫn bị ảnh hưởng lớn độ chịu lực, nhất là đối với cột ngắn, đồng thời nâng cao lực dính bám. Vì thế, sức chịu lực của cột bê tông cốt thép bị ảnh hưởng rõ rệt do sự thay đổi của độ mảnh, về điểm này rõ ràng không giống với cột có vật liệu đồng nhất. Như vậy, hệ số ổn định φ_l không những liên quan đến độ mảnh λ mà còn liên quan đến loại thép, cường độ bê tông, hàm lượng thép. Vì vậy gọi φ_l là hệ số ổn định mà không phải là hệ số mảnh. Trong quy trình JCJ 01 - 89 hệ số ổn định được khảo sát bởi một số các yếu tố. Tiêu chuẩn DL 5099 - 97 rút gọn lại chỉ chịu ảnh hưởng nhỏ của cường độ bê tông và hàm lượng thép. Chỉ có quy trình CECS 28:90 vì dùng tiếp phương pháp tính hệ số ổn định chỉ liên quan đến độ mảnh λ nên có thể gọi là độ mảnh triết giảm hệ số.

Bảng 4.6 trình bày các kết quả tính toán một số cấu kiện bê tông cốt thép theo lần lượt cả 3 tiêu chuẩn thiết kế tính toán về ổn định. Từ bảng này có thể thấy, mặc dù phương pháp tính toán khác nhau nhưng kết quả tính toán tương đối gần nhau. Đó là do phương pháp tính toán của 3 tiêu chuẩn thiết kế đều được thiết lập bởi những đại lượng trong những dữ liệu cơ bản của thí nghiệm. Các cấu kiện này chủ yếu đều có chiều dài

trục cỡ trung bình. Tính mất ổn định khác nhau là do sự khác nhau về mặt cấu tạo, mức gia tải mà trục trung tâm chịu nén không phải là tuyệt đối, tính chất mất ổn định phụ thuộc vào điểm mất ổn định cực trị.

Điểm cực trị này chính là sức chịu lực ổn định. Như vậy thì sự sai lệch kết quả tính toán ổn định chịu nén đúng tâm theo 3 tiêu chuẩn tính toán là tương đối nhỏ. Phần trước đã mô tả tính toán cường độ chịu nén đúng tâm, sai lệch tính toán theo 3 tiêu chuẩn là tương đối lớn là vì 3 nhận định khác nhau về tiêu chuẩn cường độ ảnh hưởng, trong đó quy trình CECS 28: 90 có kết quả tính toán lớn nhất. Từ bảng 4-6 có thể nhận thấy trong quá trình tính toán, lấy giá trị hệ số $\varphi_1$nhỏ nhất. Như vậy thì sự sai lệch trong tính toán ổn định chịu lực cũng nhỏ hơn. Do trong công trình thực tế, bê tông cốt thép thuộc phạm vi trục dài cỡ trung bình, thiết kế thông thường cần tính toán độ ổn định chịu lực, vì thế vấn đề sai khác của giá trị cường độ thiết kế là không thể xuất hiện.

Bảng 4.6. Một số kết quả tính toán theo 3 Tiêu chuẩn

Thứ tự	Đường kính ống thép D (mm)	Chiều dày ống t (mm)	Bê tông (MPa)	Thép	Chiều dài tính toán L_0 (mm)	Giá trị (x 10^3kN)					
						CECS 28:90		JCJ 01-89		DL5099-97	
						φ_1	$\varphi_1 N_0$	φ_1	$\varphi_1 N_0$	φ_1	$\varphi_1 N_0$
1	500	6	C30	A_3	4000	0,77	5,527	0,985	6,308	0,986	5,737
2	500	6	C30	A_3	5000	0,718	5,838	0,968	6,197	0,972	5,645
3	500	8	C30	A_3	5000	0,718	6,477	0,965	8,127	0,972	6,400
4	700	10	C30	A_3	4000	0,849	12,866	0,983	13,490	0,996	12,269
5	700	10	C30	A_3	5000	0,496	12,059	0,991	13,596	0,991	12,182
6	700	10	C30	A_3	6000	0,754	11,423	0,929	13,431	0,982	12,058
7	800	10	C40	A_3	4000	0,885	19,209	0,998	18,251	0,999	17,834
8	800	12	C40	A_3	4000	0,885	20,606	0,998	20,313	0,999	19,067
9	800	12	C40	A_3	5000	0,828	19,268	0,993	20,212	0,994	18,952
10	800	12	C40	A_3	6000	0,785	18,275	0,987	20,090	0,989	18,836
11	800	14	C40	16Mn	5000	0,828	24,186	0,989	27,579	0,993	20,139
12	1000	10	C40	A_3	5000	0,885	27,712	0,998	26,672	0,999	25,957
13	1000	10	C50	A_3	5000	0,885	32,241	0,998	29,761	0,999	29,615
14	1000	12	C40	A_3	5000	0,885	29,564	0,998	28,026	0,999	27,486
15	1000	12	C40	16Mn	5000	0,885	34,873	0,997	35,211	0,998	32,502
16	1000	14	C50	16Mn	6000	0,837	38,947	0,990	41,190	0,994	38,222
17	1000	14	C50	16Mn	7000	0,801	37,272	0,983	40,899	0,989	38,027

4.3.2. Tính toán sức chịu lực của cấu kiện chịu nén lệch tâm

4.3.2.1. Phương pháp tính toán

a) Theo CECS 28:90

$$N \le \varphi_e \varphi_l N_0 \qquad (4\text{-}14)$$

trong đó:

N - hiệu ứng tải

N_0 - giá trị cường độ chịu nén đúng tâm

φ_e - hệ số chiết giảm của độ chịu lực có xét ảnh hưởng độ lệch tâm, dựa theo công thức sau:

+ Khi $e_0/r_c \le 1.55$, thì $\varphi_e = \dfrac{1}{1 + 1{,}85\dfrac{e_0}{r_c}}$

+ Khi $e_0/r_c \ge 1.55$, thì $\varphi_e = \dfrac{0{,}4}{\dfrac{e_0}{r_c}}$

r_c - bán kính trong của ống thép

e_0 - độ lệch tâm, $e_0 = M_2/N$, M_2 lấy số lớn hơn của 2 trị số mô men uốn của 2 đầu ống thép.

Công thức (4-14) trực tiếp sử dụng công thức độ chịu lực của trụ chịu nén đúng tâm, nhân với hệ số chiết giảm của ảnh hưởng lệch tâm mà tính ra.

Công thức (4-14) sử dụng hai hệ số biến đổi riêng biệt là dạng công thức kinh nghiệm, từ phân tích hồi quy kết quả thí nghiệm để rút ra φ_l là hệ số ổn định chịu nén đúng tâm (chiết giảm theo độ mảnh) đã thấy ở phần trước; φ_e là hệ số chiết giảm theo độ lệch tâm.

b) Theo JCJ 01 - 89

$$N \le \gamma \varphi_e N_0 \qquad (4\text{-}15)$$

trong đó:

φ_e - hệ số chiết giảm sức chịu lực của thiết kế cấu kiện chịu nén lệch tâm, phụ thuộc vào độ mảnh λ và giá trị độ lệch tâm e_0, xem bảng 2.7

γ - hàm lượng thép, dựa theo công thức sau:

$$\gamma = 1{,}124 - 2t/D - 0{,}0003f_s \qquad (4\text{-}16)$$

Công thức 4-15 sử dụng phương pháp tương tự như trong Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép thông thường, xét khoảng lệch tâm nhân với hệ số gia tăng của khoảng lệch tâm (>1). Khảo sát ảnh hưởng độ vênh của cấu kiện trong tác dụng mặt bằng của khoảng cách cong đối với khoảng cách lệch tâm ban đầu. Trong đó giá trị φ_e chỉ liên quan đến độ mảnh của cấu kiện và khoảng lệch tâm. Chưa khảo sát ảnh hưởng của đặc tính tiết diện và vật liệu, vì thế phải dùng γ để tiến hành tính toán hiệu chỉnh theo loại thép và theo hàm lượng thép.

Bảng 4-7. Hệ số chiết giảm giá trị thiết kế chịu lực của cấu kiện chịu nén lệch tâm φ_e theo JCJ 01-89

e_0/D / λ	0,00	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45
10	1,000	0,894	0,785	0,700	0,627	0,556	0,514	0,469	0,426	0,389	0,357
20	0,997	0,894	0,788	0,700	0,627	0,556	0,514	0,469	0,426	0,389	0,357
30	0,982	0,736	0,615	0,535	0,474	0,427	0,388	0,355	0,325	0,299	0,277
40	0,946	0,729	0,607	0,529	0,47	0,423	0,385	0,353	0,322	0,297	0,275
50	0,886	0,711	0,595	0,519	0,462	0,416	0,378	0,347	0,317	0,292	0,271
60	0,808	0,682	0,574	0,502	0,448	0,404	0,369	0,339	0,310	0,286	0,266
70	0,727	0,642	0,547	0,481	0,430	0,39	0,356	0,328	0,301	0,278	0,259
80	0,655	0,596	0,515	0,457	0,410	0,373	0,342	0,316	0,290	0,269	0,250
90	0,601	0,56	0,489	0,434	0,392	0,357	0,328	0,304	0,280	0,260	0,244
100	0,550	0,525	0,566	0,415	0,377	0,345	0,313	0,294	0,272	0,255	0,236
110	0,485	0,482	0,440	0,398	0,362	0,332	0,307	0,285	0,266	0,247	0,231
120	0,421	0,421	0,401	0,368	0,336	0,309	0,289	0,270	0,251	0,235	0,220
130	0,365	0,365	0,365	0,335	0,308	0,287	0,267	0,251	0,234	0,22	0,207
140	0,317	0,317	0,317	0,298	0,279	0,261	0,246	0,232	0,217	0,205	0,194
150	0,277	0,277	0,277	0,268	0,252	0,238	0,226	0,213	0,202	0,191	0,181

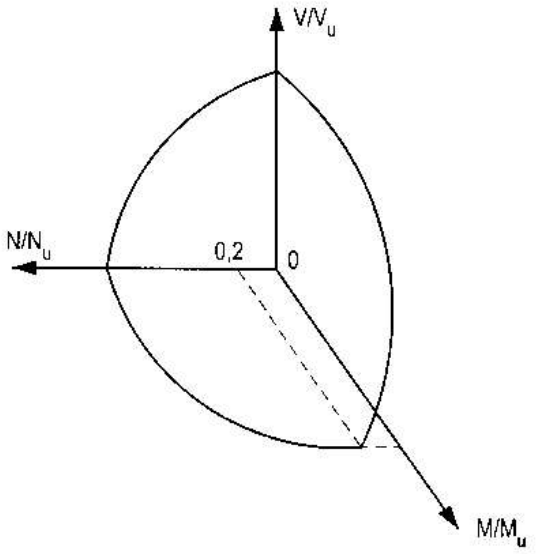
e_0/D / λ	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
10	0,329	0,305	0,283	0,265	0,248	0,233	0,220	0,208	0,197	0,187	0,187
20	0,329	0,305	0,283	0,265	0,248	0,233	0,220	0,208	0,197	0,187	0,187
30	0,258	0,241	0,226	0,213	0,201	0,191	0,181	0,173	0,165	0,158	0,151
40	0,256	0,239	0,225	0,212	0,200	0,190	0,181	0,172	0,164	0,157	0,151
50	0,253	0,237	0,222	0,209	0,198	0,188	0,179	0,171	0,163	0,156	0,149
60	0,248	0,232	0,218	0,206	0,196	0,186	0,177	0,168	0,161	0,154	0,148
70	0,241	0,227	0,214	0,202	0,192	0,182	0,173	0,165	0,158	0,151	0,145
80	0,234	0,221	0,208	0,197	0,187	0,178	0,169	0,162	0,155	0,148	0,142
90	0,228	0,215	0,203	0,192	0,182	0,174	0,165	0,158	0,151	0,145	0,139
100	0,223	0,210	0,199	0,188	0,179	0,170	0,163	0,155	0,149	0,143	0,137
110	0,217	0,205	0,194	0,184	0,175	0,167	0,159	0,152	0,146	0,140	0,135
120	0,207	0,196	0,186	0,176	0,168	0,161	0,154	0,147	0,141	0,136	0,131
130	0,196	0,185	0,176	0,168	0,16	0,154	0,147	0,141	0,136	0,131	0,126
140	0,184	0,174	0,166	0,159	0,152	0,146	0,14	0,135	0,13	0,125	0,121
150	0,172	0,164	0,157	0,15	0,144	0,138	0,133	0,128	0,124	0,119	0,115

λ \ c_1/D	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
10	0,169	0,162	0,155	0,148	0,143	0,137	0,132	0,127	0,123	0,119
20	0,169	0,162	0,155	0,148	0,143	0,137	0,132	0,127	0,123	0,119
30	0,145	0,139	0,134	0,129	0,125	0,12	0,116	0,113	0,109	0,106
40	0,144	0,139	0,134	0,129	0,124	0,12	0,116	0,112	0,109	0,105
50	0,143	0,138	0,133	0,129	0,123	0,119	0,115	0,112	0,108	0,105
60	0,142	0,136	0,129	0,126	0,122	0,118	0,114	0,110	0,107	0,104
70	0,139	0,134	0,130	0,125	0,120	0,116	0,113	0,109	0,106	0,103
80	0,137	0,132	0,127	0,123	0,118	0,115	0,111	0,107	0,104	0,101
90	0,134	0,129	0,125	0,12	0,116	0,113	0,109	0,106	0,103	0,100
100	0,132	0,127	0,123	0,119	0,115	0,111	0,108	0,105	0,102	0,099
110	0,13	0,125	0,121	0,117	0,113	0,11	0,106	0,103	0,100	0,097
120	0,126	0,122	0,118	0,114	0,11	0,107	0,104	0,101	0,098	0,095
130	0,122	0,118	0,114	0,110	0,105	0,104	0,101	0,098	0,095	0,093
140	0,117	0,113	0,109	0,106	0,103	0,100	0,097	0,095	0,092	0,090
150	0,112	0,108	0,105	0,102	0,099	0,096	0,094	0,091	0,089	0,087

c) Theo DL 5099 - 97

Nếu sử dụng giả thiết đồng nhất về bê tông cốt thép, coi cấu kiện bê tông cốt thép là một thể thống nhất, không phân biệt ống thép hay là bê tông ở giữa, sử dụng chỉ tiêu tính năng tổng hợp và vài đặc tính của toàn mặt cắt cấu kiện để xác định sức chịu lực của cấu kiện, vì thế tính toán các loại cấu kiện phải phụ thuộc vào phương pháp tính và giả thiết cường độ đồng nhất. Khi hai hoặc ba loại tải trọng trở lên đồng thời tác dụng, chúng sẽ có quan hệ tương hỗ, tổ hợp thành quan hệ tương quan về giới hạn chịu lực. Một vài tham số vật lý hoặc tham số hình dạng tiết diện biến dạng theo thời gian, thì các tính năng công tác của cấu kiện cũng tiếp tục biến đổi.

Đối với trạng thái chịu lực phức tạp, trong phương pháp theo tiêu chuẩn DL 5099 - 97 sử dụng lực dọc trục N, mô men M và lực cắt V đồng thời tác dụng xuống mặt cong tương quan. Xem hình 4.3, N_u, M_u, V_u tác dụng lên cấu kiện bê tông cốt thép theo trục chịu nén, chịu tải mô men và chịu cắt tác dụng đến sức chịu tải giới hạn; λ ($\lambda = 4L/D$, L là độ dài tính toán của cấu kiện, D là chu vi tiết diện của cấu kiện) là độ mảnh của cấu kiện.



Hình 4.3. *Tương quan N/N_u - M_u - V/V_u*

Để đơn giản hoá tính toán, lấy điểm cân bằng là $N/A_{sc} = 0.2$, công thức xác định sức chịu lực:

Khi: $N/A_{sc} \geq 0,2\sqrt{1-\left(\dfrac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2}\,\varphi_1 f_{sc}$

thì: $$\left(\frac{N}{\varphi_1 A_{sc} f_{sc}} + \frac{M}{1,07\gamma_m W_{sc}(1-0,4N/N_E) f_{sc}}\right)^{1.4} + \left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2 \leq 1 \qquad (4\text{-}17a)$$

Khi: $N/A_{sc} < 0,2\sqrt{1-\left(\dfrac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2}\,\varphi_1 f_{sc}$

thì: $$\left(\frac{N}{1,4\varphi_1 A_{sc} f_{sc}} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W_{sc}(1-0,4N/N_E) f_{sc}}\right)^2 + \left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2 \leq 1 \qquad (4\text{-}17a)$$

trong đó:

f_{sc}^v - giá trị cường độ kháng cắt

M - mô men tính toán

N_E - lực giới hạn, $N_E = \pi^2 E_{sc}^M A_{sc}/\lambda^2$

A_{sc} - diện tích mặt cắt cấu kiện, $A_{sc} = r_o^2$

W_{sc} - mô men chống uốn của cấu kiện, $W_{sc} = A_{sc} r_0/4$

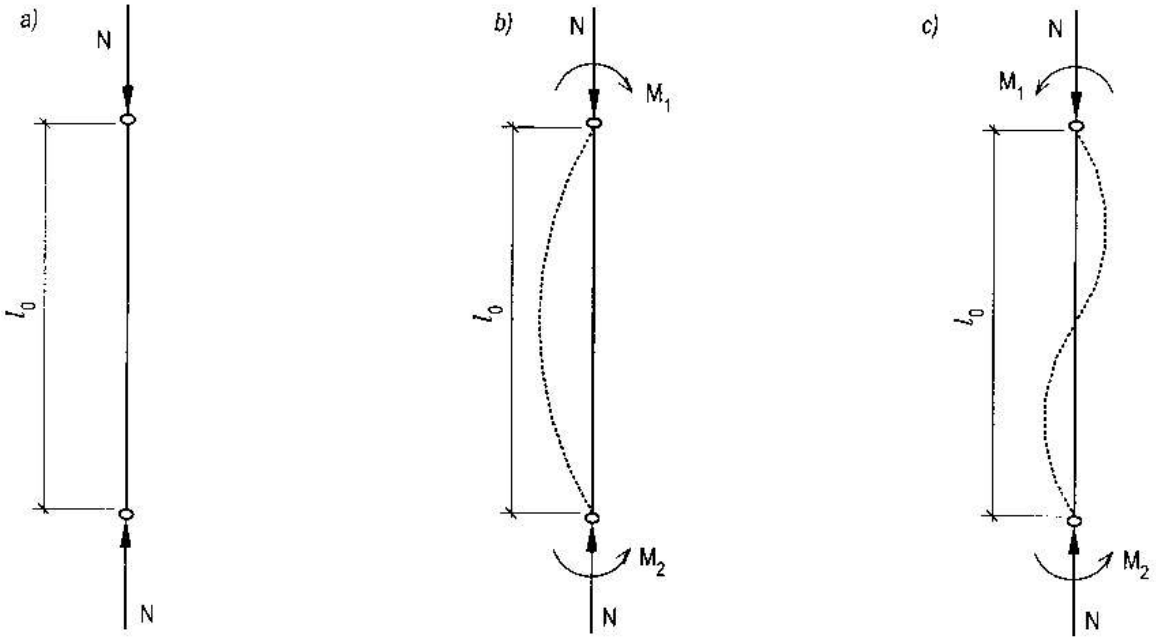
γ_m - hệ số phát triển của tính dẻo, kháng uốn của tiết diện cấu kiện, khi $\zeta_0 \geq 0,85$ thì $\gamma_m = 1,4$; $\zeta_o < 0,85$ thì $\gamma_m = 1,2$

γ_v - hệ số phát triển của tính dẻo, kháng cắt của tiết diện cấu kiện, khi $\zeta_0 \geq 0,85$ thì $\gamma_v = 1,0$; $\zeta_o < 0,85$ thì $\gamma_v = 0,85$.

β_m - hệ số quy tắc cong đẳng hiện, sử dụng dựa theo quy tắc sau:

(1) Trong các điều kiện làm việc, sản xuất cấu kiện trong nhà xưởng $\beta_m = 1,0$

(2) Trong các điều kiện khác, $\beta_m = 0,65 + 0,35m_1/m_2$,



***Hình 4.4**. Cột khung không có chuyển vị ngang*

a) chịu nén dọc trục; b) nén uốn cong 1 chiều; c) nén uốn cong 2 chiều

Khi $\lambda = 0$, $\varphi_l = 1$ có thể bỏ qua số hạng $1/(1 - 0,4N/N_E)$, độ chịu lực được tính như sau:

Khi: $$N/A_{sc} \geq 0,2\sqrt{1-\left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2} f_{sc}$$

thì: $$\left(\frac{N}{A_{sc} f_{sc}} + \frac{M}{1,071 \gamma_m W_{sc} f_{sc}}\right)^{1,4} + \left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2 \leq 1 \qquad (4\text{-}18a)$$

Khi: $$N/A_{sc} < 0,2\sqrt{1-\left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2} f_{sc}$$

thì: $$\left(\frac{N}{1,4 A_{sc} flsc} + \frac{M}{\gamma_m W_{sc} f_{sc}}\right)^{1,4} + \left(\frac{V}{\gamma_v A_{sc} f_{sc}^v}\right)^2 \leq 1 \qquad (4\text{-}18b)$$

Các ký hiệu trong công thức này đã nêu ở trên

Khi: $N/A_{sc} \geq 0{,}2\varphi_1 f_{sc}$

thì:
$$\frac{N}{\varphi_1 A_{sc}} + \frac{\beta_m M}{1{,}071\gamma_m W_{sc}(1-0{,}4N/N_E)} \leq f_{sc} \qquad (4\text{-}19a)$$

Khi: $N/A_{sc} < 0{,}2\varphi_1 f_{sc}$ thì:

thì:
$$\frac{N}{1{,}4\varphi_1 A_{sc}} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W_{sc}(1-0{,}4N/N_E)} \leq f_{sc} \qquad (4\text{-}19b)$$

4.3.2.2. So sánh và phân tích

Từ các phương pháp tính toán của phần trước có thể thấy rằng, phương pháp theo tiêu chuẩn CECS 28:90 và phương pháp theo tiêu chuẩn JCJ 01-89 vẫn sử dụng công thức nghiệm toán chịu lực, mà phương pháp theo tiêu chuẩn DL 5099 - 97 lại dùng công thức tính toán lực tác dụng. Để thuận tiện so sánh ta có thể thay đổi công thức 4-19 một chút, lấy $\beta_m = 1{,}0$, $M = Ne_0$, tính toán ra khả năng chịu lực ổn định. Ba quy tắc tính toán trong thực nghiệm sức chịu tải nén lệch tâm của cấu kiện bê tông cốt thép, xem bảng 4-8.

Từ bảng 4-8 có thể thấy sai lệch trong các kết quả tính toán của 3 Tiêu chuẩn thiết kế tương đối nhỏ, trong đó nguyên nhân là giống nhau về kiểu sức chịu nén ổn định của trục trung tâm.

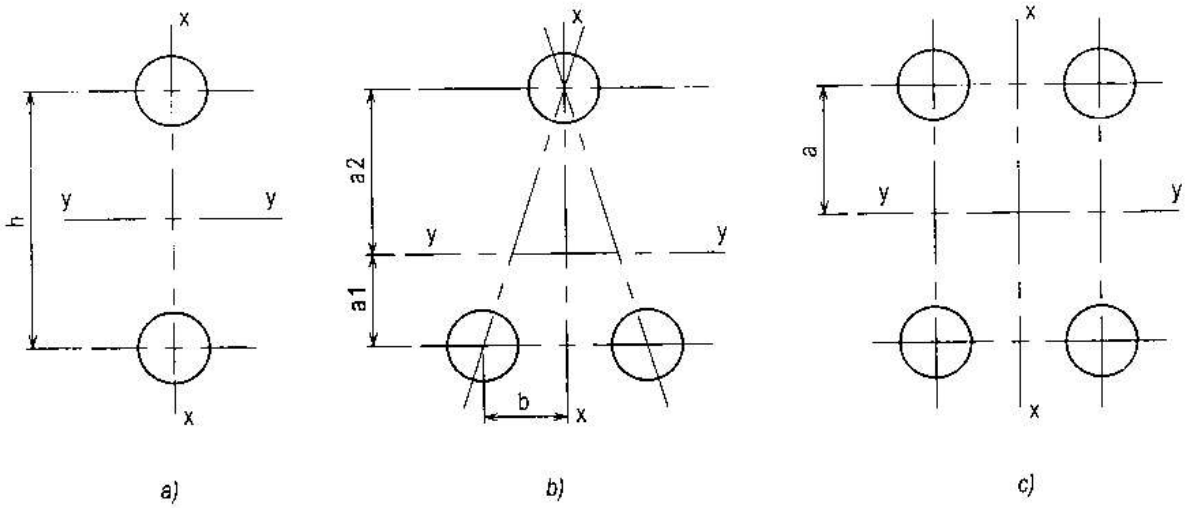
Bảng 4-8. So sánh kết quả tính toán sức chịu nén ổn định của cấu kiện nén lệch tâm theo 3 Tiêu chuẩn thiết kế

Thứ tự	Đường kính ống thép D (mm)	Chiều dày ống t (mm)	Bê tông (MPa)	Thép	Độ lệch tâm (mm)	Chiều dài tính toán L_0(mm)	Giá trị thiết kế sức chịu nén ổn định ($\times 10^3$kN)		
							CECS 28:90	JCJ 01-89	DL 5099-97
1	500	8	C30	A_3	50	5000	4,728	4,392	4,113
2	500	8	C30	A_3	100	5000	3,722	3,512	3,075
3	500	8	C30	A_3	150	5000	3,070	2,931	2,455
4	700	8	C30	A_3	100	5000	7,183	6,302	5,925
5	700	10	C30	A_3	100	5000	7,889	7,015	6,981
6	700	12	C30	A_3	100	5000	8,562	7,686	7,587
7	800	10	C40	A_3	50	5000	14,596	12,712	12,864
8	800	12	C40	A_3	100	5000	13,175	12,014	10,752
9	800	14	C40	A_3	150	5000	12,122	11,333	9,384
10	800	14	C40	A_3	100	5000	16,548	15,761	14,877
11	800	10	C40	16Mn	100	5000	20,228	19,296	16,105
12	1000	10	C50	A_3	100	5000	22,804	21,517	18,389
13	1000	12	C40	A_3	100	5000	21,580	20,197	17,054
14	1000	14	C40	16Mn	100	5000	25,455	24,577	20,156
15	1000	14	C40	16Mn	100	5000	30,059	25,735	23,839

4.3.3. Tính toán cấu kiện trụ cột

4.3.3.1. Tính ổn định tổng thể

Thông thường trụ cột có dạng kết cấu trụ 2 nhánh, 3 hoặc 4 nhánh như hình 4.6



***Hình 4-6**. Các dạng trụ cột*

Tính toán diện tích tiết diện ngang của trụ cột, theo CECS 28:90 và JCJ 01 - 89 sử dụng công thức sau:

$$A_0 = \sum_1^n A_{si} + \frac{E_c}{E_u} \sum_1^n A_{ci} \qquad (4\text{-}20a)$$

trong đó:

A_0 - diện tích mặt cắt ngang trụ cột

A_{si}, A_{ci} - diện tích mặt cắt ngang của ống thép phân nhánh i và diện tích mặt cắt ngang của lõi bê tông

n - số nhánh

Theo DL 5099 - 97 thì nếu trực tiếp sử dụng các mặt cắt của bê tông cốt thép phân nhánh làm diện tích mặt cắt của trụ cột thì:

$$A_0 = \sum_1^n A_{sci} \qquad (4\text{-}20a)$$

trong đó:

A_{sci} - diện tích mặt cắt của trụ cột

n - số cột

Bảng 4-9. Đổi đơn vị độ mảnh của trụ cột

Hạng mục	Dạng mặt cắt	Công thức tính toán	Ý nghĩa ký hiệu
1	Trụ đôi	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 17\lambda_1^2}$ $\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 67{,}5\frac{A_s}{A_{sc}}}$	+ λ_y và λ_x là độ mảnh của toàn bộ cấu kiện theo trục y-y và trục x-x + λ_1 là độ mảnh của 1 cột + A_s là diện tích ống thép của trụ 1 nhánh
2	Trụ 3 cột	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 200\frac{A_s}{A_{sc}}}$	
3	Trụ 4 cột	$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 135\frac{A_s}{A_{sc}}}$ $\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_x^2 + 135\frac{A_s}{A_{sc}}}$	

Độ mảnh cấu kiện: $\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\sqrt{I_y / \sum A_{sc}}}$; $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\sqrt{I_x / \sum A_{sc}}}$

Độ mảnh của 1 cột: $\lambda_1 = \frac{l_1}{\sqrt{I_{sc} / \sum A_{sc}}}$

$I_x = \sum_1^m (I_{sc} + a^2 A_{sc})$; $I_y = \sum_1^m (I_{sc} + b^2 A_{sc})$

trong đó:

A_{sc} - diện tích mặt cắt của trụ nhánh, $A_{sc} = \pi r^2$.

I_{sc} - mô men quán tính mặt cắt trụ nhánh, $I_{sc} = \pi r^4/4$.

a,b - khoảng cách từ tâm trụ đến trục y-y và trục x-x

L_1 - khoảng cách giữa các trụ nhánh

m - số trụ nhánh

1. Công thức theo CECS 28:90

$$N = \varphi^*_l \, \varphi^*_e \sum_{i=1}^{n} N_{0i} \qquad (4\text{-}21)$$

trong đó:

N_{0i} - giá trị thiết kế chịu nén đúng tâm của các trụ nhánh trong kết cấu trụ, dựa theo công thức 4-4.

φ_l^* - hệ số chiết giảm sức chịu lực chỉnh thể ảnh hưởng tới độ mảnh, dựa theo công thức 4-23.

φ_e^* - hệ số triết giảm sức chịu lực chỉnh thể ảnh hưởng tới độ lệch tâm, sử dụng công thức 4-24.

