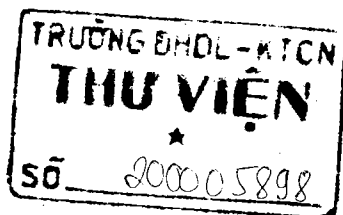


KS. NGUYỄN XUÂN BÍCH

SỬA CHỮA VÀ GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI - 2005

Chịu trách nhiệm xuất bản :
Biên tập :
Kỹ mỹ thuật :
Sửa bản in :
Trình bày bìa :

Pgs, Ts. TÔ ĐĂNG HẢI
THANH ĐỊNH, THANH NGÀ
ĐỖ PHÚ
THANH NGÀ
VŨ ANH TUẤN

60 - 601

6 - 506 - 04

KHKT - 04

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 TRẦN HUNG ĐẠO - HÀ NỘI

In 1000 bản, khổ 14,5 x 20,5 cm, tại Nhà in KH&CN
Giấy phép xuất bản số: 6 - 506, cấp ngày 5/1/2004.
In xong và nộp lưu chiểu tháng 3 năm 2005.

LỜI NÓI ĐẦU

Ngày nay kết cấu bê tông cốt thép đã được sử dụng phổ biến để xây dựng các công trình dân dụng và công nghiệp, giao thông, thủy lợi, quốc phòng v.v...

Cùng với nhiều đặc điểm ưu việt loại kết cấu này còn có không ít những nhược điểm, khuyết tật và những sự cố xảy ra trong quá trình xây dựng và sử dụng do những nguyên nhân khác nhau. Việc sửa chữa và gia cố kết cấu là cần thiết để duy trì hoặc nâng cao khả năng chịu tải cũng như công năng sử dụng của công trình.

Cuốn sách đi sâu phân tích tình trạng hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép, đánh giá tính chất, mức độ và tìm ra nguyên nhân dẫn đến những hư hỏng đó đồng thời đưa ra các giải pháp sửa chữa, gia cố thích hợp cho từng trường hợp khác nhau.

Sách được biên soạn dựa trên những tài liệu chuyên môn trong và ngoài nước mà tác giả thu thập được kết hợp với các bài học rút ra từ các đề án thiết kế sửa chữa và gia cố các công trình xây dựng do tác giả cùng đồng nghiệp đã thực hiện trong suốt quá trình hơn 40 năm qua trong khuôn khổ Viện thiết kế tổng hợp Bộ công nghiệp nặng trước đây và Công ty thiết kế Công nghiệp hóa chất ngày nay.

Nội dung cuốn sách gồm ba phần:

Phần 1. Giới thiệu tình trạng hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép, công tác khảo sát, thiết kế và thi công sửa chữa và gia cố.

Phần 2. Giới thiệu kỹ thuật sửa chữa bảo trì kết cấu bê tông cốt thép bao gồm kỹ thuật sửa chữa bề mặt, xử lý khe nứt, chống thấm, chống rò rỉ, bảo vệ bề mặt.

Phần 3. Giới thiệu các phương pháp gia cố kết cấu bê tông cốt thép bao gồm: gia cố bằng phương pháp tăng cường tiết diện, gia cố dầm bằng dây căng ứng lực trước, gia cố cột bằng thanh nẹp ứng lực trước, gia cố bằng cách thay đổi sơ đồ kết cấu.

Để tăng tính thực hành, song song với các phần lý thuyết có các ví dụ cụ thể tương ứng giúp cho người kỹ sư dễ dàng sử dụng.

Cuốn sách có thể giúp ích cho các kỹ sư thiết kế, thi công hoặc quản lý công trình và cho tất cả những ai quan tâm đến lĩnh vực sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép.

Nhân dịp này tác giả xin chân thành cảm ơn giáo sư Nguyễn Đình Cống người đã đóng góp nhiều ý kiến bổ ích về nội dung và bố cục của cuốn sách.

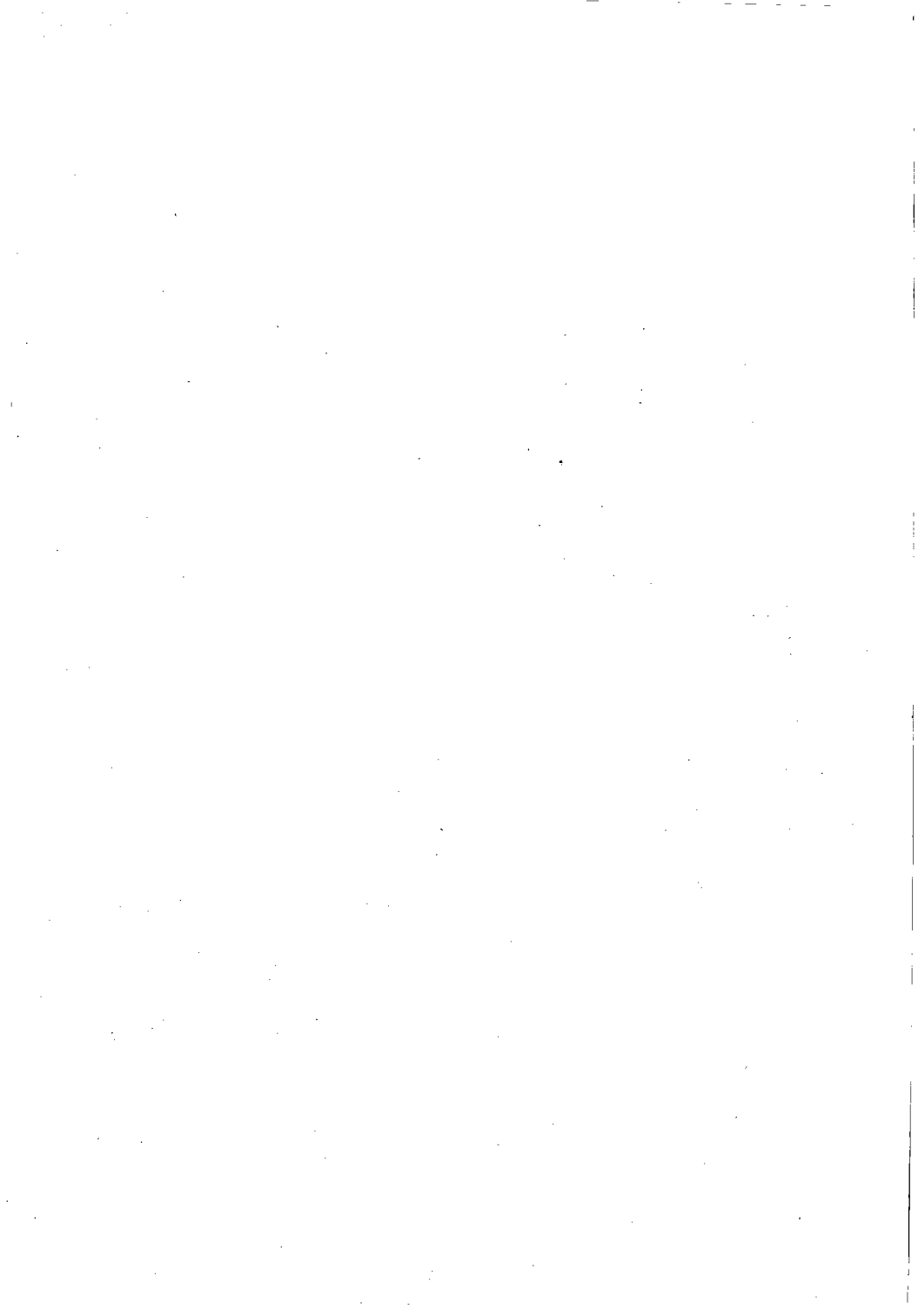
Đồng thời xin gửi lời cảm ơn đến các bạn đồng nghiệp đã trao đổi kiến thức, kinh nghiệm, cung cấp tài liệu, đọc và góp ý nội dung bản thảo cuốn sách như tiến sỹ Nguyễn Văn Hùng, các kỹ sư Trương Gia Trí, Phạm Đình Nhân, Nguyễn Quốc Tôn, Nguyễn Văn Bắc, Nguyễn Xuân Thành cùng tập thể các chuyên gia thuộc Trung tâm Chống ăn mòn và kiểm định công trình thuộc Công ty thiết kế Công nghiệp Hóa chất – những người đã từng cộng tác cùng tác giả thực hiện các đề án thiết kế sửa chữa và gia cố các công trình xây dựng trong thời gian qua.

Tuy đã hết sức cố gắng nhưng cũng khó tránh khỏi những thiếu sót nhất định, mong bạn đọc góp ý chỉ dẫn để kịp bổ sung chỉnh sửa trong các lần xuất bản sau.

Tác giả

PHẦN I

**TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA
KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP -
CÔNG TÁC SỬA CHỮA,
PHỤC HỒI VÀ GIA CỐ**



1

ĐẶC ĐIỂM CỦA VẬT LIỆU BÊTÔNG VÀ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

Khác với các loại vật liệu khác như thép, gỗ, đá... bê tông là một loại vật liệu tổ hợp (composite) gồm các cốt liệu được liên kết lại với nhau bằng chất dính kết là xi măng. Chất lượng vật liệu được thể hiện bởi các đặc trưng *cơ-lý-hóa* phụ thuộc vào nhiều yếu tố mà chủ yếu là chất lượng cốt liệu, chất dính kết, hàm lượng các thành phần, quá trình chế tạo và bảo dưỡng, môi trường tác động v.v...

Qua hơn một thế kỷ sử dụng, ngoài những đặc điểm ưu việt của loại vật liệu này như độ bền cao, biến dạng ít, tương đối ổn định trong môi trường khí hậu thời tiết, dễ tạo hình v.v... người ta đã phát hiện được không ít những nhược điểm của chúng. Những nhược điểm này là nguyên nhân quan trọng dẫn đến tình trạng xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép, giảm khả năng chịu tải, tăng biến dạng. Có khi dẫn đến những sự cố gây sụp đổ công trình.

Để khắc phục những nhược điểm của loại vật liệu này, người ta đã dùng nhiều biện pháp nhằm nâng cao chất lượng của vật liệu nhưng cũng chỉ có thể hạn chế bớt mà khó có thể khắc phục được hoàn toàn những nhược điểm của chúng.

1.1. TÍNH ĐỒNG NHẤT

Bê tông là vật liệu tổ hợp có cấu trúc phức tạp, mức độ biến động của các đặc trưng cơ bản khá lớn. Trên cùng một công trình dùng cùng một loại bê tông có cùng cốt liệu, cùng loại xi măng, hàm lượng các thành phần như nhau nhưng các đặc trưng cơ bản như cường độ, môđun đàn hồi, độ rỗng, độ co ngót v.v. không hoàn toàn giống nhau tại mọi vị trí của công trình. Sở dĩ có tình trạng đó là do:

- Thiếu đồng nhất tại các điểm khác nhau như chất lượng cốt liệu, sự phân phối cốt liệu, hàm lượng xi măng, tỷ lệ $\frac{N}{X}$... không đồng đều.
- Trong quá trình đóng rắn, bê tông chịu sự tác động khác nhau của môi trường như nhiệt độ, độ ẩm không khí, bức xạ mặt trời, gió, điều kiện và chế độ bảo dưỡng...

Tất cả những yếu tố đó, có phần là do người xây dựng gây ra, có phần là do quy luật ngẫu nhiên nhưng cuối cùng là tạo cho bê tông tính đồng nhất kém hơn một số loại vật liệu khác như kim loại, gỗ, chất dẻo, ...

Tính đồng nhất của bê tông được thể hiện qua hệ số đồng nhất cho trong bảng 1.1.

Bảng 1.1. Hệ số đồng nhất của bê tông

Trạng thái	Mức bê tông	
	M50 - 250	M300 - 600
Nén đúng tâm hoặc nén uốn	0,55	0,6
Kéo	0,4	0,45

1.2. ĐỘ XỐP CỦA BÊTÔNG

Trong quá trình thủy hóa ximăng, lượng hydrat tạo thành không đủ để thay thế thể tích của nước ban đầu và của ximăng trong hỗn hợp, dẫn đến tình trạng bị xốp và hiện tượng co ngót của bê tông. Bê tông dù có chất lượng tốt nhất vẫn có độ chặt không quá 90% có nghĩa là dù bê tông có đạt đến độ chặt tối đa vẫn tồn tại lỗ rỗng không dưới 10%. Các lỗ rỗng có khi cô lập nhưng có những lỗ rỗng thông nhau tạo nên tình trạng thấm thấu của vật liệu. Độ rỗng tăng lên cùng với tỷ lệ $\frac{N}{X}$ (nước/ximăng).

Do đó để giảm độ rỗng cho bê tông cần giảm tỷ lệ $\frac{N}{X}$ một cách thỏa đáng.

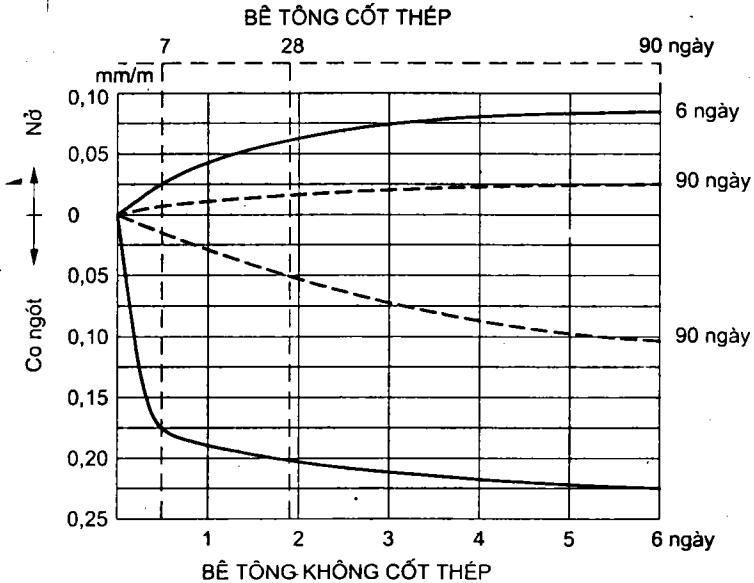
Độ rỗng là cửa ngõ cho mọi tác động của môi trường đẩy nhanh quá trình xuống cấp của bê tông. Phấn đấu giảm bớt độ rỗng là nhiệm vụ quan trọng của người xây dựng nhằm nâng cao chất lượng của bê tông.

1.3. ĐỘ CO NGÓT CỦA BÊTÔNG

Ngoài việc tạo ra độ rỗng, trong quá trình thủy hóa ximăng trong bê tông còn xảy ra hiện tượng co ngót. Hiện tượng này xảy ra mạnh nhất trong thời gian đầu mới đổ bê tông tức là trong quá trình ninh kết của bê tông, đặc biệt là vào thời điểm từ 1 đến 5h sau khi đổ bê tông. Sau khi kết thúc quá trình đóng rắn hiện tượng này giảm đi rõ rệt cho tới khoảng một năm thì hầu như dừng hẳn.

Mặt khác, ngoài hiện tượng co ngót trong không khí, bê tông trong thời kỳ đóng rắn còn có hiện tượng trương nở trong nước.

Với bê tông có hàm lượng xi măng pooc lăng 300 kg/m^3 , độ co ngót trong không khí khô vào khoảng $0,2 - 0,6 \text{ mm/m}$, còn độ trương nở trong nước vào khoảng $0,1 \text{ mm/m}$. Độ co ngót và trương nở của bê tông có thể tham khảo biểu đồ cho trên hình 1.1 [29].



Hình 1.1. Biểu đồ co ngót và trương nở của bê tông và bê tông cốt thép

Đường liền nét: của bê tông 0 ÷ 6 ngày;

Đường đứt nét: của bê tông cốt thép 0 ÷ 9 ngày.

Người ta nhận thấy rằng vữa xi măng bị co ngót mạnh nhất, tiếp đến là vữa xi măng cát và cuối cùng là bê tông. Cốt liệu đá và cốt thép trong bê tông ngăn cản độ co ngót đó. Theo [28] lượng co ngót của bê tông chỉ bằng 40% so với co ngót của vữa xi măng cát và 27% so với vữa xi măng. Khi co ngót trong bê tông xuất hiện ứng lực kéo. Ứng lực này vào khoảng $3 \div 15 \text{ kG/cm}^2$. Trong giai đoạn này cường độ của bê tông còn khá bé so với ứng

lực co ngót cho nên trong bê tông đã sớm xuất hiện những vết nứt ban đầu cực nhỏ.

Những yếu tố ảnh hưởng đến độ co ngót của bê tông:

- a) Độ co ngót tăng khi tăng hàm lượng và độ mịn của xi măng. Với tỷ lệ cấp phối cốt liệu hợp lý có thể giảm được lượng xi măng sẽ giảm được lượng co ngót của bê tông. Với các loại xi măng thì bê tông dùng xi măng pooc lăng thường có độ co ngót bé hơn so với bê tông dùng xi măng pooc lăng mác cao (≥ 500). Với loại xi măng đóng rắn nhanh có độ co ngót tương đương loại xi măng pooc lăng thường.
- b) Bê tông dùng cốt liệu đá rắn chắc như các loại đá macma có độ co ngót bé hơn so với bê tông dùng cốt liệu đá sa thạch. Đồng thời kích thước của cốt liệu cũng có ảnh hưởng đến độ co ngót. Với một cấp phối hợp lý, các cốt liệu nhỏ và vừa được lèn chặt cùng với các cốt liệu lớn làm giảm đáng kể lượng co ngót. Cốt liệu sạch cũng làm giảm được độ co ngót.
- c) Độ co ngót của bê tông giảm đi khi độ đặc chắc của bê tông được tăng lên và khi hàm lượng nước giảm đi.

Ngoài ra độ co ngót của bê tông còn phụ thuộc vào nhiệt độ, độ ẩm của không khí và tốc độ gió. Nhiệt độ khi đổ bê tông càng cao, độ co ngót của bê tông càng tăng. Còn khi độ ẩm của môi trường tăng lên, thì độ co ngót của bê tông giảm xuống. Nếu độ ẩm của môi trường từ 95% trở lên với nhiệt độ khoảng 20°C bê tông hầu như không bị co ngót, nhưng khi độ ẩm giảm đi, độ co ngót của bê tông tăng lên. Tốc độ gió cũng ảnh hưởng lớn đến độ co ngót của bê tông. Tốc độ gió càng lớn, độ co ngót của bê tông càng tăng.

Độ co ngót của bê tông tăng không đều trên cùng một tiết diện. Khi mặt ngoài bị hong khô, độ co ngót tăng lên trong khi phía trong vẫn còn giữ nguyên độ ẩm, độ co ngót không tăng. Sự chênh lệch độ co ngót này gây ra ứng suất kéo tại mặt ngoài tạo thành những khe nứt trên mặt ngoài bê tông. Mặt khác hơi ẩm từ phía trong có xu hướng thoát ra ngoài nơi có độ ẩm ít hơn cho nên hình thành những khe nhỏ ly ty làm tăng thêm độ thấm thấu của bê tông. Ngoài ra do co ngót không đều dẫn đến hiện tượng uốn vồ đổ tại các khe co dãn của kết cấu tấm đổ trên mặt đất như nền nhà, đường sá, sân bay v.v... Hiện tượng này là do mặt trên của tấm bị hong khô còn mặt dưới tiếp xúc với đất ẩm sinh ra co ngót không đều giữa hai mặt và có xu hướng uốn lên tại khe co dãn...

Như vậy trong quá trình thủy hóa của xi măng, hiện tượng co ngót của bê tông là thuộc về bản chất của vật liệu. Đây là một nhược điểm rất quan trọng của vật liệu bê tông cũng như của kết cấu bê tông cốt thép. Hiện tượng này là một trong những nguyên nhân quan trọng gây nên tình trạng xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép như:

- Hình thành những khe nứt làm mất tính liên tục của vật liệu, làm tăng độ thấm thấu tạo điều kiện thâm nhập của các tác nhân ăn mòn.
- Xảy ra hiện tượng thiếu nước trong quá trình thủy hóa, cấu trúc của bê tông bị suy yếu dẫn đến cường độ bị giảm, khả năng chịu tải của kết cấu giảm theo.
- Đối với bê tông ứng lực trước, hiện tượng co ngót còn làm giảm ứng suất ban đầu của cốt thép ứng lực trước.

Để đối phó với hiện tượng co ngót của bê tông có thể thực hiện các biện pháp sau đây:

- Bảo dưỡng bê tông, giữ độ ẩm cho bê tông ít nhất 15 ngày sau khi đổ.
- Dùng loại xi măng thích hợp và hạn chế hàm lượng xi măng.
- Dùng cốt liệu sạch và bằng loại đá rắn chắc, tăng hàm lượng cốt liệu bằng cách chọn cỡ và cấp phối cốt liệu hợp lý sao cho cốt liệu nhỏ và vừa chèn kín các kẽ hở của cốt liệu lớn, tăng mật độ cốt liệu càng nhiều càng tốt. Tăng cường hàm lượng cốt thép một cách hợp lý.
- Tăng độ đặc chắc của bê tông, nên đầm bằng phương pháp chấn động. Tỷ lệ $\frac{N}{X}$ thích hợp từ 0,4 đến 0,6.
- Khi cần có thể pha thêm một số phụ gia chống co ngót như dầu mỡ, một số loại muối hút ẩm như formiad de soude (5 ÷ 10%), caséin hay paraffin. Những chất này có tác dụng hạn chế tốc độ co ngót, các tính năng cơ học của bê tông có thời gian để phát triển. Tuy nhiên không nên lạm dụng chúng vì sự có mặt các chất này sẽ làm giảm một số tính năng của bê tông như giảm cường độ, độ dính của bê tông với cốt thép, hơn nữa độ co ngót cuối cùng vẫn không thay đổi.

1.4. TRẠNG THÁI NỨT

Bê tông là một vật liệu giòn có cường độ chịu nén cao gấp nhiều lần cường độ chịu kéo (9 ÷ 12 lần). Khi trong bê tông xuất

hiện ứng lực kéo vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông, tại đó sẽ xuất hiện các khe nứt. Các khe nứt này có phương vuông góc với phương ứng suất chính. Trước khi xuất hiện khe nứt, độ giãn dài tương đối của bê tông có thể đạt tới $2 \cdot 10^{-4}$.

Nguồn gốc của các khe nứt trong bê tông có thể là:

- Do nguyên nhân co ngót trong quá trình đóng rắn làm xuất hiện những khe nứt đầu tiên (xem 1.3).
- Do các phản ứng hóa học gây ra dưới tác dụng của môi trường ăn mòn với bê tông, những sản phẩm này kết tinh sẽ trương nở phá vỡ cấu trúc của bê tông. Cốt thép bị gỉ cũng nở ra làm cho bê tông bị nứt.
- Nước thấm vào bê tông, khi đóng băng thể tích nở ra phá vỡ cấu trúc bê tông.
- Tác dụng của nhiệt độ gây ra các biến dạng cưỡng bức, phát sinh nội lực trong kết cấu. Tại những vùng chịu kéo khi ứng lực kéo vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông làm cho bê tông bị nứt.
- Một nguyên nhân quan trọng là dưới tác dụng của tải trọng các loại hoặc do lún lệch trong kết cấu bê tông sẽ xuất hiện ứng lực và có thể gây nên các khe nứt. Trong trường hợp kết cấu chịu tải trọng trùng lặp có thể xảy ra hiện tượng mỏi cũng dẫn đến sự xuất hiện các khe nứt do hiện tượng suy thoái tính năng của vật liệu bê tông.

Để đánh giá tình trạng nguy hiểm của khe nứt cần so sánh với bề rộng khe nứt cho phép quy định trong TCVN 5574-1991 [15] (xem bảng PL.1). Ngoài ra còn phải xét đến độ giãn dài tương đối của cốt thép trong cấu kiện chịu kéo hoặc miền chịu

kéo trong cấu kiện chịu uốn so với độ dãn dài tối đa cho phép của cốt thép $2,4 \cdot 10^{-3}$, khi vượt quá giới hạn này cốt thép chuyển sang giai đoạn dẻo và lúc này dù không tăng tải trọng nhưng biến dạng vẫn có thể tăng không kiểm soát được. Ví dụ, một cấu kiện chịu kéo dài 6 m. Dưới tác dụng của tải trọng xuất hiện một số khe nứt mà tổng bề rộng các khe nứt này bằng 3,5 mm. Như vậy cốt thép trong cấu kiện bị dãn dài một đoạn 3,5 mm. Ta có:

$$\varepsilon = \frac{3,5}{6000} = 5,83 \cdot 10^{-4} < 2,4 \cdot 10^{-3}$$

Cấu kiện này vẫn làm việc được.

Nhưng nếu tổng bề rộng các khe nứt bằng 15 mm, ta có:

$$\varepsilon = \frac{15}{6000} = 2,5 \cdot 10^{-3} > 2,4 \cdot 10^{-3}$$

Cấu kiện mất khả năng làm việc.

1.5. TÍNH THẨM THẤU

Thẩm thấu là hiện tượng gắn liền với độ rỗng của bê tông. Ngoài những lỗ rỗng cô lập còn có những lỗ rỗng thông nhau kết hợp với những khe nứt li ti sinh ra trong quá trình co ngót tạo điều kiện truyền dẫn các chất lỏng xuyên qua cấu trúc của vật liệu bê tông.

Khi tỷ lệ $\frac{N}{X}$ càng lớn, độ rỗng bê tông càng lớn dẫn tới độ thẩm thấu càng cao. Bê tông có độ co ngót nhỏ, giảm bớt các khe nứt trong quá trình đóng rắn có thể giảm được độ thẩm thấu.

Chất kết dính cũng ảnh hưởng đến độ thẩm thấu. Các chất kết dính puzôlan giảm được độ thẩm thấu của bê tông. Một số

phụ gia chống thấm cũng có thể giảm được tính thấm thấu của bê tông.

Cũng như tính rỗng và tính co ngót, tính thấm thấu của bê tông là điều khó tránh khỏi ngay cả đối với bê tông có độ bền cao [30].

Dưới tác dụng của lực nén tới một giới hạn nào đó, độ thấm thấu có phần giảm đi là do một số khe nứt được khép lại nhưng khi vượt quá giới hạn đó các khe nứt trong bê tông lại tăng lên về số lượng và bề rộng do đó độ thấm thấu có chiều hướng tăng lên. Như vậy độ thấm thấu gắn liền với sự tạo thành và phát triển các khe nứt.

Hiện tượng thấm thấu mở đường cho mọi tác nhân ăn mòn thâm nhập vào bê tông, phá hủy cấu trúc của bê tông và ăn mòn cốt thép.

Để giảm độ thấm thấu của bê tông có thể thực hiện các biện pháp như:

- Giảm tỷ lệ $\frac{N}{X}$, tăng độ chặt của bê tông càng cao càng tốt.
- Dùng loại chất dính kết thích hợp, có thể dùng loại xi măng có puzôlan.
- Dùng các loại phụ gia chống thấm (xem chương 4).

1.6. PHẢN ỨNG KIỀM CỐT LIỆU

Đây là một hiện tượng xảy ra đối với một vài cốt liệu như dạng silic hoạt tính tác dụng với K, Na hoặc Ca(OH)_2 của xi măng và tạo thành một chất keo bọc quanh bề mặt cốt liệu. Khi có độ ẩm keo này sẽ nở thể tích, gây ứng lực trong bê tông

làm xuất hiện các khe nứt xung quanh cốt liệu. Do đó hơi ẩm càng thấm vào bê tông càng đẩy nhanh tốc độ phản ứng kiềm cốt liệu, càng đẩy nhanh tốc độ xuống cấp của bê tông.

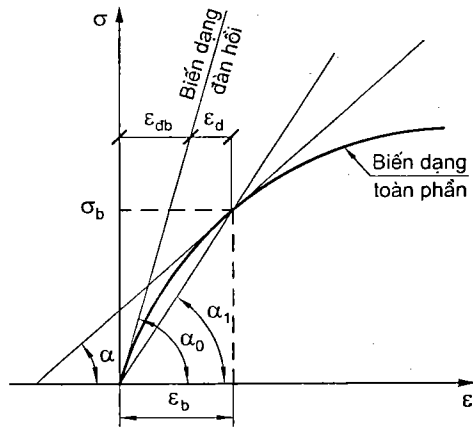
1.7. ĐẶC ĐIỂM VỀ QUY LUẬT BIẾN DẠNG

Tất cả mọi tác động lên kết cấu bê tông hoặc bê tông cốt thép đều gây biến dạng như biến dạng cơ học, lý học, hiện tượng co ngót, trương nở v.v... Biểu đồ quan hệ ứng suất, biến dạng của bê tông không có thêm dẻo như của thép nhưng cũng có thể chia làm hai phần (xem hình 1.2):

- Phần biến dạng đàn hồi, có thể khôi phục được;
- Phần biến dạng dẻo cứng.

Phần biến dạng đàn hồi của bê tông khá bé, chủ yếu là phần biến dạng dẻo cứng.

Trong phần biến dạng dẻo cứng giá trị mô đun đàn hồi E của bê tông giảm kéo theo giảm độ cứng của tiết diện. Cho nên đối với kết cấu bê tông cốt thép độ cứng EJ được chuyển thành độ cứng B có kể đến sự làm việc không đều của bê tông tại miền chịu kéo.



Hình 1.2. Biểu đồ quan hệ ϵ, δ

Trong kết cấu bê tông cốt thép, độ cứng B được phân ra hai trường hợp:

- Khi kết cấu chưa xuất hiện khe nứt, độ cứng B phụ thuộc vào mô đun đàn hồi của bê tông, các kích thước hình học của tiết diện và có xét đến biến dạng dẻo của bê tông.
- Khi kết cấu xuất hiện khe nứt tại các vùng chịu kéo của tiết diện, độ cứng B của cấu kiện không những phụ thuộc vào kích thước của kết cấu và mô đun đàn hồi của kết cấu mà còn phụ thuộc vào hàm lượng cốt thép và điều kiện chịu tải của kết cấu.

Ngoài ra khi xét độ cứng của thanh còn phải xét đến hình thức liên kết hai đầu của thanh. Đó là trường hợp độ cứng của dầm liên tục hoặc độ cứng của dầm khung. Hơn nữa khi liên kết hai đầu bị giảm yếu do quá trình xuống cấp hoặc tạo khớp do bị quá tải, việc tính toán độ cứng còn phải phụ thuộc vào từng trường hợp cụ thể.

Hiện tượng từ biến

Mặc dù không tăng tải trọng nhưng mọi kết cấu bê tông cốt thép đều tiếp tục biến dạng theo thời gian. Đó là hiện tượng từ biến. Giá trị từ biến phụ thuộc vào giá trị biến dạng ban đầu (biến dạng tức thì) biến dạng ban đầu lớn thì từ biến lớn. Từ biến còn phụ thuộc vào chất lượng vật liệu, vật liệu tốt từ biến giảm và ngược lại. Từ biến làm giảm độ cứng của kết cấu, làm xảy ra hiện tượng phân phối lại ứng lực trong kết cấu, giảm ứng lực trước của cốt thép trong bê tông cốt thép ứng lực trước. Hiện tượng từ biến có thể kéo dài 2 + 3 năm.

2

TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

Kết cấu bê tông cốt thép chịu tác động của môi trường xung quanh dưới các hình thái khác nhau như tác động cơ học, lý học và hóa học. Những tác động này diễn ra trong quá trình xây dựng và suốt thời gian vận hành khai thác làm cho công trình dần dần bị xuống cấp, dẫn đến tình trạng không còn đáp ứng được công năng sử dụng công trình hoặc mất an toàn về phương diện chịu tải. Với những tác động đột xuất có thể gây sự cố nghiêm trọng như động đất, gió bão lớn, cháy nổ v.v... có khi dẫn đến tình trạng sụp đổ từng phần hoặc toàn bộ công trình.

Đồng thời phải đề cập đến những mầm bệnh tiềm tàng của loại vật liệu này như đã nêu trong chương 1. Cùng với những tác nhân bên ngoài, những khuyết tật này góp phần đẩy nhanh quá trình xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép.

Ngoài ra những thiếu sót trong các khâu khảo sát, thiết kế, thi công, vận hành và chế độ bảo trì cũng góp phần không nhỏ vào tình trạng hư hỏng của kết cấu công trình.

Mỗi nguyên nhân đều gây nên những hư hỏng tương ứng nhưng cũng có những hư hỏng do nhiều nguyên nhân gây ra hoặc có khi cùng một nguyên nhân gây ra những hư hỏng khác nhau. Do đó để xác định được đúng nguyên nhân, tính chất và

mức độ hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép cần tiến hành khảo sát kỹ lưỡng, phân tích tỉ mỉ mới có thể đề xuất được giải pháp xử lý đúng đắn [1] [4] [6] [8]...

2.1. TÁC ĐỘNG CỦA MÔI TRƯỜNG KHÍ HẬU THỜI TIẾT

Trong môi trường khí hậu thời tiết, kết cấu bê tông cốt thép chịu các tác động khác nhau do sự thay đổi nhiệt độ, độ ẩm, tác dụng của hóa chất ăn mòn có trong nước hoặc không khí, các vi sinh vật v.v... đều góp phần đẩy nhanh tình trạng xuống cấp.

2.1.1. Tác động của sự thay đổi nhiệt độ không khí

Cũng như mọi vật chất khác, kích thước của kết cấu bê tông cốt thép cũng co giãn theo sự biến đổi của nhiệt độ môi trường. Nhiệt độ ngoài trời ở nước ta về mùa đông và mùa hè chênh lệch khá lớn, đặc biệt là ở miền Bắc (từ Huế trở ra) độ chênh lệch nhiệt độ giữa hai mùa có thể đạt tới $35 \div 40^\circ\text{C}$. Như vậy nếu một công trình có chiều dài liên tục 60 m với độ chênh lệch nhiệt độ 35°C , hệ số nở nhiệt của bê tông bằng $10^{-5}/^\circ\text{C}$, chiều dài của công trình có độ chênh lệch co giãn lên tới (hình 2.1a).

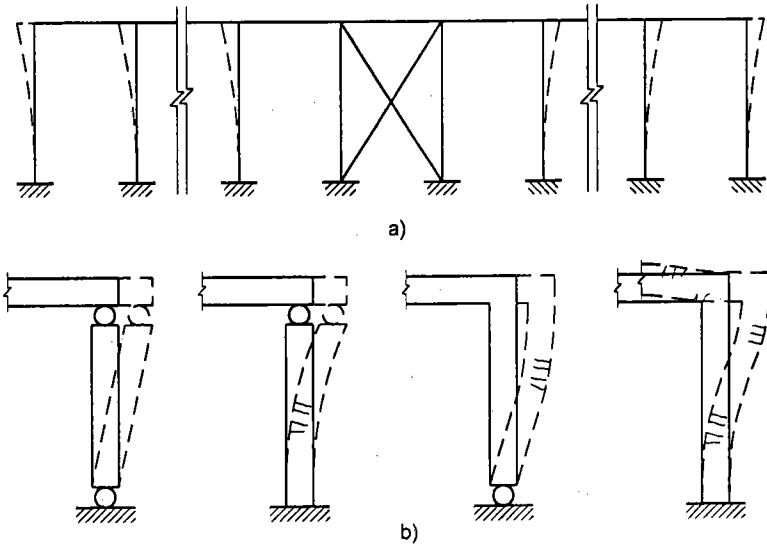
$$\Delta l = \alpha(t - t_0) L = 10^{-5} \cdot (35^\circ\text{C}) \cdot 60 = 0,021 \text{ m}$$

Nếu bỏ qua biến dạng chịu nén của thanh ngang, chuyển vị của đầu cột biên cách điểm cố định một khoảng $\frac{60}{2} = 30 \text{ m}$ là

$$\frac{0,021}{2} = 0,0105 \text{ m.}$$

Chuyển vị này có thể gây ra nội lực trong cột

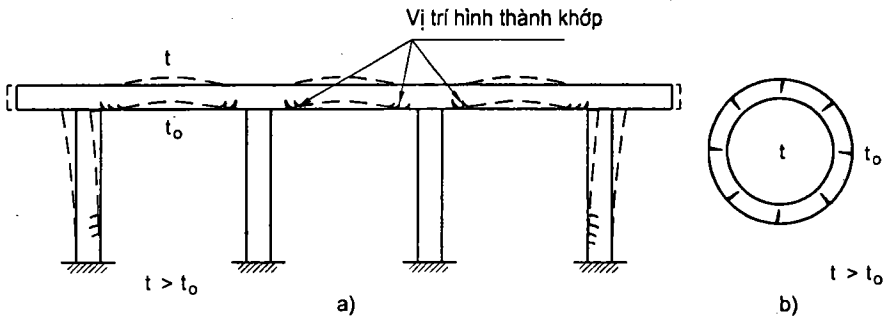
khá lớn. Phụ thuộc vào cách liên kết của cột với móng và dầm dọc ta có thể thấy xuất hiện các khe nứt tại cột và dầm (hình 2.1b).



Hình 2.1. Tác động của nhiệt độ lên khung dọc nhà
 a) Sơ đồ biến dạng của khung dọc;
 b) Trạng thái chịu lực của khung dọc vào hình thức liên kết cột.

Đối với những kết cấu chịu tác dụng không đều của nhiệt độ tại hai mặt đối diện, tùy thuộc vào sơ đồ kết cấu mà sẽ xuất hiện những biến dạng khác nhau và xuất hiện những vết nứt tại vùng chịu ứng lực kéo. Chẳng hạn về mùa hè dưới ánh nắng mặt trời, mặt trên của kết cấu mái khi không có lớp cách nhiệt có thể lên tới 50°C trong lúc mặt dưới trần mái chỉ vào khoảng 30°C hoặc bé hơn. Do đó kết cấu mái biến dạng. Với kết cấu liên tục có khả năng xuất hiện những khe nứt tại vùng chịu kéo phía dưới dầm-gân-gối-tựa, tại đó có thể hình thành khớp dẻo. Các khe nứt này đóng mở tùy theo nhiệt độ thay đổi trong ngày (hình 2.2a).

TRƯỜNG ĐỒ L - K.T.C.N
THƯ VIỆN
 số 2 - 598



Hình 2.2. Kết cấu chịu tác dụng của nhiệt độ chênh lệch

a) Kết cấu khung mái; b) Tiết diện ống khói.

Do chênh lệch nhiệt độ, tại mặt ngoài ống khói bê tông cốt thép có thể xuất hiện những vết nứt thẳng đứng chứng tỏ các thớ trong dẫn nở làm cho các thớ ngoài chịu kéo. Khi ứng lực này vượt quá giới hạn chịu kéo của bê tông cốt thép, vùng không đảm bảo từ bề mặt phía ngoài ống khói bê tông cốt thép sẽ xuất hiện những khe nứt dọc (hình 2.2b).

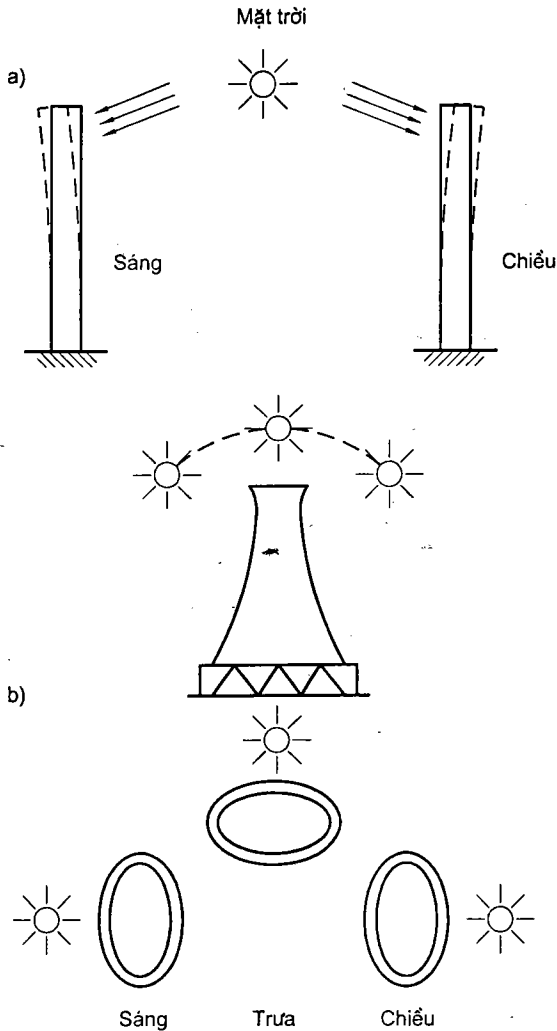
Cũng trong trường hợp nhiệt độ tác dụng không đều lên công trình như mặt trời đốt nóng một phía ống khói hoặc tháp làm lạnh làm cho các công trình này bị biến dạng liên tục phụ thuộc vào vị trí di động của mặt trời (bị đốt nóng), gây nên những ứng lực phụ trong kết cấu rất phức tạp (hình 2.3).

Lấy trường hợp tháp làm lạnh có vỏ trụ tròn xoay làm ví dụ. Mặt trời đi từ Đông sang Tây và hầu như luôn luôn có nửa tháp được đốt nóng. Phần này luôn di động theo mặt trời. Tháp có cấu tạo vỏ mỏng bằng bê tông rất nhạy cảm với các tia bức xạ của mặt trời. Khi bị đốt nóng một phía phần vỏ này sẽ dẫn nở làm cho tiết diện ngang của tháp vốn có hình tròn trở nên hình

ô van. Hình này luôn thay đổi theo hướng di chuyển của mặt trời. Do luôn có sự thay đổi hình dạng của tiết diện ngang nên gây cho kết cấu khung cứng liên kết với vỏ tháp cũng biến dạng theo, gây nên các ứng lực phụ rất phức tạp trong kết cấu khung và vỏ của tháp (hình 2.3b).

2.1.2. Ảnh hưởng của độ ẩm

Ngoài hiện tượng co ngót trong quá trình thủy hóa, bê tông còn thay đổi thể tích khi lượng nước trong bê tông thay đổi sau khi



Hình 2.3. Sơ đồ tác động của Mặt Trời lên ống khói và tháp làm lạnh.
 a) Ống khói; b) Tháp làm lạnh.

bê tông đã đóng rắn. Như vậy bê tông nếu ngâm trong nước sẽ có hiện tượng trương nở và nếu để khô ráo sẽ bị co ngót. Lượng co ngót của bê tông nặng vào khoảng 400 - 800 microstrains (1 microstrain = 1.10^{-6} mm/m) khi co ngót này bị ngăn cản, trong bê tông sẽ xuất hiện ứng lực kéo và do đó có thể xuất hiện các khe nứt khi ứng lực kéo vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông.

Khi độ ẩm khác nhau giữa hai phía của một tấm bê tông sẽ xuất hiện hiện tượng truyền hơi ẩm từ phía có độ ẩm tương đối cao tới phía có độ ẩm tương đối thấp hơn. Lượng hơi ẩm truyền qua phụ thuộc vào gradien độ ẩm tương đối giữa hai mặt của tấm và độ thấm thấu của bê tông. Đồng thời xuất hiện biến dạng tại biên tấm như trong chương 1 đã đề cập đến.

Ngoài ra độ ẩm còn tạo điều kiện cho các loại rong rêu, nấm mốc hoặc các vi sinh vật phát triển trên bề mặt bê tông. Có loại rong rêu, nấm có rễ ăn sâu vào bên trong bê tông làm giảm yếu tác dụng của lớp bảo vệ. Có những vi sinh bám vào mặt bê tông tiết ra những chất có tác động ăn mòn như axit, amoniac... gây ảnh hưởng đến lớp bảo vệ của kết cấu.

2.1.3. Bê tông chịu tác động của băng giá

Ở nước ta ít khi lạnh đến nhiệt độ dưới 0°C nhưng cũng không loại trừ những trường hợp đặc biệt khi nhiệt độ không khí có thể hạ xuống 0°C tại những vùng núi phía bắc (Sapa). Hơn nữa đối với các công trình đông lạnh, nhiệt độ nhiều khi yêu cầu thấp tới -15°C hoặc thấp hơn. Cho dù có lớp bảo ôn nhưng cũng có thể xảy ra trường hợp bê tông phải chịu tác dụng trực tiếp nhiệt độ dưới 0°C . Vì vậy đây cũng là trường hợp bất lợi cho các công trình xây dựng. Khi nước trong các lỗ rỗng của

bê tông bị đóng băng thể tích tăng lên và gây ra nội lực trong cấu trúc bê tông; có thể gây nứt tách từng mẫu nhỏ và tiến dần từ ngoài vào trong.

Mức độ phá hoại của hiện tượng đóng băng, tan băng phụ thuộc vào:

- Tăng lên theo độ rỗng;
- Tăng lên theo độ ẩm bão hòa;
- Tăng lên theo số chu kỳ đóng băng, tan băng;
- Giảm xuống khi tăng bọt khí;
- Tăng lên khi mặt bằng ẩm ướt.

2.2. BÊTÔNG CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA NHIỆT ĐỘ CAO (400 ÷ 1200°C)

Dưới tác động của nhiệt độ cao (400 ÷ 1200°C) cường độ bê tông giảm xuống và thể tích tăng lên. Mức độ giảm cường độ bê tông theo nhiệt độ có thể tham khảo theo bảng 2.1 [22].

Bảng 2.1. Cường độ bê tông giảm theo nhiệt độ

Nhiệt độ (°C)	100	200	300	400	500	600
Giảm (%)	10	20	30	40	50	60

Hệ số nở nhiệt độ của bê tông 1.10^{-5} mm/°C.

Khi bị đốt nóng một phía, mức độ giãn nở thể tích không đều làm cho kết cấu bị biến dạng cong vênh, có thể sinh ra các vết nứt. Phía gần ngọn lửa nhiệt độ lên cao gây tách, vỡ bề mặt kết cấu, một số cốt liệu có thể bị nổ, phá vỡ cấu trúc lân cận.

Nước trong bê tông nhanh chóng bốc hơi gây nở cục bộ những mẫu nhỏ bê tông. Với nhiệt độ từ 400°C trở lên xi măng biến thành vôi sống làm phân rã kết cấu. Cốt thép giảm cường độ và độ dẫn nở nhanh hơn bê tông cho nên dễ bị uốn cong vênh và phá hủy độ dính với bê tông.

2.3. TÁC ĐỘNG CỦA HÓA CHẤT ĂN MÒN

2.3.1. Ăn mòn bê tông

Các công trình xây dựng nói chung từ công trình xây dựng dân dụng, công nghiệp, giao thông vận tải, thủy lợi v.v.. đều có khả năng bị tác động của hóa chất ăn mòn với tính chất và mức độ khác nhau. Đặc biệt là trong xây dựng công nghiệp hóa chất thường bị tác dụng trực tiếp của các hóa chất ăn mòn.

Nguồn gốc của các hóa chất này có thể là các chất được sinh ra trong các quá trình công nghệ khác nhau, các chất thải công nghiệp và dân dụng, các hóa chất có nguồn gốc sinh học hoặc các chất có trong không khí và trong các nguồn nước thiên nhiên.

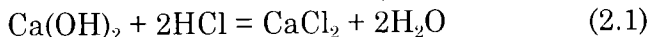
Ăn mòn bê tông cốt thép là một hiện tượng vật lý-hóa học phức tạp phụ thuộc vào nhiều yếu tố như tính chất ăn mòn của môi trường, chất liệu các thành phần của bê tông. Theo V.M.Moskvin có thể chia ra ba dạng ăn mòn bê tông.

- *Dạng ăn mòn thứ nhất:* do tác dụng của nước mềm hoặc nước có hàm lượng thấp CO_2 thấm vào bê tông, hòa tan một số thành phần của xi măng mà chủ yếu là Ca(OH)_2 rồi thoát ra ngoài làm cho độ rỗng bê tông tăng lên, cường độ giảm xuống, đồng thời làm độ kiềm giảm xuống dẫn đến tình trạng mất lớp bảo vệ thụ động cốt thép,

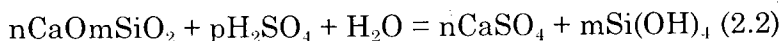
làm cho cốt thép bị ăn mòn dưới tác dụng của O_2 và CO_2 hoặc các tác nhân ăn mòn khác:

Khi trong nước mềm có các muối hòa tan sẽ làm tăng tốc độ hòa tan $Ca(OH)_2$ [25].

- *Dạng ăn mòn thứ hai*: là do tác dụng của các tác nhân ăn mòn như axit, bazơ hoặc muối với các hợp chất dễ hòa tan như $Ca(OH)_2$, $nCaOmSiO_2$ có trong ximăng. Dạng ăn mòn này tiến từng lớp từ ngoài vào trong. Phản ứng ăn mòn có dạng:



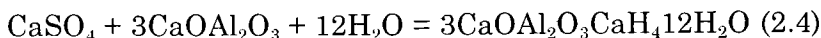
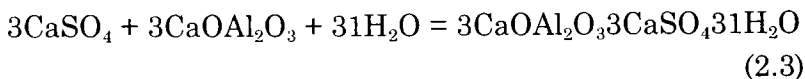
hoặc



Đối với kiềm, dạng ăn mòn này chỉ xảy ra khi dung dịch kiềm có nồng độ cao (chẳng hạn với dung dịch NaOH phải có nồng độ trên 10%).

- *Dạng ăn mòn thứ ba*: là do muối sinh ra trong phản ứng giữa các chất ăn mòn với thành phần của ximăng hoặc do dung dịch muối từ ngoài thấm vào bê tông qua các lỗ rỗng và mao mạch rồi tạo thành tinh thể và nở thể tích gây nội lực phá vỡ cấu trúc bê tông.

Phản ứng xảy ra theo các công thức:



Sản phẩm kết tinh với 31 phân tử nước, thể tích này tăng lên 227% gây nội lực chèn ép cấu trúc bê tông.

Hiện tượng ăn mòn bê tông khá phổ biến là ăn mòn sulfat. Các sulfat có nguồn gốc tự nhiên, sinh học hoặc từ các chất thải công nghiệp. Sulfat có thể ở thể hơi, thể lỏng hoặc thể rắn nhưng rất dễ tác dụng với bê tông qua môi trường nước hoặc hơi nước. Quá trình ăn mòn sunfat có thể xảy ra theo cả ba dạng:

Dung dịch sulfat tiếp xúc với vữa xi măng làm tăng tính hòa tan của chúng dẫn đến tình trạng ăn mòn bê tông theo dạng thứ nhất. Mặt khác nước sulfat có thể sinh ra phản ứng trao đổi trong đó ion sulfat được thay thế bằng ion Ca^{++} và ăn mòn bê tông từ ngoài vào trong theo dạng ăn mòn thứ hai.

Đồng thời dung dịch sulfat có thể tác dụng với vữa xi măng để tạo ra những hợp chất mới có thể tích tụ gấp nhiều lần chất ban đầu như công thức (2.3), (2.4) đã chỉ rõ, đó là dạng ăn mòn thứ ba.

Mức độ tác hại của sulfat phụ thuộc vào độ chặt của bê tông, loại xi măng và tỷ lệ $\frac{N}{X}$ đồng thời phụ thuộc vào nồng độ sulfat.

Sự có mặt của tác nhân khác cũng có thể làm tăng nhanh hoặc giảm tốc độ phản ứng của sulfat. Các chu kỳ khí hậu, sự chuyển dịch dung dịch cũng như sự tác động của ngoại lực cũng có ảnh hưởng đến tác động ăn mòn của sulfat lên bê tông. Loại xi măng với hàm lượng $\text{C}_3\text{A} \leq 5\%$ có khả năng chịu sulfat cao hơn các loại xi măng khác.

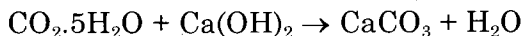
2.3.2. Ăn mòn cốt thép trong bê tông

Bê tông sạch có độ kiềm cao, độ pH thường vào khoảng $12 \div 13$. Trong môi trường này bề mặt cốt thép được tạo thành một màng mỏng thụ động bảo vệ chống ăn mòn. Khi độ pH của bê tông giảm tới mức dưới 8,5, cốt thép trong bê tông đều bị ăn

mòn. Ăn mòn cốt thép là một quá trình điện hóa với điện môi được tạo thành từ nước trong các lỗ rỗng và mao quản có chứa các chất CO_2 , O_2 , H_2S , NH_3 , muối v.v... và cốt thép trở thành anốt và catốt. Dòng điện được nối liền giữa catốt và anốt. Tại anốt các ion Fe^{++} kết hợp với $(\text{OH})^-$ để tạo thành $\text{Fe}(\text{OH})_2$ và $\text{Fe}(\text{OH})_3$ và cặn gỉ như FeOOH . Để có được phản ứng trên cần có nước và O_2 . Đối với bê tông chất lượng cao, quá trình ăn mòn này khá chậm. Còn nếu bê tông xốp, có độ pH giảm hoặc có hóa chất ăn mòn tác dụng hay hai kim loại cùng đặt trong kết cấu bê tông cốt thép tốc độ ăn mòn cốt thép sẽ gia tăng. Quan hệ giữa tốc độ ăn mòn cốt thép và độ pH của bê tông có thể được thể hiện trên biểu đồ hình 2.4 [32].

Sự giảm sút độ pH trong bê tông là do hiện tượng cacbonat hóa hoặc sự thâm nhập các tác nhân ăn mòn vào bê tông [35].

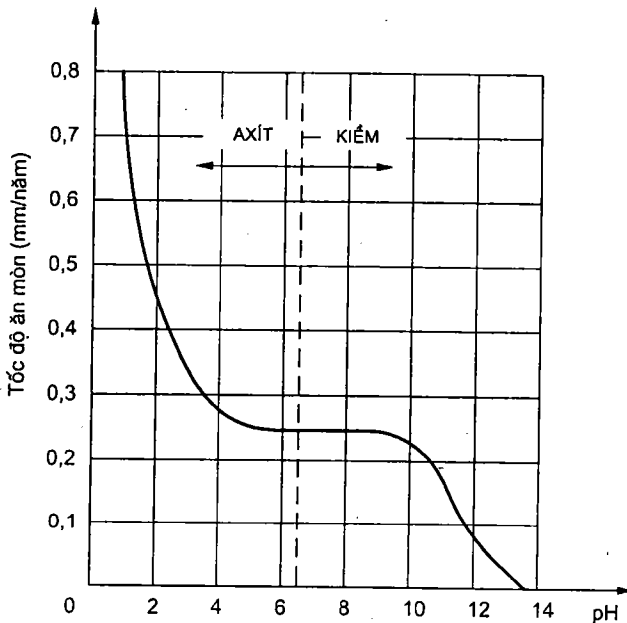
Cacbonat hóa là phản ứng giữa hơi axit trong khí quyển với sản phẩm thủy hóa của xi măng. Trong khí quyển bình thường chứa 0,03% CO_2 , còn tại môi trường công nghiệp CO_2 trong không khí còn đậm đặc hơn. Độ pH giảm xuống do phản ứng:



Kết quả là lớp bảo vệ thụ động của cốt thép bị phá hủy. Quá trình cacbonat hóa cần có sự thay đổi độ ẩm thường xuyên từ khô sang ướt và ngược lại. Nếu bê tông ngâm thường xuyên trong nước sẽ không có hiện tượng cacbonat hóa.

Sự thâm nhập clorit vào bê tông do sự tiếp xúc với môi trường xung quanh có chứa các clorit như muối, nước biển. Sự thâm nhập clorit có thể từ ngoài vào trong với tốc độ phụ thuộc vào lượng clorit tiếp xúc, tốc độ thấm của bê tông và độ ẩm của môi trường. Cũng có thể clorit có trong thành phần của bê tông

do cốt liệu có chứa clorit hoặc các phụ gia như phụ gia đóng rắn nhanh có chứa clorit hoặc ngay khi dùng nước biển để trộn bê tông. Dưới tác dụng của clorit, CO_2 và độ ẩm, cốt thép bị gỉ, thể tích lớp gỉ tăng lên phá vỡ cấu trúc bê tông làm nứt tách lớp bảo vệ.



Hình 2.4. Quan hệ giữa tốc độ ăn mòn cốt thép với độ pH của bê tông

Cần chú ý rằng dù cho độ pH của bê tông còn cao nhưng nếu có sự hiện diện của clorit vẫn làm cho cốt thép bị ăn mòn. Clorit không mất đi trong quá trình ăn mòn mà chỉ làm nhiệm vụ xúc tác trong quá trình đó và vẫn giữ lại trong bê tông. Theo ACI 201-2R giới hạn cho phép của clorit trong bê tông lấy theo bảng 2.2.

Bảng 2.2. Giới hạn cho phép của clorit trong bê tông (theo ACI-201-2R)

Điều kiện làm việc	% Cl theo trọng lượng xi măng
Bê tông ứng lực trước	0,06
Bê tông thường trong môi trường ẩm và có clorit	0,1
Bê tông thường trong môi trường ẩm và không có clorit	0,15

2.4. KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA TẢI TRỌNG

Nguyên nhân quan trọng gây nên tình trạng hư hỏng và đẩy nhanh quá trình xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép là sự tác động cơ lý của các loại tải trọng.

Theo tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737-95, căn cứ vào tính chất tác động mà tải trọng được phân ra:

- Tải trọng thường xuyên;
- Tải trọng tạm thời ngắn hạn và dài hạn;
- Tải trọng đặc biệt.

Tuy nhiên trên quan điểm sử dụng có thể phân tải trọng thành hai nhóm:

- Tải trọng hữu ích bao gồm các tải trọng sử dụng như trọng lượng bản thân kết cấu, trọng lượng vật liệu thiết bị, tải trọng do ứng lực trước do chế độ nhiệt, do thao tác vận hành v.v... những tải trọng này con người hoàn toàn có thể chế ngự được.

- Tải trọng bất lợi bao gồm các tác động thiên nhiên như gió bão, lụt lội, động đất v.v... hoặc do những sự cố cháy nổ, bom đạn, những sai lầm trong quá trình thi công hoặc trong vận hành khai thác công trình. Những tác động này có thể xảy ra một cách ngẫu nhiên ngoài ý muốn của con người và chỉ có thể đoán định được phần nào về thời gian, tính chất và mức độ tác dụng của chúng. Tải trọng đặc biệt nằm trong nhóm tải trọng bất lợi.

Sự tác động của các loại tải trọng lên kết cấu công trình có thể ở trạng thái tĩnh hoặc trạng thái động lực.

Phụ thuộc vào sơ đồ tính toán mà trong kết cấu phát sinh các ứng lực tương ứng như kéo, nén, uốn, cắt, xoắn thuần túy hoặc từng nhóm ứng lực như nén uốn, kéo uốn, nén xoắn, uốn xoắn v.v... và các biến dạng tương ứng.

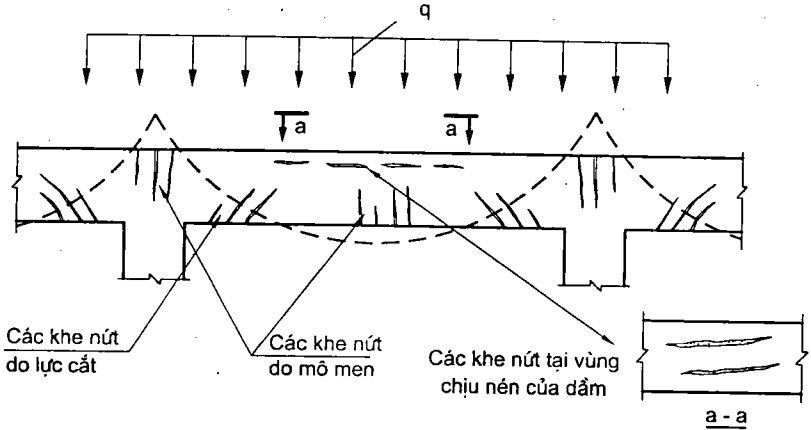
Do cường độ chịu nén của bê tông cao gấp nhiều lần cường độ chịu kéo cho nên nguyên lý làm việc của kết cấu bê tông cốt thép là bê tông chịu nén và cốt thép chịu kéo. Chẳng hạn dưới tác dụng của mômen uốn, tại tiết diện ngang của một cấu kiện bê tông cốt thép nội lực được chia hai phần: phần chịu nén do bê tông chịu và phần chịu kéo do cốt thép chịu. Khi chịu kéo cốt thép sẽ bị căng dãn ra kéo theo những phần tử bê tông bám vào cốt thép. Khi độ dãn dài tương đối của bê tông chưa vượt quá giới hạn 2.10^{-4} bê tông chưa bị nứt và do đó còn có khả năng tham gia chịu kéo cùng cốt thép, nhưng khi độ dãn dài của bê tông đã vượt quá giới hạn trên thì bê tông bị nứt và nội lực kéo sẽ hoàn toàn do cốt thép chịu. Độ dãn dài tương đối tối đa của cốt thép thông thường có thể đạt tới $2,4.10^{-3}$, khi vượt qua

giới hạn này cốt thép bị chảy và cấu kiện không còn làm việc được nữa.

Biểu hiện hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép dưới tác dụng cơ học của tải trọng là nứt, vỡ, biến dạng và gãy. Do tính đa dạng của kết cấu bê tông cốt thép với các trạng thái chịu lực khác nhau cho nên tình trạng hư hỏng cũng khác nhau.

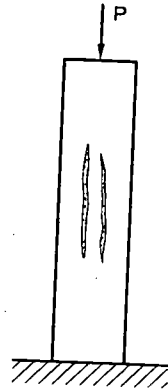
Những biểu hiện ban đầu của tình trạng xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép là sự xuất hiện và mở rộng các khe nứt. Khác với những khe nứt do co ngót, do ứng lực nhiệt hoặc do tác động của môi trường ăn mòn, các khe nứt do tác động cơ học của tải trọng thường có quy luật và dễ phát hiện.

Đối với cấu kiện chịu uốn như dầm chẳng hạn, các khe nứt thường xuất hiện những nơi có giá trị tuyệt đối của mômen lớn và những nơi có giá trị lực cắt lớn (hình 2.5). Các vết nứt phát triển theo hướng vuông góc với ứng suất kéo chính. Tuy nhiên khe nứt có thể xuất hiện tại miền chịu nén của tiết diện. Đó là các khe nứt dọc song song với trục của cấu kiện do hiện tượng nở hông (Poisson). Điều đó có thể giải thích như sau: dưới tác dụng của ứng lực nén kết cấu bị co lại và có hiện tượng nở hông, trong bê tông xuất hiện ứng lực kéo theo phương vuông góc với ứng lực nén. Khi ứng lực này vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông sẽ xuất hiện các vết nứt vuông góc với ứng lực kéo đó. Vết nứt thuộc loại này có thể xảy ra với các cấu kiện chịu nén như cột hoặc các thanh chịu nén của dàn hoặc tại miền chịu nén của cấu kiện chịu uốn (hình 2.6). Các khe nứt này chứng tỏ kết cấu đã mất khả năng chịu tải. Ngoài ra đối với cấu kiện chịu nén còn phải kể đến độ mảnh của chúng. Độ mảnh càng lớn, độ ổn định của kết cấu càng thấp, khả năng chịu lực càng kém.