Trong công thức 4-21 luôn phải thoả mãn:

$$\varphi_l^* \cdot \varphi_e^* \le \varphi_0^* \qquad (4\text{-}22)$$

trong đó: φ_0^* - dựa theo giá trị khảo sát chịu nén đúng tâm φ_l^*

Khảo sát hệ số triết giảm sức chịu lực chỉnh thể ảnh hưởng tới độ mảnh của trụ cột là:

$$\varphi_l^* = 1 - 0{,}0575\sqrt{\lambda^* - 16} \qquad (\lambda^* > 16) \qquad (4\text{-}23a)$$

$$\varphi_l^* = 1 \qquad (\lambda^* \le 16) \qquad (4\text{-}23b)$$

trong đó: λ^* đổi đơn vị độ mảnh của trụ kết cấu, dựa theo bảng 4-9

Khảo sát hệ số triết giảm sức chịu lực chỉnh thể φ_e^* ảnh hưởng đến độ lệch tâm của trụ cột: khi mà tiết diện là 2 cột hoặc 4 cột đối xứng thì:

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1 + 2e_0 / h} \qquad (e_0/h \le \varepsilon_b) \qquad (4\text{-}24a)$$

$$\varphi_e^* = \frac{\theta_t}{(1 + \sqrt{\theta_t} + \theta_t)(2e_0 / h - 1)} \qquad (e_0/h > \varepsilon_b) \qquad (4\text{-}24b)$$

Khi tiết diện là 3 cột và không đối xứng với tiết diện nhiều cột thì:

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1 + 2e_0 / a_t} \qquad (e_0/h \le \varepsilon_b) \qquad (4\text{-}24c)$$

$$\varphi_e^* = \frac{\theta_t}{(1 + \sqrt{\theta_t} + \theta_t)(e_0 / a_t - 1)} \qquad (e_0/h > \varepsilon_b) \qquad (4\text{-}24d)$$

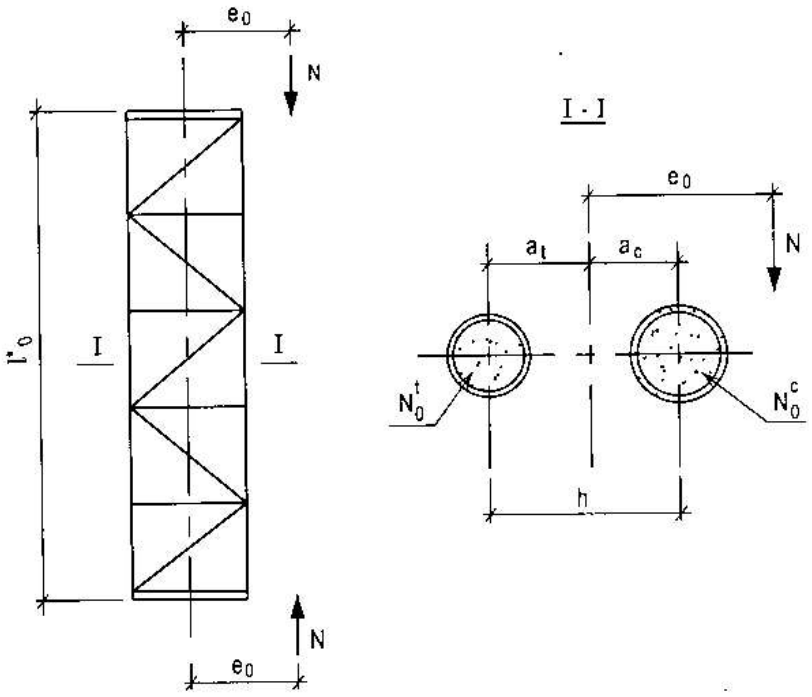
trong đó:

e_0 - độ lệch tâm, $e_0 = M_2/N$, trong đó M_2 là tỷ số giữa đầu lớn hơn và khoảng 2 đầu cong của trụ cột

h - khoảng cách của trọng tâm trụ nhánh và mặt phẳng tác dụng

a_t, a_c - khoảng cách tới trọng tâm khu vực chịu kéo và chịu nén của trụ cột nhánh, xem hình 4-7; $a_t = hN_0^c/N_0^*$, $a_c = hN_0^t/N_0^*$, trong đó: N_0^c là tổng giá trị chịu nén đúng tâm của cột nhánh khu vực chịu nén, N_0^t là tổng giá trị chịu kéo đúng tâm của cột nhánh khu vực chịu nén, $N_0^* = N_0^c + N_0^t$.

θ_t - hệ số của trụ nhánh khu vực chịu kéo



***Hình 4.7**. Mặt cắt cột chịu nén lệch tâm*

Tính ε_b theo công thức 4-25

+ Đối với trụ đôi và trụ 4 cột mặt cắt đối xứng:

$$\varepsilon_b = 0,5 + \frac{\theta_t}{1+\sqrt{\theta_t}} \qquad (4\text{-}25a)$$

+ Đối với trụ nhiều nhánh không đối xứng và mặt cắt 3 cột:

$$\varepsilon_b = \frac{2N_0^t}{N_0^*}\left(0,5 + \frac{\theta_t}{1+\sqrt{\theta_t}}\right) \qquad (4\text{-}25b)$$

2. Công thức theo JCJ 01 - 89

Tính toán sức chịu lực chỉnh thể của trụ cột chịu nén đúng tâm bê tông cốt thép dựa theo công thức 4-26:

$$N^* = \varphi_l^* \sum_{i=1}^{n} N_{0i} \qquad (4\text{-}26)$$

trong đó;

φ_l^* - hệ số ổn định của trụ cột chịu nén đúng tâm, xem bảng 4.9 và 4.10 để tính độ mảnh.

n - số cột

N_{0i} - nội lực cấu kiện chịu nén đúng tâm, tính theo công thức 4-22.

Bảng 4-10. (JCJ 01 - 89) Hệ số ổn định của cấu kiện tổ hợp chịu nén đúng tâm, $\varphi_{x(y)}$

$\lambda_{ox(y)}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,000	0,999	0,998	0,997	0,996	0,996	0,995	0,994	0,992	0,991
10	0,990	0,988	0,986	0,984	0,981	0,979	0,976	0,974	0,971	0,968
20	0,966	0,963	0,961	0,958	0,956	0,953	0,951	0,948	0,946	0,943
30	0,840	0,937	0,934	0,930	0,927	0,923	0,920	0,916	0,912	0,908
40	0,904	0,900	0,895	0,891	0,887	0,882	0,878	0,873	0,868	0,864
50	0,859	0,854	0,849	0,844	0,838	0,833	0,823	0,822	0,817	0,811
60	0,806	0,800	0,795	0,789	0,783	0,777	0,771	0,766	0,760	0,754
70	0,748	0,741	0,735	0,725	0,723	0,716	0,710	0,704	0,697	0,691
80	0,684	0,678	0,671	0,665	0,658	0,652	0,645	0,639	0,632	0,626
90	0,619	0,613	0,606	0,600	0,593	0,587	0,580	0,574	0,567	0,564
100	0,555	0,548	0,542	0,536	0,529	0,523	0,517	0,511	0,505	0,499
110	0,493	0,487	0,481	0,476	0,470	0,464	0,459	0,453	0,448	0,443
120	0,438	0,432	0,427	0,422	0,417	0,413	0,408	0,403	0,398	0,394
130	0,389	0,385	0,380	0,376	0,371	0,367	0,363	0,358	0,354	0,350
140	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,317	0,324	0,320	0,316	0,313
150	0,310	0,306	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,287	0,284	0,281

Bê tông cốt thép của trụ tổ hợp ngoài chịu lực N ra, đồng thời trong một mặt phẳng chính có mô men uốn do cong M_x, thì dựa theo công thức (4-27) tính ổn định của nghiệm toán khung cong trong mặt phẳng

$$\frac{N}{\varphi_x}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\left(1,0-\varphi_x\dfrac{N}{N_k}\right)\sum\dfrac{W_x}{A}}\le\sum_{i=1}^{n}N_{0i} \qquad (4\text{-}27)$$

trong đó:

N - giá trị thiết kế của trụ chịu lực trụ tổ hợp

M_x - các giá trị tính toán của giá trị thiết kế khoảng cong lớn nhất của độ dài trong trụ tổ hợp

φ_x - ở khung cong tác dụng trong mặt phẳng (trục x), tính đổi độ mảnh tra bảng 2-10, có thể tìm được hệ số ổn định của trụ tổ hợp chịu nén trục trung tâm.

n, N_{oi} - giống như công thức (4-26)

β_{mx} - hệ số khung cong, đẳng hiệu, β_m lấy giá trị giống trong công thức (4-27)

N_k - sức chịu lực ổn định của các trụ nhánh trụ tổ hợp

$$N_k = \sum_{i=1}^{n} \varphi_{xi} N_{0i}$$

$\sum W_x$ - quan hệ của mặt cắt nhỏ của trụ tổ hợp đối với quy tắc chống chịu của cột nhánh chịu nén

$\sum A$ - diện tích của tiết diện nhỏ trụ tổ hợp

(JCJ 01 - 89) quy định đối với cấu kiện chịu nén cong trong quy tắc tác dụng cong, không cần nghiệm toán tính ổn định tổng thể của quy tắc cong tác dụng ngoài mặt phẳng, nhưng nên nghiệm toán tính ổn định cục bộ riêng lẻ của từng nhánh cột. Trong đó, phương pháp tính toán xem phần tính toán đơn cột nhánh của phần này. Đối với trụ cột đổi, tính toán tính ổn định của mặt phẳng ngoài dựa theo công thức (4- 28)

$$\frac{N}{2\varphi_y} + \frac{\beta_{tx} M_x}{0,8l} \le N_{0i} \qquad (4\text{-}28)$$

trong đó:

φ_y - hệ số ổn định của cấu kiện chịu nén trục trung tâm của " quy tắc cong" tác dụng ngoài mặt phẳng, xem bảng (4-10)

N - tính toán giá trị thiết kế lớn nhất của lực nén hướng trục của đoạn trong trục

M_x - tính toán giá trị thiết kế lớn nhất "quy tắc cong" của đoạn trong trục

l - khoảng cách trung tuyến của trụ nhánh, xem hình 2-8

β_{tx} - hệ số quy tắc cọng đẳng hiệu, trong quy tắc cong tác dụng lên ngoài mặt phẳng có trục nhánh chịu lực, khi khoảng cách hai đầu tương đối gần điểm chịu lực của trụ và là đoạn không bị chịu lực cắt ngang, ta lấy β_{tx} và β_{mx} cùng giá trị, đối với một đầu cố định tiếp theo một đầu tự do, lấy β_{tx} =1.0;

N_0 - cường độ chịu nén trục trung tâm của từng trụ nhánh .

3. Công thức theo DL 5099 - 97

Tính toán sức chịu lực của cấu kiện chịu nén lực trung tâm trụ tổ hợp bê tông cốt thép dựa theo công thức

$$N \le \varphi_l^* \sum_{i=1}^{n} N_{0i} \qquad (2\text{-}29)$$

trong đó:

φ_l^* - hệ số ổn định của trục trung tâm chịu nén trụ tổ hợp, dựa theo công thức 2-13, xem bảng 4-11;

n - số trụ, cột nhánh

N_{oi} - số thứ tự của sức chịu lực kháng nén trục trung tâm cấu kiện bê tông cốt thép, tính toán dựa theo công thức (4-8)

Bảng 4-11. Hệ số ổn định của trụ cột tổ hợp chịu nén đúng tâm φ_1^*

$\lambda = 4L_0/D$		10	20	30	40	50	60	70	80
Thép	Q235	1,0000	0,9985	0,9894	0,9719	0,9461	0,9120	0,8596	0,8189
	Q345	1,0000	0,9982	0,9872	0,9663	0,9354	0,8946	0,8438	0,7830
	15MnV	1,0000	0,9982	0,9869	0,9655	0,9338	0,8919	0,8398	0,7775
$\lambda = 4L_0/D$		90	100	110	120	130	140	150	
Thép	Q235	0,7598	0,6924	0,6167	0,5208	0,4438	0,3827	0,3333	
	Q345	0,7123	0,6316	0,5409	0,4546	0,3873	0,3340	0,2909	
	15MnV	0,7049	0,6222	0,5292	0,4444	0,3786	0,3265	0,2844	

Khi tiết diện của cột trụ bốn nhánh trong ngoài không giống nhau, dựa theo công thức sau để tính đổi độ mảnh:

$$\lambda_{oy} = \sqrt{\lambda_y^2 + 13.5\frac{2.5\sum_{i=1}^{m}(EA_{si})}{EA_w}} \qquad (4\text{-}30a)$$

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 13.5\frac{2.5\sum_{i=1}^{m}(EA_{si})}{EA_w}} \qquad (4\text{-}30b)$$

Khi tiết diện của cột trụ ba nhánh trong ngoài không giống nhau, dựa theo công thức sau để tính độ mảnh:

$$\lambda_{ox} = \sqrt{\lambda_x^2 + 13.5\frac{2.5\sum_{i=1}^{m}(EA_{si})}{EA_w}} \qquad (4\text{-}30c)$$

trong đó:

$2.5\sum_{i=1}^{m}(EA_{si})$ - công thức tính đổi độ cứng tiết diện của ba hoặc bốn trụ nhánh.

EA_w - độ cứng tiết diện cấu kiện ống thép rỗng.

A_{si} - các diện tích tiết diện của ống thép trụ nhánh

Khi trụ tổ hợp bê tông cốt thép đồng thời chịu tác dụng nén, uốn cong, cắt, dùng công thức (2-31) để tính tính ổn định chỉnh thể trong mặt phẳng

$$\left(\frac{N}{\varphi^*\sum N_{0i}} + \frac{\beta_m M}{\sum W_{sc}(1-\varphi^* N/N_E)f_{sc}}\right)^{1,4} + \left(\frac{v}{\sum A_{sc}.f_{sc}^v}\right)^2 \le 1 \qquad (4\text{-}31)$$

trong đó,

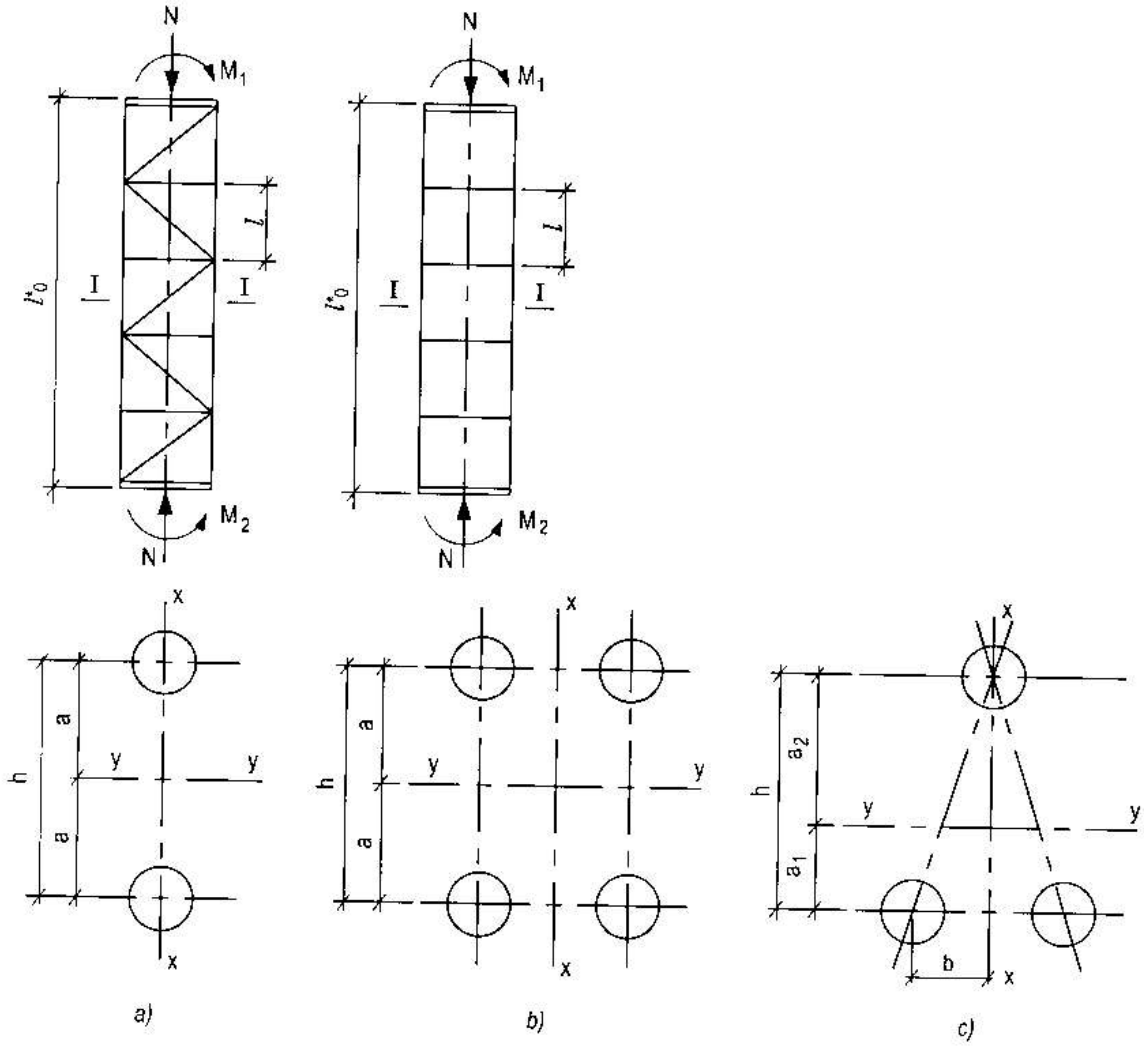
$\varphi^* \sum N_{0i}$ - sức chịu nén của trục trung tâm trụ tổ hợp, tính toán dựa theo công thức (4-29)

$\sum W_{sc}$ - quy tắc tính toán độ chống chịu của toàn tiết diện bê tông cốt thép của trụ nhánh

N_E - lực Ơle ; $N_E = \pi^2 E^M{}_{sc} A_{sc} / \lambda^2$;

4.3.3.2. Tính toán cấu kiện nối

1. Theo CECS 28: 90



***Hình 4-8** : Độ dài tính toán của từng trụ tổ hợp*

Cấu kiện nối của trụ tổ hợp: giá trị lực cắt có thể được tính trên toàn chiều dài không thay đổi :

$$V = N^*/85 \qquad (4\text{-}32)$$

trong đó: N^* - giá trị thiết kế sức chịu lực trụ ngắn chịu nén trục trung tâm trụ tổ hợp, xác định dựa theo công thức (4-21)

2. Theo JCJ 01-89

Công thức tính cột trụ tổ hợp chịu tải trục đúng tâm dựa theo công thức tính toán giá trị lực cắt:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{n}(A_{1s}f_s + K_{11}f_cA_{1c})}{85\varphi_{x(y)}}\sqrt{\frac{f_s}{235}} \qquad (4\text{-}33)$$

Giá trị lực cắt V có thể tính như sau:

Lực cắt: $V_t = \frac{V_1 l_1}{a}$

Mô men: $M = \frac{V_1 l_1}{2}$

trong đó : V - phân phối lực cắt đến từng mặt vật liệu nối

l - khoảng cách của trọng tâm bản nối (xem hình 4-8)

a - khoảng cách từ trục trọng tâm đến trụ nhánh (xem hình 5-8)

3. Phương pháp DL 5099 - 97

Công thức tính toán lực cắt của cấu kiện nối của trụ tổ hợp

$$V = \sum A_{sc}f_{sc} / 85 \qquad (4\text{-}36)$$

trong đó: A_{sc} - diện tích tiết diện của trụ nhánh

4.3.4. Tính toán ổn định kết cấu

Các công thức tính toán độ cứng của kết cấu ống thép nhồi bê tông như sau (theo Tiêu chuẩn thiết kế và thi công kết cấu ống thép nhồi bê tông của Trung Quốc- CECS 28:90):

$$EA = E_cA_c + E_sA_s = E_c(A_c + nA_s)$$

$$EI = E_cI_c + E_sI_s = E_c(I_c + nI_s) \qquad (4\text{-}37)$$

$$GI_p = G_cI_{pc} + G_sI_{ps} = G_c(I_{pc} + n'I_{pc})$$

trong đó:

$n = E_s/E_c$; $n' = G_s/G_c$;

EA, EI và GI_p - tương ứng là độ cứng do kéo, độ cứng do uốn và độ cứng do xoắn của mặt cắt vành vòm.

E và G - mô đun đàn hồi và mô đun chống cắt của vật liệu,

I và I_p - mô men quán tính do uốn và mô men quán tính do xoắn của mặt cắt.

A - diện tích mặt cắt.

Theo (JCJ 01 - 89): Tính toán khả năng biến dạng của cấu kiện chịu nén dựa theo công thức 4-38:

$$E_{sc} = 0{,}85[(1 - \rho)E_c + \rho E_s] \quad (2\text{-}38)$$

trong đó : E_{sc} - đại lượng biến dạng đàn hồi của cấu kiện bê tông cốt thép

ρ - hàm lượng thép

E_c, E_s - có ý nghĩa giống như trong công thức (4-37)

Nếu như cho rằng $\rho = A_s/A_c$; so sánh công thức (4-37) và (4-38) có thể thấy (JCJ 01 - 89) và (CECS 28 : 90) đại lượng biến dạng của cấu kiện chịu nén tương giảm 0,85 lần, ngoài ra (JCJ 01 - 89) trong quá trình tính toán độ ổn định của cấu kiện chịu nén đúng tâm, và trong lúc khảo sát độ mảnh đối với hệ số chiết giảm cường độ, sử dụng công thức 4-38 làm đại lượng đàn hồi khi chịu uốn cong.

Theo DL 5099 - 97: đại lượng biến dạng đàn hồi của cấu kiện bê tông cốt thép khi chịu uốn cong sẽ lớn hơn đại lượng biến dạng đàn hồi khi chịu nén, vì thế không phân biệt chịu nén, chịu uốn cong, cũng như việc thống nhất dùng đại lượng biến dạng đàn hồi là không hợp lý.

Từ DL 5099-97 quy định (DLGJ 99 - 91): Đại lượng biến dạng cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén đã tăng thêm đại lượng biến dạng chịu uốn cong, tính toán dựa theo công thức (2-39):

$$\left.\begin{aligned} E_{sc}^{N} &= f_{sc}^{P} / \varepsilon_{sc}^{P} \\ E_{sc}^{M} &= k_2 / E_{sc}^{N} \end{aligned}\right\} \quad (4\text{-}39)$$

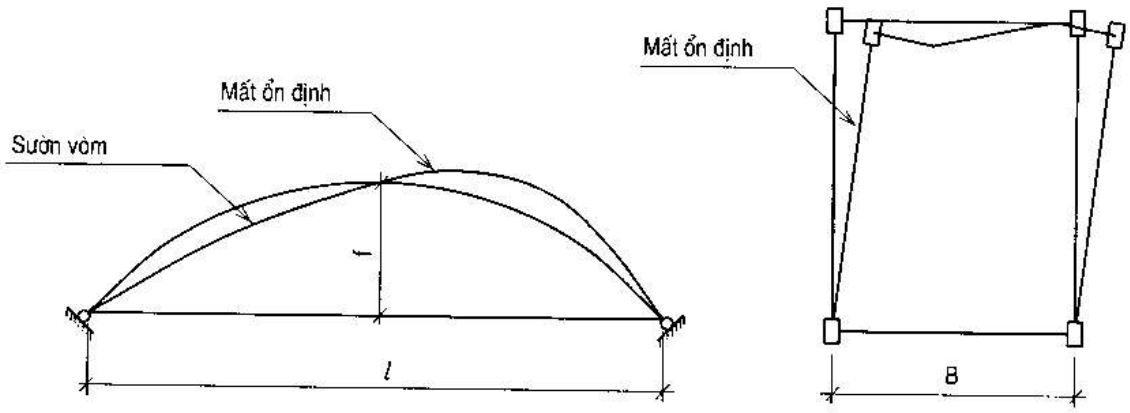
trong đó: E_{sc}^{M} - đại lượng biến dạng của cấu kiện chịu cong bê tông cốt thép

f_{sc}^{P} - giới hạn tỷ lệ của vật liệu tổ hợp

ε_{sc}^{P} - giá trị tương ứng với tỷ lệ giới hạn

k_2 - giá trị hệ số, $k_2 = 1.1 \sim 1.5$

Ngoài việc kiểm tra độ bền cho kết cấu ống thép nhồi bê tông, cầu vòm cũng cần thiết kế ổn định toàn kết cấu vòm. Tiến hành kiểm tra ổn định vòm trong mặt phẳng vòm và ngoài mặt phẳng vòm. Vòm 2 khớp thường có dạng mất ổn định như sau:



Hình 4.9: *Các dạng mất ổn định vành vòm*
a) mất ổn định trong mặt phẳng; b) mất ổn định ngoài mặt phẳng

4.4. KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG THEO TÀI LIỆU CHỈ DẪN CỦA NGA

Việc kiểm tra khả năng chịu lực của ống mỏng nhồi bê tông chịu nén lệch tâm được tiến hành theo công thức:

$$N \le \phi \tag{4-40}$$

trong đó:

N - lực dọc đặt vào thanh có độ lệch tâm e (hàm số tải trọng tác động lên công trình);

ϕ - khả năng chịu lực của ống nhồi bê tông với các đặc trưng đã cho (hàm số của các tính chất vật liệu và kích thước của thanh):

$$\phi = \varphi_{BH}\,\phi_2\ ; \tag{4-41}$$

trong đó:

ϕ_2 - độ bền của thanh khi chịu nén đúng tâm;

φ_{BH} - hệ số uốn dọc khi chịu nén lệch tâm.

$$\phi_2 = m(R_{bt}^{tt}F_{bt} + R_t^{tt}F_t) \tag{4-43}$$

trong đó:

m - hệ số điều kiện làm việc

F_{bt} - diện tích phần lõi bê tông nhồi

F_t - diện tích của phần vỏ ống thép

R_t^{tt} - độ bền tính của vỏ ống thép, chính là trạng thái giới hạn mỏi của vỏ ống thép

R_{bt}^{tt} - độ bền tính toán của lõi bê tông, lấy theo bảng sau:

Bảng 4.12. Độ bền tính toán của lõi bê tông theo cường độ khối lập phương

R (kG/cm^2)	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550
R_{bt}^{tt} (kG/cm^2)	168	207	236	261	283	301	318	336	371	395

Hệ số uốn dọc φ_{BH} được xác định qua tra đồ thị theo cường độ bê tông (mẫu lăng trụ) loại thép vỏ ống (cường độ thép), độ mảnh quy đổi λ_{qd} và hệ số lệch tâm quy đổi m_{qd} được xác định bằng biểu thức:

$$\lambda_{qd} = \frac{L}{R}\frac{1}{\sqrt{0,5 - 0,25\dfrac{1}{1+\dfrac{\mu n}{k}}}} \tag{4-44}$$

$$m_{qd} = \frac{e}{R} \times \frac{1}{0,5 - 0,25\dfrac{1}{1+\dfrac{\mu n}{k}}} \qquad (4\text{-}45)$$

trong đó:

L - chiều dài của thanh

R - bán kính lõi bê tông

e - độ lệch tâm của lực nén

$\mu = \dfrac{F_t}{F_{bt}}$ - hàm lượng thép

F_{bt} - diện tích lõi của phần bê tông nhồi

F_t - diện tích của phần vỏ ống thép

$k = \dfrac{\sigma_c^{bt}}{\sigma_c}$ và $n = \dfrac{\varepsilon_c^{bt}}{\varepsilon_c}$

$\varepsilon_c = \dfrac{\sigma_c}{E_c}$ - biến dạng tương đối của vỏ ống thép

σ_c , E_c - cường độ tính toán, mô đun đàn hồi của vỏ ống thép

$\varepsilon_c^{bt} = \dfrac{\sigma_c^{bt}}{E_c^{bt}}$ - biến dạng tương đối của vỏ ống thép

σ_c^{bt} ,và E_c^{bt} - cường độ tính toán, mô đun đàn hồi của bê tông lõi.

Trong trường hợp vỏ ống thép được làm bằng thép CT3, hệ số uốn dọc φ_{BH} có thể được xác định theo bảng tra sau:

Bảng 4.13. Hệ số uốn dọc của thép CT3 nhồi bê tông phụ thuộc vào độ mảnh quy đổi

λ_{qd}	φ_{BH} khi bê tông có mác		λ_{qd}	φ_{BH} khi bê tông có mác	
	250	500		250	500
10	0,988	0,988	70	0,782	0,800
20	0,963	0,974	80	0,654	0,731
30	0,931	0,950	90	0,691	0,663
40	0,888	0,922	100	0,527	0,588
50	0,850	0,893	110	0,461	0,518
60	0,791	0,852	120	0,400	0,450

Giá trị biến dạng của bê tông lõi ε_c^{bt} phụ thuộc vào cường độ bê tông được xác định qua bảng tra sau:

Bảng 4.14. Giá trị biến dạng chảy của bê tông

Mác bê tông	250	350	450	550
ε_c^{bt}	163.10^{-5}	156.10^{-5}	140.10^{-5}	130.10^{-5}

4.5. KHẢ NĂNG CHỊU LỰC CỦA KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG THEO AISC LRFD

Đối với cấu kiện ống thép nhồi bê tông, để đảm bảo sự làm việc liên hợp, các điều kiện dưới đây phải được thoả mãn:

Diện tích ống thép không được nhỏ hơn 4% tổng diện tích mặt cắt cấu kiện

Cường độ bê tông nằm trong khoảng 20-55MPa. AISC giới hạn cận dưới nhằm đảm bảo mức độ kiểm soát chất lượng, trong khi giới hạn cận trên là do số lượng thí nghiệm kết cấu ống thép nhồi bê tông với cường độ cao hơn chưa đầy đủ.

Để đảm bảo đủ điều kiện ổn định chống uốn cục bộ, chiều dày tối thiểu của ống thép yêu cầu tối thiểu bằng:

$$D\sqrt{f_y / 8E_s}$$

trong đó:

D - đường kính của ống thép

E_s - mô đun đàn hồi thép

f_y - cường độ chảy của thép

4.5.1. Kết cấu chịu nén dọc trục

Về cơ bản, tính toán khả năng chịu nén của cấu kiện ống thép nhồi bê tông áp dụng công thức như đối với cấu kiện ống thép thông thường, điểm khác biệt là các đặc trưng hình học của mặt cắt thép được thay bằng các trị số tương ứng của mặt cắt liên hợp.

Khả năng chịu lực dọc tính bằng công thức :

$$\phi_c P_n = 0.85 A_s F_{cr} \qquad (4\text{-}46)$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_{my} \quad \text{với} \quad \lambda_c^2 \le 2.25$$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{my} \quad \text{với} \quad \lambda_c^2 > 2.25$$

$$\lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi r_m}\right)^2 \frac{F_{my}}{E_m}$$

$$F_{my} = F_y + \frac{c_2 f'_c A_c}{A_s}$$

$$F_m = F_c + \frac{c_3 E_c A_c}{A_s}$$

trong đó

ϕ_c - hệ số chịu tải lấy bằng 0,85

r_m - bán kính quán tính tính đổi của mặt cắt liên hợp

A_s - diện tích phần thép

A_c - diện tích phần bê tông

E_c - mô đun đàn hồi của bê tông

K - hệ số chiều dài có hiệu

L - chiều dài tính toán

c_2 - hệ số lấy bằng 0,85

c_3 - hệ số lấy bằng 0,4

f'_c - cường độ chịu nén của bê tông

λ - hệ số độ mảnh

Trường hợp $\lambda = 0$ công thức 4-46 sẽ có dạng sau:

$$\phi P_n = 0{,}85[A_s f_y + 0.85\ A_c f'_c) \qquad (4\text{-}47)$$

Khi đó, khả năng chịu lực của mặt cắt ống thép nhồi bê tông bằng tổng khả năng chịu lực của tiết diện thép và bê tông. Tiêu chuẩn AISC cũng cho rằng việc tính toán mô men quán tính theo phương pháp thông thường không thể áp dụng đối với cấu kiện loại này, vì mặc dù cả hai vật liệu thép và bê tông trên mặt cắt đều chịu biến dạng uốn, nhưng một trong hai vật liệu sẽ đóng vai trò chính tạo ra độ cứng chống uốn phụ thuộc vào kích thước hình học của mặt cắt cụ thể là bề rộng của mặt cắt và chiều dày ống thép. Do vậy AISC cho rằng nếu tiết diện thép chiếm ưu thế, bán kính quán tính của ống thép được dùng để tính toán và trong trường hợp ngược lại bán kính quán tính của tiết diện bê tông sẽ được sử dụng trong tính toán độ cứng chống uốn. Tóm tại, theo AISC thì trị số r_m nên lấy bằng bán kính quán tính của ống thép, nhưng không nhỏ hơn 30% chiều dày của tiết diện liên hợp tại mặt cắt chịu uốn.

4.5.2. Kết cấu chịu uốn

Công thức kiểm toán đối với mặt cắt ống thép nhồi bê tông đối xứng qua mặt phẳng uốn như sau:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8M_u}{9\phi_b M_n} \le 1,0 \qquad \text{với } P_u \ge 0,2\phi_c P_n$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1,0 \qquad \text{với } P_u < 0,2\phi_c P_n$$

trong đó:

P_u - lực dọc trục tính toán (có xét hệ số tải trọng)

M_u - mô men tính toán (có xét hệ số tải trọng)

ϕ_b - hệ số chịu tải lấy bằng 0,85

Tiêu chuẩn AISC cho rằng cường độ chịu uốn tính toán dựa trên sự phân bổ cường độ đàn hồi trên mặt cắt và quy định hệ số triết giảm theo kinh nghiệm đối với trị số này trong trường hợp có neo chống cắt hay liên hợp khi $\frac{P_u}{\phi P_u} < 0.3$

4.6. THEO TIÊU CHUẨN CANADA (CAN/CSA-S16.1-M94)

Theo tiêu chuẩn CAN/CSA-S16.1-M94 của Canada, các cấu kiện có mặt cắt rỗng được phân chia làm 3 loại: loại 1, 2, 3 và cấu kiện ống thép nhồi bê tông toàn bộ thuộc loại 4 và được coi là kết cấu làm việc liên hợp nếu tỷ số đường kính ngoài/chiều dày ống thép nhỏ hơn $28000/f_y$.

4.6.1. Kết cấu chịu nén dọc trục

Cường độ chịu lực dọc trục C_{rc} theo CAN/CSA-S16.1-M94 được tính bằng công thức sau:

$$C_{rc} = \tau C_r + \tau' C_r'$$

$$C_r' = 0,85\phi_c f_c' A_c \lambda_c^{-2}[\sqrt{1 + 0,25\lambda_c^{-4}} - 0,5\lambda_c^{-2}$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{r_c}\sqrt{\frac{f_c'}{\pi^2 E_c}}$$

$$c_r = \phi A_s f_y (1 + \lambda_c^{2n})^{(-1/n)}$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{r_c}\sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E_c}}$$

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{1 + \rho_c + \rho_s^2}}$$

$$\tau' = 1 + \left(\frac{25\rho_s^2\tau}{(D/t)}\right)\left(\frac{f_y}{0,85f_c'}\right)$$

$$\rho_s = 0,02\left(25 - \frac{L}{D}\right)$$

4.6.2. Kết cấu chịu nén uốn

Tiêu chuẩn CAN/CSA-S16.1-M94 quy định hai phương pháp tính toán cấu kiện ống thép nhồi bê tông. Phương pháp thứ nhất áp dụng cho tính toán mặt cắt ống hình chữ nhật, trong khi phương pháp thứ hai được dùng cho cấu kiện ống thép nhồi bê tông hình tròn nhưng với giả thiết chỉ có phần tiết diện thép chịu uốn. Giả thiết dẫn đến việc tính toán khả năng chống uốn của mặt cắt là nhỏ và đương nhiên thiên về an toàn. Kết quả là, phần ống thép ngoài việc được thiết kế chịu toàn bộ mô men uốn còn chịu thêm phần lực dọc còn lại sau khi phân bổ cho phần lõi bê tông. Trường hợp $M_f \le \tau M_r$ và $C_f \le \tau' C_r$, công thức kiểm toán có dạng như sau:

$$\frac{C_f - \tau' C_r'}{\tau C_r} + \frac{\omega_1 M_f}{\tau M_r\left(1 - \dfrac{C_f - \tau' C_r'}{\tau C_e}\right)}$$

trong đó

C_f - tổng lực nén dọc trục

C_r - phần lực nén dọc trục do bê tông chịu

C_e - tải trọng uốn Euler

ω_1 - hệ số lấy bằng 1

M_f - mô men tính toán (có xét hệ số tải trọng)

M_r - cường độ chịu uốn tính toán bằng công thức sau (chỉ xét phần ống thép)

ϕ_s - hệ số lấy bằng 0,9

ϕ_c - hệ số lấy bằng 0,6

4.7. THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272-05

4.7.1. Cường độ kháng nén

Đối với mặt cắt đối xứng ít nhất qua 1 mặt phẳng chịu nén thuần tuý hay đồng thời vừa nén, vừa uốn trong mặt phẳng đối xứng. Sức kháng tính toán của các cấu kiện trong chịu nén, P_r, phải được lấy như sau:

$$P_r = \phi_c P_n \qquad (6.9.2.1.-1\text{-}22TCN\ 272\text{-}05)$$

trong đó:

P_n - sức kháng nén danh định theo quy định ở các Điều 6.9.4 và 6.9.5 - 22TCN 272-05 (N)

ϕ_c - hệ số sức kháng đối với nén theo quy định trong Điều 6.5.4.2 - 22TCN 272-05, $\phi_c = 0,9$

4.7.2. Cường độ kháng uốn

Sức kháng uốn tính toán đối với mô men và ứng suất phải được lấy như sau:

$$M_r = \phi_f M_n \qquad (6.10.4\text{-}1\text{-}\ 22TCN\ 272\text{-}05)$$

trong đó:

ϕ_f - hệ số kháng uốn được quy định ở Điều 6.5.4.2- 22TCN 272 -05

M_n - sức kháng uốn danh định (N-mm)

4.7.3. Cường độ kháng nén - uốn kết hợp

Tải trọng nén dọc trục P_u, các mô men xảy ra đồng thời M_{ux} và M_{uy} tính toán đối với các tải trọng tính toán bằng các phương pháp giải tích đàn hồi phải thỏa mãn mối quan hệ sau đây:

$$\text{Nếu } \frac{P_u}{P_r} < 0,2 \text{ , thì } \frac{P_u}{2,0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.9.2.2\text{-}1\text{-}22TCN\ 272\text{-}05)$$

$$\text{Nếu } \frac{P_u}{P_r} \ge 0,2 \text{ , thì } \frac{P_u}{P_r} + \frac{8,0}{9,0}\left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}\right) \le 1,0 \qquad (6.9.2.2\text{-}2\text{-}22TCN\ 272\text{-}05)$$

trong đó:

P_r - sức kháng nén tính toán theo quy định trong Điều 6.9.2.1 (N)

M_{rx} - sức kháng uốn tính toán theo trục x theo quy định trong các Điều 6.10.6.11 và 6.12 (N-mm)

M_{ry} - sức kháng uốn tính toán theo trục y theo quy định trong các Điều 6.10.6.11 và 6.12 (N-mm)

M_{ux} - mô men uốn tính toán theo trục x được tính toán theo quy định ở bên dưới (N-mm)

M_{uy} - mô men uốn tính toán theo trục y được tính toán theo quy định ở bên dưới (N-mm)

Các mô men M_{ux} và M_{uy} theo các trục đối xứng, có thể được xác định bằng hoặc:

- Sự phân tích đàn hồi bậc hai, có tính đến độ khuếch đại mô men gây ra bởi tải trọng trục tính toán, hoặc
- Sự điều chỉnh gần đúng một bước như quy định trong Điều 4.5.3.2.2b-22TCN 272-05.

Chương 5

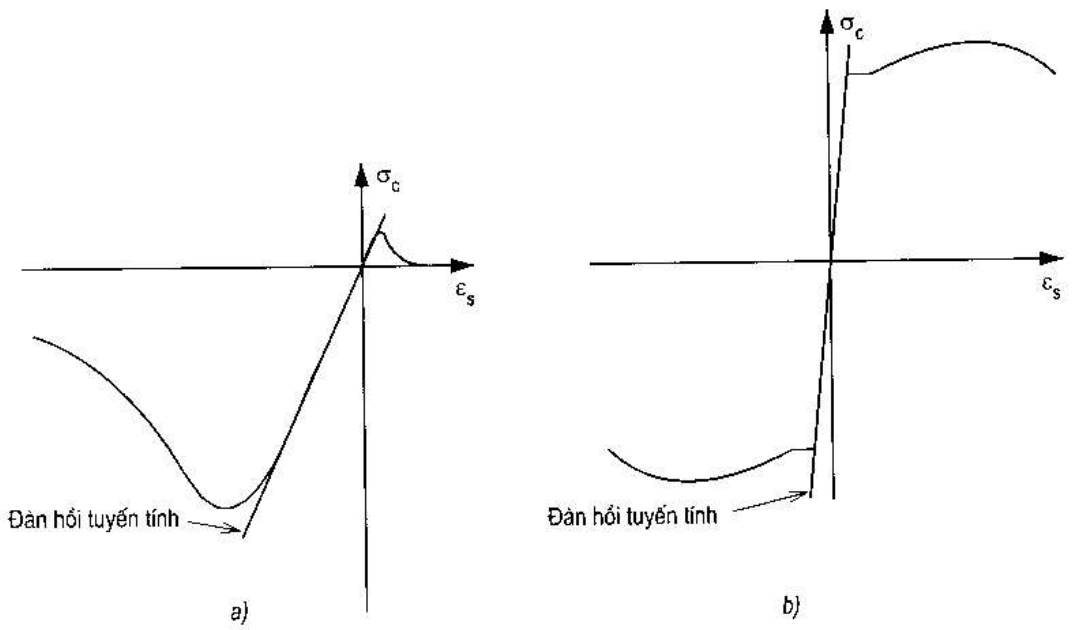
MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN KẾT CẤU LIÊN HỢP ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

5.1. KHÁI QUÁT

Để thấy rõ hơn trạng thái làm việc của kết cấu liên hợp gồm có mặt cắt ống thép được nhồi đặc bằng bê tông dưới tác dụng của tải trọng phá hoại có thể nghiên cứu bằng thực nghiệm hoặc bằng phân tích mô hình phần tử hữu hạn.

Khi nghiên cứu bằng thực nghiệm cần thực hiện rất nhiều thí nghiệm với mô hình vật lý phản ánh đúng thực tế và có thay đổi các kích thước của mô hình. Một hướng khác là tiến hành phân tích kết cấu bằng phương pháp phần tử hữu hạn phi tuyến (Phần tử hữu hạn - PTHH). Phân tích bằng PTHH cũng có thể kiểm tra tốt hơn các tham số khác nhau sau khi đem so sánh với các thí nghiệm mô hình đúng thực tế và từ đó có thể dễ dàng để đưa ra kết luận. Hơn nữa, phân tích PTHH đưa ra cơ hội nghiên cứu kết cấu nhiều hơn bởi vì số lượng kết quả phân tích có thể nhiều hơn. Vì vậy, trước tiên nên phân tích PTHH để có được các nhận định chung và các kết qủa hiệu ứng tham số. Sau đó trên cơ sở những hiểu biết đã thu được bằng phân tích PTHH sẽ tiến hành các thí nghiệm thực tế. Như vậy, sẽ giảm được nhiều công sức và kinh phí, thời gian làm thí nghiệm. Tuy nhiên, các thí nghiệm rất cần thiết để kiểm tra độ chính xác của kết quả phân tích PTHH tương ứng với trạng thái thực tế. Do vậy khi các thí nghiệm và phân tích phần tử hữu hạn phi tuyến được dùng đồng thời, chúng có thể trở nên các công cụ rất mạnh để thu thập kiến thức giúp chúng ta hiểu biết tốt hơn của trạng thái kết cấu của các cột liên hợp.

Cột liên hợp trong ví dụ được trình bày sau đây đã được phân tích bằng Chương trình phần tử hữu hạn ABAQUS. Ngoài ra các phần mềm khác như STAAD Pro, SAP 2000 và MIDAS cũng rất có hiệu quả trong phân tích kết cấu. Vấn đề chính trong các phân tích là sự dính bám giữa lõi bê tông và ống thép; quá trình tăng cường độ chịu nén của bê tông do hiệu ứng kiềm chế; và hiệu ứng của các tải trọng tác dụng khác nhau. Để nghiên cứu vấn đề này, nên thiết lập mô hình phân tích phần tử hữu hạn 3-D. Khi tăng ứng suất trong bê tông và thép, vật liệu biểu thị trạng thái phi tuyến, xuất hiện biến dạng phi đàn hồi và ứng xử của vật liệu có xu hướng mềm hơn, (xem hình 5.1).



***Hình 5.1**. Quan hệ ứng suất - biến dạng phi tuyến một trục của a) bê tông và b) thép. 2 đường cong tỷ lệ vẽ khác nhau*

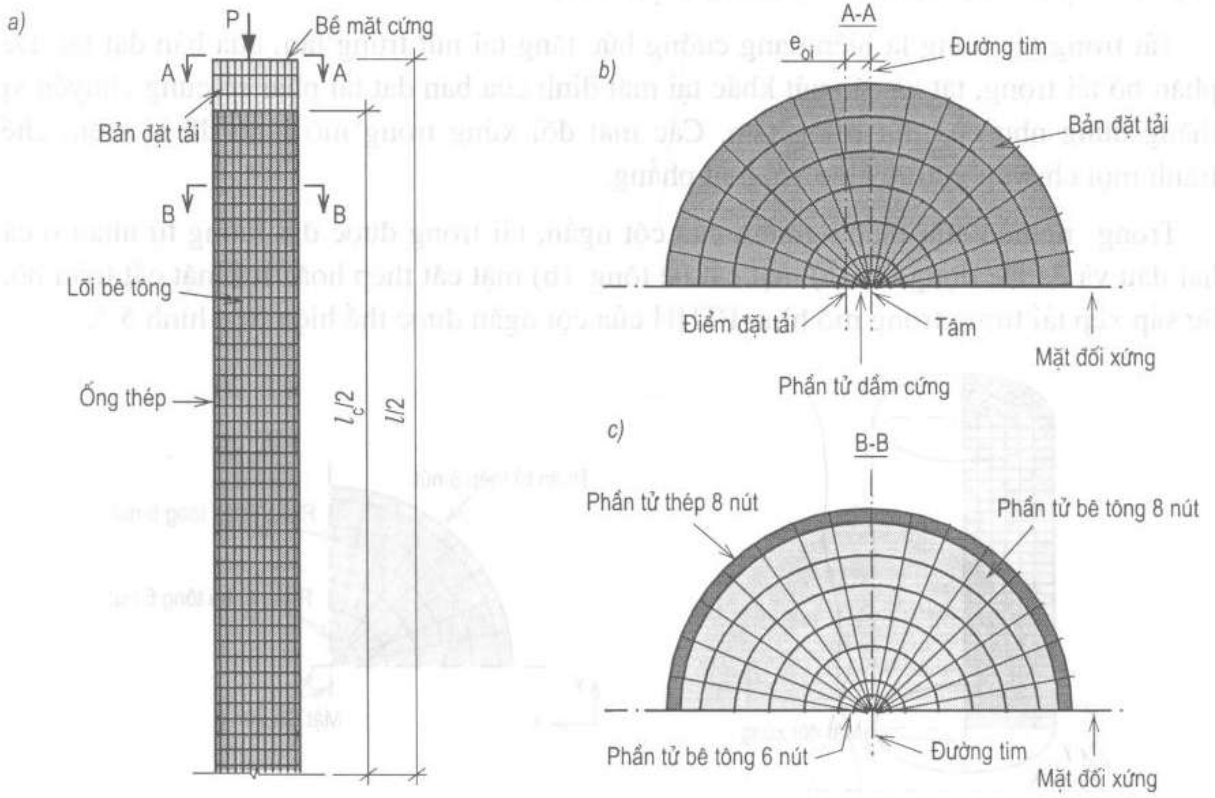
Để tìm hiểu trạng thái cơ học ở giai đoạn phá hoại cuối cùng (trạng thái phi tuyến), có thể mô phỏng trong phân tích PTHH. Tính chất phi tuyến của bê tông khi chịu nén và thép được miêu tả với mô hình dẻo. Vết nứt trong bê tông được xét nhờ phương pháp tính thử vết nứt với các hướng nứt cố định. Trong nghiên cứu dính bám giữa ống thép và lõi bê tông, dùng mô hình giao tiếp bề mặt và xét cùng với mô hình ma sát Coulomb, xem HKS (1997). Đã xét đến trạng thái phi tuyến hình học, nghĩa là đã xét đến mô men thứ cấp.

5.2. MÔ HÌNH CỘT MẢNH DÀI

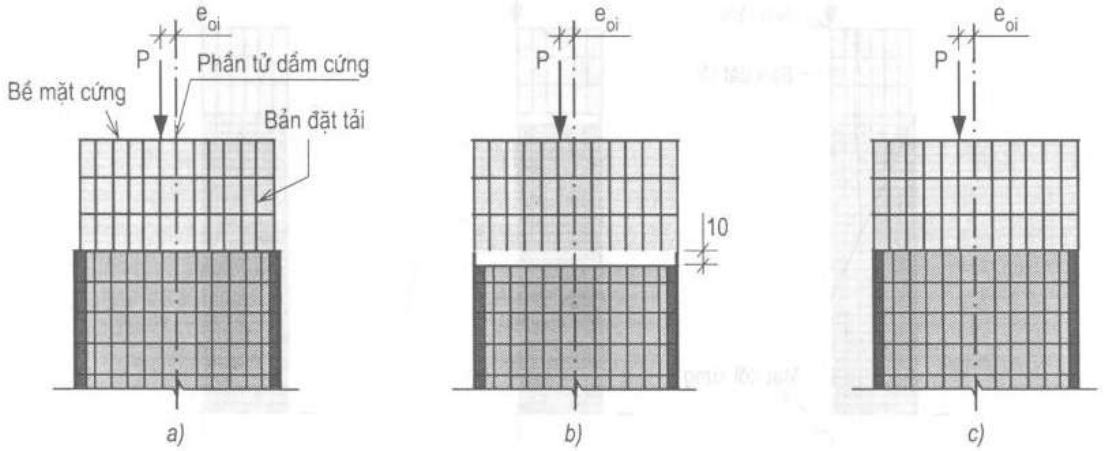
Mô hình PTHH của cột mảnh dài gồm tổng số 15251 phần tử, xem hình 5.2. Ống thép đã được mô hình hoá với phần tử 8 nút. Để mô hình hoá lõi bê tông và bản đặt tải, cả loại phần tử 8 nút và loại phần tử 6 nút đã được sử dụng. Mặt phẳng đối xứng trực giao (vuông góc) với hướng uốn của cột được xét để mô hình PTHH đơn giản hoá. Chỉ một nửa chiều cao của mô hình cột đã được vẽ trong hình 5.2a. Trong các thí nghiệm, chiều dài cột được biểu thị là L_c, và chiều dài uốn dọc của cột là L.

Bản gối đỡ cong được dùng trong các thí nghiệm không được mô hình hoá một cách riêng biệt mà được bao gồm trong các phần tử của bản đặt tải. Tải trọng tác dụng là biến dạng cưỡng bức tăng tại nút đỉnh của bản đệm. Nút được đặt tải này được bố trí lệch tâm so với đường tim của mặt cắt và được liên kết với nút trung tâm của bản đặt tải thông qua một phần tử dầm cứng, xem hình 5.2b. Chiều dài của phần tử dầm cứng đó lấy tùy thuộc độ lớn của độ lệch tâm. Hơn nữa, nút đặt tải bị kiềm chế tránh mọi chuyển vị nằm ngang. Nút tương ứng ở bản đặt tải thấp hơn bị kiềm chế để tránh tất cả các chuyển vị theo phương ngang, cũng như phương thẳng đứng. Nút trung tâm đã được chọn như nút

tham chiếu của bề mặt cứng đã được định nghĩa ở bản đặt tải, mục đích là để phân phối chuyển vị của nút tham chiếu cho toàn bộ bản đặt tải. Như trong chuỗi thí nghiệm thứ 2, tải trọng được áp đặt lên mặt cắt bê tông (a), mặt cắt thép (b), hoặc mặt cắt toàn bộ (c), xem hình 5.3. Tuy nhiên, cột mảnh dài luôn dựa trên mặt mặt cắt toàn bộ ở phía chân cột. Vì vậy, sự sắp xếp tải trọng trong hình 5.3c đã được áp dụng tại mặt cắt chân cột trong mô hình PTHH.



Hình 5.2. *Phân tích phần tử hữu hạn cột mảnh dài.*
(a) một nửa mô hình, (b) đỉnh bản đặt tải, (c) mặt cắt cột.



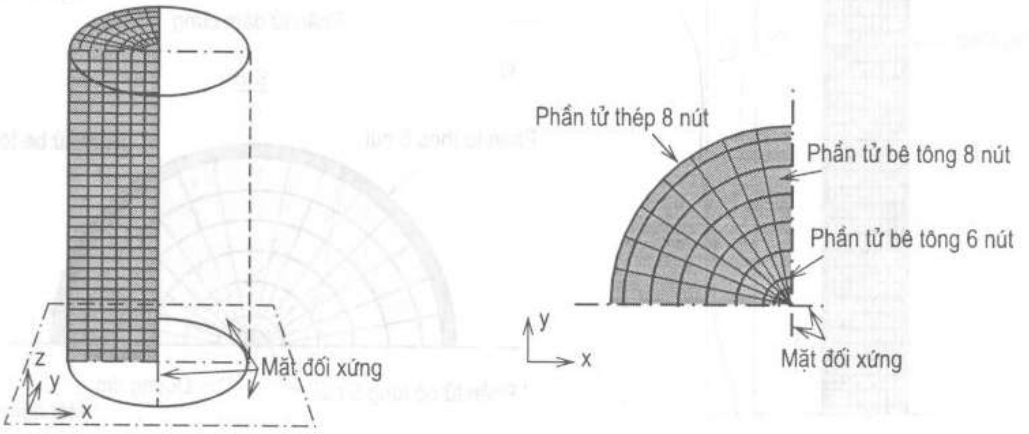
Hình 5.3: *Đặt tải trong mô hình FE cho cột mảnh dài*
a) đặt tải lên mặt cắt lõi bê tông,
(b) đặt tải trên mặt cắt thép và (c) đặt tải trên mặt cắt toàn bộ

5.3. MÔ HÌNH CỘT NGẮN

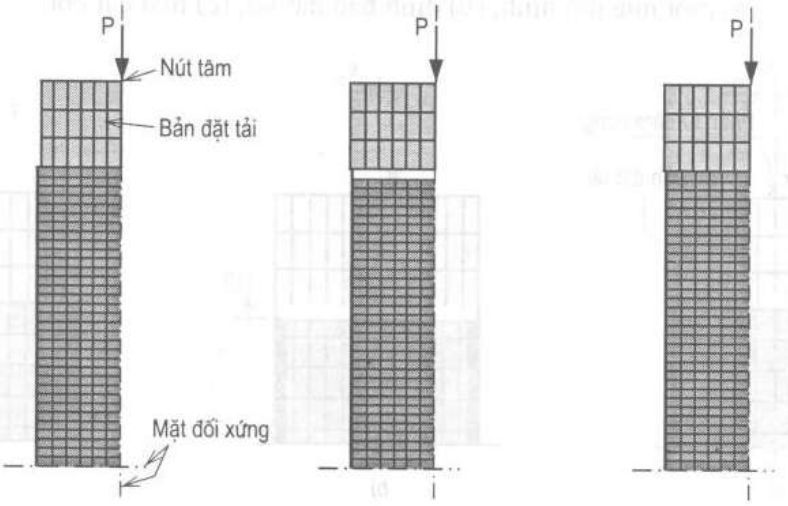
Do tải trọng đúng tâm đã tác dụng tương tự nhau ở cả hai đầu của cột ngắn, sẽ có 3 mặt phẳng đối xứng; vì vậy, chỉ 1/8 của cột sẽ được mô hình hoá, xem hình 5.4. Ống thép được mô hình bằng các phần tử 8 nút. Đối với lõi bê tông và bản đặt tải, cả hai loại phần tử 8 nút và phần tử 6 nút được sử dụng. Trong mô hình để phân tích PTHH sẽ trình bày sau đây của cột ngắn bao gồm 2213 phần tử.

Tải trọng tác dụng là biến dạng cưỡng bức tăng tại nút trung tâm của bản đặt tải. Để phân bố tải trọng, tất cả các nút khác tại mặt đỉnh của bản đặt tải phải có cùng chuyển vị thẳng đứng như của nút trung tâm. Các mặt đối xứng trong mô hình đã bị kiềm chế tránh mọi chuyển vị trực giao với mặt phẳng.

Trong nghiên cứu thực nghiệm của cột ngắn, tải trọng được đặt tương tự nhau ở cả hai đầu và đã tác dụng lên (a) mặt cắt bê tông, (b) mặt cắt thép hoặc (c) mặt cắt toàn bộ. Sự sắp xếp tải trọng trong mô hình PTHH của cột ngắn được thể hiện trên hình 5.5.



Hình 5.4: *Mô hình cột ngắn theo phương pháp PTHH*



Hình 5.5: *Đặt tải trong mô hình PTHH cho các cột ngắn*
a) đặt tải lên mặt cắt lõi bê tông,
b) đặt tải lên mặt cắt thép và c) đặt tải trên mặt cắt toàn bộ.

Chương 6

KẾT CẤU CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

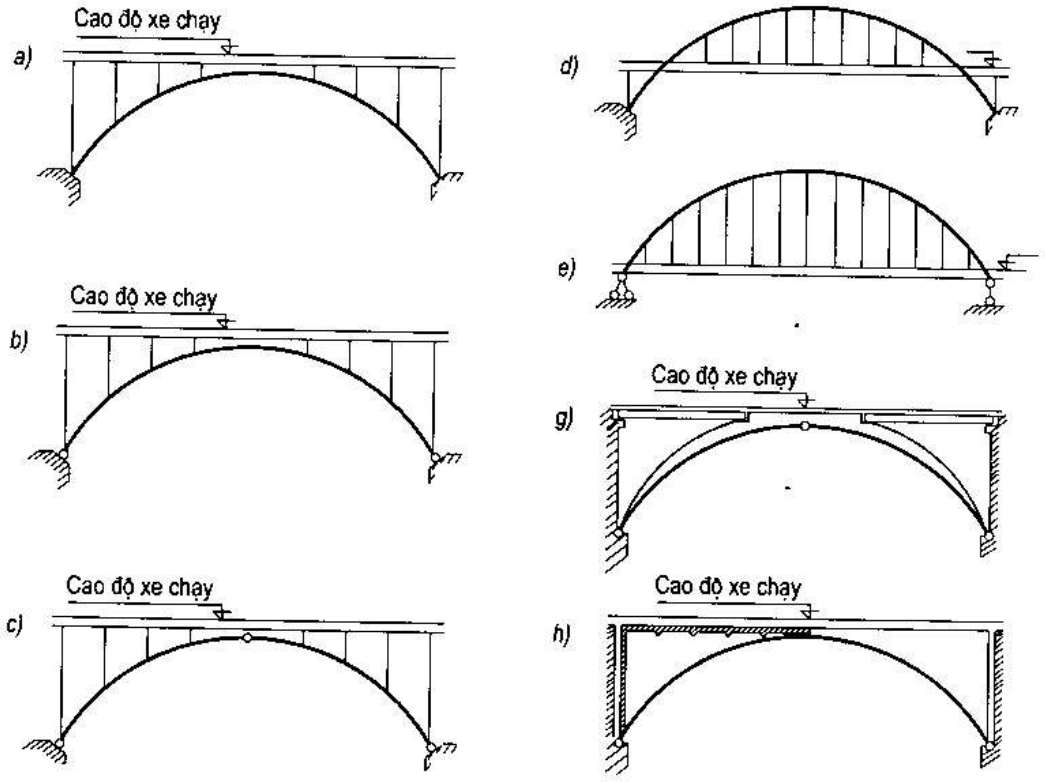
6.1. PHÂN LOẠI CẦU VÒM

Có nhiều cách phân loại cầu tuỳ theo đặc điểm - cấu tạo cũng như khả năng chịu lực theo các sơ đồ khác nhau của cầu vòm. Sau đây giới thiệu một vài cách phân loại cơ bản để thấy tính đa dạng của cầu vòm.

6.1.1. Phân loại cầu vòm dựa vào liên kết vòm - mố (trụ)

Trong thực tế các cầu đã xây dựng trên thế giới sử dụng sơ đồ kết cấu rất đa dạng: vòm không chốt, vòm 2 chốt, vòm 3 chốt.

Sơ đồ vòm không chốt: hai đầu vòm được ngàm vào mố (trụ). Đây là sơ đồ kết cấu siêu tĩnh bậc 3 nên có xuất hiện các lực phụ do co ngót từ biến của bê tông, do thay đổi nhiệt độ, đặc biệt là do lún mố trụ khi nền đất không đủ vững chắc.



Hình 6-1: *a, d) vòm không chốt; b, e, h) vòm hai chốt; c, g) vòm ba chốt.*

Sơ đồ vòm 2 chốt: là sơ đồ kết cấu siêu tĩnh bậc 1, các nội lực phụ sinh ra trong kết cấu cũng tương tự sơ đồ vòm không chốt nhưng với trị số nhỏ hơn. Khi mố trụ lún thẳng đứng thì trong vòm không xuất hiện mô men phụ.

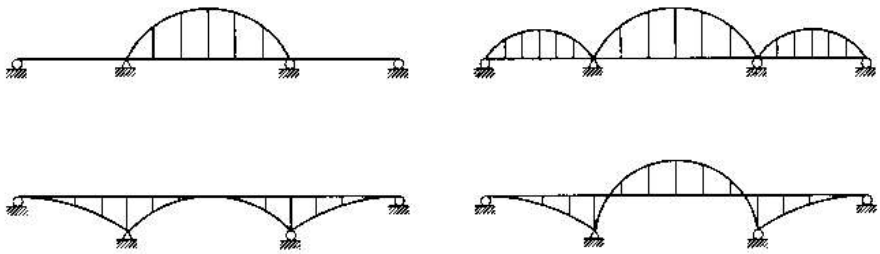
Sơ đồ vòm 3 chốt: là sơ đồ kết cấu tĩnh định nên không có các nội lực phụ nói trên. Sơ đồ vòm ba khớp không đòi hỏi điều kiện địa chất thật vững chắc, khi có hiện tượng lún của mố (trụ) cũng không gây ra nội lực trong vòm.

6.1.2. Phân loại cầu vòm dựa vào sơ đồ tĩnh học

Cầu vòm có lực đẩy ngang: khi điều kiện địa chất đủ thuận lợi có thể chọn kết cấu vòm có lực đẩy ngang. Hiện nay thông thường người ta xây dựng kết cấu vòm hai khớp hoặc ba khớp có lực đẩy ngang.

Cầu vòm có thanh kéo (cầu vòm không có lực đẩy ngang ngoài): trong điều kiện hiện nay, kết cấu vòm có thanh kéo với cốt thép ứng suất trước có thể dùng tương đối hợp lý với các khẩu độ nhịp 60 - 80 - 100m. Ưu điểm quan trọng của kết cấu vòm có thanh kéo là tự cân bằng lực đẩy ngang, vì vậy có thể cấu tạo vòm thoải nên chiều cao kiến trúc nhỏ. Cầu vòm có thanh kéo có thể xây dựng ở những vùng địa chất không thuận lợi cho kết cấu cầu vòm có lực đẩy ngang.

Cầu vòm mút thừa: trong những năm gần đây, trong các loại cầu ba nhịp đã sử dụng những kết cấu vòm mút thừa có thanh kéo phía trên. Để khắc phục lực đẩy ngang, người ta sử dụng thanh kéo phía trên cấu tạo bởi các bộ phận mặt cầu ghép xít lại với nhau bằng cốt thép ứng suất trước.



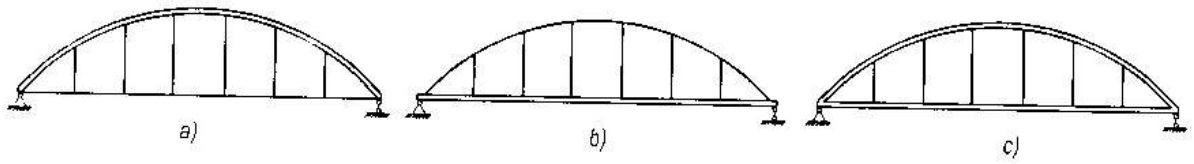
Hình 6.2. *Các dạng sơ đồ vòm*

6.1.3. Phân loại cầu vòm dựa vào độ cứng vòm - dầm

Vòm cứng - dầm cứng ($EJ_v \approx EJ_d$): trong kết cấu này vòm và dầm đóng vai trò chịu lực ngang nhau và hỗ trợ nhau. Dầm và vòm liên kết tạo thành hệ cứng trong mặt phẳng thẳng đứng, mỗi mặt phẳng vòm giống như một dầm chủ.

Vòm mềm - dầm cứng ($EJ_v \leq EJ_d/80$): vòm mềm là những đoạn cong liên kết khớp với nhau chỉ chịu lực nén dọc trục và truyền tải trọng lên dầm cứng.

Vòm cứng - dầm mềm ($EJ_v/80 \geq EJ_d$): dầm mềm không gánh chịu một phần nào nội lực cho vòm mà chỉ tham gia chịu lực phạm vi cục bộ khoang vòm, tạo liên kết và ổn định kết cấu. Toàn bộ tải trọng tổng thể cầu chỉ có vòm chịu.