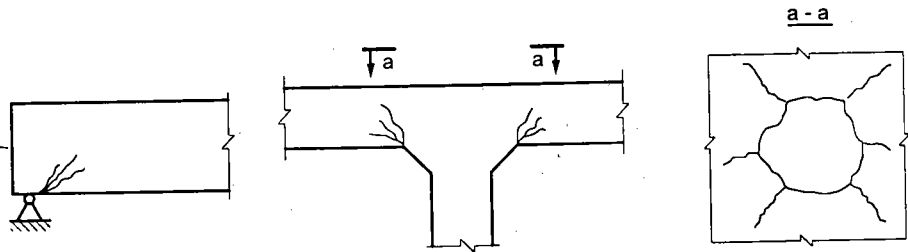


Hình 2.5. Khe nứt tại dầm

Các khe nứt do lực cắt thường xảy ra tại các vị trí của kết cấu có ứng lực cắt lớn nhất. Đối với dầm và bản những khe nứt này thường xuất hiện gần với phạm vi gối tựa. Khe nứt xuất phát từ mép gối tựa phát triển chéo vào phía trong nhịp một góc khoảng 45° . Do khe nứt này phân bê tông tại đầu dầm hoặc bản không còn làm nhiệm vụ truyền tải trọng lên gối tựa nữa, dầm và bản có nguy cơ rơi xuống. Đối với các loại sàn nấm hoặc móng bê dưới cột dạng sàn nấm, những khe nứt này thường xuất hiện quanh phạm vi nấm cột. Các khe nứt này chứng tỏ rằng sàn đã bị chọc thủng và có nguy cơ sụp xuống (hình 2.7).



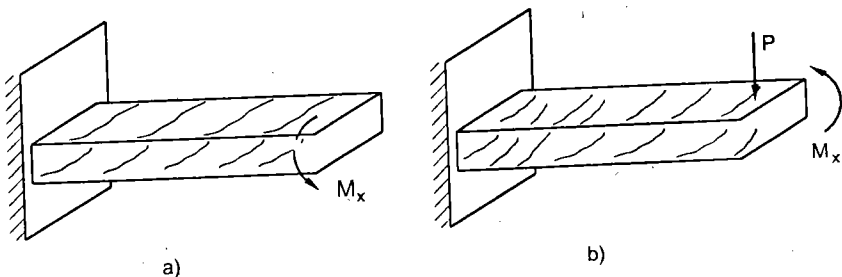
Hình 2.6. Các khe nứt dọc do chịu nén



Hình 2.7. Các khe nứt do lực cắt

Đôi khi có những vết nứt xuất hiện tại phạm vi nút khung cứng, nơi thường có lực cắt và mômen đều lớn. Những vết nứt này làm giảm độ cứng liên kết của khung, liên kết cứng sẽ trở thành liên kết khớp dẻo làm cho độ cứng của khung giảm theo.

Trường hợp cấu kiện chịu xoắn, các khe nứt có phương xiên một góc 45° so với trục của cấu kiện. Khả năng chịu xoắn của cấu kiện bê tông cốt thép không cao. Khi cấu kiện chịu tác dụng đồng thời của mômen uốn, lực cắt và mômen xoắn, cấu kiện bị phá hoại theo tiết diện vênh, các khe nứt biểu hiện tuy có khác chút ít với chịu xoắn thuần túy nhưng vẫn có thể nhận ra sự có mặt của mômen xoắn (hình 2.8).

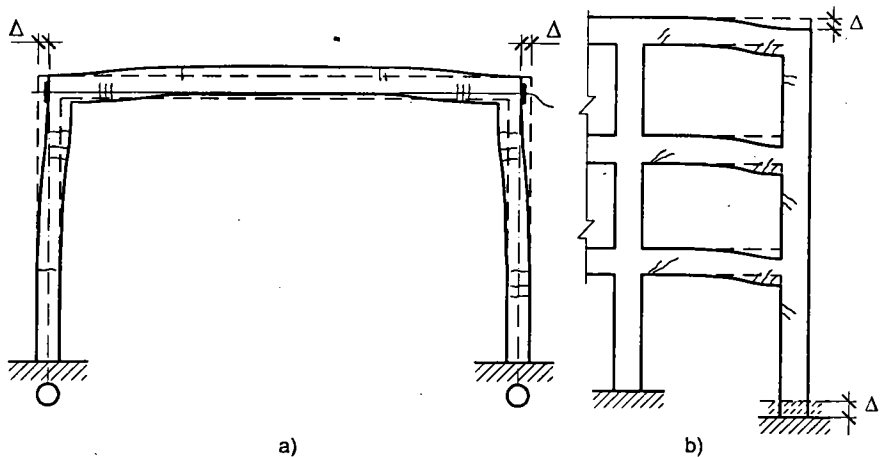


Hình 2.8. Các khe nứt trong cấu kiện chịu xoắn

a) Xoắn thuần túy; b) Xoắn, uốn, cắt.

Ngoài ra tải trọng do chuyển vị cưỡng bức gây ra cũng tác động đáng kể đến kết cấu như trong trường hợp ứng dụng kỹ thuật ứng lực trước căng sau cho các kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc trường hợp lún không đều của nền móng đều có thể gây nứt cho các cấu kiện có liên quan.

Tùy theo hướng chuyển vị cưỡng bức mà gây nên các trạng thái ứng lực trong kết cấu và xuất hiện các khe nứt tương ứng (hình 2.9). Các khe nứt này biến động theo thời gian, theo độ lún của công trình, theo nhiệt độ và độ ẩm của môi trường, theo hiện tượng từ biến và co ngót của vật liệu và kết cấu bê tông cốt thép.



Hình 2.9. Các khe nứt do chuyển vị cưỡng bức

a) Do tác động của ứng lực trước căng sau;

b) Do lún không đều.

Đối với các công trình kỹ thuật như ống khói, tháp nước, bể chứa, silô, bunke, estacad, móng máy, tường chắn v.v... trạng thái chịu lực cũng khá phức tạp.

Đối với các công trình cao như ống khói, tháp nước, tháp vô tuyến ... dưới tác dụng của tải trọng gió ngoài tác dụng tĩnh còn phải xét đến tác dụng động lực. Trong điều kiện nhất định nào đó có thể gây nên cộng hưởng và có thể gây sự cố. Ống khói bê tông cốt thép còn chịu sự tác động của nhiệt độ. Cần xác định giải pháp cách nhiệt sao cho nhiệt độ tại mặt trong ống khói không vượt quá nhiệt độ cho phép đối với vật liệu bê tông cốt thép và xác định tiết diện cốt thép chống nứt cho ống khói. Nếu bài toán nhiệt không được giải quyết thỏa đáng, kết cấu ống khói sẽ bị phá hủy.

Đối với kết cấu giá đỡ đường ống, ứng lực do dẫn nhiệt của hệ thống đường ống tác động trực tiếp lên hệ thống kết cấu giá đỡ. Nếu không bố trí và cấu tạo hợp lý các khối nhiệt độ, hệ thống bù dẫn và liên kết giữa đường ống với giá đỡ, ứng lực nhiệt trong hệ thống kết cấu giá đỡ có thể vượt quá khả năng chịu tải của kết cấu, làm cho hệ thống kết cấu bị xô lệch, rạn nứt.

Đối với các kết cấu vỏ mỏng dùng ứng lực trước như silô, bể chứa ... ngoài tác động của lực gió, trọng lượng bản thân, áp lực nước hoặc vật liệu chứa lên thành và đáy còn phải đề cập đến ứng lực trước của thép vòng khi chưa có vật liệu chứa bên trong. Do những kết cấu này khá mỏng, độ mảnh tương đối lớn cho nên rất dễ mất ổn định khi căng cốt thép ứng lực trước.

Một dạng kết cấu thường hay gặp trong xây dựng công nghiệp là móng máy động lực. Ngoài những đòi hỏi cần đáp ứng về cường độ nền đất, khả năng chịu tải của kết cấu móng bê tông cốt thép còn phải xét đến bài toán rung động: tức là phải tính sao cho biên độ dao động không vượt quá biên độ cho phép của từng loại máy tương ứng, móng không bị cộng hưởng. Khi một trong những yêu cầu trên không đáp ứng được, móng không thể làm việc được.

Một hiện tượng đáng chú ý là hiện tượng mỏi của vật liệu. Dưới tác dụng trùng lặp nhiều lần của tải trọng, trong bê tông các khe nứt phát triển làm tăng độ thấm của bê tông từ đó có thể kéo theo các tác nhân ăn mòn thâm nhập làm suy yếu các đặc trưng cơ lý của bê tông. Hiện tượng mỏi gây nên sự suy thoái lực dính tức là lực liên kết giữa tập hợp vữa và cốt liệu để hình thành cường độ của bê tông. Khi lực dính suy thoái, cường độ của bê tông giảm xuống. Hơn nữa khi lực dính giữa bê tông và cốt thép suy giảm, sự làm việc đồng thời giữa bê tông và cốt thép không còn đảm bảo làm cho khả năng chịu tải của kết cấu giảm theo.

Đồng thời do tác dụng trùng lặp của tải trọng, những vết nứt li ti trong cốt thép xuất hiện và phát triển làm giảm tiết diện cốt thép do đó cũng góp phần làm giảm khả năng chịu tải của kết cấu. Kết cấu bị phá hoại do hiện tượng mỏi thường không có biến dạng lớn mà có tính chất phá hoại giòn [11] [29].

Ngoài ra trong nhiều trường hợp, nhóm tải trọng bất lợi gây nên sự cố nghiêm trọng cho công trình.

Do mưa nhiều thời gian mưa kéo dài có thể gây sụt lở đất, phá hủy đường sá, cầu cống hoặc các công trình xây dựng khác. Dòng lũ có thể mang theo cả những khúc cây lớn va đập vào trụ cầu hoặc những công trình trên dòng nước chảy qua gây không ít tổn thất cho công trình.

Tác động của tải trọng gió trong điều kiện nước ta được coi là một yếu tố quan trọng tác động lên các công trình xây dựng, đặc biệt là đối với các công trình cao. Hiện tượng lốc đã làm cho một số công trình phụ trợ và tường rào nhà máy supe phôtphat Lâm Thao bị đổ vào đầu thập niên 90. Hiện tượng này cũng đã

xảy ra tại một số nơi ở miền Bắc nước ta như Vĩnh Phú, Trảng Kênh (Hải Phòng), Nông Cống (Thanh Hoá) Quỳnh Lưu (Nghệ An) v.v... đã làm đổ một số nhà ở, trường học và đường dây tải điện. Trong trường hợp khi luồng gió bị thu hẹp do những vật cản có vị trí, kích thước và hình dáng thích hợp có thể tạo nên hiệu ứng "hình phễu" làm tăng tốc độ và áp lực lên công trình. Hiện tượng này đã làm cho một số tháp làm lạnh ở Ferry bridge (Anh) bị phá hủy vào năm 1965 [38].

Về hiện tượng động đất ở nước ta tuy không đến mức trầm trọng nhưng cũng đã xảy ra và gần đây trận động đất tại Tuần Giáo Lai Châu cũng đã gây hư hỏng và phá hủy một số công trình xây dựng.

Những sự cố do sai lầm trong quá trình thi công hoặc vận hành khai thác cũng có thể gây ra những tác động đáng kể. Chẳng hạn khi vận hành cầu trục gầu ngoạm, do không chú ý trong khi thao tác đã làm cho gầu ngoạm va đập mạnh xuống nền xưởng làm rạn nứt hoặc phá hủy nền xưởng hoặc nguy hiểm hơn là vói nền bê tông cốt thép, răng gầu ngoạm có thể móc cả cốt thép lõi lên làm cho cầu trục bị vượt tải do đó có thể gây hư hỏng cho các dầm cầu trục. Hoặc trường hợp phương tiện vận tải thủy đâm vào trụ cầu và làm cho cầu bị sụp đổ.

Ngoài ra còn phải kể đến các sự cố cháy nổ, đặc biệt là bom đạn trong chiến tranh đã gây hư hỏng không ít cho các công trình xây dựng trên đất nước ta trong thời kỳ chiến tranh giữ nước vừa qua. Dưới tác dụng phá hoại của bom đạn, công trình bị va đập mạnh, gây nứt nẻ, làm yếu các liên kết, do bị thấm đột dẫn đến giảm khả năng chịu tải, tăng biến dạng và đẩy nhanh quá trình xuống cấp của công trình.

2.5. NHỮNG SAI SÓT TRONG CÔNG TÁC KHẢO SÁT, THIẾT KẾ, THI CÔNG VÀ VẬN HÀNH KHAI THÁC CÔNG TRÌNH

Khi xảy ra sự cố đổ vỡ công trình người ta thường nói nhiều đến lý do khách quan nhưng xét cho cùng thì lý do khách quan chỉ là cá biệt còn hầu hết mọi hư hỏng đều do con người gây ra.

Nguyên nhân chính là do:

- Yếu kém về năng lực chuyên môn, không đủ kiến thức và kinh nghiệm cũng như thiếu thông tin trong lĩnh vực xây dựng;
- Sợ ý, thiếu cẩn thận và thiếu tinh thần trách nhiệm;
- Do tự ý rút bớt vật liệu, thay thế bằng vật liệu kém chất lượng hoặc bỏ qua các công đoạn đảm bảo chất lượng công trình.

Những sai sót gây hư hỏng cho công trình được biểu hiện từ khâu chủ trương cho đến các khâu khảo sát, thiết kế, thi công và cuối cùng là người quản lý vận hành sử dụng công trình.

Sự cố xảy ra có khi chỉ do một nguyên nhân gây ra nhưng không ít những trường hợp do nhiều nguyên nhân kết hợp. Theo số liệu thống kê được về 163 sự cố các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp trong nước từ 1962 đến nay cho thấy hầu hết các sự cố đều do con người gây ra [10] trong đó:

- Do sai phạm trong công tác khảo sát 22%
- Do sai phạm trong công tác thiết kế 58,9%

- Do sai phạm trong công tác thi công 42,3%
- Do những sai phạm khác 3%

Theo các số liệu thống kê gần đây tại Mỹ, Canada, Anh và một số nước châu Âu [31] đã chỉ ra rằng sai lầm do con người gây ra là yếu tố duy nhất gây hư hỏng cho công trình, trong đó:

- Do sai phạm trong công tác thiết kế 51%
- Do sai phạm trong công tác thi công 40%
- Do sử dụng, bảo trì 16%

Lần theo những sai phạm này mới có thể xác định được một cách khách quan nguyên nhân gây hư hỏng công trình.

Khâu chủ trương ở đây được hiểu là mục tiêu xây dựng công trình trong đó bao hàm các nội dung về mục đích sử dụng và quy mô công trình, các yêu cầu đáp ứng về công năng và tiện nghi sử dụng. Chủ trương này ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng khai thác công trình và với mức độ nhất định có ảnh hưởng đến các mặt kinh tế, xã hội tại địa bàn xây dựng hoặc trong phạm vi rộng lớn hơn. Những sai lầm trong khâu này có thể gây nên những hư hỏng vô hình cho công trình mà trong tài liệu này không đề cập tới dạng hư hỏng đó. Dưới đây chỉ đề cập đến những sai sót trong các khâu khảo sát, thiết kế thi công và khâu quản lý vận hành sử dụng công trình làm ảnh hưởng đến chất lượng công trình và có thể dẫn đến tình trạng hư hỏng đặc biệt là đối với kết cấu bê tông cốt thép.

2.5.1. Những sai sót trong khâu khảo sát

Công tác khảo sát để phục vụ cho thiết kế bao gồm khảo sát địa hình, địa chất công trình, địa chất thủy văn, môi trường

khí hậu thủy văn, môi trường xây dựng tại khu vực xây dựng công trình. Qua thống kê [10] cho thấy trong số những sự cố công trình trong những năm gần đây, những sự cố do nguyên nhân sai sót trong khâu khảo sát chiếm một tỷ lệ không nhỏ. Tuy nhiên trong cuốn sách này không đề cập đến những sai sót gây ra cho bất kỳ loại công trình nào mà chỉ đề cập đến những vấn đề có liên quan và ảnh hưởng trực tiếp đến vật liệu bê tông và kết cấu bê tông cốt thép làm việc trong điều kiện áp lực đất, nước và môi trường tại địa điểm xây dựng.

Các số liệu về mực nước ngầm, động thái và tính chất hóa học của nước ngầm ảnh hưởng không nhỏ đến việc thiết kế công trình ngầm. Các giải pháp chống ăn mòn và chống thấm cho những công trình này phụ thuộc hoàn toàn vào áp lực của nước ngầm, động thái và các thành phần hóa học của nước ngầm. Người ta [27] [29] nhận thấy rằng khi hàm lượng các tác nhân ăn mòn có trong đất và nước vượt quá những giá trị cho trong các bảng 2.3, 3.2, 3.3 bê tông có khả năng bị ăn mòn.

Về mức độ tác động của sulfat lên bê tông được nêu trong bảng 2.3.

Bảng 2.3. Mức độ tác động lên bê tông của đất và nước có chứa sulfat với nồng độ khác nhau

Mức độ tác động	% sulfat hòa tan (CaSO_4) trong đất	Phần triệu sulfat (CaSO_4) trong nước
Không đáng kể	0 - 0,1	0 - 150
Có tác động	0,1 - 0,2	150 - 1000
Tác động đáng kể	0,2 - 0,5	1000 - 2000
Tác động mạnh	> 0,5	> 2000

Kết cấu bê tông cốt thép cũng rất nhạy cảm với khí hậu thời tiết và môi trường công nghiệp. Môi trường khí hậu thời tiết như nhiệt độ, độ ẩm, lượng mưa, hướng và tốc độ gió v.v.. đều là các yếu tố quan trọng tác động lên kết cấu bê tông của thép. Đặc biệt là môi trường công nghiệp như khí thải hoặc nước thải có chứa tác nhân ăn mòn cũng như các đặc điểm hoạt động của công nghệ như nhiệt độ, độ ẩm, rung động hoặc nguy cơ cháy nổ là những nguyên nhân quan trọng dẫn đến tình trạng xuống cấp hoặc hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép. Như vậy khi không có sự phối hợp hoặc phối hợp không chặt chẽ giữa người khảo sát với người thiết kế, các số liệu khảo sát cung cấp cho thiết kế có thể thiếu hoặc không đủ tin cậy dẫn đến tình trạng sai sót trong thiết kế, đặc biệt là các giải pháp bảo vệ kết cấu không phù hợp, không bảo vệ được kết cấu trước sự tác động của ngoại lực cũng như của môi trường xung quanh, tuổi thọ kết cấu do đó sẽ bị suy giảm.

2.5.2. Những sai sót trong khâu thiết kế

Theo số liệu thống kê những sự cố công trình tại Việt Nam [10, 31], Mỹ, Canada và một số nước châu Âu cho thấy nguyên nhân chủ yếu là do những sai sót trong khâu thiết kế.

Những sai sót này xuất phát từ khâu *số liệu ban đầu*, các *giải pháp kết cấu và vật liệu*, tính toán kết cấu và lập bản vẽ chi tiết, kiểm tra và giám sát thực hiện.

a. Những số liệu ban đầu

Những số liệu này là căn cứ pháp lý cho người thiết kế thực hiện.

Từ sơ đồ dây chuyền công nghệ, bố trí thiết bị, không gian kiến trúc và đặc điểm khai thác vận hành của công trình, xác lập sơ đồ kết cấu. Với những số liệu không đầy đủ và thiếu chính xác dẫn tới những sai lầm trong việc xác định tải trọng, lập sơ đồ tính toán, xác định nội lực và cấu tạo chi tiết. Có những công trình mới xây dựng đã phải gia cố do thay đổi yêu cầu sử dụng. Có những công trình bị ăn mòn trầm trọng vì khi thiết kế không nắm được tính chất của dây chuyền công nghệ có khả năng gây ăn mòn kết cấu.

Các số liệu khảo sát về địa chất công trình, địa chất thủy văn, khí hậu cung cấp cho thiết kế có ảnh hưởng quyết định đến các giải pháp xử lý nền móng cũng như kết cấu công trình. Những sự cố thường xảy ra khi các số liệu thiếu chính xác hoặc người thiết kế chưa biết khai thác những số liệu được cung cấp. Nhiều công trình bị lún sụt nặng nề do không nắm được cấu trúc các tầng đất dưới đế móng, nhiều cuộc xử lý nền cọc rất tốn kém đã được tiến hành do bỏ sót hiện tượng cátơ hoặc những biến động địa chất có liên quan đến xây dựng nền móng đã chỉ rõ tầm quan trọng của tính chính xác và chi tiết các số liệu khảo sát địa chất công trình.

b. Giải pháp kết cấu và vật liệu

1. Kết cấu móng

Theo số liệu thống kê [10] cho thấy nguyên nhân gây ra các sự cố là do kết cấu nền móng chiếm tới 61,2% trong khi phần thân công trình chỉ chiếm 41,5%. Như vậy những sai sót của giải pháp kết cấu nền móng là nguyên nhân quan trọng nhất dẫn đến các sự cố công trình.

Nhưng giải pháp kết cấu nền móng phụ thuộc chủ yếu vào giải pháp xử lý đất nền. Lĩnh vực này không thuộc phạm vi đề cập của cuốn sách. Vì vậy dưới đây chỉ đề cập đến riêng phần kết cấu nền móng.

Móng bê tông cốt thép thường thuộc loại móng mềm, về mặt chịu tải móng làm việc không khác với cấu kiện chịu uốn khác. Tuy vậy do liên quan đến nền đất cho nên kết cấu móng có thể gặp phải một số bất hợp lý trong thực tế thiết kế và xây dựng làm ảnh hưởng đến chất lượng toàn bộ công trình.

Về mặt chịu lực: có thể vì một lý do nào đấy, móng chịu tác động lệch tâm quá lớn (móng chân vịt) mà không có biện pháp phân phối bớt mômen tại đế móng, ứng suất cực đại của nền đất dưới đế móng (σ_{\max}) có thể vượt quá khả năng chịu tải của nền đất (R), có thể gây lún lệch rất nguy hiểm cho công trình.

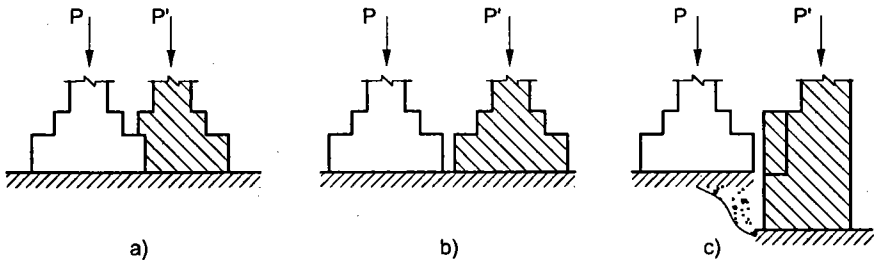
Tại các khe lún, nếu không có các biện pháp hữu hiệu, móng hai bên có thể bị lún lệch làm cho công trình tại hai phía khe lún bị vênh nhau ảnh hưởng đến hoạt động khai thác của công trình, đặc biệt là đối với các công trình có cầu trục hoạt động vì đường ray bị gián đoạn qua khe lún.

Trường hợp xây dựng công trình mới giáp với công trình có sẵn có thể xảy ra tình trạng:

- Móng công trình mới đặt chồng lên móng công trình cũ, truyền tải trọng lên móng cũ làm tăng ứng suất dưới đế móng cho nên độ lún của móng cũ tăng lên có thể gây nứt công trình cũ (hình 2.10.a).
- Móng mới đặt sát móng cũ, dù không đè lên móng cũ nhưng vẫn ảnh hưởng đến móng cũ do ứng suất dưới đáy móng cũ tại phạm vi lân cận móng mới sẽ tăng lên cho

nên móng cũ vẫn bị lún thêm, nếu không có biện pháp ngăn chặn, móng cũ vẫn lún thêm và công trình vẫn bị ảnh hưởng (hình 2.10.b).

- Móng mới đặt cách móng cũ với để móng sâu hơn móng cũ, ngoài hiện tượng làm tăng ứng suất trong đất nền dưới đế móng cũ còn có tình trạng làm sụt lở đất dưới đế móng cũ, có thể gây lún nguy hiểm (hình 2.10.c).



Hình 2.10. Móng công trình mới giáp móng công trình cũ

- a) Móng mới chồng lên móng cũ;
b) Móng mới giáp móng cũ; c) Móng mới sâu hơn móng cũ.

- Thiết kế quá nhiều loại móng trong cùng một công trình và với những độ sâu khác nhau, khó khống chế độ lún đồng đều, công trình dễ bị lún lệch.
- Kết cấu móng thiếu thép hoặc bị chọc thủng.
- Đối với các công trình dạng tháp như tháp vô tuyến, tháp nước, ống khói... dễ có nguy cơ bị lật nếu hệ số an toàn chống lật không đảm bảo khi móng chịu tải trọng ngang như gió, động đất. Hiện tượng tường chắn đất bị lật hoặc bị trượt cũng là do thiết kế không chú ý kiểm tra về mặt ổn định của móng [16].

Hiện tượng rung động mạnh, có biên độ vượt quá giá trị cho phép hoặc xảy ra tình trạng cộng hưởng là do khi thiết kế không nắm được các tính năng của thiết bị, chưa coi trọng các bài toán kiểm tra về dao động như biên độ dao động cực đại, độ chênh tần số giữa tần số riêng của kết cấu với tần số dao động cưỡng bức của thiết bị gây chấn [16].

Về khía cạnh bảo vệ, kết cấu móng làm việc trong môi trường ăn mòn có thể có những sai sót như:

- Thiếu các giải pháp chủ động chống ăn mòn cho móng bằng cách tạo các mương rãnh thu gom và dẫn nước thải có tính ăn mòn thoát ra nơi xử lý, để nước thải ngấm tụ do xuống đất nền, gây ăn mòn móng. Điều này thường xảy ra trong một số các công trình có liên quan đến hóa chất, không những chỉ gây ăn mòn móng mà còn hủy hoại nền đất có thể gây sụt lỏ cho công trình.
- Về bản thân kết cấu móng, lớp bê tông bảo vệ không đủ dày, cốt thép dễ bị ăn mòn.
- Các lớp bảo vệ sơ sài không cách ly được sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn vào kết cấu móng.
- Khe thi công tại mặt móng đôi khi cũng tạo nên chỗ yếu dễ bị thâm nhập các tác nhân ăn mòn nếu vị trí khe nằm thấp hơn độ cao nền nhà.

2. Kết cấu các phần thân công trình

Giải pháp kết cấu, đối với kết cấu bê tông cốt thép có thể là kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ, kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép và kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước. Kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ thường có dạng siêu tĩnh, có độ cứng cao được ứng dụng rộng rãi tuy nhiên khá nhạy cảm với độ lún lệch.

Nếu trong tính toán không đề cập đến hiện tượng này, khi móng đặt trên nền đất yếu hoặc không đồng nhất, kết cấu có thể bị nứt khi độ lún lệch vượt quá giới hạn cho phép.

Đối với kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép tuy ít nhạy cảm hơn do hiện tượng lún lệch nhưng các mối nối giữ một vai trò rất quan trọng. Trong điều kiện ẩm ướt hoặc môi trường ăn mòn, các mối nối không được bảo vệ tốt rất dễ bị ăn mòn làm cho kết cấu mất khả năng làm việc. Có những nhà lắp ghép tấm lớn mới sử dụng khoảng 10 năm đã bị xuống cấp trầm trọng [4].

Trường hợp sử dụng hệ khung khớp trên nền đất yếu là không hợp lý. Mặc dù khung vẫn không bị hư hỏng khi xảy ra hiện tượng lún không đều nhưng kết cấu bao che bị nứt do biến dạng quá lớn. Trong trường hợp này không phát huy được độ cứng của kết cấu bê tông cốt thép để cùng tham gia chịu lực với tường chèn [6] [10].

Việc dùng kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước trong điều kiện không bảo vệ chống gỉ được cho cốt thép sẽ có nguy cơ xảy ra sự cố đặc biệt là công trình được đặt tại vùng có khí hậu biển hoặc ăn mòn hóa chất. Đã có một cầu bê tông cốt thép ứng lực trước ở miền Bắc xảy ra sự cố do cốt thép ứng lực trước bị ăn mòn đứt.

Trong trường hợp kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước loại căng sau cần đề phòng ứng lực gây ra trong bê tông trong quá trình căng cốt thép. Lực căng này có thể khá lớn, có khi lên tới hàng trăm tấn [32].

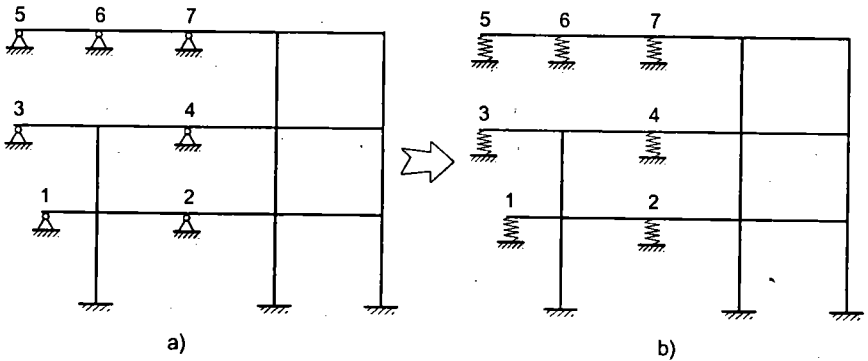
◆ Sơ đồ tính toán và xác định nội lực

Xác định tải trọng và tổ hợp tải trọng là khâu quan trọng nhất trong quá trình tính toán kết cấu. Nhiều sự cố xảy ra do

xác định sai hoặc thiếu các yếu tố tải trọng, hoặc không dựa trên tổ hợp tải trọng bất lợi nhất. Những sai sót này thường xảy ra khi thiếu các số liệu ban đầu hoặc người thiết kế không nắm được dây chuyền công nghệ, bố trí thiết bị và đặc điểm vận hành khai thác công trình.

Sơ đồ tính toán được lập ra căn cứ vào sơ đồ kết cấu và các dạng tải trọng tác động. Sơ đồ tính toán phản ánh trung thực tính chất chịu tải của kết cấu. Kết quả tính toán nội lực phụ thuộc vào sơ đồ tính toán với các tổ hợp tải trọng. Việc chọn kích thước tiết diện của kết cấu liên quan đến sự phân phối nội lực trong kết cấu và tình trạng ổn định của kết cấu. Vì một lý do nào đó mà chọn tiết diện quá mảnh có thể xảy ra tình trạng mất ổn định cục bộ hoặc tổng thể rất nguy hiểm cho công trình. Việc bố trí các khe co dãn, khe lún nhằm tránh cho kết cấu những ứng lực phụ do sự thay đổi nhiệt độ hoặc tình trạng lún không đều của công trình gây ra. Khi khoảng cách giữa các khe co dãn vượt quá một giới hạn nào đó hoặc khe lún bố trí không thích hợp trong kết cấu có thể phát sinh những ứng lực đáng kể góp phần gây nên tình trạng quá tải của công trình.

Việc đơn giản hóa sơ đồ tính toán không đúng với thực tế làm việc của kết cấu sẽ dẫn đến kết quả tính toán nội lực sai. Chẳng hạn để đơn giản cho việc tính toán, kết cấu không gian được quy về hệ phẳng một cách gò ép với quan niệm gối tựa một cách tùy tiện. Việc coi các dầm dọc hoặc dầm côngxon như gối tựa cố định cho các dầm của khung ngang là sai với thực tế làm việc của hệ thống [10]. Những gối tựa này thực chất là những gối tựa đàn hồi với các độ cứng khác nhau (hình 2.11). Sai lầm này đã dẫn đến công trình bị nứt trầm trọng.



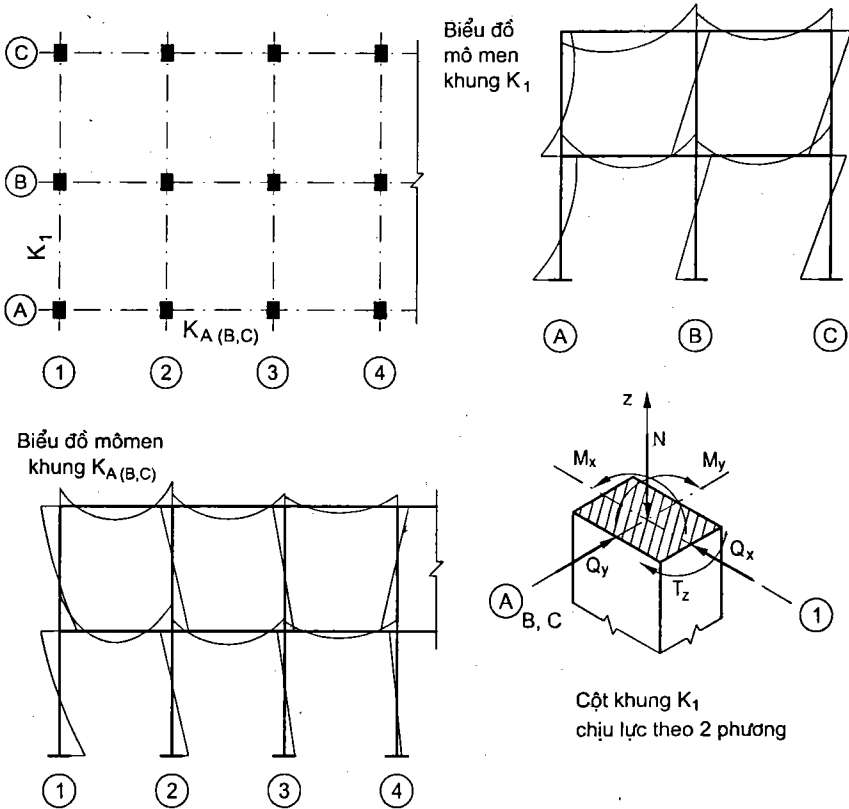
Hình 2.11. Sơ đồ tính toán được quy về khung phẳng khi các điểm 1, 2, 3... 7 tựa trên các dầm dọc

- a) Sơ đồ tính toán sai (coi 1, 2, 3, ..., 7 là gối tựa cố định);
 b) Sơ đồ tính toán đúng (coi 1, 2, ..., 7 là gối tựa đàn hồi với các độ cứng tương ứng).

Hoặc khi tính toán người thiết kế chỉ chú ý đến khung ngang mà không chú ý đến sự làm việc của khung dọc. Hiện tượng nứt các bức tường dọc là hậu quả của tình trạng quá tải đối với kết cấu khung dọc. Và cũng do không chú ý đến sự làm việc của khung dọc cho nên khi tính toán khung ngang ngoài cùng của hệ thống người ta thường bỏ qua tình trạng làm việc theo hai phương của chúng. Thực tế là cột chịu lực lệch tâm theo hai phương và dầm có thể bị xoắn. Đặc biệt là đối với các cột góc trạng thái chịu lực càng phức tạp hơn (hình 2.12).

Ngoài những sai sót trên còn phải kể đến những bất cập của các giả thiết tính toán kết cấu hiện nay như coi kết cấu làm việc trong giai đoạn đàn hồi và tính toán theo sơ đồ không biến dạng cũng như việc tính toán tách rời giữa phần nền móng với phần kết cấu bên trên hoặc bỏ qua hiện tượng phân bố lại ứng

lực trong kết cấu [24] cũng đóng góp phần nào cho trạng thái chịu tải bất lợi của kết cấu. Tuy nhiên đây là một vấn đề phức tạp đã vượt ra ngoài phạm vi đề cập của cuốn sách.



Hình 2.12. Sự làm việc của khung dọc và khung ngang ngoài cùng của hệ thống

Việc xác định nội lực ngày nay đã đơn giản hơn nhiều so với trước đây. Ngày nay máy tính là công cụ đắc lực để giải các bài toán kết cấu, chúng ta có thể giải được những bài toán phức tạp mà trước đây khó có thể thực hiện được. Tuy nhiên quá tin vào

máy tính lại là một dạng sai lầm mới có thể dẫn đến những sai lầm về cách đánh giá khả năng chịu tải của công trình.

Không phải bất kỳ một chương trình tính toán nào cũng có thể nhận biết được điều mà bất kỳ một kỹ sư tập sự nào cũng nhận biết được là dây cáp không thể chịu nén. Việc sử dụng máy tính thiếu cảnh giác có thể dẫn đến những sai lầm tai hại.

Đó là chưa kể đến việc nhập số liệu sai vào máy tính

◆ Cấu tạo chi tiết

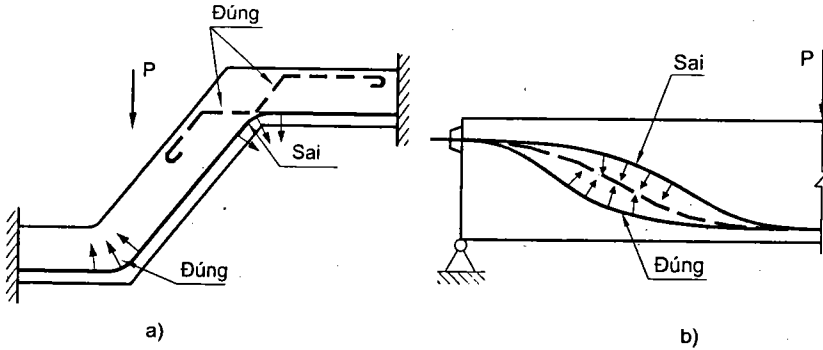
Người ta nhận thấy rằng đa số các sự cố xuất phát từ những chi tiết cấu tạo không hợp lý:

- *Bố trí cốt thép không hợp lý*: trong kết cấu bê tông cốt thép, cốt thép chịu ứng lực kéo, như vậy cốt thép phải đặt đủ tiết diện và đúng vị trí cần thiết ứng với ứng lực kéo trong kết cấu. Khi các ứng lực kéo này vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông, kết cấu sẽ phát sinh khe nứt nhưng khi ứng lực kéo vượt quá khả năng chịu kéo của cốt thép thì kết cấu có nguy cơ xảy ra sự cố [30].

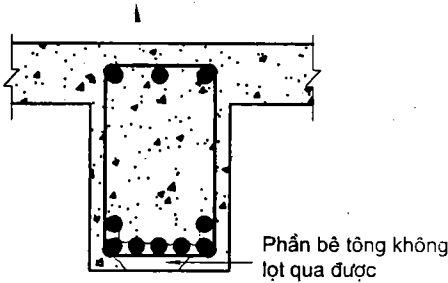
Cốt thép chịu kéo luôn có xu hướng duỗi thẳng, cho nên phải đặt sao cho cốt thép có chỗ tựa vững chắc để đảm bảo khả năng chịu kéo chống lại ứng lực kéo trong bê tông. Trường hợp đặt sai quy cách cốt thép không thể làm việc được (hình 2.13).

Đặt cốt thép quá dày làm cho bê tông không lọt vào được, bê tông bị rỗ (hình 2.14). Tình trạng này là do việc chọn tiết diện kết cấu không hợp lý, tiết diện quá bé.

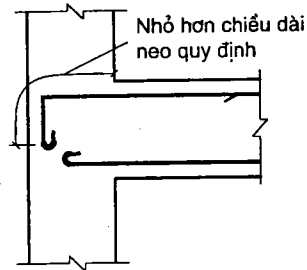
Tại các nút cứng, chiều dài cốt thép không đủ neo vào nút (hình 2.15)



Hình 2.13. Cách đặt cốt thép chịu kéo tại cầu thang (a) và cốt thép ứng lực trước kéo sau tăng dần (b)



Hình 2.14. Tiết diện bị rỗ do cốt thép quá dày

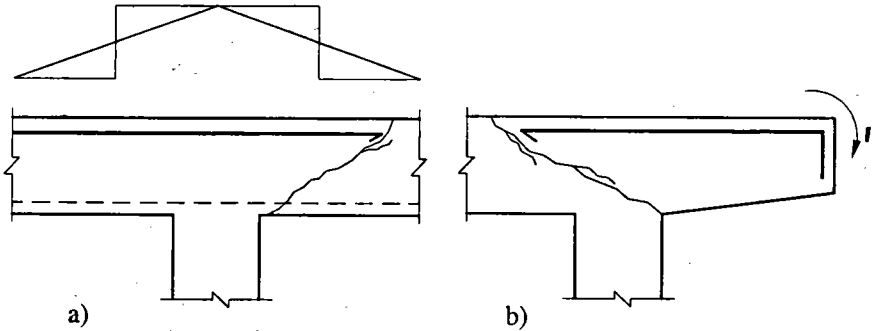


Hình 2.15. Neo cốt thép chịu kéo vào nút cứng

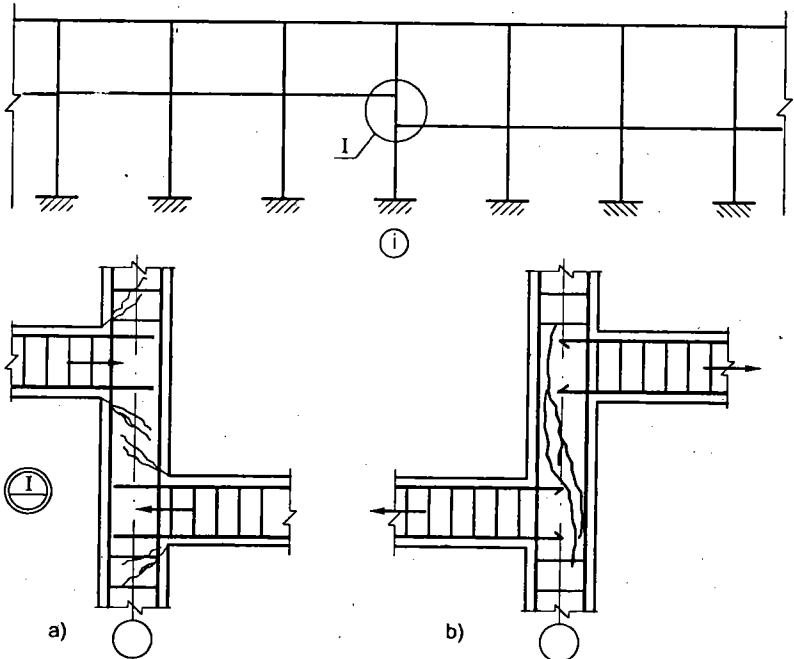
Cốt thép không đủ dài để chịu mômen âm tại kết cấu dầm hoặc côngxon (hình 2.16)

- Do hệ thống không có khe co giãn, với nhiệt độ tăng cao kết hợp với cấu tạo hệ giằng dọc lệch độ cao có thể gây ra khe nứt trong cột do lực cắt (hình 2.17a). Cũng trong trường hợp thiếu khe co giãn, khi nhiệt độ giảm xuống

kết hợp với hiện tượng co ngót và đặt cốt thép dầm không hợp lý đã làm cho cột bị nứt (hình 2.17b) [31].



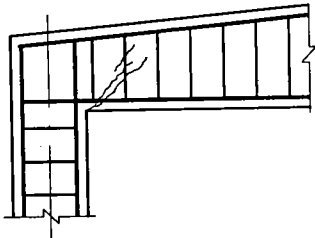
Hình 2.16. Cốt thép chịu mômen âm không đủ chiều dài



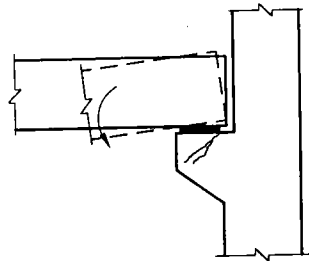
Hình 2.17. Nứt cột do thiếu khe co dãn

- Do cốt thép chống cắt của dầm không đảm bảo khả năng chống cắt, gây ra những khe nứt xiên tại đầu dầm [16] (hình 2.18).
- Chi tiết liên kết phải phản ánh được trung thực sơ đồ tính toán. Khi chi tiết liên kết không hợp lý có thể dẫn đến tình trạng phá vỡ liên kết hoặc làm thay đổi trạng thái chịu lực của kết cấu.

Gối tựa khớp do cấu tạo không hợp lý, khi xoay mặt dưới của dầm ép lên đầu vai cột tạo nên áp lực lớn và có thể làm nứt vai cột (hình 2.19).



Hình 2.18. Các khe nứt xiên đầu dầm do không đảm bảo khả năng chống cắt



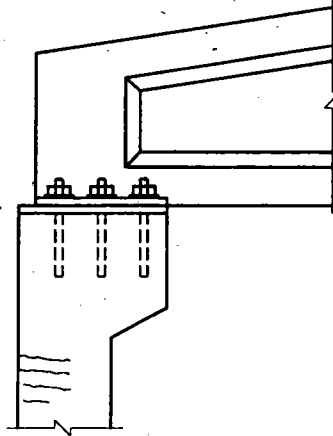
Hình 2.19. Gối tựa bị nứt

Gối tựa khớp tại đỉnh cột, do cấu tạo không hợp lý biến thành liên kết ngàm. Với kết cấu mái khá nặng, gây mômen tại đầu cột và bề gãy đầu cột có thể góp phần gây nên sự cố (hình 2.20).

Gối tựa ngàm không đảm bảo ổn định: những kết cấu mái hắt, ban công đua ra khá xa có thể xảy ra sự cố do thiếu đối trọng.

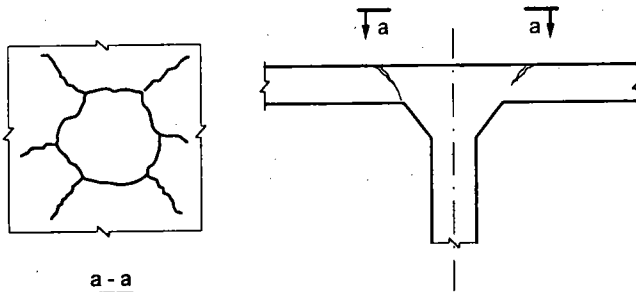
Gối tựa tại khe co giãn không trượt được do có cấu tạo không hợp lý. Tính chất co giãn do đó không thực hiện được cho

nên phát sinh ứng lực nhiệt trong kết cấu khi có nhiệt độ thay đổi. Khe co giãn mất tác dụng.



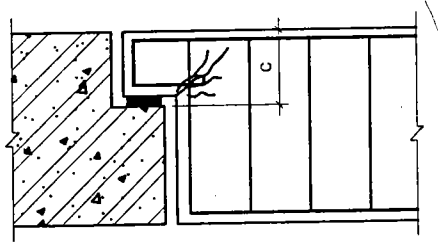
Hình 2.20. Liên kết tại đỉnh cột không hợp lý

Đối với các sàn nầm, với sàn không đủ dày, mũ cột không đủ rộng, bố trí cốt thép không hợp lý dễ xảy ra tình trạng bị chọc thủng (hình 2.21).



Hình 2.21. Sàn nầm bị chọc thủng

Trong trường hợp kết cấu lắp ghép, có hiện tượng nứt tại mộng dầm vì cắt mộng quá sâu và không đặt cốt thép hợp lý, không đảm bảo khả năng chống cắt (hình 2.22).



Hình 2.22. Nứt tại mộng dầm lắp ghép

Giải pháp bảo vệ kết cấu có tầm quan trọng đặc biệt để duy trì và kéo dài tuổi thọ công trình.

Hiện có khá nhiều công trình bị xuống cấp do tình trạng ăn mòn hóa chất. Khi thiếu các giải pháp bảo vệ hữu hiệu càng góp phần thúc đẩy quá trình xuống cấp đó.

Những sai sót thường gặp trong khâu bảo vệ chống ăn mòn như:

- Chưa có giải pháp chủ động dẫn tránh các tác nhân ăn mòn ra khỏi phạm vi công trình nhằm ngăn chặn sự thâm nhập của chúng vào kết cấu công trình.
- Thiết kế chống ăn mòn không triệt để từ khi bắt đầu xây dựng công trình mà thường chỉ xử lý trong giai đoạn sửa chữa, bảo trì. Xử lý chống ăn mòn trong giai đoạn này khó hơn nhiều so với khi bắt đầu xây dựng mới.
- Đối với bản thân kết cấu bê tông cốt thép, chất lượng các thành phần vật liệu, mác bê tông, độ đặc chắc của bê tông có ảnh hưởng lớn đến khả năng chống thấm, chống ăn mòn của bê tông đồng thời chiều dày lớp bê tông bảo vệ có ảnh hưởng đến khả năng chống ăn mòn cho cốt thép. Khi

không đạt được những yêu cầu trên, các tác nhân ăn mòn có thể thấm sâu vào kết cấu và việc xử lý trở nên vô cùng khó khăn.

- Đối với các bộ phận công trình thường xuyên tiếp xúc với môi trường ăn mòn như sàn nhà, chân tường và cột nhà mà không có các giải pháp bảo vệ như ốp lát, bọc lót bằng các vật liệu phù hợp sẽ nhanh chóng bị xuống cấp.
- Những chi tiết liên kết trong các công trình bê tông cốt thép lắp ghép nếu không được bảo vệ cẩn thận có thể bị ăn mòn phá hủy và công trình sẽ có nguy cơ không còn đứng vững được.

2.5.3. Những sai sót do thi công

Những sự cố công trình do sai phạm trong công tác thi công chiếm một tỷ lệ khá lớn, chỉ đứng sau nguyên nhân do thiết kế gây ra. Những sai phạm trong công tác thi công thể hiện ở nhiều dạng khác nhau tùy theo điều kiện cụ thể của từng trường hợp. Những sai phạm trong công tác thi công thường gặp như:

- Mác bê tông không đảm bảo theo yêu cầu của thiết kế. Có những công trình được thiết kế bê tông M200, khi kiểm tra để nghiệm thu có chỗ chỉ đạt 70 kg/cm^2 [16]. Có công trình được thiết kế với các mác bê tông khác nhau, chẳng hạn bê tông cột M200, bê tông dầm M300 nhưng khi đổ bê tông cho công trình đều chỉ dùng một loại M200 [16]. Có nhiều nguyên nhân làm cho mác bê tông không đảm bảo như chất lượng và tỷ lệ các thành phần không thỏa đáng, xi măng kém phẩm chất, cốt liệu yếu và không sạch, đầm không kỹ, bảo dưỡng không tốt v.v...

- Bê tông bị rỗ bề mặt là do không khí hoặc nước tụ lại tại thành ván khuôn, do đầm không kỹ hoặc bỏ sót, tỷ lệ thành phần không hợp lý, vữa bê tông có thể quá khô, bê tông bị phân tầng không trộn lại, ván khuôn không kín để chảy hết nước xi măng, cốt thép quá dày bê tông không lọt vào được.

Ngoài hiện tượng rỗ bề mặt còn có hiện tượng bê tông bị rỗng và rỗ tổ ong, trong bê tông tồn tại những lỗ hổng lớn không có bê tông hoặc những vùng có cốt liệu rời rạc thiếu hẳn vữa xi măng. Nguyên nhân gây ra hiện tượng này ngoài những lý do đã đề cập trên còn phải kể đến tình trạng cốt thép đặt quá dày, kích thước cốt liệu lại quá lớn. Những lỗ hổng này thường xảy ra tại đáy dầm, cốt thép hầu như bị lộ ra ngoài, hoàn toàn không có lớp bảo vệ bao phủ. Tại giao diện giữa cột và dầm, tại các góc cột hoặc tại các vị trí đặt các bản thép chôn sẵn cũng là những nơi dễ xảy ra hiện tượng bê tông rỗng.

- Bề mặt bê tông bị nứt do hiện tượng co ngót trong quá trình thủy hóa. Đầu tiên là co ngót dẻo sau đó là co ngót khi khô. Để xảy ra tình trạng này có thể là do: dùng loại chất kết dính không phù hợp, có độ co ngót lớn trong quá trình thủy hóa, cốt liệu bẩn, hàm lượng xi măng quá cao, tỷ lệ $\frac{N}{X}$ cao, để nắng gió làm khô bề mặt, không kịp thời bảo dưỡng đặc biệt là trong thời điểm từ 1h đến 5h sau khi đổ bê tông độ co ngót mạnh nhất.
- Công tác ván khuôn chưa tốt như: dùng ván khuôn có chất lượng kém, như nứt nẻ, mục nát, cong vênh, khi đổ bê tông nước và vữa xi măng thoát ra ngoài làm giảm yếu cường độ bê tông. Cột chống yếu hoặc chống quá thừa, gối

tựa của cột chống không đảm bảo có thể gây biến dạng hoặc lún sụt trong quá trình thi công. Dỡ ván khuôn sớm quá, trước khi kết cấu bê tông cốt thép chịu được tải trọng, ít nhất là trọng lượng bản thân cũng ảnh hưởng lớn đến chất lượng kết cấu.

- Cốt thép bị han gỉ nhiều, bề mặt cốt thép bẩn do bám bụi, dầu mỡ... không được làm sạch sẽ làm giảm độ bám dính của bê tông với cốt thép dẫn đến giảm khả năng chịu tải của kết cấu. Đặt cốt thép thiếu, sai vị trí hoặc không đúng chủng loại, không những không đảm bảo khả năng chịu tải mà có khi còn có thể xảy ra tai nạn. Mái hắt bị lật là do đặt cốt thép sai vị trí.
- Đối với các kết cấu làm việc trong môi trường ăn mòn, chất lượng thi công các lớp phủ bảo vệ, các lớp bọc lót quyết định tuổi thọ của kết cấu. Nếu phần bảo vệ chống ăn mòn không đảm bảo, công trình mau chóng bị phá hoại đặc biệt là trong môi trường ăn mòn hóa chất.

2.6. TÌNH TRẠNG KHAI THÁC CÔNG TRÌNH VÀ CHẾ ĐỘ BẢO TRÌ

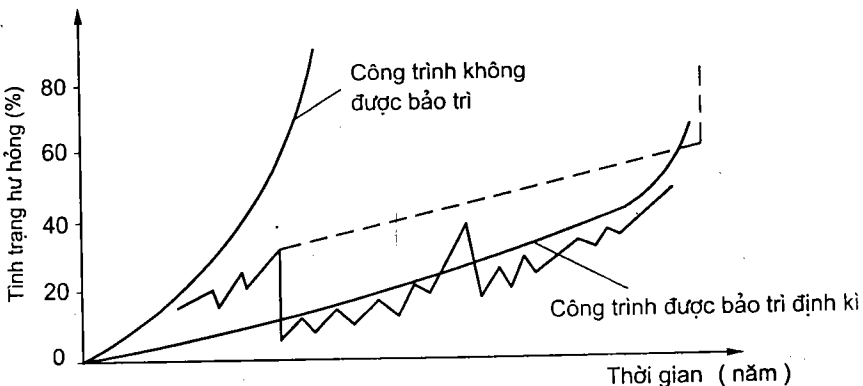
"Cửa bên tại người", câu nói luôn luôn đúng cho mọi trường hợp. Tình trạng khai thác công trình và chế độ bảo trì quyết định tuổi thọ công trình. Tình trạng khai thác công trình có thể gây ra những tác động xấu cho công trình như:

- Việc sử dụng công trình không đúng với chức năng ban đầu theo thiết kế chẳng hạn phòng học biến thành hội trường, hội trường biến thành nhà kho, nhà kho biến thành xưởng sản xuất với các thiết bị động lực với tải

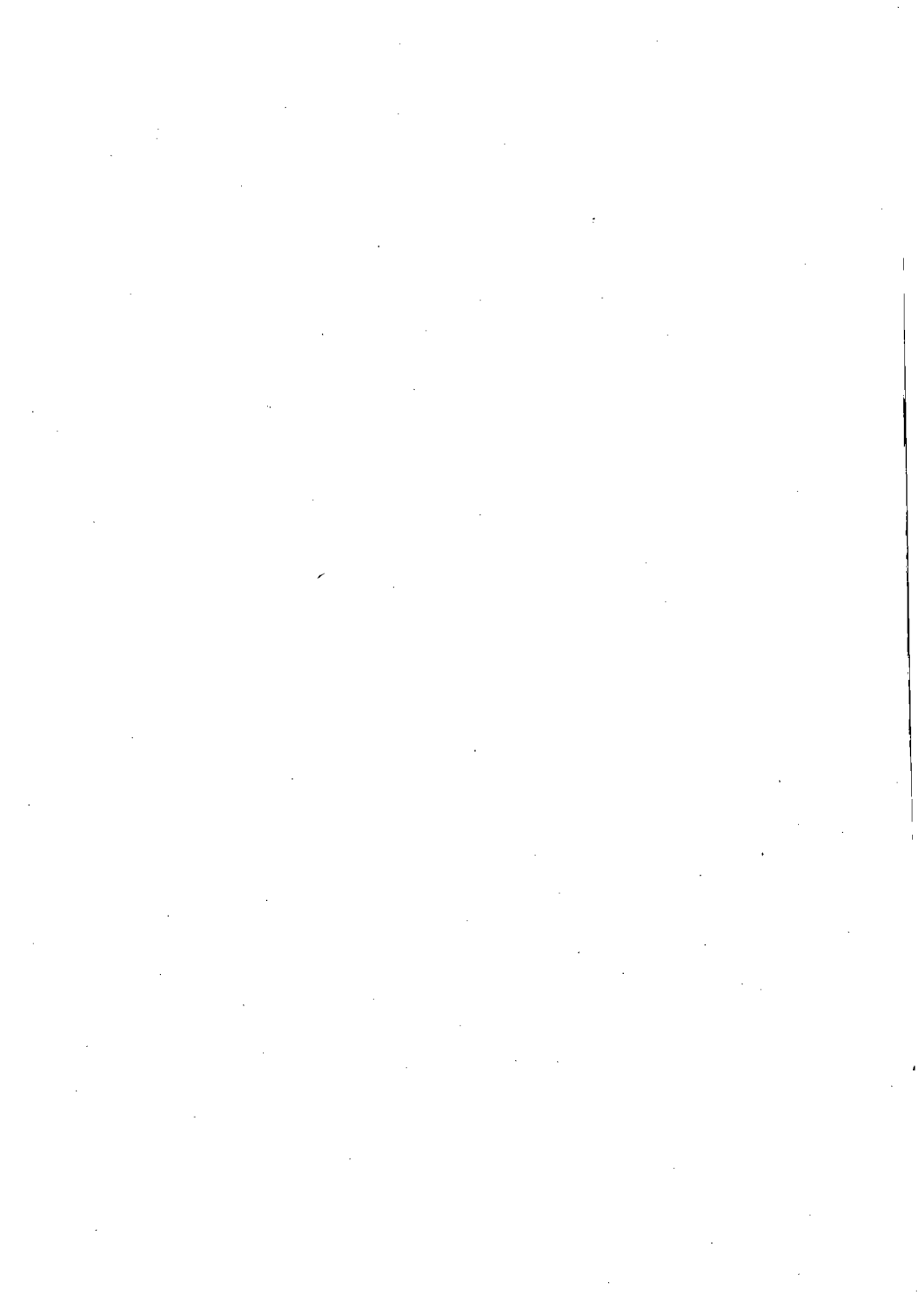
trọng lớn v.v... Do đó tải trọng tăng lên, kết cấu không đảm bảo khả năng chịu tải.

- Trong quá trình khai thác sử dụng công trình thiếu ý thức bảo vệ, như gây những va chạm mạnh lên kết cấu công trình, làm đổ vường vãi các hóa chất ăn mòn, đồ nước thấm vào tường, nền, ăn mòn kết cấu đồng thời nước thấm xuống đất nền có thể làm yếu khả năng chịu tải của đất nền, gây lún sụt cho công trình.
- Sửa chữa, cải tạo một cách tùy tiện, làm thay đổi sơ đồ kết cấu và tải trọng mà không có biện pháp xử lý, không những gây mất mỹ quan mà còn gây nên tình trạng suy giảm khả năng chịu tải của kết cấu dẫn đến mất an toàn cho người sử dụng.

Ngoài ra trong quá trình khai thác công trình mà không có kế hoạch bảo trì định kỳ làm cho công trình ngày càng xuống cấp và đến một thời điểm nào đó công trình sẽ bị phá hủy. Như vậy chế độ bảo trì công trình hợp lý là biện pháp kéo dài tuổi thọ cho công trình (xem hình 2.23).



Hình 2.23. Bảo trì định kỳ kéo dài tuổi thọ của công trình



3

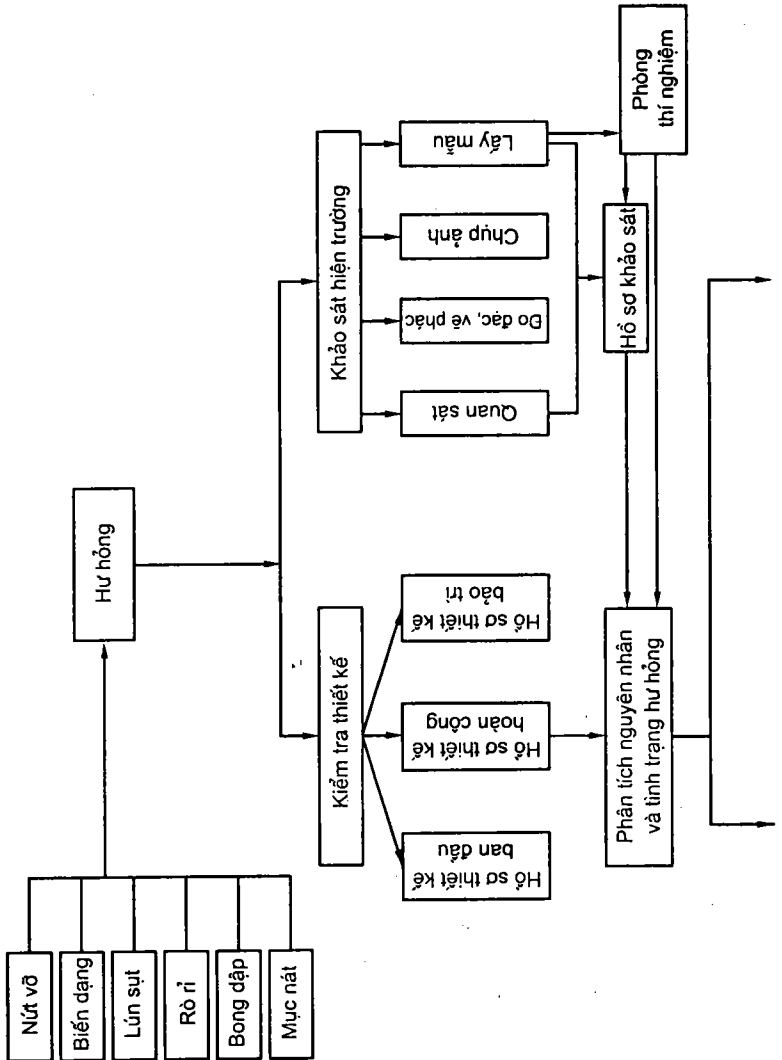
KHẢO SÁT ĐÁNH GIÁ TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP. THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG SỬA CHỮA, GIA CỐ

3.1. CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐÁNH GIÁ TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

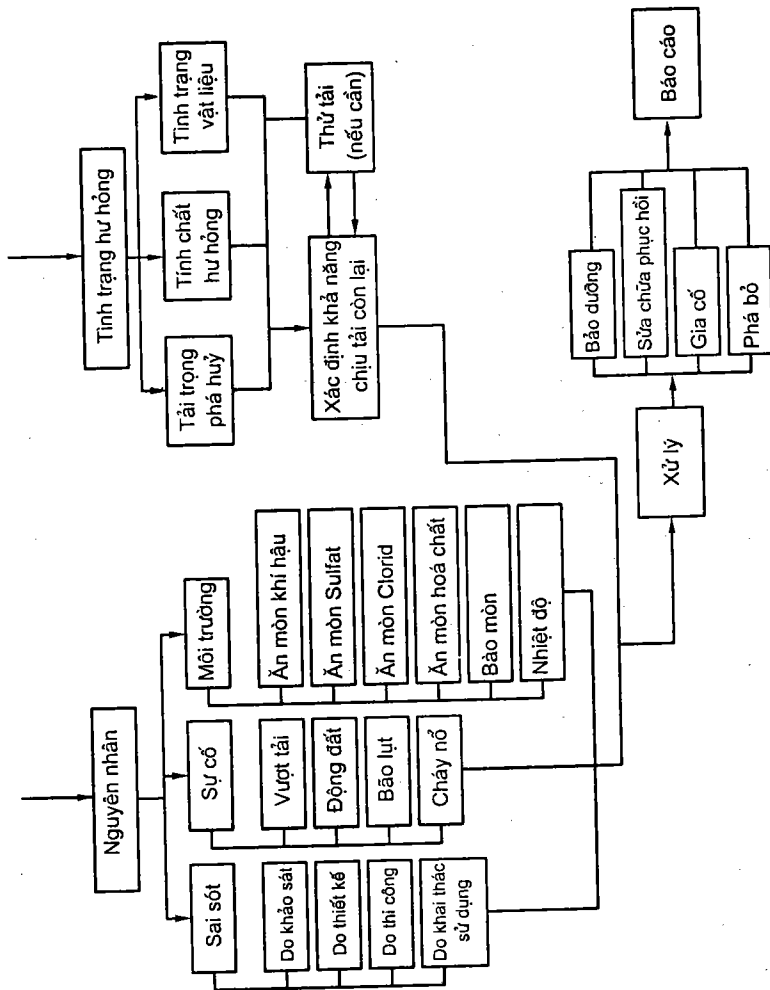
3.1.1. Nội dung công tác khảo sát

Khảo sát để đánh giá tình trạng hư hỏng của kết cấu công trình là bước đầu tiên của công tác sửa chữa, phục hồi và gia cố công trình. Đối tượng khảo sát gồm:

- Các công trình đã bị xuống cấp qua thời gian sử dụng lâu ngày, chịu tác động của môi trường thiên nhiên hoặc do con người gây ra, có biểu hiện suy giảm về khả năng chịu tải như sự xuất hiện các vết nứt ngày một nhiều và phát triển nhanh, biến dạng tăng quá giới hạn cho phép, có hiện tượng thoái hóa về các đặc trưng cơ lý của vật liệu, hiện tượng ăn mòn kết cấu v.v...
- Các công trình bị hư hỏng do các sự cố như gió bão, lụt lội, hỏa hoạn, động đất, cháy nổ, bom đạn v.v...
- Các công trình có nghi vấn về chất lượng thiết kế và thi công.
- Các công trình có yêu cầu thay đổi về công năng sử dụng.