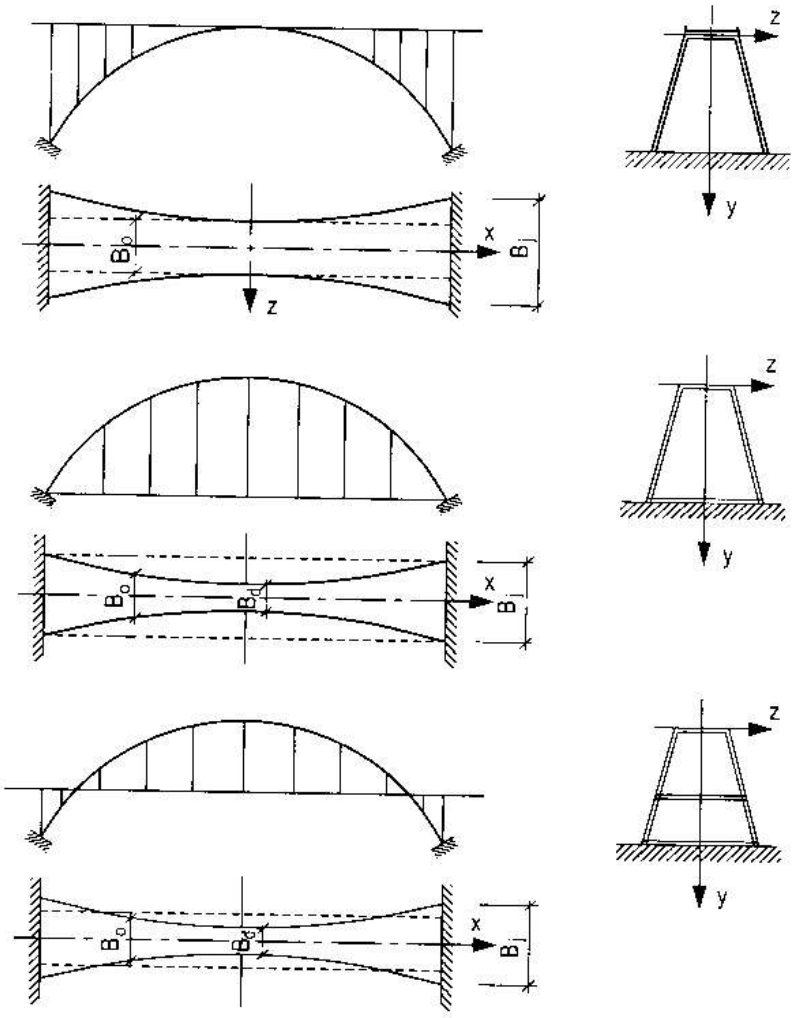
Hình 6.3. Phân loại dựa theo độ cứng dầm vòm
a) vòm cứng - dầm mềm; b) Vòm mềm - dầm cứng; c) vòm cứng - dầm cứng

6.1.4. Kiểu dáng cầu vòm ống thép nhồi bê tông

Kiểu dáng kiến trúc của loại cầu này khá đa dạng.

a) Kiểu dáng mặt phẳng vòm

- Dạng một mặt phẳng vòm thẳng đứng, vuông góc với mặt cầu.
- Dạng hai mặt phẳng vòm song song, thẳng đứng và liên kết giằng bởi hệ giằng ngang trên.
- Dạng hai mặt phẳng vòm xiên tựa vào nhau tại đỉnh vòm.
- Dạng ba mặt phẳng vòm thẳng đứng, song song và giằng ngang trên.



Hình 6.4: Một số kiểu cấu tạo cầu vòm

b) Kiểu dáng hệ thanh treo

- Thanh treo có thể cấu tạo từ thép thanh có cường độ cao hoặc các bó cáp.
- Thanh treo có dạng thẳng đứng, xiên hình kim cương hoặc kết hợp vừa thẳng vừa xiên.

c) Kiểu dáng thanh giằng

- Ống thép thẳng hoặc tổ hợp từ nhiều ống thép theo dạng giàn phẳng.
- Thép hình hoặc tổ hợp từ nhiều thép hình tạo thành giàn phẳng.

6.2. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Theo sơ đồ chịu lực, kết cấu vòm có thể là dạng 3 khớp với sơ đồ tĩnh định, 2 khớp với sơ đồ 1 bậc siêu tĩnh và không khớp với sơ đồ siêu tĩnh bậc 3. Với liên kết khớp, tại chân vòm sẽ đặt các gối, còn với liên kết ngàm chân vòm sẽ được chôn trong đầu trụ.

Về cấu tạo, vòm có thể được bố trí với mặt cầu xe chạy dưới, chạy trên, chạy giữa. Theo tương quan độ cứng giữa vòm chính và hệ dầm mặt cầu thì có thể chia thành dầm cứng vòm mềm và vòm cứng dầm mềm.

Tuỳ theo chiều dài nhịp, chiều rộng mặt cầu và loại tải trọng, cấu tạo vành vòm có thể được tổ hợp từ 1 đến 4 ống thép nhồi bê tông liên kết với nhau thông qua hệ thanh giằng. Theo một số thiết kế như cầu Ông Lớn, Xóm Củi, Cần Giuộc ở thành phố Hồ Chí Minh cũng như một số cầu ở Trung Quốc thì vòm chính được tổ hợp như hình 6.10.

Để có được tổng quan đầy đủ về loại cầu này, chúng ta xét một số đặc điểm sau:

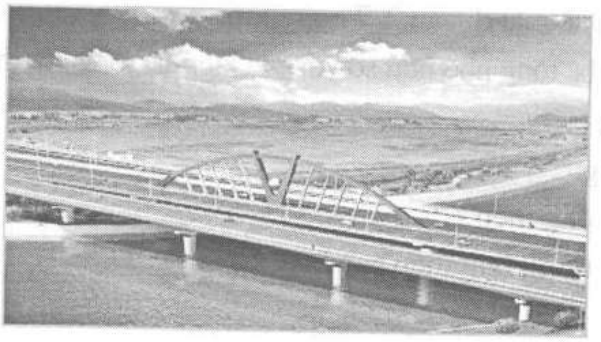
+ Nếu mặt cầu không quá rộng - tỉ số giữa khoảng cách tim hai cánh vòm chủ (D) và chiều dài nhịp tính toán (L) f/L = 1/5 ~ 1/10 với L = 30 ~ 120m và chiều dài nhịp không quá 60m, thì có thể dùng 1 ống thép nhồi bê tông như hình 6.10 và 6.12.

+ Nếu D/L ≤ 1/5 và chiều dài nhịp không quá 120m thì:

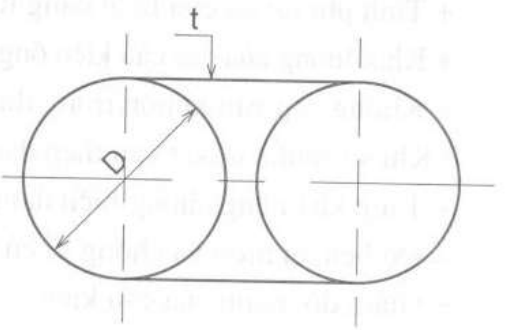
Có thể bố trí 2 ống thép nhồi bê tông theo chiều đứng có nhồi bê tông ở phần liên kết 2 ống để tăng cường độ cứng trong mặt phẳng vành vòm và giảm phạm vi chiếm dụng của kết cấu theo phương ngang kết hợp với việc dùng loại kết cấu vòm cứng - dầm mềm để việc thi công đơn giản hơn. Độ cứng ngang ngoài mặt phẳng vành vòm trong trường hợp này được đảm bảo bằng hệ thống liên kết giữa 2 vành vòm.

Có thể bố trí 2 ống thép nhồi bê tông theo chiều đứng không nhồi bê tông ở phần liên kết 2 ống. Để tăng cường độ cứng theo phương đứng nên dùng loại kết cấu vòm mềm - dầm cứng. Độ cứng ngang ngoài mặt phẳng vành vòm trong trường hợp này được đảm bảo bằng hệ thống liên kết giữa 2 vành vòm.

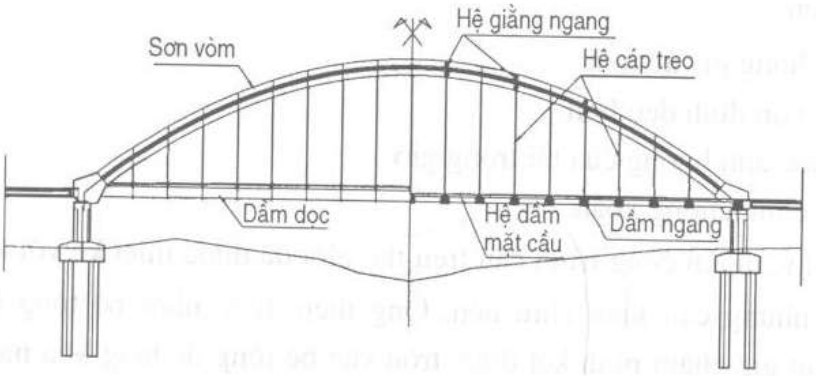
+ Nếu mặt cầu rộng D/L >1/5 hoặc nếu chỉ bố trí một vành vòm đơn nằm giữa mặt cầu và chiều dài nhịp ở mức 120m, thì nên bố trí 2 ống thép nhồi bê tông theo chiều ngang nhằm đảm bảo độ cứng ngoài mặt phẳng vành vòm kết hợp với sử dụng loại kết cấu vòm mềm - dầm cứng để tăng cường độ cứng theo phương thẳng đứng của toàn kết cấu nhịp.



Hình 6.5: Cầu chỉ có một vòm đơn nằm giữa cầu



Hình 6.6: Mặt cắt ngang vành vòm gồm 2 ống liên kết ngang



Hình 6.7. Mặt chiếu đứng cầu vòm

+ Nếu mặt cầu rộng D/L >1/5 và chiều dài nhịp trên 120m thì cần bố trí 4 ống thép nhồi bê tông để đảm bảo độ cứng cả trong và ngoài mặt phẳng vành vòm (hình 6.12).

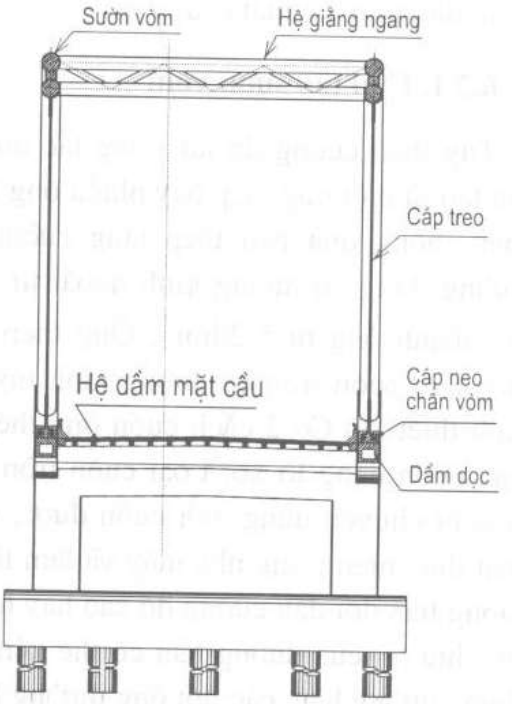
Kết cấu cầu vòm ống thép nhồi bê tông là một kết cấu hỗn hợp gồm ống thép và lõi bê tông cùng làm việc. Khi chịu cùng ứng suất như nhau thì kết cấu bê tông nhồi trong ống thép có những ưu điểm chính như sau:

- Khi so sánh với kết cấu bê tông có tiếp xúc với môi trường bên ngoài, bê tông trong ống thép có đặc điểm:

+ Độ bền của lõi bê tông tăng khoảng 2 lần.

+ Bê tông không bị co ngót mà bị trương nở vì không có sự trao đổi độ ẩm giữa bê tông và môi trường bên ngoài.

+ Sau 2-3 ngày tuổi thì không xuất hiện thêm vết nứt.



Hình 6.8. Mặt cắt ngang cầu vòm

+ Tính phi tuyến của biến dạng từ biến sẽ mất đi sau 2-7 ngày tuổi

+ Khối lượng của các cấu kiện ống nhồi bê tông nhỏ hơn so với cấu kiện bê tông cốt thép

+ Không cần ván khuôn trong thi công

- Khi so sánh với kết cấu thép dạng ống:

+ Tăng khả năng chống biến dạng của ống thép

+ Độ bền ăn mòn và chống gỉ của mặt trong ống thép cao hơn

+ Giảm độ mảnh của cấu kiện

- Khi so sánh với kết cấu sử dụng thép hình có mặt cắt hở:

+ Mặt ngoài của kết cấu ống thép nhồi bê tông nhỏ hơn do đó chi phí sơn phủ và bảo dưỡng thấp hơn

+ Độ bền chống gỉ cao hơn

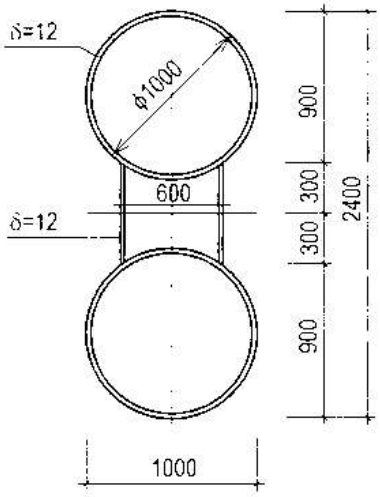
+ Khả năng ổn định đều hơn

+ Giảm được ảnh hưởng của tải trọng gió

+ Tăng độ cứng chống xoắn

Chính vì vậy, nhiều công trình cầu trên thế giới đã được thiết kế với kết cấu ống nhồi bê tông cho những cấu kiện chịu nén. Ống thép được nhồi bê tông C60 có phụ gia trương nở. Phụ gia chậm ninh kết được trộn vào bê tông để tăng khả năng làm việc của bê tông. Tỉ lệ nước/ximăng là 0,35 với độ sụt 18-20cm.

Cấu tạo cầu vòm ống thép nhồi bê tông gồm các bộ phận: Vành vòm, dầm ngang, dầm dọc, thanh căn chân vòm, dây treo, hệ mặt cầu.

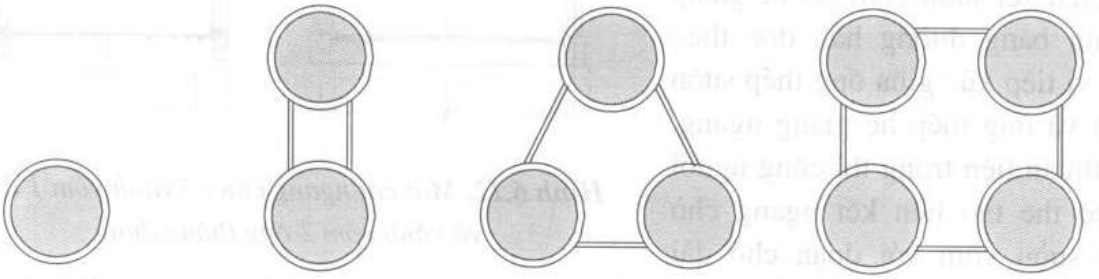


Hình 6.9. *Cấu tạo vành vòm*

6.2.1. Cấu tạo sườn vòm

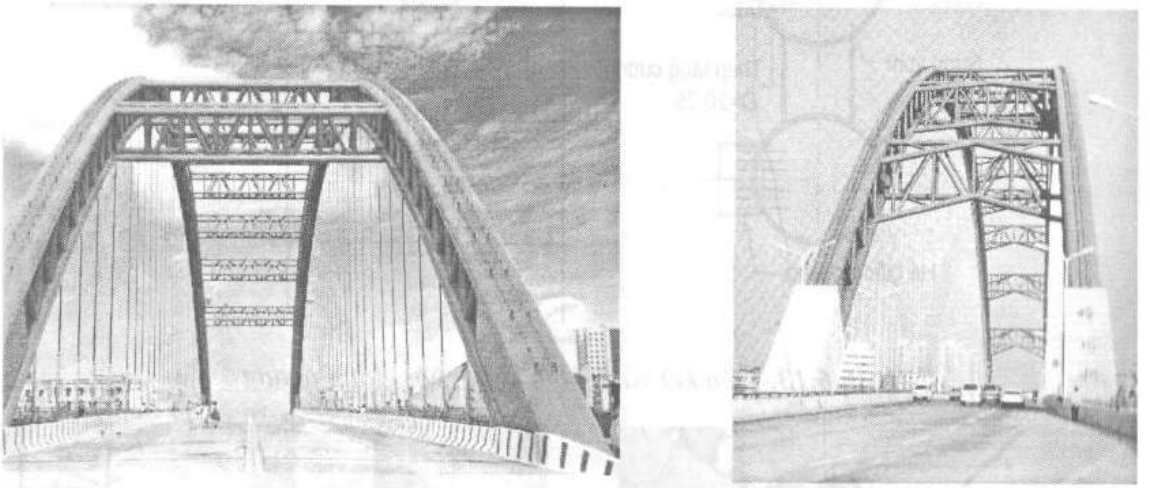
Tuỳ theo cường độ tải trọng tác dụng sườn vòm có cấu tạo từ một ống thép hay nhiều ống thép tròn liên kết nhau thông qua bản thép tăng cường. Các ống thép thường dùng có đường kính ngoài từ 30-120cm, chiều dày thành ống từ 5-20mm. Ống thép được chế tạo từ thép tấm cuốn tròn có đường kính tuỳ thuộc vào công trình thiết kế. Có 2 cách cuốn ống thép: cuốn tròn hàn dọc, cuốn dạng lò xo. Loại cuốn tròn hàn dọc phải có thiết bị chuyên dụng mới cuốn được, việc hàn và cuốn phải thực hiện trong nhà máy và làm từng đốt, sau khi mang ra công trường sẽ nối bằng đường hàn đối đầu cường độ cao hay hàn mặt bích. Loại ống này có nhược điểm là năng lực chịu tải của đường hàn có thể kém hơn thép kết cấu nên phá hoại thường xảy ra ở những đường hàn, các đốt ống thường làm thẳng nên việc uốn cong cho đúng đường trục vòm là khó khăn. Loại ống hàn bằng các dải bản cuốn theo hình xoắn ốc thì việc chế tạo

có thể làm ở công trường, việc cuốn ống theo các đường kính khác nhau có thể lấy bất kỳ theo thiết kế và có thể hàn ống cong theo đường cong trục vòm, có thể làm những đốt dài tuỳ ý, thậm chí có thể dài bằng cả nhịp, hàn theo đường xoắn ốc thì mối hàn chịu lực cắt là chính nên khả năng chịu tải của ống là tốt hơn.



Hình 6.10. *Các dạng mặt cắt ngang sườn vòm.*

Theo một số tài liệu của Trung Quốc, thông thường các ống của vành vòm thường có kích thước D = 45 ~ 150cm. Vành vòm có thể có cấu tạo 1 ống thì D/L = 1/60 ~ 1/150 (L là chiều dài nhịp vòm), khi vành vòm là dạng tổ hợp có chiều cao vành vòm H = 120 ~ 270 cm thì H/L = 1/30 ~ 1/60; D/H = 1/2.11 ~ 1/.67, trung bình có thể lấy D/H = 1/2.5; ống dày t = 8 ~ 16mm.



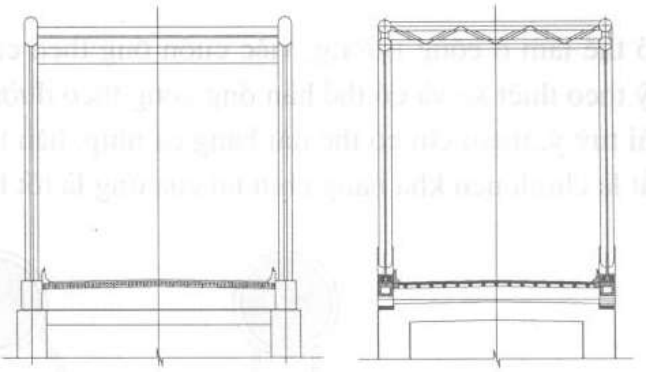
Một cầu ở Trung Quốc

Cầu Qingchuan - Trung Quốc

Hình 6.11. *Cầu có vành vòm được liên kết bằng 4 ống thép Trung Quốc*

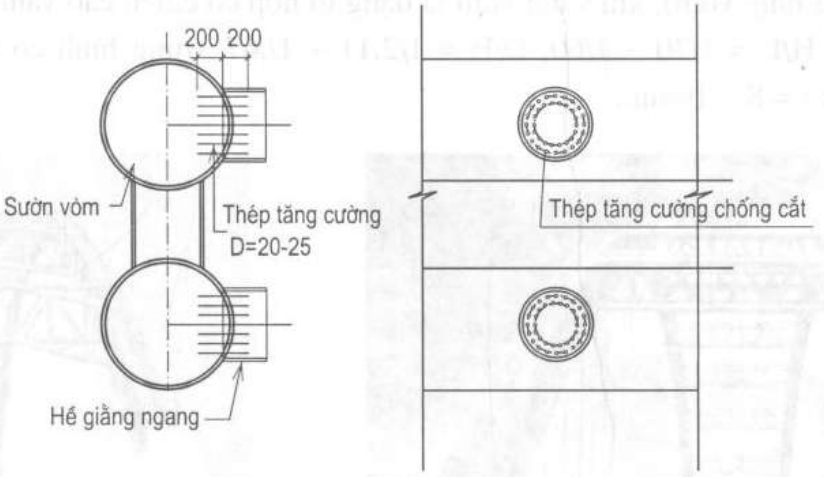
Trong trường hợp vòm chịu tải trọng lớn, người ta có thể tổ hợp nhiều ống thép đơn tạo nên mặt cắt ngang sườn vòm. Trên bản liên kết sườn vòm có bố trí các cửa sổ để hàn mặt trong khi nối các đoạn ống thành vòm liên tục, kích thước cửa sổ dạng hình vuông hoặc hình chữ nhật với chiều dài cạnh 1,0-1,5m. Sau khi nối xong các đoạn vòm sẽ hàn đậy các vị trí cửa sổ và hoàn thiện sườn vòm.

Dọc theo sườn vòm bố trí lỗ bơm bê tông tại các vị trí hàn nối các đoạn ống vòm hoặc cứ 2 vị trí nối ống bố trí 1 lỗ bơm bê tông.

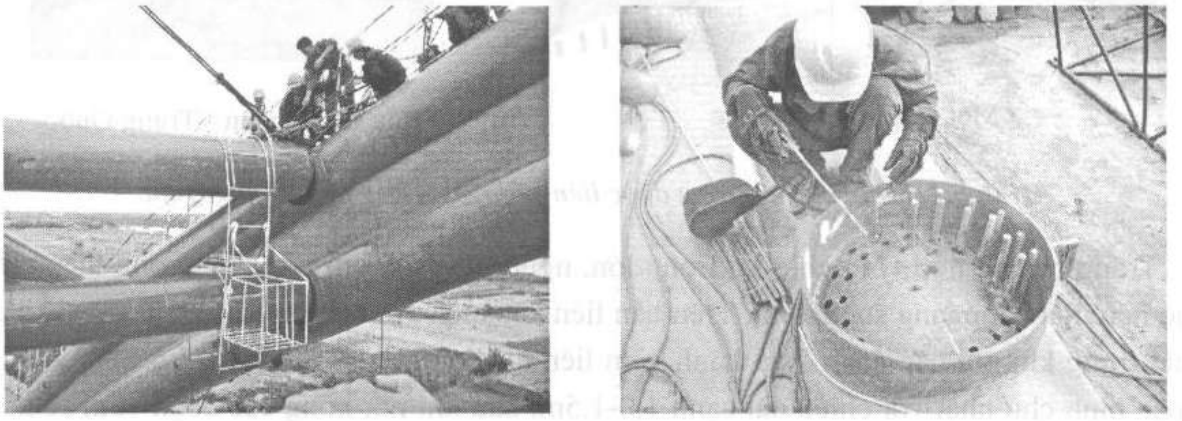


Hình 6.12. Mặt cắt ngang cầu có vành vòm 1 ống và vành vòm 2 ống thẳng đứng

Liên kết sườn vòm với hệ giằng ngang bằng đường hàn dọc theo chu vi tiếp xúc giữa ống thép sườn vòm và ống thép hệ giằng ngang. Để thuận tiện trong thi công người ta có thể tạo liên kết ngang chờ trên sườn vòm với đoạn chờ dài 0,3-0,5m, kích thước ống thép chờ giống kích thước ống thép giằng ngang. Để tăng khả năng chịu lực cắt cho liên kết ngang ta thường bố trí các thanh thép cường độ cao đường kính 20-25mm dài 40-60cm xuyên qua vỏ ống thép sườn vòm trong phạm vi vòng tròn tiếp xúc giằng ngang với sườn vòm. Một nửa chiều dài thanh thép chống cắt nằm trong sườn vòm và nửa còn lại nằm trong giằng ngang.

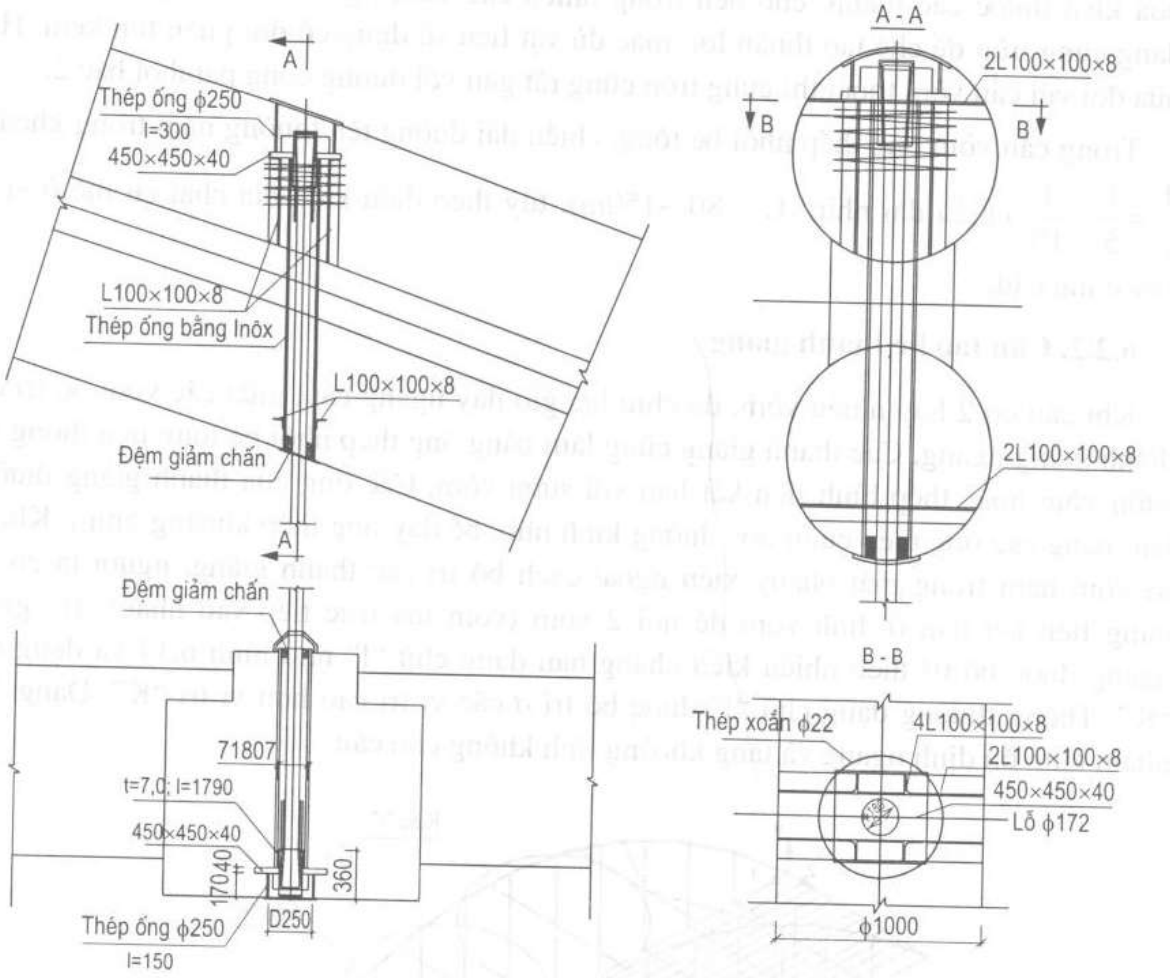


Hình 6.13. Liên kết vành vòm chính với giằng ngang



Hình 6.14. Thép tăng cường liên kết giằng ngang.

Tại những vị trí thiết kế bố trí cáp treo cần tạo lỗ luồn cáp trên sườn vòm. Lỗ luồn cáp cấu tạo bởi 1 đoạn ống thép đi xuyên trong ống thép sườn vòm với bề dày 5-10mm và đường kính trong của ống lớn hơn đường kính ngoài của bó cáp treo từ 2-4cm. Để tăng cường khả năng chịu lực cục bộ vùng xung quanh lỗ có thể bố trí thép tăng cường bằng thép bản hoặc thép góc. Đối với thép góc, dùng loại có bề dày cánh 8-10mm, bố trí 4 đoạn đối xứng qua tâm lỗ và liên kết hàn. Đối với thép bản, bề dày 8-10mm và bề rộng 20-30cm, bố trí đối xứng qua tâm lỗ và vuông góc với trục tim dọc sườn vòm, cạnh dưới bản chống lên ống sườn vòm phải được vát cong theo đường kính trong của ống và liên kết hàn.



Hình 6.15. *Cấu tạo và bố trí thép tăng cường lỗ luồn cáp treo*

Trục vòm cũng ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của vòm. Nếu trục vòm trùng với đường cong áp lực thì hầu như có thể tránh được mô men uốn trong sườn vòm dưới bất kỳ tĩnh tải nào, như vậy sẽ tiết kiệm được vật liệu. Tuy nhiên trong thực tế trên cầu luôn có hoạt tải chạy qua nên đường cong áp lực luôn thay đổi tuỳ theo vị trí hoạt tải tác dụng lên nhịp, hơn nữa nếu vòm siêu tĩnh thì không thể tránh được sự phát sinh mô men do sự nén đàn hồi của vòm. Vậy chỉ có thể chọn trục vòm gần với dạng đường cong áp lực tổng quát để sao cho mô men phát sinh trong vòm là nhỏ nhất.

Ứng với tải trọng phân bố đều trên toàn chiều dài nhịp thì đường cong áp lực của vòm là đường parabol bậc 2 như sau:

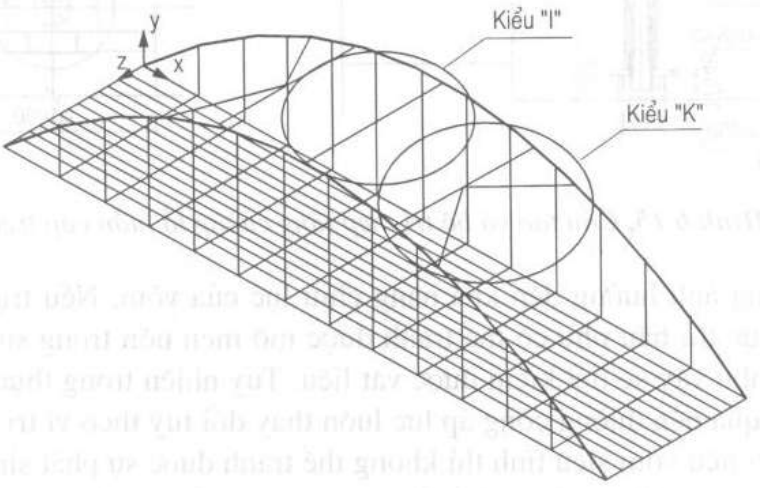
$$y = \frac{4f}{l^2} x(l - x)$$

Đối với một số loại cầu vòm có kết cấu bên trên nhẹ (vòm thép, vòm ống thép nhồi bê tông), phần tĩnh tải do hệ bản mặt cầu chiếm phần khá lớn và phân bố đều trên toàn bộ chiều dài cầu, vì thế đường trục vòm thiết kế theo parabol bậc 2 được coi là hợp lý. Nhưng nếu làm trục vòm theo dạng parabol bậc 2 sẽ gặp khó khăn trong việc tiêu chuẩn hoá kích thước các thanh, cho nên trong nhiều cầu vòm người ta đã chọn trục vòm là dạng cung tròn để chế tạo thuận lợi, mặc dù vật liệu sử dụng có đôi phần tốn kém. Hơn nữa đối với cầu vòm thoải thì cung tròn cũng rất gần với đường cong parabol bậc 2.

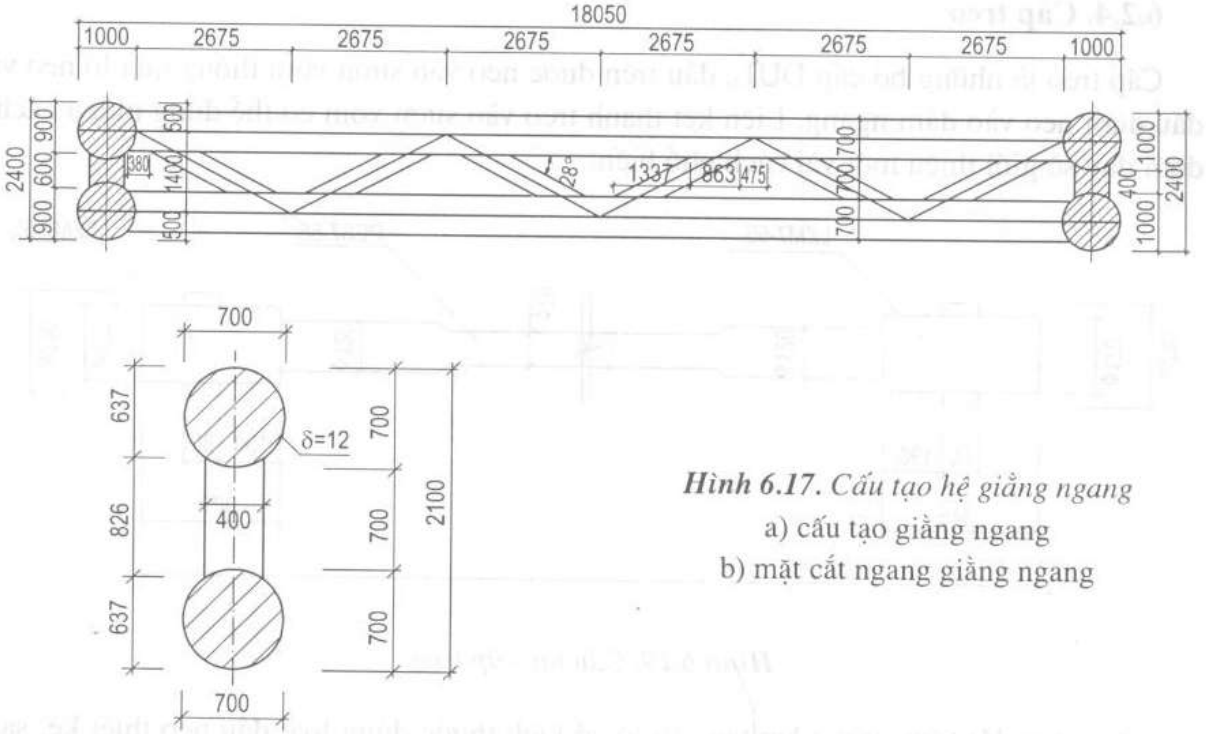
Trong cầu vòm ống thép nhồi bê tông, chiều dài đường tên thường nằm trong khoảng $\frac{f}{l} = \frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}$ chiều dài nhịp (L = 80 ~150m), tuỳ theo điều kiện địa chất cụ thể ở vị trí xây dựng cầu.

6.2.2. Cấu tạo hệ thanh giằng

Khi cầu có 2 hay nhiều vòm, để chịu lực gió đẩy ngang cầu, giữa các vòm bố trí các thanh giằng ngang. Các thanh giằng cũng làm bằng ống thép nhồi bê tông liên thông với sườn vòm hoặc thép hình liên kết hàn với sườn vòm. Các ống của thanh giằng thường làm bằng các ống thép cuốn dọc đường kính nhỏ, bề dày ống thép khoảng 5mm. Khi bố trí vòm nằm trong mặt phẳng xiên ngoài cách bố trí các thanh giằng, người ta có thể dùng liên kết hàn ở đỉnh vòm để nối 2 vòm (vòm tựa trực tiếp vào nhau). Hệ giằng ngang được bố trí theo nhiều kiểu chẳng hạn dạng chữ "I" như hình 6.17 và dạng chữ "K". Thông thường dạng chữ "I" được bố trí ở các vị trí cao hơn vị trí "K". Dạng "K" nhằm tăng ổn định ngang và tăng khoảng tĩnh không cho cầu.



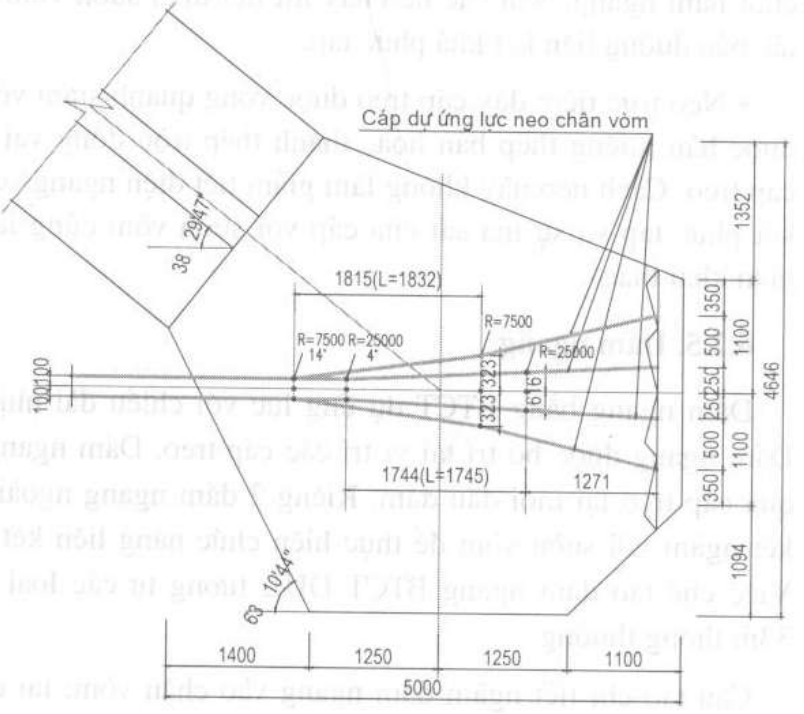
Hình 6.16. Kiểu giằng ngang



Hình 6.17. *Cấu tạo hệ giằng ngang*
a) cấu tạo giằng ngang
b) mặt cắt ngang giằng ngang

6.2.3. Cấu tạo hệ cáp giằng chân vòm

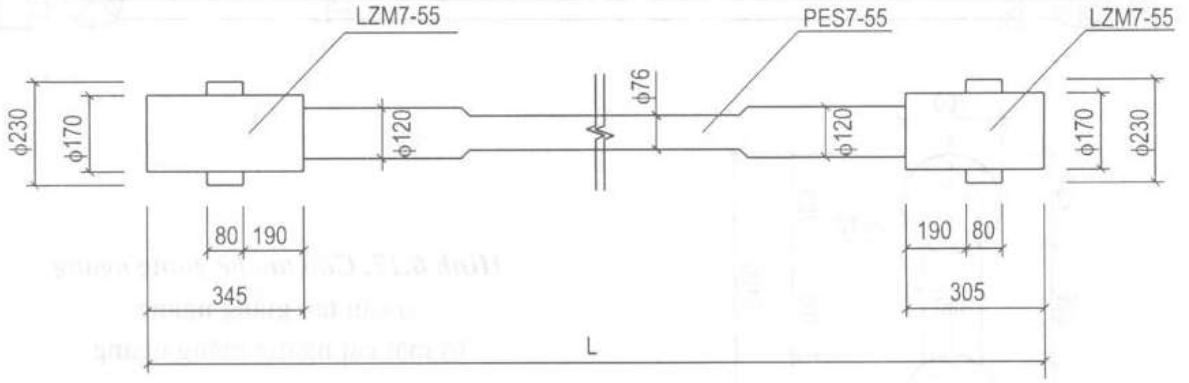
Các bó cáp nối liền 2 chân vòm để chịu lực đẩy ngang của vòm. Cáp được bố trí 2 bên hệ mặt cầu song song với trục dọc cầu. Hệ cáp giằng nằm tự do trên mặt dầm ngang và dầm dọc biên, sau khi căng cáp xử lý nội lực xong sẽ đậy kín bằng hộp bê tông để bảo vệ dây cáp tránh chịu ảnh hưởng của môi trường. Dây cáp thanh buộc được neo vào chân vòm như các bó cáp được neo trong dầm bê tông dự ứng lực. Tất cả các bó cáp đều được đặt trong các ống nhựa, sau khi căng xong phải bơm vữa bảo vệ. Cáp giằng dùng loại có vỏ bọc như cáp dùng trong dầm bê tông dự ứng lực căng ngoài.



Hình 6.18. *Bố trí cáp giằng chân vòm*

6.2.4. Cáp treo

Cáp treo là những bó cáp DƯL, đầu trên được neo vào sườn vòm thông qua lỗ neo và đầu dưới neo vào dầm ngang. Liên kết thanh treo vào sườn vòm có thể dùng nhiều cách, dưới đây sẽ giới thiệu một vài cách phổ biến.



Hình 6.19. *Cấu tạo cáp treo*

+ Neo qua lỗ: trên sườn vòm tạo sẵn lỗ có kích thước đúng loại đầu neo thiết kế, sau khi cáp treo được luồn qua lỗ sẽ được khoá giữ bởi khoá neo. Theo cách neo này thì tiết diện ngang sườn vòm tại vị trí lỗ neo bị thu hẹp.

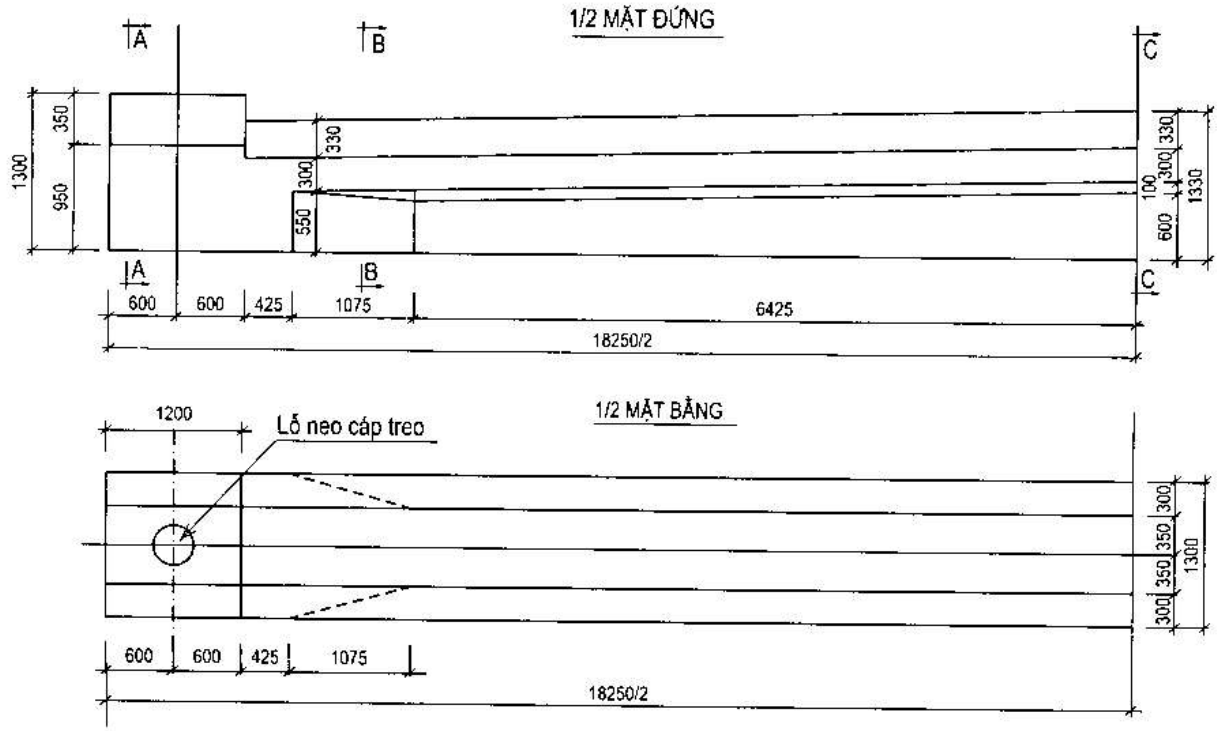
+ Neo bằng đai đỡ: đai đỡ được chế tạo từ dải thép bản rộng khoảng 20÷40cm, ôm tròn theo mặt cắt ngang sườn vòm và dây cáp treo được khoá chặt vào đai đỡ thông qua chốt nằm ngang. Với các neo này thì tiết diện sườn vòm không bị thu hẹp nhưng công tác bảo dưỡng liên kết khá phức tạp.

+ Neo trực tiếp: dây cáp treo được vòng quanh sườn vòm và khoá lại. Trên sườn vòm được hàn miếng thép bản hoặc thanh thép tròn đóng vai trò định vị và dẫn hướng cho cáp treo. Cách neo này không làm giảm tiết diện ngang sườn vòm nhưng bảo dưỡng liên kết phức tạp và sự ma sát của cáp với sườn vòm cũng làm giảm yếu liên kết qua thời gian khai thác.

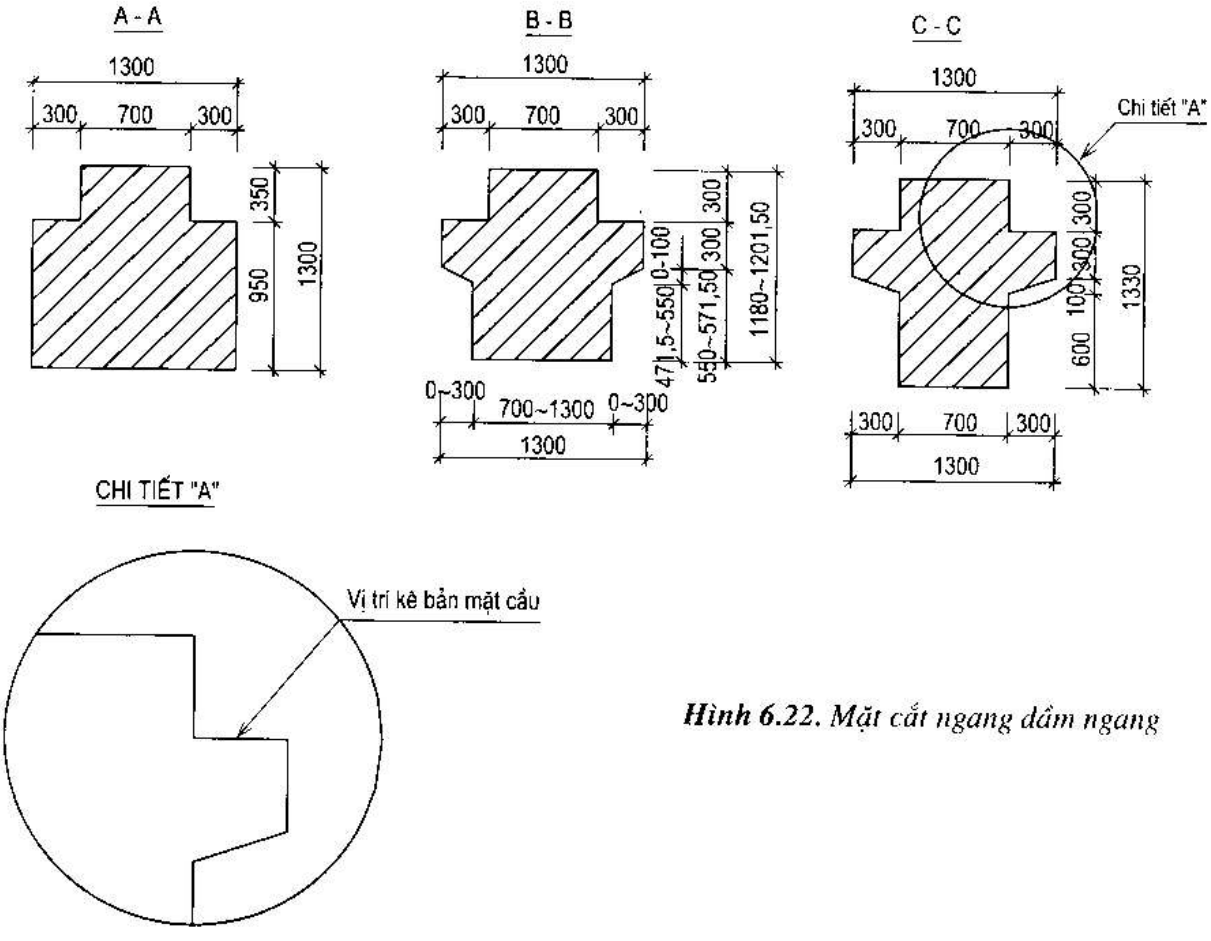
6.2.5. Dầm ngang

Dầm ngang bằng BTCT dự ứng lực với chiều dài nhịp phụ thuộc bề rộng mặt cầu. Dầm ngang được bố trí tại vị trí các cáp treo. Dầm ngang liên kết với sườn vòm thông qua cáp treo tại mỗi đầu dầm. Riêng 2 dầm ngang ngoài cùng (tại đầu vòm) được liên kết ngàm với sườn vòm để thực hiện chức năng liên kết ngang dưới giữa 2 sườn vòm. Việc chế tạo dầm ngang BTCT DƯL tương tự các loại dầm BTCT DƯL 24,5m hoặc 33m thông thường.

Cấu tạo chi tiết ngàm dầm ngang vào chân vòm: tại chân vòm có chờ các bản thép cấy sẵn thép tròn (tăng độ ngàm cứng cho liên kết). Dầm ngang đặt vào đúng vị trí và đổ bê tông liên kết.



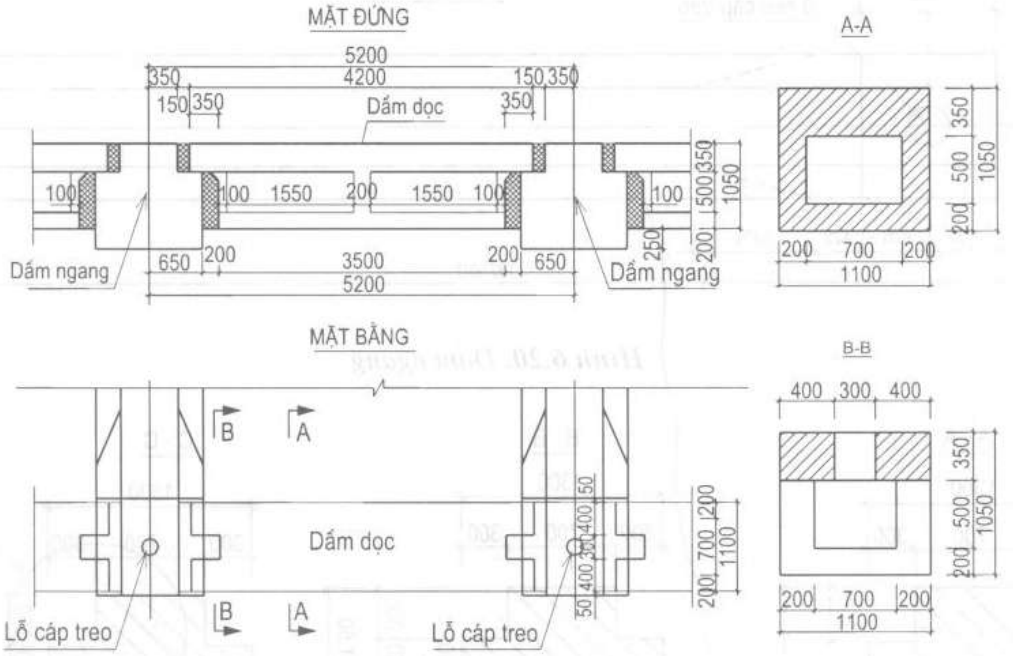
***Hình 6.20.** Dầm ngang*



***Hình 6.22.** Mặt cắt ngang dầm ngang*

6.2.6. Dầm dọc

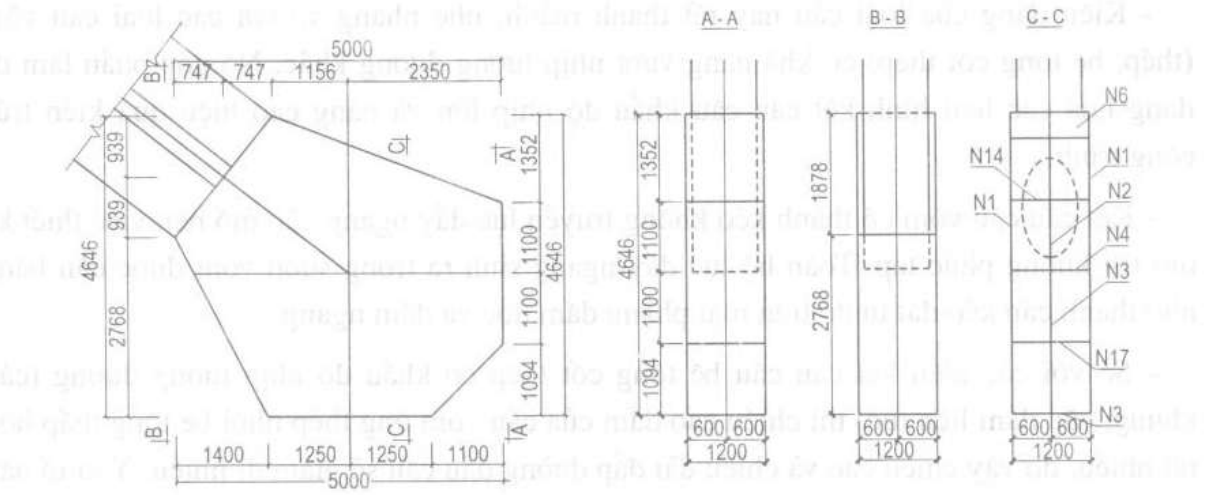
Dầm dọc bằng BTCT thường đúc sẵn hoặc đổ tại chỗ với chiều dài phụ thuộc vào khoảng cách giữa các dầm ngang. Dầm dọc được nối vào 2 đầu lên dầm ngang. Trên mặt dầm dọc và dầm ngang là lớp BTCT mặt cầu M300 đổ tại chỗ tạo ra sự đồng khối mặt cầu và hiệu chỉnh cao độ mặt cầu. Dầm dọc ngoài chức năng phân bố tải trọng còn phải định vị cho các dầm ngang trong quá trình chịu tải. Ngoài ra, trong một số cầu vòm, để an toàn hơn người ta cũng bố trí cáp dự ứng lực trong dầm dọc, các cáp này cũng được neo tại chân vòm.



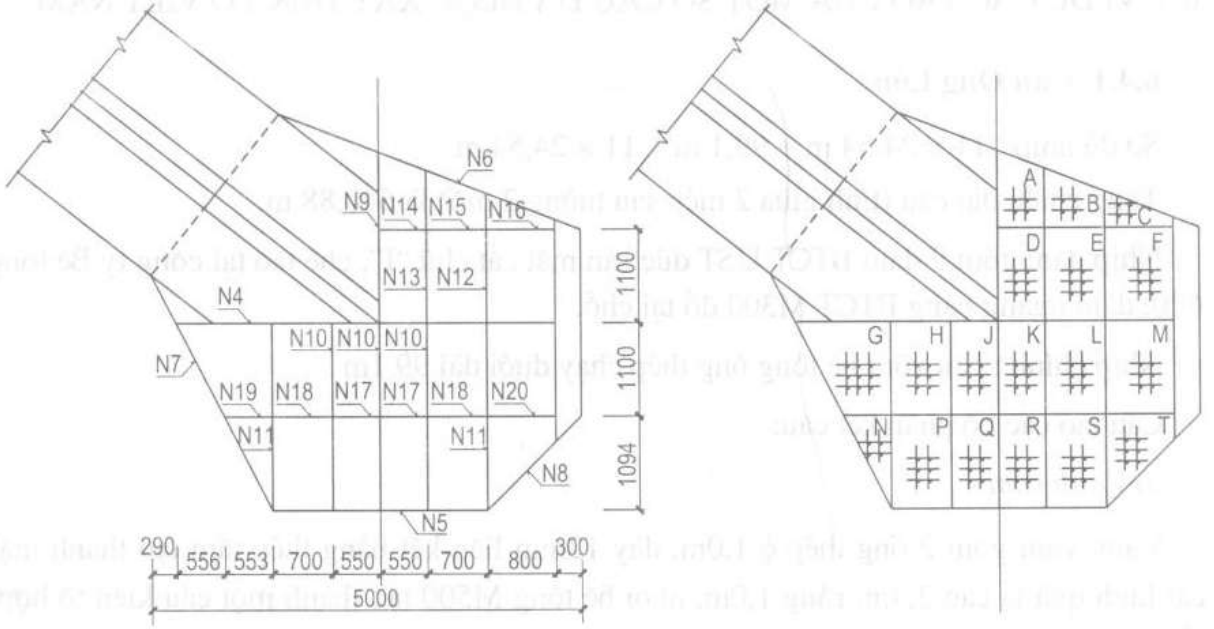
Hình 6.22. Cấu tạo dầm dọc

6.2.7. Chân vòm

Chân vòm là nơi bố trí đầu neo các thanh buộc và cũng là nơi bố trí các gối cầu để truyền tải trọng xuống mố trụ cầu. Độ cứng không gian của vòm tăng đáng kể là nhờ liên kết bởi dầm ngang tại vị trí chân vòm. Chân vòm được cấu tạo từ thép bản dày 12 ~15mm, bên trong được lấp đầy bê tông cốt thép. Chân vòm phải đủ khả năng chịu được lực ép ngang của thanh buộc, lực nén của toàn bộ kết cấu cầu; và cũng đủ cứng để giữ ổn định không gian cho cả kết cấu vòm. Như vậy, khu vực chân vòm là nơi chịu lực rất phức tạp, cần phải có mô hình PTHH tính toán cụ thể bằng các chương trình chuyên dụng như ANSYS, MIDAS hoặc tính theo mô hình chống- giằng (mô hình giàn ảo) phù hợp với quy định trong Tiêu chuẩn 22TCN 272-05. Sau đó bố trí cốt thép thường theo các đường quỹ đạo ứng suất đã tính toán được.



Hình 6.23. Cấu tạo chân vòm



Hình 6.24. Bố trí cốt thép tại chân vòm

6.3. NHẬN XÉT KẾT CẤU CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Việc áp dụng loại cấu kiện ống thép nhồi bê tông cho kết cấu vòm chủ khẩu độ lớn sẽ đáp ứng được 3 vấn đề dưới đây:

- Phù hợp với đặc điểm chịu nén rất lớn của kết cấu vòm
- Phù hợp với yêu cầu về độ cứng cao của kết cấu, đặc biệt đối với loại kết cấu vòm cứng - dầm mềm khẩu độ nhịp lớn.
- Việc sử dụng chính vỏ thép làm ván khuôn kết cấu trong thi công kết hợp với biện pháp lắp ráp dần từng đốt vỏ thép làm cho biện pháp thi công trở thành một trong những yếu tố quyết định khả năng vượt nhịp của kết cấu vòm.

- Kiểu dáng của loại cầu này rất thanh mảnh, nhẹ nhàng so với các loại cầu vòm (thép, bê tông cốt thép) có khả năng vượt nhịp tương đương khác. Nó góp phần làm đa dạng hoá các loại hình kết cấu cầu khẩu độ nhịp lớn và nâng cao hiệu quả kiến trúc công trình.

- Kết cấu cầu vòm có thanh kéo không truyền lực đẩy ngang vào mố nên việc thiết kế mố trụ không phức tạp. Toàn bộ lực đẩy ngang sinh ra trong sườn vòm được cân bằng nhờ thanh cáp kéo đặt tự do trên mặt phẳng dầm dọc và dầm ngang.

- So với các kiểu kết cấu cầu bê tông cốt thép có khẩu độ nhịp tương đương (cầu khung, cầu dầm liên tục) thì chiều cao dầm của cầu vòm ống thép nhồi bê tông thấp hơn rất nhiều, do vậy chiều cao và chiều dài đắp đường đầu cầu sẽ giảm đi nhiều. Yếu tố này phần nào làm giảm chi phí đầu tư xây dựng cầu.

6.4. VÍ DỤ CẤU TẠO CỦA MỘT SỐ CẦU ĐÃ ĐƯỢC XÂY DỰNG Ở VIỆT NAM

6.4.1. Cầu Ông Lớn

Sơ đồ nhịp : 11 × 24,54 m + 99,1 m + 11 × 24,54 m

Tổng chiều dài cầu (tính giữa 2 mép sau tường 2 mố) là 640,88 m.

Nhịp dẫn: gồm 9 dầm BTCT ƯST đúc sẵn mặt cắt chữ "I", chế tạo tại công ty Bê tông 620, dầm ngang bằng BTCT M300 đổ tại chỗ.

Nhịp chính : cầu vòm bê tông ống thép chạy dưới dài 99,1m

Cấu tạo các bộ phận kết cấu:

a) Vành vòm

Vành vòm gồm 2 ống thép ϕ 1,0m, dày 12mm liên kết bằng thép tấm tạo thành mặt cắt hình quả tạ cao 2,4m, rộng 1,0m, nhồi bê tông M500 tạo thành một cấu kiện tổ hợp. Ống thép hình cong vòng vòm được tạo bởi các đoạn thẳng ghép nối mà thành để giảm bớt khó khăn khi chế tạo. Nếu chế tạo với công nghệ cao hơn, tốt nhất là tạo hình cung. Chiều cao đường tên vành vòm f = 18,15 m, khẩu độ l = 99,1m, tỷ lệ $\frac{f}{L} = \frac{1}{5.46}$. Chân vòm đặt vào đầu dầm dọc, lực đẩy phương ngang của nó do dầm dọc gánh chịu.

b) Cáp treo

Mỗi cánh vòm có 17 cáp treo đặt song song với nhau, khoảng cách: 5,2m. Cáp treo là bó dây cáp 55 ϕ7 (R_s = 1680 MPa) ngoài bọc bằng ống thép ϕ 114mm bên trong phun vữa bê tông. Bó cáp thép là cấu kiện chịu lực chủ yếu, ống thép và bê tông là lớp bảo vệ. Cáp treo truyền tải trọng từ dầm dọc và dầm ngang đến vòng vòm. Hai đầu cáp treo có neo cố định tại vành vòm và dầm dọc.

Trong quá trình thi công, có thể bằng việc điều chỉnh kéo căng hoặc nới lỏng cáp treo để điều chỉnh cao độ của dầm dọc, mặt cầu và nội lực của tiết diện. Trong quá trình sử dụng, do dầm dọc có khả năng nhất định về chống uốn, chống nén, chống kéo, chống cắt, vì vậy cáp treo có thể thay đổi, điều chỉnh mà không ảnh hưởng tới việc thông xe, tạo điều kiện thuận lợi cho sau này mỗi khi tu sửa khi có hư hại. Ở đây đã xét rằng sau khi tuyến đường trở thành trục giao thông chính của thành phố sẽ có nhiều xe chở containơ nặng qua cầu, để giảm bớt ảnh hưởng của lực xung kích do xe nặng gây nên làm tăng hiệu ứng mỏi của cáp treo, ở giữa cáp treo và dầm dọc có đặt bộ giảm chấn.

c) Dầm dọc

Dầm dọc là dầm bê tông dự ứng lực, đầu dầm dùng để đặt chân vòm. Mặt cắt chủ rộng 1,2m; cao 1,8m, tại chân vòm cao hơn, kích thước chi tiết tham khảo bản vẽ chi tiết.