Hình 3.1. Sơ đồ nội dung công tác khảo sát



Hình 3.1. Sơ đồ nội dung công tác khảo sát (tiếp theo)

Công tác khảo sát phải đạt được các yêu cầu:

- Đánh giá đúng tính chất và mức độ hư hỏng của kết cấu công trình và tìm ra nguyên nhân gây hư hỏng;
- Đánh giá được khả năng chịu tải thực tế còn lại của công trình.

Các số liệu về những hư hỏng, khuyết tật được thể hiện trên toàn bộ kết cấu công trình. Những số liệu này có thể đáp ứng được đầy đủ cho việc thiết kế sửa chữa phục hồi hoặc gia cố công trình.

Công tác khảo sát đánh giá tình trạng hư hỏng của kết cấu công trình bao gồm những nội dung sau:

- Kiểm tra hồ sơ thiết kế;
- Khảo sát công trình tại hiện trường, kết hợp với phòng thí nghiệm xác định chất lượng vật liệu và các yếu tố ảnh hưởng đến chất lượng công trình. Khi cần có thể khảo sát thêm về địa chất công trình để nắm được sự biến động các đặc tính cơ lý của đất nền;
- Phân tích tình trạng hư hỏng và nguyên nhân;
- Xác định khả năng chịu tải còn lại của kết cấu công trình;
- Cung cấp đầy đủ số liệu cho công tác thiết kế sửa chữa hoặc gia cố;
- Kiến nghị xử lý;

Nội dung công tác khảo sát có thể tham khảo theo sơ đồ cho trên hình 3.1.

3.1.2. Kiểm tra hồ sơ thiết kế

Để có căn cứ xác định chất lượng hiện trạng của công trình cần tiến hành tìm hiểu hồ sơ thiết kế của công trình đó. Hồ sơ thiết kế của công trình bao gồm:

- Hồ sơ thiết kế ban đầu;
- Hồ sơ thiết kế hoàn công.

Trong trường hợp công trình đã qua một vài lần sửa chữa cải tạo hoặc gia cố, còn cần phải tìm hiểu thêm hồ sơ thiết kế của các đợt sửa chữa này.

3.1.2.1. Hồ sơ thiết kế ban đầu

Hồ sơ thiết kế ban đầu bao gồm:

- Các dữ liệu cung cấp cho thiết kế;
- Các bản tính kỹ thuật (nếu có) và toàn bộ bản vẽ thi công của công trình.

a. Các dữ liệu cung cấp cho thiết kế bao gồm

- Công năng sử dụng công trình và các đặc điểm của yêu cầu công nghệ. Tuổi thọ dự kiến của công trình.
- Các yêu cầu công nghệ cần được đáp ứng như mặt bằng, hình khối, quy mô kích thước của công trình, các số liệu về tải trọng và tác động, các yêu cầu đặc biệt của quá trình công nghệ như hạn chế độ rung, nhiệt độ, độ ẩm môi trường, tính chất của khí thải, nước thải hoặc các chất thải rắn v.v..
- Các số liệu về điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn, như các số liệu về địa hình, địa chất công

trình, các đặc trưng cơ lý của đất nền, mực nước ngầm và tính chất của nước ngầm. Các số liệu về khí tượng thủy văn như nhiệt độ, độ ẩm không khí, tình hình mưa, gió, bão lụt, động đất, các dòng chảy, tính chất của môi trường khu vực xây dựng v.v...

b. Giải pháp kết cấu, chi tiết cấu tạo và tính toán

Trước hết cần xem xét tính hợp lý của giải pháp kết cấu đối với phương diện công năng sử dụng của công trình, điều kiện làm việc và môi trường tác động lên công trình, điều kiện và kỹ thuật thi công cũng như điều kiện bảo trì công trình. Phát hiện những chi tiết bất hợp lý có thể là nguyên nhân gây nên sự cố hoặc những yếu tố bất lợi khác góp phần gây nên tình trạng xuống cấp của công trình. Chẳng hạn việc áp dụng kết cấu bê tông ứng lực trước trong môi trường ăn mòn hóa chất mà không có biện pháp bảo vệ hữu hiệu có thể dẫn đến nguy cơ sụp đổ công trình.

Về giải pháp kết cấu và cấu tạo còn phải xét đến sơ đồ kết cấu, vật liệu sử dụng, kích thước tiết diện và các chi tiết liên kết. Sơ đồ kết cấu và các chi tiết cấu tạo phải phù hợp với sơ đồ tính toán và đáp ứng được yêu cầu về khả năng chịu tải. Ngoài ra còn cần phải xem xét các giải pháp bảo vệ cho công trình như chống cháy nổ, chịu nhiệt độ cao, chịu được tác động của môi trường ăn mòn hóa chất.

Về tính toán kết cấu, qua các thời kỳ tuy phương pháp tính toán nội lực có được cải tiến nhưng kết quả tính toán không thay đổi lớn, trong lúc các tiêu chuẩn, quy phạm lại có những thay đổi cho phù hợp với điều kiện công nghệ mới cho nên khi tính toán kiểm tra kết cấu, cần tuân theo các tiêu chuẩn, quy

phạm hiện hành. Hiện nay việc tính toán kiểm tra các dạng kết cấu thông dụng đã trở nên thuận lợi hơn nhờ việc áp dụng các chương trình tính toán kết cấu có sẵn, điều quan trọng là sơ đồ tính toán phải chính xác.

3.1.2.2. Hồ sơ thiết kế hoàn công

Trong hồ sơ thiết kế hoàn công của công trình phải bao gồm

- Các văn bản điều chỉnh nhiệm vụ thiết kế ban đầu dẫn đến sửa chữa lại kết cấu cho phù hợp với dây chuyền công nghệ hoặc các biên bản xử lý sửa đổi thiết kế cho phù hợp với thực tế trong quá trình thi công.
- Những biến động về vật liệu như thay đổi các loại vật liệu như loại bê tông, mác bê tông, các cốt liệu, loại cốt thép, cường độ cốt thép, các loại vật liệu bảo vệ chống ăn mòn v.v... Những thay đổi về số liệu ban đầu như điều kiện địa chất công trình, địa chất thủy văn, khí hậu v.v...
- Các hiện tượng ảnh hưởng đến chất lượng công trình trong quá trình thi công như mưa bão, lụt lội, các hiện tượng rò rỉ, cát chảy ... và các giải pháp xử lý.
- Bản vẽ thể hiện các chi tiết đã sửa đổi.

3.1.2.3. Hồ sơ thiết kế sửa chữa bảo trì

Đối với các công trình xây dựng đã qua sửa chữa, một vài lần, cần tìm hiểu các hồ sơ này nhằm làm rõ quá trình chịu tải của công trình và những thay đổi so với thiết kế ban đầu. Qua đó có thể kiểm tra mức độ tác dụng, hiệu quả của những lần sửa chữa đó để có biện pháp xử lý thích hợp cho công trình.

3.1.3. Khảo sát hiện trạng

Để đánh giá được chính xác tình trạng hư hỏng của công trình và đề xuất được các giải pháp xử lý phù hợp không thể bỏ qua khâu quan sát tại hiện trường.

Với sự quan sát sắc bén của chuyên gia xây dựng giàu kinh nghiệm, tình trạng hư hỏng của công trình sẽ được phơi bày khá rõ, ít nhất là những nét cơ bản. Trong khâu khảo sát tại hiện trường có thể phát hiện được những khuyết tật, hư hỏng như:

- Những sai lệch kích thước của kết cấu, kích thước tiết diện;
- Các hiện tượng lún sụt, xiêu vẹo của công trình;
- Các vết nứt thể hiện trên bề mặt của kết cấu;
- Tình trạng xuống cấp và các khuyết tật trên bề mặt kết cấu như rỗ, bong rộp, mủn nát, tách vữa, biến màu;
- Tình trạng rò rỉ, thấm ướt hoặc mao dẫn, những chỗ tụ nước, rêu mốc ...
- Hiện tượng ăn mòn kết cấu bê tông và cốt thép.

Trong quá trình khảo sát có thể sử dụng các phương tiện và công cụ thông dụng như các loại thước dây, quả dọi, thủy bình, búa tay hoặc các loại máy quang học như kính vĩ, thủy bình, kính lúp, ống nhòm, máy ảnh, giấy chỉ thị màu v.v...

Kết quả của việc khảo sát bằng mắt thường trực quan tại hiện trường là có thể vẽ lên được sơ đồ, xác định được các vị trí bị hư hỏng, mô tả được tình trạng hư hỏng về tính chất cũng như mức độ. Qua khảo sát bằng mắt thường có thể sơ bộ xác định nguyên nhân gây ra hư hỏng. Đồng thời căn cứ vào tình trạng hư hỏng thực tế, lập kế hoạch tiến hành khảo sát tỉ mỉ bằng các phương tiện chuyên dùng để phát hiện được chính xác

những khuyết tật và hư hỏng của kết cấu như chiều sâu khe nứt, vị trí các lỗ rỗng tổ ong nằm khuất trong kết cấu, cách bố trí cốt thép, đường kính cốt thép v.v... Đặc biệt là đối với những công trình không có bản vẽ thiết kế, công tác khảo sát hiện trường là căn cứ duy nhất để đánh giá tình trạng hư hỏng của công trình.

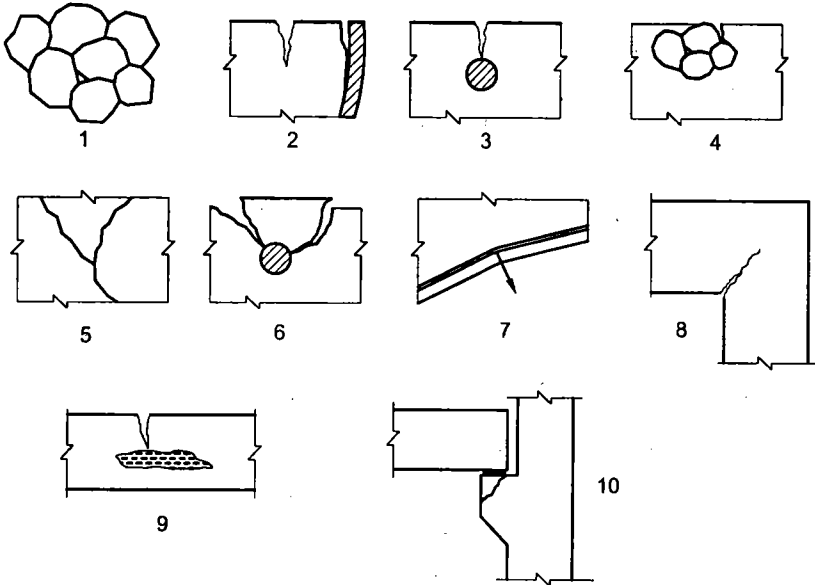
3.1.3.1. Kiểm tra khe nứt và biến dạng của công trình

a. Kiểm tra khe nứt

Các khe nứt xuất hiện trong kết cấu bê tông cốt thép có thể là do hiện tượng co ngót trong quá trình thủy hóa xi măng, do kết cấu bị quá tải, do lún không đều, do biến dạng nhiệt hoặc do hiện tượng mỏi của vật liệu. Ứng với mỗi nguyên nhân, trên kết cấu xuất hiện các dạng khe nứt khác nhau. Ngoài những dạng khe nứt đã nêu trong mục 2.4, những dạng khe nứt khác có thể tham khảo hình 3.2.

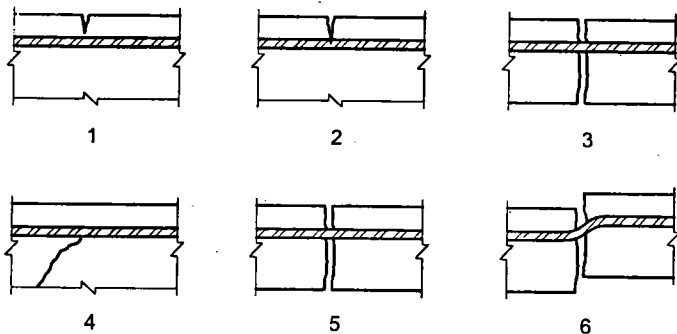
Căn cứ vào các đặc điểm hình học của khe nứt mà ta phân biệt khe nứt nông, khe nứt sâu, khe nứt xuyên suốt, khe nứt ngầm, khe nứt do chuyển vị tịnh tiến, khe nứt do trượt v.v... (hình 3.3)

Bề rộng và bề sâu khe nứt là hai chỉ số quan trọng thể hiện mức độ hư hỏng của kết cấu. Để đo bề rộng khe nứt bé có thể dùng các tấm thép có chiều dày khác nhau ướm thử vào khe nứt, đối với các khe nứt có bề rộng lớn hơn có thể dùng thước milimet để đo bình thường. Để xác định độ sâu khe nứt có thể dùng phương pháp siêu âm với điều kiện là khe nứt phải mở và liên tục, khe nứt phải hoàn toàn khô ráo [1].



Hình 3.2. Một số các khe nứt tiêu biểu

1- khe nứt do bị cacbonat hóa; 2- do bị xô ván khuôn; 3- do co ngót dẻo tại vị trí có cốt thép; 4- do co ngót vuông góc với bề mặt cốt liệu; 5- do co ngót khô; 6- do bị ăn mòn cốt thép; 7- do đặt sai cốt thép; 8- do ứng suất cục bộ; 9- do nước trong bê tông đóng băng dẫn nở thể tích hoặc hiện tượng kết tinh sản phẩm ăn mòn làm nở thể tích; 10- do cấu tạo gối tựa không hợp lý.

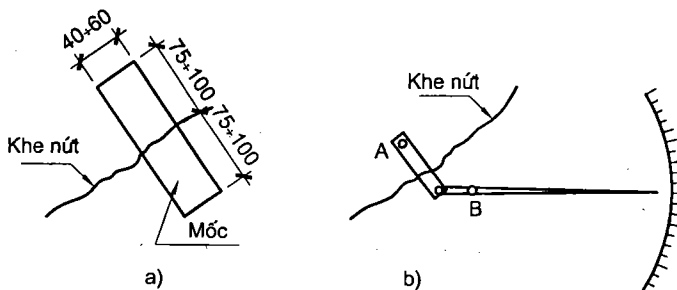


Hình 3.3. Các loại khe nứt theo đặc điểm hình học

1- khe nứt nông; 2- khe nứt sâu; 3- khe nứt xuyên suốt;
4- khe nứt ngầm; 5- khe nứt do chuyển vị tịnh tiến; 6- khe nứt do trượt.

Ngoài ra còn phải xem xét khe nứt thuộc loại đã ổn định hoặc đang biến đổi theo thời gian. Khe nứt ổn định còn gọi là khe nứt chết, nguyên nhân gây nứt đã mất. Còn khe nứt đang biến đổi theo thời gian có hai loại: loại *khe nứt ngày càng phát triển* và loại *khe nứt thay đổi theo chu kỳ* hoặc *theo tác động của tải trọng*.

Để theo dõi khe nứt có thể áp dụng phương pháp đặt mốt "con đĩa" (hình 3.4a). Mốt làm bằng vữa thạch cao gắn vào vị trí cần theo dõi vết nứt. Mốt được gắn vắt qua và thẳng góc với khe nứt. Cũng có thể sử dụng mốt có gắn đòn bẩy (hình 3.4b). Các mốt này cần được đánh số theo vị trí trên công trình để tiện theo dõi. Cần ghi rõ thời gian gắn mốt, thời gian xuất hiện khe nứt trên mốt "con đĩa", sự biến thiên bề rộng khe nứt trên mốt. Các khe nứt còn tiếp tục hoạt động còn phải gắn mốt để tiếp tục theo dõi. Thời gian theo dõi từ khi gắn mốt mới không ít hơn 20 ngày. Bề rộng cho phép của khe nứt theo TCVN 5574-91 cho trong bảng PL.1 (Phụ lục 1).



Hình 3.4. Mốt theo dõi khe nứt

b. Kiểm tra biến dạng của công trình

Biến dạng của công trình bao gồm biến dạng cục bộ và biến dạng tổng thể. Đối với biến dạng cục bộ chỉ có thể đánh giá được

biến dạng biểu kiến mà không thể đo được biến dạng thực. Chẳng hạn kiểm tra độ võng của vì kèo bằng cách đo độ võng điểm giữa của vì kèo so với hai gối tựa. Số đo này chưa hẳn đã là biến dạng của vì kèo dưới tác dụng của tải trọng mà có thể là tổng số của biến dạng thực với độ sai lệch kích thước trong khi chế tạo. Đó là chưa kể trường hợp vì kèo có cấu tạo độ võng dự phòng. Chỉ có thể đo được sự biến thiên của các biến dạng cục bộ phụ thuộc vào tải trọng tương ứng như gia số độ võng, gia số góc xoay bằng các dụng cụ đo độ võng, indicatơ, các loại tensomet cơ học hoặc điện tử v.v..

Còn biến dạng tổng thể là sự xô dịch một phần hoặc toàn bộ công trình so với vị trí ban đầu. Biến dạng tổng thể của công trình có thể là độ lún, độ nghiêng, độ xoắn vặn của công trình. Để đo độ lún cần có hệ thống mốc chuẩn đặt cố định ngoài phạm vi ảnh hưởng lún của công trình. Những mốc này rất dễ bị mất cho nên cần chọn vị trí thích đáng và có cấu tạo chắc chắn được đặt cùng lúc với thời gian thi công công trình. Để kiểm tra độ lún có thể dùng loại máy thủy bình HA-1 hoặc ống thủy theo nguyên tắc bình thông nhau, độ chính xác tới '0,1 mm. Để xác định độ nghiêng của công trình có thể dùng các loại máy kinh vĩ. Sai số cho phép trong trường hợp này có thể từ '5" đến '10". Đối với công trình thấp, có thể dùng quả dọi.

3.1.3.2. Kiểm tra cường độ và chất lượng bê tông

Để đánh giá khả năng chịu tải thực tế còn lại của công trình, cần thiết phải tiến hành kiểm tra lại các đặc trưng cơ lý của bê tông. Có hai phương pháp thí nghiệm: phương pháp phá hoại mẫu và phương pháp không phá hoại mẫu.

1. Xác định các đặc trưng cơ lý của bê tông bằng phương pháp phá hoại mẫu

Các mẫu được lấy trực tiếp trên công trình bằng biện pháp khoan lấy lõi với đường kính từ 5 đến 100 mm và chiều cao mẫu phụ thuộc vào các thông số cần kiểm tra. Chẳng hạn khi kiểm tra cường độ lấy $H/D = 2$ (H - chiều cao mẫu, D - đường kính mẫu), khi kiểm tra cường độ lắng trụ, môđun đàn hồi E -, hệ số Poisson _ lấy $H/D = 4$. Để phản ánh đúng thực trạng chất lượng vật liệu và cũng không ảnh hưởng đến độ bền của công trình, các mẫu này nên lấy tại những vị trí có ứng lực nhỏ nhất, tránh được cốt thép, đồng thời có nghi vấn về tình trạng xuống cấp.

Phương pháp kiểm tra phá hoại mẫu được thực hiện trong các phòng thí nghiệm tuy thu được độ chính xác khá cao nhưng cũng có những bất tiện như:

- Khoan lấy mẫu làm ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của kết cấu dù rằng sau đó được chèn lại.
- Công việc thực hiện không đơn giản, tiêu hao nhiều thời gian và kinh phí hơn phương pháp không phá hoại mẫu.

Vì vậy chỉ trong trường hợp thật cần thiết mới phải áp dụng phương pháp này. Hơn nữa khi áp dụng cũng chỉ thực hiện với số lượng hạn chế các mẫu, khó đại diện cho toàn bộ công trình. Trong trường hợp này người ta có thể khắc phục bằng cách thí nghiệm bổ sung bằng phương pháp không phá hoại mẫu (TKP).

2. Xác định cường độ và chất lượng bê tông bằng phương pháp thí nghiệm không phá hoại mẫu (TKP)

Phương pháp này dựa trên các nguyên lý tác động cơ học và vật lý lên đối tượng thí nghiệm. Tuy độ chính xác có sai số vào khoảng $10 \div 15\%$ so với phương pháp phá hủy mẫu nhưng việc

thực hiện khá đơn giản và nhanh chóng, rất thuận lợi cho việc xác định tính đồng nhất của vật liệu trên toàn bộ công trình.

Dùng phương pháp TKP để xác định cường độ bê tông theo nguyên lý tác động cơ học dựa trên hai đại lượng đặc trưng thu được khi tác động một lực va đập lên bề mặt bê tông là:

- Độ chối đàn hồi của bê tông;
- Biến dạng dẻo và đàn dẻo của bê tông.

Dụng cụ để đo cường độ bê tông theo độ chối đàn hồi của bê tông là các loại súng bật nảy va chạm. Thiết bị thuộc loại này hiện nay được sử dụng khá phổ biến là các loại súng bật nảy Schmidt. Súng bật nảy Schmidt có loại tự ghi và có loại không tự ghi. Căn cứ vào độ chối của búa có thể xác định được mác bê tông bằng cách so với độ chối của các mẫu chuẩn.

Dụng cụ dựa trên biến dạng dẻo và đàn dẻo là các loại búa bi hoặc súng bi. Dưới tác dụng va đập, bi để lại vết lõm trên mặt bê tông, căn cứ vào đường kính của vết lõm đó xác định được mác bê tông bằng cách so với mẫu chuẩn [11] [19]. Thuộc loại này còn có súng thử Windsor [32]. Loại này đòi hỏi năng lượng va đập lớn bằng thuốc nổ để bắn một thanh kim loại có đường kính 6mm vào trong bê tông. Chiều dài phần cắm ngập vào bê tông của thanh kim loại đo được dùng để xác định cường độ bê tông bằng cách so với mẫu chuẩn.

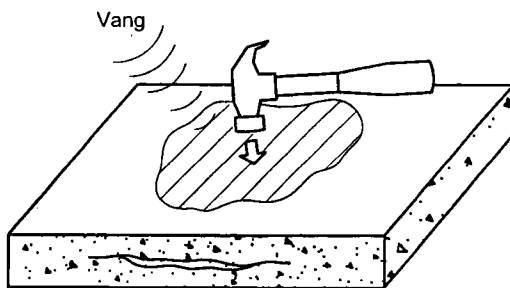
Dùng phương pháp thí nghiệm không phá hủy (TKP) để xác định cường độ và chất lượng bê tông theo các nguyên lý vật lý dựa trên các tính chất vật lý sau đây:

- Hiệu ứng các tia phóng xạ Rơngen và Gama;
- Tính chất sóng siêu âm truyền qua môi trường bê tông;
- Hiện tượng hấp dẫn từ trường.

Việc áp dụng hiệu ứng các tia phóng xạ Rơngen và Gama để khảo sát chất lượng của bê tông có thể cho trực tiếp giá trị độ chặt của bê tông mà không phải qua so sánh với mẫu chuẩn. Phương pháp này còn có thể được áp dụng để phát hiện các khuyết tật bên trong bê tông, tình hình bố trí cốt thép.

Áp dụng tính chất truyền sóng siêu âm qua môi trường bê tông có thể xác định được các đặc trưng cơ lý như cường độ, môđun đàn hồi tĩnh và động, phát hiện những khuyết tật bên trong kết cấu bê tông như các lỗ rỗng, các khe nứt, tách v.v... Khi đo các đặc trưng cơ lý của bê tông cần được xác định bằng cách so với mẫu chuẩn.

Người ta còn áp dụng hiện tượng hấp dẫn từ trường để kiểm tra chiều dày lớp bảo vệ cốt thép và vị trí cốt thép. Khi cốt thép quá dày đặc, đặt chồng chéo nhiều lớp lên nhau các thiết bị từ này cho kết quả không chính xác. Tuy nhiên phương pháp này khá nhanh và đơn giản nên khá thông dụng.



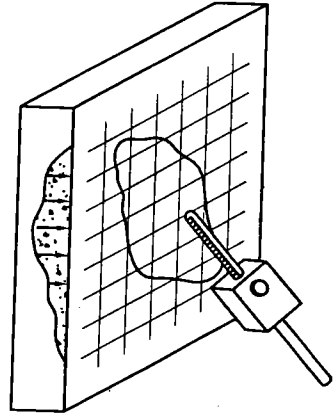
Hình 3.5. Phát hiện các khuyết tật bên trong bê tông bằng cách gõ búa

Ngoài ra, để phát hiện những khuyết tật trong bê tông người ta còn áp dụng phương pháp truyền âm và phương pháp

biểu đồ nhiệt. Khi trong bê tông có lỗ rỗng hoặc một vùng bị tách, có thể dùng búa để phát hiện, tiếng kêu danh là bê tông tốt còn tiếng kêu đục là bê tông bị nứt tách hoặc có lỗ rỗng.

Phân biệt tiếng gõ của búa, người ta vẽ ra được vùng có khuyết tật của kết cấu (hình 3.5).

Đối với những vùng bê tông có khuyết tật làm cho kết cấu bị ẩm, có thể dùng nhiệt kế (bằng nhiệt ngẫu) để phát hiện vùng bị ẩm (hình 3.6). Loại khuyết tật này cũng có thể phát hiện được bằng các phương pháp khác như phương pháp quang điện, phương pháp đánh dấu nguyên tử hoặc phương pháp dùng các hóa chất chỉ thị quét lên tường, vùng có khuyết tật sẽ biến màu có thể phát hiện được bằng mắt thường [19].



Hình 3.6. Phát hiện vùng bị ẩm bằng nhiệt kế (nhiệt ngẫu)

3.1.4. Đánh giá tình trạng ăn mòn kết cấu bê tông cốt thép

Ăn mòn là một căn bệnh khó chữa của kết cấu bê tông cốt thép. Một khi kết cấu bê tông cốt thép đã bị tác nhân ăn mòn thâm nhập, thấm sâu vào bên trong, việc xử lý sẽ khá phức tạp.

Để đánh giá tình trạng ăn mòn của kết cấu bê tông cốt thép trước tiên cần phải tìm hiểu môi trường trong đó kết cấu làm việc. Qua đó xác định tác nhân ăn mòn, cơ chế ăn mòn, tốc độ và sản phẩm của quá trình ăn mòn. Sau đó xác định mức độ ăn mòn như hàm lượng các tác nhân ăn mòn, độ sâu ăn mòn bê tông và tình trạng ăn mòn cốt thép.

Để tìm hiểu môi trường làm việc của kết cấu cần hiểu rõ đặc điểm của dây chuyền công nghệ, thành phần các chất thải như khí thải, nước thải và các chất thải rắn. Các chất này có thể phát tán trong không khí, trong nước hoặc thấm sâu vào đất nền. Nguy hiểm nhất là khi những chất thải này thấm sâu vào kết cấu công trình gây nên tình trạng ăn mòn phá hủy công trình.

Với điều kiện và phương tiện phân tích hiện nay, việc phát hiện các thành phần ăn mòn và hàm lượng của chúng có trong không khí, trong nước, trong đất hoặc ngay trong bản thân kết cấu bê tông cốt thép tương đối đơn giản và nhanh chóng qua xét nghiệm các mẫu thu được tại hiện trường. Những mẫu này thu thập tại những vị trí khả nghi có khả năng tập trung các tác nhân ăn mòn.

Để đánh giá tình trạng ăn mòn của môi trường, sau khi có kết quả phân tích các mẫu về khí thải, nước thải hoặc đất nền có thể tham khảo các số liệu cho trong các bảng 3.1, 3.2, 3.3.

Đối với bản thân kết cấu, việc lấy mẫu thí nghiệm có thể thực hiện bằng phương pháp đục hoặc khoan lấy lõi, tán thành bột trước khi đưa vào thiết bị thí nghiệm. Các mẫu đó được đánh số theo vị trí trên công trình, tên các cấu kiện, độ sâu của mẫu để tiện theo dõi kết quả.

Căn cứ vào hàm lượng các tác nhân ăn mòn, có thể xác định được mức độ tác động của chúng lên kết cấu. Chẳng hạn một khi lượng clorit trong bê tông đã vượt quá giá trị cho trong bảng 2.2 tức là kết cấu đang đứng trước nguy cơ bị ăn mòn. Đồng thời căn cứ vào hàm lượng, độ sâu thâm nhập, thời gian tác động và giải pháp bảo vệ đã áp dụng có thể xác định được tốc độ ăn mòn.

Bảng 3.1. Đánh giá tác động ăn mòn của khí thải lên bê tông [26]

Nhóm khí thải	Loại khí thải	Hàm lượng không khí (mg/l)	Độ ẩm không khí (%)	Mức độ ăn mòn
1	2	3	4	5
1	Không khí sạch	-	-	Không ăn mòn
2	Không khí có chứa		/	
	CS ₂	> 0,1		
	SiF ₄	> 0,001		
	SO ₂	< 0,02		
	HF	< 0,01	< 60	Không ăn mòn
	H ₂ S	< 0,01	60 - 75	Không ăn mòn
	NO ₂	< 0,005	> 75	Ăn mòn yếu
3	Không khí có chứa			
	SO ₂	0,02 - 0,1	< 60	Không ăn mòn
	H ₂ S	> 0,01	60 - 75	Ăn mòn yếu
	HF	0,01 - 0,05	> 75	Ăn mòn trung bình
	HCl	< 0,01		-
	NO ₂	0,005 - 0,025		-
	Cl ₂	< 0,0011		-
4	Không khí có chứa			
	SO ₂	> 0,10	< 60	Ăn mòn yếu
	HF	> 0,05	60 - 75	Ăn mòn mạnh
	HCl	> 0,01	> 75	Ăn mòn mạnh
	NO ₂ S	> 0,0025		-
	Cl ₂	> 0,001		-

Bảng 3.2. Đánh giá tác động ăn mòn lên bê tông của môi trường lỏng ở nhiệt độ thường [26]

Môi trường	Mức độ ăn mòn					
	Nhẹ		Trung bình		Mạnh	
	%	pH	%	pH	%	pH
1	2	3	4	5	6	7
Dung dịch axit		> 4		1 - 4		< 1
Dung dịch muối amoni	0,1		0,1 ÷ 0,5		> 0,5	
Dung dịch NaOH		5 ÷ 8		8 ÷ 15		> 15
Dung dịch muối sulfat của Na, Mg	< 0,5		0,5 ÷ 1,0		> 1	
Dung dịch các muối khác	< 2		2 ÷ 5		> 5	
Dung dịch đường, mật, nước hoa quả	< 0,3		0,3 ÷ 1		> 1	

Bảng 3.3. Hàm lượng tối đa cho phép của các yếu tố có hại cho bê tông có trong đất [27] (mg/l)

Yếu tố có hại	Tác động lên bê tông	Tác động lên cốt thép
pH	< 6	< 7
Độ axit	≤ 20	≤ 20
Axit sulfuric (SO ₃)	≤ 200	≤ 100
Sulfat (SO ₃)	≤ 200	≤ 300
Sulfit (S)	≈ 200	≈ 100
clorit (Cl)	< 100	≈ 100
Manhê (MgO)	< 300	≈ 100

Dưới tác động của một số tác nhân ăn mòn như sự cacbonat hóa, các loại axit, sulfat, sự hòa tan ximăng trong nước mềm v.v. sẽ làm giảm độ pH của bê tông. Điều này có khả năng làm mất đi lớp bảo vệ thụ động của cốt thép. Để kiểm tra bề dày thâm nhập của các yếu tố trên có thể dùng phương pháp sử dụng chất chỉ thị màu. Chẳng hạn khi kiểm tra chiều dày lớp cacbonat hóa của kết cấu, có thể thực hiện bằng cách lấy mẫu đưa về phòng thí nghiệm hoặc thí nghiệm trực tiếp tại hiện trường bằng chất chỉ thị màu. Chất chỉ thị màu thường dùng trong các trường hợp này là dung dịch phenolphthalein. Người ta bóc từng lớp bê tông rồi phun dung dịch này lên, nếu độ pH của bê tông $\text{pH} > 10$ bề mặt bê tông không đổi màu, còn nếu $\text{pH} < 10$ bề mặt bê tông chuyển thành màu đỏ tía. Tại bề mặt có $\text{pH} = 10$ chính là mặt giới hạn của kết cấu bê tông cốt thép bị cacbonat hóa.

Người ta còn áp dụng phương pháp phân tích thạch học để đánh giá chất lượng của bê tông dưới tác động của môi trường ăn mòn. Dùng phương pháp này có thể xác định được các thành phần của bê tông và tạp chất có trong bê tông do đó có thể xác định được một số cơ chế ăn mòn bê tông như tác động của sulfat, tình trạng phản ứng kiềm cốt liệu, tình trạng carbonat hóa hoặc tác động của băng giá v.v...

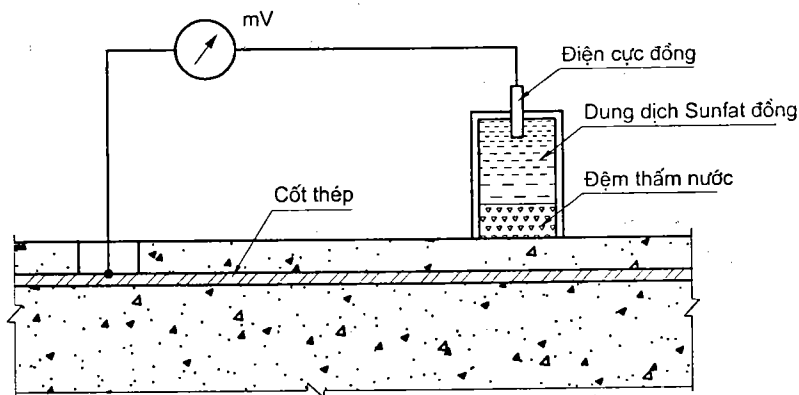
Để đánh giá tình trạng ăn mòn cốt thép trong bê tông có thể áp dụng bằng phương pháp quan sát bằng mắt thường hoặc phương pháp đo điện thế do cơ chế ăn mòn điện hóa.

Khi cốt thép đã bị ăn mòn, bề mặt bê tông thường xuất hiện màu rỉ sắt. Nhiều trường hợp do bị ăn mòn nặng, rỉ sắt phình nở chèn ép cấu trúc bê tông làm cho lớp bảo vệ bị nứt hoặc vỡ tách.

Để quan sát tình trạng ăn mòn cốt thép một cách cụ thể hơn, có thể đục hở cốt thép tại một số chỗ đáng chú ý, kiểm tra lại chất lượng của bê tông và đường kính còn lại của cốt thép.

Trong trường hợp bề mặt kết cấu chưa xuất hiện các vết ố gỉ sắt hoặc những biểu hiện đáng nghi khác, có thể áp dụng phương pháp đo điện thế để phát hiện khả năng ăn mòn cốt thép. Phương pháp này dựa trên cơ sở cho rằng ăn mòn cốt thép là ăn mòn điện hóa. Khi cốt thép bị ăn mòn sẽ xuất hiện thế hiệu giữa anốt và catốt của pin được tạo thành trên cốt thép. Cách đo điện thế được tiến hành như sau: một đầu của một milivôn kế gắn với cốt thép, đầu kia gắn với cực của một pin "đồng-sulfat đồng" đặt trên mặt bê tông qua một tấm đệm thấm nước (hình 3.7). Các trường hợp có thể xảy ra:

- Khi điện thế bé hơn -200 mV cốt thép chưa bị ăn mòn;
- Khi điện thế từ -200 đến -350 mV cốt thép có thể đã bị ăn mòn;
- Khi điện thế -350 mV cốt thép chắc chắn đã bị ăn mòn.



Hình 3.7. Sơ đồ đo điện thế ăn mòn

Nếu là số + tức bê tông không đủ độ ẩm, số đọc không chính xác. Phương pháp này sử dụng rất tiện lợi, khá nhanh và ít tốn kém.

3.1.5. Đánh giá khả năng chịu tải còn lại của kết cấu

Khi có nghi ngờ về tình trạng an toàn của công trình như:

- Có những biểu hiện hư hỏng như sự xuất hiện và phát triển các khe nứt, bề mặt bị sứt mẻ, bong rộp, thấm ướt, mủn nát v.v...
- Có hiện tượng ăn mòn hóa chất, cốt thép bị gỉ, bê tông bị mủn, biến màu;
- Mác bê tông không đạt yêu cầu;
- Tình trạng biến dạng, cong vênh, lún sụt;
- Những công trình có yêu cầu thay đổi về công năng sử dụng với tải trọng tăng thêm.

Cần được tiến hành đánh giá lại khả năng chịu tải thực tế của công trình.

Việc đánh giá lại khả năng chịu tải thực tế của công trình tùy theo mức độ có thể thực hiện bằng phương pháp tính toán phân tích đơn thuần hoặc kết hợp với thí nghiệm chất tải tại hiện trường.

3.1.5.1. Kiểm tra lại khả năng chịu tải của công trình bằng phương pháp tính toán phân tích

Để có phương hướng xử lý đúng đắn tình trạng hư hỏng của công trình, trong mọi trường hợp cần có các bản tính toán phân tích kiểm tra khả năng chịu tải còn lại của kết cấu công trình. Tất cả những số liệu được đưa vào tính toán đều phải xuất phát từ các số liệu thực tế từ sơ đồ kết cấu, kích thước tiết diện, chi tiết liên kết, chi tiết đặt cốt thép, cường độ vật liệu, tình trạng ăn mòn, tác động của các tải trọng như tĩnh tải, hoạt tải cùng với các số liệu có liên quan đến thực tế chịu tải của công trình.

Việc tính toán kết cấu được thực hiện theo giai đoạn dần hồi nhưng có thể xét đến sự xuất hiện các khớp dẻo hoặc các biến dạng từ biến dẫn đến sự phân phối lại ứng lực trong kết cấu. Thông qua kết quả tính toán kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu có thể nắm được trạng thái chịu lực và biến dạng cùng những chỗ yếu có nguy cơ vượt quá khả năng chịu tải của kết cấu. Do đó có thể nắm được mức độ an toàn có thể có của kết cấu và bước đầu có phương hướng xử lý tình trạng hư hỏng của công trình. Đồng thời căn cứ vào kết quả tính toán kiểm tra có thể dẫn đến kết luận cần hay không cần thí nghiệm chất tải tại hiện trường.

Trong trường hợp cần thí nghiệm qua kết quả tính toán kiểm tra khả năng chịu tải còn lại của kết cấu cho phép lựa chọn lượng tải trọng thử nghiệm phù hợp.

3.1.5.2. Thí nghiệm chất tải

Các thí nghiệm chất tải được thực hiện trong các trường hợp:

- Khi việc tính toán phân tích khả năng chịu tải còn lại của kết cấu được thực hiện dựa trên những số liệu còn có những nghi ngờ về mức độ chính xác như tình trạng ăn mòn của kết cấu, độ cứng các liên kết, những khuyết tật tiềm ẩn chưa phát hiện được hoặc các tác động tương hỗ của các kết cấu có liên quan.
- Đánh giá lại khả năng chịu tải của kết cấu sau khi đã sửa chữa, cải tạo hoặc gia cố.

Do đối tượng thí nghiệm sẽ được đưa vào khai thác sử dụng cho nên việc thí nghiệm cần đảm bảo sao cho không ảnh hưởng đến khả năng chịu tải sau này của công trình:

- Chỉ thí nghiệm chất tải sau khi bê tông đã quá 56 ngày tuổi, trừ trường hợp cá biệt phải có sự đồng ý của chủ đầu tư và các cấp có thẩm quyền.
- Trong quá trình thí nghiệm không làm xuất hiện những hư hỏng mới cũng như lượng biến dạng dư trong kết cấu. Phải kịp thời đình chỉ thí nghiệm khi phát hiện sự phát triển của các vết nứt, xuất hiện các vết nứt mới hoặc độ biến dạng vượt quá giới hạn cho phép.

Phụ thuộc vào từng trường hợp cụ thể, đối tượng thí nghiệm có thể là những kết cấu hoặc những phần tử kết cấu cần được làm sáng tỏ về mặt khả năng chịu tải.

Do có nhiều khó khăn trong việc thí nghiệm các kết cấu chịu nén như cột tường cho nên các thí nghiệm chất tải thường áp dụng cho các kết cấu chịu uốn.

3.1.5.3. Thí nghiệm chất tải kết cấu chịu uốn

Dưới tác dụng của tải trọng, kết cấu chịu uốn như dầm, sàn bị võng. Thí nghiệm chất tải sẽ chỉ rõ quan hệ giữa tải trọng và biến dạng của kết cấu.

Để tránh tình trạng hư hỏng của kết cấu sau khi thí nghiệm chất tải, yêu cầu tải trọng thí nghiệm lớn nhất không vượt quá giá trị của tải trọng tính toán khi đặt tại vị trí bất lợi nhất. Theo AIC 318/318 R tải trọng thí nghiệm tương đương với $0,85(1,4D + 1,7L)$ trong đó D- tĩnh tải, L- hoạt tải [36].

Tải trọng thí nghiệm nên chia ra không dưới bốn cấp. Sau mỗi cấp tải trọng cần cho một khoảng thời gian 6 - 12h đủ để kết cấu dừng biến dạng rồi mới chất tiếp cấp tải trọng tiếp theo và tuân tự cho đến cấp cuối cùng.

Đợi tới lúc dừng biến dạng, đo trị số biến dạng cuối cùng. Sau đó dỡ tải theo trình tự ngược lại. Sau khi dỡ tải xong đợi 24h đo lượng dư cuối cùng.

Phân tích kết quả thí nghiệm chất tải như sau:

- 1) Nếu trong kết cấu xuất hiện những "hư hỏng rõ ràng" như khe nứt phát triển, võ hoặc chuyển vị quá lớn so với giá trị cho phép có thể coi như kết cấu không đưa vào sử dụng được nữa.
- 2) Nếu trong kết cấu không thấy biểu hiện những hư hỏng rõ ràng có thể có hai trường hợp xảy ra.
 - a) Biến dạng không vượt quá giới hạn cho phép:

$$\Delta < |\Delta| = \frac{l^2}{2 \cdot 10^4 h}$$

Kết cấu đảm bảo khả năng chịu tải.

- b) Biến dạng vượt quá giới hạn cho phép

$$\Delta > \frac{l^2}{2 \cdot 10^4 h}$$

Trong các công thức trên l , h - nhịp và chiều cao tiết diện cấu kiện.

Những biến dạng phục hồi sau 24h dỡ tải ít nhất bằng 75% biến dạng cực đại đối với bê tông thường và 80% đối với bê tông cốt thép ứng lực trước.

Trong trường hợp này đối với kết cấu bê tông cốt thép thường cho phép được thả lại nhưng không sớm hơn 72h sau khi dỡ tải. Kết cấu đạt yêu cầu nếu:

- Không có biểu hiện hư hỏng rõ ràng trong khi thả lại;
- Chuyển vị được phục hồi sau lần thả thứ hai ít nhất bằng 80% chuyển vị cực đại của lần thả đó.

Kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước không được thả lại.

3.1.6. Đánh giá tình trạng hư hỏng của kết cấu

Bảng 3.4. Bảng phân cấp mức độ hư hỏng kết cấu công trình và phương hướng xử lý

Mức độ hư hỏng	Tình trạng hư hỏng	Phương hướng xử lý
1- Rất nhẹ	Không có biểu hiện biến dạng, ít bị nứt, số dầm bị nứt không quá 10%, khe nứt cực đại dưới 0,8mm khả năng chịu tải còn lại 90%	Sửa chữa định kỳ
2- Nhẹ	Không quan sát được biến dạng bằng mắt thường. Khe nứt phát hiện được trên sàn, tường ngăn, số dầm bị hỏng không quá 20%, khe nứt cực đại dưới 3,0mm, cửa sổ cửa đi hơi bị kẹt, khả năng chịu tải còn lại > 80%	Sửa chữa cục bộ
3- Vừa	Biến dạng không lớn. Tình trạng nứt nhiều, cả trong và ngoài nhà. Số dầm bị hỏng không quá 30%, bề rộng khe nứt cực đại 12 mm, cửa bị kẹt, đường ống nước và khí bị rò ra ngoài. Khả năng chịu tải còn lại trên 70%	Sửa chữa cục bộ
4- Nặng	Biến dạng tương đối lớn, vượt quá giới hạn cho phép, nứt trầm trọng cả trong và ngoài nhà. Số dầm bị hỏng không quá 40% với bề rộng khe nứt không quá 25mm. Cửa bị kẹt, đường ống nước và khí bị rò. Khả năng chịu tải còn lại trên 60%	Sửa chữa lớn
5- Rất nặng	Biến dạng lớn, có chỗ đã phải chống tạm nứt trầm trọng cả trong và ngoài nhà. Số dầm bị hỏng quá 40%, bề rộng vết nứt trên 25 mm. Cửa bị kẹt, đường ống nước và khí bị rò. Khả năng chịu tải còn lại dưới 60%	Sửa chữa toàn diện

Việc đánh giá tính chất và mức độ hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép rất phức tạp, phụ thuộc vào nhiều yếu tố như:

- Tình trạng các khe nứt;
- Mức độ biến dạng;
- Tỷ lệ kết cấu bị hư hỏng;
- Mức độ về khả năng chịu tải còn lại.

Các yếu tố này đan xen vào nhau và ít phụ thuộc vào nhau. Vì vậy để có thể phân ra các mức độ hư hỏng chỉ có thể thực hiện theo nguyên tắc tương đối, bổ trợ cho nhau.

Theo Viện Thiết kế nhà ở LEN JILPROEKT [19] chia mức độ hư hỏng của các ngôi nhà thành bốn cấp hư hỏng hữu hình và bốn cấp hư hỏng vô hình, tổng hợp lại thành sáu cấp hư hỏng với mức độ hư hỏng từ nặng đến nhẹ, từ đó có cơ sở đề ra phương hướng xử lý cho từng cấp độ hư hỏng. Theo Dov. Kaminetzky [31] căn cứ vào bề rộng khe nứt và tình hình biến dạng mà phân thành năm cấp từ nhẹ đến nặng. Hiện nay ở nước ta chưa có quy định nào tương tự cho nên để có phương hướng xử lý trong việc sửa chữa và gia cố kết cấu chúng ta có thể tạm thời chia thành năm cấp từ nhẹ đến nặng như bảng 3.4.

3.2. CÔNG TÁC THIẾT KẾ, THI CÔNG SỬA CHỮA VÀ GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

3.2.1. Công tác thiết kế sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép

Việc sửa chữa, cải tạo và gia cố các công trình vẫn phải qua các khâu khảo sát, thiết kế rồi mới bắt tay vào thi công được.

Về thủ tục, trình tự xây dựng cơ bản nói chung vẫn áp dụng như đối với xây dựng mới.

Trong giai đoạn chuẩn bị đầu tư, người chủ đầu tư căn cứ vào hiện trạng công trình cũng như những nhu cầu đổi mới của công trình mà chuẩn bị lập báo cáo nghiên cứu khả thi, trong đó bao gồm những nội dung cơ bản như:

- Xác định sự cần thiết phải đầu tư sửa chữa, gia cố công trình, trong đó phải nêu lên được sự bất lợi và hiện trạng nguy hiểm đe dọa an toàn cho việc tiếp tục khai thác sử dụng công trình;
- Các yêu cầu cần đạt được về kinh tế, kỹ thuật;
- Các phương án kỹ thuật kết cấu, kiến trúc và vật liệu với các bản vẽ kèm theo;
- Khối lượng xây dựng chủ yếu, các yêu cầu về cung ứng vật liệu, thiết bị;
- Các phương án thi công, xây lắp;
- Các chỉ tiêu kinh tế vốn đầu tư, thời hạn thu hồi vốn v.v...

Sau khi báo cáo nghiên cứu khả thi đã được các cấp có thẩm quyền thông qua, giai đoạn chuẩn bị xây dựng bắt đầu. Trong giai đoạn này chủ đầu tư tiến hành ký hợp đồng khảo sát, thiết kế với các cơ quan có tư cách pháp nhân tương ứng. Công việc khảo sát để thiết kế sửa chữa, gia cố và cải tạo công trình đã trình bày trong mục 3.1. Khâu khảo sát được tiến hành trước thiết kế một bước nhưng đôi khi được tiến hành đồng thời với công tác thiết kế.

Việc thiết kế sửa chữa, gia cố công trình có thể được thực hiện theo hai bước:

- Bước thiết kế kỹ thuật (kèm theo tổng dự toán của thiết kế kỹ thuật);
- Bước thiết kế bản vẽ thi công (kèm theo dự toán của thiết kế bản vẽ thi công);

Trong trường hợp đơn giản, vốn đầu tư không lớn có thể cho phép thiết kế theo một bước - bước thiết kế kỹ thuật thi công (kèm theo tổng dự toán thiết kế kỹ thuật thi công) để giảm chi phí và thời gian thiết kế.

Cơ sở để thiết kế kỹ thuật là nội dung hợp đồng đã ký với chủ đầu tư, là báo cáo nghiên cứu khả thi đã được các cấp thông qua và các số liệu khảo sát.

Nội dung của đề án thiết kế kỹ thuật gồm:

- Bản phân tích các kết quả khảo sát, nguyên nhân gây nên hư hỏng.
- Các bản vẽ thể hiện phạm vi và nội dung sửa chữa, gia cố và cải tạo.
- Các giải pháp cơ bản để sửa chữa gia cố và cải tạo công trình, các sơ đồ kết cấu và sơ đồ tính toán.
- Các giải pháp bảo vệ kết cấu như giải pháp chống thấm, chống ăn mòn, chống cháy, chịu va chạm, v.v...
- Các chỉ dẫn về sử dụng vật liệu sửa chữa.
- Giải pháp thi công xây lắp trong điều kiện hạn chế của hiện trường như không gian chật hẹp, tình trạng an toàn, thời gian hạn chế, các yêu cầu khắt khe về kỹ thuật thi công v.v ..

- Tổng dự toán cho bước thiết kế kỹ thuật.

Sau khi bước thiết kế kỹ thuật được thông qua, tiến hành bước thiết kế bản vẽ thi công. Nội dung của bước thiết kế này là cụ thể hóa những phần việc đã nêu trong bước thiết kế kỹ thuật bao gồm:

- Các bản tính kỹ thuật như bản tính gia cố kết cấu, nền móng, bản tính kiểm tra các chỉ tiêu về vật lý kiến trúc v.v... những bản tính này sẽ được lưu lại tại cơ quan thiết kế để theo dõi.
- Các bản vẽ thi công đầy đủ chi tiết
- Biện pháp thi công đối với những kết cấu đặc biệt quan trọng cần có chuyên môn thiết kế can thiệp.
- Dự toán thiết kế bản vẽ thi công.

Khác với nghiên cứu thiết kế xây dựng các công trình mới, việc thiết kế sửa chữa, gia cố và cải tạo công trình có sẵn có một số đặc điểm sau đây:

1) Một trong những đặc điểm quan trọng nhất là việc sửa chữa, gia cố và cải tạo công trình cần được thực hiện trong điều kiện vận hành liên tục hoặc nếu có dừng, chỉ được phép dừng trong thời gian hạn chế. Đối với các xí nghiệp công nghiệp thì đó là thời gian đại tu định kỳ hàng năm. Chỉ trong trường hợp đặc biệt mới dừng vận hành để sửa chữa gia cố và cải tạo công trình. Trong trường hợp này nên ưu tiên sử dụng các cấu kiện lắp ghép bằng bê tông cốt thép đúc sẵn hoặc kết cấu thép làm kết cấu gia cố. Những kết cấu gia cố này cần có cấu tạo đơn giản, nhẹ nhàng, dễ thực hiện. Để tăng được khả năng chịu tải và giảm nhẹ được kết cấu gia cố có thể áp dụng kỹ thuật ứng

lực trước. Việc dùng kết cấu bê tông cốt thép đổ tại chỗ có nhược điểm là hệ thống dàn giáo và ván khuôn phức tạp, việc đổ bê tông khó khăn, thời gian đạt cường độ dài làm ảnh hưởng đến tính vận hành liên tục của công trình.

2) Đưa kết cấu gia cố cùng tham gia làm việc với kết cấu được gia cố. Mặc dù trước khi gia cố, các loại tải trọng tạm thời được cất bỏ tới mức tối đa nhưng kết cấu công trình vẫn còn đang trong trạng thái chịu lực, ít nhất cũng là do tải trọng bản thân. Việc bố trí thêm kết cấu gia cố để tăng khả năng chịu tải của công trình chỉ có hiệu quả khi những kết cấu gia cố này cùng tham gia chịu lực với kết cấu được gia cố.

Để có được sự tham gia làm việc của kết cấu gia cố với kết cấu được gia cố, có thể thực hiện bằng nhiều cách:

- Cất bỏ hết những phần tải trọng có thể cất bỏ được trước khi gia cố.
- Dùng kích để trả lại trạng thái "nghỉ tương đối" của kết cấu được gia cố (chẳng hạn kích trả lại độ võng bằng không cho kết cấu chịu uốn).
- Dùng kết cấu ứng lực trước như dây căng ứng lực trước, ống lồng ứng lực trước hoặc thanh đập ứng lực trước (xem phần III).

3) Đối với các công trình bị ăn mòn, việc sửa chữa, gia cố phải tiến hành đồng thời với việc xử lý chống ăn mòn. Trong trường hợp này việc xử lý chống ăn mòn cho công trình gia cố khá phức tạp vì tác nhân ăn mòn đã thấm sâu vào kết cấu của công trình cũ. Do đó độ dính tại bề mặt tiếp xúc giữa bê tông cũ và mới không đảm bảo đôi khi còn xảy ra hiện tượng kết tinh của sản phẩm ăn mòn làm trương nở thể tích phá vỡ liên kết

giữa bê tông cũ và mới. Như vậy đối với các công trình đã bị ăn mòn, trước khi sửa chữa gia cố cần phải tiến hành làm sạch kết cấu cũ khỏi tác nhân ăn mòn và việc sửa chữa gia cố cần kèm theo các giải pháp chống ăn mòn.

4) Biện pháp thi công: Do có nhiều khó khăn và phức tạp trong việc sửa chữa và gia cố công trình cho nên trong đề án thiết kế còn phải đề cập đến phần thiết kế biện pháp thi công. Các biện pháp này nhằm giúp người thi công thực hiện đúng ý đồ của người thiết kế. Đó là các biện pháp thi công trong điều kiện vận hành liên tục của công trình, thi công các kết cấu gia cố ứng lực trước, các giải pháp cất tải, các giải pháp đưa kết cấu gia cố vào làm việc cùng với kết cấu được gia cố v.v...

Mặt khác do tính chất linh hoạt của công việc sửa chữa, gia cố và cải tạo, đòi hỏi người thiết kế luôn có mặt tại hiện trường trong quá trình thi công để kịp thời giải quyết các yêu cầu đột xuất xảy ra. Chẳng hạn trong quá trình thi công phát hiện thêm những vết nứt mới hoặc những khó khăn gặp phải khi thực hiện các giải pháp được đề ra trong đề án thiết kế.

3.2.2. Đặc điểm về công tác thi công sửa chữa gia cố kết cấu bê tông cốt thép

Ngoài những yêu cầu khi thi công các công trình xây dựng nói chung, đối với việc thi công sửa chữa gia cố các công trình còn có những đặc điểm nổi bật như sau:

1) Khi thi công các công trình xây dựng mới, người thi công căn cứ hoàn toàn trên bản vẽ thiết kế và chỉ cần thực hiện đầy đủ mọi chi tiết có trong bản vẽ. Nhưng khi thi công sửa chữa gia cố, nhiều khi trong bản vẽ không thể hiện hết mọi chi tiết

hoặc chỉ ghi xử lý theo thực tế hiện trường. Cho nên khi thi công, người thi công luôn luôn phải quan hệ chặt chẽ với người thiết kế. Đồng thời đòi hỏi người thi công phải có trình độ hiểu biết và kinh nghiệm nhất định để đối phó kịp thời với những tình huống có thể phát sinh. Khi cần người thi công có quyền yêu cầu thiết kế phải giải thích hoặc có những biện pháp bổ sung thiết kế cho phù hợp. Cũng có trường hợp phải thay đổi thiết kế hoặc tiến hành các thử nghiệm cần thiết về vật liệu hoặc kết cấu.

2) Đối tượng thi công là các công trình hư hỏng, những công trình không còn đảm bảo khả năng chịu tải bình thường nữa mà có thể có nguy cơ sụp đổ vào bất kỳ lúc nào. Cho nên người thi công cần tìm hiểu kỹ phân thiết kế đồng thời đòi hỏi phải có một kiến thức và kinh nghiệm nhất định về kết cấu để nắm được tình hình chịu tải của công trình, đề ra được các biện pháp an toàn thỏa đáng.

3) Có những công trình không thể dừng vận hành trong quá trình sửa chữa gia cố, việc thi công trở nên khá phức tạp. Trong trường hợp này công tác thi công sẽ gặp phải những khó khăn như:

- Do công trình đang vận hành cho nên có thể có những điều kiện bất lợi cho thi công như môi trường, nhiệt độ cao, khí độc hại và đặc biệt là tải trọng rung động. Trong quá trình đóng rắn của bê tông, rung động sẽ ảnh hưởng không ít đến cường độ của bê tông nếu không có biện pháp thích hợp để khắc phục.
- Do không gian chật hẹp, vướng các thiết bị sản xuất, công nhân vận hành thao tác cho nên việc thi công cần

có biện pháp an toàn không những cho công trình mà còn cho công nhân và thiết bị sản xuất.

- Không chủ động bố trí thời gian thi công được mà phải phụ thuộc vào chương trình sản xuất của dây chuyền công nghệ. Việc thi công do đó có thể không liên tục được. Hơn nữa, đã không chủ động bố trí được thời gian thi công nhưng phần lớn lại yêu cầu thi công nhanh đòi hỏi người thi công phải áp dụng các biện pháp tiên tiến và có tiến độ hợp lý.

4) Khi sửa chữa, gia cố kết cấu bê tông cốt thép cũ thường gặp một khó khăn lớn là đảm bảo độ bám dính của phần bê tông mới với bê tông cũ. Điều này đặc biệt khó khăn trong trường hợp công trình bị tác động của ăn mòn hóa chất. Để tránh tình trạng chữa đi chữa lại nhiều lần, việc chuẩn bị bề mặt kết cấu cũ trước khi gia cố phải được thực hiện một cách nghiêm túc (xem phần II).

5) Việc đưa kết cấu gia cố cùng tham gia chịu lực với kết cấu được gia cố là một vấn đề quan trọng. Mặc dù để đạt được yêu cầu này phải thực hiện theo biện pháp do thiết kế đề ra nhưng khi thực hiện đòi hỏi sự hiểu biết về chuyên môn cũng như kinh nghiệm của người thi công mới đạt hiệu quả cao.

6) Một đặc điểm rất quan trọng trong công tác thi công sửa chữa gia cố là khối lượng thi công công trình không lớn nhưng rất phức tạp. Nếu chất lượng thi công không đảm bảo thì điều chắc chắn xảy ra là hiệu quả sửa chữa gia cố không cao và việc chữa đi, chữa lại nhiều lần là khó tránh khỏi. Vì vậy ngoài những đòi hỏi về sự hiểu biết, kinh nghiệm còn đòi hỏi một tinh thần trách nhiệm cao ở người thi công.

4

VẬT LIỆU XÂY DỰNG DÙNG ĐỂ SỬA CHỮA VÀ GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

4.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Việc lựa chọn vật liệu xây dựng dùng để sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép dựa trên các cơ sở sau đây:

- Tính chất sử dụng công trình, điều kiện vận hành khai thác, các yêu cầu về thẩm mỹ, về tuổi thọ công trình.
- Điều kiện chịu tải của công trình: tính chất, mức độ, thời gian tác động của các loại tải trọng lên công trình.
- Môi trường làm việc của kết cấu: kết cấu trong nhà hay ngoài trời, nhiệt độ, độ ẩm, tính chất của môi trường ăn mòn.
- Tình trạng hư hỏng và nguyên nhân gây hư hỏng.
- Điều kiện thực thi bao gồm những yếu tố ảnh hưởng đến quá trình thi công như: điều kiện thi công tại hiện trường, thời gian, nguồn cung cấp nguyên vật liệu, phương tiện và thiết bị, biện pháp thi công.

Ngoài ra còn phải xét đến hiệu quả kinh tế kỹ thuật, đảm bảo cho việc lựa chọn vật liệu sửa chữa có được phương án tối ưu.

4.2. CÁC YÊU CẦU VỀ CHẤT LƯỢNG CỦA VẬT LIỆU SỬA CHỮA

Có hai trở ngại lớn nhất ảnh hưởng đến chất lượng sửa chữa:

- Trở ngại thứ nhất là sự biến động về kích thước của vật liệu sửa chữa khi đã ốp vào kết cấu được sửa chữa. Sự biến động kích thước này chủ yếu là do co ngót nhưng cũng không thể bỏ qua ảnh hưởng của sự khác nhau giữa hệ số nở nhiệt, môđun đàn hồi giữa hai vật liệu cũ và mới cũng như tính từ biến của vật liệu mới ốp vào. Do sự biến động kích thước này dẫn đến những trạng thái ứng lực phức tạp làm giảm hoặc phá hỏng kết cấu sửa chữa.
- Trở ngại thứ hai là sự tham gia chịu tải của kết cấu sửa chữa với kết cấu được sửa chữa. Trong khi sửa chữa, bản thân kết cấu vẫn chịu tải, ít nhất là tải trọng bản thân. Phần sửa chữa mới ốp vào chỉ có thể tham gia chịu tác động của các tải trọng sau này (hoạt tải) nếu không áp dụng kỹ thuật ứng lực trước. Cho nên trên cùng một tiết diện, sự chịu tải không đồng đều. Đó là chưa kể đến tính biến động về kích thước của vật liệu mới gây trạng thái ứng lực bất lợi cho kết cấu.

Những trở ngại này cần được giảm thiểu để ảnh hưởng ít nhất đến hiệu quả sửa chữa. Việc chọn dùng vật liệu thích hợp là nhằm đáp ứng yêu cầu đó.

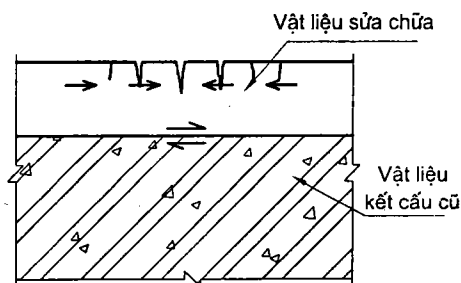
Sau đây là những yêu cầu về chất lượng của vật liệu sửa chữa cần đạt được:

1. Ổn định về kích thước

a. Về tính co ngót

Trên nền kết cấu cũ đã ổn định, hiện tượng co ngót của vật liệu sửa chữa mới gây ra ứng suất kéo trong lớp vật liệu đó làm xuất hiện những vết nứt và tại mặt tiếp xúc giữa hai lớp vật liệu cũ và mới xuất hiện ứng lực cắt làm cho hai lớp trượt lên nhau, phá vỡ lực dính chống trượt giữa hai lớp đó (hình 4.1).

Những khe nứt, tách này tạo điều kiện cho nước thâm nhập kéo theo các tác nhân ăn mòn kết cấu. Do đó việc sử dụng vật liệu sửa chữa có độ co ngót tối thiểu là điều cốt yếu để đảm bảo chất lượng sửa chữa.



Hình 4.1. Do hiện tượng co ngót của vật liệu sửa chữa phát sinh ứng lực trượt tại bề mặt tiếp xúc và xuất hiện các khe nứt trên bề mặt

Theo một số liệu thí nghiệm [32] với 46 mẫu vật liệu khác nhau, người ta nhận thấy rằng đa số vật liệu co ngót vượt xa độ co ngót của bê tông (Cu: 0,05% trong 30 ngày). Tuy vậy trong vật liệu bê tông vẫn gây ra ứng lực đáng kể khi xảy ra hiện tượng co ngót. Người ta tính rằng với môđun đàn hồi $E_b = 2,8 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2$ và độ co ngót 0,025% cũng có thể gây ra một ứng lực kéo bằng 70 kG/cm^2 .

Để giảm độ co ngót của bê tông ta có thể áp dụng các biện pháp sau:

- Giảm hàm lượng ximăng ở mức độ tối thiểu đủ để đảm bảo cường độ cần thiết, nên dùng loại ximăng ít tỏa nhiệt trong quá trình đông rắn.
- Tỷ lệ $\frac{N}{X}$ tối thiểu đáp ứng được công nghệ đổ bê tông.
Nên sử dụng các phụ gia giảm nước để hạ thấp tỷ lệ $\frac{N}{X}$.
- Tăng hàm lượng cốt liệu tối đa, kích cỡ cốt liệu lớn nhất có thể được.
- Cốt liệu đặc chắc và sạch.
- Kịp thời bảo dưỡng sau khi đổ bê tông, có biện pháp che chắn gió, nắng.
- Tỷ lệ $\frac{N}{X}$ và $\frac{C}{X}$ (C- cốt liệu) tham khảo trên hình 4.2.

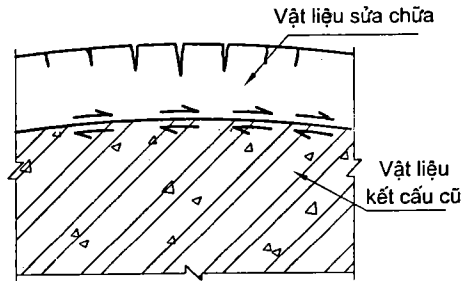
Tỷ lệ $\frac{N}{X}$

	0,4	0,5	0,6	0,7		
Tỷ lệ $\frac{C}{X}$	3	0,08	0,12		} Co ngót mạnh	
	4	0,55	0,085	0,105		
	5	0,04	0,06	0,075	0,085	} Co ngót trung bình
	6	0,03	0,04	0,055	0,065	
	7	0,02	0,03	0,04	0,05	

Hình 4.2. Quan hệ $\frac{N}{X}$, $\frac{C}{X}$ với mức độ co ngót của bê tông

b. Về hiện tượng nở nhiệt

Dưới tác động của nhiệt độ, vật liệu mới ốp vào và vật liệu của kết cấu cũ đều dẫn nở thể tích. Nếu hệ số nở nhiệt của hai loại vật liệu này khác nhau làm nảy sinh ứng suất giữa hai lớp dẫn đến hiện tượng nứt bề mặt hoặc trượt lên nhau làm cho liên kết giữa hai lớp vật



Hình 4.3. Ứng lực trong kết cấu dưới tác động của nhiệt độ khi hệ số nở nhiệt của hai vật liệu khác nhau

liệu bị yếu đi hoặc bị phá vỡ (hình 4.3). Cho nên tốt nhất là nên chọn vật liệu sửa chữa có cùng hệ số nở nhiệt với vật liệu kết cấu được sửa chữa để tránh hiện tượng trên.

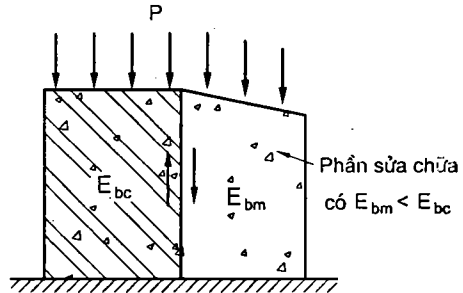
c. Do hiện tượng từ biến

Hiện tượng từ biến diễn ra trong khoảng 2 - 3 năm trong phần vật liệu sửa chữa mới ốp vào trong khi kết cấu cũ đã ổn định (không còn từ biến). Do đó xuất hiện ứng lực trượt tại mặt tiếp xúc giữa hai vật liệu mới và cũ, làm giảm yếu khả năng chống trượt giữa chúng và khả năng chịu tải của vật liệu sửa chữa mới. Vì vậy nên chọn vật liệu sửa chữa có giá trị từ biến nhỏ nhất.

d. Về môđun đàn hồi E

Nếu vật liệu sửa chữa có môđun đàn hồi E khác với môđun đàn hồi của vật liệu kết cấu cũ dưới tác động của nội lực sẽ xảy

ra tình trạng phân bố không đều (hình 4.4). Do đó có thể xảy ra khả năng trượt lên nhau tại mặt tiếp xúc giữa hai lớp và có nguy cơ ứng suất trong phần kết cấu cũ vượt quá giới hạn. Vì vậy khi chọn vật liệu sửa chữa nên chọn vật liệu có cùng môđun đàn hồi với vật liệu kết cấu cũ.



Hình 4.4. Sơ đồ chịu tải của cột được sửa chữa bằng vật liệu E_{bm} bé hơn E_{bc} của vật liệu cột

2. Các yêu cầu về khả năng chịu tải

Để đảm bảo khả năng chịu tải trước hết yêu cầu vật liệu sửa chữa có cường độ không nhỏ hơn cường độ của vật liệu kết cấu được sửa chữa đồng thời có môđun đàn hồi tương đương để đảm bảo sự làm việc đồng đều trong cùng một tiết diện.

Ngoài ra phụ thuộc vào yêu cầu cụ thể của từng trường hợp khác nhau như chịu tác động va chạm, rung động, chịu bào mòn v.v... khi dùng sửa chữa kết cấu nền đường, nền nhà, móng máy, mặt đập tràn, lòng mương máng... hoặc có yêu cầu chịu bức xạ mặt trời hay chịu được băng giá khi sửa chữa các công trình làm việc ngoài trời hoặc các trạm lạnh.

Một yêu cầu đặc biệt quan trọng là vật liệu sửa chữa có khả năng bám dính trực tiếp với vật liệu kết cấu cũ hoặc qua tác nhân bám dính.

3. Khả năng chịu tác động của môi trường

Phụ thuộc vào môi trường làm việc của kết cấu. Vật liệu sửa chữa cần đáp ứng được điều kiện làm việc trong môi trường tương ứng.

Khi kết cấu làm việc trong môi trường có nhiệt độ thay đổi, vật liệu sửa chữa cần có hệ số nở nhiệt tương đương với hệ số nở nhiệt của vật liệu kết cấu cũ để tránh gây ra ứng lực phụ trong kết cấu gây nứt tách tại bề mặt tiếp xúc giữa hai lớp vật liệu.

Khi kết cấu làm việc trong môi trường ăn mòn, vật liệu sửa chữa cần đảm bảo chịu được tác động của môi trường ăn mòn tương ứng. Ngoài ra vật liệu sửa chữa cần có độ đặc chắc cao, độ chống thấm tốt và ít bị co ngót.

4. Các yêu cầu về cấu tạo

Vật liệu sửa chữa cần đáp ứng được kỹ thuật thi công. Chẳng hạn khi ốp mặt dưới của kết cấu, vật liệu sửa chữa cần có độ bám dính tốt để không bị rơi xuống. Khi dùng để chèn các lỗ rò rỉ, vữa chèn cần có tốc độ đông rắn nhanh. Khi đổ bê tông bằng bơm, yêu cầu vật liệu có độ linh hoạt cao hoặc khi đổ bê tông dưới nước cần tăng hàm lượng ximăng để bù cho nước xói rửa và không đầm kỹ. Ngoài ra, tùy theo yêu cầu cụ thể, có thể còn phải đáp ứng yêu cầu về thẩm mỹ như độ mịn, độ dẻo, ít co ngót và màu sắc phù hợp.

4.3. VẬT LIỆU TRÊN CƠ SỞ XIMĂNG

Vật liệu trên cơ sở ximăng được sử dụng để sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép là các loại bê tông và vữa.

4.3.1. Ximăng

Chất kết dính phổ biến dùng trong xây dựng nói chung cũng như trong công nghệ sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép nói riêng là ximăng pooc lăng. Ximăng pooc lăng có nhiều loại như ximăng pooc lăng thường, ximăng pooc lăng đóng rắn nhanh, ximăng pooc lăng bền sulfat, ximăng pooc lăng puzôlan, ximăng trắng v.v... Ximăng pooc lăng thường có cường độ chịu nén từ 300 đến 600 kG/cm², cường độ chịu uốn 45 - 65 kG/cm². Ximăng pooc lăng bền sulfat có cường độ chịu nén tới 400 kG/cm² và chịu uốn tới 55 kG/cm².

Ximăng pooc lăng bền sulfat khác với ximăng pooc lăng thường ở thành phần hóa học: hàm lượng tối đa cho phép của C₄A trong ximăng bền sulfat là 3,5% trong khi đó trong ximăng pooc lăng thường là không hạn chế. Tỷ lệ các thành phần trong các loại ximăng này có thể tham khảo theo bảng 4.1 [33].

Bảng 4.1

Loại ximăng	Tricalci silicat C ₃ S (%)	Dicalci silicat C ₂ S (%)	Tricalci aluminat C ₃ A (%)	Tetracalci aluminoforit C ₄ AF (%)
Ximăng pooc lăng thường và đóng rắn nhanh	53	18	10	8
Ximăng pooc lăng bền sulfat	60	15	1	13

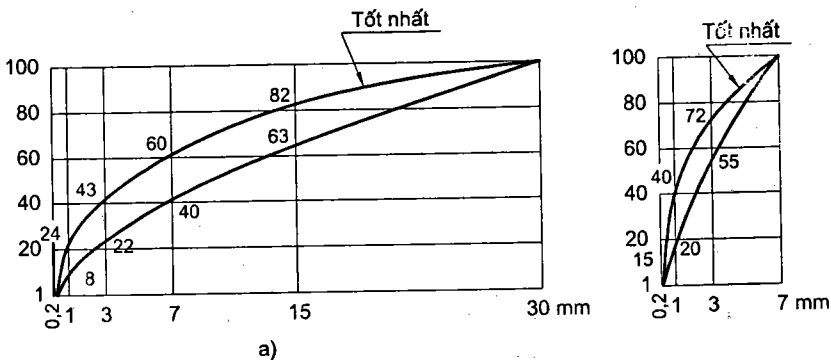
Ximăng bền sulfat bền hơn ximăng pooc lăng thường dưới tác dụng của ion sulfat nhưng đối với tác dụng của axit thì hai loại ximăng này ít khác nhau.

Ximăng cao nhôm tinh khiết cũng được sử dụng khi đòi hỏi đóng rắn nhanh nhưng không được sử dụng để chịu tải trọng lâu dài. Loại ximăng này thường dùng để bịt lỗ rò, ít chịu lực và tuổi thọ không cao. Hơn nữa, do độ kiềm thấp nên cốt thép dễ bị ăn mòn.

Ximăng pooc lăng trắng có thể sử dụng khi có yêu cầu về thẩm mỹ. Trong ximăng trắng lượng C_4AF thường bé hơn 1% trong khi ximăng thường là 8%. Có thể pha màu vô cơ trong ximăng trắng để tạo màu cho sản phẩm.

4.3.2. Cốt liệu

Cốt liệu nhỏ là cát. Hình dáng hạt cát có ảnh hưởng lớn đến chất lượng vật liệu. Với hạt cát tròn (cát khai thác) lượng nước yêu cầu ít hơn so với khi dùng cát được nghiền ra từ đá do đó giảm được co ngót. Thành phần cỡ hạt rất quan trọng để tạo ra độ đặc chắc của bê tông. Cấp phối cỡ hạt cho bê tông và vữa chống thấm khảo trên biểu đồ hình 4.5 [42].



Hình 4.5. Cấp phối cỡ hạt cho bê tông và vữa chống thấm
a) Cốt liệu cho bê tông (0 - 30 mm); b) Cát cho vữa (0 - 7 mm).

Cốt liệu lớn là các loại sỏi hoặc đá dăm. Phụ thuộc vào kích thước kết cấu được sửa chữa mà chọn cỡ cốt liệu. Tại những chỗ chật hẹp khó đổ bê tông có thể dùng loại cốt liệu nhỏ có đường kính trên dưới 10 mm. Cốt liệu tròn như sỏi dễ đầm chặt hơn các loại cốt liệu có góc cạnh như đá dăm.

Những loại đá dẹt không nên dùng vì khó đầm chặt.

Trong một số trường hợp có thể dùng các loại cốt liệu đặc biệt như cốt liệu siêu mịn nhằm lấp kín các lỗ hổng giữa các vật liệu thông thường. Một số loại cốt liệu siêu mịn như tro bay, microsilica còn làm tăng cường độ và độ chống thấm, có thể dùng để thay thế một phần xi măng. Các cốt liệu nhẹ sử dụng khi có yêu cầu hạn chế trọng lượng cho kết cấu. Các loại cốt liệu chống ăn mòn, chịu nhiệt, chống bào mòn v.v... được sử dụng cho các trường hợp tương ứng.

4.3.3. Phụ gia

Phụ gia được áp dụng để cải thiện tính chất của chất kết dính, vữa và bê tông. Phụ gia được đưa vào trong thành phần của chất kết dính hoặc cùng lúc với các thành phần khác của bê tông và vữa. Phụ gia có thể có dạng bột khô hoặc dạng lỏng. Phụ thuộc vào yêu cầu sử dụng của vật liệu mà dùng các phụ gia thích hợp như:

- Phụ gia khoáng hoạt tính nâng cao độ chặt, ổn định trong nước và muối cho bê tông và vữa, giảm được lượng xi măng.
- Phụ gia hoạt tính bề mặt có mục đích giảm lượng xi măng, chống thấm, tăng độ chặt, độ chịu băng giá, giảm lượng nước, dễ đổ và dễ vận chuyển. Trong một số trường hợp có tác dụng làm tăng độ bền của bê tông và vữa.

- Phụ gia chịu axit, chịu kiềm.
- Phụ gia chịu nhiệt.
- Phụ gia tạo bọt.
- Phụ gia điều chỉnh thời gian đông rắn: loại phụ gia đông rắn nhanh và phụ gia làm chậm đông rắn.
- Phụ gia tăng tính chống thấm.
- Phụ gia tăng cường khả năng chịu băng giá.

Hiện nay việc sử dụng phụ gia polyme đã trở nên thông dụng. Phụ gia polyme có tác dụng tăng khả năng chống thấm, chịu băng giá, chịu ăn mòn, tăng khả năng chịu va chạm, chịu rung động, tăng độ bền chịu kéo và chịu nén, tăng tính dẻo, giảm nước ...

Hiện nay trên thị trường trong nước có khá nhiều loại phụ gia có thể đáp ứng được phần lớn các yêu cầu cải thiện tính năng cho vữa và bê tông như phụ gia của các hãng Sika, MBT (Sandoz AG - Thụy Sĩ) FOSROC, Shell, Henkel, Grace v.v...

4.4. VẬT LIỆU TRÊN CƠ SỞ POLYME

Vật liệu polyme được sử dụng dưới hai dạng:

- Polyme để cải thiện vật liệu trên cơ sở xi măng
- Nhựa rắn nhiệt hoạt tính chủ yếu là epoxy, polyeste không no và acrylic không no.

a. Polyme dùng để cải thiện vật liệu trên cơ sở xi măng

Polyme được dùng như các phụ gia cho vữa và bê tông nhằm cải thiện tính năng sử dụng của chúng. Với những loại vữa này chỉ cần dày 12 - 15 mm cũng đủ để bảo vệ cốt thép.

Polyme latex có tác dụng:

- Giảm nước, dẻo hóa dễ thi công, giảm co ngót.
- Tăng độ dính giữa vữa và bê tông kết cấu cũ.
- Tăng độ chống thấm, giảm cacbonat hóa, tăng khả năng chịu ăn mòn hóa chất, dầu mỡ.
- Tăng cường độ chịu kéo và uốn cho vữa và bê tông.
- Một phần nào giúp cho việc bảo dưỡng.

Dùng làm phụ gia có các loại polyvinyl acetat (PVAc), styren butadien (SBR), polyvinyliden diclorit (PVDC), acrylic và acrylic biến tính.

Latex PVDC không dùng cho kết cấu bê tông cốt thép vì có khả năng clorit tự do ở lại lâu dài trong bê tông, ăn mòn cốt thép.

Latex PVAc làm tăng độ dính, không dùng trát bên ngoài hoặc trong điều kiện làm việc ẩm ướt vì dễ hư hỏng trong điều kiện ẩm ướt có kiềm tính.

Latex styren butadien (SBR), latex acrylic và acrylic biến tính được sử dụng rộng rãi hơn cả. Chúng được dùng làm phụ gia cho vữa và bê tông, có độ dẫn nhiệt tương hợp với kết cấu cũ, co ngót ít, chịu băng giá tốt và nâng cao cường độ chịu nén và chịu kéo của bê tông và vữa.

b. Vữa chất dẻo

Được sử dụng khi yêu cầu lớp trát dưới 12 mm. Vữa polyme biến tính trên cơ sở xi măng nhờ có tính kiềm mà giữ cho cốt thép không bị ăn mòn còn vữa chất dẻo thì bao bọc cốt thép cách ly với tác nhân ăn mòn.

Bảng 4.2. Đặc tính cơ lý của một số loại vật liệu sửa chữa⁽¹⁾

TT	Tên vật liệu	Cường độ (kG/cm ²)								Nhiệt độ sử dụng tối đa T _{max} °C	Sử dụng	
		Nén	Uốn	Kéo	E (kG/cm ²)	Độ dẫn dài (%)	Hệ số dẫn nhiệt	Độ hút nước (%) (sau 7 ngày)	Độ co ngót (%)			Chịu băng giá
1	Bê tông và vữa XM ⁽²⁾ poolăng	100-700		15-35	2-3.105	0	7-12.10 ⁶	5-15	0,05-0,1	tốt	200-300	Các sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép nhỏ đến lớn
2	Bê tông và vữa XM poolăng phun	200-700			2,65-105	0	7-12.10 ⁶	3-10	0,05-0,1	tốt	200-300	-nt-
3	Bê tông và vữa XM biến tính polyme	100-800	60-150	20-80	12-3105	0-5	8-20.10 ⁶	0,1-0,5	0,05-0,1	rất tốt	100-300	
4	Bê tông vữa epoxy ⁽³⁾	500-1100	250-500	90-200	0,05-2105	0-15	25-30.10 ⁶	0-1,5	<0,05	rất tốt	40-80	làm chất kết dính, trám khe nứt và các khuyết tật trong bê tông, chấp và hoàn thiện bề mặt
5	Bê tông và vữa polyeste	550-1100	250-300	80-170	0,2-1.105	0-2	25-35.10 ⁶	0,2-0,5			50-80	-nt-

Ghi chú: (1) - Những số liệu cho trong bảng chỉ dùng để tham khảo, khi thiết kế phải qua thí nghiệm;

(2) - Có thể có phụ gia hoặc không có phụ gia;

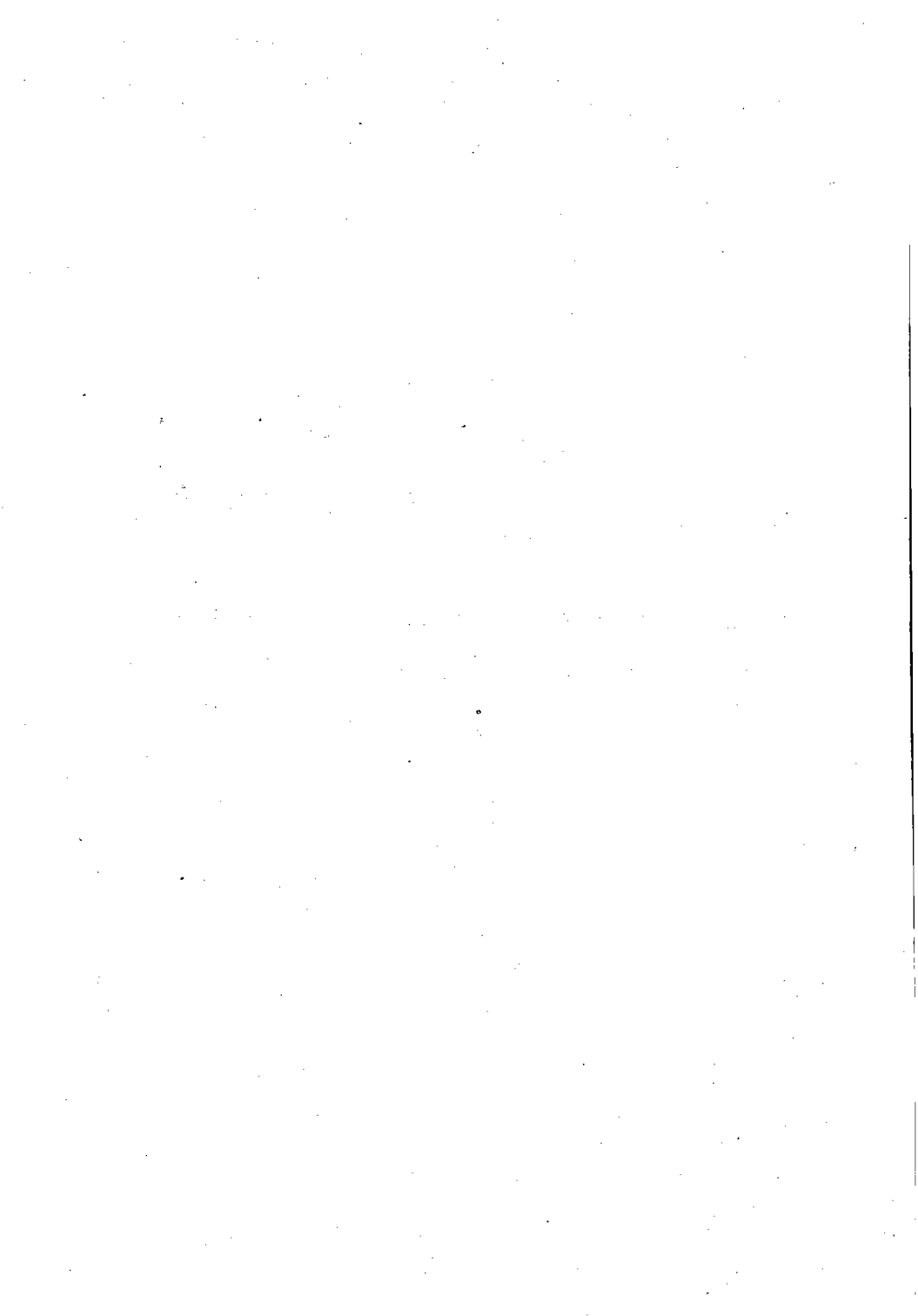
(3) - Tùy theo điều kiện sử dụng mà có các thành phần pha chế khác nhau.

Vữa chất dẻo dùng trong sửa chữa có các loại trên cơ sở nhựa epoxy, nhựa polyeste, nhựa acrylic... Nhựa epoxy được sử dụng rộng rãi hơn cả. Vữa polyeste và acrylic cũng được sử dụng nhưng với diện tích nhỏ và đòi hỏi đạt nhanh độ cứng, không dùng sửa chữa diện lớn vì nguy cơ co ngót sẽ gây nứt, bong. Vữa epoxy với chất độn nhẹ có thể trát các lớp dày tới 30 mm một lần và có thể trát lên bề mặt phẳng thẳng đứng.

Đặc tính của các nhóm vật liệu sửa chữa cho trong bảng 4.2.

PHẦN II

**KỸ THUẬT SỬA CHỮA
KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP**



MỞ ĐẦU

Từ khi được chế tạo cho đến hết thời gian sử dụng, kết cấu bê tông cốt thép khó tránh khỏi tình trạng xuống cấp và những hư hỏng xảy ra nếu không kịp thời sửa chữa, bảo trì (xem phần I).

Có nhiều công trình đã sửa đi sửa lại nhiều lần để phục hồi khả năng chịu tải cũng như hiệu năng sử dụng của công trình. Chu kỳ sửa chữa của công trình dài hay ngắn phụ thuộc vào quy mô và chất lượng xây dựng công trình, tính chất và mức độ hư hỏng, tình trạng bảo quản khai thác và cuối cùng là công nghệ sửa chữa khôi phục được tiến hành.

Căn cứ vào tình trạng và mức độ hư hỏng, căn cứ vào yêu cầu sử dụng và điều kiện kinh tế cho phép, việc sửa chữa có thể tiến hành theo ba mức độ khác nhau:

- 1) *Sửa chữa những hư hỏng nhỏ* nhằm khắc phục tình trạng xuống cấp của kết cấu. Những hư hỏng này chủ yếu chỉ xảy ra trong lớp bê tông bảo vệ mà không ăn sâu vào lõi chịu lực của kết cấu. Việc sửa chữa mang tính chất bảo trì công trình được thực hiện theo định kỳ.
- 2) *Sửa chữa khôi phục khả năng chịu tải* và hiệu năng sử dụng của kết cấu công trình khi mức độ hư hỏng lớn hơn làm giảm sút khả năng chịu tải hoặc hiệu năng sử dụng của công trình. Sau khi sửa chữa, khả năng chịu tải và

hiệu năng sử dụng của kết cấu công trình được khôi phục lại trạng thái ban đầu.

- 3) *Sửa chữa có nâng cấp khả năng chịu tải* hoặc cả hiệu năng sử dụng công trình. Nội dung sửa chữa bao gồm việc gia cố nâng cao khả năng chịu tải của kết cấu hoặc có phần cải tạo nâng cao hiệu năng sử dụng của công trình.

Để thực hiện có hiệu quả việc sửa chữa phục hồi kết cấu bê tông cốt thép cần giải quyết tốt một số vấn đề có liên quan đến các lĩnh vực khác nhau thuộc đặc tính của vật liệu bê tông và kết cấu bê tông cốt thép, tác động của tải trọng và môi trường xung quanh lên kết cấu, công nghệ thi công xây dựng, phương tiện kỹ thuật kiểm tra khảo sát v.v...

Nội dung chính của phần II nhằm cụ thể hóa các phần việc nêu trên bao gồm:

- Sửa chữa bề mặt kết cấu bê tông cốt thép nhằm phục hồi khả năng chịu tải của công trình bao gồm phương pháp xử lý những hư hỏng gây ra trong quá trình thi công bê tông, nội dung công tác chuẩn bị bề mặt kết cấu cũ để tiếp nhận vật liệu sửa chữa mới, các phương pháp đổ bê tông trong công tác thi công sửa chữa.
- Các giải pháp xử lý các loại khe nứt với kỹ thuật xử lý bề mặt và kỹ thuật phụ chất dính kết để trám khe nứt.
- Các giải pháp chống thấm, chống rò rỉ, cho các công trình ngầm, chống dột cho mái bằng, sân thượng v.v...
- Các giải pháp bảo vệ kết cấu trước tình trạng cacbonat hóa bê tông, sự thâm nhập clorit, các hóa chất ăn mòn, bảo vệ kết cấu bê tông cốt thép chịu tác động của băng giá, tác động va chạm, bào mòn v.v...

5

SỬA CHỮA BỀ MẶT KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

5.1. SỬA CHỮA NHỮNG HƯ HỎNG XẢY RA TRONG GIAI ĐOẠN THI CÔNG

Ngay trong giai đoạn chế tạo, kết cấu bê tông cốt thép đã tỏ ra rất nhạy cảm đối với sự tác động của môi trường xung quanh cũng như chất lượng chế tạo. Trong giai đoạn này nhiều khuyết tật đã bắt đầu nảy sinh và làm ảnh hưởng không nhỏ đến chất lượng sử dụng sau này của kết cấu bê tông cốt thép. Nguyên nhân của những khuyết tật này có thể là do những sai phạm trong giai đoạn thi công như sử dụng vật liệu không phù hợp, hoặc không đảm bảo chất lượng, phương pháp thi công không phù hợp, thiết bị thi công không đảm bảo, trình độ tay nghề non kém hoặc có thể vì một lý do đột xuất như lụt lội, động đất hoặc hỏa hoạn v.v...

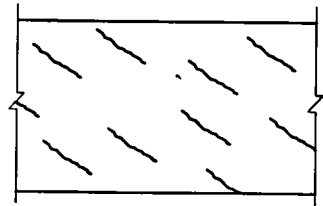
Những khuyết tật này thể hiện khá đa dạng như sự xuất hiện những vết nứt đầu tiên, rỗ bề mặt hoặc rỗ tổ ong, các lỗ hổng, bề mặt sứt mẻ, sần sùi, màu sắc không bình thường, lớp bảo vệ quá mỏng, kết cấu bị xiên lệch v.v...

Những khuyết tật này ảnh hưởng không nhỏ đến chất lượng của kết cấu bê tông cốt thép, có thể dẫn đến làm giảm khả

năng chịu tải, đến tuổi thọ của kết cấu, nếu không sớm phát hiện và xử lý kịp thời.

5.1.1. Xử lý nứt

Ngay sau khi đổ bê tông xong hãy có khi đang hoàn thiện bề mặt đã thấy xuất hiện những vết nứt nhỏ chéo trên bề mặt bê tông nằm ngang (hình 5.1)



Hình 5.1. Sơ đồ các vết nứt co ngót chéo trên bề mặt bê tông

Những khe nứt này không liên tục và phân bố tương đối đều đặn trên bề mặt. Chúng được sinh ra do hiện tượng khô nhanh bề mặt trong khi bê tông còn trong trạng thái dẻo cho nên gọi là các vết nứt co ngót dẻo.

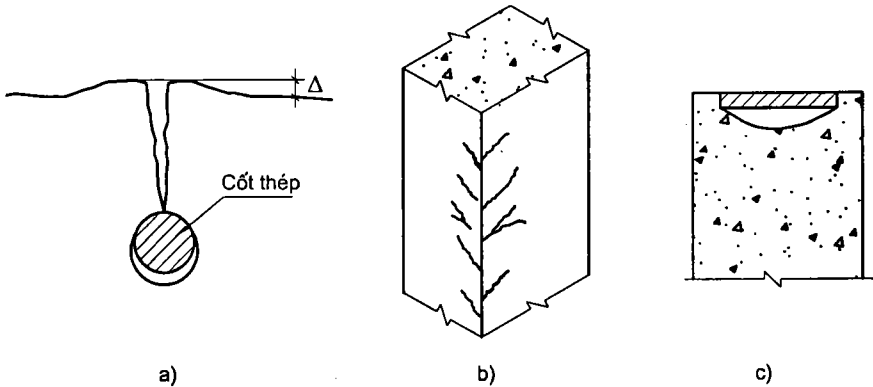
Để đề phòng sự xuất hiện những vết nứt này cần có biện pháp che gió, nắng trong khi đổ bê tông và sau khi đổ xong cần phủ kín bề mặt. Nên dùng phụ gia tạo bọt cho bê tông.

Khi đã xuất hiện những vết nứt này, có thể dùng chổi quét phủ bằng sữa ximăng hoặc polyme có độ nhớt bé.

Trong quá trình đông cứng, bê tông tiếp tục lún sụt. Khi gặp những vật cản như cốt thép, ván khuôn, thanh giằng ván khuôn, các vật chôn sẵn v. v... trên mặt những vật cản này xuất hiện những vết nứt mới gọi là vết nứt "sụt dẻo" (hình 5.2).

Để đề phòng hiện tượng này có thể thay đổi cấp phối bê tông, sử dụng phụ gia tạo bọt đồng thời đầm kỹ lại bê tông

trong phạm vi đó khi mới bắt đầu hình thành vết nứt và bê tông còn dẻo. Bằng phương pháp này, còn có thể lấp kín các lỗ hổng ngay dưới vật cản được sinh ra trong quá trình lún sụt nhưng một khi bê tông đã cứng thì khó có thể thực hiện được.



Hình 5.2. Vết nứt "sụt dẻo" phía trên cốt thép (a) và tại các góc cột (b)

Ngoài ra trong quá trình thủy hóa ximăng nhiệt độ bê tông thường tăng lên 20 - 30°C. Hàm lượng ximăng càng lớn, nhiệt độ càng tăng cao. Nhiệt độ tăng cao nhất vào khoảng 3 - 5 ngày sau khi đổ bê tông. Khi nguội, bê tông co lại và nếu có sự ràng buộc thì trong bê tông xuất hiện ứng lực kéo. Một khi ứng lực kéo này vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông vừa mới hình thành sẽ xuất hiện các vết nứt. Mặt khác do tốc độ co ngót ở mặt ngoài lớn hơn bên trong cho nên làm cho mặt ngoài chịu một sức căng khá lớn và đó cũng là nguyên nhân các vết nứt tại mặt ngoài.

Những vết nứt này gọi là nứt do co ngót khô.

Để giảm thiểu ứng lực này cần tìm cách kéo dài quá trình nguội lạnh của bê tông đồng thời có biện pháp bảo dưỡng che

phủ và để giảm bớt tốc độ co ngót cho mặt ngoài cho đến khi cường độ chịu kéo của bê tông thẳng được ứng lực kéo do hiện tượng co ngót khô gây ra. Khi đã có vết nứt, việc xử lý các vết nứt này cũng tương tự như xử lý các vết nứt trong giai đoạn sử dụng.

5.1.2. Xử lý về cấu trúc bề mặt

Các khuyết tật về cấu trúc bề mặt của kết cấu bê tông cốt thép như rỗ bề mặt, rỗ tổ ong, các lỗ hổng, vỡ lở sút se, xói mòn bề mặt... là những biểu hiện hư hỏng ngay trong giai đoạn thi công.

Hiện tượng rỗ bề mặt là do khí và nước tụ lại tại thành ván khuôn. Với ván khuôn không thấm nước, hỗn hợp bê tông có độ sệt cao, chất chống dính ván khuôn không hợp lý thì dù chế độ đầm tốt vẫn khó tránh khỏi hiện tượng rỗ bề mặt. Để giảm bớt hiện tượng này nên dùng ván khuôn có độ hút nước nhẹ, thay đổi cấp phối hỗn hợp bê tông kết hợp với chế độ đầm, đổ hợp lý. Tuy vậy hiện tượng rỗ bề mặt không ảnh hưởng mấy đến khả năng chịu tải của kết cấu chỉ cần xử lý khi những lỗ rỗ này quá lớn hoặc khi đòi hỏi bề mặt bê tông phải trơn nhẵn như trong trường hợp "bê tông không trát". Trong trường hợp này có thể dùng một loại vữa xi măng với chất độn mịn hoặc kết hợp với vữa chất dẻo để trám lại.

Trong trường hợp rỗ nặng hơn như rỗ sâu, rỗ tổ ong, thành từng mảng trên bề mặt hoặc ẩn kín bên trong kết cấu có thể do chế độ đầm đổ không hợp lý, có chỗ không được đầm đến, bê tông bị phân tầng, bê tông quá khô, ván khuôn hở nên khi đầm vữa xi măng chảy ra hết, chỉ còn trơ lại sỏi đá. Cũng có khi

do cốt thép quá dày, cốt liệu lớn không lọt qua được tạo thành một lớp chặn bê tông lại. Để tránh hiện tượng này trước hết cần kiểm tra lại chất lượng ván khuôn, chèn kỹ các khe hở, tưới nước trước. Khi đổ bê tông, chọn kích thước cốt liệu và cấp phối hỗn hợp bê tông hợp lý đồng thời chế độ đầm đổ phải đảm bảo sao cho bê tông được đầm đều khắp, đặc biệt là tại những chỗ khuất, cốt thép dày nên sử dụng đầm rung.

Nếu trong giai đoạn thi công không tránh khỏi những khuyết tật trên, việc xử lý cần thực hiện như đối với các kết cấu trong thời kỳ sử dụng. Có thể đục bỏ tất cả phần bê tông không đảm bảo, ốp thay thế vật liệu mới hoặc nhồi xi măng hay vữa polyme chèn lấp các lỗ rỗng, xốp bên trong để đảm bảo độ đặc chắc của kết cấu (xem chương 6 và chương 7).

Những khuyết tật tại mặt ngoài của bê tông cốt thép còn phải kể đến tình trạng vỡ lở, sứt mẻ, đặc biệt là tại các góc cạnh do ván khuôn gỗ ghê, thiếu lớp chống dính và thiếu cẩn thận khi dỡ ván khuôn. Có khi còn do cốt liệu quá bẩn, xi măng không thâm nhập vào được, sau khi dỡ ván khuôn những cốt liệu này rời khỏi kết cấu. Cũng như đối với tình trạng rỗ nêu trên, trường hợp vỡ lở, sứt sọc bề mặt kết cấu bê tông cốt thép cần được xử lý bằng cách đục bỏ lớp bê tông không đảm bảo phẩm chất và thay thế bằng vật liệu mới.

Ngoài ra một số khuyết tật được thể hiện trên màu sắc bề mặt của kết cấu như trường hợp bê tông quá khô có màu trắng bệch, trường hợp cốt thép bị gỉ hoặc dùng cốt liệu có lẫn đá pyrit mặt ngoài có màu gỉ sắt. Trong trường hợp bê tông quá khô, nguyên nhân là do bảo dưỡng không tốt, dẫn đến cường độ bê tông bị giảm. Để khắc phục tình trạng này cần tưới nước

thường xuyên và đắp bao tải ướt lên giữ ẩm trong thời gian ít nhất một tuần bê tông mới trở lại màu sắc xám xanh. Trong trường hợp cốt thép bị gỉ do để lâu ngày ngoài trời bị nước mưa có chứa các tác nhân ăn mòn tác dụng.

Trước khi đổ bê tông cốt thép cần được tẩy sạch gỉ bằng hóa chất như dung dịch oxalic loãng, axit hydrocloric (10%), hoặc citrat sodium [33]. Gần đây trong xây dựng các công trình công nghiệp hóa chất trong nước để tẩy gỉ cho cốt thép đã dùng phương pháp photphat hóa bề mặt cốt thép bằng cách quét dung dịch PL-1 (sản phẩm của Công ty thiết kế công nghiệp hoá chất).

Ngoài những khuyết tật đã nêu trên, trong giai đoạn thi công kết cấu bê tông cốt thép còn xảy ra nhiều dạng hư hỏng khác nữa như thi công không đúng kích thước kết cấu, đặt thiếu hoặc đặt sai cốt thép, biến dạng trước khi chịu tải v.v... Những hư hỏng này được xử lý như đối với công trình trong giai đoạn sử dụng.

5.2. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ BỀ MẶT

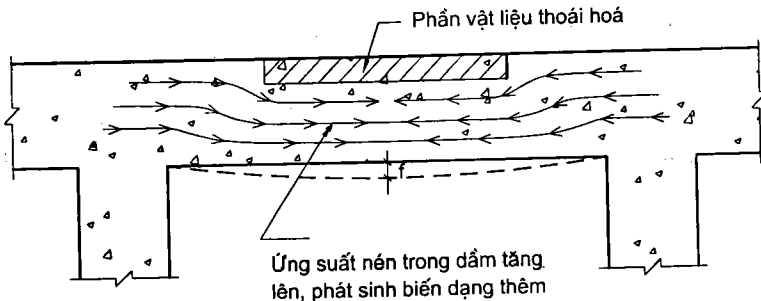
Việc sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép bằng cách loại bỏ phần vật liệu hư hỏng, thay thế bằng vật liệu sửa chữa mới gặp phải không ít những vấn đề phức tạp. Đó là hiện tượng phân phối lại ứng suất trong kết cấu, khả năng tham gia chịu tải của phần sửa chữa với kết cấu cũ, vấn đề co ngót, toàn khối hóa, chất lượng và độ bền lâu của công trình sau khi được sửa chữa.

Để đảm bảo chất lượng của việc sửa chữa, cần giải quyết các bài toán về sự tham gia chịu tải của phần sửa chữa với kết cấu được sửa chữa, phương pháp chuẩn bị bề mặt kết cấu cũ để

tiếp nhận phần sửa chữa mới ốp vào và kỹ thuật thi công phù hợp đảm bảo tính toàn khối cho kết cấu sau khi được sửa chữa.

5.2.1. Về sự tham gia chịu tải của phần sửa chữa với kết cấu được sửa chữa

Khi kết cấu bị hư hỏng hoặc trong quá trình thoái hóa, trong kết cấu sẽ xuất hiện hiện tượng phân phối lại ứng lực. Trong chương 3 đã đề cập đến hiện tượng này trong mục đánh giá khả năng chịu tải còn lại của kết cấu (mục 3.1.5). Trong đó đề cập đến sự xuất hiện những khớp dẻo tại vị trí nào đó của kết cấu làm cho sơ đồ tính toán của hệ thống thay đổi. Trong trường hợp này, sự phân phối lại ứng lực được xét theo một khía cạnh khác: đó là sự phân phối lại ứng suất trong tiết diện của phần tử kết cấu tại vị trí kết cấu bị hư hỏng. Thật vậy, dưới tác động của tải trọng, do một phần tiết diện bị thoái hóa cho nên ứng lực dồn phần lớn vào phần lành lặn. Đến một lúc nào đó, ứng suất trong phần lành lặn sẽ tiến đến giới hạn làm cho biến dạng tăng lên, có khi dẫn đến sự phá hủy của kết cấu (hình 5.3).

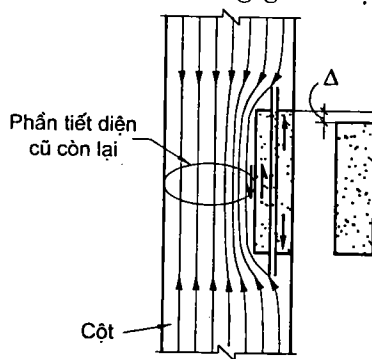


Hình 5.3. Tình trạng chịu tải của dầm khi có phần thoái hóa tại vùng chịu nén

Trong điều kiện như vậy, việc loại bỏ hoàn toàn phần thoái hoá sẽ làm cho toàn bộ ứng lực dồn hết vào phần lành lặn còn lại của tiết diện. Điều đó có thể dẫn đến tình trạng vượt quá khả năng chịu tải của tiết diện, gây sự cố sụp đổ hoặc biến dạng quá giới hạn cho phép.

Việc thay thế vật liệu sửa chữa mới vào nhằm mục đích trả lại trạng thái ứng suất ban đầu của tiết diện. Tuy nhiên không thể hoàn toàn như vậy vì các nguyên nhân dưới đây:

- Trong quá trình sửa chữa, kết cấu cũ luôn ở trong trạng thái chịu tải, ít ra cũng là trọng lượng bản thân. Còn phần sửa chữa mới ộp vào chỉ chịu tác động của những tải trọng không có mặt trong quá trình sửa chữa. Do đó dẫn đến tình trạng ứng suất không đồng đều giữa hai lớp vật liệu cũ và mới.
- Dưới tác động của tải trọng ứng suất trong phần kết cấu cũ có khi đã đạt tới giới hạn trong khi ứng suất trong phần sửa chữa mới chỉ mới bắt đầu trong giai đoạn đàn hồi. Phần sửa chữa mới khó có thể làm việc đồng thời với kết cấu cũ.
- Hiện tượng co ngót trong vật liệu mới ộp vào làm cho trạng thái ứng suất trong tiết diện trở nên phức tạp hơn.

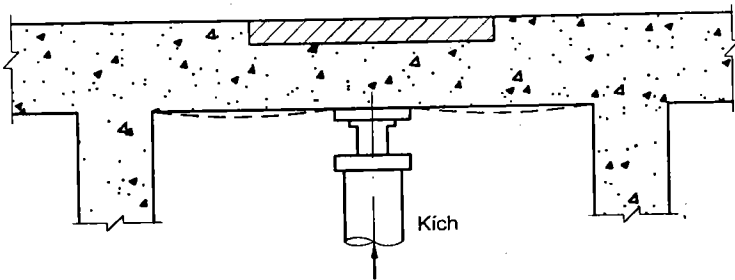


Hình 5.4. Ảnh hưởng co ngót đến sự tham gia chịu lực của phần kết cấu sửa chữa

Trong lúc này, nếu trong phần kết cấu cũ đang chịu ứng lực nén thì do hiện tượng co ngót của vật liệu mới ộp vào sẽ làm tăng ứng lực nén này thêm một lượng bằng lượng ứng lực kéo trong phần vật liệu mới ộp thêm (hình 5.4).

Để khắc phục những trở ngại trên nhằm cải thiện khả năng tham gia chịu tải của phần sửa chữa mới với kết cấu cũ cần thực hiện một số biện pháp sau đây:

- Trong quá trình ộp vật liệu sửa chữa mới vào kết cấu cũ, cần dỡ bỏ toàn bộ hoạt tải có thể dỡ bỏ được. Khi cần thiết có thể dùng kích để trả lại trạng thái "nghỉ" cho kết cấu chịu uốn (hình 5.5).



Hình 5.5. Kích chống triệt tiêu độ võng trở lại trạng thái "nghỉ" cho kết cấu

- Chọn vật liệu có độ co ngót bé nhất (xem chương 4).
- Chọn vật liệu có từ biến bé nhất và có môđun đàn hồi tương hợp với vật liệu kết cấu cũ.
- Tạo độ dính tốt giữa hai vật liệu mới và cũ tăng cường toàn khối hóa.

- Trong trường hợp thay thế hoặc bổ sung cốt thép, để cốt thép mới cũng làm việc đồng thời cùng với cốt thép sẵn có, có thể áp dụng kỹ thuật ứng lực trước (xem phần III).

5.2.2. Chuẩn bị bề mặt

Cho dù kết cấu bị hư hỏng do bất kỳ nguyên nhân nào thì khâu chuẩn bị bề mặt có tầm quan trọng quyết định đến chất lượng sửa chữa. Dù thiết kế hợp lý, vật liệu sửa chữa được lựa chọn thích hợp, thiết bị thi công tốt nhưng nếu như khâu chuẩn bị bề mặt không tốt thì chắc chắn việc sửa chữa không thu được kết quả tốt, đặc biệt là đối với các công trình công nghiệp làm việc trong môi trường ăn mòn. Một điều chắc chắn là nếu xử lý bề mặt không tốt, tốc độ hư hỏng sau đó nhanh hơn rất nhiều lần tốc độ hư hỏng từ khi mới xây dựng. Trong thực tế đã xảy ra với hệ thống kết cấu của một phân xưởng điện phân [16] bị ăn mòn trầm trọng sau hơn 20 năm hoạt động đã được sửa chữa bằng cách ốp tăng cường tiết diện, có thêm cốt thép chịu lực nhưng chỉ sau 5 năm từ khi sửa chữa xong, hiện tượng ăn mòn cốt thép lại xuất hiện đe dọa tình trạng an toàn của kết cấu. Tương tự hệ thống kết cấu nhà xưởng glycerin thuộc một xí nghiệp hoá chất [16] cũng nằm trong tình trạng đó.

Qua các ví dụ trên cho thấy rõ tầm quan trọng của khâu chuẩn bị bề mặt trong công tác sửa chữa phục hồi kết cấu bê tông cốt thép.

Công tác chuẩn bị bề mặt có hai phần:

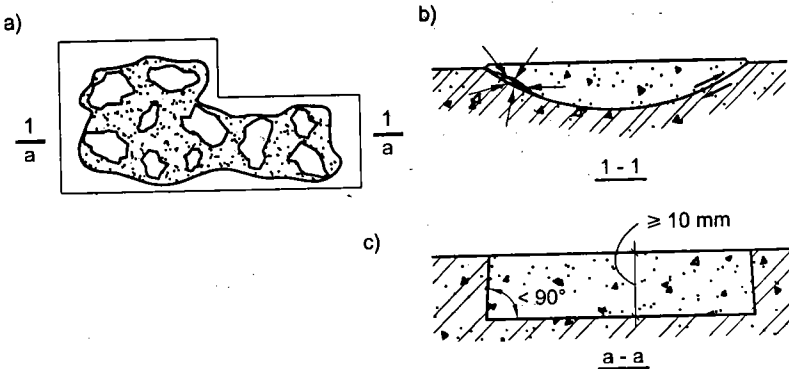
- Chuẩn bị bề mặt bê tông
- Xử lý cốt thép bị ăn mòn

5.2.2.1. Chuẩn bị bề mặt bê tông

Chuẩn bị bề mặt bê tông là loại bỏ phần bê tông đã thoái hóa, xử lý bề mặt tiếp xúc nhằm mục đích đảm bảo sự tiếp nhận của kết cấu cũ với vật liệu sửa chữa mới ốp vào.

Trước tiên căn cứ vào số liệu khảo sát, thiết kế và kết hợp với quan sát bằng mắt thường xác định phạm vi sửa chữa. Tiến hành chuẩn bị sàn thao tác và hệ thống chống đỡ để đảm bảo an toàn cho kết cấu trong khi đục tẩy lớp bê tông đã hư hỏng.

Sau đó vẽ sơ đồ diện đục tẩy lớp bê tông hư hỏng ngay trên kết cấu công trình. Sơ đồ cần bảo đảm được hoàn toàn phạm vi hư hỏng, đường biên cần hết sức đơn giản, có chu vi càng ngắn càng tốt (hình 5.6).

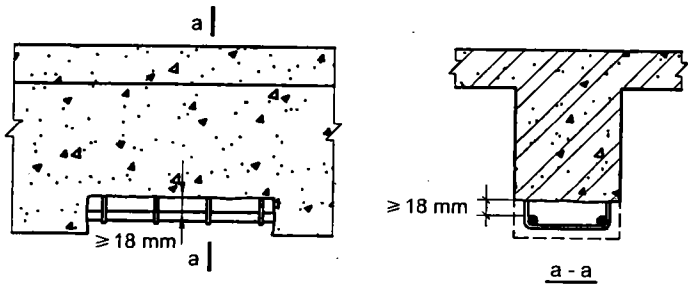


Hình 5.6. Sơ đồ đục tẩy lớp bê tông hư hỏng

Về độ sâu phụ thuộc vào độ sâu hư hỏng của kết cấu, đảm bảo mặt bê tông rắn chắc và không còn tạp chất có hại. Chiều sâu không ít hơn 10 mm. Tại mép diện đục tẩy cần đảm bảo sao cho có thể tránh được hiện tượng trượt giữa hai lớp bê tông cũ và

mới khi chịu tải, lớp bê tông mới được gài gắn vào lớp bê tông cũ. Nếu đục tẩy theo tiết diện hình vát (hình 5.6b) sau khi ốp bê tông mới vào, dưới tác dụng của ứng suất nén sẽ xuất hiện lực trượt giữa hai phần bê tông cũ và mới. Hợp lý nhất là nên đục tẩy theo tiết diện cho trên hình 5.6c.

Trong trường hợp cốt thép bị gỉ, bê tông cần được đục bóc ra khỏi cốt thép một kẽ hở không dưới 18 mm để có điều kiện đánh gỉ cốt thép (hình 5.7). Hoặc dù trong trường hợp cốt thép không bị gỉ nhưng bê tông xung quanh cốt thép bị rạn nứt hoặc sút mẻ không còn đảm bảo độ dính với cốt thép, phần bê tông này cũng bị loại bỏ sao cho khoảng cách từ mép cốt thép đến mặt bê tông không dưới 18 mm (hình 5.7).



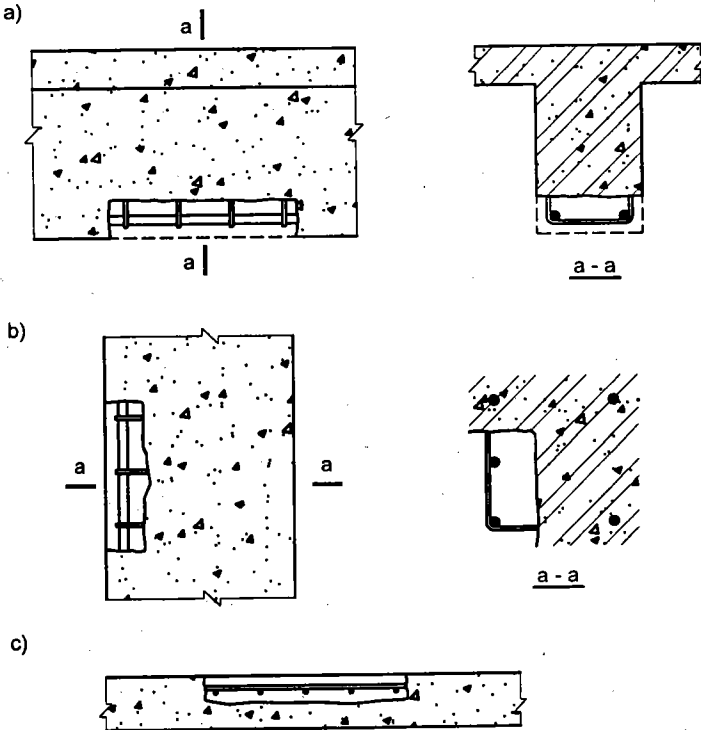
Hình 5.7. Sơ đồ đục bê tông đảm khi cốt thép bị gỉ hoặc bê tông xung quanh cốt thép bị nứt

Quy cách đục bỏ lớp bê tông hư hỏng đối với dầm, cột và sàn có thể tham khảo trên hình 5.8.

Việc đục bỏ lớp bê tông hư hỏng có thể thực hiện theo nhiều phương pháp khác nhau tùy theo yêu cầu từng trường hợp cụ thể.

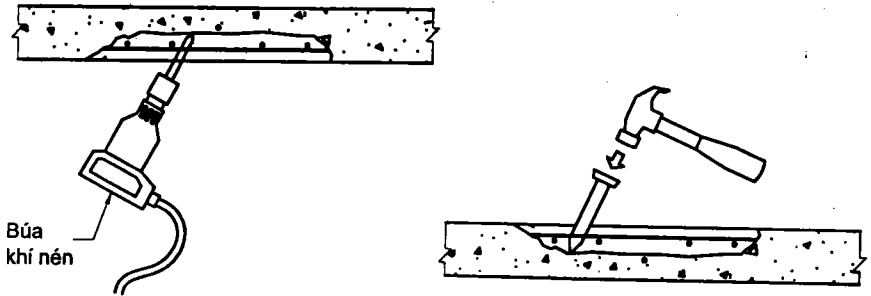
Khi phạm vi đục đẽo lớn và kết cấu không bị ảnh hưởng do va đập mạnh có thể sử dụng thuốc nổ [29]. Phương pháp này

nhANH NHẤT và cŨNG KINH TẾ NHẤT NHƯNG CHỈ NÊN ỨNG DỤNG CHO KẾT CẤU KHỐI LỚN HOẶC TRƯỜNG HỢP MUỐN PHÁ BỎ MỘT PHẦN HOẶC TOÀN BỘ CÔNG TRÌNH. NGƯỜI TA CŨNG DÙNG CHẤT NỔ ĐỂ BỐC TRẦN CỐT THÉP HOẶC CẮT BỎ CỐT THÉP CỦA MỘT KẾT CẤU.



Hình 5.8. Sơ đồ diện dọc bỏ lớp bê tông hư hỏng tại dầm, cột, sàn

Phương tiện thông dụng nhất để loại bỏ lớp bê tông hư hỏng trong công tác sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép là các loại búa đục chạy bằng khí nén hoặc bằng điện. Với loại nhẹ có thể dùng để bóc các lớp bê tông hỏng theo mặt phẳng đứng hoặc mặt dưới kết cấu. Cũng có thể dùng búa tay khi việc đục đẽo không lớn (hình 5.9).



Hình 5.9. Đục đẽo bê tông bằng búa đục bằng khí nén hoặc búa tay

Dùng tia nước áp lực cao (138 - 276 MPa) có thể cắt bỏ được lớp bê tông hư hỏng cần loại bỏ. Thiết bị này được gắn trên một bệ di động có thể thao tác với mọi tư thế khác nhau. Khi dùng tia nước áp lực cao có thể giữ lại phần cốt thép.

Ngoài ra có thể sử dụng các thiết bị chuyên dùng khác như các thiết bị khoan cắt, thiết bị nghiền xoay v.v... để loại bỏ lớp bê tông hư hỏng trên bề mặt kết cấu trong một phạm vi lớn như đường sá, bến bãi v.v...

Các yêu cầu kỹ thuật của công tác chuẩn bị bề mặt

Để đảm bảo sự liên kết giữa bê tông cũ với bê tông mới ốp vào, yêu cầu bề mặt bê tông cũ phải đạt được những yêu cầu dưới đây:

- *Bề mặt bê tông cũ phải đặc, chắc, đảm bảo yêu cầu về mặt cường độ.* Để thực hiện được yêu cầu này trước hết cần căn cứ trên số liệu khảo sát (xem chương 3), dùng búa tay gỗ kiểm tra phát hiện những chỗ có khuyết tật như nứt, tách, vỡ, rỗ, mủn v.v... Sau đó dùng búa hơi cầm tay hoặc bằng phương pháp khác bóc bỏ toàn bộ những chỗ yếu cho đến phần bê tông rắn chắc.

- *Bề mặt bê tông cũ phải sạch.* Mặt bê tông không có tạp chất như bùn đất, các sản phẩm cacbonat hóa, hợp chất clorit, dầu mỡ hoặc các tác nhân ăn mòn khác. Những tạp chất này sẽ làm giảm độ dính giữa bê tông cũ và vật liệu sửa chữa mới ốp vào. Điều đáng chú ý nhất là việc tẩy rửa, làm sạch bề mặt kết cấu khỏi tác nhân ăn mòn là rất khó khăn và phức tạp. Việc làm sạch có thể thực hiện bằng nhiều phương pháp khác nhau như phương pháp cơ học, hóa học, nhiệt học v.v... nhiều khi phải dùng nhiều phương pháp kết hợp với nhau.

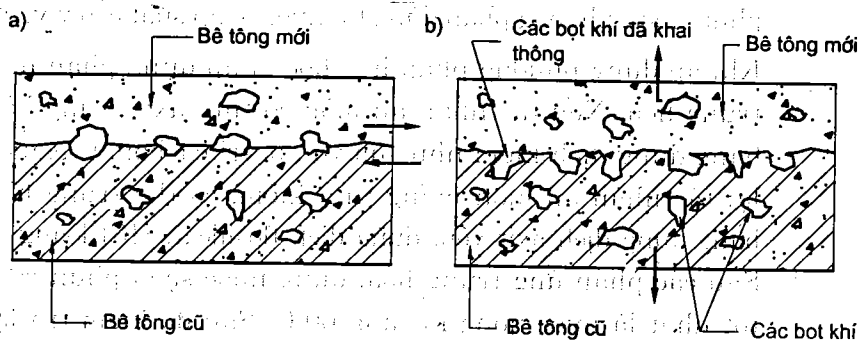
Việc áp dụng phương pháp cơ học như dùng đục tẩy, bàn chải sắt, thiết bị phun cát khô hoặc phun cát kết hợp phun nước, phương pháp dùng tia nước có áp suất cao v.v...

Khi áp dụng phương pháp hóa học là áp dụng phản ứng trung hòa. Nếu tác nhân ăn mòn có tính axit trung hòa bằng dung dịch kiềm như sữa vôi, natri cacbonat. Ngược lại tác nhân ăn mòn mang tính kiềm, có thể trung hòa bằng dung dịch axit yếu, dung dịch flosilicat, HCl loãng ... Sau các phản ứng trung hòa, dùng nước sạch phun rửa, tốt nhất là nước nóng khoảng 60°C. Sau đó kiểm tra lại mức độ làm sạch. Nếu chưa đạt, cần tiến hành trung hòa lại.

Qua nhiều lần trung hòa và rửa mà không sạch thì cần phải đục thêm một lớp nữa. Làm như vậy cho tới khi bề mặt kết cấu cần sửa chữa được hoàn toàn trung tính. Nếu là kết cấu mỏng chẳng hạn như tấm sàn, sau khi cho nước phía trên và đun nóng phía dưới cho nước đạt tới 60°C, nước trong bê tông có mang theo chất ăn mòn sẽ

thoát ra bề mặt. Rửa đi rửa lại nhiều lần như vậy cho tới khi sạch hoàn toàn. Để xác định mức độ trung hòa của từng lớp bê tông cần nghiền các mảnh vỡ của lớp tương ứng rồi thấm nước, sau đó dùng giấy chỉ thị màu đo chỉ số pH. Người ta cũng xác định mức độ cacbonat hóa của bê tông bằng phản ứng dung dịch rượu phenolphthalein.