Dưới tác dụng của cáp treo, dầm dọc làm việc theo sơ đồ dầm liên tục tựa trên gối đàn hồi. Dầm được bố trí 20 cáp thép 15-9 (7ϕ5mm) vừa có tác dụng chịu lực kéo ngang của vòm vừa có khả năng chịu uốn trong trường hợp cáp treo bị tổn thương làm xuất hiện mô men phụ. Nội dung có liên quan xem bản vẽ chi tiết.

d) Dầm ngang

Dầm ngang cũng là cấu kiện bê tông dự ứng lực, được chia làm 2 loại: dầm ngang đầu dầm (II) và dầm ngang giữa (I), trong đó dầm ngang đầu dầm có thể đổ tại chỗ, dầm ngang giữa khi thi công được chia làm ba lần để đổ bê tông: Lần thứ nhất hoàn thành tại hiện trường đúc sẵn, chiều dài là: 12,85m có đặt 2 cáp thép 9 - 7ϕ5; lần thứ 2 đổ liên kết với dầm dọc tại hiện trường và tăng cường thêm 4 cáp thép 9 - 7ϕ5, cùng với dầm dọc tạo thành kết cấu khung phẳng; lần thứ 3 sau khi lắp đặt xong bản mặt cầu làm cho bản mặt cầu, dầm ngang và dầm dọc liên kết hữu cơ với nhau tạo độ ổn định cao cho toàn khối mặt cầu. Kích thước chi tiết dầm ngang xem bản vẽ chi tiết.

e) Bản mặt cầu

Bản mặt cầu là các tấm Panen đúc sẵn, mặt bản rộng 1,24m; chiều dài chia làm hai loại: 6,45m và 4,5m; chiều dày 35cm; đường kính lỗ rỗng là 19cm.

Bản mặt cầu truyền hoạt tải và tĩnh tải bản thân xuống dầm ngang, dầm ngang lại truyền tải trọng cho dầm dọc hoặc cáp treo, cáp treo truyền tải trọng do dầm dọc và dầm ngang sang cho vòm, vòm truyền tải trọng và trọng lượng bản thân tới gối chân vòm. Tại gối chân vòm thành phần lực ngang sẽ do dầm dọc dự ứng lực chịu, còn lực thẳng đứng qua gối cầu truyền xuống kết cấu phần dưới. Để bảo đảm tính ổn định của kết cấu toàn khối dưới tác dụng lực ngang trong quá trình thi công cũng như gió lớn, ở giữa hai sườn vòm đặt thanh chống hướng ngang.

6.4.2. Cầu Xóm Cúi

Sơ đồ nhịp: 8 × 24,54 m + 99,1 m + 8 × 24,54 m.

Tổng chiều dài cầu (tính giữa 2 mép sau tường 2 mố) là 493,34 m.

Nhịp dẫn: tương tự như ở cầu Ông Lớn.

Nhịp chính: cầu vòm bê tông ống thép chạy dưới dài 99,2m. Kết cấu tương tự như ở cầu Ông Lớn.

6.4.3. Cầu Cần Giuộc

Sơ đồ nhịp: 11 × 33,00 m + 99,1 m + 9 × 33,00 m.

Tổng chiều dài cầu (tính giữa 2 mép sau tường 2 mố) là 760,90 m.

Dầm chủ nhịp chính và nhịp dẫn: Tương tự như của cầu ông Lớn.

Chương 7

TÍNH TOÁN CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

7.1. MỘT SỐ VẤN ĐỀ TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Nhiều cầu vòm CFST đã được xây dựng trong thập kỷ gần đây, nhờ đó nhiều kinh nghiệm có giá trị đã thu được trong thiết kế kết cấu và thực hành xây dựng. Các phương pháp thiết kế hiện tại có xét một vài hiệu ứng kiềm chế của ống thép đối với lõi bê tông, và chỉ đánh giá độ ổn định kết cấu bằng giá trị riêng đàn hồi. Do vành vòm cơ bản là kết cấu chịu nén, các tính toán của ứng suất thứ cấp do biến dạng của vòm, phân tích hiệu ứng phi tuyến hình học và ước lượng khả năng chịu lực cực hạn là rất quan trọng đến kết quả thiết kế kết cấu. Các kích thước của cầu vòm CFST được xác định theo các nội lực không đủ đảm bảo an toàn về ổn định của cầu vòm CFST. Phương pháp thiết kế thích hợp cho ổn định kết cấu cần phải đưa vào xét các hiệu ứng phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu.

Nói chung, thường sử dụng hệ cáp dự ứng lực dọc cầu nối giữa 2 chân vòm để khử lực đạp ngang ở chân vòm. Các bó cáp này được bọc bảo vệ bằng vỏ cao su và nằm tự do trên bề mặt dầm dọc biên và dầm ngang. Sau khi căng xử lý ứng suất xong thì hệ cáp này sẽ được che bảo vệ bằng các tấm đậy bê tông cốt thép.

Lõi bê tông và ống thép ở trong trạng thái ứng suất 3D, bởi vì biến dạng bên của bê tông luôn bị kiềm chế bởi ống thép khi kết cấu CFST được nén dọc trục. Trong những năm gần đây, phương pháp phân tích thiết kế 3D (FEM) đã được sử dụng để mô phỏng trạng thái cực hạn của kết cấu CFST (như của tác giả Fujii, 2003). Tuy nhiên, đánh giá cường độ cực hạn của các kết cấu CFST bằng mô hình PTHH 3 chiều vẫn khó khăn và không thực tế trong thiết kế công trình do các lý do sau:

- Quy luật phá hoại và quan hệ chủ yếu của bê tông trong trạng thái ứng suất 3 trục là phức tạp.
- Các kết quả tính toán phụ thuộc nhiều vào các thông số vật liệu
- Khối lượng tính toán là quá lớn

Để đơn giản tính toán, người ta thường đưa ra các giả thiết sau:

- Mặt cắt phẳng ban đầu vuông góc với trục cấu kiện sẽ luôn giữ nguyên là mặt phẳng và vuông góc với trục cấu kiện trong khi biến dạng (giả thiết mặt cắt phẳng).

- Biến dạng cắt do lực cắt được bỏ qua, và độ võng xoắn thoả mãn lý thuyết xoắn St Venant.

- Ảnh hưởng của ứng suất cắt đến quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu không được xét.

Mặc dù giả thiết đầu tiên là không cần thiết, nó có thể đơn giản tính toán. Hơn nữa, giả thiết đầu tiên có thể được thoả mãn tương quan với các kết quả tính toán (Cai, 2003). Giả thiết thứ hai và thứ ba được giới thiệu ở đây là bởi vành vòm về cơ bản là kết cấu chịu nén, vì vậy ảnh hưởng của cắt và xoắn trên cường độ cực hạn của chúng là cần thiết.

7.2. TRÌNH TỰ THIẾT KẾ KẾT CẤU VÒM NHỊP GIẢN ĐƠN DỰ ỨNG LỰC

Gồm các bước cơ bản sau:

Bước 1: Chuẩn bị các số liệu thiết kế ban đầu (được đưa ra trong nhiệm vụ thiết kế cầu): chiều dài nhịp, khổ cầu, tải trọng thiết kế, ...

Bước 2: Xác định các đặc trưng vật liệu của cầu. Lựa chọn sơ bộ hình dạng, bố trí và kích thước mặt cắt ngang của vòm chính, cáp treo, của dầm dọc, của dầm ngang, chọn chiều dài nhịp tính toán, số lượng dầm dọc, dầm ngang, khoảng cách dầm, chiều cao dầm, chiều dày bản mặt cầu, kích thước dầm ngang, kiểu và kích thước của vỉa hè, lan can, lớp phủ mặt cầu, ống nước, đèn chiếu sáng...

Bước 3: Phân tích kết cấu, xây dựng mô hình tính toán, xác định các đặc trưng hình học của vòm chủ qua các giai đoạn thi công và khai thác.

Bước 4: Phân tích tác động của các thành phần tải trọng lên cầu.

Bước 5: Tính các trị số nội lực thành phần chưa nhân hệ số và nội lực đã nhân hệ số lần lượt do: từng thành phần tĩnh tải, hoạt tải cho vành vòm, cáp treo, dầm dọc, dầm ngang. Chọn ra các trị số nội lực bất lợi nhất. Phải tính cho các mặt cắt đặc trưng của dầm chủ ở các vị trí L/2, L/4, mặt cắt gối, mặt cắt bất lợi về lực cắt.

Bước 6: Tổ hợp nội lực cho các mặt cắt theo các trạng thái giới hạn: TTGH Cường độ I, II, III; TTGH Sử dụng; TTGH Mỏi; TTGH Đặc biệt, tổ hợp tải trọng đứt cáp treo.

Bước 7: Hiệu chỉnh lại kích thước cho phù hợp với kết quả tính toán

Bước 8: Bố trí cốt thép DUL dọc dầm. Xác định lực căng trong các bó cáp treo.

Bước 9: Tính duyệt các bộ phận theo các tổ hợp tải trọng tương ứng.

Bước 10: Tính toán các vị trí cục bộ như: mối nối ống thép vòm chính, ứng suất cục bộ chân vòm

Bước 11: Duyệt ổn định ống thép, ổn định tổng thể của vành vòm trong giai đoạn thi công và khai thác. Duyệt ứng suất cục bộ trong khu vực đầu dầm do ứng lực tập trung gây ra.

Bước 12: Tính toán hiệu ứng co ngót, từ biến.

Bước 13: Tính toán, thiết kế bản mặt cầu và dầm ngang: xác định các mô hình tính toán, tính duyệt theo các TTGH cường độ và sử dụng. Bố trí chi tiết cốt thép.

Bài toán thiết kế kết cấu thường phải thỏa mãn nhiều yêu cầu về tính kinh tế kỹ thuật vì vậy cần lựa chọn cấu tạo, bố trí vật liệu và tính duyệt vài lần để có được cấu tạo kết cấu đáp ứng các yêu cầu chịu lực, chống biến dạng, có đủ mức độ dự trữ an toàn đồng thời không quá dư thừa vật liệu.

7.3. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

7.3.1. Giới thiệu kết cấu

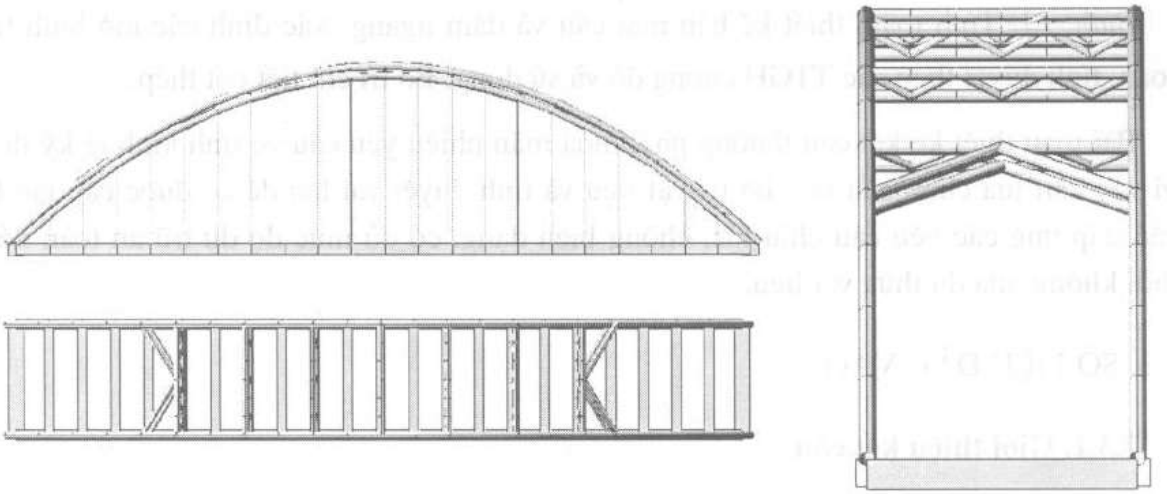
- Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05
- Tải trọng thiết kế: HL93, người đi $3kN/m^2$
- Khổ cầu: 14m. Tổng bề rộng cầu B = 15m
- Thông thuyền: H = 7m, B = 50m
- Cầu vòm ống thép nhồi bê tông có nhịp dài L = 117m. Đường tên 25m. Mặt cắt ngang vành vòm dạng ghép hai ống chiều cao 2.6m, đường kính một ống D = 1100mm. Mặt cắt ngang vành vòm có đường kính một ống D = 700mm.
- Dầm ngang dạng chữ I ghép
- Dầm dọc dạng hộp

7.3.2. Vật liệu

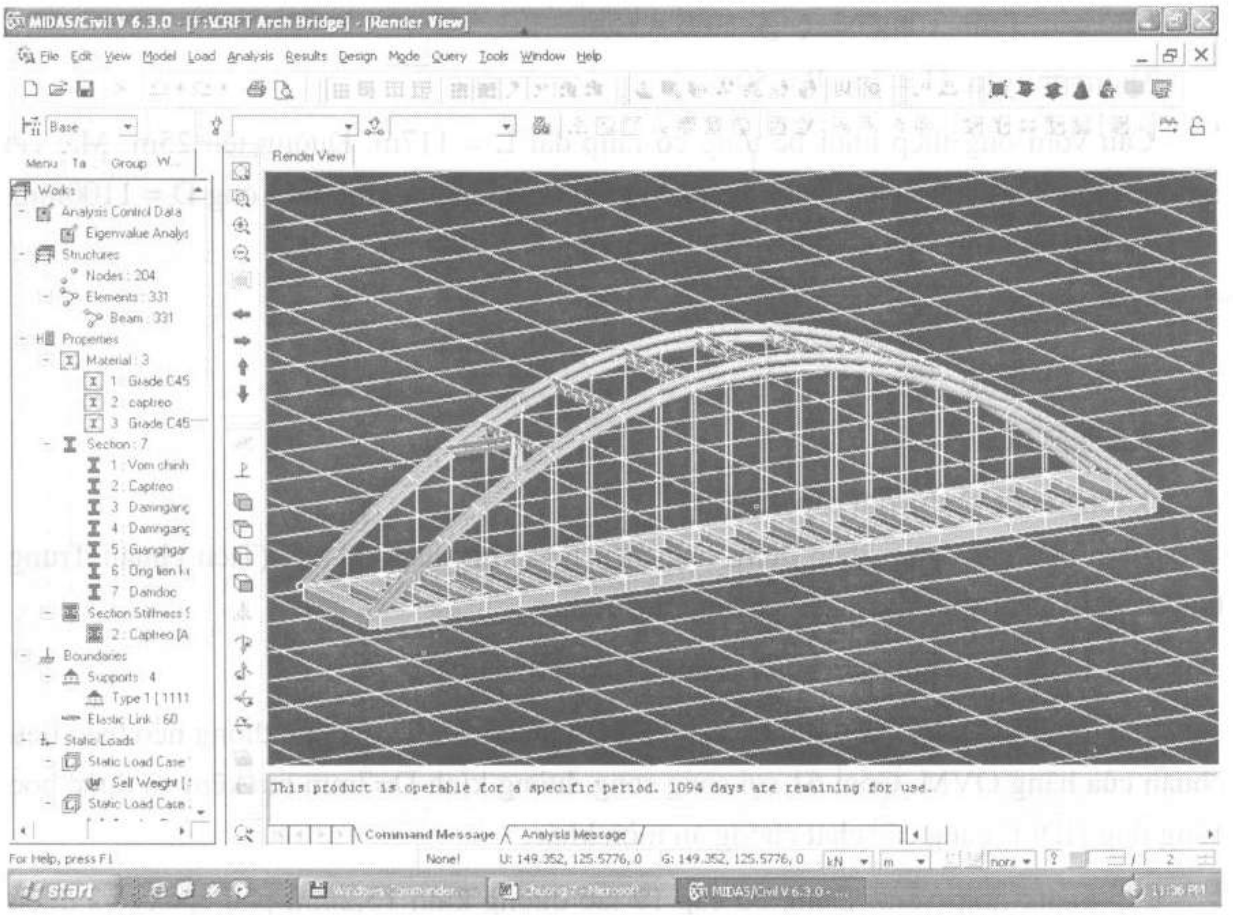
- Bêtông nhồi vành vòm cấp 45MPa
- Thép kết cấu: Vòm thép dùng loại thép hợp kim thấp Q345C (Tiêu chuẩn Trung Quốc GB/T 1591 - 94) hoặc chịu hàn tương đương.
- Cáp dự ứng lực: phù hợp tiêu chuẩn ASTM 416 cấp 270
- Cáp treo nhịp vòm: Sử dụng bó cáp PES (FD) chế tạo liền với hệ thống neo theo tiêu chuẩn của hãng OVM. Gồm 61 sợi song song đường kính D=7mm mạ kẽm và được bọc bằng ống HDPE cùng các chất chống ăn mòn khác.
- Cáp giằng nhịp vòm: Dùng bó cáp 19 tao đường kính 15,2mm phủ êpoxy và được bọc HDPE và các lớp chống ăn mòn khác.

7.4. MÔ HÌNH KẾT CẤU

Mô hình hoá kết cấu bằng chương trình MIDAS/Civil V6.3.0. Cầu được mô hình bằng 204 nút và 331 phần tử.

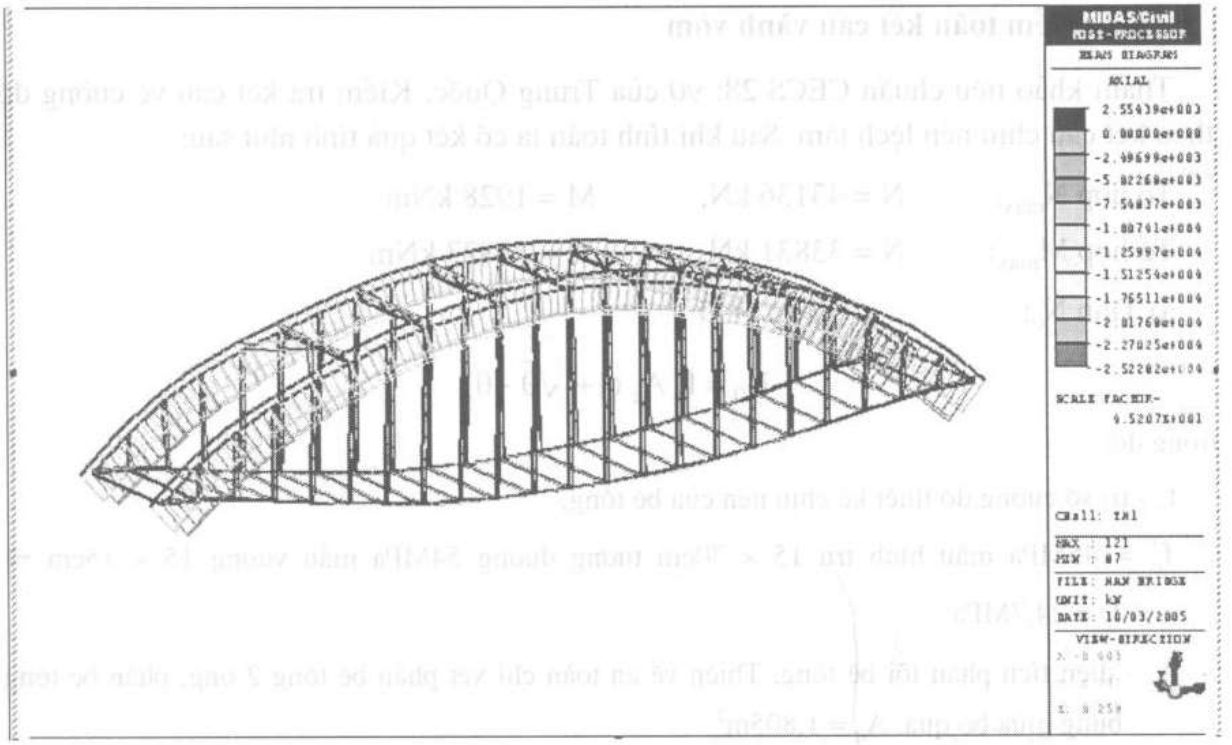


Hình 7.1. Sơ đồ cầu vòm

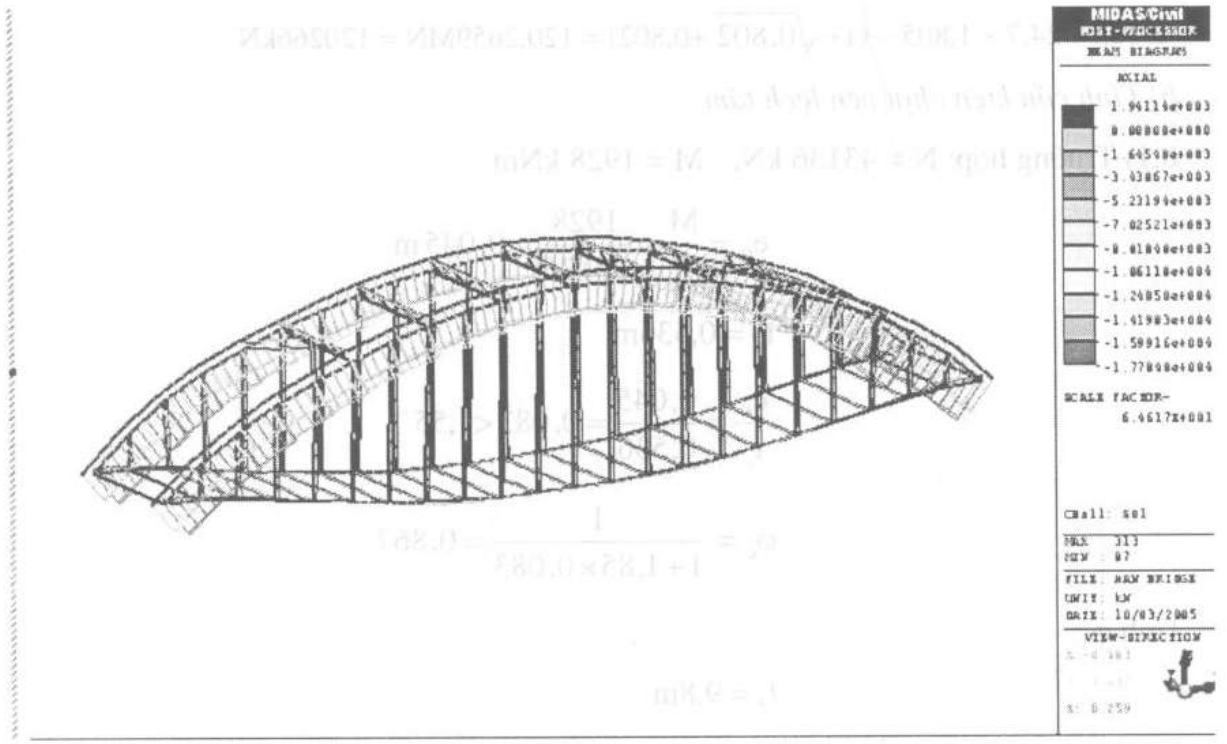


Hình 7.2. Mô hình cầu vòm bằng chương trình MIDAS / Civil V6.3.0

7.5. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN



Hình 7.3. *Kết quả tính toán lực dọc trục với tổ hợp cường độ I:*
1.25DC + 1.75(LL+IM)+1.5DW



Hình 7.4. *Kết quả tính toán lực dọc trục với tổ hợp sử dụng:*
DC + (LL+IM)+DW

7.6. KIỂM TOÁN KẾT CẤU THEO CECS 28 : 90

7.6.1. Kiểm toán kết cấu vành vòm

Tham khảo tiêu chuẩn CECS 28: 90 của Trung Quốc. Kiểm tra kết cấu về cường độ theo kết cấu chịu nén lệch tâm. Sau khi tính toán ta có kết quả tính như sau:

Tổ hợp N_{max}: N = 43136 kN, M = 1928 kNm

Tổ hợp M_{max}: N = 33831 kN, M = 13823 kNm

a) Tính N_0:

$$N_0 = f_c A_c (1+ \sqrt{\theta} +\theta)$$

trong đó:

f_c - trị số cường độ thiết kế chịu nén của bê tông,

f'_c = 45MPa mẫu hình trụ 15 × 30cm tương đương 54MPa mẫu vuông 15 × 15cm → f_c = 24,7MPa

A_c - diện tích phần lõi bê tông. Thiên về an toàn chỉ xét phần bê tông 2 ống, phần bê tông bụng giữa bỏ qua. $A_c = 1,805m^2$

$$+\ \theta = \frac{f_s A_s}{f_c A_c} = \frac{315 \times 0,1135}{24,7 \times 1,805} = 0,802$$

→ N_0 = 24,7 × 1,805 × (1+ $\sqrt{0,802}$ +0,802) = 120,2659MN = 120266kN

b) Tính cấu kiện chịu nén lệch tâm

b.1) Trường hợp: N = 43136 kN, M = 1928 kNm

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1928}{43136} = 0,045\,m$$

$$r_c = 0,536m$$

$$\frac{e_0}{r_c} = \frac{0,045}{0,536} = 0,083 < 1,55$$

$$\varphi_e = \frac{1}{1+1,85 \times 0,083} = 0,867$$

Tính φ_1:

$$l_e = 9,8m$$

$$\frac{l_e}{d} = \frac{9,8}{1,1} = 8,909$$

$$\varphi_l = 1 - 0{,}115\sqrt{\frac{l_e}{d} - 4} = 1 - 0{,}115\sqrt{8{,}909 - 4} = 0{,}745$$

$$[N] = \varphi_e.\ \varphi_l.N_o = 0{,}867 \times 0{,}745 \times 120266 = 77682\ kN$$

$$N_{max} = 43136 < [N] = 77682\ kN \rightarrow \text{Đạt}$$

b.2) Trường hợp: N = 33831 kN, M = 13823 kNm

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13823}{33831} = 0{,}409\,m$$

$$r_c = 0{,}536m$$

$$\frac{e_0}{r_c} = \frac{0{,}409}{0{,}536} = 0{,}762 < 1{,}55$$

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1{,}85 \times 0{,}762} = 0{,}415$$

Tính φ_l:

$$l_e = 9{,}8m$$

$$\frac{l_e}{d} = \frac{9{,}8}{1{,}1} = 8{,}909$$

$$\varphi_l = 1 - 0{,}115\sqrt{\frac{l_e}{d} - 4} = 1 - 0{,}115\sqrt{8{,}909 - 4} = 0{,}745$$

$$[N] = \varphi_e.\ \varphi_l.N_o = 0{,}415 \times 0{,}745 \times 120266 = 37183\ kN$$

$$N_{max} = 33831 < [N] = 37183\ kN \rightarrow \text{Đạt}$$

7.6.2. Kiểm toán cáp treo

Nội lực (không tính hệ số) lớn nhất trong cáp treo:

$$N_{max} = 1710{,}9kN$$

Bó cáp PES 7-91 (61 tao D7mm) $A_p = 0{,}002347m^2$

Cường độ kéo đứt $\sigma_p = 1670MPa$

$$\sigma_{max} = \frac{1710{,}9}{0{,}002347} = 728973\,kPa$$

$$= 728{,}97\ MPa < 0{,}45\sigma_p = 0{,}45 \times 1670 = 751{,}5MPa \rightarrow \text{Đạt}$$

7.6.3. Tính toán ổn định tổng thể của vòm

7.6.3.1. Tính toán ổn định trong mặt phẳng vòm

- Mômen gây lệch tâm:

$$M_y = 13823\text{kNm}$$

$$N = 33831\text{ kN}$$

- Xác định tỷ lệ lệch tâm giới hạn:

$$\varepsilon_b = 0,5 + \frac{0}{1+\sqrt{\theta}} = 0,5 + \frac{0,802}{1+\sqrt{0,802}} = 0,923$$

- Mô men lệch tâm:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13823}{33831} = 0,409\,\text{m}$$

- Hệ số điều chỉnh ảnh hưởng tỉ lệ lệch tâm:

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,409}{2,6} = 0,157 < \varepsilon_b = 0,923$$

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1+\frac{2e_0}{h}} = \frac{1}{1+\frac{2\times 0,409}{2,6}} = 0,761$$

- Hệ số ảnh hưởng độ mảnh

+ Diện tích tính đổi mặt cắt: $A_{td} = 0,49616\text{ m}^2$

$$I_{td} = 0,27599\text{ m}^4$$

+ Chiều dài $L_0 = 0,36\ S = 0,36 \times 113,45 = 40,734$ m

$$r = \sqrt{\frac{I_{td}}{A_{td}}} = \sqrt{\frac{0,27599}{0,49616}} = 0,746$$

$$\lambda^* = \frac{L_0}{r} = \frac{40,734}{0,746} = 54,62$$

$$\varphi_1^* = 1 - 0,0575\sqrt{\lambda^* - 16} = 1 - 0,0575\sqrt{54,62 - 16} = 0,643$$

$$N_u^* = N_0^* \times \varphi_1^* \times \varphi_e^* = 120266 \times 0,643 \times 0,761 = 58849\,\text{kN} > N_{max} = 33831\text{kN}$$

→ Đạt yêu cầu về ổn định tổng thể

7.6.3.2. Tính toán ổn định ngoài mặt phẳng vòm

- Mômen gây lệch tâm:

$$M_y = 12014\text{kNm}$$

$$N = 38219\ \text{kN}$$

- Xác định tỷ lệ lệch tâm giới hạn:

$$\varepsilon_b = 0,5 + \frac{\theta}{1+\sqrt{\theta}} = 0,5 + \frac{0,802}{1+\sqrt{0,802}} = 0,923$$

- Mô men lệch tâm:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12014}{38219} = 0,314\ \text{m}$$

- Hệ số điều chỉnh ảnh hưởng tỉ lệ lệch tâm:

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,314}{1,1} = 0,285 < \varepsilon_b = 0,923$$

$$\varphi_e^* = \frac{1}{1+\frac{2e_0}{h}} = \frac{1}{1+\frac{2\times 0,285}{1,1}} = 0,659$$

- Hệ số ảnh hưởng độ mảnh

+ Diện tích tính đổi mặt cắt: $A_{td} = 0,49616\ \text{m}^2$

$$I_{td}^y = 0,042\ \text{m}^4$$

+ Chiều dài $L_0 = 24,7$ m

$$r = \sqrt{\frac{I_{td}^y}{A_{td}}} = \sqrt{\frac{0,042}{0,49616}} = 0,291$$

$$\lambda^* = \frac{L_0}{r} = \frac{24,7}{0,291} = 84,88$$

$$\varphi_l^* = 1 - 0,0575\sqrt{\lambda^* - 16} = 1 - 0,0575\sqrt{84,88-16} = 0,523$$

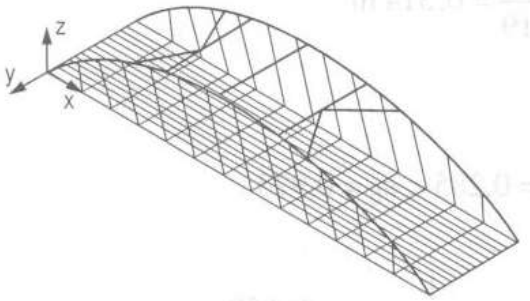
$$N_u^* = N_0^* \times \varphi_l^* \times \varphi_e^* = 120266\times 0,523\times 0,659 = 41451\text{kN} > N_{max} = 38219\text{kN}$$

→ Đạt yêu cầu về ổn định theo phương ngang (ngoài mặt phẳng vòm)

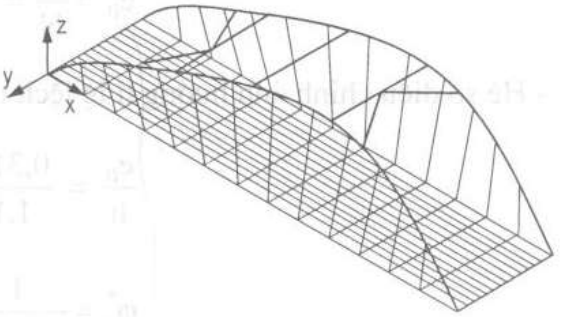
7.7. PHÂN TÍCH ĐẶC TRƯNG ĐỘNG CỦA CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Các đặc trưng dao động tự nhiên của cầu thể hiện vai trò cực kỳ quan trọng trong thiết kế động đất, phát hiện khuyết tật của cầu, và bảo dưỡng cầu, bao gồm các tần số dao động tự nhiên và các dạng dao động của cầu, nó không chỉ là các thông số quan trọng để phân tích động kết cấu và thiết kế động đất mà còn đánh giá các hư hỏng nếu có trong cầu. Các điều khoản giới hạn cả tần số theo phương đứng và phương ngang.