• *Đảm bảo độ dính giữa mặt bê tông cũ với vật liệu sửa chữa mới ốp vào.* Độ dính giữa hai lớp bê tông cũ và mới gồm hai thành phần: độ dính chống trượt và độ dính chống kéo. Để tăng độ dính chống trượt, bề mặt bê tông cũ được cấu tạo xù xì, có độ nhám nhất định, tạo được cơ cấu cài vào nhau (hình 5.10).

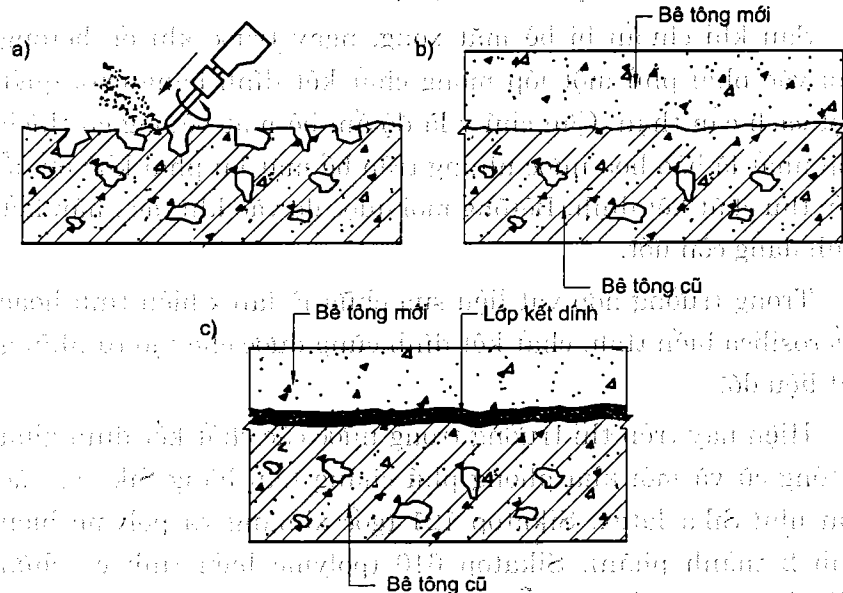


Hình 5.10. Sơ đồ cơ cấu tạo độ dính giữa hai lớp bê tông cũ và mới

a) Độ dính chống cắt; b) Độ dính chống kéo.

Hơn nữa ta biết rằng trong bê tông tồn tại những bọt khí. Lượng bọt khí trong bê tông không bé hơn 10% thể tích bê tông. Vì vậy để tăng cường độ dính giữa hai lớp bê tông cũ và mới cần mở thoáng những bọt khí này tại bề mặt bê tông cũ. Phần vữa lỏng của lớp bê tông mới sẽ thâm nhập vào những bọt khí này làm tăng độ dính chịu kéo của bề mặt tiếp xúc giữa hai lớp

bê tông (hình 5.11). Để mở thoáng những bọt khí này, có thể dùng kỹ thuật phun cát, phun cát kết hợp nước hoặc dùng tia nước áp lực cao [19] [32].



Hình 5.11. Sơ đồ bề mặt tiếp xúc giữa hai lớp bê tông

a) Mở thoáng các bọt khí tại bề mặt bê tông cũ;

b) Tại mặt tiếp xúc không có lớp kết dính;

c) Tại mặt tiếp xúc có lớp kết dính.

Trong trường hợp cần thiết có thể thêm lớp kết dính. Lớp kết dính này thấm vào những lỗ rỗng đã được mở thoáng tại mặt bê tông cũ, tạo rãnh bám chặt tại đó và làm tăng độ dính chịu kéo giữa hai lớp bê tông.

Đối với vật liệu sửa chữa trên cơ sở xi măng như bê tông hoặc vữa xi măng, chất kết dính được dùng có thể là hồ xi măng hoặc vữa xi măng cát đơn thuần, nhưng thông thường được trộn thêm phụ gia polyme với tỷ lệ (theo thể tích) 2 xi măng:

1 polymelatex. Không phải latex nào cũng tương thích với bê tông, trong trường hợp này chỉ sử dụng các loại latex như styren butadien (SBR), acrylic, polyvinylacetat (PVA).

Sau khi chuẩn bị bề mặt xong, ngay trước khi ốp bê tông mới vào phải phủ một lớp mỏng chất kết dính bằng chổi quét một cách cẩn thận. Cần chú ý là độ ẩm bề mặt bê tông cũ thích hợp nhất là bão hòa nước nhưng trên bề mặt lại phải khô để dễ hấp thụ chất kết dính. Bê tông mới được đổ vào khi tác nhân kết dính đang còn ướt.

Trong trường hợp vật liệu sửa chữa là latex biến tính hoặc microsilica biến tính, chất kết dính cũng được chế tạo từ những vật liệu đó.

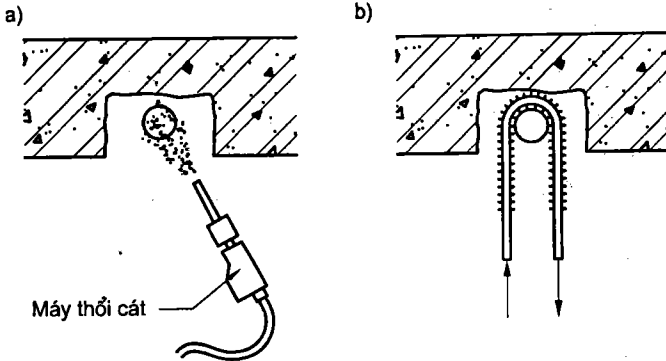
Hiện nay trên thị trường trong nước các chất kết dính giữa bê tông cũ và mới khá phong phú chẳng hạn hãng Sika có các loại như Sika latex, Sikatop 121 (gốc ximăng và polyme biến tính 2 thành phần), Sikatop 610 (polyme biến tính có chứa silicafum và chất chống ăn mòn) hoặc Sikatop Armatec 110 Epocen (3 thành phần).

Cần chú ý rằng, việc sử dụng chất kết dính không phải để khắc phục sự yếu kém về chất lượng chuẩn bị bề mặt bê tông.

5.2.2.2. Xử lý cốt thép

Đối với cốt thép bị gỉ cần được đánh sạch gỉ và có biện pháp bảo vệ. Việc đánh gỉ có thể thực hiện bằng bàn chải sắt hoặc loại chổi sắt chuyên dụng (các dụng cụ này cũng có thể dùng đánh sạch bề mặt bê tông). Có thể đánh gỉ bằng thổi cát. Trong điều kiện có thể, các tia nước áp lực cao (20,7 - 69 MPa) cũng là phương tiện tốt để đánh sạch gỉ. Khi đánh gỉ cần chú ý

cả mặt khuất của cốt thép. Lúc này nên dùng dây đai có râu thép (hình 5.12).



Hình 5.12. Đánh gỉ cốt thép

a) Bằng thổi cát; b) Dùng dây đai có râu thép.

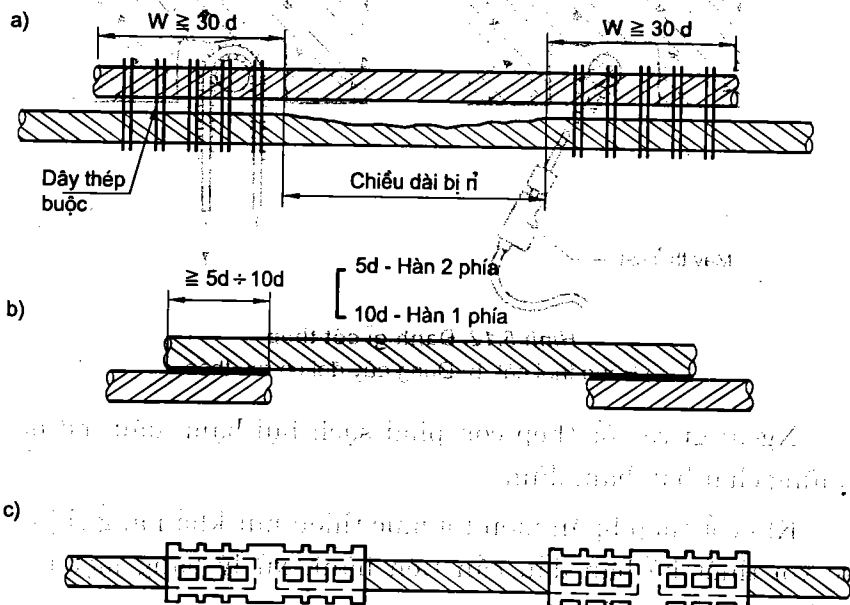
Ngoài gỉ ra cốt thép còn phải sạch bụi bặm, dầu mỡ hoặc những chất bẩn bám dính.

Khi cốt thép bị ăn mòn tới mức thiếu hụt khả năng chịu tải so với thiết kế ban đầu cần tiến hành xử lý bằng một trong những cách sau đây:

- Ốp tăng cường phân tiết diện bị thu hẹp bằng một thanh thép khác. Có thể liên kết hàn hoặc buộc (hình 5.13a).
- Thay thế phần có tiết diện bị thu hẹp bằng một đoạn cốt thép khác cùng tiết diện. Có thể dùng liên kết hàn hoặc kẹp nối đầu (hình 5.13 b,c).

Thông thường thì cốt thép được bảo vệ trong môi trường kiềm của bê tông mới. Trong một số tình thế như: khi kết cấu làm việc trong môi trường ăn mòn, việc bảo vệ bổ sung cho cốt thép vẫn cần phải thực hiện. Các giải pháp bảo vệ cốt thép có thể áp dụng như sau:

- Lớp bê tông bảo vệ phải đặc chắc, chiều dày lớp bảo vệ phụ thuộc vào mức độ ăn mòn của môi trường và vị trí của kết cấu, có thể lấy $30 \div 50$ mm.



Hình 5.13. Xử lý bổ sung hoặc thay thế cốt thép bị gỉ

- Quét lên một lớp hồ kiềm tính để tăng tính kiềm cho bê tông bao quanh cốt thép. Theo Imre Biczok [27] thì ngay trước khi đổ bê tông nên quét lên cốt thép một lớp sữa vôi. Trong một số trường hợp dùng nhựa epoxy có trộn chất độn kiềm tính quét lên cốt thép [32].
- Phốtphat hóa bề mặt cốt thép đã được làm sạch bằng cách quét lên một lớp PL-1 [12]... hoặc một lớp sơn epoxy. Cần chú ý là không làm dây những chất này vào mặt bê tông, sẽ làm giảm độ dính giữa bê tông cũ và bê tông mới.

Tuy nhiên việc sơn phủ lên bề mặt cốt thép cũng cần phải thận trọng. Nếu cốt thép được sơn phủ toàn bộ thì rất tốt nhưng chỉ sơn một phần, dòng điện có thể tập trung vào phần không được sơn và đẩy nhanh quá trình ăn mòn điện hóa tại đó.

Ngoài ra có thể áp dụng biện pháp bảo vệ âm cực. Phương pháp này có thể thực hiện theo hai hình thức:

- Dùng kẽm nóng chảy quét lên cốt thép hoặc phủ lên bề mặt bê tông gần cốt thép.
- Đặt các anốt nối cốt thép với dòng điện kích thích ngược chiều dòng điện ăn mòn để bảo vệ cốt thép (xem chương 8).

5.3. THI CÔNG BÊ TÔNG

5.3.1. Lựa chọn phương pháp thi công bê tông và vữa

Có ba khâu quan trọng nhất để đảm bảo chất lượng thi công sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép:

- Chọn vật liệu sửa chữa phù hợp;
- Chuẩn bị bề mặt thỏa đáng;
- Kỹ thuật thi công bê tông đảm bảo chất lượng.

Đổ bê tông là khâu cơ bản cuối cùng của công việc sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép. Chất lượng cần đạt được của kỹ thuật đổ bê tông là:

- Chèn đầy toàn bộ không gian cần đổ, không để có khe hở hoặc lỗ rỗng tại mặt tiếp xúc với bê tông và cốt thép của kết cấu cũ.
- Có độ bám dính tốt giữa hai lớp bê tông cũ và mới, cốt thép được bọc kín bằng bê tông.

- Giảm thiểu được hiện tượng co ngót, không xuất hiện, những vết nứt trên bề mặt lớp bê tông mới và đặc biệt là tại biên tiếp xúc với bề mặt kết cấu cũ.
- Các yêu cầu về chất lượng khác cần thỏa mãn các yêu cầu chung đối với kỹ thuật đổ bê tông trong trường hợp thông thường.

Để đảm bảo được các yêu cầu trên, cần chọn được phương pháp và kỹ thuật đổ bê tông thích hợp cho từng trường hợp khác nhau. Việc lựa chọn dựa trên cơ sở các điều kiện cụ thể của từng trường hợp như:

- Căn cứ vào vật liệu sửa chữa đã được lựa chọn (từ vữa xi măng cát cho đến bê tông có cốt liệu lớn, từ vật liệu trên cơ sở xi măng đến vật liệu polyme) để sử dụng các phương tiện phù hợp. Chẳng hạn khi sử dụng vữa xi măng cát có thể trát bằng bay hay thiết bị phun vữa. Khi sử dụng vật liệu sửa chữa có cốt liệu lớn, hàm lượng cao có thể dùng phương pháp bơm vữa chèn vào khuôn đã sắp sẵn cốt liệu.
- Kích thước và quy mô sửa chữa. Trong trường hợp sửa chữa nhỏ có thể thực hiện bằng thủ công chẳng hạn dùng bay trát khi chiều dày lớp sửa chữa không quá 4 cm hoặc dùng cách đắp bê tông khô khi phần sửa chữa sâu hơn. Khi sửa chữa diện rộng và nông có thể sử dụng thiết bị phun vữa hoặc phun bê tông hoặc bơm áp lực.
- Điều kiện thao tác: tại những chỗ có điều kiện thao tác khó khăn, không đảm bảo có thể dùng phương pháp bơm áp lực, rót v.v...

Cũng có thể dùng phương pháp đổ bê tông thông thường, đầm dùng búa gõ hoặc bằng phương pháp rung động bên ngoài v.v...

Ngoài ra việc lựa chọn phương pháp đổ bê tông còn phụ thuộc vào điều kiện, phương tiện thiết bị, trình độ và kinh nghiệm người thi công, yêu cầu của chủ đầu tư về các mặt kinh tế kỹ thuật, thời gian v.v...

Dưới đây là các phương pháp thi công bê tông có thể sử dụng cho việc sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép.

5.3.2. Phương pháp thủ công

Phương pháp này được sử dụng khi khối lượng sửa chữa không lớn hoặc phân tán. Phương pháp thủ công tuy có năng suất không cao nhưng khá linh hoạt và vẫn có thể kiểm soát được về mặt chất lượng.

Phương pháp thủ công có thể áp dụng được trong các trường hợp sau đây:

a. Trát vữa

Khi kết cấu chỉ bị hư hỏng mặt ngoài, độ sâu không quá 40 mm có thể dùng phương pháp trát vữa để lấp vá chỗ bị hư hỏng đó. Vật liệu sửa chữa thường được sử dụng là vữa xi măng cát với tỷ lệ xi măng/cát vào khoảng 1:2,5 ÷ 1:3. Cát được sử dụng là loại cát bê tông sắc cạnh, có kích thước 0,105 mm ÷ 4,75 mm với cấp phối hợp lý, loại đường kính 0,6 mm ÷ 3,17 mm chiếm phần lớn [9]. Phụ thuộc vào từng trường hợp cụ thể, có thể cho thêm bột độn như tro bay microlilica, phụ gia polyme như latex styrenbutadien (SBR) hoặc nhũ tương acrylic. Việc sử dụng phụ

gia polyme có tác dụng làm tăng độ dính của vữa với bê tông, tăng cường độ của vữa, hạn chế được các vết nứt do co ngót hoặc do ứng lực nhiệt xảy ra đối với vữa. Lượng polyme latex có thể lấy tới 50% lượng xi măng (tính theo khối tích) [33], tuy nhiên cần tham khảo thêm liều lượng đề xuất của các hãng cung cấp.

Để tăng khả năng kết dính giữa lớp vữa sửa chữa với bê tông cần chú ý thực hiện các yêu cầu sau:

- Bề mặt bê tông được xử lý theo nội dung được trình bày trong mục 5.2.2. Trước khi trát vữa hoặc quét tác nhân kết dính, bê tông cần có độ ẩm bão hòa nhưng bề mặt phải khô, sạch. Nếu bề mặt bị bụi hoặc có nước sẽ ngăn cản sửa xi măng hoặc tác nhân kết dính thâm nhập vào các lỗ hổng thoáng trên bề mặt bê tông, do đó sẽ giảm độ dính giữa vữa sửa chữa và bê tông kết cấu cũ.
- Lớp trát đầu tiên cần thực hiện ngay sau khi quét tác nhân kết dính, khi lớp này đang còn ướt. Nếu tác nhân kết dính đã khô, sẽ tạo nên một màng ngăn cách giữa bê tông và vữa, độ dính giữa bê tông và vữa không những không được tăng lên mà còn bị giảm xuống.

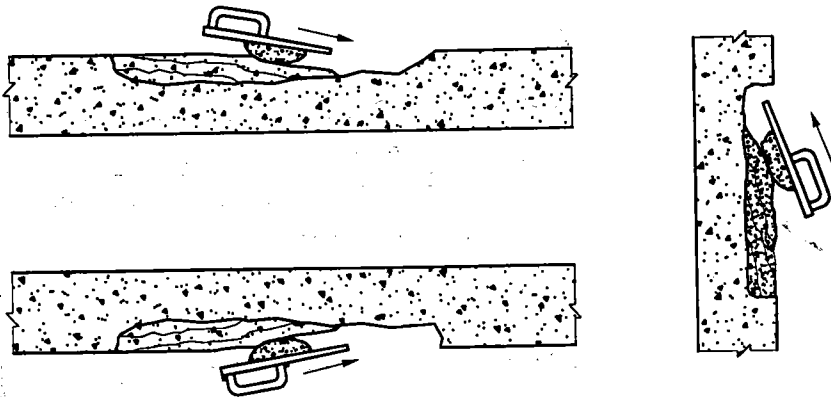
Vì vậy khi lớp tác nhân kết dính bị khô thì phải làm lại từ đầu khâu chuẩn bị bề mặt.

Trát vữa được tiến hành từng lớp, mỗi lớp không dày quá 15 mm. Lớp vữa trước cần khía mặt để tăng độ bám dính với lớp vữa sau và tiếp tục quét một lớp tác nhân kết dính trước khi bắt đầu trát lớp tiếp theo.

Khi trát phải dùng bay miết mạnh để vữa chèn đầy các lỗ trống trên mặt bê tông vữa để tăng độ chặt cho vữa.

Vữa trát xong cần được bảo dưỡng kịp thời, có thể phủ bao tải ướt để giữ độ ẩm trong quá trình đông rắn và tránh được gió, bức xạ mặt trời để giảm được độ co ngót gây nứt trong lớp vữa.

Phương pháp trát vữa có thể áp dụng ở mọi tư thế như đối với các mặt phẳng thẳng đứng, xiên, nằm ngang hoặc mặt dưới của kết cấu (hình 5.14).

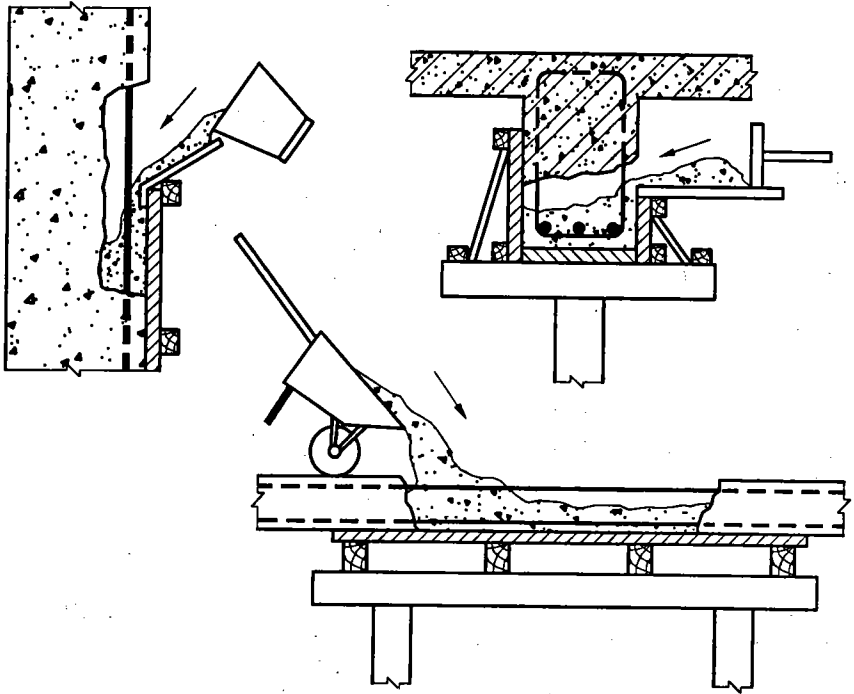


Hình 5.14. Các tư thế trát vữa

Tuy nhiên nếu có cốt thép lộ ra phía ngoài mặt bê tông cần trát, việc trát vữa sẽ khó khăn thực hiện. Phương pháp trát vữa có ưu điểm là tạo được bề mặt kết cấu phẳng phiêu với độ chính xác cao, có thể tạo đường nét kiến trúc khi có yêu cầu.

b. Đổ bê tông vào ván khuôn

Đây là phương pháp truyền thống, có thể sử dụng cho nhiều tư thế khác nhau như mặt thẳng đứng, nằm ngang hoặc phía dưới kết cấu (hình 5.15).



Hình 5.15. Các tư thế đổ bê tông vào ván khuôn

Đối với ván khuôn, yêu cầu phải chịu được trọng lượng và áp lực của vật liệu cùng với tác động của các thiết bị đầm bê tông.

Áp lực lên ván khuôn không nên lấy bé hơn $0,75 \text{ kG/cm}^2$. Ván khuôn được gắn trực tiếp lên kết cấu cũ bằng bulông nở hoặc các thanh chống, thanh giằng được liên kết chặt chẽ với kết cấu xung quanh.

Đối với bê tông, yêu cầu có độ co ngót bé nhưng đủ độ linh động cần thiết để dàng chảy vào ván khuôn. Việc quét tác nhân kết dính trong trường hợp này tương đối khó, khi không thể thực hiện được, cần áp dụng biện pháp đầm đổ thích hợp để cải thiện độ dính với kết cấu cũ. Việc đổ bê tông có thể dùng hình

thức máng trượt hoặc cho rơi tự do vào hốc đã chuẩn bị. Việc đầm bê tông có thể đầm từ bên trong bằng các phương tiện như đầm dùi (rung động), đầm xọc, có thể đầm từ bên ngoài bằng thiết bị chấn động gắn vào ván khuôn hoặc có thể dùng búa gõ vào ván khuôn.

Phương pháp này có ưu điểm là có thể thực hiện được chính xác kích thước kết cấu sửa chữa, phương tiện, thiết bị đơn giản, thao tác dễ dàng không đòi hỏi phải có tay nghề cao. Nhưng cũng có nhược điểm là việc quét tác nhân kết dính tương đối khó khăn hơn nữa năng suất đổ bê tông không cao.

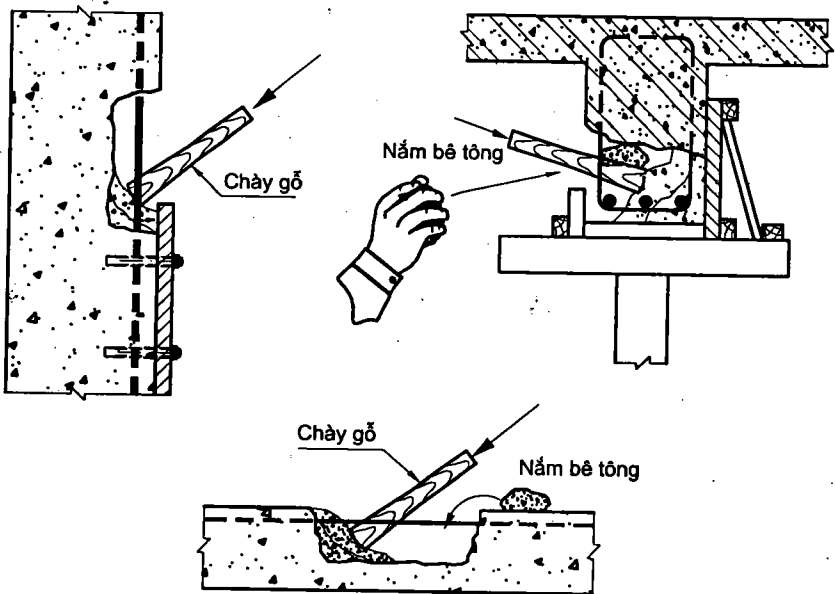
Tuy nhiên đây vẫn là một phương pháp được áp dụng khá phổ biến vì các ưu điểm cơ bản của nó, nhất là trong điều kiện khối lượng thi công ít, không tập trung và không tiện sử dụng các thiết bị khác do không kinh tế hoặc tại vị trí không thể đưa thiết bị vào được.

c. Phương pháp đắp khô

Đắp khô là phương pháp đổ bê tông có độ sụt gần bằng không, được nhồi đắp vào các hốc đã được chuẩn bị sẵn.

Độ sụt của bê tông đắp khô vừa đủ để nắm bê tông thành từng nắm nhét vào hốc đã được chuẩn bị sẵn. Việc đầm chặt được thực hiện bằng chày gỗ chắc chắn, có thể thao tác dễ dàng. Việc đầm chặt làm cho bê tông được tiếp xúc tốt với bề mặt bê tông cũ đã được chuẩn bị, đảm bảo độ dính giữa hai lớp bê tông.

Phương pháp này có thể dùng cho mọi vị trí khác nhau của kết cấu sửa chữa từ trường hợp thẳng đứng, nằm ngang hoặc nằm phía mặt dưới (hình 5.16). Thích hợp nhất là đối với các hốc sâu và có bề mặt nhỏ. Bê tông được nhồi vào từng lớp và được nện chặt bằng chày gỗ dưới tác động của búa tay. Do bê tông khá khô cho nên việc bảo dưỡng cần đặc biệt chú ý. Yêu cầu bê tông được giữ ẩm trong thời gian ít nhất 7 ngày.



Hình 5.16. Các tư thế đổ bê tông bằng phương pháp đắp khô.

Phương pháp đắp bê tông khô có ưu điểm là bê tông ít bị co ngót; không đòi hỏi phương tiện, thiết bị phức tạp, việc thi công khá đơn giản và dễ dàng.

5.3.3. Bê tông phun

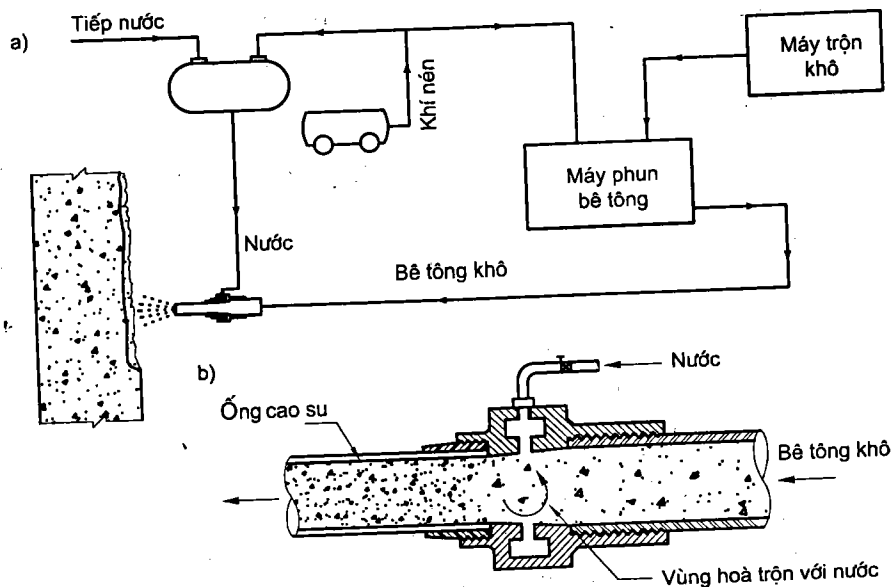
Phun bê tông là một phương pháp đã được sử dụng từ lâu [7], [19], [33], [3] và đã được coi như một biện pháp hữu hiệu để sửa chữa, phục hồi và bảo trì các công trình xây dựng bằng bê tông cốt thép và gạch đá. Đặc biệt từ khi có sự tham gia của vật liệu polyme, bê tông phun đã trở thành một phương tiện bảo vệ chống thấm, chống ăn mòn tốt. Bê tông phun được tạo thành một lớp mỏng có độ bám dính cao với bề mặt kết cấu, tăng cường cho lớp bê tông bảo vệ cốt thép, đồng thời cải thiện chất lượng bề mặt kết cấu bê tông cốt thép.

Kỹ thuật phun bê tông có thể được thực hiện theo hai phương pháp: *phun khô* và *phun ướt*.

5.3.3.1. Phương pháp phun khô

Hỗn hợp chất kết dính (ximăng) và cốt liệu đã được tính sẵn theo cấp phối xác định được trộn trong máy trộn. Hỗn hợp này cho vào máy phun. Nhờ không khí nén đẩy hỗn hợp bê tông khô theo ống dẫn đến vòi phun. Đồng thời nước cũng được dẫn đến vòi phun. Tại đây nước trộn với hỗn hợp khô tạo thành hỗn hợp bê tông ướt. Dưới áp lực của khí nén hỗn hợp này bắn thẳng vào bề mặt bê tông đã được chuẩn bị với tốc độ 70 - 80 m/s. Tỷ lệ $\frac{N}{X}$ được điều chỉnh qua van điều chỉnh nước.

Sơ đồ công nghệ phun khô cho trên hình 5.17.



Hình 5.17. Sơ đồ công nghệ phun khô

a) Sơ đồ công nghệ; b) Sơ đồ vòi phun.

Với công nghệ phun khô có thể dùng được mọi loại xi măng, cốt liệu thông thường hoặc cốt liệu nhẹ, cỡ cốt liệu có đường kính $10 \div 20$ mm, nhưng tốt nhất là $5 \div 10$ mm. Tỷ lệ cốt liệu trên xi măng thường từ 3,5:1 đến 4:1 (theo trọng lượng). Vì hiện tượng bật nảy cho nên bê tông bám vào bề mặt kết cấu có hàm lượng xi măng cao hơn khi trộn hỗn hợp.

Cường độ của bê tông thi công bằng phương pháp phun khô có thể đạt tới $400 - 500 \text{ kg/cm}^2$; kết dính tốt với bề mặt kết cấu cũ.

Chiều dày mỗi lớp không quá 50 mm đối với mặt thẳng đứng và 20 mm đối với mặt dưới (trần) của kết cấu. Chiều dày tối thiểu của mỗi lớp bê tông phun $15 \div 20$ mm. Khi phun lớp cuối cùng nên trừ ra 5 mm để sau đó phun vữa hoàn thiện.

Để tăng khả năng kết dính với mặt bê tông cũ cần:

- Chuẩn bị bề mặt tốt
- Làm ẩm bề mặt trước lúc phun nhưng không phải quá ướt có nước rỉ tự do.
- Vòi phun gần thẳng góc với bề mặt cần phun, khoảng cách thích hợp 0,6 - 1,5 m.

Chất phụ gia có thể đưa vào dạng bột theo hỗn hợp khô, dạng nước theo đường cấp nước hoặc theo một vòi riêng biệt đặt tại vùng hòa trộn của vòi phun.

Các loại phụ gia có thể sử dụng gồm:

- Silicafum có mục đích tăng độ chặt, độ dính kết, giảm bật nảy, chống ăn mòn, tăng cường độ chịu nén và chịu uốn.
- Phụ gia đóng rắn nhanh: phụ gia này tuy có tác dụng đóng rắn nhanh nhưng cũng có khả năng tăng co ngót,

giảm cường độ theo thời gian, không cần thiết nếu đã sử dụng silicafum.

- Phụ gia latex tăng cường độ chịu uốn, chịu kéo và lực dính kết, tăng khả năng chống băng giá. Đề phòng latex tạo màng cứng ngăn cách giữa các lớp, xảy ra hiện tượng tách lớp.

Kinh nghiệm cho thấy rằng khi bê tông phun không có phụ gia polyme khó tránh khỏi những vết nứt do co ngót. Để khắc phục tình trạng này người ta cho thêm sợi polypropylen hoặc các tấm lưới thép. Lưới thép dùng loại $\phi 3 \div 4/75$ được gắn vào bề mặt bê tông kết cấu cũ, để hở một khoảng cách 10 - 20 mm tới bề mặt bê tông cũ.

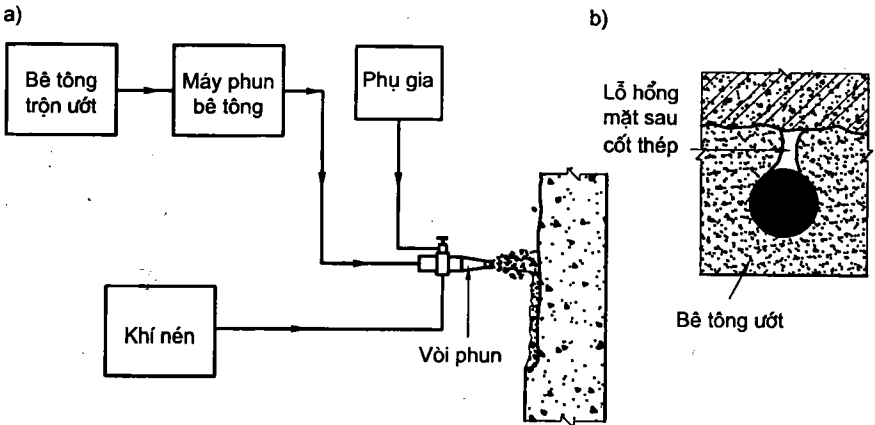
Phương pháp phun khô có ưu điểm là thiết bị đơn giản gọn nhẹ, thích hợp cho mọi công việc sửa chữa từ bé đến lớn. Do tỷ lệ $\frac{N}{X}$ khá bé cho nên bê tông phun khô ít bị co ngót. Hơn nữa tốc độ phun cao, độ bám dính với bề mặt kết cấu cũ rất tốt, độ chặt và cường độ cao. Với sự kiểm tra cẩn thận và người thi công có kinh nghiệm, bê tông phun khô có thể cho kết quả rất tốt. Ngoài ra do trộn khó cho nên không bị động về thời gian. Do những ưu điểm trên cho nên phương pháp phun khô được sử dụng khá rộng rãi trong công việc sửa chữa, bảo trì các công trình xây dựng.

5.3.3.2. Phương pháp phun ướt

Hỗn hợp bê tông phun gồm xi măng, cốt liệu, nước và phụ gia (trừ phụ gia đông cứng nhanh) cho vào bơm dẫn đến vòi phun. Phụ gia đông cứng nhanh được đưa vào theo một vòi

riêng biệt dẫn đến vòi phun. Tại vòi phun một luồng khí nén bắn hỗn hợp bê tông với tốc độ cao (từ 20 - 30 m/s) vào bề mặt kết cấu đã được chuẩn bị (hình 5.18a).

Cấp phối của hỗn hợp bê tông phun ướt phải phù hợp với kỹ thuật bơm bê tông, lượng xi măng so với công nghệ phun khô tăng khoảng 20%. Phụ thuộc vào công suất bơm, chiều dài và đường kính ống dẫn mà bê tông cần có độ linh động thích hợp. Hàm lượng nước có phần cao hơn so với công nghệ phun khô. Để khắc phục hiện tượng này có thể sử dụng phụ gia giảm nước, tăng độ linh động.



Hình 5.18. Sơ đồ công nghệ phun ướt

a) Sơ đồ công nghệ phun ướt ; b) Lỗ hổng mặt sau cốt thép.

Cường độ bê tông phun ướt có thể đạt 200 - 400 kG/cm², độ kết dính đảm bảo.

Thiết bị dùng trong công nghệ phun ướt có công suất từ trung bình đến lớn, đặc biệt là công suất bơm bê tông cần được tính toán kỹ để đáp ứng được công suất phun.

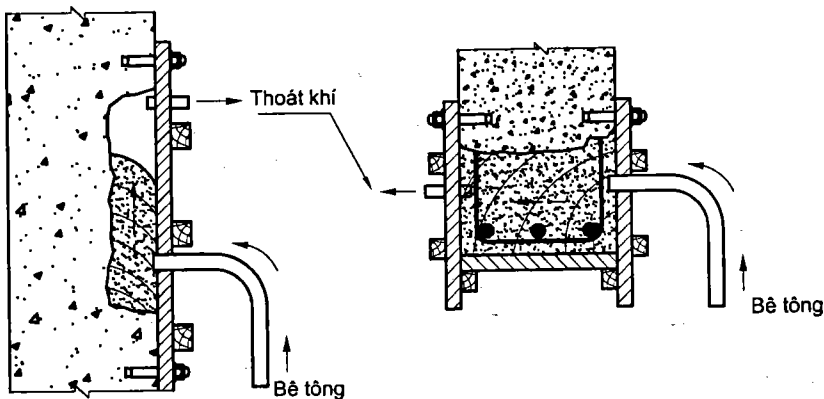
Các yêu cầu kỹ thuật khác cũng tương tự như công nghệ phun khô. Riêng đối với bê tông ướt cần chú ý tránh tạo lỗ hổng mặt sau của thép (hình 5.18b).

Phương pháp phun bê tông ướt phù hợp với khối lượng lớn, thường dùng cho các công trình mới. Do phải trộn ướt trước cho nên khối lượng trộn cần tính đủ cho diện cần phun và thời gian làm việc của vòi phun.

Sơ đồ công nghệ phun ướt cho trên hình 5.18a.

5.3.4. Đổ bê tông bằng phương pháp bơm áp lực

Đổ bê tông bằng phương pháp bơm áp lực đã được sử dụng từ trên 20 năm nay [32] cùng lúc với sự phát triển các loại bơm vữa và bê tông. Có thể áp dụng được cho các trường hợp thẳng đứng hoặc mặt dưới của bê tông.



Hình 5.19. Các vị trí đổ bê tông bằng phương pháp bơm áp lực

Quá trình đổ bê tông bằng phương pháp bơm áp lực bao gồm hai bước: cấu tạo ván khuôn và bơm bê tông chèn đầy hốc được

tạo thành giữa ván khuôn và bề mặt bê tông kết cấu cũ đã được chuẩn bị (hình 5.19).

Có thể sử dụng cho các loại vật liệu sửa chữa khác nhau, điều quan trọng là vật liệu đó có thể bơm được.

Nguyên lý làm việc như sau:

Bê tông trộn sẵn được chuyển đến máy bơm. Máy bơm đẩy hỗn hợp bê tông vào hốc đã được chuẩn bị. Trong trường hợp diện đổ thẳng đứng, bê tông được bơm từ dưới lên, còn trường hợp diện đổ là phía dưới kết cấu bê tông được bơm từ phía này sang phía đối diện. Nếu với diện rộng, có thể tạo các vách ngăn và bê tông được bơm vào từng ô chia sẵn. Khi bê tông đã choán đầy hốc áp lực bơm tăng lên, bê tông được nén chặt và vữa bê tông thâm nhập vào các lỗ hổng trên bề mặt bê tông kết cấu cũ đã được chuẩn bị, tạo nên lực dính giữa hai lớp bê tông mới và cũ.

Ưu điểm của phương pháp này là:

- Sử dụng được cho các loại vật liệu khác nhau từ vữa cốt liệu mịn cho đến bê tông cốt liệu thô, từ vật liệu polyme đến xi măng thủy hoá.
- Bê tông đổ không bị rơi, đã có ván khuôn giữ lại.
- Vật liệu đồng nhất không có hiện tượng phân tầng.
- Không phụ thuộc vào kích thước của phần sửa chữa cũng như mật độ cốt thép trong kết cấu.
- Sự gia tăng áp lực làm cho bê tông được nén chặt vữa bê tông có thể thâm nhập vào bề mặt bê tông kết cấu cũ, cốt thép được bọc kín.

Các yêu cầu kỹ thuật đối với phương pháp đổ bê tông bằng bơm áp lực.

- Công tác chuẩn bị bề mặt: do ván khuôn cùng với bề mặt kết cấu (đã được chuẩn bị) tạo thành một hốc kín cho nên trong trường hợp này không quét được tác nhân kết dính. Vì vậy mức độ dính kết giữa hai lớp bê tông cũ và mới phụ thuộc hoàn toàn vào chất lượng bề mặt bê tông cũ đã được chuẩn bị. Công tác chuẩn bị bề mặt được thực hiện theo các yêu cầu được trình bày trong mục 5.2. Đặc biệt trong trường hợp này cần chú ý tránh hiện tượng tụ khí tại bề mặt tiếp xúc giữa hai lớp bê tông, tạo nên những lỗ hổng làm giảm lực dính giữa chúng. Cần bố trí các cửa vào liệu và ống thoát khí hợp lý để tránh hiện tượng này.
- Ván khuôn: Tác động lên ván khuôn ngoài những tải trọng được quy định theo tiêu chuẩn xây dựng hiện hành còn phải kể đến áp lực của vật liệu do bơm tạo ra. Áp lực cực đại khi bê tông đã được bơm đầy hốc kín. Áp lực lên ván khuôn lấy không nhỏ hơn $1,0 \text{ kG/cm}^2$. Vì vậy ván khuôn cần được cấu tạo chắc chắn. Ván khuôn được neo vào kết cấu cũ bằng các bulông nở, ngoài ra còn có thể cấu tạo hệ thống chống giằng với các kết cấu liên quan để cố định ván khuôn trong quá trình đổ bê tông. Kết cấu ván khuôn cũng như hệ thống neo giữ cần được kiểm tra cẩn thận trước khi bơm bê tông.

Vật liệu: Hỗn hợp bê tông phải đáp ứng được kỹ thuật bơm như tính dễ bơm, độ lưu động. Tuy nhiên quan trọng hơn cả vẫn là các đặc tính làm việc của bê tông như ít co ngót, có sự tương

hợp về cường độ, môđun đàn hồi, hệ số giãn nhiệt, độ bền lâu v.v... Tính dễ bơm và độ lưu động có thể được cải thiện bằng cách chọn loại cốt liệu ít sắc cạnh, sử dụng các loại phụ gia hóa dẻo. Hiện nay có một số loại vật liệu “đóng gói” được thiết kế dùng riêng cho kỹ thuật bơm trong đó có phụ gia bù giảm co ngót, sử dụng khá thuận tiện.

Thiết bị bơm và phương pháp bơm: Thiết bị bơm phải phù hợp với loại vật liệu sửa chữa và kích thước sửa chữa. Hỗn hợp bê tông với cốt liệu mịn hoặc ít cốt liệu thô có thể dùng loại bơm mônô hoặc loại bơm pistông van cầu. Khi đường kính cốt liệu từ 10 mm trở lên nên sử dụng bơm thủy lực van lắc.

Trình tự bơm phụ thuộc vào điều kiện hình học của ván khuôn. Đối với mặt phẳng đứng bắt đầu bơm từ dưới đáy lên. Đối với trường hợp mặt dưới của kết cấu bơm từ một phía sang phía đối diện. Cần bố trí các ống thoát khí thích hợp để có thể đẩy hết không khí ra ngoài làm cho bê tông hoàn toàn hoàn chỗ. Khi bê tông đã đầy hốc, áp lực bơm tăng lên, đối với loại bơm thủy lực, áp lực này có thể lên tới 5,5 MPa. Do đó dễ xảy ra khả năng phá hủy ván khuôn cùng hệ chống. Cho nên phải có sự quan sát thường xuyên trong lúc bơm nhất là khi vật liệu đã gần đầy.

5.3.5. Phương pháp bơm vữa vào khuôn đã được sắp sẵn cốt liệu

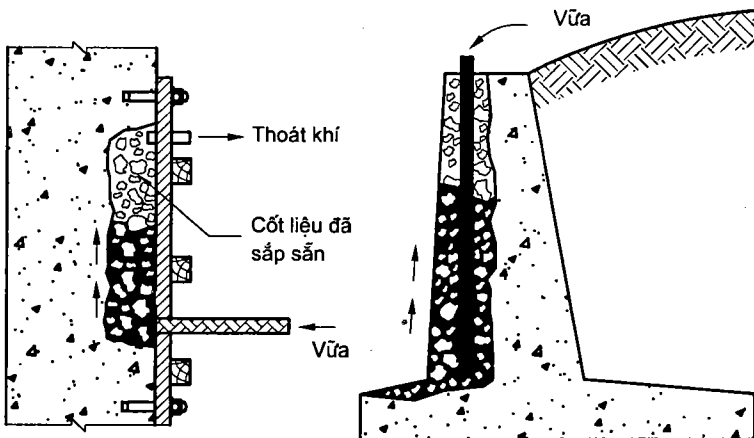
Cũng như các phương pháp đã trình bày trên, để tiến hành bơm vữa vào khuôn đã sắp sẵn cốt liệu cần thực hiện qua các bước sau:

- Chuẩn bị bề mặt (theo mục 5.2).

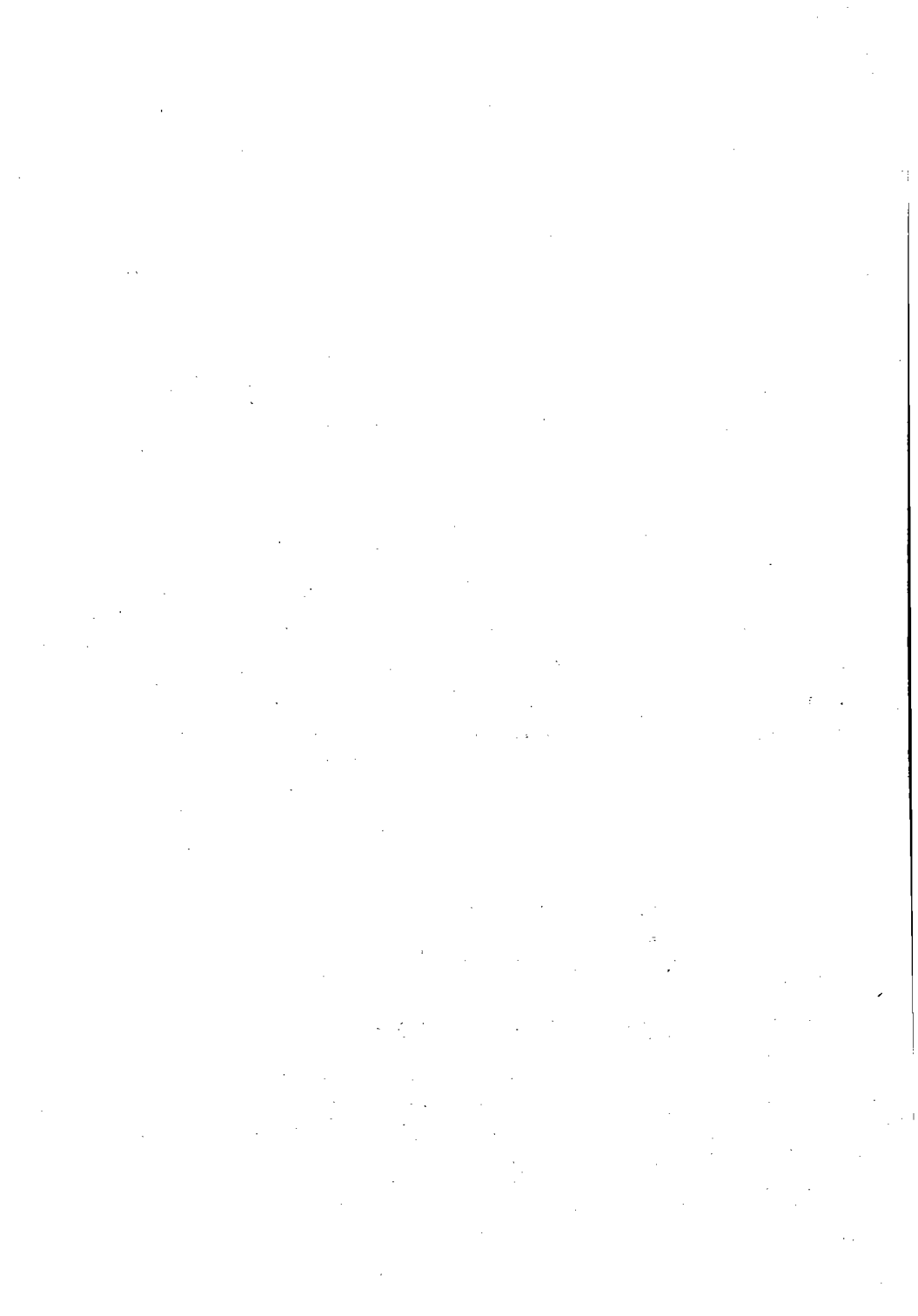
- Ghép ván khuôn và xếp cốt liệu. Cốt liệu được xếp vào ván khuôn thuộc loại cốt liệu thô, kích thước cỡ cốt liệu phụ thuộc vào kích thước sửa chữa. Việc sắp xếp được thực hiện sao cho lỗ trống còn lại chiếm khoảng 40 - 50% thể tích bê tông.
- Bơm vữa có độ lưu động cao vào lỗ tiếp nhận từ phía dưới. Vữa lên cao dần cho tới khi thấy vữa chảy ra lỗ thoát cao nhất (hình 5.20). Sau khi vữa chảy ra từ lỗ gần kề, chuyển vòi bơm sang lỗ ấy và tiếp tục bơm cho đến khi đầy hốc. Lúc này áp lực tăng lên tạo điều kiện cho vữa chèn đầy vào các lỗ rỗng tại bề mặt kết cấu cũ làm tăng lực dính kết giữa hai lớp bê tông cũ và mới.

Ưu điểm rõ rệt nhất của phương pháp này là hạn chế hiện tượng co ngót vì cốt liệu được sắp xếp sẵn đã kê chèn vào nhau làm cho thể tích toàn khối bê tông không thể thay đổi được trong quá trình đông rắn.

Vữa được sử dụng ở đây thường là vữa trên cơ sở xi măng pooc lăng, chỉ trong trường hợp đặc biệt mới dùng vữa epoxy.



Hình 5.20. Phương pháp đổ bê tông bằng bơm vữa vào cốt liệu đã sắp xếp sẵn



6

XỬ LÝ KHE NÚT

Nứt là một hiện tượng bệnh lý đặc trưng của kết cấu bê tông cốt thép. Sự xuất hiện các khe nứt báo hiệu tình trạng suy giảm tính năng chịu lực của kết cấu. Bắt đầu từ những vết nứt đầu tiên do co ngót trong giai đoạn thi công cho đến những khe nứt gãy của kết cấu bê tông cốt thép, hiện tượng nứt thực sự là một tiêu chí quan trọng để đánh giá tình trạng chịu tải của kết cấu công trình. Vì vậy sự xuất hiện các khe nứt trên kết cấu bê tông cốt thép luôn đặt ra những câu hỏi cần được giải đáp và xử lý thỏa đáng.

6.1. PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ

Không phải bất kỳ một khe nứt nào cũng đều gây nguy hiểm cho công trình. Theo TCVN 5744-1991 căn cứ vào điều kiện làm việc của kết cấu mà quy định các cấp chống nứt cho kết cấu và giới hạn cho phép tương ứng của bề rộng khe nứt (xem bảng PL.1). Hoặc theo tiêu chuẩn BS 8110 (Anh) những khe nứt có bề rộng dưới 0,3 mm có thể chấp nhận được [33] như vậy những khe nứt có bề rộng vượt quá giới hạn cho phép cần phải được xử lý. Người ta cũng nhận thấy rằng những khe nứt vuông góc với cốt thép không nguy hiểm bằng những vết nứt

đọc theo chiều dài cốt thép vì lúc này cốt thép có khả năng tiếp xúc với môi trường bên ngoài lớn hơn trường hợp trên. Qua các tình trạng và mức độ khác nhau của các khe nứt, việc xử lý chúng nhằm các mục đích:

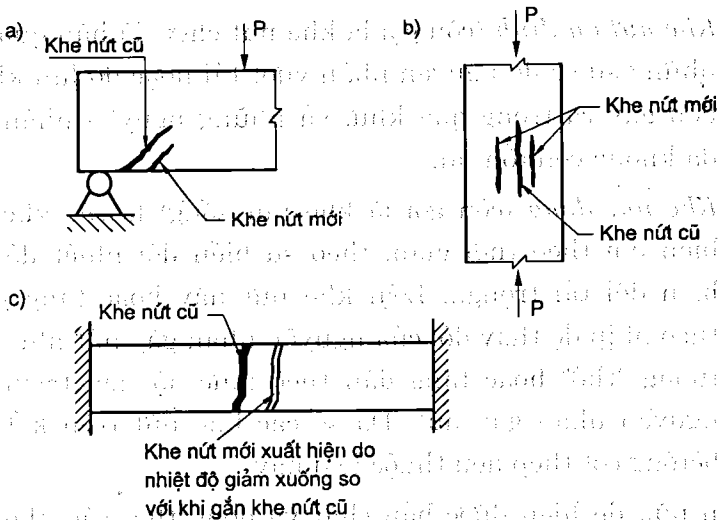
1) Khôi phục tính liên khối với mục đích phục hồi khả năng chịu tải của kết cấu. Mục đích này chỉ đạt được khi triệt tiêu được nguyên nhân gây nứt ban đầu của kết cấu. Thật vậy, cho dù sự hàn gắn khe nứt hoàn hảo đến mức không thể tách ra được thì khe nứt khác sẽ xuất hiện tại vùng lân cận nếu nguyên nhân gây nứt ban đầu vẫn tồn tại. Chẳng hạn dưới tác dụng của lực cắt vượt quá khả năng chịu cắt, những khe nứt xiên đầu dầm sẽ tái xuất hiện, dù khe nứt này được hàn gắn lại nếu như lực cắt không thay đổi, vẫn vượt quá giới hạn chịu cắt.

Hiện tượng này cũng xảy ra khi gắn lại những khe nứt do tình trạng quá tải của cấu kiện chịu nén hoặc cấu kiện chịu tác dụng của nhiệt độ thay đổi khi hai đầu được liên kết cố định (hình 6.1b,c).

Như vậy, để thực hiện mục đích liên khối hóa và phục hồi khả năng chịu tải của kết cấu bê tông cốt thép chỉ có thể thực hiện được bằng cách triệt bỏ nguyên nhân gây nứt ban đầu. Nếu không triệt bỏ được nguyên nhân đó thì chỉ còn cách gia cố khả năng chịu tải của kết cấu mới tránh được sự xuất hiện trở lại các khe nứt hoặc với các khe nứt có bề rộng trong giới hạn cho phép tùy theo mức độ yêu cầu của cấp chống nứt của công trình.

2) Xử lý khe nứt nhằm mục đích bảo vệ chống ăn mòn cốt thép. Khe nứt được coi là cửa ngõ cho các tác nhân ăn mòn thâm nhập như dioxit cacbon, clorit hoặc các hóa chất ăn mòn khác gây ăn mòn cốt thép. Vì vậy việc trám lại các khe nứt còn nhằm cách ly cốt thép với môi trường ăn mòn bên ngoài tuy

ngoài các khe nứt, lớp bê tông bảo vệ quá mỏng hoặc tình trạng xốp và tính chất thấm thấu của bê tông cũng là nguyên nhân không nhỏ ảnh hưởng đến tình trạng ăn mòn cốt thép.



Hình 6.1. Sự xuất hiện trở lại những khe nứt nếu không triệt tiêu nguyên nhân gây nứt

3) Việc xử lý khe nứt còn nhằm mục đích làm tăng độ đặc chắc của kết cấu, chống rò rỉ nước qua kết cấu, đảm bảo tính năng sử dụng và hạn chế tình trạng xuống cấp của công trình.

Ngoài ra việc xử lý khe nứt còn nhằm đáp ứng yêu cầu thẩm mỹ và gây cảm giác an toàn cho người vận hành sử dụng công trình.

6.2. PHÂN LOẠI KHE NỨT

Việc phân loại khe nứt có thể căn cứ vào nguyên nhân gây nứt, vào đặc điểm hình học hoặc vào tính biến động của khe nứt. Tuy nhiên để giúp cho việc xác định phương hướng xử lý,

người ta thường phân loại khe nứt dựa trên tính biến động của chúng [7] [9] [32]. Căn cứ tính chất này, khe nứt được chia làm hai loại:

- *Khe nứt ổn định* (còn gọi là khe nứt chết) là hậu quả của những sự cố do nguyên nhân vượt tải hoặc do lún không đều gây ra trong quá khứ, và những nguyên nhân này đã không còn tồn tại.
- *Khe nứt động* (còn gọi là khe nứt sống) là các khe nứt biến đổi theo thời gian, theo sự biến đổi nhiệt độ hay biến đổi tải trọng... Loại khe nứt này hoặc tăng giảm theo nhịp độ thay đổi của nguyên nhân gây nứt như hiện tượng "thở" hoặc tăng dần theo mức độ tiến triển của nguyên nhân gây nứt. Đa số các khe nứt trên kết cấu bê tông cốt thép đều thuộc loại này.

Hơn nữa để hiểu được bản chất và động thái các khe nứt cần phải nắm được nguyên nhân gây nứt. Mỗi nguyên nhân gây ra những khe nứt khác nhau có thể dễ dàng nhận biết (tất nhiên cũng không ngoại trừ trường hợp cá biệt).

Đồng thời để đánh giá được mức độ nguy hiểm của các khe nứt cần nắm được các đặc điểm hình học của khe nứt. Đặc điểm hình học quan trọng nhất là bề rộng khe nứt. Những khe nứt có bề rộng bé hơn giá trị giới hạn cho trong TCVN 5744-9 thuộc nhóm những khe nứt không ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của kết cấu. Còn lại là những khe nứt nguy hiểm cần được xử lý. Số lượng các khe nứt, kích thước chiều dài, độ sâu và hướng của các khe nứt đều ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của kết cấu. Có những khe nứt không sâu quá lớp bê tông bảo vệ nhưng cũng có những khe nứt xuyên suốt tiết diện. Đặc điểm hình học

cũng là những căn cứ để lập phương án xử lý, chọn vật liệu xử lý thích hợp.

6.3. XỬ LÝ CÁC KHE NÚT ỔN ĐỊNH

Sau khi đã xác định được khe nứt đã ổn định (khe nứt chết) có thể tiến hành xử lý. Có hai mức độ xử lý: *xử lý bề mặt* và *xử lý sâu*.

6.3.1. Xử lý bề mặt

Nhằm mục đích bảo vệ, ngăn chặn không cho các tác nhân ăn mòn như hơi ẩm, CO₂, clorit hoặc các hóa chất ăn mòn khác thâm nhập kết cấu gây suy thoái cấu trúc bê tông và ăn mòn cốt thép. Vật liệu trám khe nứt có thể là vật liệu trên cơ sở xi măng hoặc polyme.

- Vật liệu trên cơ sở xi măng. Đối với những khe nứt từ 1 mm trở lên, trên mặt bằng nằm ngang có thể dùng bột xi măng rắc lên khe nứt, phun nhẹ nước để dẫn xi măng xuống lấp đầy khe nứt. Độ sâu thâm nhập của xi măng vào khe nứt không đồng đều, chỗ sâu chỗ nông và khó có thể lấp đầy chặt hoàn toàn khe nứt được. Đối với các khe nứt trên 2 mm có thể sử dụng hồ xi măng. Để tăng hiệu quả hàn gắn khe nứt người ta mở rộng miệng khe nứt 5 - 10 mm, tạo thành một rãnh sâu 10 ÷ 15 mm có đáy phẳng, nhồi hồ xi măng và vữa xi măng cát lấp đầy rãnh. Để tránh tình trạng co ngót nên dùng các loại xi măng như xi măng pooc lăng trương nở, xi măng chống thấm trương nở, xi măng oxit nhôm thạch cao trương nở v.v...

hoặc sử dụng xi măng pooc lăng kết hợp các phụ gia chống co ngót, phụ gia chống thấm v.v...

Để lấp các khe rãnh này có thể sử dụng các loại vữa chế tạo sẵn như các loại vữa Sika không co ngót như Sikarefit, SikagROUT, 214-11 v.v...

• **Vật liệu polyme.** Đối với những khe nứt dưới 1, mm có thể hàn gắn bằng vật liệu polyme. Với các polyme có độ nhớt bé có thể áp dụng theo cách làm như đối với vật liệu xi măng. Có thể dùng chổi quét vật liệu polyme lên khe nứt. Trong trường hợp mặt phẳng nằm ngang có thể tạo gờ tạm thời bằng vật liệu đất sét, chất dẻo hoặc vật liệu tương tự vẩy hai mép khe nứt sao cho có thể dón vật liệu polyme chảy xuống khe nứt. Khi thấy vật liệu polyme không thấm xuống được nữa có nghĩa là khe nứt đã được lấp đầy vật liệu gắn, phá bỏ gờ tạm thời. Với một số loại vật liệu polyme có thể chảy vào các khe nứt tới 0,1 mm.

Đối với các khe nứt bé ở vị thế thẳng đứng hoặc mặt dưới kết cấu chỉ có thể hàn gắn bằng những phương pháp phụ bằng áp lực.

Trong trường hợp khe nứt nhỏ, nông, số lượng tập trung hoặc bề mặt bê tông không đặc chắc có thể áp dụng kỹ thuật thấm chất kết dính để hàn gắn khe nứt và tăng cường độ đặc chắc của bề mặt kết cấu (xem chương 8).

6.3.2. Xử lý sâu

Khi có yêu cầu khôi phục tính toàn khối của kết cấu nhằm phục hồi khả năng chịu tải, cần áp dụng kỹ thuật phụ chất kết

dính vào để trám các khe nứt. Các chất kết dính được sử dụng có thể là loại trên cơ sở xi măng hoặc trên cơ sở nhựa polyme.

6.3.2.1. Trám khe nứt bằng phụt vữa xi măng

Khi bề rộng khe nứt từ 0,2 mm trở lên hoặc khi bê tông bị rỗ, xốp bên trong có lượng hút nước từ 0,1 l/phút trở lên đều có thể áp dụng phương pháp phụt vữa xi măng.

Để thực hiện việc phụt vữa, dọc theo khe nứt hoặc trên bề mặt bê tông trong phạm vi khuyết tật, gắn các "rốn tiếp nhận" (hình 6.6). Các ống này có thể gắn bằng xi măng đóng rắn nhanh hoặc bằng cơ cấu vòng nổ. Khoảng cách các rốn tiếp nhận thường 20 - 50 cm hoặc không quá bề dày của kết cấu. Trình tự phụt bắt đầu tiến hành từ vị trí thấp nhất. Khi thấy vữa xi măng xuất hiện tại ống kê trên thì chuyển vòi phụt lên, cho tới khi vữa đã nhồi đầy vào khe nứt cũng như các lỗ rỗng trong kết cấu. Nên phụt lại một vài lần nếu thấy vữa xi măng vẫn thâm nhập thêm được vào kết cấu. Lần phụt sau có thể tiến hành sau 6 - 8 h hoặc một đến hai ngày sau lần phụt trước.

Tùy thuộc vào bề rộng khe nứt, lượng hút nước riêng và môi trường làm việc của kết cấu mà sử dụng các loại xi măng và phụ gia thích hợp. Với lượng hút nước 0,1 - 0,5 l/phút có thể dùng loại xi măng chống thấm trương nở hoặc xi măng nhôm oxit thạch cao trương nở với tỷ lệ $\frac{N}{X} = 5 \div 10$. Khi lượng hút nước riêng lớn hơn có thể sử dụng xi măng poocăng trương nở hoặc xi măng poocăng thường. Các phụ gia thường dùng như aluminat Na, hydrat oxit sắt, $[\text{Fe}(\text{OH})_3]$, bentonit, abietat Na với clorua canxi hoặc latex.

Để tạo áp lực phụt vữa, có thể dùng các loại bơm tay, bơm thủ ống nước hoặc các loại bơm chuyên dụng khác [9] [12]. Áp lực phụt có thể biến động từ 3 đến 12 kG/cm² tùy theo từng trường hợp cụ thể như: độ rỗng của bê tông, bề rộng khe nứt, độ nhớt của vật liệu, mức độ chèn của vật liệu vào khe nứt và lỗ rỗng trong kết cấu.

Phương pháp này có thể áp dụng để hàn gắn khe nứt, tăng độ đặc chắc của bê tông, chống rò rỉ cho các công trình ngầm như bể chứa, tunen, tầng hầm v.v... Phương pháp này có ưu điểm là vật liệu dễ kiểm, thi công đơn giản, thao tác dễ dàng nhưng có nhược điểm là không thể áp dụng được cho những khe nứt bé hơn 0,2 mm.

Một số ví dụ: để xử lý một số cột bê tông cốt thép bị rỗ nặng [9] người ta đã áp dụng phương pháp phụt xi măng để gia cố. Đoạn cột bị rỗ được bó chặt bằng bao tải gai và ốp chặt bằng ván khuôn gỗ. Gắn ống tiếp nhận vào hai phía đối diện trong phạm vi bê tông bị rỗ. Một phía để phụt vữa còn phía đối diện để quan sát. Dùng bơm tay, loại bơm thủ ống nước phụt vữa xi măng vào ống tiếp nhận. Lúc đầu nước xi măng chảy tràn ra xung quanh cột. Sau nửa giờ nước chảy ra lỏng và trong dần do các hạt xi măng đã lắng đọng lấp dần các khe rỗng trong cột. Khi nước chảy ra trong hẳn và áp lực bơm khá cao chứng tỏ xi măng đã tràn đầy lỗ rỗng. Kết quả là kết cấu đã được đặc chắc, đảm bảo khả năng chịu tải.

6.3.2.2. Trám khe nứt bằng phụt vật liệu polyme

Kỹ thuật phụt vật liệu polyme vào các khe nứt đã được áp dụng từ những năm 1960 ở Liên Xô [23]. Cho đến nay kỹ thuật

này đã được áp dụng phổ biến để sửa chữa kết cấu bê tông cốt thép như việc liên khối hóa kết cấu bị nứt, phục hồi khả năng chịu tải của công trình hoặc chống rò rỉ, chống thấm cho các công trình ngầm, các công trình có liên quan đến nước như bể chứa nước, kết cấu mái nhà v.v...

a. Vật liệu phụt

Theo [19] vật liệu polyme có thể phụt vào các khe nứt có bề rộng dưới 0,2 mm, còn theo [32] kỹ thuật này có thể đáp ứng được đối với các khe nứt khá mảnh, cỡ 0,05 mm.

Các loại chất dẻo như epoxy, methacrylat, polyeste v.v... đều là những vật liệu thích hợp để phụt vào các khe nứt, đặc biệt phổ biến là epoxy. Phụ thuộc vào độ nhớt và các tính năng khác của từng loại mà có thể dùng để phụt vào các khe nứt có bề rộng khác nhau và làm việc trong các môi trường khác nhau.

Hợp chất epoxy là vật liệu phụt vào khe nứt được áp dụng rộng rãi hơn cả nhờ những ưu điểm của chúng. Cường độ của hợp chất epoxy không thua kém cường độ bê tông, riêng cường độ chịu kéo đạt vào khoảng 80 kG/cm² vượt xa cường độ chịu kéo của bê tông. Độ bám dính tốt, trên cường độ chịu kéo của bê tông. Môđun đàn hồi của hợp chất epoxy đạt vào khoảng 2000 kG/cm², độ co ngót không đáng kể (dưới 0,05%). Độ nhớt và thời gian làm việc của hợp chất epoxy có thể điều chỉnh được qua các phụ gia và chất đóng rắn. Ngoài ra hợp chất epoxy có độ bền hóa khá cao. Epoxy ổn định trong môi trường axit vô cơ nồng độ trung bình, kiềm và muối nhưng kháng tính yếu trong axit vô cơ đậm đặc, axit cacbon béo, môi trường oxy hóa và một số dung môi.

Một hợp chất epoxy do phòng thí nghiệm kết cấu xây dựng thuộc МИИТ (Liên Xô cũ) [23] đề xuất với tỷ lệ các thành phần như sau (theo trọng lượng).

- Epoxy ED5 - 100 phần;
- Dibutylphtalat - 20 phần;
- Polyethylenpolyamid - 15 phần.

Sản phẩm Sikadur 752 của hãng Sika (Thụy Sĩ) có thể dùng để phụt khe nứt kết cấu bê tông cốt thép. Sikadur 752 là một chất lỏng gốc epoxy có cường độ cao. Cường độ chịu kéo đạt tới $200 - 300 \text{ kG/cm}^2$, lực dính đảm bảo $30 \div 40 \text{ kG/cm}^2$ cao hơn nhiều lần cường độ chịu kéo của bê tông. Sikadur 752 có độ nhớt tương đối thấp, tùy theo nhiệt độ và chủng loại mà biến động $0,13 \div 0,5 \text{ Ns/m}^2$. Thời gian làm việc cũng phụ thuộc vào nhiệt độ môi trường và chủng loại nhựa biến thiên từ 20' đến 75'. Hãng MBT có sản phẩm TWIN Line tương tự Sikadur 752 của Sika.

Nhựa polyeste không no cũng được coi là một vật liệu nhồi khe nứt thích hợp. Polyeste có cường độ cao, cường độ chịu kéo đạt tới 80 kG/cm^2 vượt xa cường độ chịu kéo của bê tông. Độ bám dính tốt, cao hơn cường độ chịu kéo của bê tông. Độ kéo dài tương đối có thể đạt tới 0,1 - 4%. Khả năng cách nước tương tự các loại hợp chất epoxy. Loại nhựa này tương đối ổn định trong môi trường trung tính và axit nhưng tương đối yếu trong môi trường kiềm và các dung môi. Độ nhớt và thời gian công tác của nhựa polyeste không no có thể điều chỉnh được bằng các phụ gia và chất đóng rắn.

Nhược điểm của vật liệu này là co ngót mạnh, dễ cháy và thời gian lưu kho tương đối hạn chế.

Ngoài ra còn có thể dùng các loại nhựa như polyurethan, acrylic để trám các khe nứt ẩm ướt, ổn định trong môi trường hóa chất. Độ nhớt khá nhỏ, có thể trám được các khe nứt dưới 0,2 mm. Thời gian công tác của nhựa có thể điều chỉnh được bằng các phụ gia và chất đông rắn.

b. Xác định áp lực phụt

Áp lực phụt chất kết dính nhồi vào khe nứt phụ thuộc nhiều yếu tố như:

- Kích thước hình học của khe nứt gồm bề rộng, độ sâu và chiều dài khe nứt. Tình trạng che lấp khe nứt của bụi, vôi ... ngăn cản sự lan tỏa chất kết dính trong quá trình phụt.
- Tính chất của chất kết dính như độ nhớt, thời gian làm việc.
- Lưu lượng chất kết dính được nhồi.
- Cuối cùng là mức độ vơi đầy của chất kết dính trong khe nứt trong quá trình phụt.

Cho nên việc xác định áp lực nhồi chất kết dính vào khe nứt là một việc rất khó khăn thường dựa theo kinh nghiệm của người thi công. Tuy nhiên để tham khảo, người ta [23] đã tiến hành lập phương trình cân bằng nội lực giữa áp lực P_0 tại đầu phụt với ứng lực tiếp tuyến gây ra do độ nhớt của chất kết dính khi chất này lan tỏa trong khe nứt để xác định P_0 .

Tại điểm O trên khe nứt có chiều dày là δ người ta đặt đầu phụt P (hình 6.2). Lưu lượng yêu cầu của chất kết dính là Q. Dưới áp lực tại đầu phụt P, chất kết dính lan tỏa theo nửa vòng

tròn (hình 6.2a). Tốc độ lan tỏa của chất kết dính trong khe nứt (hình 6.2b) được xác định theo công thức

$$V = \frac{3}{2} V_{tb} \left(1 - \frac{h^2}{H^2} \right), \quad (6.1)$$

trong đó: V_{tb} - tốc độ trung bình của chất kết dính tại tiết diện.

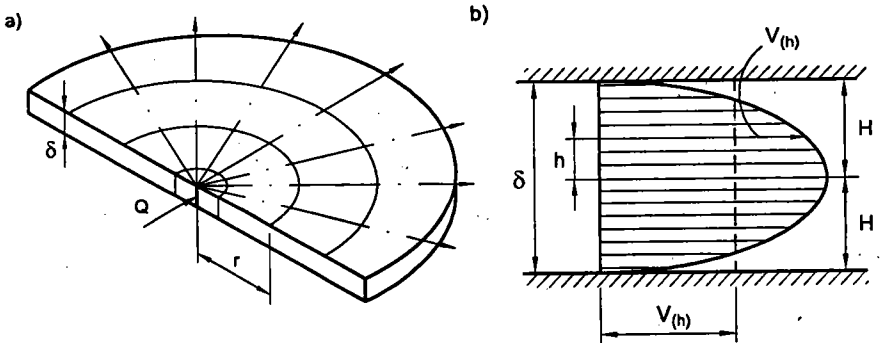
$$V_{tb} = \frac{Q}{\pi r \delta} \quad (6.2)$$

Q - lưu lượng chất kết dính, $Q = \text{const}$;

r - tọa độ vòng của tiết diện khảo sát;

δ - bề rộng khe nứt;

H, h - xem hình 6.2b.



Hình 6.2. Sự lan tỏa của chất kết dính trong khe nứt dưới áp lực

a) Sự lan tỏa của chất kết dính trong khe nứt;

b) Sơ đồ tốc độ của chất kết dính trong khe nứt.

Ứng suất tiếp do chất kết dính chuyển dịch được xác định theo công thức:

$$\tau = -\eta \frac{dV}{dh} = 3V_{tb} \frac{h}{H^2} \eta \quad (6.3)$$

τ_{\max} tại $h = H$, ta có:

$$\tau_{\max} = \frac{6V_{tb}}{\delta} \eta = \frac{6Q}{\pi r \delta^2} \eta \quad (6.3a)$$

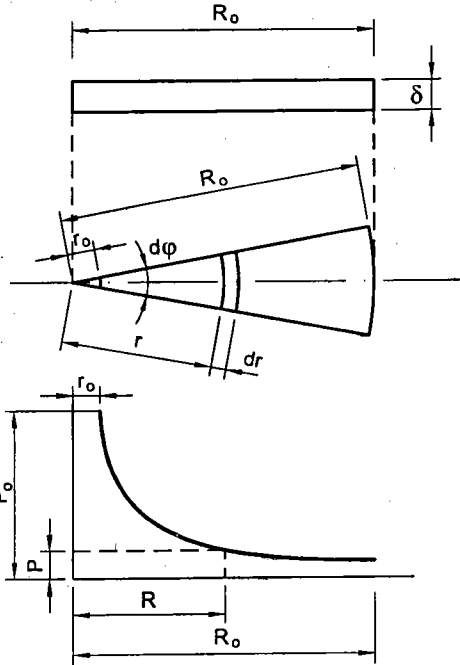
trong đó: η - độ nhớt của chất kết dính coi như không đổi trong quá trình phụ.

Gọi R_o - bán kính lan tỏa của chất kết dính, r_o - bán kính phân phối chất kết dính.

Viết phương trình cân bằng ứng lực giữa P_o và τ_{\max} ta có (hình 6.3)

$$P_o r_o \delta \, d\varphi = 2 \int_{r_o}^{R_o} \tau_{\max} r \, dr \quad (6.4)$$

Với τ_{\max} lấy theo (6.3a), tích phân phương trình trên ta có:



Hình 6.3. Để lập phương trình (6.4)

$$P_o = \frac{12Q\eta}{\pi\delta^3} \left(\frac{R_o - r_o}{r_o} \right) \quad (6.4a)$$

Lưu lượng Q được xác định theo công thức:

$$Q = \frac{lb\delta}{t} \quad (m^3/s), \quad (6.5)$$

trong đó: l - chiều dài khe nứt (m);

b - độ sâu khe nứt, nếu khe nứt xuyên suốt thì b là chiều dày của kết cấu (m);

δ - bề rộng khe nứt (m);

t - thời gian công tác của chất kết dính, đã kể đến thời gian trừ hao 0,5 ÷ 1,0 h do sự chậm trễ trong quá trình thực hiện.

Ngoài ra ta biết rằng trong quá trình phục, áp lực phục tăng dần. Tới một giới hạn nhất định, áp lực này sẽ ảnh hưởng đến độ bền của kết cấu. Gọi áp lực phục giới hạn là P_{gh} ta có (xem hình 6.4).

$$lbP_{gh} \leq \sum_{i=1}^n fa_i R_a \cos \alpha_i ; \quad (6.6)$$

$$P_{gh} \leq \frac{1}{lb} \sum_{i=1}^n fa_i R_a \cos \alpha_i , \quad (6.6a)$$

trong đó: l, b - như công thức (6.5);

fa_i - tiết diện thanh cốt thép i cắt qua khe nứt;

α_i - góc giữa cốt thép; với đường thẳng góc với khe nứt;

n - số lượng các thanh cốt thép cắt qua khe nứt.

Đồng thời phải kiểm tra khả năng neo giữ của các rốn tiếp nhận gắn vào bê tông theo các công thức:

$$P_{gh} \leq \frac{4l_n [\tau]}{d_n} \quad (6.7)$$

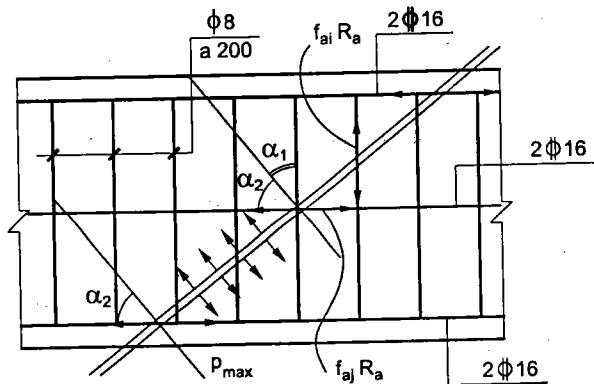
hoặc:
$$P_{gh} \leq \frac{4\sqrt{2}(d_n + l_n)l_n R_k}{\pi d_n^2} \quad (6.7a)$$

trong đó: d_n - đường kính ngoài của rốn tiếp nhận;

l_n - độ sâu cắm vào bê tông của rốn tiếp nhận;

[τ] - cường độ chịu cắt của vật liệu chèn neo giữ nhưng không được lấy lớn hơn R_b ;

R_k - cường độ chịu kéo của bê tông.



Hình 6.4. Sơ đồ kiểm tra áp lực giới hạn P_{max}

Ví dụ 6.1. Xác định áp lực P_o tại đầu phụt cho khe nứt có chiều dài $l = 1,41$ m, độ sâu $b = 0,3$ m, bề rộng khe nứt $\delta = 0,0002$ m. Chất kết dính là hợp chất epoxy có độ nhớt bằng $0,5$ Ns/m² và thời gian làm việc của vật liệu là $t = 1h30' = 5400$ s.

Theo công thức (6.5) ta có Q :

$$Q = \frac{lb\delta}{t} = \frac{1,41 \times 0,3 \times 0,0002}{5400} = 1,571 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

Theo công thức (6.4a) ta có P_o :

$$P_o = \frac{12Q\eta}{\pi\delta^3} \times \frac{R_o - r_o}{r_o}$$

Lấy $R_o = b$, $r_o =$ bán kính phân phối lấy bằng 4 mm

$$P_o = \frac{12 \times 1,571 \times 10^{-8} \times 0,5}{\pi \times 0,0002^3} \times \frac{0,3 - 0,004}{0,004} = 27753,98 \text{ N/m}^2$$

$$= 2,775 \text{ kG/cm}^2.$$

Kiểm tra độ bền của kết cấu tại khe nứt do tác động của áp lực phụt khe nứt cho trên hình 6.4.

$$lbp_{\max} = 141 \times 30 \times 2,775 = 11\,738,25 \text{ kG}$$

$$\sum_{i=1}^n f\alpha_i R_a \cos\alpha_i = 3(4,0 \times 2700 \times 0,707) + 2 \times 5 \times 0,5 \times 2100 \times 0,707$$

$$= 30\,330,3 \text{ kG}$$

$$> lbp_{\max} = 11\,738,25 \text{ kG (đảm bảo an toàn)}$$

Khả năng neo giữ rốn tiếp nhận được kiểm tra theo công thức (6.7) với $d_n = 1,0 \text{ cm}$, $l_n = 1,5 \text{ cm}$, $[\tau] = R_k = 7,5 \text{ kG/cm}^2$ (hình 6.6)

$$P_{gh} = \frac{4l[\tau]}{d_n} = \frac{4 \times 1,5 \times 7,5}{1,0} = 45 \text{ kG/cm}^2 > P_o = 2,775 \text{ kG/cm}^2$$

và công thức (6.7a)

$$P_{gh} = \frac{4\sqrt{2}(l_n + d_n)l_n R_k}{\pi d_n^2} = \frac{4\sqrt{2}(1+1,5) \times 1,5 \times 7,5}{10 \times 1,0^2}$$

$$= 50,64 \text{ kG/cm}^2 > P_o$$

Khả năng neo giữ rốn tiếp nhận đảm bảo.

c. Các yêu cầu về thiết bị

Phụ thuộc vào quy mô và tính chất sửa chữa, đặc điểm hình học của khe nứt, lưu lượng phụt chất kết dính và cuối cùng là điều kiện cung cấp vật tư thiết bị để chọn dùng thiết bị cho phù hợp.

Khi khối lượng sửa chữa nhỏ hoặc tương đối nhỏ, độ sâu khe nứt hoặc chiều dày kết cấu không lớn, có thể sử dụng một trong các phương pháp dưới đây để nhồi chất kết dính vào khe nứt.

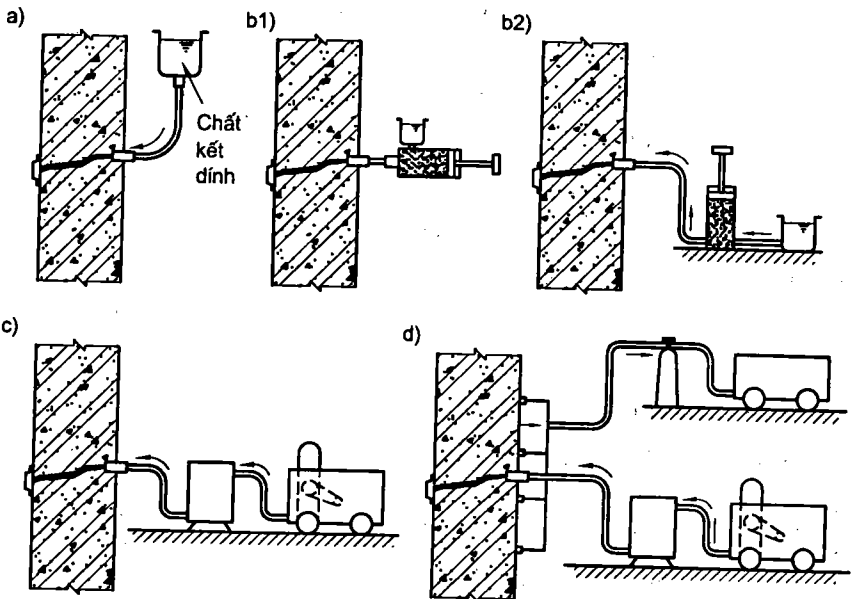
- Sử dụng áp lực tự chảy: là một thiết bị nhồi đơn giản nhất với một bình chứa chất dính kết được nối liền với một ống mềm dẫn tới các "rốn tiếp nhận". Phương pháp này chỉ nên sử dụng khi khe nứt không bé hơn 0,5 mm.
- Sử dụng bơm tay có gắn một bình chứa chất dính kết. Dưới áp lực bơm, chất kết dính lan sâu vào khe nứt. Khi có yêu cầu lưu lượng lớn hơn, có thể sử dụng loại bơm tay có vòi hút chất kết dính trong một bình chứa riêng biệt (hình 6.5).

Khi khối lượng sửa chữa trung bình trở lên, có thể sử dụng khí nén để tạo ra áp lực phụ cho chất kết dính. Thiết bị gồm một bình kín đựng chất kết dính thông với một máy nén khí. Ống dẫn liệu được nối liền bình cấp liệu đến các "rốn tiếp nhận" (hình 6.5).

Khi cần có áp lực phụ lớn hơn có thể dùng loại bơm piston dẫn động. Loại bơm này tạo được áp lực phụ khá cao so với áp lực đầu vào. Vì vậy loại này ít được sử dụng khi không có yêu cầu áp lực cao [33]. Với loại thiết bị chuyên dụng để phụ chất kết dính đã được МИИТ sử dụng với áp lực phụ có thể đạt tới $50 \div 60$ atm [23]. Thiết bị này gồm một bơm bánh răng có gắn đồng hồ đo áp lực, bình tiếp liệu cùng với hệ thống động cơ, hệ thống truyền động và ống dẫn liệu tới các "rốn tiếp nhận".

Những thiết bị kể trên có chung nhược điểm là thi công theo từng mẻ liệu đã được pha chế. Khi cạn bình tiếp liệu máy phụ phải dừng lại đợi trộn mẻ khác. Công việc do đó không liên tục. Nếu phối hợp không khớp sẽ xảy ra tình trạng thiếu, thừa làm nhỡ việc hoặc gây lãng phí vật liệu. Ta biết rằng độ nhớt của vật liệu sau khi trộn chất đóng rắn sẽ tăng lên theo thời

gian, do đó nếu phải đợi lâu, áp lực phụ sẽ phải tăng lên và cũng có thể gây ách tắc. Hơn nữa sau mỗi đợt phụ, nếu nghỉ quá thời gian làm việc của chất kết dính, sản phẩm sẽ hóa cứng bám chặt vào thiết bị gây kẹt không thể vận hành được, có khi làm hỏng cả thiết bị.



Hình 6.5. Các thiết bị phụ chất dính kết vào khe nứt

- a) Áp lực tự chảy; b1, b2) Các loại bơm tay; c) Dùng áp lực khí nén; d) Có phối hợp kỹ thuật chân không.

Chính vì lẽ đó cho nên người ta [33] đã chế tạo ra loại bơm hai thành phần có định lượng. Bơm có hai bình chứa riêng biệt. Khi vận hành, mỗi thành phần được dẫn tới theo định lượng hòa trộn với nhau tại đầu phụ. Như vậy nếu có ách tắc do bị đóng cứng thì cũng chỉ đóng cứng tại đầu phụ. Việc xử lý sẽ đơn giản hơn nhiều.

Ngoài ra trong quá trình phụt chất kết dính vào khe nứt, có thể xảy ra hiện tượng một lượng không khí bị kẹt lại trong khe nứt phía sau dòng dịch phụt vào làm cho chất kết dính không thể lấp đầy khe nứt được. Để giảm bớt hiện tượng này người ta có thể áp dụng kỹ thuật chân không để phối hợp. Bằng kỹ thuật chân không còn có thể hút được bụi bẩn ra khỏi khe nứt đồng thời tạo áp suất âm làm tăng thêm độ thấm chất kết dính vào khe nứt [19] [33].

d. Các bước thực hiện

Công nghệ phụt vật liệu polyme vào khe nứt của kết cấu bê tông cốt thép được thực hiện qua các bước cơ bản sau đây:

1. Chuẩn bị vật liệu

Chọn vật liệu phụt vào khe nứt kết cấu căn cứ trên:

- Tính chất sửa chữa: sửa chữa nhằm mục đích phục hồi khả năng chịu tải của kết cấu hoặc với mục đích bảo vệ chống ăn mòn cốt thép. Nếu nhằm mục đích phục hồi khả năng chịu tải, cần chọn được vật liệu tương hợp về các tính năng cơ lý với vật liệu của kết cấu. Trong trường hợp này có thể chọn vật liệu trên cơ sở epoxy hoặc polyeste, trong trường hợp chỉ để bảo vệ chống ăn mòn cốt thép, chống thấm v.v... có thể sử dụng thêm các loại khác như polyurethan, acrylic ...
- Điều kiện môi trường: trong môi trường axit, kiềm hoặc muối có thể chọn epoxy, nhưng trong điều kiện oxy hóa trong môi trường trung tính hoặc axit có thể chọn polyeste. Trong môi trường ẩm ướt có thể chọn polyurethan hoặc acrylic.

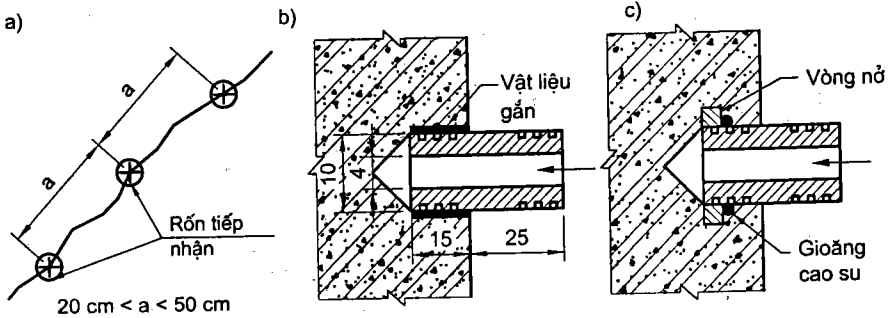
- Bề rộng khe nứt: là một căn cứ quan trọng để lựa chọn vật liệu có độ nhót thích hợp.
- Dự tính khối lượng cần thiết trong một ca làm việc để không bị nhỡ việc hoặc lãng phí vật liệu.

2. Chuẩn bị hiện trường

- Chuẩn bị mặt bằng thao tác: đảm bảo an toàn và tiện lợi cho người thao tác và thiết bị thi công.
- Chọn các khe nứt cần xử lý: chỉ cần xử lý các khe nứt có bề rộng vượt quá giới hạn cho phép theo TCVN 5744-2991, các khe nứt quá mảnh có thể áp dụng phương pháp khác như sơn, thấm v.v...
- Làm sạch khe nứt bằng tia nước có áp lực và khí nén.
- Gắn các rốn tiếp nhận dọc theo khe nứt đã chọn. Khoảng cách giữa chúng có thể lấy bằng bề sâu của khe nứt hoặc bằng chiều dày của kết cấu nếu là khe nứt xuyên suốt, nên lấy trong khoảng 20 - 50 cm. Gắn các "rốn tiếp nhận" bằng hai cách:
 - Gắn bằng vữa xi măng đóng rắn nhanh hoặc bằng vữa polyme có độ dính cao và đóng rắn nhanh,
 - Cố định bằng cơ cấu vòng nở vào thành lỗ, có gioăng cao su bịt chặt kẽ hở.

Rốn tiếp nhận là một ống kim loại có đường kính và chiều dài phụ thuộc vào quy mô kết cấu và bề rộng khe nứt, lưu lượng và áp lực phụt (hình 6.6).

- Bịt kín miệng khe nứt bằng hợp chất epoxy đóng rắn nhanh, có tăng cường bằng sợi hoặc vải khoáng hoặc thủy tinh để ngăn cản chất kết dính phòi ra ngoài khe nứt.



Hình 6.6. Gắn rôn tiếp nhận

3. Chuẩn bị thiết bị

Lựa chọn thiết bị theo tình hình thực tế (xem chương 6). Các thiết bị cần được vận hành thử trước khi đưa ra sử dụng. Cần chuẩn bị sẵn những vật tư cần thiết để xử lý khi có sự cố như các phụ tùng thiết bị, các dung môi hòa tan khi bị kẹt do nhựa đông rắn ...

4. Công tác kiểm tra trước khi phụt

Trước khi phụt cần tiến hành một số công việc sau:

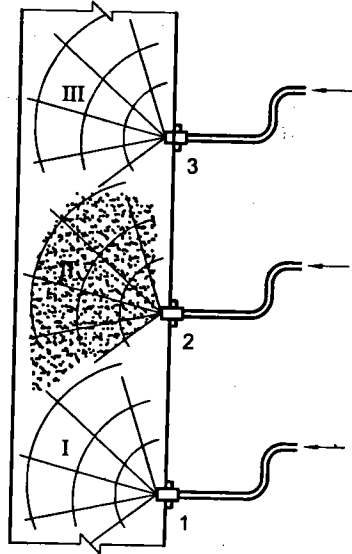
- Trộn thử một mẻ vật liệu phụt, kiểm tra độ nhớt và thời gian làm việc để kịp thời điều chỉnh tỷ lệ các thành phần cho phù hợp.
- Kiểm tra điều kiện thao tác như sàn thao tác, tải trọng tác động lên kết cấu, các thông số thời tiết.
- Kiểm tra tình trạng khe nứt: kích thước hình học, độ sạch, độ ẩm...
- Kiểm tra chất lượng hàn gắn miệng khe nứt và gắn "rôn tiếp nhận".

5. Trình tự phụt

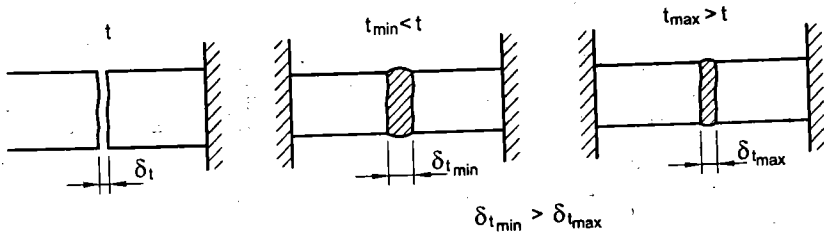
Nếu khe nứt thẳng đứng hoặc nghiêng gần đầu phụt tại ống tiếp nhận dưới cùng (thấp nhất). Khi thấy dịch phụt xuất hiện tại rốn tiếp nhận kế trên thì dừng phụt và chuyển đầu phụt lên vị trí đó. Tiếp tục như vậy cho lên hết chiều cao khe nứt (hình 6.7).

Trong trường hợp các khe nứt nằm ngang trình tự phụt bắt đầu từ một phía và tiến dần sang phía kia. Trong quá trình thi công cần chú ý trường hợp khe nứt động. Trong trường hợp này cần chọn được thời điểm thích hợp để phụt. Đó là thời điểm khe nứt có độ mở lớn nhất. Như vậy khi khe nứt khép lại không gây hư hỏng trở lại. Chẳng hạn khe nứt do sự biến đổi của nhiệt độ gây ra cần được hàn gắn tại thời điểm có nhiệt độ thấp nhất. Sau khi gắn xong, nếu nhiệt độ tăng lên bề rộng khe nứt sẽ giảm xuống và vật liệu chèn chịu ép mà không chịu kéo cho nên không có nguy cơ bị nứt lại (hình 6.8).

Mặt khác để đảm bảo an toàn cho kết cấu, trong quá trình phụt cần kiểm tra thường xuyên áp lực phụt. Khi áp lực phụt vượt quá giới hạn cho trong công thức (6.7) thì phải dừng ngay để tìm biện pháp xử lý.



Hình 6.7. Trình tự phụt chất dính kết trám khe nứt



Hình 6.8. Hàn gắn khe nứt thay đổi theo nhiệt độ

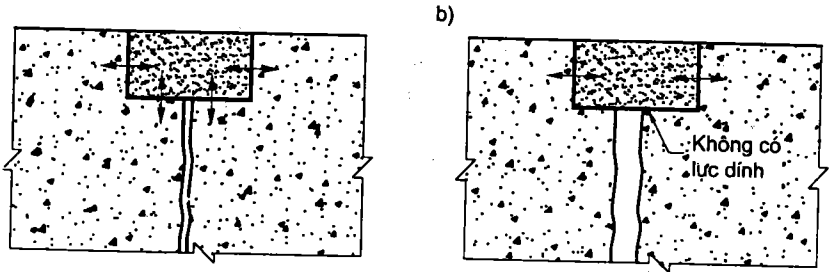
6.4. XỬ LÝ KHE NỨT ĐỘNG

Mục đích xử lý khe nứt động chủ yếu nhằm bảo vệ bề mặt kết cấu chống xâm nhập các tác nhân ăn mòn bê tông và cốt thép. Cũng như đối với khe nứt ổn định, việc xử lý khe nứt động cũng có hai mức độ: xử lý nông và xử lý sâu. Để đảm bảo kết cấu không bị nứt trở lại, các giải pháp xử lý phải có phân dự phòng cho những biến động sau khi sửa chữa.

Trong trường hợp xử lý nông, người ta xẻ rãnh ngay trên mặt khe nứt. Rãnh có đáy phẳng và kích thước tùy theo tình hình thực tế. Thông thường bề rộng rãnh dao động 10 - 15 mm. Vật liệu trám rãnh có thể là vữa polyme như silicon, nhựa epoxy dẻo hoặc urethan hay polysunfit đàn hồi.

Đối với các khe nứt bé và ít biến động, vữa trám có thể dính kết cả ba phía còn đối với khe nứt lớn hơn vật liệu trám chỉ nên dính kết tại hai phía, phía dưới đáy không có lực dính (hình 6.9).

Trong trường hợp khe nứt nhỏ, nông có số lượng tập trung hoặc bề mặt bê tông không đặc chắc có thể áp dụng kỹ thuật tẩm bề mặt bằng các hóa chất thích hợp để ngăn cách kết cấu với các tác nhân ăn mòn xâm nhập (xem chương 8).



Hình 6.9. Các hình thức trám khe nứt động

Trường hợp xử lý sâu phải dùng phương pháp phụt chất kết dính để lấp đầy khe nứt như đã trình bày trong mục 6.3.2.2. Trong trường hợp này đòi hỏi chất kết dính phải có tính đàn hồi, có thể sử dụng các loại vật liệu trên cơ sở nhựa polyurethan, acrylat hoặc epoxy cứng dẻo và chọn thời điểm độ nở lớn nhất nếu khe nứt có tính co giãn.

7

CHỐNG RÒ RỈ - CHỐNG THẤM

7.1. HIỆN TƯỢNG RÒ RỈ VÀ THẤM

Nước thâm nhập vào công trình qua hiện tượng rò rỉ và thấm.

Nước có thể rò rỉ qua kết cấu bê tông cốt thép bằng những con đường khác nhau như:

- Những hư hỏng hoặc khuyết tật trong kết cấu như rỗ, xốp, rỗng, nứt vỡ có sẵn trong quá trình chế tạo hoặc phát sinh trong quá trình sử dụng.
- Những khe nối của công trình như khe thi công, khe co dãn, khe lún, chỗ gắn kết với các đường ống kỹ thuật... không đảm bảo cách nước tuyệt đối.

Khác với hiện tượng rò rỉ, thấm là do hiện tượng mao dẫn. Bê tông càng ít đặc chắc, mao dẫn càng lớn, lượng nước thấm qua kết cấu càng nhiều.

Mức độ rò rỉ và thấm nói chung phụ thuộc vào nguồn nước, áp lực nước, kích thước tuyến rò rỉ, hệ số thấm của bê tông, độ đặc chắc của kết cấu...

Để kéo dài tình trạng rò rỉ và thấm qua kết cấu, sẽ dẫn đến những hậu quả bất lợi. Khả năng chịu tải và tuổi thọ của công trình bị ảnh hưởng do:

- Nước thấm vào kết cấu đẩy nhanh quá trình ăn mòn cốt thép.
- Nước thấm xuống nền đất có thể làm biến đổi các đặc trưng cơ lý của nền đất có thể làm giảm cường độ nền đất hoặc làm tăng độ lún của công trình.

Về mặt tính năng sử dụng, tình trạng rò rỉ và thấm có thể ảnh hưởng đến hoạt động khai thác của công trình:

- Gây ô nhiễm môi trường.
- Làm hư hỏng thiết bị, tiện nghi của công trình.
- Làm mất mỹ quan.
- Với công trình chứa nước, tình trạng rò rỉ có thể dẫn đến sự lãng phí đáng kể [8] trong quá trình vận hành công trình.

Lượng nước rò rỉ có thể xác định như sau:

a. Rò rỉ qua khe nứt

Tốc độ nước chảy qua khe nứt có dạng:

$$v = \frac{3}{2} v_{tb} \left(1 - \frac{h^2}{H^2} \right),$$

trong đó: $v_{tb} = \frac{Q}{l\delta}$

Q - lưu lượng rò rỉ (m^3/s);

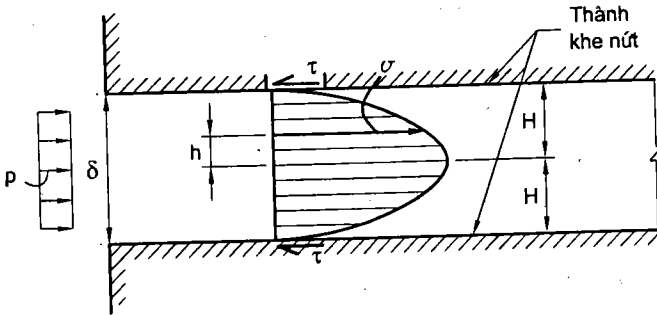
l, δ - chiều dài và bề rộng khe nứt;

h, H - xem hình 7.1.

Lực cản hai bên thành khe nứt được xác định theo:

$$\tau = \eta_o \frac{dV}{dh} = 3 \frac{Q}{l\delta} \frac{h}{H^2},$$

trong đó: η_o - độ nhớt của nước (tại $20^\circ C$, $\eta_o = 1\ 005 \times 10^3 \text{ Ns/m}^2$).



Hình 7.1. Biểu đồ tốc độ rò rỉ trong khe nứt

Khi $h = H$ ta có $\tau = \tau_{\max} = \frac{6Q}{l\delta^2} \eta_o$.

Viết phương trình cân bằng áp lực:

$$pl\delta = 2 \int_a^b l\tau_{\max} db = \frac{12Q}{\delta^2} \eta_o b$$

Rút ra

$$Q = \frac{pl\delta^3}{12b\eta_o} \tag{7.1}$$

trong đó: p - áp lực thủy tĩnh của nước (N/m^2);

b - bề dày của kết cấu (m).

b. Rò rỉ qua lỗ tập trung

Gọi D là đường kính của lỗ (m); b - chiều dài tuyến rò rỉ (lấy bằng chiều rộng của kết cấu (m); η_o - độ nhớt của nước; p - áp lực thủy tĩnh (N/m^2); Q - lưu lượng rò rỉ (m^3/s).

Ta có quan hệ Poisseuil [33]

$$Q = \frac{p\pi D^4}{128\eta_o b} (m^3/s). \tag{7.2}$$

c. Lượng nước thấm qua bê tông bằng mao dẫn trên 1 m^3 trong thời gian 1 giây (công thức thực nghiệm) [2]

$$Q = K_b \frac{h}{b} \quad (\text{m}^3/\text{s m}^2), \quad (7.3)$$

trong đó: K_b - hệ số thấm của bê tông (m/h);

h - chiều cao cột nước (m);

b - bề dày kết cấu (m).

Với bê tông nặng thông thường có

$$K_b = 5,55 \times 10^{-11} \div 5,55 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

nếu tỷ lệ $\frac{N}{X} \approx 0,5$, thi công đầm chặt, cấp phối tốt, hệ số thấm không quá $1,4 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

7.2. PHƯƠNG HƯỚNG XỬ LÝ

Để có được các giải pháp hữu hiệu chống rò rỉ và chống thấm cần nắm được các yếu tố sau:

- Tình trạng rò rỉ, thấm và nguyên nhân dẫn đến tình trạng đó.
- Hồ sơ thiết kế công trình bao gồm các số liệu về địa chất công trình, địa chất thủy văn, cấu tạo kết cấu, các giải pháp chống thấm v.v...
- Chất lượng thi công, hồ sơ thiết kế hoàn công.
- Môi trường làm việc và quá trình sử dụng và bảo trì công trình.
- Khả năng về cung cấp nguyên vật liệu, phương tiện, thiết bị, trình độ và kinh nghiệm thi công trong lĩnh vực chống rò rỉ, chống thấm.

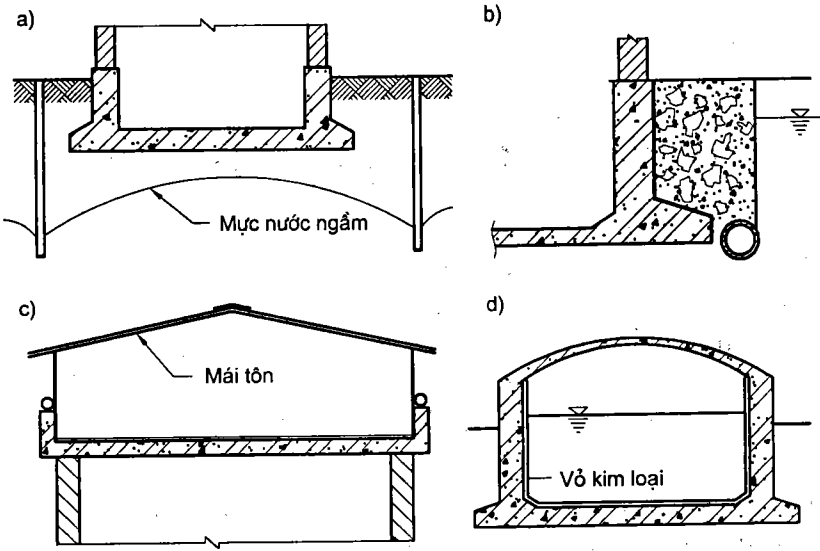
Về phương hướng xử lý, có hai cách chính sau:

- Cách chủ động.
- Cách bị động.

Ngoài ra có thể kết hợp cả hai cách để tăng khả năng chống rò rỉ và chống thấm cho công trình.

Chống rò rỉ chủ động tức là chủ động tránh nguồn nước không cho tiếp xúc với kết cấu. Cách giải quyết này có thể thực hiện được trong những trường hợp sau:

- Hạ mức nước ngầm xuống dưới độ cao đáy các công trình ngầm (hình 7.2a) trong điều kiện có thể.



Hình 7.2. Các hình thức chống rò rỉ theo phương hướng chủ động

- a) Hình thức hạ mức nước ngầm; b) Làm đường ống ngầm thu nước mặt;
- c) Lợp mái phụ trên sân thượng; d) Vỏ kim loại trong bể chứa bê tông cốt thép.

- Làm rãnh thoát nước riêng biệt tách khỏi công trình hoặc theo các rãnh ngầm đặt dưới độ cao đáy công trình (hình 7.2b).
- Làm mái che phụ chống dột cho mái (hình 7.2c).
- Bể chứa có vỏ kim loại (hình 7.2d).

Dựa vào nguyên tắc trên, ta còn có thể vận dụng cho nhiều trường hợp khác nữa.

Chống rò rỉ bị động là bịt tuyến rò và tăng cường khả năng chống thấm cho công trình.

Cách kết hợp là một mặt giải quyết cách ly nguồn nước với công trình, mặt khác vẫn tiến hành xử lý tăng cường độ đặc chắc và khả năng chống thấm cho công trình. Cách này rất thích hợp để tăng cường khả năng chống rò rỉ, chống thấm cho công trình.

7.3. KỸ THUẬT CHỐNG RÒ RỈ VÀ CHỐNG THẤM

Kỹ thuật chống rò rỉ và tăng cường khả năng chống thấm cho công trình được thực hiện sau khi đã trừ bỏ được nguyên nhân ban đầu gây nên tình trạng rò rỉ. Trong trường hợp kết cấu không đảm bảo khả năng chịu tải, gây biến dạng lớn, nứt vỡ quá giới hạn làm cho nước thấm vào, trước hết cần gia cố khả năng chịu tải rồi mới tiến hành chống rò rỉ [8]. Hoặc trong trường hợp do lún không đều làm cho kết cấu bị nứt nẻ hoặc các tấm cách nước của khe co giãn hoặc khe lún bị xé rách, trước hết cần giải quyết đảm bảo độ lún ổn định rồi mới tiến hành xử lý chống rò rỉ.

Cũng như trong kỹ thuật xử lý khe nứt, kỹ thuật chống rò rỉ và chống thấm cũng có hai mức độ xử lý:

- *Xử lý bề mặt*: áp dụng các giải pháp xử lý bề mặt để tăng khả năng chống thấm.
- *Xử lý sâu*: bịt các lỗ rò rỉ bằng phương pháp phủ vữa xi măng hoặc polyme, khi cần có thể kết hợp cả hai.

7.3.1. Xử lý bề mặt

Nội dung xử lý bề mặt bao gồm:

- Bịt rò rỉ bằng phương pháp dùng vữa đông cứng nhanh.
- Bịt rò rỉ cho các khe co giãn, khe lún.
- Tăng cường khả năng chống thấm cho bề mặt kết cấu bằng các phương pháp trát vữa chống thấm, phương pháp tẩm bề mặt, sơn, các màng cách nước...

Các phương pháp này có thể áp dụng kết hợp để tăng cường khả năng chống thấm cho kết cấu.

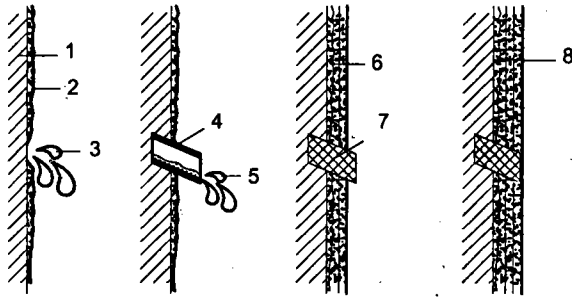
a. Bịt các chỗ rò rỉ bằng phương pháp dùng vữa đông cứng nhanh

Loại vữa này có thể được chế tạo trên cơ sở xi măng poocăng với phụ gia đông cứng nhanh như clorua Ca, cacbonat Na, clorua Na, cloralumin Ca, clorua Fe, nhôm sulfat ($Al_2(SO_4)_3$... hoặc những phụ gia được chế tạo sẵn của các hãng sản xuất có bán trên thị trường. Sika 2 và Sika 102, Barra fill, Barra Rapid T, Barra plastic sản phẩm của hãng Sika và MBT đáp ứng được yêu cầu sử dụng theo phương pháp này.

Dùng vữa đông cứng nhanh để bịt rò rỉ được thực hiện như sau (theo sách giới thiệu sản phẩm của hãng Sika):

Xung quanh chỗ rò rỉ hoặc dọc theo khe nứt bị rò rỉ cốt bê tông theo hình chữ U hoặc V. Đục bỏ bê tông bị mủn, các

mảnh vỡ, làm nhám và rửa sạch bề mặt khỏi tạp chất. Chống thấm sơ bộ bằng Sika 102. Nước rò rỉ được tập trung tại một vài chỗ. Tại đó đặt các ống nhựa được gắn bằng hồ xi măng Sika 102. Nước thoát tự do qua ống nhựa. Sau khi hồ gắn đã đóng rắn (60 - 90 s) tháo ống nhựa và dùng chất chặn nước Sika trám lại. Sau 15 - 30 s vữa Sika đông cứng. Bên ngoài trát thêm hai lớp vữa chống thấm Sika latex. Chú ý là khi cho Sika 102 vừa mới trộn vào chỗ cắt chữ V phải bắt đầu từ ngoài vào trung tâm chỗ rò rỉ (chặn chỗ rò rỉ ít trước). Giữ vật liệu tại chỗ cho tới khi đóng rắn. Nếu áp lực nước quá mạnh có thể dùng gỗ để chặn trước, sau đó dùng Sika 102 để giữ và phủ bên ngoài (hình 7.3).



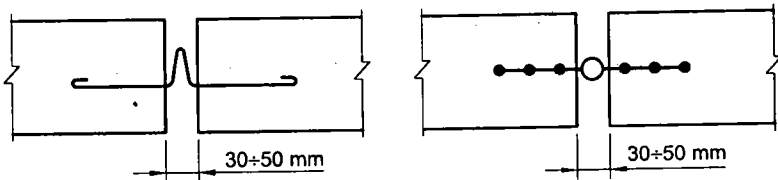
Hình 7.3. Trình tự trám rò rỉ bằng vữa đông cứng nhanh (theo tài liệu giới thiệu sản phẩm của các hãng Sika, MBT)

1- bề mặt bê tông làm nhám, ráp, sạch; 2- chống thấm sơ bộ bằng "Sika 102"; 3- rò rỉ tập trung một vài chỗ; 4- gắn ống nhựa bằng hồ xi măng Sika 102; 5- nước rò qua ống nhựa; 6- trát 2 lớp Sika latex lên bề mặt nhám ráp của lớp chống thấm sơ bộ; 7- tháo ống nhựa, bịt bằng Sika 102; 8- phủ lớp Sika latex ngoài cùng.

b. Chống rò rỉ cho khe co dãn

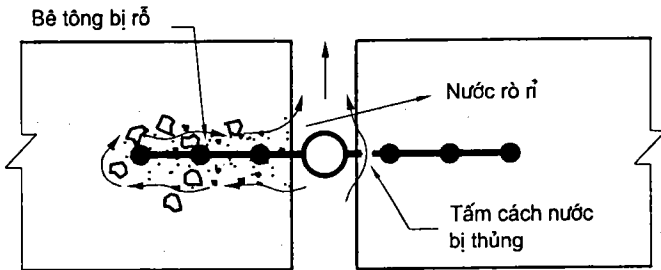
Các khe co dãn hoặc khe lún cách nước thường có cấu tạo các tấm cách nước. Những tấm này có thể bằng đồng, thép

không gỉ hoặc cao su nhân tạo. Với hình thức cấu tạo khe co giãn (khe lún) cho trên hình 7.4, có thể cho phép có sự chuyển dịch kết cấu giữa hai bên khe co giãn theo phương vuông góc với tấm cách nước, chuyển dịch co giãn trong mặt phẳng tấm cách nước nhưng không cho phép dịch chuyển gây lực cắt trong tấm cách nước.



Hình 7.4. Cấu tạo khe co giãn

Tình trạng rò rỉ tại khe co giãn có thể do những nguyên nhân sau (hình 7.5)



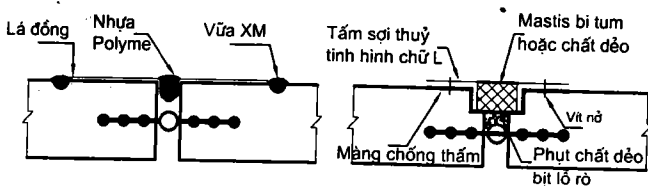
Hình 7.5. Nước rò rỉ qua khe co giãn

- Bê tông tại khe co giãn, chỗ tiếp xúc với tấm cách nước bị rỗ, xốp, không đảm bảo độ kín nước.
- Tấm cách nước bị khuyết tật, thủng hoặc bị xé rách do kết cấu chuyển dịch, mất tác dụng giữ nước.

Để có biện pháp xử lý, cần tìm hiểu thực tế hiện trạng gồm:

- Cấu tạo khe co dãn
- Tình trạng rò rỉ: lưu lượng, áp lực, phía và vị trí rò rỉ
- Chuyển dịch của kết cấu
- Mức độ yêu cầu về tuổi thọ của sửa chữa.

Để chống rò rỉ cho khe co dãn có thể có nhiều cách tùy theo cấu tạo, tình trạng rò rỉ và mức độ yêu cầu của từng trường hợp cụ thể. Nói chung phải tạo được một lớp ngăn cách mới phù hợp với điều kiện chuyển dịch của kết cấu, giữ nước và chịu được tác động ăn mòn của nước. Một số biện pháp chống rò rỉ cho khe co dãn cho trên hình 7.6.



Hình 7.6. Một số các biện pháp chống rò rỉ cho khe co dãn

c. Trát vữa chống thấm

Trát vữa chống thấm là phương pháp phổ biến nhất để tăng cường khả năng chống thấm cho công trình. Tuy nhiên phương pháp này chỉ sử dụng được khi không có nguy cơ xảy ra khe nứt. Vữa chống thấm được chế tạo từ vữa xi măng, cát với các phụ gia thích hợp hoặc các loại vữa đặc biệt đóng gói được bán trên thị trường. Việc trát vữa có thể được thực hiện bằng thủ công (dùng tay) hoặc bằng máy phun vữa.

Trát bằng tay: trát làm hai lớp có chiều dày tổng cộng 10 - 20 mm. Lớp đầu có hàm lượng xi măng 400 - 600 kG/m³ cát. Bề mặt lớp đầu được rạch nhám, sau khi khô se mới trát lớp thứ hai. Lớp này có hàm lượng xi măng 600 - 800 kG/m³ cát. Sau lớp này phải đánh màu cẩn thận.

Dùng máy phun vữa: phun làm hai lớp có chiều dày tổng cộng 10 - 20 mm. Lớp đầu có hàm lượng xi măng 300 - 400 kG/m³ cát và lớp sau 600 - 800 kG/m³ cát. Sau khi lớp đầu khô mặt mới phun lớp thứ hai.

Chú ý là trước khi trát vữa phải chuẩn bị bề mặt cẩn thận: bề mặt phải chắc, nhám, sạch dầu mỡ, bụi bẩn cùng các chất hữu cơ khác. Sau khi trát xong cần được bảo dưỡng trong thời gian từ 3 đến 6 ngày, đồng thời phải che ánh nắng mặt trời, gió nhằm giảm thiểu hiện tượng co ngót.

Để tăng khả năng chống thấm có thể phối hợp với các giải pháp xử lý bề mặt khác.

d. Phương pháp lãng

Trong trường hợp kết cấu tấm nằm ngang như mái nhà, sàn nhà, đáy bể chứa v.v... có thể tăng khả năng chống thấm bằng phương pháp lãng. Xung quanh sàn, be bờ tạm thời phạm vi cần chống thấm, thường chỉ cao khoảng 20 - 30 cm. Đổ đầy nước và cho xi măng, bột sét hoặc vôi vào và cứ 4 - 5h khuấy động một lần để các hạt mịn lãng xuống, lấp các lỗ rỗng, khe hở và các mao quản có trên bề mặt bê tông. Sau sáu đến bảy ngày sẽ hết rò rỉ. Phương pháp này được dùng khá phổ biến trong nước để chống thấm cho mái. Lượng xi măng sử dụng thường vào khoảng 5 kG/m³ nước.

e. Phương pháp tẩm bề mặt và các màng cách ly

Ngoài phương pháp trát vữa người ta còn áp dụng phương pháp tẩm bề mặt và các màng cách ly để tăng cường khả năng chống thấm cho kết cấu.

Kỹ thuật tẩm bề mặt dựa trên đặc tính hút nước của bê tông, người ta cho các chất kỵ nước thấm nhập vào các lỗ hổng, khe nứt, mao quản trên bề mặt để làm tăng độ đặc chắc và khả năng chống thấm của bê tông (xem chương 8).

Sử dụng các hình thức màng cách ly như các loại sơn, các tấm giấy dầu, các tấm chất dẻo hoặc các hình thức ốp, lát bằng vật liệu thủy tinh, gốm, gắn vào bề mặt kết cấu để ngăn chặn nước thấm vào kết cấu. Ngoài tác dụng chống thấm ra, với các vật liệu thích hợp hình thức màng cách ly còn được sử dụng để chống ăn mòn hóa học có hiệu quả (xem chương 8).

7.3.2. Xử lý sâu

Khi phát hiện được các lỗ rò rỉ của nước qua kết cấu, đặc biệt là khi lưu lượng rò rỉ nhiều và áp lực lớn cần phải tiến hành bịt lỗ rò rỉ bằng phương pháp phụt chất dính kết để trám lại.

Kỹ thuật phụt chất kết dính có thể thực hiện theo hai cách khác nhau: *phụt trực tiếp* và *phụt gián tiếp*.

◆ **Phụt trực tiếp** là phụt chất kết dính qua tuyến rò rỉ theo hướng ngược lại với hướng rò rỉ của nước (hình 7.7). Chất kết dính sẽ lấp đầy tuyến rò rỉ và đông cứng lại chặn không cho nước tiếp tục rỉ ra.

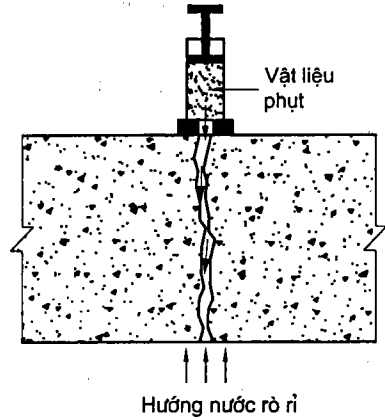
Để tiến hành công việc cần nắm vững các điều kiện cụ thể như: loại chất lỏng, áp lực, nhiệt độ, tuyến rò rỉ, lưu lượng rò rỉ,

cấu tạo kết cấu, tình trạng hư hỏng ... Từ đó chọn dùng vật liệu phụ các thông số kỹ thuật như cường độ, độ nhớt, thời gian công tác, mức độ chịu ăn mòn, chọn vị trí đặt rôn tiếp nhận, xác định áp lực phụ và trình tự phụ.

Vật liệu được dùng để phụ trực tiếp có thể là:

- Các loại nhựa urethan kỵ nước hoặc háo nước, có cấu trúc dạng keo hoặc dạng bột, có phản ứng với nước, dẫn nở, có cường độ khiêm tốn và độ nhớt trung bình.
- Acrylat háo nước có cấu trúc dạng keo hoặc dạng bột, cường độ rất yếu, độ nhớt bé có khả năng thâm nhập sâu qua các khe nứt bé.
- Epoxy: chịu nước, cứng dẻo, cường độ cao và độ nhớt vừa phải.
- Ximăng siêu mịn: háo nước, vữa cứng, cường độ vừa phải và độ nhớt cao. Khi dùng ximăng cần cho thêm các phụ gia cần thiết như phụ gia chống co ngót, phụ gia đóng rắn nhanh hoặc các phụ gia khác tùy theo yêu cầu của từng trường hợp.

Các phương tiện, thiết bị dùng để phụ trực tiếp chất kết dính chống rò rỉ tương tự trong trường hợp hàn gắn khe nứt.



Hình 7.7. Trám tuyến rò rỉ bằng phương pháp phụ trực tiếp

Áp lực phụ được dự tính như sau:

a) Để trám rò rỉ qua khe nứt, áp lực phụ được xác định theo công thức (6.4a) cộng thêm áp lực cột nước tác dụng lên khe nứt. Công thức (6.4a) trở thành

$$p_o^h = p_o + p_h = \frac{12Q\eta}{\pi\delta^3} \frac{R_o - r_o}{r_o} + \gamma h \quad (7.4)$$

trong đó: γ - khối lượng đơn vị của nước ($\gamma = 10^4 \text{ N/m}^3$);
 h - chiều cao cột nước (m).

Các ký hiệu khác theo công thức (6.4a).

Để xác định bề rộng khe nứt δ trong trường hợp rò rỉ ta có thể thực hiện theo phương pháp sau:

Giả thiết δ có giá trị không đổi trên suốt bề dày của kết cấu và chiều dài l của khe nứt. Lưu lượng nước rò rỉ Q qua khe nứt dưới áp lực thủy tĩnh p , theo công thức (7.1) ta có bề rộng khe nứt:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12Qb\eta_o}{lp}} \quad (7.1a)$$

Với η_o - độ nhớt của nước lấy bằng $1,005 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$.

Giá trị δ được xác định theo (7.1a) chỉ là giá trị tính đối vì thực tế δ không đồng đều tại mọi điểm của khe nứt.

Ví dụ 7.1. Một bể chứa nước có khe nứt dài 5 m, hàng ngày tổn thất 240 m^3 nước. Chiều dày thành bể $b = 0,3 \text{ m}$, khe nứt cách mặt thoáng 4,0 m. Xác định bề rộng khe nứt và áp lực cần thiết để phụ hợp chất epoxy trám khe nứt. Độ nhớt của hợp chất epoxy là $0,5 \text{ Ns/m}^2$.

Áp dụng công thức (7.1a) với $Q = \frac{240}{24 \times 3600} = 2,778 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$.

Ta có:

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{12 \times 2,7778 \times 10^{-3} \times 0,00105 \times 0,3}{5 \times 20000}} = 4,64 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Với thời gian công tác của hợp chất epoxy $t = 5400$ s, ta chọn lưu lượng phụ

$$Q = \frac{l\delta b}{t} = \frac{5,0 \times 0,000464 \times 0,3}{5400} = 1,2889 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Theo công thức (7.4) với $R_o = b$, $r_o = 4$ mm ta có áp lực phụ p_o^h :

$$\begin{aligned} p_o^h &= \frac{12 \times 1,2889 \times 10^{-7} \times 0,5}{\pi 0,000464^3} \times \frac{0,3 - 0,004}{0,004} + 1,0 \times 10^4 \times 4,0 \\ &= 222346,9 \text{ N/m}^2. \end{aligned}$$

b) Khi nước rò rỉ qua điểm tập trung, đường kính tuyến rò rỉ được xác định theo công thức (7.2) được viết dưới dạng

$$D = \sqrt[4]{\frac{128Qb\eta_o}{\pi p_o}} \quad (7.2a)$$

Các giá trị Q , b , η_o , p_o lấy theo công thức (7.2).

Như vậy để xác định đường kính lỗ rò, cần đo được lưu lượng nước rò, chiều dài đường rò rỉ (lấy bằng chiều dày thành bể), chiều cao cột nước. Cũng như trong trường hợp tính bể rộng khe nứt đường kính lỗ rò được tính theo công thức (7.2a) cũng chỉ là đường kính tính đối vì khó có thể xác định được chiều dài đường rò rỉ một cách chính xác mà chỉ lấy bằng bề dày thành bể mà thôi.

Áp lực để phụ chất dính kết trám lỗ rò được xác định theo công thức (7.5) có kể đến áp lực chiều cao cột nước

$$p_o^h = \frac{128Qb\eta}{\pi D^4} + \gamma h, \quad (7.5)$$

trong đó: $Q = \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{t}$

với t - thời gian công tác của chất dính kết (s);

η - độ nhớt của chất dính kết (Ns/m²);

b - chiều dày thành bể.

Ví dụ 7.2. Một lỗ rò tại một bể chứa cách mặt thoáng 5 m, có lưu lượng rò rỉ mỗi ngày đêm 24 l. Thành bể dày 0,3 m. Xác định đường kính lỗ rò và áp lực phụt chất kết dính để trám lỗ rò biết rằng chất kết dính có $\eta = 0,5$ Ns/m² và $t = 3600$ s.