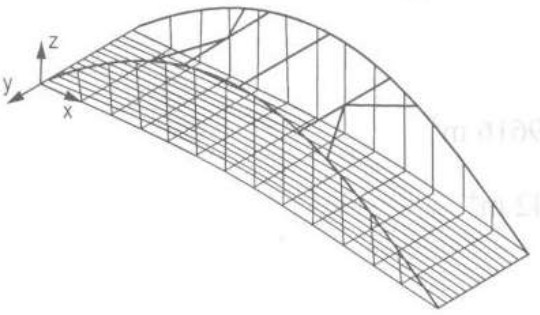
Trong phần này các đặc trưng động học cầu vòm ống thép nhồi bê tông (cầu vòm CFST - Concrete filled steel tube) được phân tích bằng mô hình 3 chiều theo phương pháp phần tử hữu hạn. Các chu kỳ tự nhiên và dạng dao động tự nhiên của cầu vòm CFST được tính toán bằng cách phân tích lặp. Các dạng hình học của dao động cũng sẽ được phân tích.



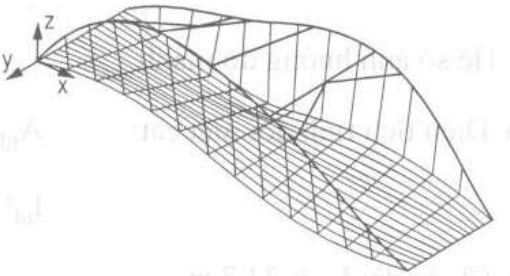
a) Dạng 1 của dao động theo phương ngang



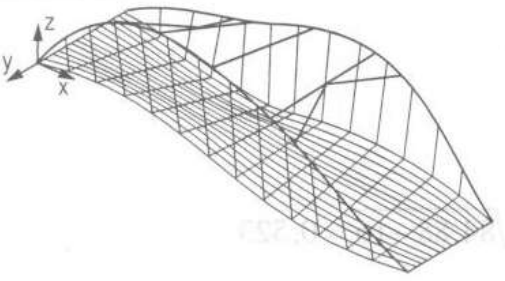
b) Dạng 2 của dao động theo phương ngang



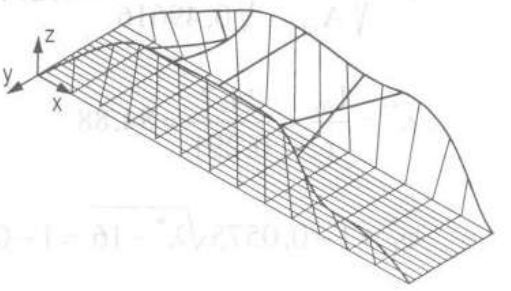
c) Dạng 1 của dao động theo phương thẳng đứng



d) Dạng 2 của dao động theo phương thẳng đứng



e) Dạng 1 của dao động do xoắn



f) Dạng 2 của dao động do xoắn

Hình 7.5. Các dạng dao động của cầu

Để phân tích các đặc trưng động học của một cầu CFST bằng phương pháp phần tử hữu hạn thì chúng ta phải mô hình hoá kết cấu cầu. Các bộ phận chính của cầu gồm: vòm chính được mô hình bằng phần tử BEAM, dây treo được mô hình bằng phần tử LINK hoặc SOLID, bản mặt cầu được mô hình bằng phần tử SHELL.

Nói chung, các tần số dao động đầu tiên và các dạng dao động đầu tiên là quan trọng nhất trong phân tích các trạng thái động của kết cấu. Phương pháp phân tích lặp được áp dụng để phân tích tần số dao động tự nhiên và các dạng hình học của cầu.

Sau đây trình bày ví dụ về một cầu đã được xây dựng tại Zhengzhou - Trung Quốc để phân tích (*Theo bài báo* " Dynamic characteristic analysis of the through CFST arch bridge with 100m span. Sun Zheng and Chen Huai. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou, P.R. China").

Bảng 7.1: Các tần số tự nhiên và các dạng hình học của dao động

TT	Tần số (Hz)	Dạng hình học
1	0,6585	Dạng dao động theo phương ngang thứ 1 của vòm
2	1,2038	Dạng dao động theo phương ngang thứ 2 của vòm
3	1,3938	Dạng dao động theo phương đứng thứ 1 của cầu
4	2,0107	Dạng dao động theo phương đứng thứ 2 của cầu
5	2,7612	Dạng dao động do xoắn thứ 1 của cầu
6	2,8015	Dạng dao động theo phương ngang thứ 3 của vòm
7	2,8638	Dạng dao động theo phương ngang thứ 4 của vòm
8	3,0856	Dạng dao động do xoắn thứ 2 của cầu
9	3,1897	Dạng dao động theo phương đứng thứ 3 của cầu
10	3,9705	Dạng dao động theo phương ngang thứ 5 của vòm
11	4,1363	Dạng dao động theo phương ngang thứ 6 của vòm
12	4,5542	Dạng dao động theo phương đứng thứ 4 của cầu
13	4,9108	Dạng dao động theo phương ngang thứ 7 của vòm
14	5,0035	Dạng dao động theo phương đứng thứ 5 của cầu

Từ các kết quả trong bảng 7.1 và hình 7.5a, ..., f, rõ ràng rằng các dạng dao động của cầu vòm CFST là tương đối phức tạp, bao gồm các dạng dao động ngang, dao động đứng và dao động xoắn. Nói chung, các dao động của cầu vòm có các đặc tính dễ nhận thấy như sau:

(1) Dao động của cầu vòm gồm 3 dạng chính, các dao động của vòm chính ngoài mặt phẳng vành vòm, dao động đứng của cầu và các dao động xoắn.

(2) Dù các liên kết ngang giữa hai vành vòm dạng "I" hoặc dạng "K", thì độ cứng của vành vòm ngoài mặt phẳng vành vòm vẫn là tương đối nhỏ. Vì vậy dao động của vành vòm ngoài mặt phẳng vành vòm xuất hiện đầu tiên trong khi dao động.

(3) Hệ kết cấu mặt cầu có độ cứng lớn hơn trong mặt phẳng. Không có dao động hoặc biến dạng xuất hiện trong mặt phẳng trong 15 dạng dao động đầu tiên. Hệ kết cấu mặt cầu được liên kết với vành vòm CFST bằng các dây treo và dao động thẳng đứng của hệ kết cấu mặt cầu xuất hiện cùng với hệ thống dao động đứng của cầu vòm.

(4) Các dây treo giữa vành vòm và dầm ngang, kết cấu mặt cầu và vành vòm thể hiện các đặc trưng dao động đồng thời. Trong khi đó các dạng dao động thứ nhất là không đối xứng và các dạng dao động thứ 2 và thứ 3 thì đối xứng, mà sự khác nhau phổ biến của các dạng dao động đối xứng thứ nhất của cầu là do thêm vào lực dọc trục của trục vòm, yếu tố này đã gây nên dao động không đối xứng của vành vòm bằng 0, sức kháng là nhỏ nhất, tần số tự nhiên là thấp nhất và đã quy định năng lượng ít nhất.

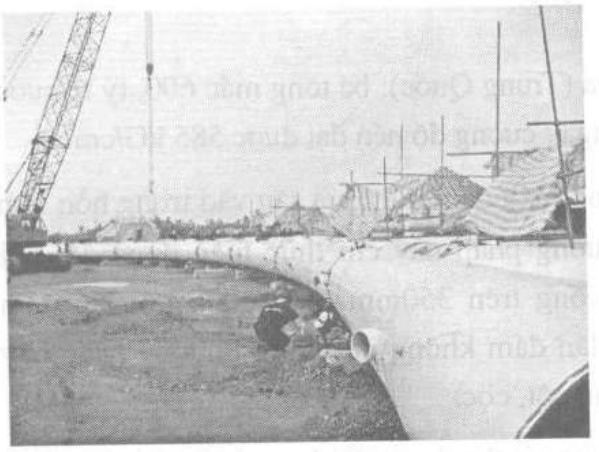
Chương 8

CÔNG NGHỆ THI CÔNG CẦU VÒM ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

8.1. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

Tuỳ theo đặc điểm địa hình tại vị trí công trình và tuỳ thuộc chiều dài vượt nhịp của vòm, lập hồ sơ thiết kế phương án tổ chức thi công chi tiết tương ứng với những thiết bị thi công hiện hữu.

Các đoạn vòm được gia công đồng loạt trong phân xưởng với chiều dài từ 2-3m để dễ dàng vận chuyển đến công trường (thường không dài quá 12m). Tại công trường các đoạn vòm được hàn nối lại thành các cung vòm thi công. Chiều dài các cung vòm được xác định dựa vào phương án thi công đã lập và năng lực thiết bị cẩu sử dụng thi công. Các đoạn vòm sau khi nối phải đảm bảo phẳng.



Biên vòm



Cấu tạo chỗ nối biên vòm với giằng ngang

***Hình 8.1.** Thi công vành vòm*

Công tác hàn nối, đối với loại ống đường kính nhỏ có thể hàn điểm để định vị, với loại ống có đường kính lớn có thể dùng mẫu thép để hàn cố định tạm thời ở phía ngoài thành ống, cự li các điểm cố định khoảng 300mm nhưng không ít hơn 3 điểm. Trong quá trình hàn nối đầu ống thép nếu thấy chỗ mối hàn có xuất hiện vết nứt nhỏ thì phải tẩy bỏ đi hết và hàn lại. Để đảm bảo chất lượng chỗ hàn nối có thể đặt ống lót phụ vào chỗ mạch nối ở bên trong ống, độ rộng của ống lót là 20cm, khe hở giãn nở cách thành trong ống là 0.5mm. Tất cả các mối hàn đều phải được kiểm tra chất lượng đường hàn bằng máy siêu âm.

8.2. CÔNG NGHỆ NHỒI BÊ TÔNG VÀO ỐNG

Khi áp dụng rộng rãi kết cấu ống thép nhồi bê tông cần có những công nghệ sản xuất mang tính công nghiệp để nhồi bê tông vào ống đảm bảo độ bền và tính đồng nhất cao của lõi bê tông.Việc đầm chặt bê tông vào trong ống thép được thực hiện bằng nhiều phương pháp như: bơm áp lực đẩy lên, rung sâu, xọc, rung ngoài, bê tông tự đầm.

1. Phương pháp đổ bằng bơm áp lực đẩy lên: ở vị trí thích hợp gần mặt đất của ống thép lắp một ống đổ có van, nối liền với ống dẫn của xe bơm, xe bơm sẽ bơm bê tông liên tục từ dưới lên trên, không cần phải đầm, trong trường hợp này đường kính ống thép phải lớn hơn 2 lần đường kính của ống bơm.

Yêu cầu đối với bê tông: tỉ lệ cấp phối bê tông phải tính theo cường độ thiết kế và phải xác định bằng thử nghiệm, ngoài đáp ứng chỉ tiêu về cường độ còn phải chọn đúng độ sụt của bê tông. Với phương pháp đổ bê tông bằng bơm đẩy, đường kính hạt cốt liệu thô có thể từ 1-4 cm, tỷ lệ nước/xi măng 0,4, độ sụt từ 2-4cm; khi có thiết bị đi xuyên qua giữa ống (cáp luồn xuyên qua ống) thì cốt liệu thô nên giảm xuống 0,5-2 cm và độ sụt không nhỏ hơn 15cm. Để đáp ứng độ sụt nói trên cần phải cho thêm một lượng phụ gia giảm nước. Để giảm độ co ngót của bê tông trong ống thép cũng cần cho thêm một lượng phụ gia nở.

Hỗn hợp bê tông bơm cho cầu vòm Yajisha (Trung Quốc): bê tông mác 600, tỷ lệ nước xi măng 0.35, độ sụt bê tông 18-20cm, sau 3 ngày cường độ nén đạt được 585 kG/cm^2.

2. Rung sâu: rung sâu được thực hiện bằng máy đầm dùi, đưa sâu vào trong hỗn hợp bê tông trong khi vỏ ống thép cố định. Phương pháp này chỉ thực hiện được đối với những cấu kiện tương đối lớn, đường kính ống trên 350mm, thời gian mỗi lần đầm không dưới 30 giây, chiều cao bê tông mỗi lần đầm không quá 2 m. Phương pháp này chỉ thích hợp cho những cấu kiện đơn giản như cột, cọc.

3. Xọc: xọc bê tông được tiến hành bằng tay với thanh sắt dài hơn chiều dài ống. Khi dùng phương pháp này vỏ ống được giữ cố định còn bê tông được đầm chặt dưới tác dụng xọc của thanh sắt. Bê tông được đầm theo phương pháp đầm này có chất lượng không cao. Phương pháp này chỉ thích hợp cho kết cấu đơn giản, chịu tải trọng không lớn.

4. Rung bên ngoài: phương pháp này áp dụng cho những cấu kiện có đường kính ống dưới 350mm. Vỏ ống thép được giữ cố định vào bàn rung, bàn rung dao động điều hoà với một chế độ tính toán mà không làm cho cốt liệu bê tông bị phân tầng. Bê tông được rót từ từ vào ống qua phễu cho đến khi đầy vỏ ống đang rung đồng thời được đầm nén. Đối với những cấu kiện không thể đặt vào bàn rung thì ta gắn những động cơ rung

dọc theo thành ống thép nhờ vào các giá đỡ được thiết kế cố định trước trên thành ống hoặc có thể trượt theo thành ống theo tốc độ đổ bê tông. Chế độ rung được xác định bởi trị số của biên độ, tần số và thời gian rung. Phạm vi làm việc của máy đầm rung ngoài có hiệu quả nhất là biên độ rung ngang của ống thép là 0.3mm, biên độ đó có thể đo bằng đồng hồ bách phân. Thời gian rung không dưới 1 phút, mỗi lần đổ bê tông phải khống chế độ cao còn trong phạm vi có hiệu quả của đầm rung và là 2-3m dài của ống.

5. Dùng bê tông tự đầm: bê tông tự đầm (BTTĐ) không cần phải đầm chặt mà hỗn hợp vẫn được đổ đầy, không bị phân tầng. Đặc tính này cho phép BTTĐ ứng dụng thuận lợi trong trường hợp kết cấu có cốt thép dày đặc và khó đầm chặt. Tại công trình đổ bê tông theo lớp không cần phải đầm, vừa tiết kiệm thời gian vừa không gây tiếng ồn.

Sự phát triển của BTTĐ được bắt đầu từ năm 1983 tại Nhật Bản, sau đó các nước châu Âu như: Hà Lan, Thuỵ Điển, CHLB Đức, v.v,... tiếp tục nghiên cứu và hoàn thiện. Đến nay đã có nhiều công trình trên thế giới sử dụng vật liệu BTTĐ và cho khả năng khai thác tốt, trong đó có cầu Waal dự ứng lực tại Hà Lan.

Cấp phối cơ bản của BTTĐ cần đáp ứng được một số điều kiện quan trọng: Hàm lượng bột mịn (hạt có kích thước nhỏ hơn 0,125mm) từ 520 ÷560 kg/m^3. Thường người ta tăng bột mịn này bằng tro bay (FA), bột đá vôi, v.v... Để tăng dẻo cho hỗn hợp BTTĐ người ta dùng phụ gia thế hệ mới dựa trên polycarboxylates (ví dụ về các phụ gia có ở thị trường Việt Nam: Sika Viscocrete-3300 và Sika Viscocrete-10-TT). Do BTTĐ rất nhạy với sự thay đổi lượng dùng nước cho nên người ta thường sử dụng chất ổn định (ví dụ polysacharide).

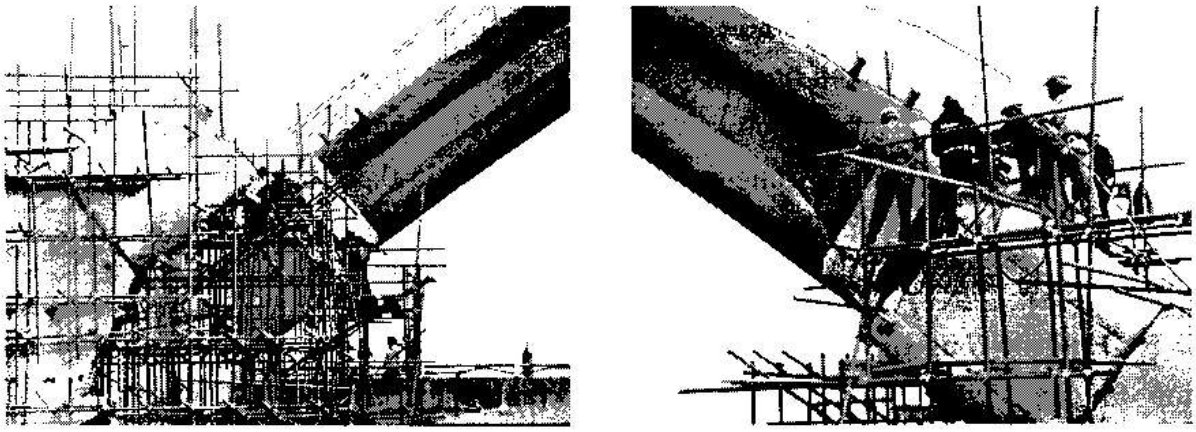
8.3. LẮP ĐẶT CHÂN VÒM

Lắp dựng chân vòm vào vị trí mố (trụ), tăng cường chống đỡ và cố định chân vòm vào mố (trụ). Cho đặt thêm các chân chống đỡ tại vị trí sườn vòm tiếp giáp với chân vòm để tăng cường ổn định. Tạo các liên kết tạm bằng cách hàn các bản thép giữa chân vòm và thép chờ ở mố (trụ) để tăng cường ổn định của chân vòm trên mố (trụ).

Lắp đặt giàn trụ đỡ để đỡ một đầu của cung vòm khi lắp đặt. Giàn trụ đỡ cấu tạo như trụ tạm trong thi công lao lắp dầm bê tông cốt thép thông thường. Giàn trụ đỡ phải đảm bảo khả năng đỡ cung vòm và đảm bảo giữ ổn định trong qúa trình lắp ráp toàn vòm.

Cấy cốt thép vào vỏ ống thép sườn vòm tại các chỗ nối đầu các giằng gió ngang. Để ngăn không cho ống thép ở phạm vi nối đầu tách rời với bê tông bên trong, cho khoan lỗ và cấy vào các thanh cốt thép trên ống ở phạm vi nối đầu giằng gió trước khi cẩu lắp lên.

Các lỗ luồn cáp treo, lỗ bơm bê tông, và lỗ thoát khí khi bơm bê tông cũng được tạo sẵn tại công trường trước khi cho lắp dựng vòm.



Hình 8.2. Thi công chân vòm

Hàn các gờ thép tại các điểm móc cẩu lên trên các sườn vòm. Cáp dùng để cẩu lắp phải được tính toán đảm bảo chịu lực và buộc cáp theo hình thức ôm vòng qua ống thép. Các điểm móc phải sắp xếp sao cho cáp buộc trên vòm được thẳng đứng sau khi cẩu lên, các vị trí này phải được tính toán trong hồ sơ thiết kế thi công. Nhằm ngăn không cho cáp treo bị tuột người ta cho hàn các gờ thép tại các vị trí trên và dưới của điểm móc cẩu để chặn cáp, gờ thép có thể sử dụng các bản thép dày 20mm, chiều dài 100mm và hàn 2 mặt [5].

8.4. PHƯƠNG PHÁP CẨU LẮP SƯỜN VÒM

Nguyên tắc chung để cẩu lắp vòm có 2 phương pháp

Dùng xe lao để lao lắp vòm: đối với những vòm có khẩu độ vượt nhịp nhỏ hơn 40m, có thể sử dụng xe lao di chuyển trên sàn đạo. Các cung vòm được treo vào xe lao và tiến hành như lao lắp dầm bê tông. Cũng có thể lắp dựng nguyên một sườn vòm hoàn chỉnh khi chiều dài xe lao lớn hơn chiều dài vòm. Xe lao lần lượt đứng vào vị trí của mỗi vòm để lắp vòm. Hệ giằng gió được lắp bằng cẩu.

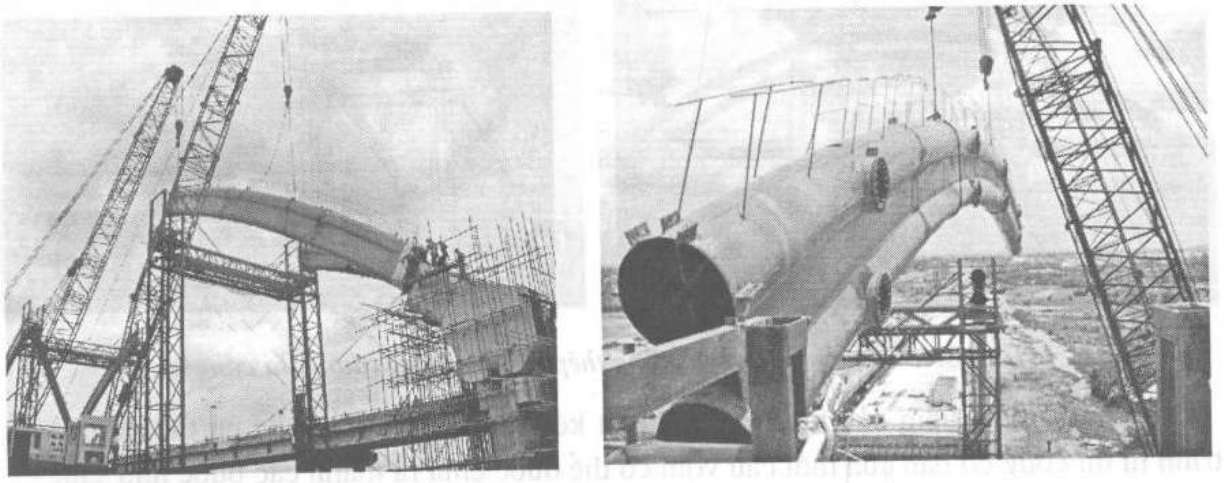
Dùng cẩu lao lắp vòm: đối với những vòm có khẩu độ vượt nhịp lớn, tuỳ thuộc năng lực cẩu sử dụng có thể lắp nguyên cả sườn vòm hoặc chia vòm thành nhiều cung vòm nhỏ. Trong điều kiện cho phép làm đường công vụ thì có thể dùng một cẩu, nếu dùng xà lan thì cần hai cẩu.

Đặc điểm cẩu lắp: sườn vòm là kết cấu liên tục và đối xứng do đó việc cẩu lắp cũng cần thực hiện đối xứng. Khi chia sườn vòm thành nhiều cung vòm thì việc lắp đặt phải tiến hành đồng thời từ 2 phía của mỗi sườn vòm. Lắp xong sườn vòm thứ nhất đến sườn vòm thứ hai, không nên lắp đồng thời cả 2 sườn vòm để tránh va quệt trong quá trình cẩu lắp.

Khi cẩu lắp chú ý giảm bớt biến dạng do tác động của tải trọng cẩu lắp, vị trí của điểm cẩu lắp phải được xác định qua kiểm tra khả năng cường độ chịu lực và tính ổn

định của bản thân vòm. Khi cần thiết phải có biện pháp gia cường tạm thời trong khi cẩu lắp.

Trong quá trình cẩu lắp cần bịt kín các đầu ống để phòng các vật lạ rơi vào trong ống. Ống thép sau khi lắp cần kiểm tra, những sai lệch phải trong phạm vi cho phép.



Hình 8.3. Cẩu lắp vành vòm

8.5. CÔNG TÁC BƠM BÊ TÔNG TRONG ỐNG THÉP SƯỜN VÒM

Vấn đề kỹ thuật cơ bản của việc bơm bê tông là ở việc đảm bảo cho mặt cắt sườn vòm được lấp đầy bê tông với độ đồng nhất cao trên suốt chiều dài vòm và đảm bảo cho kết cấu ổn định trong quá trình thi công. Để đáp ứng yêu cầu nêu trên cần tuân thủ một số điểm sau đây:

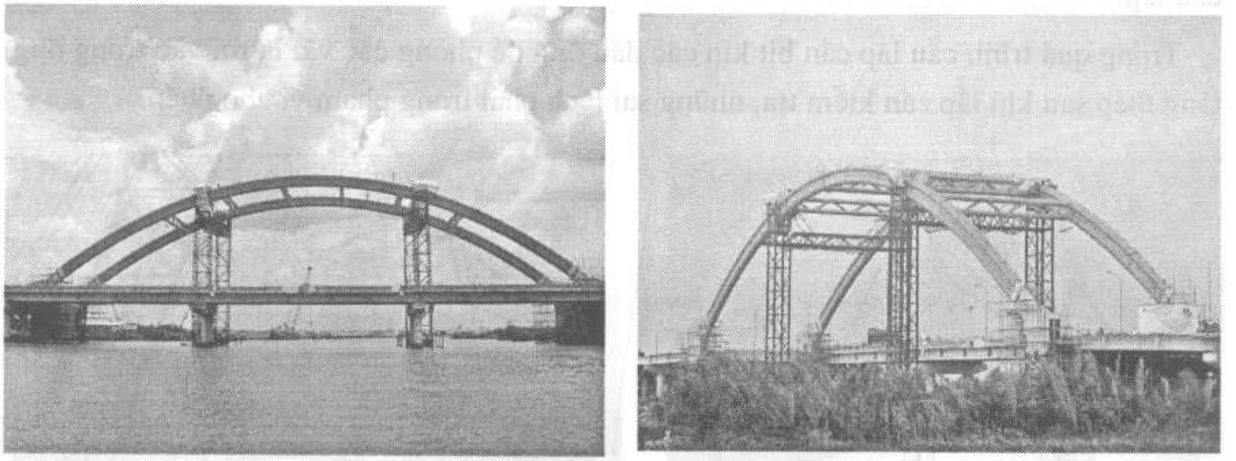
1. Không tạo mạch dừng thi công ở lõi bê tông. Điều này ngoài việc nhằm đảm bảo cho bê tông có độ đồng nhất cao còn là điều kiện bắt buộc để bơm bê tông từ hai phía chân vòm.

2. Tạo cân bằng áp lực bên trong ống thép với áp suất khí quyển bên ngoài. Điều này đảm bảo bê tông được lấp đầy lòng ống thép với độ đồng nhất cao đồng thời tránh nguy hại kết cấu khi bơm ở áp lực cao. Có thể mở một vài lỗ có van khoá ở mặt trên của ống thép sườn vòm. Mức độ lấp đầy bê tông trong lòng ống được đánh giá thông qua mức độ phun trào bê tông ở cửa thoát. Ngoài ra còn có thể tính toán thể tích lòng ống thép so với lượng bê tông đã bơm vào lòng ống.

3. Duy trì việc gia tải đối xứng trong quá trình bơm. Để gia tải đối xứng ở một cánh vòm cần thực hiện bơm cùng lúc từ cả hai chân vòm lên đến đỉnh vòm với cùng một tốc độ; còn để đảm bảo gia tải đối xứng giữa 2 cánh sườn vòm sẽ phải thực hiện bơm cùng một lúc cả hai sườn vòm, thời điểm lệch tải giữa 2 cánh sườn vòm không nên để vượt quá thời điểm bắt đầu ninh kết của bê tông.

4. Đo đạt biến dạng của cánh vòm trong suốt quá trình bơm để qua đó hiệu chỉnh áp lực bơm và phòng ngừa sự cố.

8.6. TRÌNH TỰ CÁC BƯỚC THI CÔNG CƠ BẢN



Hình 8.4. *Cầu vòm làm bằng ống thép nhồi bê tông (đang thi công)*

Tuỳ thuộc đặc điểm của từng cầu sẽ thiết kế những bước thi công cụ thể, tuy nhiên trình tự thi công cơ bản của một cầu vòm có thể được chia ra thành các bước như sau:

- *Bước 1*: Trước khi tiến hành lắp đặt vòm phải thực hiện phần việc chuẩn bị trong mục công tác chuẩn bị.
- *Bước 2*: Lắp đặt chân vòm lên trụ (hoặc mố).
- *Bước 3*: Liên kết chân vòm với dầm ngang đầu và đổ bê tông chân vòm.
- *Bước 4*: Cẩu lắp 4 cung vòm biên của 2 cánh vòm, một đầu của cung vòm biên tựa trên khung trụ tạm và đầu còn lại tựa trên chân vòm.

Mỗi cánh vòm chia làm 2-3 đoạn cung vòm (hoặc nhiều hơn) với chiều dài tuỳ theo tính toán (phụ thuộc sơ đồ tổ chức thi công, thiết bị thi công, mặt bằng công trường...).

Mỗi cánh vòm có thể cẩu lắp cùng lúc 2 cung vòm biên từ 2 đầu của cánh vòm hoặc cẩu lắp bên này xong qua cẩu lắp bên kia. Không nên lắp dựng đồng thời các đoạn vòm biên của 2 cánh vòm cùng một bên đầu cầu sẽ không an toàn trong thi công (tránh va đập).

- *Bước 5*: Cẩu lắp cung vòm giữa và hàn liên kết các đoạn bằng đường chịu lực (công nghệ hàn chịu lực khác với hàn thông thường).
- *Bước 6*: Lắp dựng hệ giằng ngang nối 2 cánh vòm.
- *Bước 7*: Lắp đặt thanh kéo.
- *Bước 8*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần thứ 1.
- *Bước 9*: Bơm nhồi bê tông vào ống thép.
- *Bước 10*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 2.

Lưu ý: Bơm bê tông tiến hành cùng một lúc tại vị trí 4 chân vòm bơm ngược lên trên đỉnh vòm. Trong quá trình bơm nếu xảy ra nghẽn bê tông tại chân vòm thì sẽ bơm từ vị trí dự phòng tại đỉnh vòm. Mục đích bơm ngược để đạt độ đồng nhất tốt trong lõi bê tông.

- *Bước 11*: Bơm bê tông cho hệ giằng ngang.
- *Bước 12*: Treo cáp thanh treo và dầm ngang đợt I, tiến hành thi công cùng lúc từ phía 2 bờ. Sau đó tiến hành căng kéo cáp DƯL dầm ngang như các dầm bê tông dự ứng lực thông thường.
- *Bước 13*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 3.
- *Bước 14*: Treo dầm ngang đợt II (số dầm còn lại), cũng thi công 2 bờ cùng 1 lúc. Căng cáp DƯL của dầm ngang.
- *Bước 15*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 4.
- *Bước 16*: Lắp đặt dầm mặt cầu (hoặc dầm dọc giữa).
- *Bước 17*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 5.
- *Bước 18*: Lắp đặt dầm dọc biên (2 biên).
- *Bước 19*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 6.
- *Bước 20*: Thi công bản mặt cầu bê tông cốt thép.
- *Bước 21*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 7.
- *Bước 22*: Thi công phần lan can, lắp đặt nắp hộp bằng bê tông để bảo hộ cáp thanh kéo.
- *Bước 24*: Tạo lực căng trong thanh kéo lần 8.
- *Bước 25*: Thi công lớp bê tông nhựa mặt cầu.
- *Bước 26*: Căng chỉnh lần cuối (lần 9) đúng theo thiết kế và dự phòng độ biến dạng do nhiệt độ. Kết hợp khoá neo, cắt cáp lắp đặt nắp bảo hộ đầu neo cáp thanh kéo.
- *Bước 27*: Sơn vòm
- *Bước 28*: Thử tải cầu.

8.7. CÁC VẤN ĐỀ AN TOÀN CẦN CHÚ Ý

Thiết bị cẩu cần tiến hành kiểm tra, đồng thời phải cho hoạt động thử, trước hết áp dụng cách dùng cẩu nâng thử cung vòm để thử nghiệm tính năng của cẩu, chủ yếu là thử các thông số hãm, phanh, xoay chuyển và góc ngẩm chiều cao của cẩu.

Sau khi bố trí xong điểm cẩu cho các cung vòm, khi cẩu lên ở tốc độ chậm đồng thời chú ý quan sát có khả năng bị lật không, nếu có vấn đề phải kịp thời dừng lại và gỡ tải, điều chỉnh lại điểm cẩu.

Dây cáp giằng: khi cẩu lắp các cung vòm phải bố trí 2 dây cáp mềm giằng để khống chế cung vòm bị quay và lắc lư trên không trong quá trình cẩu lắp.

Cẩu và xà lan phải được cố định vững chắc, với xà lan phải bố trí các tời kéo, balăng điều khiển bằng công nhân hoặc máy, để dùng khi neo và di dời xà lan trong quá trình cẩu lắp.

Khi cẩu lắp, các xà lan và cẩu phải có người chuyên môn phụ trách, phải phối hợp thống nhất, nhịp nhàng và đồng bộ.

Sau khi cung vòm được đặt vào vị trí, tuyệt đối không được nới hoặc buông móc cẩu, cần phải chờ sau khi hai đầu cung vòm đã được cố định đồng thời hàn liên kết lại mới có thể nới móc cẩu ra. Khi thực hiện phải cho nới từ từ, trong quá trình nới móc phải chú ý quan sát tình hình biến động của cung vòm, đặc biệt là phải chú ý xem vòm có xu hướng lật hay không. Nếu có biến động, nên lập tức cho khép chặt móc, đồng thời báo cho người phụ trách hiện trường.

Trong quá trình cẩu lắp phải cử người chuyên phụ trách quan sát theo dõi mối hàn của bản thép liên kết tạm ở chân vòm, một khi có hiện tượng xảy ra nứt nẻ phải báo ngay cho người phụ trách hiện trường. Toàn bộ nhân viên phải đội mũ an toàn, người thao tác trên cao thì bắt buột phải thắt dây an toàn.

8.8. PHÂN TÍCH CÁC GIAI ĐOẠN CHỊU TẢI TRỌNG CỦA TIẾT DIỆN SƯỜN VÒM

Dựa vào trình tự các bước thi công cơ bản, sẽ hình dung được các giai đoạn làm việc khác nhau của tiết diện sườn vòm. Tương ứng mỗi giai đoạn sẽ có sơ đồ tính toán và tiết diện làm việc của sườn vòm với các tải trọng tác dụng lên hệ vòm khác nhau, trên cơ sở đó sẽ tính toán được nội lực trong sườn vòm và chuyển vị ngang tại vị trí chân vòm. Phạm vi chuyển vị ngang cho phép tại chân vòm được xác định bởi gối cầu. Như vậy, việc phân chia tải trọng cho mỗi đợt thi công phải đảm bảo ổn định kết cấu công trình trong khi thi công, tức là nội lực sườn vòm và chuyển vị ngang tại chân vòm không được lớn hơn giới hạn cho phép về chịu nén sườn vòm và chuyển vị ngang của gối cầu.

8.8.1. Các giai đoạn làm việc của tiết diện sườn vòm

Gồm 3 giai đoạn

Giai đoạn I: từ bước 1-11 gồm tải trọng bản thân sườn vòm, thanh kéo, thanh treo, hệ giằng ngang, trọng lượng bê tông nhồi trong ống. Tiết diện làm việc của vòm là tiết diện ống thép rỗng.

Giai đoạn II: từ bước 15-26 gồm toàn bộ tải trọng giai đoạn I cộng thêm hệ mặt cầu, các lớp mặt đường, lan can, đường người đi bộ, dải phân cách. Tiết diện làm việc của vòm là tiết diện liên hợp vỏ ống thép và lõi bê tông.

Giai đoạn III: từ bước 27 và 28, tải trọng tương tự giai đoạn II cộng thêm hoạt tải khai thác, gió, nhiệt độ. Tiết diện làm việc của vòm là tiết diện liên hợp vỏ ống thép và lõi bê tông.

8.8.2. Điều kiện kiểm tra các giai đoạn thi công cầu vòm

Việc căng chỉnh thanh kéo của cầu vòm được chia làm nhiều đợt, mỗi đợt đều phải thỏa mãn hai điều kiện sau: giới hạn cường độ chịu nén của mặt cắt sườn vòm; giới hạn chuyển vị cho phép của gối cầu.

8.8.2.1. Dựa vào điều kiện giới hạn cường độ chịu nén của mặt cắt sườn vòm, tương ứng với từng đợt thi công ta sẽ có sơ đồ tải trọng tác dụng lên sườn vòm và tiết diện làm việc của sườn vòm. Từ đó sẽ xác định được nội lực phát sinh trong vòm và kiểm tra bền

về cường độ chịu nén của mặt cắt sườn vòm. Giới hạn tải trọng mỗi đợt thi công được xác định bằng cách tính lặp nhiều lần sao cho thỏa mãn điều kiện giới hạn cường độ chịu nén.

- Trong trường hợp tiết diện làm việc của sườn vòm là ống thép rỗng thì kiểm tra bền ống thép theo kết cấu thép ứng với cột thép chịu nén lệch tâm. Điều kiện bền của cột là:

$$\frac{N}{A} \pm \frac{M}{J} y \le R\gamma \qquad (5\text{-}1)$$

trong đó:

N, M - lực dọc và mômen do tải trọng sinh ra trong sườn vòm.

A - diện tích tiết diện ống thép sườn vòm.

J - mômen quán tính của tiết diện.

R - cường độ tính toán của vật liệu.

γ - hệ số điều kiện làm việc.

y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép ngoài của ống.

- Trong trường hợp tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông thì kiểm tra bền theo kết cấu ống thép nhồi bê tông ứng với cột chịu nén lệch tâm (trình bày trong chương 3).

8.8.2.2. Xác định giới hạn tải trọng từng đợt thi công từ mục 5.8.2.1 ta sẽ tính được giới hạn chuyển vị chân vòm, ta dễ dàng chọn ra loại gối cầu có thông số chịu nén và chuyển vị ngang phù hợp với kết cấu cầu. Sau mỗi đợt gia tải phải căng kéo thanh kéo với giá trị lực cần thiết để cân bằng chuyển vị tại chân vòm về vị trí ban đầu (vị trí 0); hoặc có thể căng thanh kéo tạo chuyển vị trước để cân bằng chuyển vị tại chân vòm ứng với mỗi đợt gia tải. Điều kiện chuyển vị là:

$$|\Delta l| \le l_0 \qquad (5\text{-}2)$$

trong đó:

Δl - chuyển vị ngang chân vòm của mỗi đợt gia tải.

l_0 - phạm vi chuyển vị ngang cho phép của gối cầu (gối cao su bản thép).

8.9. GIỚI THIỆU TRÌNH TỰ THI CÔNG LẮP ĐẶT VÀ CĂNG CÁP THANH KÉO CỦA CẦU VÒM NHỊP L = 76,8m

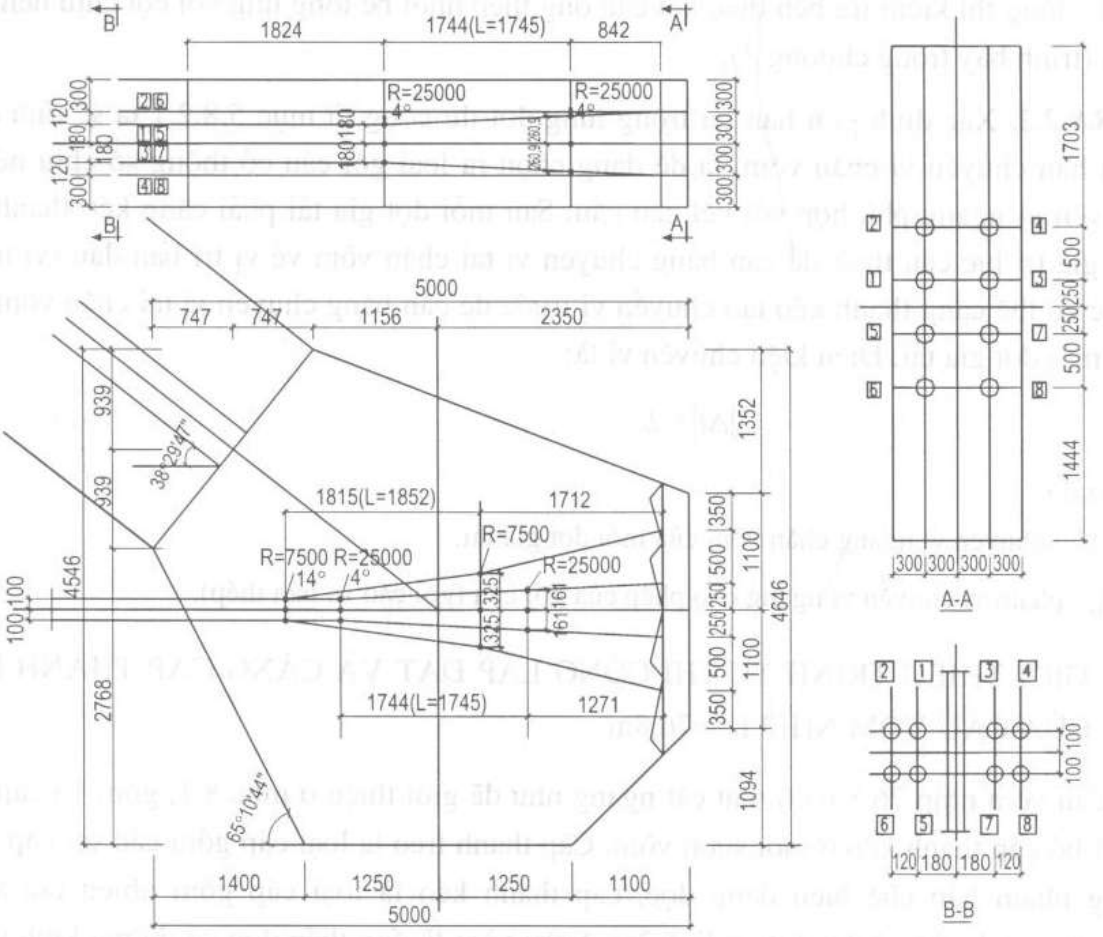
Cầu vòm nhịp 76,8m có mặt cắt ngang như đã giới thiệu ở mục 8.1, gồm 13 cáp treo và 8 bó cáp thanh kéo ở mỗi sườn vòm. Cáp thanh treo là loại cáp gồm các sợi cáp song song nhằm hạn chế biến dạng dọc, cáp thanh kéo là loại cáp gồm nhiều tao xoắn. Khoảng cách giữa 2 thanh treo là 5,2m. Sườn vòm là ống thép đơn có đường kính ngoài 1,2m, bề dày vỏ ống 10mm.

8.9.1. Thứ tự các bước thi công

Lắp dựng ống thép rỗng và giằng gió đồng thời cho liên kết tạm thời chân vòm với trụ cầu → Căng kéo thanh kéo lần 1→ Đổ bê tông cho ống thép → Căng kéo thanh kéo lần 2→ Gỡ liên kết tạm thời ở phía gối di động → Căng kéo thanh kéo lần 3→ Đổ bê tông giằng gió và lao lắp dầm ngang thuộc nhóm thứ nhất → Căng kéo thanh kéo lần 4→ Lao lắp dầm ngang thuộc nhóm thứ 2→ Căng kéo thanh kéo lần 5 → Lắp đặt dầm bản hình T đợt 1→ Căng kéo thanh kéo lần 6→ Lắp đặt dầm dọc biên → Căng kéo thanh kéo lần 7→ thi công dầm bản ngoài cùng, bản nắp chữ U để che cáp treo → Căng kéo thanh kéo lần 8→ Đổ bê tông mặt cầu → Căng kéo thanh kéo lần 9→ Thi công tường lan can mặt cầu, bê tông nhựa mặt cầu→ Căng kéo thanh kéo lần 10 (điều chỉnh lực căng kéo) và bịt neo.

8.9.2. Các nhóm thanh kéo

Mỗi vòm gồm 8 bó cáp thanh kéo được chia làm 4 nhóm, mỗi nhóm có 2 bó, ký hiệu các nhóm được đánh số từ I ÷ IV. Để tạo lực căng tương đối đều cho cả 2 sườn vòm, thường người ta sử dụng 2 con đội căng kéo là để 2 vành vòm được căng kéo đối xứng nhau. Việc căng kéo của mỗi nhóm được chia làm 2 lần để hoàn thành, sự phân chia nhóm cụ thể xem hình vẽ dưới đây:



Hình 8.4: Số hiệu các bó cáp

8.9.3. Lắp dựng cầu vòm và căng kéo thanh kéo

Lực căng và chuyển vị ngang chân vòm trong các bước thi công dưới đây phải được kiểm tra và thoả mãn theo điều kiện trong những mục ở trên.

Bước 1: Lắp dựng ống thép rỗng và căng kéo thanh kéo lần 1

Trước khi gác dựng ống thép, đặt tim mốc chuẩn để quan sát sự chuyển vị chân vòm và đỉnh vòm. Giữa chân vòm và trụ (mố) cầu chính, sử dụng bản thép tạm liên kết chân vòm vào trụ (mố). Sau khi lắp xong ống thép rỗng, cho lắp lên toàn bộ các thanh kéo ngang đồng thời căng kéo thanh kéo lần 1. Khi căng kéo nên chọn các bó cáp đối xứng. Trong quá trình căng kéo phải quan sát tình trạng cong lên của vành vòm tại điểm tựa trên khung chống tạm, đảm bảo khi căng kéo xong điểm tựa hoàn toàn tách ly khỏi điểm tựa tạm thời, nhưng phải đảm bảo hai bên hông vành vòm được xen ở giữa khung chống tạm thời, không cho tình trạng mất ổn định trong thời gian thi công. Sau khi căng kéo xong phải đo đạc xác định vị trí chân vòm.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là ống thép rỗng, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép rỗng sườn vòm. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm.

Bước 2: Đổ bê tông ống thép sườn vòm và căng kéo thanh kéo đợt 2

Sử dụng phương pháp bơm áp suất, đổ bê tông cho ống thép vòm, có thể đổ cùng một lúc 2 vành vòm trong điều kiện cho phép. Sau khi bê tông đạt trên 90% cường độ thiết kế, bắt đầu căng kéo thanh kéo lần 2.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là ống thép rỗng, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị chuyển vị ngang chân vòm trong bước 2 ta xác định loại gối cầu sử dụng thoả mãn điều kiện chịu nén và chuyển vị ngang cho phép.

Bước 3: Gỡ phần liên kết tạm ở phía gối cầu di động và căng kéo thanh kéo lần 3

Cắt bỏ bản thép liên kết giữa trụ cầu chính với chân vòm ở phía gối cầu di động, đồng thời căng kéo thanh kéo. Căng đối xứng các phân nhóm cáp DUL của hai vành vòm thoả mãn được yêu cầu chân vòm rút lại (giới hạn chuyển vị ngang của gối cầu), dùng làm độ chờ chuyển vị của trình tự các công việc theo sau.

Bước 4: Đổ bê tông giằng gió (giằng ngang), lao lắp dầm ngang thuộc nhóm thứ nhất và căng kéo thanh kéo lần 4.

Tiến hành đổ bê tông giằng gió trước, sau khi bê tông đạt 90% cường độ thiết kế thì bắt đầu lao lắp dầm ngang. Việc lao lắp dầm ngang được tiến hành đối xứng nhau bắt đầu từ hai chân vòm về phía trong nhịp. Việc đổ bê tông giằng gió và lắp đặt 3 cây dầm

ngang của mỗi bên đầu cầu (hai bên tổng cộng 6 cây, trong đó 2 dầm ngang đầu vòm và 4 dầm ngang giữa) được cho là công việc cẩu lắp dầm ngang nhóm thứ nhất. Chủ yếu là lợi dụng trọng lượng bê tông giằng gió để cân bằng độ vòm cong lên quá cao ở phần đỉnh vòm được gây ra bởi các dầm ngang được cẩu lắp lên trước từ hai đầu. Sau khi hoàn thành việc cẩu lắp dầm ngang, tiến hành căng kéo thanh kéo lần 4.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng và dầm ngang đợt 1. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 4 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 5: Cẩu lắp dầm ngang nhóm thứ hai và căng thanh kéo lần 5

Sau khi cẩu lắp hoàn tất toàn bộ dầm ngang còn lại, bắt đầu cho căng kéo thanh kéo lần 5. Đợt căng kéo này là bắt đầu căng kéo các thanh kéo thuộc nhóm 4. Yêu cầu khi căng kéo xong, chân vòm được hoàn toàn trả về vị trí chuẩn chân vòm bằng 0. Thanh kéo của nhóm phân nhóm VI-1 được căng trước, khi hoàn thành 50% chuyển vị, sau đó căng thanh kéo VI-2 để hoàn thành 50% chuyển vị còn lại.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng và toàn bộ dầm ngang. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 5 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 6: Lắp dầm bản giữa chữ T đợt 1 (tất cả các nhịp của cầu) và căng kéo thanh kéo lần 6

Công tác lắp đặt dầm bản được chia làm 2 phần để lắp đặt. Lắp mỗi nhịp 10 dầm giữa (còn chừa lại 2 dầm bản giữa và 2 dầm bản biên của mỗi nhịp), đây được coi như dầm bản nhóm 1. Sau khi hoàn thành việc lắp đặt dầm bản hình T thuộc nhóm 1 thì bắt đầu việc căng kéo thanh kéo lần 6. Căng kéo thanh kéo thuộc nhóm I. Trước hết căng phân nhóm I, khi hoàn thành 50% chuyển vị, sau đó căng toàn bộ phân nhóm I để hoàn thành 50% lượng chuyển vị còn lại.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng, toàn bộ dầm ngang và dầm T đợt 1. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 6 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 7: Lắp đặt dầm dọc biên, đổ bê tông đầu nối của dầm dọc biên và căng kéo thanh kéo lần 7

Lắp đặt và đổ bê tông đầu nối giữa dầm dọc biên với dầm ngang. Sau khi cường độ bê tông mối nối đạt 95%, tiến hành căng kéo thanh kéo lần 7.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng, toàn bộ dầm ngang, dầm bản T đợt 1, dầm dọc biên. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 7 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 8: Thi công các công việc như dầm bản biên, dầm bản T (đợt 2), nắp đậy cáp hình chữ Π, căng kéo thanh kéo lần 8

Công việc lắp đặt dầm bản đợt 2 sẽ hiệu chỉnh những sai số về kích thước hình học cho hệ mặt cầu. Sau khi lắp đặt xong dầm bản và nắp đậy cáp, tiến hành căng kéo thanh kéo lần thứ 8.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng, toàn bộ dầm ngang, dầm bản, dầm dọc biên, nắp đậy cáp. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 8 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 9: Đổ bê tông mặt cầu và căng kéo thanh kéo lần 9

Nhằm đề cao tính ổn định tổng thể của cầu vòm, bằng cách tranh thủ sớm hoàn thành độ cứng tổng thể mặt cầu. Vì thế, thực hiện việc đổ bê tông cho mặt cầu ngay sau khi hoàn thành việc lắp đặt dầm bản. Sau khi bê tông mặt cầu đạt cường độ đạt 95% cường độ thiết kế, bắt đầu căng kéo thanh kéo lần 9, căng kéo các thanh kéo nhóm khác.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng, toàn bộ dầm ngang, dầm bản, dầm dọc biên, nắp đậy cáp, bản mặt cầu. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 9 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

Bước 10: Thi công tường lan can mặt cầu, bê tông nhựa mặt cầu, căng kéo thanh kéo lần 10 (điều chỉnh lực căng kéo) và bịt neo

Sau khi thi công tường lan can, bê tông nhựa mặt cầu, tiến hành căng kéo thanh kéo lần thứ 10. Đợt căng kéo lần này là điều chỉnh lực kéo cuối cùng.

Tính toán lực căng và chuyển vị ngang chân vòm: tiết diện làm việc của sườn vòm là tiết diện liên hợp ống thép và lõi bê tông, chịu tác dụng tải trọng bản thân ống thép nhồi bê tông sườn vòm, thanh giằng, toàn bộ dầm ngang, dầm bản, dầm dọc biên, nắp đậy cáp, bản mặt cầu, lan can và lớp bê tông nhựa mặt cầu. Ta tính được chuyển vị ngang và lực xô ngang tại chân vòm. Căn cứ vào giá trị lực xô ngang chân vòm trong bước 10 ta tiến hành căng kéo cáp thanh căng.

8.10. BẢO VỆ CHỐNG GỈ VỎ ỐNG THÉP (mục này áp dụng cho mọi loại kết cấu ống thép nhồi bê tông)

Do vỏ thép là một thành phần chịu lực của cấu kiện nên vấn đề bảo vệ chống gỉ vỏ thép là rất cần thiết. Về nguyên tắc, bất cứ vật liệu xây dựng nào cũng chịu tác dụng ăn mòn của môi trường, vấn đề chỉ là đặc thù ăn mòn và tốc độ ăn mòn.

Để bảo vệ vỏ thép ngoài:

- Không sử dụng loại cấu kiện này ở vùng nước mặn, vùng không khí chứa hàm lượng muối cao, khu vực có điện trường cao gây ra bởi các đường điện cao thế.
- Trên bề mặt vỏ thép không sử dụng các chi tiết liên kết vụn dễ gây tích tụ ẩm.
- Sử dụng sơn chống gỉ
- Sử dụng các loại thép có khả năng tự bảo vệ: Các loại thép trong thành phần hoá học của nó có chữa các nguyên tố có khả năng chống ăn mòn như P, Cu, Ni, Cr... mà còn tạo được cơ cấu sinh ra lớp phủ bề mặt chống gỉ.
- Đối với cấu kiện ngập sâu trong đất, thực tế sử dụng cho thấy rất nhiều cọc thép được đóng ngập sâu trong đất từ nhiều năm trước khi nhổ lên đều còn như mới, không có dấu hiệu bị ăn mòn. Điều này được giải thích là do môi trường đất nền dưới bề mặt tự nhiên bao quanh cọc thường không phải là môi trường xâm thực mà ngược lại nó lại tạo ra lớp bảo vệ bề mặt thép tránh các tác dụng xâm thực.
- Các giàn khoan trên biển, để chống ăn mòn cho kết cấu thép, phương pháp điện hoá được dùng khá phổ biến.

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHÍNH

1- Ansari, F. and Li, Q. (1998): "High-Strength Concrete Subjected to Triaxial Compression" *ACI Materials Journal*, 95-M75, 747-755.

2- Attard, M. M. and Setunge, S. (1996): "Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete." *ACI Materials Journal*, 93-M49, 432-442.

3- Baltay, P. and Gjelsvik, A. (1990): "Coefficient of Friction for Steel on Concrete at High Normal Stress." *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 2, No. 1, February, 46-49.

4- Bergman, R. (1994): "Load Introduction in Composite Columns Filled with High Strength Concrete." *Tubular Structures VI*, Grundy, Holgate & Wong (eds.), Rotterdam, The Netherlands.

5- Bridge, R. Q. and O'Shea, M. D. (1999): "Local Buckling and Confinement in Axially Loaded Steel Tubes Filled with Normal and High Strength Concrete." *Australian Journal of Structural Engineering Transactions*, Vol. SE2, Nos. 2&3, 123-133.

6- Cai, S.-H. and Gu, W.-P. (1996): "Behavior and Ultimate Strength of Steel Tube Confined High Strength Concrete Columns." *4th Int. Symp. on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*, Paris, 827-833.

7- Grauers, M. (1993): *Composite Columns of Hollow Steel Sections Filled with High Strength Concrete*. Publication 93:2, Ph.D. thesis, Chalmers University of Technology, Div. of Concrete Struct., Gửteborg, Sweden.

8- Johansson, M. (2002): *Short Steel Tube Columns Filled with High-Strength Concrete – An Experimental Study of Passive Confinement*. Chalmers University of Technology, Department of Structural Engineering, Gửteborg, Sweden.

9- Juvas, L., Jumppanen, U.-M. and Aarup, B. (1999): "High Performance Concrete at High Temperatures." *Proceedings Nordic Concrete Research Meeting*, Reykjavik, Island, 71-74.

10- Kennedy, S. J. (1984): *End Connection Efects on the Strength of Concrete Filled HSS Beam Columns*. M. Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Edmonton, Alberta, Canada.

11- Kodur, V. K. R. and Lie, T. T. (1995): "Fire Performance of Concrete-filled Hollow Steel Columns." *Journal of Fire Protection Engineering, 7(3):* 89-98.

12- Kodur, V. K. R. and MacKinnon, D. H. (2000): "Design of Concrete-Filled Hollow Structural Steel Columns for Fire Endurance." *Engineering Journal*, First Quarter, 13-24.

13- Lie, T. T. and Kodur, V. K. R. (1996): "Fire Resistance of Steel Columns Filled with Bar-Reinforced Concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, 121(1): 30-36.

14- Ochlers, D. J. and Bradford, M. A. (1995): *Composite Steel and Concrete Structural Members – Fundamental Behvaiour*. Elsevier Science Ltd., Oxford, U.K.

15- O'Shea, M. D. and Bridge, R. Q. (1997): *Tests on Circular Thin-Walled Steel Tubes Filled With Medium and High Strength Concrete*. Research Report No. R755, School of Civil Engineering, University of Sydney, Australia.

16- Prion, H. G. L. and Boehme, J. (1993): "Beam-Column Behaviour of Steel Tubes Filled with High Strength Concrete." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 207-218.

17- Razvi, S. R. and Saatcioglu, M. (1999): "Circular High-Strength Concrete Columns under Concentric Compression." *ACI Structural Journal*, 96-S90, 817-825.

18- Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L. (1928): *A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses*, Bulletin No. 185, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Illinois, USA.

19- Roeder, C. W., Cameron, B. and Brown, C. B. (1999): "Composite Action in Concrete Filled Tubes." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 5, 477-484.

20- Schneider, S. P. (1998): "Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 10, 1125-1138.

21- Shakir-Khalil, H. (1993): "Resistance of Concrete-Filled Steel Hollow Tubes to Pushout Forces." *The Structural Engineering*, Vol. 71, No. 13, 234-243.

22- Shams, M. and Saadeghvaziri, M. A. (1997): "State of the Art of Concrete-Filled Steel Tubular Columns." *ACI Structural Journal*, 94-S51, 558–571.

23- Terrey, P. A., Bradford, M. A. and Gilbert, R. I. (1994): "Creep and Shrinkage of Concrete in Concrete-Filled Circular Steel Tubes." *Proceedings of the Sixth International Symposium on Tubular Structures*, 293-298.

24- Uy, B. (2001): "Static Long-Term Effects in Short Concrete-Filled Steel Box Columns under Sustained Loading." *ACI Structural Journal*, 98-S10, 96–104.

25- van Mier, J. G. M. (1984): Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions. Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.

26- Viest, I. M., Colaco, J. P., Furlong, R. W., Griffis, L. G. and Wyllie, Jr. L. A. (1997): Composite Construction Design for Buildings. ASCE, McGraw-Hill, New York, USA.

27- Virdi, K. S. and Dowling, P. J. (1980): "Bond Strength in Concrete Filled Steel Tubes." *IABSE Proceedings P-33/80*, Zÿrich, Switzerland, August 1980, 125-139.

28- Các bản vẽ các cầu Xóm Củi, cầu Ông lớn trên tuyến đường Nguyễn Văn Linh, T.P. Hồ Chí Minh.

29- Quy trình thiết kế và thi công kết cấu bê tông ống thép. tài liệu của Hiệp Hội Tiêu chuẩn hoá công trình xây dựng Trung quốc (Bản tiếng Trung Quốc và bản dịch tiếng Việt của TEDI, tháng 9-2005).

30- Một số tài liệu nghiên cứu về cầu vòm CFST (Bản tiếng Trung Quốc).

MỤC LỤC

Lời nói đầu 3

Chương 1. Giới thiệu chung về kết cấu ống thép nhồi bê tông

1.1. Đặc điểm chung kết cấu liên hợp ống thép nhồi bê tông 5
1.2. Kết cấu ống thép liên hợp 8
1.3. Vật liệu của kết cấu ống thép nhồi bê tông 12
1.4. Khả năng áp dụng 25

Chương 2. Trạng thái cơ học, tính chất liên kết của bê tông và ống thép

2.1. Khái quát 28
2.2. Khả năng chịu nén của bê tông 30
2.3. Trạng thái cơ học của thép kết cấu 40
2.4. Truyền lực cắt giữa bê tông và ống thép 45

Chương 3. Trạng thái ứng suất của cột ống thép nhồi bê tông

3.1. Khái quát 48
3.2. Cột ngắn chịu nén đúng tâm 48
3.3. Cột mảnh chịu nén lệch tâm 62
3.4. Trạng thái liên hợp trong vùng liên kết giữa ống thép với bê tông 64

Chương 4. Lý thuyết tính toán kết cấu ống thép nhồi bê tông

4.1. Thiết kế cường độ cột ống thép nhồi bê tông 66
4.2. Các hiệu ứng dài hạn trong cột CFST 71
4.3. Khả năng chịu lực của kết cấu ống thép nhồi bê tông theo các tiêu chuẩn nước ngoài (CECS 28:90, JCJ 01-89, DL 5099-97) 74
4.4. Khả năng chịu lực của kết cấu ống thép nhồi bê tông theo tài liệu chỉ dẫn của Nga 100
4.5. Khả năng chịu lực của kết cấu ống thép nhồi bê tông theo AISC LRFD 102
4.6. Theo tiêu chuẩn Canada (CAN/CSA-S16.1-M94) 104
4.7. Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 105

Chương 5. Mô hình phần tử hữu hạn kết cấu liên hợp ống thép nhồi bê tông

5.1. Khái quát 107
5.2. Mô hình cột mảnh dài 108
5.3. Mô hình cột ngắn 110

Chương 6. Kết cấu cầu vòm ống thép nhồi bê tông

6.1. Phân loại cầu vòm 111
6.2. Đặc điểm cấu tạo cầu vòm ống thép nhồi bê tông 114
6.3. Nhận xét kết cấu cầu vòm ống thép nhồi bê tông 125
6.4. Ví dụ cấu tạo của một số cầu đã được xây dựng ở Việt Nam 126

Chương 7. Tính toán cầu vòm ống thép nhồi bê tông

7.1. Một số vấn đề trong tính toán thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông 129
7.2. Trình tự thiết kế kết cấu vòm nhịp giản đơn dự ứng lực 130
7.3. Số liệu đầu vào 131
7.4. Mô hình kết cấu 131
7.5. Kết quả tính toán 133
7.6. Kiểm toán kết cấu theo CECS 28 : 90 134
7.7. Phân tích đặc trưng động của cầu vòm ống thép nhồi bê tông 138

Chương 8. Công nghệ thi công cầu vòm ống thép nhồi bê tông

8.1. Công tác chuẩn bị 141
8.2. Công nghệ nhồi bê tông vào ống 142
8.3. Lắp đặt chân vòm 143
8.4. Phương pháp cẩu lắp sườn vòm 144
8.5. Công tác bơm bê tông trong ống thép sườn vòm 145
8.6. Trình tự các bước thi công cơ bản 146
8.7. Các vấn đề an toàn cần chú ý 147
8.8. Phân tích các giai đoạn chịu tải trọng của tiết diện sườn vòm 148
8.9. Giới thiệu trình tự thi công lắp đặt và căng cáp thanh kéo của cầu vòm nhịp L = 76,8m 149
8.10. Bảo vệ chống gỉ vỏ ống thép (mục này áp dụng cho mọi loại kết cấu ống thép nhồi bê tông) 154

KẾT CẤU ỐNG THÉP NHỒI BÊ TÔNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:
BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: NGUYỄN MINH KHÔI
Chế bản điện tử: VŨ HỒNG THANH
Sửa bản in: NGUYỄN MINH KHÔI
Trình bày bìa: VŨ BÌNH MINH

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 621/XB-QLXB-18 ngày 29/4/2005. In xong nộp lưu chiểu tháng 3/2006.

kết cấu ống thép nhồi bê



29.000 VNĐ

6X - 6X4.02
XD- 2006
621 - 2005

Giá: 29.000đ