Đường kính của lỗ rò được xác định theo công thức (7.2a) với

$$Q = \frac{0,024}{24 \times 3600} = 2,7778 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Độ nhớt η_o của nước tại 20°C là $1,005 \times 10^{-3}$ Ns/m².

$$D = \sqrt[4]{\frac{128 \times 2,7778 \times 10^{-7} \times 0,001005 \times 0,3}{\pi \times 50000}}$$

$$= 5,1 \times 10^{-4} \text{ m} = 0,51 \text{ mm.}$$

Để trám lỗ rò dùng hợp chất epoxy có $\eta = 0,5$ Ns/m² và thời gian công tác $t = 3600$ s. Ta chọn lưu lượng phụt bằng

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \frac{1}{t} = \frac{\pi \times 0,00051^2}{4} \frac{1}{3600} = 5,6745 \times 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s}$$

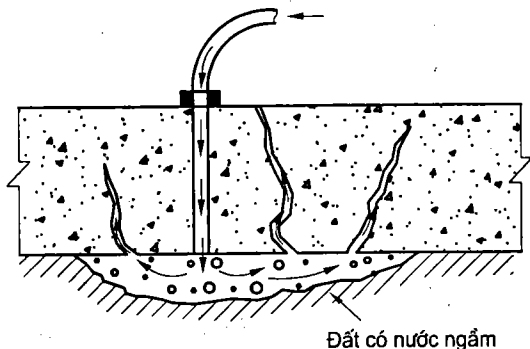
Áp lực phụt được xác định theo công thức (7.5) có kể đến áp lực thủy tĩnh của cột nước trong bể

$$p = \frac{128 \times 5,6745 \times 10^{-11} \times 0,5 \times 0,3}{\pi (5,1 \times 10^{-4})^4} + 10000 \times 5,0$$

$$= 55126,0 \text{ N/m}^2$$

◆ **Phụt gián tiếp** được thực hiện dựa trên nguyên tắc sau:

Vật liệu phụt được đưa vào dòng chảy của nước tại phía có áp lực trong phạm vi rò rỉ. Dưới áp lực thủy tĩnh của cột nước, vật liệu phụt thấm vào lấp đầy các tuyến rò rỉ và đông cứng tại đó. Hình thức này thường được áp



Hình 7.8. Sơ đồ nguyên tắc phụt gián tiếp

dụng để chống rò rỉ cho các công trình ngầm. Vật liệu phụt được đưa ra mặt ngoài công trình trong phạm vi rò rỉ; dưới áp lực của đất và nước ngầm, vật liệu phụt trở lại thấm vào lấp đầy các tuyến rò rỉ (hình 7.8) thành công của phương pháp này tùy thuộc vào khả năng ngăn chặn dòng chảy của vật liệu phụt của đất xung quanh công trình và áp lực thủy tĩnh của nước ngầm. Kết quả đó rất khó kiểm tra.

7.4. CHỐNG RÒ RỈ CHO CÁC CÔNG TRÌNH NGẦM

Việc chống rò rỉ cho các công trình ngầm như bể chứa nước, tunen, đường ống... khó khăn hơn nhiều so với việc chống rò rỉ cho các công trình trên mặt đất.

Trong một số các công trình như bể chứa, đường ống nước, hiện tượng rò rỉ diễn ra một cách thuận nghịch. Nước có thể rò rỉ từ trong bể ra ngoài bể khi không có nước ngầm hoặc khi mức nước ngầm thấp hơn lỗ rò rỉ hoặc khi áp lực nước trong bể cao

hơn áp lực của nước ngầm. Hiện tượng này gây nên tình trạng mất nước và gây lãng phí trong quá trình sử dụng. Ngược lại nếu bể không có nước hoặc áp lực nước trong bể thấp hơn áp lực nước ngầm, nước ngầm sẽ rò vào trong bể. Do đó nước trong bể bị nhiễm bẩn không dùng được. Với nguyên tắc chống thấm cho công trình là phải chống thấm từ phía có nước, như vậy đối với bể chứa, đường ống nằm dưới mức nước ngầm cần được chống thấm cả hai phía. Tuy nhiên không phải trường hợp nào cũng có thể thực hiện được điều đó. Có những trường hợp không thể tiếp cận với mặt ngoài khi công trình nằm quá sâu hoặc trên mặt bằng bị vướng không thể bóc đất để lộ công trình ra được. Cũng có trường hợp không thể tiếp cận với mặt trong được như đối với các đường ống nước, các đường ống kỹ thuật có kích thước quá nhỏ không thể chui vào thao tác được trong những trường hợp như vậy chỉ có thể thực hiện chống rò rỉ, chống thấm từ một phía mà thôi.

a. Chống rò rỉ từ mặt trong công trình

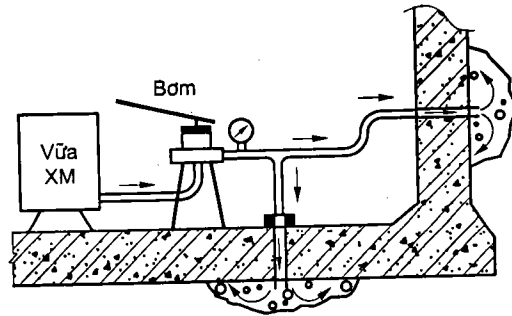
Sau khi tháo khô nước chứa trong công trình, quan sát đánh dấu những chỗ bị rò rỉ. Nước thường rò rỉ qua những chỗ hư hỏng, khuyết tật của công trình như những khe nứt, vỡ, những chỗ bị rỗ, xộp, các lỗ hổng, các khe thi công, khe co dãn, khe lún v.v. Đặc biệt thường hay bị rò rỉ tại chỗ tiếp giáp giữa thành và đáy, thành và nắp, và tại các khe thi công, tại các mối nối lắp ghép, hoặc tại các chi tiết liên kết với các đường ống kỹ thuật có liên quan. Những mối rò rỉ này có khi xuất hiện ngay trong giai đoạn thi công, trong quá trình xử lý.

Do tính chất phức tạp của công việc cho nên trước khi quyết định áp dụng giải pháp xử lý cần tiến hành thử nghiệm

trước. Sau khi thử nghiệm đạt kết quả mới tiến hành thực hiện hàng loạt.

Trong nhiều trường hợp người ta thường áp dụng phương pháp phụt gián tiếp và thu được kết quả tốt.

Chẳng hạn để chống rò rỉ cho một bể chứa bằng bê tông cốt thép vừa mới được thi công xong, người ta đã phải dùng đến 3,5 t xi măng pooc lăng M400 phụt qua thành bể và đáy bể để trám



Hình 7.9. Phụt vữa xi măng trám rò rỉ qua thành và đáy bể theo phương pháp gián tiếp

lỗ rò trong đó 2,5 t qua thành bể và 1,0 t qua đáy bể. Sau khi phụt 5 - 7 ngày không còn hiện tượng rò rỉ nữa và đến 10 ngày thì khô hẳn [9] (hình 7.9).

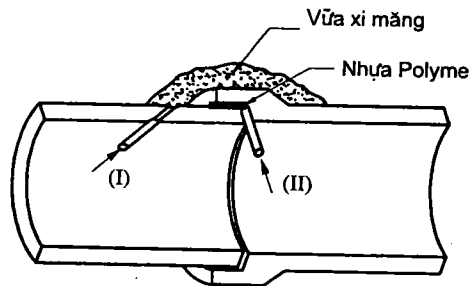
Một trường hợp khác để chống rò rỉ cho một tunen đường sắt chui [33] qua đáy một con sông, ngoài giải pháp dùng đất sét đặt tại đáy sông để lấp lỗ rò, người ta đã phải dùng đến 8000 t xi măng phụt vào các lỗ khoan qua kết cấu tunen trên một chiều dài hơn 1200 m. Vữa xi măng có tác dụng gia cố đất và lấp đầy các lỗ trống phía trên và dưới tunen, đồng thời thấm vào lấp đầy các tuyến rò rỉ dưới áp lực của đất và nước ngầm. Một ít vữa xi măng thoát lên mặt đất trong thời gian phụt và xuất hiện tại đáy sông vùng gần với chỗ bị rò rỉ ban đầu. Biện pháp đó đã thành công, làm giảm được mức độ rò rỉ đồng thời

ngăn cản được sự phát triển rò rỉ sau này do hạn chế được sự phá hỏng cấu trúc của đất đá xung quanh tunen.

Vữa xi măng được phụt từ phía trong tunen qua các lỗ khoan tương đối lớn (khoảng 50 mm). Cần nắm vững tình hình độ rỗng xung quanh tunen qua các số liệu khảo sát được dọc theo tunen. Phụ thuộc vào áp lực và động thái của nước ngầm, đặc điểm của địa chất khu vực để chọn vật liệu phụt cho thích hợp. Thành phần vữa phụt được thiết kế sao cho thời gian công tác hợp lý: vừa đủ để lấp đầy những chỗ cần thiết đồng thời lại không bị trào trở lại vào bên trong tunen. Độ set vữa cũng rất quan trọng: vừa có khả năng kết dính sao cho sự chuyển động của nước không làm tiêu tán đi và có khả năng cản nước một khi đã đông cứng. Để có được những phẩm chất đó cần sử dụng các loại phụ gia thích hợp.

Phương pháp phụt chủ động cũng được áp dụng để chống rò rỉ cho các công trình ngầm. Chẳng hạn chống rò rỉ cho các tunen lắp ghép bằng cách phụt trực tiếp các loại nhựa polyme tỏ ra khá hiệu quả, mặc dù với trường hợp lượng rò rỉ khá lớn.

Khi cần thiết còn có thể áp dụng kết hợp phương pháp phụt trực tiếp và phụt gián tiếp để chống rò rỉ. Cách tiến hành như sau: trước hết phụt gián tiếp bằng vữa xi măng qua vỏ kết



Hình 7.10. Phụt kết hợp phương pháp trực tiếp và gián tiếp [32]

cấu phủ lên phạm vi rò rỉ. Sau đó phủ trực tiếp nhựa polyme để bịt khe rò rỉ (hình 7.10).

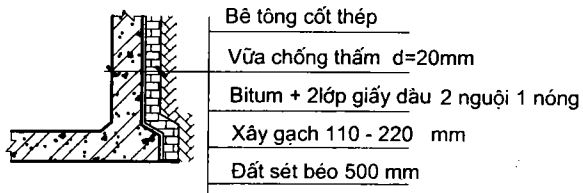
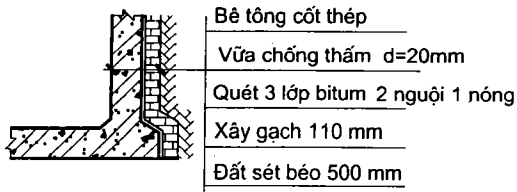
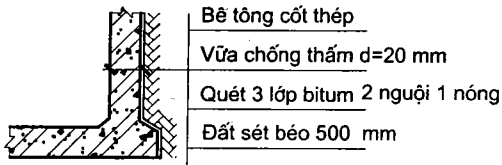
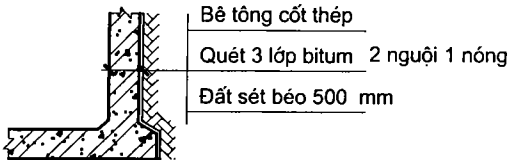
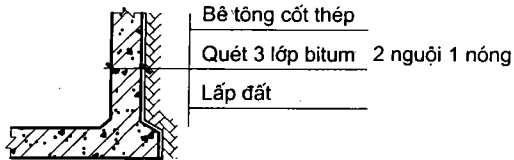
Sau khi đã bịt hết rò rỉ, tiến hành xử lý bề mặt để tăng cường khả năng chống thấm. Căn cứ vào mức độ yêu cầu của từng trường hợp cụ thể, có thể chọn một hoặc kết hợp một số phương pháp xử lý bề mặt đã trình bày trong mục 6.3.1 (hoặc trong chương 7). Trong trường hợp bể chứa nước có thể sử dụng các giải pháp sau:

- Tẩm bề mặt bằng Silan hoặc Siloxan;
- Trát vữa chống thấm dày 10 - 20 mm.

Khi có yêu cầu đặc biệt có thể dùng sơn nhưng chỉ có thể dùng các loại sơn không độc chẳng hạn sơn epoxy hai thành phần, sơn trên cơ sở xi măng như sơn Super Snowcem của hãng Sika ... Không được dùng loại sơn dầu hoặc sản phẩm gốc bitum hoặc asphan. Không nên xây tường gạch chống thấm vì không có tác dụng [9] mà nếu cần có thể ốp thêm một lớp gạch men sứ để vừa chống thấm vừa đảm bảo vệ sinh trong quá trình sử dụng.

b. Chống rò rỉ và chống thấm mặt ngoài

Sau khi bóc đất đá, để lộ mặt ngoài công trình, tiến hành quan sát xác định vị trí rò rỉ. Thông thường có thể căn cứ vào hiện trạng các lớp chống thấm bên ngoài để xác định chỗ rò rỉ, nhưng cũng có những trường hợp tuyến rò rỉ luôn lách khá phức tạp việc xác định vị trí của chúng không đơn giản, có thể phải sử dụng đến các thiết bị định vị chuyên dụng (xem chương 3). Căn cứ vào tình trạng hư hỏng của các lớp chống thấm mặt ngoài kết hợp với yêu cầu về mức độ xử lý, có thể tiến hành xử lý cục bộ hoặc toàn bộ.



Hình 7.11. Các lớp chống thấm mặt ngoài thành bể chứa

Trước hết cần chuẩn bị bề mặt tại phạm vi rò rỉ, tiến hành trám những chỗ rò rỉ theo các phương pháp đã trình bày trên. Sau đó tiến hành xử lý bề mặt để tăng cường khả năng chống thấm.

Phụ thuộc vào tính chất của nước ngầm, mức độ cần bảo vệ có thể xử lý mặt ngoài công trình ngầm theo một trong các dạng cho trên hình 7.11.

7.5. CHỐNG DỘT CHO MÁI BẰNG, SÂN THƯỢNG

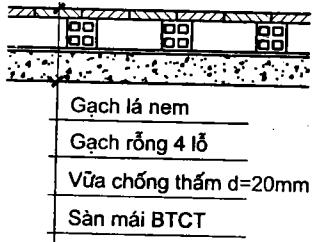
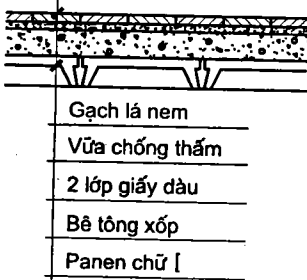
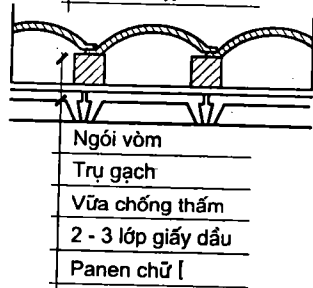
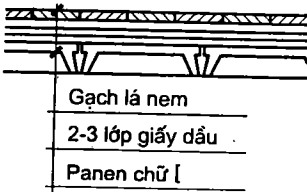
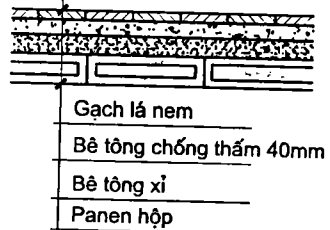
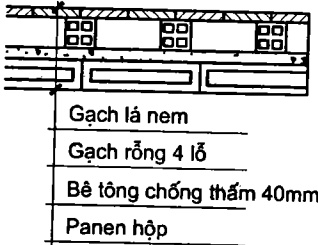
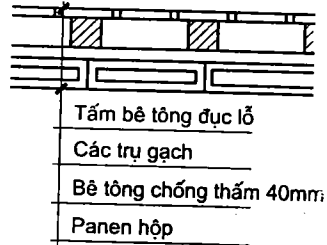
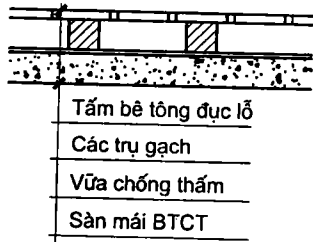
Mái bằng là hình thức kiến trúc được sử dụng rộng rãi trong xây dựng dân dụng và công nghiệp trong những năm gần đây. Kết cấu mái có thể là bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc được lắp ghép bằng các loại panel hộp hay panel hình máng.

Các hình thức cấu tạo mái khá phong phú nhằm đáp ứng yêu cầu cách thủy và cách nhiệt, đặc biệt quan trọng là vấn đề cách thủy vì nước ta mưa nhiều và lượng mưa khá lớn. Một số dạng cấu tạo các lớp mái cho trên hình 7.12.

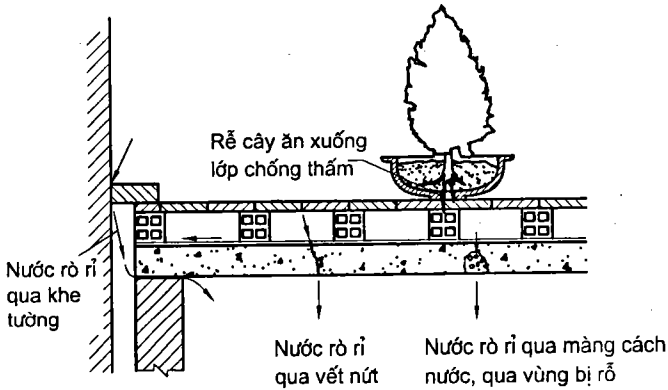
Hiện tượng thấm dột xảy ra khá phổ biến đối với kết cấu mái, đặc biệt là đối với những mái có diện tích lớn hoặc trên mái có trồng cây cảnh hoặc các thiết bị kỹ thuật như ống thoát khí, bể nước, gấn hệ thống ăngten v. v... (hình 7.13).

Hiện tượng thấm dột thường xảy ra tại những vị trí:

- Kết cấu mái bị nứt, vỡ; các khe nối giữa các panel không được chèn kỹ bằng vữa.
- Bê tông bị xốp, rỗ, thiếu ximăng.
- Lớp cách nước bị hỏng: vữa chống thấm bị nứt, các màng cách ly bị thủng, rách hoặc bị hở chỗ mối ghép.



Hình 7.12. Một số dạng kết cấu mái thường gặp



Hình 7.13. Tình trạng thấm dột của mái

- Lỗ thoát nước không đủ để thoát nước nhanh, san độ dốc chưa hợp lý hoặc độ dốc biến đổi qua quá trình nén lún của công trình làm cho mái không dốc về phía lỗ thoát mà theo hướng ngược lại.
- Nước rò qua khe co giãn, khe lún, khe tiếp giáp với công trình lân cận.
- Nước tạt qua cửa trời, rò qua các đường ống kỹ thuật: ống khói, điện, nước...
- Rễ cây trồng trên mái ăn xuống kết cấu mái do thiếu biện pháp cách ly, bảo vệ. Tải trọng do các bồn đất trồng cây này khá lớn tác dụng lên mái có thể gây cho kết cấu mái tình trạng quá tải.

Nguyên nhân dẫn đến tình trạng thấm dột ngoài những sơ xuất của người thiết kế và thi công còn phải kể đến tình trạng vận hành khai thác bất hợp lý, có khi tự ý thay đổi tính năng sử dụng của công trình, gây thêm những bất lợi mới cho kết cấu.

Phương hướng xử lý

Căn cứ vào thực trạng, tính chất và mức độ thấm dột xác định nguyên nhân gây ra thấm dột và quyết định phương hướng xử lý:

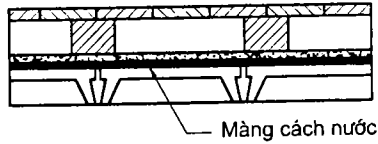
Xử lý toàn bộ hoặc xử lý cục bộ: Khi xét thấy tình trạng thấm dột tràn lan nhiều chỗ nên tiến hành chống thấm dột lại từ đầu cho toàn bộ kết cấu mái. Việc làm lại từ đầu cho toàn bộ mái có ưu điểm là có thể chủ động thay đổi thiết kế các lớp chống dột tùy theo tình hình và điều kiện thực tế. Hơn nữa việc làm lại cho toàn bộ mái tránh được những chỗ ghép nối, vá vúi mà chính tại những chỗ này thường rất dễ bị rò rỉ. Để làm lại các lớp chống thấm nước cần lột bỏ toàn bộ các lớp chống thấm cũ, chuẩn bị bề mặt tốt: đảm bảo đặc chắc, sạch bụi bẩn và các tạp chất hữu cơ, dầu, mỡ v.v...

Trong trường hợp thấm dột không nhiều, lại tập trung vào một số chỗ cục bộ, việc xử lý nên tiến hành cục bộ. Để tiến hành xử lý cục bộ nên theo đúng thiết kế cũ, tuy nhiên cần thay đổi những chi tiết bất hợp lý nếu không ảnh hưởng đến toàn cục. Dù xử lý cục bộ nhưng trong phạm vi sửa chữa cũng đều phải bóc bỏ toàn bộ các lớp chống thấm cũ để làm lại các lớp mới. Diện tích sửa chữa phải chừa rộng ra không dưới 300 mm phía kết cấu còn tốt.

Sau khi đã thực hiện xong khâu chuẩn bị bề mặt tiến hành xử lý bề mặt như bịt các lỗ rò rỉ, trát vữa chống thấm, sơn, dán các màng cách nước v. v. (xem chương 8).

Đối với các mái nhà công nghiệp được lắp ghép bằng panen máng hoặc các bản mỏng ứng lực trước nên có màng cách nước mềm để đảm bảo bịt kín được các khe ghép nối. Nếu không

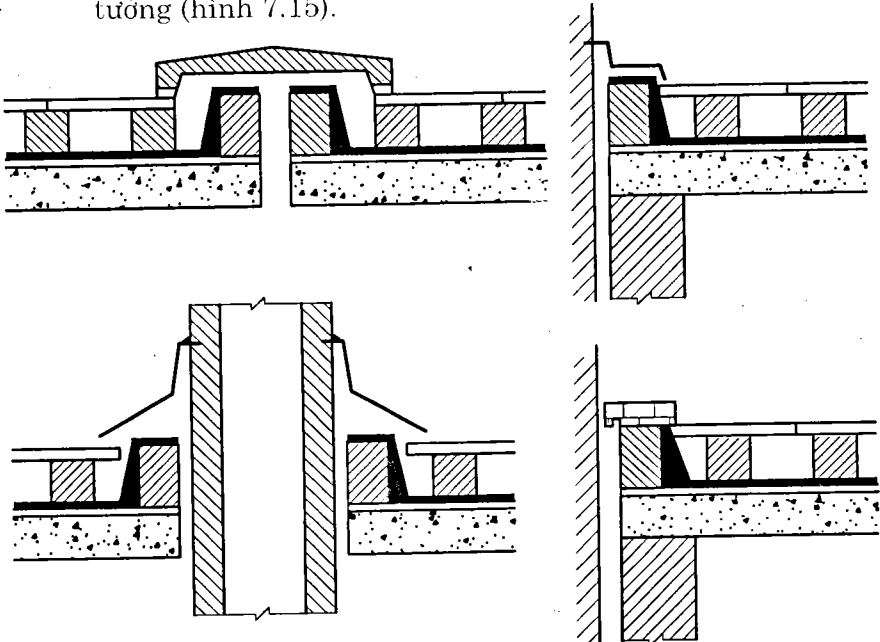
phủ toàn bộ mái thì cũng phủ kín dọc theo các khe ghép nối (hình 7.14).



Hình 7.14. Màng cách nước phủ dọc theo khe lắp ghép

Phía trên các lớp sơn hoặc màng phủ nên có một lớp vữa chống thấm hoặc lát một lớp gạch lá nem nhằm mục đích bảo vệ các lớp phủ phía dưới.

- Tại các khe nối, khe co dãn, khe tiếp giáp với công trình kỹ thuật hoặc công trình bên cạnh cần được che phủ để tránh nước mưa men vào phía trong hoặc thấm vào trần, tường (hình 7.15).



Hình 7.15. Chi tiết chống dột tại khe co dãn, khe nối, khe tiếp giáp với công trình bên cạnh

- Trường hợp hệ thống thoát nước mái bị ứ đọng do:
 - Lỗ thoát nước không đủ để thoát nước nhanh, cần cấu tạo bổ sung ống thoát nước mái sao cho mỗi ống thoát có đường kính 10 cm được bố trí cho một diện tích mái không quá 100 - 120 m².
 - Khi vữa san độ dốc không đảm bảo, cần san bổ sung sao cho độ dốc thoát nước trên toàn mái không nhỏ hơn 3 - 5%.
 - Nếu vì một lý do nào đó độ lún công trình không đồng đều, gây đảo lộn độ dốc mái. Cần kiểm tra bằng máy thủy bình hoặc bằng thiết bị tương tự, có thể cấu tạo các ống xối bổ sung tại các vị trí thấp nhất để róc hết nước. Khi san lại độ dốc cần kiểm tra lại khả năng chịu tải của kết cấu mái để tránh tình trạng quá tải.

8

BẢO VỆ BỀ MẶT

8.1. CÁC YÊU CẦU BẢO VỆ BỀ MẶT

Hầu như mọi tác động dẫn đến tình trạng xuống cấp của kết cấu bê tông cốt thép đều xảy ra qua bề mặt kết cấu. Vì vậy bề mặt kết cấu cần được bảo vệ để chống lại:

- Tình trạng thấm và rò rỉ;
- Sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn;
- Tác động cơ lý của tải trọng và môi trường như tác động động va chạm, bào mòn, tác động của băng giá v.v...

Các giải pháp bảo vệ kết cấu có thể thực hiện ngay trong giai đoạn chế tạo hoặc trong quá trình sử dụng. Các giải pháp bảo vệ được thực hiện ngay từ đầu có nhiều thuận lợi hơn so với khi thực hiện trong quá trình sử dụng. Các giải pháp bảo vệ công trình hiện hữu khó khăn hơn nhiều so với công trình mới.

a. Tình trạng thấm và rò rỉ là một hiện tượng khá phổ biến đối với các công trình có liên quan đến nước. Chống rò rỉ và thấm là một lĩnh vực phức tạp có liên quan nhiều đến tình trạng khuyết tật bên trong của kết cấu như sự xuất hiện các khe nứt, tình trạng rỗ, rỗng và cấu trúc xốp của bê tông. Trong chương 7 đã giới thiệu các giải pháp chống rò rỉ, chống thấm cho một số công

trình do liên quan đến nước, trong đó có đề cập đến các kỹ thuật xử lý bề mặt mà trong chương 8 này sẽ giới thiệu đến (xem các mục 8.2 - 8.6).

b. Chống ăn mòn là một nhiệm vụ quan trọng để bảo vệ kết cấu khỏi bị tác động phá hoại của các tác nhân ăn mòn, đặc biệt là đối với các công trình xây dựng có liên quan đến hóa chất.

Các tác nhân ăn mòn có thể thâm nhập vào kết cấu qua lớp bê tông bảo vệ hoặc qua các khe nứt trên bề mặt kết cấu. Chúng không những làm giảm sút tính năng cơ lý của bê tông mà còn làm cho cốt thép bị ăn mòn. Để đối phó với hiện tượng thâm nhập của các tác nhân ăn mòn vào kết cấu trước hết phải căn cứ vào nguyên nhân, tính chất và mức độ ăn mòn để xử lý bề mặt kết cấu. Khi bê tông bị giảm sút nhiều về các tính năng cơ lý, cần loại bỏ lớp bê tông đó và thay thế bằng bê tông mới. Lớp bê tông mới này đặc chắc hơn, có khả năng chống thấm và chống ăn mòn cao hơn. Để có được yêu cầu này, nên dùng bê tông có tỷ lệ $\frac{N}{X}$ bé, dùng các phụ gia chống thấm như micro silica, hoặc bê tông latex biến tính, cốt liệu bền hóa. Trong trường hợp chống thâm nhập clorit có thể sử dụng phụ gia ức chế ăn mòn như nitrit canxi.

Ngoài ra để ngăn cản sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn người ta có thể sử dụng các kỹ thuật xử lý bề mặt như trát vữa, tẩm bề mặt, sơn, màng cách ly hoặc ốp lát bằng vật liệu tẩm.

Đối với trường hợp clorit có thể áp dụng phương pháp tẩm bề mặt bằng Silan hoặc Siloxan. Sơn và phủ màng cách ly bằng vật liệu trên cơ sở epoxy, urethan, cao su clo hóa, metacrylat v.v...

Khi các chất ăn mòn thấm qua các khe nứt có thể xử lý bằng cách phủ khe nứt bằng sơn hoặc bằng màng cách ly, trám khe nứt bằng gioăng đàn hồi hoặc phụt vữa ximăng hay polyme hàn gắn các khe nứt.

Trường hợp kết cấu bê tông cốt thép bị cacbonat hóa có thể áp dụng phương pháp tẩm bề mặt bằng Sodium silicat, phủ sơn hoặc màng cách ly bằng vật liệu trên cơ sở acrylat, Styren acrylat, trát vữa hoặc phun vữa polyme biến tính. Người ta nhận thấy rằng, khi bề mặt kết cấu được cách ly tốt, hiện tượng cacbonat hóa sẽ dừng lại và có xu hướng bị đẩy ra ngoài biên, kiềm tính được phục hồi trở lại. Gần đây người ta đã áp dụng phương pháp điện thấm [32] để tái kiềm hóa bê tông.

Để chống ăn mòn cho cốt thép làm việc trong môi trường ăn mòn mạnh có thể áp dụng các biện pháp sau:

- Trước khi đổ bê tông cốt thép được quét một lớp sơn epoxy nóng chảy.
- Bảo vệ kết cấu khỏi sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn.
- Dùng phương pháp bảo vệ âm cực.

Nói chung khi kết cấu bị ăn mòn, căn cứ vào tính chất và mức độ ăn mòn mà chọn dùng các giải pháp kỹ thuật xử lý bề mặt và sử dụng vật liệu thích hợp (xem các mục 8.2 – 8.6).

Về đặc tính bền hóa của một số vật liệu chống ăn mòn thông dụng cho trong bảng 8.1.

c. Khả năng chịu băng giá của kết cấu bê tông cần thiết khi kết cấu làm việc trong môi trường đông lạnh. Cũng như trong trường hợp bị ăn mòn, khi bề mặt đã bị phá hủy, cần phải được thay thế bằng lớp bê tông mới đặc chắc hơn, khả năng chống

thấm cao hơn đồng thời áp dụng các giải pháp xử lý bề mặt thích hợp để ngăn chặn nước thấm vào phá hủy kết cấu (xem mục 8.2 – 8.6).

Bảng 8.1. Đặc tính của một số vật liệu chống ăn mòn

Vật liệu	Khả năng chịu kiềm	Khả năng chịu axit		Dung môi	Chất tẩy	Nhiệt độ sử dụng tối đa °C
		Hữu cơ	Vô cơ			
Gạch chịu axit		+	+			Cao
Gạch địa baz	+	+	+	+	+	Cao
Vữa thủy tinh lỏng		+	+(4)	+(3)		900 ÷ 1200
Vữa lưu huỳnh		+	+(2)			88
Graphit	+	+	+			
Epoxy	+(2)	+	+(2)	+(3)	+	60 – 90 (120 ạ̉m)
Furan	+	+	+	+		200 - 250
Polyeste	+(2)		+(2)		+	60 – 90 180 (ạ̉m)
Phenol	+(2)	+	+	+		
PVC	+	+	+			60
Bitum	+(2)		+(2)		+	50 ÷ 60
Polyurethan	+	+	+(2)			66 – 120

Chú thích: (1) - phụ thuộc vào thành phần pha trộn

(2) - mức độ trung bình trở xuống

(3) - một số loại dung môi

(4) - không bền trong HF

d. Khi kết cấu chịu tác động va chạm, bào mòn, rung động như nền nhà xưởng có nhiều thiết bị vận chuyển đi lại, chứa đựng những vật thể nặng dễ bị va đập, mặt dầm gắn đường ray cầu trục hoạt động v.v... cần có cấu tạo lớp mặt đủ bền để chịu đựng các dạng tải trọng đó. Trong trường hợp này mặt nên có thể được lát bởi những tấm bê tông mác cao ($M \geq 300$) với cốt liệu đá bazan, có hoặc không có lớp chống bào mòn bằng bê tông phơi thép. Mặt nền có thể lát bằng đá đèo thiên nhiên, các tấm thép hoặc gang đúc.

8.2. KỸ THUẬT TẮM BỀ MẶT

Tắm bề mặt bê tông nhằm khống chế nước và hơi ẩm vào ra qua bề mặt bê tông, do đó hạn chế được sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn. Tắm bề mặt không phải là lớp phủ kín hoàn toàn nhưng được áp dụng khá rộng rãi để bảo vệ về mặt kết cấu.

Kỹ thuật tắm bề mặt dựa trên khả năng hút nước của bê tông. Khả năng này phụ thuộc vào cấu trúc của bề mặt bê tông và chất lượng khâu chuẩn bị bề mặt trước khi áp dụng kỹ thuật tắm.

Tùy theo yêu cầu cụ thể của từng trường hợp mà áp dụng vật liệu và kỹ thuật tắm khác nhau. Để không cho nước thấm qua có thể dùng các hợp chất kỵ nước quét lên bề mặt bê tông, những hợp chất này thấm vào các lỗ rỗng bởi lực hút mao dẫn. Chất kỵ nước thường dùng là Silan và Siloxan. Khi quét Silan hoặc Siloxan lên bề mặt bê tông, một phản ứng hóa học giữa chúng với silicat của bê tông sẽ xảy ra. Sản phẩm của phản ứng có tác dụng ngăn cản nước hoặc các dung dịch hóa chất thâm

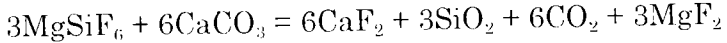
nhập trong khi hơi nước vẫn có thể lọt qua. Xà phòng, silicon cũng có thể tạo ra tính kỵ nước cho bề mặt bê tông [25].

Một phương pháp khác để tẩm bề mặt bê tông là cho những hợp chất thích hợp thâm nhập vào các khe nứt, các lỗ rỗng, các mao quản trên phạm vi bề mặt bê tông. Hai loại vật liệu được sử dụng với mục đích này là:

a. Hợp chất có phản ứng hóa học với cấu trúc của xi măng tạo nên sản phẩm đặc chắc trong phạm vi bề mặt của bê tông. Thuộc loại này có sodium silicat (thủy tinh lỏng) và các dung dịch muối của axit flohydric hoặc axit flosilicat.

- **Phương pháp silicat hóa** là dùng thủy tinh lỏng quét lên bề mặt bê tông cần bảo vệ. Thành phần SiO_2 của thủy tinh lỏng tác dụng với các hợp chất Ca của bê tông tạo nên CaSiO_2 khó hòa tan. Thủy tinh lỏng được dùng ở đây với môđun silic (tỷ số SiO_2/Na_2) trong khoảng 3,2 – 3,3, dung dịch có nồng độ 38 – 40 Be'. Để dung dịch thấm sâu được vào các lỗ rỗng của bê tông, quét lần đầu với dung dịch loãng có nồng độ 10 Be'. Sau đó đợi cho khô quét lần thứ hai cùng nồng độ. Sau khi lớp này khô quét lần thứ ba có nồng độ 20 Be'. Nếu lớp sau này mà chưa tạo được bề mặt bóng thì quét thêm lần thứ tư với nồng độ 25 Be'. Sau 10 ngày cần rửa nhiều nước hoặc dung dịch HCl loãng. Khi khô có thể dùng được, ổn định trong môi trường ăn mòn khí hoặc chất lỏng như axit hoặc kiềm nhẹ.
- **Phương pháp fluat hóa tức** là dùng dung dịch của muối của axit flohydric hoặc axit flosilicat như MgSiF_6 , $\text{Al}_2(\text{SiF}_6)_3$, ZnSiF_6 , $(\text{NH}_4)_2 \text{SiF}_6$ hoặc ngay axit flosilicic (H_2SiF_6) quét lên bề mặt bê tông hoặc vữa xi măng cần bảo vệ.

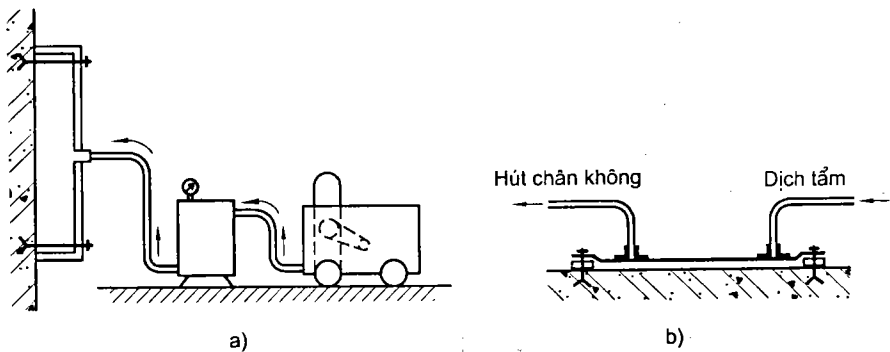
Dưới tác dụng của chúng với muối canxi sẽ tạo nên florua canxi khó hòa tan, florua kim loại tương ứng và keo silic. Trong trường hợp dùng $MgSiF_6$ ta có phản ứng:



Phản ứng xảy ra với chiều sâu 2 - 3mm và tạo nên một lớp chống thấm khá tốt.

Cũng như việc silicat hóa, fluat hóa được thực hiện 3 - 4 lớp và nồng độ tăng dần. Lần đầu nồng độ 1% và tăng dần lên 10% cho lần cuối cùng. Lần sau chỉ thực hiện sau khi lớp trước đã khô. Fluat hóa cần được thực hiện theo đúng quy tắc an toàn lao động vì các chất sử dụng rất độc.

b. Hợp chất có phản ứng giữa các thành phần với nhau và tự đông rắn sau khi đã thâm nhập vào bê tông như epoxy với độ nhớt bé, methacrylat hoặc polyeste.



Hình 8.1. Các phương pháp tẩm bề mặt có áp lực
 a) Dùng áp lực khí nén; b) Dùng kỹ thuật chân không.

Để tăng khả năng hút các dịch tẩm vào sâu trong bê tông người ta có thể dùng khí nén tạo áp lực đẩy dịch tẩm vào bề

mặt bê tông [19] (hình 8.1a) hoặc tạo chân không để các khe nứt, lỗ hổng, các mao quản trên mặt bê tông hút các dịch thấm vào trong [19] [33] (hình 8.1b).

Kỹ thuật thấm bề mặt bê tông làm tăng khả năng bảo vệ của kết cấu:

- Tăng độ đặc chắc của bề mặt bê tông;
- Giảm độ thấm nước và thâm nhập của các tác nhân ăn mòn;
- Tăng cường khả năng chịu băng giá.

8.3. TRÁT VỮA

Trát vữa hoặc phun vữa là hình thức được áp dụng khá phổ biến để bảo vệ bề mặt kết cấu.

Lớp vữa có thể là hình thức duy nhất nhưng cũng có thể kết hợp cùng các hình thức khác để bảo vệ kết cấu như sơn, màng phủ, ốp lát bằng vật liệu gốm.

Phụ thuộc vào từng đối tượng bảo vệ mà chọn dùng vật liệu và kỹ thuật thích hợp để thực hiện lớp trát.

Để chống thấm, chống sự thâm nhập của clorit hoặc cacbonat hóa, tăng cường khả năng chịu băng giá cho kết cấu bê tông cốt thép có thể dùng các loại vữa xi măng với phụ gia chống thấm hoặc các loại vữa đặc hiệu được chế tạo sẵn có bán trên thị trường.

Trong trường hợp chống ăn mòn, phụ thuộc vào môi trường ăn mòn có thể dùng các loại vữa xi măng với các phụ gia polyme như methyl polymetacrylat, acetat polyvinyl, các latex biến tính, các dạng phụ gia hoạt tính như trass, puzôlan, xỉ lò cao hoặc các loại vữa chịu axit.

- ◆ **Vữa xi măng với phụ gia latex cao su** có cường độ chịu kéo $30 - 45 \text{ kG/cm}^2$, lực dính $28 - 42 \text{ kG/cm}^2$ có thể chịu được tác dụng của H_2SO_4 có nồng độ $2 \div 3\%$ $\text{HCl} - 2\%$, kiềm loãng, chống thấm tốt, co ngót ít và chịu được băng giá.
- ◆ **Vữa xi măng với phụ gia acetat polyvinyl** (loại có độ nhớt $2000 \div 4500\text{cP}$) có cường độ chịu kéo và chịu uốn gấp $3 - 4$ lần cường độ tương ứng của mẫu chuẩn không có phụ gia, cường độ chịu nén bằng hoặc lớn hơn so với mẫu chuẩn. Vữa có độ thấm nước, có độ dính cao ($6 \div 10$ lần so với mẫu chuẩn), chịu được môi trường ăn mòn yếu. Loại vữa này có thể dùng làm nền cho các loại sơn chống ăn mòn. Vữa được trát $2 \div 3$ lớp, dày $2 \div 3 \text{ cm}$. Tuy nhiên do độ co ngót khá lớn cho nên hạn chế hàm lượng của phụ gia này không được quá $15 - 20\%$ lượng xi măng.
- ◆ **Vữa xi măng với phụ gia hoạt tính** như trass, puzôlan, xỉ lò cao hoặc flosilicat làm tăng độ đặc chắc của vữa, do đó tăng được tính chống thấm. Vữa có phụ gia flosilicat ổn định trong dung dịch NaSO_4 , ClMg tới 5% nồng độ, trong nước mềm và nước chứa CO_2 , không ảnh hưởng đến cốt thép.
- ◆ **Vữa thủy tinh lỏng** được sử dụng phổ biến trong môi trường ăn mòn axit. Vữa được chế tạo từ thủy tinh lỏng, bột đá chịu axit, cát thạch anh và Na_2SiF_6 . Thủy tinh lỏng có thể là loại Ka hoặc Na. Các thành phần của vữa thủy tinh lỏng cho theo bảng 8.2.

Bảng 8.2. Các thành phần vữa chịu axit (kg/m³)

Vật liệu	Loại thủy tinh lỏng		
	Na		Ka
	I	II	III
Thủy tinh lỏng	390	390	400
Florua silicat Na (Na ₂ SiF ₅)	56	58	60
Bột cát thạch anh	425	405	850
Cát thạch anh	1275	1275	850
Phụ gia oxit silic hoạt tính	-	20	-

Chú thích: Công thức I và II dùng cho trường hợp axit có nồng độ trung bình và đậm đặc. Công thức III dùng cho trường hợp chịu tác động thay đổi của môi trường và axit nồng độ thấp. Các công thức trên không dùng được trong trường hợp chịu tác động của HF, axit silic florua, axit fosforic và kiem.

- ◆ **Các loại vữa hoặc mastic bitum** có độ chống thấm cao, ổn định trong hầu hết dung dịch muối và một số axit vô cơ và kiem có nồng độ trung bình. Chúng không ổn định trong axit oxy hóa, các chất tẩy trắng hoặc làm việc ngoài trời. Vữa bitum được chế tạo bởi các loại bitum dầu hỏa số IV, V, cát thạch anh, amiăng, ... Thành phần của các loại vữa, mastic bitum cho trong bảng 8.3.

Bảng 8.3. Thành phần của mastic, vữa bitum (theo khối lượng)

Thành phần	Mastic bitum nóng					Mastic bitum nguội			Vữa bitum	
	P_1	P_2	P_3	H_1	H_2	Để dần	Để chèn	Để phủ	I	II
Bitum NV	-	-	-	100	100	50	53	45	-	-
Bitum NIV	-	-	-	-	-	-	-	-	18	13
Rubrac	100	100	100	-	-	-	-	-	-	-
Bột cát thạch anh	100	80	100	70	-	-	-	-	20	22
Amiăng số 6 hoặc 7	5	5	5	5	5	20	30	20	7	6
Dầu thực vật	-	-	-	-	-	30	25	-	-	-
Lacol	-	-	-	-	-	-	-	25	-	-

- ◆ **Vữa polyme** là một hỗn hợp của polyme thể lỏng như các loại nhựa epoxy, polyurêthan, polyeste; furfural aceton, polysulfua (thiokol) với cốt liệu là cát thạch anh. Vữa polyme có độ dính tốt với bê tông, vữa xi măng, khối xây, thép cũng như vật liệu khác. Vữa polyme ổn định trong môi trường ăn mòn phụ thuộc vào từng loại nhựa. Chẳng hạn vữa epoxy ổn định trong dung dịch kiềm (KOH, NaOH) vữa vôi, và axit HCl loãng, H_2SO_4 nồng độ dưới 60%, axit lactic, axit oxalic (10%) axit citric (10%) axit citric (10%) dung dịch NH_4Cl_3 , NaCl, $AlSO_4$, nước biển, xăng và một số sản phẩm dầu hỏa, cồn etylic, ...

Vữa polyme có khả năng chống thấm cao, chịu được va chạm, cọ sát. Vữa đông cứng nhanh, có thể đưa vào sử dụng sớm tùy theo thành phần cấu tạo của vữa.

Vữa có thể thi công bằng bay hoặc con lăn cán, chiều dày mỏng so với vữa xi măng, được trát thành một hai lớp, khi vữa có độ nhớt bé có thể dùng súng phun nhờ áp lực khí nén.

Vữa chịu tác động va chạm hoặc mài mòn dùng cho các sàn nhà công nghiệp là các loại vữa xi măng cát, xi măng cát trộn phối thép hoặc vữa xi măng polyme. Vữa xi măng cát chỉ dùng làm vữa lót để lát gạch hoặc các tấm bê tông đúc sẵn có mác không dưới 50, nếu lát gang mác vữa không dưới 150, vữa phối thép chịu tác động va chạm, mài mòn thành phần gồm xi măng, cát và phối thép cỡ 1 - 3 mm. Mác chịu nén của vữa phối thép không dưới 500.

Vữa xi măng polyme để trát sàn nhà công nghiệp hoặc các công trình công cộng khi chịu tác động cơ học vữa phải. Nơi khô ráo dùng polyvinyl acetat, còn nơi ẩm ướt dùng latex divinyl styrol (CKC - 65) - chiều dày vữa trong trường hợp này lấy 7 - 10mm. Cường độ chịu nén có thể lên tới 150 kG/cm², độ hút nước 24h không quá 2%.

8.4. SƠN

Bề mặt bê tông và vữa có thể được bảo vệ bởi các lớp sơn để chống lại sự thâm nhập của hơi ẩm, ngưng tụ, khi ăn mòn, các dung dịch ăn mòn tung toé rơi vãi vào kết cấu hoặc các chất lỏng ăn mòn tiếp xúc thường xuyên với kết cấu.

Việc lựa chọn các loại sơn cần phải dựa trên các căn cứ:

- Vị trí sơn: trong nhà hay ngoài trời, trên khô hay dưới nước;
- Tính chất ăn mòn của môi trường, nồng độ;
- Nhiệt độ và độ ẩm của môi trường;
- Khả năng làm sạch;
- Khả năng xảy ra các tác động cơ học như va chạm, bào mòn...;
- Yêu cầu về màu sắc bề mặt.

Sơn dùng cho bê tông có rất nhiều loại. Căn cứ vào thành phần cấu tạo, có thể phân sơn theo các nhóm:

- Sơn trên cơ sở dầu thực vật;
- Sơn trên cơ sở nhựa thiên nhiên và bitum;
- Sơn trên cơ sở nhựa tổng hợp;
- Sơn trên cơ sở nhựa alkit;
- Sơn nhũ tương;
- Sơn trên cơ sở ximăng và polyme.

Sơn trên cơ sở dầu thực vật chịu được sự thay đổi của nhiệt độ thời tiết nhưng chịu ăn mòn yếu, ít được dùng để sơn bê tông.

Sơn bitum được dùng rộng rãi làm lớp phủ kỵ nước và chống ăn mòn. Sơn ổn định trong môi trường ẩm ướt và ăn mòn axit và kiềm nhẹ. Sản phẩm rẻ, dễ áp dụng, thích hợp cả bên trong lẫn bên ngoài công trình. Nhược điểm của loại sơn này là màu đen, chịu nhiệt kém và không bền dưới tác dụng của các tia mặt trời. Sơn bitum được sử dụng cho bê tông và vữa dưới dạng nóng chảy (sơn bitum nóng), nhũ tương hoặc dung dịch bitum trong dung môi (sơn bitum nguội).

Sơn bitum nóng và bitum dung dịch được quét lên bề mặt bê tông và vữa có độ ẩm không quá 2%. Còn sơn nhũ tương bitum có thể quét lên bề mặt bê tông và vữa ẩm ướt.

Để cải thiện tính năng của sơn bitum, người ta pha thêm các phụ gia polyme với hàm lượng thích hợp. Chẳng hạn để tăng khả năng chịu ăn mòn và tăng tính đàn hồi cho sơn bitum, người ta trộn thêm cao su tổng hợp nhưng lượng này không vượt quá 10% khối lượng của thành phẩm.

Trên cơ sở nhựa alkit có các loại sơn alkit stiron, alkit acrylat, alkit silicon, alkit epoxit, alkit clo cao su... Các loại sơn alkit cũng thuộc loại rẻ tiền, ổn định trong môi trường độ ẩm ướt và nhiệt độ thay đổi. Nhược điểm của sơn alkit là lâu khô (18 ÷ 24h).

- ◆ **Sơn trên cơ sở polymé** có các loại như sơn copolyme vinyl, sơn perclovinyl, sơn acrylic... Sơn copolyme vinyl bền trong nước và hóa chất, không độc, không có mùi cho nên thường được dùng trong xây dựng công nghiệp thực phẩm. Nhiệt độ tối đa cho phép không quá 50°C.

Sơn perclovinyl được sử dụng rộng rãi trong xây dựng các công trình hóa chất. Sơn có nhiều tính năng ưu việt như bền trong dung dịch axit, kiềm, muối, clo cũng như trong nước và thời tiết. Sơn chịu được tác động va chạm và sự thay đổi của nhiệt độ từ -40°C đến +50°C, khô nhanh (1 ÷ 2h). Sơn có nhược điểm là độc và hơi bắt lửa.

Sơn acrylic bền trong môi trường khí hậu, trong nước, ánh sáng, kiềm, trong dung dịch HCl và H₂SO₄ với nồng độ 1 - 10% nhưng không bền trong dung môi. Loại sơn này khá đắt.

- ◆ **Sơn trên cơ sở nhựa đa tụ** có các loại như sơn epoxy, polyurethan, silicon, sơn trên cơ sở nhựa polyeste.

Sơn epoxy được sử dụng dưới các dạng:

- Sơn trên cơ sở nhựa epoxy kết hợp với nhựa phenol hoặc aninoformalđehit rất bền trong môi trường kiềm, dung môi, dung dịch muối, chất tẩy và axit vô cơ với nồng độ hạn chế v.v...
- Sơn trên cơ sở nhựa epoxy este-hóa bền trong môi trường ẩm và nóng, có nhược điểm chậm khô và đắt.

Sơn epoxy hai thành phần được sử dụng khá rộng rãi có các loại như sơn epoxy amin, sơn epoxy gudron, sơn epoxy với nhựa polyamid, ...

Sơn epoxy có nhiều tính năng ưu việt nhưng cũng có những hạn chế như sơn có tính độc, lâu khô (~24h) khá đắt và sử dụng không đơn giản.

Sơn polyurethan tương tự như sơn epoxy cả về tính năng ưu việt cũng như những hạn chế.

Ngoài ra trong nhóm này còn có các loại như sơn silicon chịu nhiệt, sơn trên cơ sở nhựa polyeste không no v.v...

- ◆ **Sơn trên cơ sở cao su clo** có tính kỵ nước và bền trong nước và môi trường ăn mòn hóa chất. Sơn có nhược điểm độ đàn hồi tương đối nhỏ và không bền trong dung môi. Để cải thiện tính năng của sơn người ta kết hợp với các nhựa alkit hoặc các chất hóa dẻo thông thường như dibutil phtalat, tricrezil phôtphat v.v...
- ◆ **Sơn nhũ tương** được sử dụng khá rộng rãi trong xây dựng để sơn các bề mặt xốp có nhiều lỗ rỗng. Sơn nhũ

tương có nhiều loại: như sơn dầu nhũ tương, sơn alkit nhũ tương, sơn acrylic nhũ tương, sơn nhũ tương latex buta dien-stiren, sơn PAV nhũ tương v.v... Các loại sơn này bền trong môi trường ẩm ướt và nhiệt độ thời tiết, một số bền trong môi trường kiềm.

Một số các loại sơn được dùng cho bê tông và vữa trong môi trường ăn mòn cho trong bảng 8.4.

Bảng 8.4. Sơn bê tông và vữa trong môi trường ăn mòn

Vật liệu sơn	Lớp sơn	Số nước sơn	Thời gian sử dụng (ngày)	Bề mặt	Môi trường sử dụng	Ghi chú
Sơn dầu	Sơn lót	1		Bóng	Ẩm ướt, nhiệt độ thay đổi	Quét bằng chổi
	Sơn dầu	1				
	Êmay dầu	1				
Sơn alkit	Sơn lót	1		nt	nt	Quét bằng chổi hoặc súng phun sơn
	Sơn nền	1				
	Sơn êmay	1				
Sơn trên cơ sở Copolymer vinyl	Sơn lót	1	7	nt	Ẩm ướt, axit loãng, nhiệt độ tối đa 50°C	Quét bằng chổi hoặc bằng súng phun sơn. Có độc tính
	Sơn êmay	2 - 3				
	Sơn bóng	2 - 3				
Sơn perclo vinyl	Sơn lót	1	7	nt	Ẩm ướt, nhiệt độ thay đổi, axit loãng và sản phẩm clorua nhiệt độ tối đa 50°C	nt
	Sơn êmay	3 - 6				
Sơn êmay trên cơ sở cao su clo	Sơn lót	1		Tương đối	Ẩm ướt, axit loãng, kiềm loãng, nhiệt độ tối đa 70°C	Quét bằng chổi hoặc phun
	Sơn lót màu	1				
	Sơn êmay	2 - 3				

Vật liệu sơn	Lớp sơn	Số nước sơn	Thời gian sử dụng (ngày)	Bề mặt	Môi trường sử dụng	Ghi chú
Sơn êmay epoxy hai thành phần	Sơn lót Sơn êmay	1 3 - 4	7	Bóng	Ẩm ướt, biển, dung dịch axit, kiềm loãng, sản phẩm dầu hỏa, $t_{\max} = 70^{\circ}\text{C}$, chống bào mòn, dùng được sơn bể nước sinh hoạt	Quét bằng chổi, có độc tính
Sơn êmay polyurethan	Sơn lót Sơn êmay	1 3 - 4	10	nt	Ẩm ướt, axit và kiềm loãng, sản phẩm dầu hỏa, $t_{\max} = 70^{\circ}\text{C}$ chống cacbonat hóa	Quét bằng chổi hoặc phun, có độc tính
Sơn trên cơ sở polyacetat vinyl	Sơn lót Sơn phủ	1 2		Mờ	Nhiệt độ thay đổi	Quét bằng chổi hoặc phun
Sơn trên cơ sở polyeste hòa tan trong styren					Độn sợi thủy tinh hoặc các vật liệu khác, dùng quét cho bể chứa, đường ống chịu ăn mòn tốt	Quét bằng chổi $\delta \approx 1,5 \text{ mm}$.
Sơn nhũ tương acrylic/latex					Chống cacbonat hóa, bền đối với các tia cực tím, trám khe nứt tốt	Quét bằng chổi hoặc phun $\delta = 0,1 \div 0,7 \text{ mm}$
Sơn bitum	Sơn lót Sơn phủ	1 2 - 3	1 - 2	Màu đen tương đối bóng	Ẩm ướt, nước có hóa chất ăn mòn	Quét bằng chổi

Vật liệu sơn	Lớp sơn	Số nước sơn	Thời gian sử dụng (ngày)	Bề mặt	Môi trường sử dụng	Ghi chú
Sơn nhũ tương bitum cao su (Igolflex)	Lót (pha loãng)	1	2 - 4	Đen	Chống muối mặn, và môi trường ăn mòn axit	Băng bay hoặc phun
	Phủ	1				
Sơn epoxy gốc hắc ín than đá (Inertol Poxitar)	Lót (pha loãng)	1	7 - 14	Đen	Ổn định trong nước, môi trường ăn mòn hóa chất, ăn mòn thời tiết	Quét bằng chổi, con lăn, phun Bề mặt khô
	Phủ	1 - 2				
Sơn chống thấm gốc xi măng (Supe Snowcem)	Lót Phủ	1 1	1 - 2	Xi-măng	Chống thấm, không bị ảnh hưởng của kiềm trong xi măng	Quét bằng chổi (thi công trên bề mặt ẩm ướt)

◆ Chuẩn bị bề mặt

Ngoài một số ít sơn được trên bề mặt ẩm ướt còn nói chung chỉ được sơn lên bề mặt khô. Độ ẩm tối đa không quá 4%.

Các bề mặt gỗ ghe cần được trát phẳng để tránh tiêu hao sơn. Dùng bàn chải sắt đánh xờm bề mặt để tạo lực dính. Bụi bẩn được rửa sạch.

Đối với một số loại sơn không chịu kiềm trong bê tông chẳng hạn sơn alkit, sơn dầu cần trung hòa bề mặt bê tông. Trung hòa bề mặt bê tông thường được thực hiện bằng dung dịch của muối có phản ứng axit. Một phương pháp thích hợp là fluat hóa. Các loại sơn nhũ tương acrylic bền trong môi trường kiềm, có thể sơn ngay lên bề mặt bê tông và vừa mới thi công.

◆ Kỹ thuật sơn

Để đảm bảo chất lượng bảo vệ, yêu cầu sơn thành nhiều lớp. Trong trường hợp bê tông có các lớp sau đây:

- Lớp sơn lót là lớp tẩm bề mặt nhằm đảm bảo độ dính của sơn với bề mặt bê tông
- Lớp sơn nền nhằm khắc phục tình trạng gồ ghề của bề mặt
- Lớp sơn mặt

Như vậy về nguyên tắc đối với bê tông được sơn ít nhất ba lớp. Tuy nhiên qua kinh nghiệm sơn cũng như chất lượng sơn ngày càng được cải thiện trong nhiều trường hợp chỉ cần thực hiện hai lớp một lớp sơn lót kèm sơn nền và một lớp sơn mặt là đủ.

Sơn được thực hiện bằng nhiều cách quét bằng chổi, phun, lăn, bay, nhúng.

Quét sơn bằng chổi là phương pháp truyền thống nay vẫn được áp dụng rộng rãi. Sơn nhúng đơn giản nhưng chỉ dùng được cho các vật thể bé có thể nhúng được vào trong bể sơn. Sơn phun được sử dụng rộng rãi và đặc biệt tiện lợi, đặc biệt đối với các loại sơn có độ nhớt bé. Tốc độ phun sơn nhanh gấp 5 - 6 lần quét bằng chổi. Áp lực phun thường vào khoảng 4 - 5 atm. Bằng phương pháp con lăn, sơn cũng có thể dàn đều từng lớp tạo được một màng kín liên tục. Phương pháp này hiện nay được sử dụng khá phổ biến vì rất thuận lợi, dễ thao tác. Phương pháp này đặc biệt thuận lợi khi sơn có độ nhớt cao khó thực hiện bằng phương pháp phun. Trong trường hợp sơn có độ nhớt rất cao có thể áp dụng bay để dàn đều các lớp sơn.

◆ Vấn đề an toàn lao động

Khi thi công sơn cần đảm bảo an toàn lao động vì:

- Đa số sơn có độc tính và dễ bén lửa cho nên khi sơn phải tuân thủ quy phạm về an toàn lao động phòng độc và chống cháy.
- Khi sơn các phòng kín phải có thông gió tốt, khi cần phải có mặt nạ phòng độc đồng thời phải có quan sát từ ngoài để có thể can thiệp kịp thời nếu có sự cố.
- Cần có trang bị phòng hộ đầy đủ cho công nhân. có cảnh báo nguy cơ cháy nổ và vệ sinh an toàn lao động.

8.5. MÀNG CÁCH LY

Đối với những kết cấu tiếp xúc trực tiếp với nước hoặc các dung dịch ăn mòn như mái nhà, sàn nhà trong một số phân xưởng thuộc công nghiệp hóa chất, các phòng lạnh trong công nghiệp thực phẩm, sàn phân xưởng giặt v.v. ngoài các giải pháp bảo vệ bề mặt khác nên bổ sung lớp cách ly bằng các màng mỏng đàn hồi. Màng có thể phủ kín khe nứt hoặc khe co dãn của công trình. Các màng này có thể là lớp bảo vệ trung gian nhưng cũng có thể là lớp bảo vệ bề mặt khi không có tác động cơ học hoặc nguy cơ lão hóa phá hủy mặt sàn.

Màng cách ly có thể được chế tạo sẵn hoặc chế tạo tại chỗ. Loại màng cách ly chế tạo sẵn được bán rộng rãi trên thị trường với nhiều chủng loại khác nhau. Phổ biến nhất là loại được chế tạo trên cơ sở bitum, asphalt như ruberoit, ekarbit, armobitep, monobitep v.v... của Nga hoặc các loại giấy dầu của Trung

Quốc, Rumani... hoặc một số sản phẩm của các hãng Sika, Fosroc, MBF v.v...

Qua thực tế sử dụng trong nước cho các mái nhà công nghiệp lợp panen cỡ lớn, có kết cấu mái ổn định (biến dạng bé), lớp chống thấm bằng giấy dầu tỏ ra có hiệu quả tốt nếu được thi công cẩn thận. Có những công trình được thi công từ những năm 60 đến nay mái vẫn còn dùng được, tất nhiên không tránh khỏi những hư hỏng cục bộ có thể do mái bị biến dạng lớn, lớp phủ (lớp gạch lá nem) bị xô lệch hoặc có những chỗ do thi công ban đầu không đảm bảo chất lượng.

Các màng cách ly polyme được sử dụng trong các trường hợp thật cần thiết vì khá đắt, chỉ nên sử dụng loại màng này trong môi trường mà vật liệu trên cơ sở bitum không chịu được hoặc trong việc sửa chữa thay thế các lớp cách ly tại các vị trí quan trọng hoặc nơi đặt thiết bị đắt tiền.

Các loại màng này được phân thành hai nhóm chính:

- Nhóm dẻo nhiệt như polyisobutilen, PVC mềm, polyetilen, polyeste v.v...
- Nhóm đàn hồi như các loại cao su butil và cao su cloropren.

Nhóm dẻo nhiệt có thể liên kết bằng hàn khí nóng hoặc dán bằng dung môi, nhóm đàn hồi chỉ có thể dán bằng nhựa cùng loại. Tính chất cơ học của nhóm dẻo nhiệt thay đổi nhiều theo nhiệt độ còn nhóm đàn hồi giữ được tính chất cơ lý trong khoảng thay đổi nhiệt độ khá lớn. Một số đặc tính của màng polyme cho trong bảng 8.5.

Bảng 8.5. Đặc điểm của một số màng polyime [34]

Đặc điểm	Đơn vị	PIB	PVC mềm	IIR	CR
Chiều dày	mm	1,5–3,0	1,0 – 2,0	1,2 – 2,0	1,2 – 2,0
Bề rộng	mm	1000–1200	1000–1200	1000–1200	1000–1200
Chiều dài	m	10–20	10 – 20	10 – 20	10 – 20
Hình thức đóng gói	g/cm ³	Cuộn	Cuộn	Cuộn	Cuộn
Dung trọng	N/mm ²	0,9–1,0	1,1 – 1,4	1,1 – 1,5	1,1 – 1,5
Cường độ xé rách	%	3,0–4,5	10 – 20	2,0 – 10	2,0 – 10
Độ kéo dài khi đứt	°C	1000 ^a	170–400 ^a	200 – 600 ^b	200 – 600 ^b
Nhiệt độ tối đa		60	60	100	80
Độ bền hóa:					
Axit		+	+	+	+
Kiểm costic		+	+	+	+
Chất oxy hóa		(+)	+	-	(+)
Dung môi		-	-	-	(+)
Dầu, mỡ		-	(+)	-	(+)

Chú thích: a- biến dạng không phục hồi; b- biến dạng phục hồi.

PIB – polyisobutilen, PVC mềm – polyvinil clorit mềm,

IIR – cao su butil, CR – Cao su cloropren.

+ chịu được, - không chịu được, (+) chịu được có giới hạn.

Nhựa dán có thể được chế tạo từ bitum, bitum – polyime hoặc polyime.

- ◆ **Nhựa bitum nóng** được chế tạo từ bitum có nhiệt độ hóa mềm vào khoảng 85°, độ xuyên 25 và 45 tại nhiệt độ 25°C.

Hoặc dùng bitum của Nga như BNK-2 và BNK-5, bitum được đun sôi ở nhiệt độ 180 – 200°C cho bốc hơi hết nước. Không đun quá 200°C vì sự quá nhiệt sẽ làm giảm tính dính của bitum. Chất độn có thể dùng bột amiăng (10 – 25%) hoặc bột khoáng (25 – 30%) (tính theo trọng lượng bitum). Để tăng độ dính có thể cho thêm polyisobutilen dạng lỏng. Trước hết khi quét nhựa nóng, cần quét lên bề mặt bê tông cần bảo vệ một lớp bitum hòa với dung môi. Lớp này thấm vào bề mặt bê tông tạo nên độ bám dính giữa bề mặt bê tông với các lớp phủ. Sau khi dung môi đã bốc hơi hết mới bắt đầu rải nhựa nóng và tiến hành dán các màng đã chọn. Cần chú ý là mọi thao tác dán giấy dầu bằng nhựa nóng phải thực hiện trong khi nhiệt độ nhựa nóng dán không dưới 150°C và bề mặt phải thật khô. Với cách dán này độ dính có thể đạt tới $0,1 \div 0,2 \text{ N/mm}^2$. Độ tiêu hao nhựa dán: $0,3 \text{ kg/m}^2$ cho lớp lót và $1 \div 2,5 \text{ kg/m}^2$ cho lớp nhựa nóng. Chiều dày của lớp này vào khoảng $0,5 \div 2,0 \text{ mm}$.

- ◆ **Nhựa dán nguội** được sử dụng rộng rãi có các loại nhựa polyme, bitum – polyme và bitum nhũ tương.

Nhựa dán nguội polyme có cao su cloropren hòa trong dung môi. Lực dính của loại này hình thành và phát triển do sự bốc hơi của dung môi. Nhựa có độ dính tốt nhưng dưới tác dụng của nhiệt độ, độ dính bị giảm. Cùng loại có nhựa *cao su butil* có thành phần cấu tạo gồm: cao su butil, chất độn, chất hoạt hóa và dung môi. Nhựa có thể làm việc trong khoảng nhiệt độ từ – 50°C đến +80°C.

- ◆ **Nhựa bitum – cao su butil** có nhiều thành phần gồm bitum, cao su butil, thành phần bền hóa, chất hoạt hóa, chất độn, Na_2SiF_6 và dung môi. Nhựa được quét hai lớp, mỗi lớp có bề dày khoảng 1mm với lượng nhựa tiêu hao 1 kG/m^2 . Lượng tiêu hao toàn bộ vào khoảng 1,2 – 3,0 kG/m^2 .

Nhựa nhũ tương bitum khá bền trong điều kiện khí hậu tự nhiên. Nhựa nhũ tương bitum có thể ổn định trong vòng 15 năm.

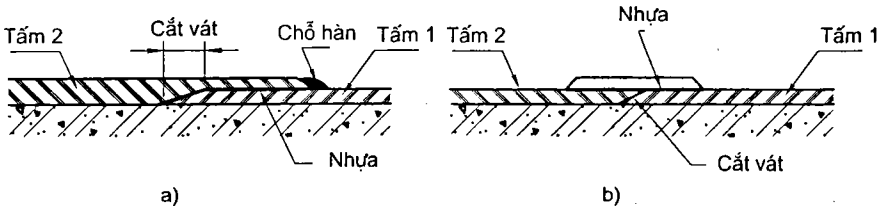
Loại nhựa đóng rắn do phản ứng hóa học giữa các thành phần với nhau trong đó thành phần đóng rắn được coi như phụ gia của nhựa. Điều chỉnh hàm lượng chất đóng rắn có thể có được độ nhớt khác nhau và thời gian công tác khác nhau. Thuộc loại này có nhựa epoxy hai thành phần.

Khi sử dụng các loại nhựa này trước hết phải quét một lớp nhựa lót bằng một lớp cao su clo hóa hoặc một lớp nhựa bitum hòa trong dung môi tùy theo lớp nhựa sử dụng chính để dán.

Lớp bảo vệ bằng màng cách ly có thể thực hiện một lớp hoặc hai hay ba lớp tùy theo điều kiện tác động của môi trường và yêu cầu về mức độ bảo vệ. Đối với các mái nhà công nghiệp lợp panen cỡ lớn có thể dán một hay hai lớp giấy dầu (thường là hai lớp). Giữa các lớp giấy dầu là các lớp nhựa. Đối với các sàn nhà chịu axit dán các tấm cao su tổng hợp, PVC hay polyisobutilen từ một đến hai lớp.

Chỗ giáp nối có thể dán chồng lên nhau hoặc dán nối đầu (hình 8.2) bằng nhựa dán. Đối với các tấm bằng vật liệu

đẻo nhiệt như PVC, polyetilen, polyisobutilen... có thể hàn chúng lại bằng luồng khí nóng hoặc que hàn nhựa bằng vật liệu tương ứng.



Hình 8.2. Chỗ liên kết tiếp nối các màng bảo vệ
a) Dán chồng; b) Dán nối đầu.

- ◆ Các màng được chế tạo tại chỗ dùng các loại nhựa đóng rắn nhiệt, đóng rắn ẩm hoặc tự đóng rắn bằng phản ứng hóa học giữa các thành phần với nhau. Sau khi đóng rắn những màng này vẫn còn tính đàn hồi và tạo nên một bề mặt phủ kín liên tục. Vật liệu để tạo những màng này thường là nhựa nóng asphalt, neopren và polyurethan.

8.6. ỐP LÁT

Lớp ốp lát mặt ngoài kết cấu có vai trò:

- Làm lớp bảo vệ bề mặt trước tác động cơ lý và hóa học như tác động va chạm, cọ sát bào mòn, hạn chế sự thâm nhập của các tác nhân ăn mòn cho kết cấu;
- Làm lớp vỏ bảo vệ mặt ngoài cho các lớp vật liệu chống thấm, chống ăn mòn, chịu nhiệt cho kết cấu.

Hình thức ốp lát được áp dụng trong các trường hợp sau:

- Trong các phân xưởng sản xuất hóa chất có hơi hoặc dung dịch ăn mòn rơi vãi tung toé lên sàn, tường, có thể ốp lát sàn và tường bằng vật liệu cách nước và chịu được ăn mòn hóa chất.
- Tại các phân xưởng sản xuất trong điều kiện ẩm ướt như phân xưởng giặt, nhuộm, phân xưởng chế biến thực phẩm... sàn và tường được ốp bằng vật liệu cách nước, dễ rửa và lau chùi.
- Nếu nhà sản xuất chịu tác động cơ học mạnh như va đập, cọ sát bào mòn, có phương tiện giao thông bánh sắt qua lại có thể lót bằng các tấm bê tông phoi thép hoặc các tấm gang đúc.
- Các nhà sản xuất công nghiệp nhẹ, các phòng thí nghiệm, kho, các công trình công cộng và nhà ở có yêu cầu không cao về chống ăn mòn và tác động cơ học mạnh có thể ốp lát bằng vật liệu cách nước, đảm bảo thẩm mỹ vệ sinh, dễ rửa, dễ lau chùi.
- Lớp bảo vệ trên cùng của mái bằng và sân thượng có thể được lát bằng vật liệu hạn chế được thấm nước, có độ bền vừa phải để giữ cho các lớp chống thấm phía dưới khỏi bị xô lệch.

Vật liệu ốp lát gồm rất nhiều loại bao gồm:

Vật liệu gốm có gạch gốm chịu axit có kích thước $200 \times 123 \times 65$ mm, $250 \times 123 \times 32$ mm màu nâu nhạt, khả năng chịu axit 97%, độ hút nước lớn nhất 3% được sử dụng tại những nơi có tác động trực tiếp của hơi và dung dịch ăn mòn rơi vãi tung toé, có độ ẩm cao và ngưng tụ. Để gắn loại này người

ta dùng vữa chịu axit có gốc hữu cơ hoặc vô cơ như vữa thủy tinh lỏng, vữa nhựa phenol, nhựa phuran, nhựa arzamit v.v...

Gạch gốm loại mỏng chịu axit (thiên kết) thường có kích thước bé và mỏng $150 \times 150 \times 13$, $100 \times 100 \times 9$, $200 \times 100 \times 18$ mm. Có màu thẫm hoặc nhạt, khả năng chịu axit min 96%, độ hút nước lớn nhất 2%. Được sử dụng như loại gạch chịu axit trên.

Gạch gốm kết tinh (sứ thủy tinh) có kích thước $150 \times 150 \times 4 \div 6$ mm, $200 \times 200 \times 8$ mm trắng hoặc có màu sử dụng trong môi trường ẩm ướt và ăn mòn hóa chất. Vữa xi măng có phụ gia latex.

Đá đúc diabazơ, bazan có kích thước khoảng $200 \times 120 \times 20$ màu đen bóng, ổn định trong môi trường ăn mòn mạnh, chèn mạch dùng nhựa arzamit, lớp đệm dùng vữa phenol. Đá đúc diabazơ, bazan được sử dụng trong môi trường ăn mòn mạnh.

Gạch sành thường có kích thước bé $150 \times 150 \times 5 \div 7,5$ mm, $100 \times 100 \times 5 \div 7,5$ mm, ổn định trong môi trường ẩm ướt và ăn mòn trung bình, vữa lát dùng vữa xi măng hoặc vữa thủy tinh lỏng, chèn mạch bằng vữa thủy tinh lỏng hoặc mastic bitum hoặc polyme.

Gạch men các loại có kích thước từ bé đến lớn $100 \times 100 \times 6$ mm ÷ $400 \times 400 \times 20$ mm hoặc hơn nữa. Gạch ổn định trong điều kiện ẩm ướt, thay đổi nhiệt độ thời tiết. Gạch được lát bằng vữa xi măng. Gạch được sử dụng rộng rãi cho các công trình dân dụng và công nghiệp không có yêu cầu cao về tải trọng tác động và môi trường không ăn mòn. Gạch có hình thức đẹp và dễ lau chùi.

Gạch lá nem, lá dừa v.v... được sử dụng để lát sàn, lối đi trong các công trình dân dụng, làm lớp bảo vệ bề mặt cho kết cấu mái các nhà dân dụng và công nghiệp.

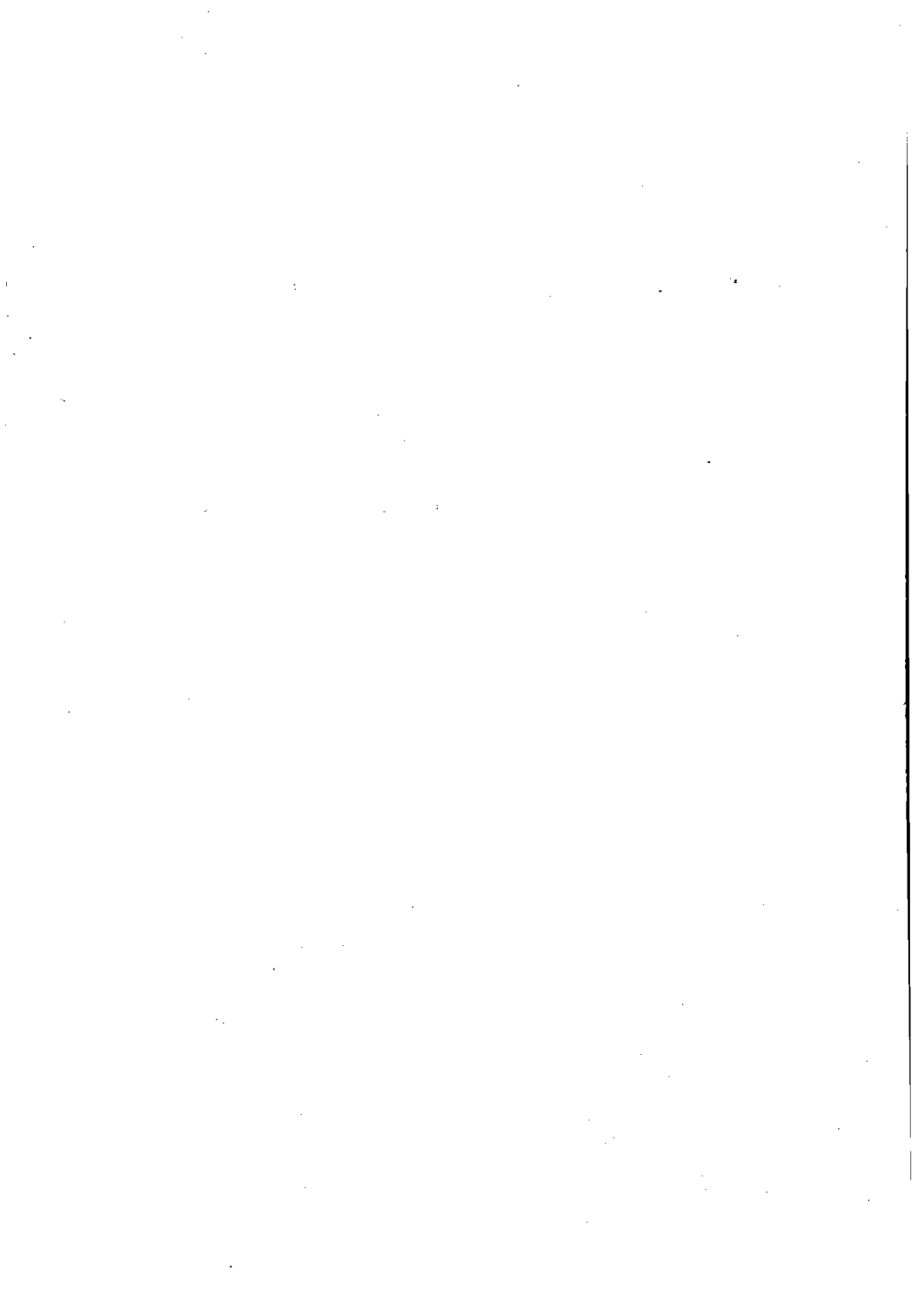
Các loại đá xẻ từ các loại đá thiên nhiên như granit, cloronit v.v... có kích thước đa dạng với chiều dày thường vào khoảng 20 – 30 mm dùng để lát các công trình dân dụng.

Để lát nền nhà có tác động va chạm mạnh có thể lát loại gạch gang hoặc bằng các tấm bê tông phơi thép có mác không dưới 300. Để lát loại nền này dùng vữa xi măng mác cao hoặc vữa xi măng phơi thép có hàm lượng xi măng không dưới 500 kg/m^3 vữa.

Các tấm chất dẻo như các tấm PVC cứng (polyvinyl clorua), ổn định trong môi trường ẩm ướt và hóa chất ăn mòn, được lát bằng bitum hoặc xi măng với phụ gia polyme.

PHẦN III

GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP



MỞ ĐẦU

Kết cấu bê tông cốt thép cần được gia cố trong các trường hợp sau đây:

- Khi tình trạng hư hỏng của kết cấu đã đến mức không thể áp dụng các biện pháp sửa chữa như đã nêu trong phần II để phục hồi khả năng chịu tải.
- Khi có sự thay đổi về công năng sử dụng, khả năng chịu tải của kết cấu cũ không còn đáp ứng được sự tác động của tải trọng mới với sơ đồ tính toán tương ứng.

Thiết kế gia cố kết cấu bê tông cốt thép phải dựa trên các nguyên tắc chung sau:

- 1) Phù hợp với yêu cầu sử dụng công trình, kết cấu sau gia cố không gây cản trở đến hoạt động khai thác công trình.
- 2) Đảm bảo khả năng chịu tải. Việc tính toán được thực hiện theo sơ đồ kết cấu mới và dựa trên các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành. Đảm bảo sự làm việc đồng thời giữa phần gia cố và phần được gia cố. Đối với kết cấu siêu tĩnh, khi tính toán có thể đề cập đến sự phân phối lại nội lực trong kết cấu.
- 3) Yêu cầu kết cấu đơn giản, đạt hiệu quả cao về kinh tế và kỹ thuật.
- 4) Dễ thi công, phù hợp với điều kiện vật liệu, phương tiện và trình độ thi công.

1. A cố theo hai cách cơ bản:

1.1. Liên giữ nguyên sơ đồ và trạng

1.1.1. Cách thay đổi sơ đồ và trạng thái

1.1.1.1. và trạng thái ứng lực của kết cấu chỉ bằng phương pháp tăng cường tiết diện.

1.1.1.2. Thay đổi sơ đồ và trạng thái ứng lực của kết cấu có thể bằng các phương pháp như phương pháp dùng dây căng ứng lực trước, phương pháp dùng các thanh nẹp ứng lực trước, phương pháp thay đổi sơ đồ kết cấu để giảm bớt ứng lực trong các phần tử của kết cấu.

Cũng có thể dựa trên cách tham gia chịu tải của kết cấu gia cố mà có thể chia ra hai phương pháp gia cố:

- Phương pháp chủ động;
- Phương pháp bị động.

Phương pháp chủ động là kết cấu gia cố tham gia làm việc đồng thời với kết cấu được gia cố. Phương pháp này chỉ thực hiện được trên cơ sở kỹ thuật ứng lực trước.

Phương pháp bị động là kết cấu gia cố chỉ tham gia làm việc với kết cấu được gia cố để chịu tác động của những tải trọng không có mặt trong quá trình gia cố. Như vậy là trong quá trình gia cố, khi chưa có tải trọng mới, trong kết cấu gia cố không có ứng lực.

9

GIA CỐ BẰNG PHƯƠNG PHÁP TĂNG CƯỜNG TIẾT DIỆN

Một trong những phương pháp gia cố kết cấu bê tông cốt thép được áp dụng rộng rãi nhất là phương pháp tăng cường tiết diện. Với phương pháp gia cố này sơ đồ kết cấu và trạng thái chịu lực của kết cấu không thay đổi. Phương pháp gia cố này có thể áp dụng để gia cố dầm, sàn, cột, móng v.v...

Tùy theo từng trường hợp cụ thể mà có các biện pháp tăng cường tiết diện khác nhau như tăng cường tiết diện bê tông, tăng cường tiết diện cốt thép hoặc kết hợp vừa tăng cường tiết diện bê tông vừa tăng cường tiết diện cốt thép.

Ưu điểm của phương pháp này là:

- Tăng đáng kể khả năng chịu tải. Tùy theo mức độ yêu cầu, có thể tăng khả năng chịu tải của kết cấu sau gia cố lên tới 1,5 - 2 lần.
- Do kích thước tiết diện được tăng lên, độ cứng của kết cấu tăng theo do đó sẽ giảm được biến dạng.
- Việc thi công không phức tạp, không có yêu cầu gì đặc biệt về vật tư, phương tiện.

Tuy nhiên phương pháp này cũng có những nhược điểm đáng lưu ý như:

- Khi tiết diện dầm hoặc cột tăng lên, sẽ thu hẹp không gian sử dụng của công trình. Vì vậy chỉ có thể áp dụng phương pháp gia cố này khi các yêu cầu về công năng sử dụng công trình cho phép.
- Sự tham gia làm việc của phần gia cố với kết cấu gia cố không được chặt chẽ như một khối thống nhất. Sở dĩ có hiện tượng đó vì giữa phần bê tông cũ và bê tông mới có thể hình thành một mặt trượt do lực dính giữa chúng không thể đảm bảo như nguyên khối. Hơn nữa, trong quá trình đóng rắn, phần bê tông mới sẽ bị co ngót, có nguy cơ phá vỡ độ dính kết với phần được gia cố. Đồng thời có sự chênh lệch về ứng suất giữa phần gia cố và phần được gia cố (xem 5.2.1), càng làm tăng khả năng trượt giữa hai lớp vật liệu cũ và mới, làm giảm hiệu quả của phần gia cố.

9.1. NGUYÊN TẮC CẤU TẠO

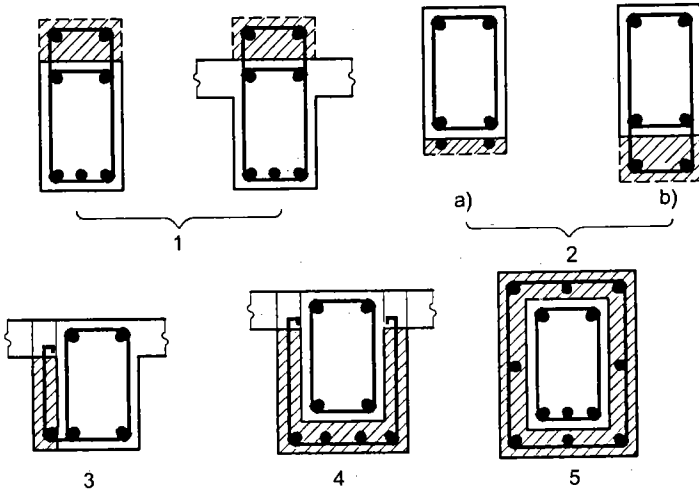
Căn cứ vào từng trường hợp cụ thể, việc gia cố bằng phương pháp tăng cường tiết diện có thể thực hiện theo nhiều cách:

- Tăng cường tiết diện bê tông
- Tăng cường tiết diện cốt thép
- Tăng cường tiết diện bê tông kết hợp với tăng cường tiết diện cốt thép.

Để tăng cường tiết diện bê tông có thể áp dụng phương pháp:

- Tăng cường chiều cao tiết diện.
- Tăng cường chiều cao và bề rộng của tiết diện. Tùy theo từng trường hợp cụ thể, có thể tăng chiều cao tiết diện phía biên chịu nén hoặc phía biên chịu kéo. Khi tăng tiết

diện phía biên chịu kéo phải kết hợp tăng tiết diện cốt thép (hình 9.1).



Hình 9.1. Các dạng tiết diện tăng cường

- 1- tăng chiều cao phía biên chịu nén; 2- tăng chiều cao phía biên chịu kéo
 (a. tăng cốt thép chịu kéo; b. tăng chiều cao và cốt thép chịu kéo);
 3- tăng bề rộng tiết diện; 4- tăng bề rộng và chiều cao tiết diện;
 5- tăng tiết diện theo bốn phía.

Để nâng cao hiệu quả gia cố bằng phương pháp tăng cường tiết diện, về mặt cấu tạo cần có biện pháp đảm bảo chất lượng toàn khối hóa giữa phần gia cố và kết cấu được gia cố đồng thời cần thực hiện các biện pháp để phần gia cố có thể tham gia chịu lực cùng với kết cấu được gia cố (xem 5.2.1). Trong trường hợp áp dụng kích chống để giảm độ võng của kết cấu cũ cần tính toán cẩn thận sao cho ứng lực do kích chống không gây hư hỏng kết cấu cũ.

Bê tông ốp tăng cường tiết diện nên dùng bê tông có mác không nhỏ hơn mác bê tông của kết cấu cũ. Tùy theo điều kiện sử dụng công trình mà chọn dùng loại xi măng thích hợp (xem chương 4). Căn cứ vào điều kiện cụ thể mà chọn loại cốt liệu và kích cỡ cho phù hợp. Chiều dày tối thiểu của phần bê tông ốp 30 - 40mm khi dùng bê tông phun và không dưới 60mm khi đổ thủ công. Độ sụt bê tông 3 ÷ 4 cm khi sử dụng máy đầm và điều kiện dễ thao tác, 8 ÷ 10 cm khi đầm bằng tay.

Cốt thép được sử dụng có thể là các loại AI, AII, AIII, loại cốt thép gai AII, AIII có ưu điểm là cường độ cao và độ bám dính tốt với bê tông. Cốt thép tăng cường được liên kết hợp lý và chặt chẽ với cốt thép sẵn có trong tiết diện và được phủ kín bởi lớp bê tông bảo vệ với chiều dày tùy thuộc môi trường và điều kiện làm việc cụ thể của kết cấu nhưng không nên dưới 20mm. Tại các nút liên kết, cốt thép chịu lực cần được cấu tạo hợp lý để truyền tải trọng từ nút sang cấu kiện. Nên áp dụng liên kết hàn trực tiếp cốt thép mới với cốt thép cũ hoặc qua các chi tiết trung gian. Sau đây là một số hình thức tăng cường tiết diện.

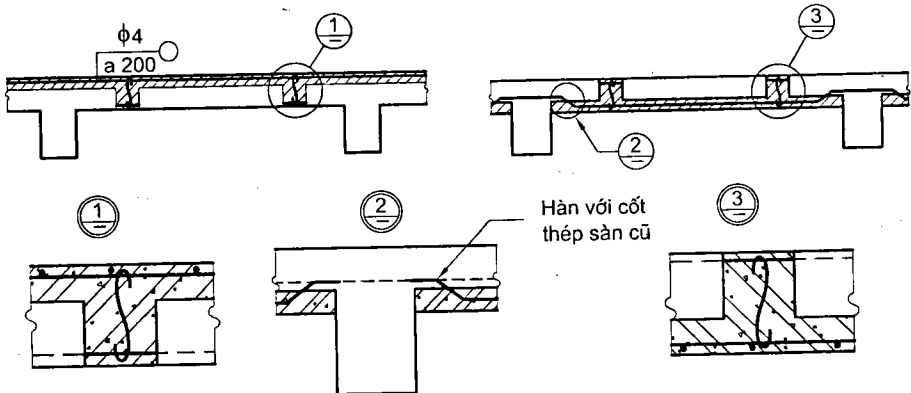
9.1.1. Tăng chiều cao của tiết diện

Đối với cấu kiện chịu uốn và chịu nén lệch tâm, khả năng chịu tải hầu như tăng theo tỷ lệ thuận với chiều cao tiết diện, còn độ cứng của tiết diện tăng theo tỷ lệ tam thừa với chiều cao tiết diện. Do đó việc tăng chiều cao tiết diện sẽ mang lại hiệu quả đáng kể cho các loại cấu kiện đó.

Đối với sàn, khi cốt thép và bê tông còn tốt, trên mặt sàn không bị vướng, có thể gia cố bằng cách đổ thêm một lớp bê tông ngay trên mặt sàn 3 ÷ 6 cm tùy theo yêu cầu của tải trọng. Mặt

sàn cũ được đục nhám và làm sạch để lớp bê tông mới gắn chặt với lớp bê tông cũ. Đồng thời để tăng độ bám dính giữa lớp sàn mới và cũ, thỉnh thoảng cần đục thủng một lỗ xuống sàn cũ với kích thước khoảng $200 \times 200\text{mm}$ có thép móc vào lớp cốt thép chịu lực của sàn. Mặt trên tùy theo yêu cầu chịu lực của sàn có thể bố trí thêm lưới cốt thép cấu tạo ($\phi 4/200 \times 200$) (hình 9.2a).

Trường hợp mặt trên sàn bị vướng thiết bị hoặc điều kiện không cho phép nâng độ cao mặt sàn thì có thể tăng chiều dày về phía dưới mặt sàn (hình 9.2b). Trường hợp này cần đặt cốt thép chịu lực bổ sung, những cốt thép này liên kết với các cốt thép sẵn có của sàn cũ. Đồng thời để tăng cường liên kết với sàn cũ cần được thực hiện như trường hợp tăng bề dày phía trên như đã nêu. Đổ bê tông trong trường hợp này được thực hiện bằng máy phun bê tông, chiều dày tăng cường trong trường hợp này không nên quá 4 cm.

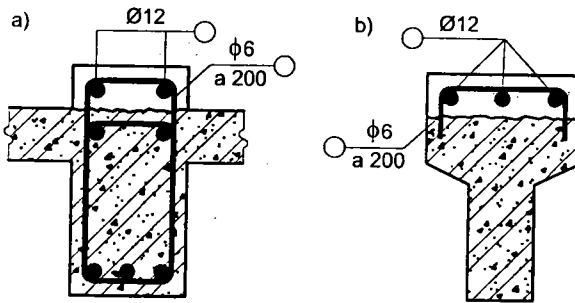


Hình 9.2. Tăng chiều dày của sàn bê tông cốt thép

a) Tăng chiều dày phía mặt trên; b) Tăng chiều dày phía mặt dưới.

Đối với dầm, phương pháp này được áp dụng khá phổ biến [12] [16]. Trong trường hợp dầm gắn liền với sàn, việc tăng

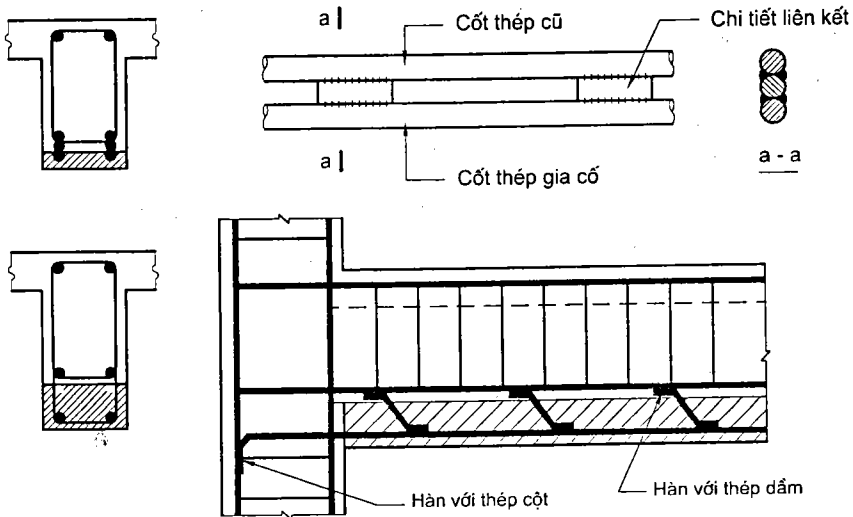
chiều cao phía chịu nén của tiết diện dầm kéo theo việc tăng chiều cao của sàn cho nên ít khi áp dụng trừ trường hợp cho phép sàn có sườn nổi lên tại vị trí dầm (hình 9.3a). Đối với dầm riêng rẽ (không gắn liền với sàn) việc tăng chiều cao phía chịu nén dễ dàng thực hiện hơn. Phần tiết diện chịu nén được tăng thêm cần đặt thêm cốt thép cấu tạo: thép dọc $\phi 10 \div 12\text{mm}$ thép đai $\phi 6 \div 8\text{mm}$. Chiều dày phần ộp thêm được xác định theo tính toán nhưng không nhỏ hơn 6 cm (hình 9.3b).



Hình 9.3. Tăng chiều cao dầm phía chịu nén

Do việc tăng chiều cao dầm phía chịu nén gặp nhiều khó khăn cho nên để gia cố dầm bê tông cốt thép người ta thường áp dụng phương pháp tăng chiều cao ở phía dưới đáy dầm. Trong trường hợp này cần đặt cốt thép chịu kéo bổ sung. Khi chỉ cần tăng cường cốt thép chịu kéo thì có thể hàn cốt thép bổ sung với cốt thép cũ hiện có của dầm bằng các đoạn thép trung gian liên kết. Khi đó chiều dày lớp bê tông thêm vào chỉ cần vừa đủ để bao kín lớp cốt thép bổ sung và đảm bảo chiều dày bảo vệ, không dưới 25mm. Trường hợp này nên dùng bê tông cốt liệu nhỏ và dùng máy phun bê tông. Khi có yêu cầu tăng chiều cao

tiết diện cần có thêm cốt thép bổ sung. Cốt thép dọc được hàn với cốt thép cột hoặc dầm chính có đường kính xác định theo tính toán nhưng không dưới 12mm. Cốt thép đai được hàn với cốt thép đai dầm cũ, cốt thép xiên (nếu cần) được hàn với cốt thép chịu lực của dầm cũ (hình 9.4).

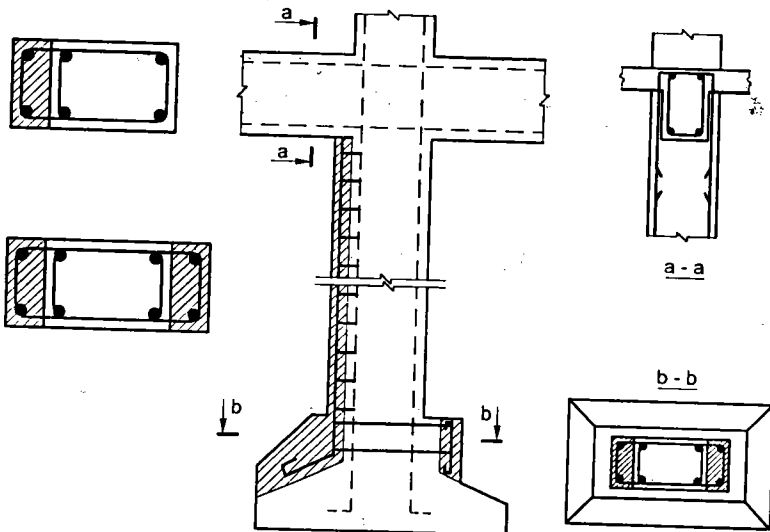


Hình 9.4. Tăng chiều cao tiết diện dầm từ phía dưới

Gia cố bằng cách tăng chiều cao tiết diện cũng được áp dụng rộng rãi đối với cột chịu nén đúng tâm hoặc lệch tâm. Có thể tăng chiều cao một phía khi cột chịu nén lệch tâm, tăng hai phía khi chịu nén đúng tâm, lệch tâm ít hoặc lệch tâm có mômen đối dấu. Chiều cao phần tăng thêm và cốt thép bổ sung phụ thuộc vào kết quả tính toán nhưng không dưới 6 cm và cốt thép bổ sung có đường kính không dưới 12mm. Những cốt thép này được liên kết chặt chẽ với móng cũng như với dầm để cùng

tham gia làm việc trong hệ thống kết cấu đã được gia cố (hình 9.5).

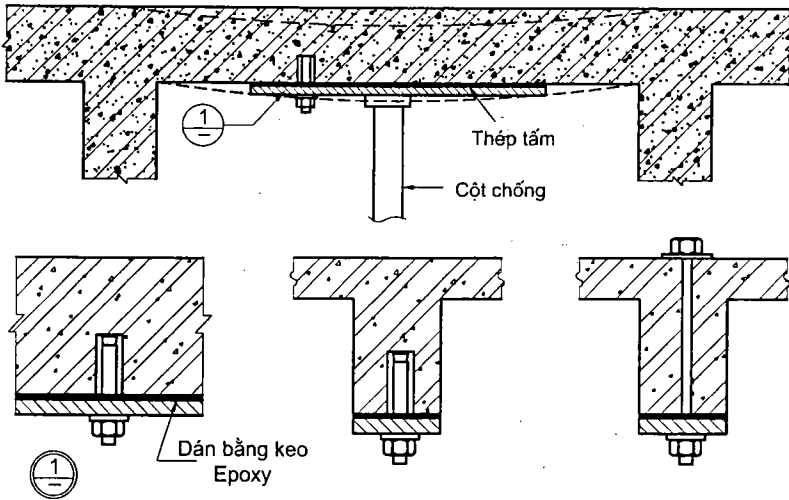
Một phương pháp khá đơn giản và hiệu quả để gia cố kết cấu chịu uốn bằng cách dán thép tấm vào mặt dầm phía chịu kéo bằng keo epoxy [32]. Bề mặt bê tông nơi tiếp xúc với tấm thép được đánh nhám và làm sạch, keo epoxy được quét lên bề mặt tiếp xúc giữa bê tông và tấm thép, cũng có thể dùng bơm áp lực nhồi keo epoxy có độ nhớt bé vào kẽ hở giữa mặt bê tông và tấm thép. trong một số trường hợp để tăng cường chống trượt có thể dùng bulông nở bắt chặt tấm thép với đáy dầm. Khi cần thiết có thể dán thép tấm tại mặt trên và mặt dưới dầm và dùng bulông ghì hai tấm này lại (hình 9.6) với dầm được gia cố.



Hình 9.5. Gia cố tăng chiều cao tiết diện cột

Người ta cũng dùng phương pháp này để khắc phục tình trạng biến dạng quá lớn của dầm. Có thể thực hiện như sau:

- Dùng kích chống trả lại trạng thái ban đầu cho dầm.
- Dán tấm thép tăng cường bằng keo epoxy.
- Khi liên kết đã đủ sức chịu lực, cắt bỏ kích chống.

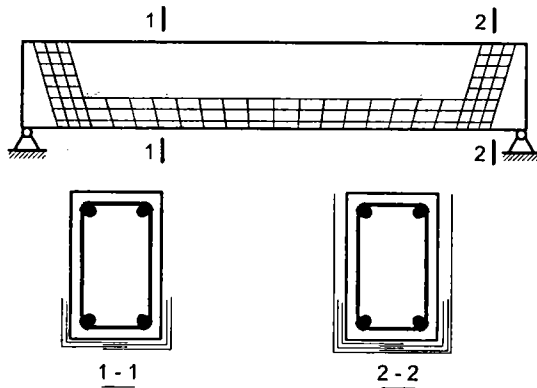


Hình 9.6. Gia cố cấu kiện chịu uốn bằng thép tấm

Khi áp dụng phương pháp này tiết diện của tấm thép được xác định theo tính toán. Tuy nhiên chiều dày tấm thép không nên dưới 6 mm, bulông nở hoặc bulông neo có đường kính không dưới 12 mm.

Phương pháp này có ưu điểm là ảnh hưởng rất ít đến không gian sử dụng (gabarit) của công trình, việc thực hiện khá đơn giản.

Gần đây người ta đã nghiên cứu áp dụng vải sợi cacbon làm cốt để gia cố cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn [40] [41]. Dùng nhựa epoxy hai thành phần dán vải sợi cacbon lên bề mặt phía các thớ chịu kéo của cấu kiện cần gia cố. Khi cần có thể dán thêm tại mặt ngoài cấu kiện trong phạm vi chịu cắt (hình 9.7).



Hình 9.7. Gia cố dầm bằng cốt vải sợi cacbon

Cường độ chịu kéo của sợi cacbon có thể đạt tới 4900MPa, môđun $E = 230 \text{ GPa}$, độ giãn dài khi đứt $1,8 \div 2,1\%$. Vải sợi cacbon thường có sợi dọc chiếm 70% và sợi ngang 30%.

Cùng với nhựa epoxy tạo thành một vật liệu composit có độ bền cao. Tính chất cơ học của loại vật liệu này có thể tham khảo trong bảng 9.1...[43].

Phụ thuộc vào chất lượng của vải sợi cacbon, chất kết dính cũng như kết cấu cụ thể của cấu kiện bê tông cốt thép cần gia cố khả năng chịu tải của kết cấu có thể nâng lên tới hai lần. Ngoài ra vật liệu này khá nhẹ, độ bền cao, chịu đựng tốt trong điều kiện tải trọng trùng lặp và đặc biệt là rất ổn định trong môi

trường ăn mòn. Tuy nhiên đây là một giải pháp mới cho nên trước khi áp dụng cần tiến hành thử nghiệm trước. Những ví dụ nổi bật của việc áp dụng công nghệ này trong gia cố cầu đã được đề cập đến trong một báo cáo được công bố gần đây của viện bê tông Mỹ (ACI) [44].

Bảng 9.1. Tính chất cơ học của một loại vật liệu compozit trên cơ sở vải sợi cacbon

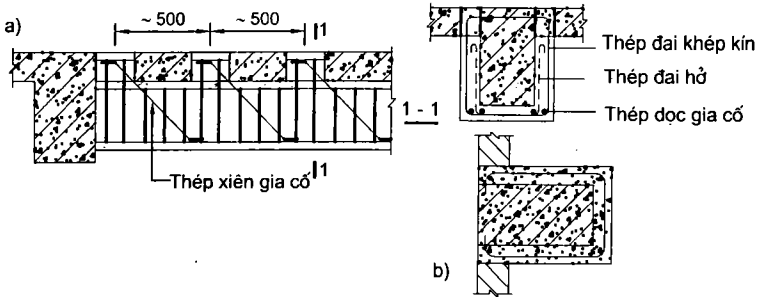
Thành phần	65% sợi + 35% chất kết dính
Vải sợi cacbon	70% sợi dọc 30% sợi ngang
Chiều dày trung bình (mm)	0,43
Cường độ chịu kéo (MP_a)	1400
Môđun E (GP_a)	105
Khả năng chịu kéo của một dải theo chiều dọc rộng 1 cm (N)	6000
Khả năng chịu kéo của một dải theo chiều ngang rộng 1 cm (N)	2000

Ngoài vải sợi cacbon, người ta còn dùng sợi thủy tinh hoặc sợi aramit với chất kết dính là epoxy, polyeste hoặc vinyleste. Cường độ chịu kéo của sợi thủy tinh có thể là 400 - 1800 MPa còn của sợi aramit là 1000 - 1800 MPa [41].

9.1.2. Tăng bề rộng và chiều cao tiết diện

Đó là trường hợp gia cố dầm liên sàn hoặc cột với một phía bị vướng hoặc vì một lý do nào đó không được phép mở rộng. Do đó tiết diện chỉ có thể mở rộng không quá ba phía (hình 9.7). Phương pháp này thường được áp dụng khi bề rộng của tiết

diện khá bé hoặc đã bị ăn mòn làm mỏng, và đặc biệt là khi cần tăng cường cốt đai hoặc cốt xiên.



Hình 9.8. Gia cố tiết diện bằng cách ốp 3 phía

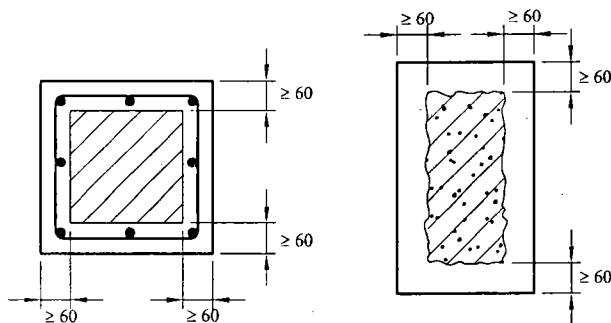
a) Gia cố dầm; b) Gia cố cột.

Cốt thép dọc được bố trí như đối với trường hợp tăng chiều cao của tiết diện. Cốt thép đai được bố trí theo hai dạng: đai hở và đai khép kín. Đai hở được móc vào hai thanh thép cấu tạo phía trên giáp đáy sàn, còn đai kín thì xuyên qua sàn, khoảng cách những lỗ xuyên qua sàn có thể lấy bằng 500 mm. Những lỗ này còn có tác dụng để đổ bê tông. Cũng có thể đặt toàn bộ cốt đai hở bằng cách gắn cốt đai với một cặp thép góc được bắt với tấm sàn bằng bulông với khoảng cách 1,0,- 1,5m.

9.1.3. Mở rộng tiết diện theo bốn phía

Phương pháp này có thể được áp dụng để gia cố dầm, nhưng đặc biệt thích hợp là để gia cố cột. Đây là dạng “bó bột” được áp dụng khá rộng rãi trong thực tế. Cốt thép và chiều dày

bê tông ốp được xác định theo tính toán. Ưu điểm của phương pháp này là phần bê tông mới bó chặt vào bê tông cũ do tính co ngót làm tăng tính chất toàn khối của tiết diện. Đối với cột hoặc dầm không gắn với sàn phương pháp này được thực hiện tương đối dễ, có thể tạo thép đai khép kín. Chiều dày phần bê tông ốp ngoài không dưới 6 cm. Trường hợp dầm để đỡ sàn, việc gia cố phức tạp hơn cho nên ít được sử dụng (hình 9.9)



Hình 9.9. Tăng tiết diện bằng cách ốp bốn phía
a) Đối với cột; b) Đối với dầm.

9.2. NỘI DUNG TÍNH TOÁN

9.2.1. Đặc điểm tính toán

Việc tính toán kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu sau gia cố dựa trên các quy ước sau đây:

- Tiết diện sau khi gia cố được coi như một thể đồng nhất.
- Cốt thép trong phần tiết diện cũ và cốt thép mới bổ sung cho phép làm việc tới cường độ tính toán $m_a R_a$ (với $m_a \leq 1$). Khi khoảng cách từ cốt thép dọc Fa của tiết diện cũ cách biên chịu kéo của tiết diện sau khi gia cố vượt quá

$0,5(h - x)$ thì trong tính toán cường độ của những thép này chỉ lấy bằng $0,8 m_a R_a$ còn các cốt đai cùng làm việc đồng thời giữa cốt đai cũ và cốt đai bổ sung. Cường độ bê tông được lấy như sau: nếu tăng tiết diện bê tông miền chịu nén thì lấy cường độ tính toán bằng cường độ của bê tông mới gia cố, có lưu ý đối với cường độ bị giảm yếu của phần diện tích chịu nén của tiết diện cũ, nếu tăng tiết diện về phía chịu kéo, thì cường độ tính toán của bê tông lấy theo cường độ bê tông của kết cấu cũ.

- Khi tính toán độ cứng, để đơn giản hóa có thiên về phần an toàn, dùng giá trị E_b của bê tông kết cấu cũ (đã bị giảm yếu).
- Khi tính toán các cấu kiện chịu uốn, bỏ qua không kể đến cốt thép đặt ở vùng chịu nén.
- Quá trình tính toán kiểm tra được thực hiện dựa theo các công thức cơ bản trong các giáo trình bê tông cốt thép và các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành [5] [15]...

9.2.2. Tính toán gia cố các cấu kiện chịu uốn

Các cấu kiện chịu uốn chủ yếu là các loại dầm, sàn đổ tại chỗ hoặc lắp ghép. Tùy theo cách tăng cường tiết diện mà ta có hai bài toán được đặt ra:

Khi tăng cường tiết diện phía chịu nén, yêu cầu xác định chiều dày cần tăng cường.

Khi tăng cường tiết diện phía chịu kéo, cho biết chiều dày tăng cường, yêu cầu xác định diện tích tiết diện cốt thép bổ sung.

a. Xác định chiều dày tăng cường phía chịu nén của tiết diện

Khi gia cố bằng phương pháp tăng chiều cao tiết diện phía chịu nén, sơ đồ tính toán của tiết diện cho trên hình 9.10.

Trước khi gia cố, khả năng chịu tải của tiết diện được xác định theo công thức (bỏ qua F_a^*)

$$M_{gh}^* = m_a R_a F_a^* \left(h_o - \frac{x^*}{2} \right), \tag{9.1}$$

trong đó: m_a - hệ số xét đến sự giảm yếu độ dính của bê tông cũ lên cốt thép ($m_a \leq 1$);

F_a^* - tiết diện còn lại của cốt thép;

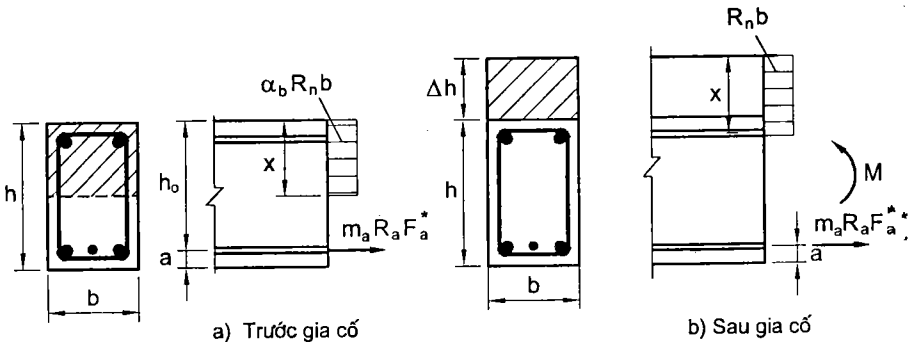
R_a - cường độ cốt thép chịu kéo.

$$x^* = \frac{m_a R_a F_a^*}{b \alpha_b R_n}, \tag{9.2}$$

trong đó: b - bề rộng của tiết diện;

α_b - hệ số giảm yếu cường độ của bê tông, lấy theo thực tế khảo sát;

R_n - cường độ ban đầu của bê tông kết cấu cũ.



Hình 9.10. Sơ đồ tính toán của tiết diện trước và sau gia cố

Yêu cầu xác định chiều dày tăng cường phía chịu nén của tiết diện sao cho tiết diện có thể chịu được tác dụng của mômen $M_{\text{yêu cầu}}$.

Lượng mômen yêu cầu gia tăng:

$$\Delta M = M - M_{gh}^* \quad (9.3)$$

Sau khi tăng cường chiều cao phía chịu nén Δh của tiết diện, khả năng chịu tải của tiết diện là:

$$M_{gh} = m_a R_a F_a^* \left[h_o + \Delta h - \frac{x}{2} \right] \quad (9.4)$$

trong đó:
$$x = \frac{m_a R_a F_a^*}{b R_n} \quad (9.2a)$$

Lập phương trình cân bằng

$$\begin{aligned} \Delta M = M_{gh} - M_{gh}^* &= m_a R_a F_a^* \left[\left(h_o + \Delta h - \frac{x}{2} \right) - \left(h_o - \frac{x^*}{2} \right) \right] = \\ &= m_a R_a F_a^* \left[\Delta h + \frac{x^* - x}{2} \right]. \end{aligned}$$

Rút ra:
$$\Delta h = \frac{\Delta M}{m_a R_a F_a^*} - \frac{x^* - x}{2} \quad (9.5)$$

Ví dụ 9.1. Một sàn bê tông cốt thép kê bốn cạnh có kích thước 4×5 m. Sàn dày 8 cm, bê tông M200. Cường độ chịu nén 90 kg/cm^2 , hiện đã giảm yếu với $\alpha_b = 0,80$. Cốt thép AI ($\phi 8/100$) $F_a^* = 5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$, $m_a = 0,85$. Do yêu cầu tăng tải trọng $q = 1,0 \text{ t/m}^2$, yêu cầu gia cố bằng cách tăng thêm một lớp bê tông trên mặt sàn, xác định chiều dày lớp bê tông tăng cường.

Khả năng chịu tải của sàn trước khi gia cố được xác định theo công thức (9.1) với

$$x^* = \frac{0,85 \times 2100 \times 5,02}{0,8 \times 90 \times 100} = 1,24 \text{ cm}$$

$$M_{gh}^* = 0,85 \times 2100 \times 5,02 \left(6,5 - \frac{1,24}{2} \right) = 52688,9 \text{ kGcm}$$

Với tải trọng yêu cầu $q = 1,0 \text{ t/m}^2$, mômen cực đại tác dụng lên sàn sẽ là:

$$\begin{aligned} M &= P\alpha_k = 1,0 \times 4,0 \times 5,0 \times 0,043 = 0,856 \text{ tm} = 85600 \text{ kGcm} \\ &> M_{gh}^* = 52688,9 \text{ kGcm.} \end{aligned}$$

Do đó sàn cần được gia cố.

Khi tính toán để gia cố sàn còn phải kể đến trọng lượng bản thân của lớp gia cố; giá trị này phải giả định trước, trong trường hợp này tạm lấy bằng $0,12 \text{ t/m}^2$.

Như vậy giá trị mômen yêu cầu sẽ tăng lên một lượng:

$$0,12 \times 4,0 \times 5,0 \times 0,043 = 0,1032 \text{ tm} = 10320 \text{ kGcm}$$

Tổng mômen yêu cầu sẽ là:

$$M_{yc} = 8,5600 + 10320 = 95820 \text{ kGcm.}$$

Khả năng chịu tải bị thiếu hụt một lượng:

$$\Delta M = 95820 - 52688,9 = 43231,1 \text{ kGcm.}$$

Sau khi gia cố bằng cách tăng chiều dày sàn phía chịu nén bằng bê tông M200 ta có:

$$x = \frac{0,85 \times 2100 \times 5,02}{90 \times 100} = 0,995 \text{ cm} \approx 1,0 \text{ cm.}$$

Chiều dày tăng cường Δh được xác định theo công thức (9.5)

$$\Delta h = \frac{43231,1}{0,85 \times 2100 \times 5,02} - \frac{1,24 - 1,0}{2} = 4,7 \text{ cm}$$

lấy tròn $\Delta h = 5,0 \text{ cm}$.

Kiểm tra lại khả năng chịu tải của sàn sau gia cố, trọng lượng sàn tăng lên $1,1 \times 0,05 \times 2,5 = 0,1375 \text{ t/m}^2$, ta có mômen thực tế tác dụng lên sàn là:

$$M_{yc}^{tt} = (1,0 + 0,1375) 4,0 \times 5,0 \times 0,043 = 0,97825 \text{ tm}$$

Trong khi đó khả năng chịu tải của sàn sau gia cố tính theo công thức (9.4) sẽ là:

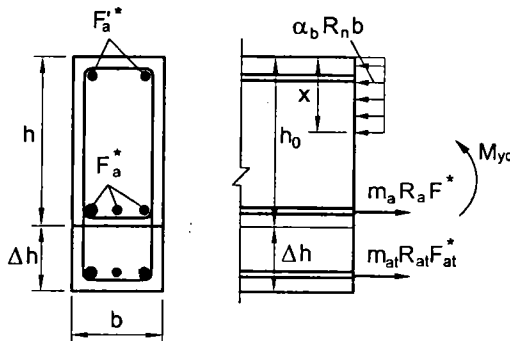
$$M_{gh} = 0,85 \times 2100 \times 5,02 \left(6,5 + 5 - \frac{1,0}{2} \right) = 98567,7 \text{ kGcm}$$

$$> M_{yc}^{tt} = 97825 \text{ kGcm,}$$

gia cố đạt yêu cầu.

b. Xác định tiết diện cốt thép bổ sung khi gia cố bằng phương pháp tăng cường chiều cao tiết diện phía chịu kéo và kết hợp tăng cường cốt thép

Sơ đồ tính toán của tiết diện trong trường hợp này cho trên hình 9.11.



Hình 9.11. Sơ đồ tính toán tiết diện gia cố bằng cách tăng cường tiết diện phía chịu kéo

Căn cứ vào khả năng chịu tải của tiết diện chưa gia cố được xác định theo công thức (9.1) và nội lực yêu cầu mà tính ra lượng thiếu hụt về khả năng chịu tải ΔM . Cùng với giá trị Δh cho trước, có thể sơ bộ xác định được tiết diện cốt thép bổ sung theo công thức:

$$F_{at} = \frac{\Delta M}{m_{at} Z R_{at}}, \quad (9.6)$$

trong đó: m_{at} - hệ số phụ thuộc tình trạng neo của cốt thép bổ sung, có thể lấy bằng $0,8 \div 0,85$;

$$Z = \xi h_{ot} = \xi (h_o + \Delta h);$$

$\xi = 0,6 \div 0,8$ phụ thuộc hàm lượng cốt thép.

Sau khi có F_{at} , xác định khả năng chịu tải của tiết diện sau khi gia cố theo công thức:

$$M_{gh} = m_a R_a F_a^* \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + m_{at} R_{at} F_{at} \left(h_o + \Delta h - \frac{x}{2} \right) \quad (9.7)$$

trong đó:
$$x = \frac{m_a R_a F_a^* + m_{at} R_{at} F_{at}}{\alpha_b R_n b} \quad (9.8)$$

trong đó: α_b, R_n, b - xem công thức (9.2).

Sau khi xác định được khả năng chịu tải M_{gh} của tiết diện sau khi gia cố theo công thức (9.7), so sánh với giá trị của M_{yc} . Nếu:

$$M_{gh} \geq M_{yc}.$$

Giá trị F_{at} đạt yêu cầu. Ngược lại nếu $M_{gh} < M_{yc}$ giá trị F_{at} cần được tăng lên một cách thích hợp. Sau đó tiếp tục tính lại khả năng chịu tải theo công thức (9.7) cho đến khi có được giá trị F_{at} thỏa mãn điều kiện trên.

Ví dụ 9.2. Một hệ thống dầm sàn bị hư hỏng nặng [16]. Dầm được cấu tạo liên tục nhịp 6m.

Các số liệu tính toán:

$$M_{\max} = 7,976 \text{ tm}$$

$$M_{\min} = -9,168 \text{ tm}$$

$$b = 25\text{cm}, h = 45\text{cm}, h_o = h - a = 45 - 3 = 42 \text{ cm}$$

$$b'_c = 145 \text{ cm}, h'_c = 10 \text{ cm}.$$

Bê tông M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$, $\alpha_b = 0,75$. Cốt thép chịu mômen M_{\max} 3 ϕ 18 AII ($F_a = 7,63 \text{ cm}^2$) sau khi bị ăn mòn còn lại $F_a^* = 6,03 \text{ cm}^2$. Cốt thép chịu mômen M_{\min} 2 ϕ 22 + 1 ϕ 18 AII ($F_a' = 10,1 \text{ cm}^2$) sau khi bị ăn mòn còn lại $F_a^* = 8,70 \text{ cm}^2$. $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$ $m_a = 0,85$.

Yêu cầu kiểm tra và gia cố.

a) Kiểm tra tiết diện giữa nhịp $M_{\max} = 7,976 \text{ tm}$. Khả năng chịu tải còn lại của tiết diện được xác định theo công thức (9.1).

Kiểm tra điều kiện:

$$\alpha_b R_n b' h'_c > m_a R_a F_a^*$$

$$0,75 \times 90 \times 145 \times 10 = 97875 \text{ kG} > 0,85 \times 2700 \times 6,03 \\ = 13838,85 \text{ kG}$$

cho nên trục trung hòa đi qua cánh;

$$x = \frac{0,85 \times 2700 \times 6,03}{0,75 \times 90 \times 145} = 1,41 \text{ cm}$$

$$M_{gh}^* = 0,85 \times 2700 \times 6,03 \left(42 - \frac{1,41}{2}\right) = 571448,1 \text{ kGcm}$$

$$< M_{\max} = 797600 \text{ kGcm}.$$

Tiết diện cần được gia cố.

Tăng chiều cao tiết diện tại phía dưới một lượng

Phần III. GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

$\Delta h = 10$ cm kết hợp đặt thêm cốt thép bổ sung.

Căn cứ lượng thiếu hụt về khả năng chịu tải:

$$\Delta M = 797600 - 571448,1 = 226151,9 \text{ kGcm.}$$

Sơ bộ chọn F_{at} theo công thức (9.6)

$$F_{at} = \frac{226151,9}{0,75 \times 52 \times 0,85 \times 2700} = 2,53 \text{ cm}^2$$

chọn 2 $\varnothing 16 = 4,02 \text{ cm}^2$.

Kiểm tra lại khả năng chịu tải sau khi gia cố.

Chiều cao miên chịu nén:

$$\text{Do } \alpha_b R_n b' h'_c = 0,75 \times 90 \times 145 \times 10$$

$$= 97875 \text{ kG} > m_a R_a (F_a^* + F_{at}) =$$

$$= 0,85 \times 2700 (6,03 + 4,02) = 23064,75 \text{ kG}$$

cho nên trục trung hòa đi qua cánh:

$$x = \frac{0,85 \times 2700 (6,03 + 4,02)}{0,75 \times 90 \times 145} = 2,356 \text{ cm}$$

$$M_{gh} = 0,85 \times 2700 \times 6,03 \left(42 - \frac{2,356}{2} \right)$$

$$+ 0,85 \times 2700 \times 4,02 \left(52 - \frac{2,356}{2} \right) =$$

$$= 1033789,8 \text{ kGcm} > M_{\max} = 797600 \text{ kGcm.}$$

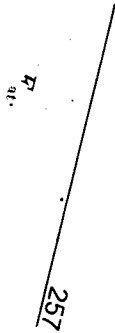
Kiểm tra điều kiện $\Delta h + a < 0,5 (h - x)$.

$$\text{Ta có: } 10 + 3 = 13 \text{ cm} < 0,5(45 - 2,356) = 21,32 \text{ cm}$$

F_{at} đã chọn là thỏa mãn.

b. Tiết diện tại gối tựa $M_{\min} = -9,168 \text{ tm}$

Bỏ qua cốt thép chịu nén, ta có:



,83 cm.

$$,85 \times 2700 \times 8,7 \left(52 - \frac{11,83}{2} \right) =$$

$$m > M_{\min} = 916800 \text{ kGcm.}$$

gia cố thêm. Trong trường hợp không thép chịu mômen âm (xem 12.10).

9.2.3. Tính toán gia cố cột

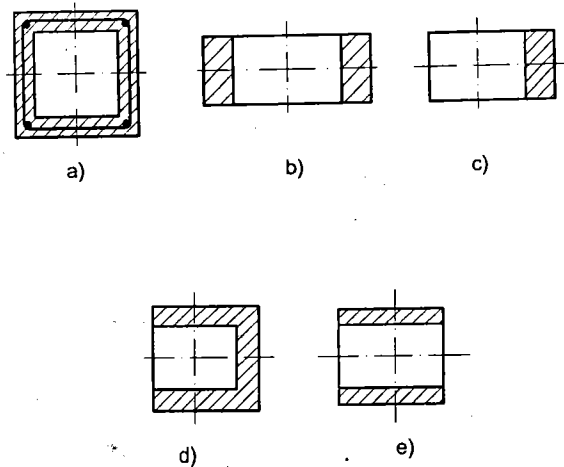
Cột thuộc loại cấu kiện chịu nén trung tâm hoặc lệch tâm. Phương pháp tăng cường tiết diện là phương pháp thông dụng nhất để gia cố các loại cột. Phụ thuộc vào tình trạng chịu lực, điều kiện cấu tạo cụ thể mà có thể đề ra các giải pháp tăng cường tiết diện khác nhau. Đối với trường hợp cột chịu nén trung tâm có thể tăng cường đối xứng. Với trường hợp cột chịu nén lệch tâm có thể tăng cường đối xứng hoặc tăng cường phía lệch tâm (hình 9.12).

9.2.3.1. Gia cố cột chịu nén trung tâm

Để gia cố cột chịu nén trung tâm, thông thường áp dụng phương pháp tăng cường tiết diện dạng đối xứng (hình 9.2a,b) trong đó dạng ốp bốn phía là hợp lý nhất. Chiều dày lớp bê tông tăng cường không dưới 6cm. Lượng cốt thép theo kinh nghiệm [18] nên lấy bằng 1% diện tích bê tông.

$$F_{at} = 0,01F_{bt}$$

Cốt thép dọc có thể dùng loại AI, AII, cốt đai nên dùng cốt đai dạng lò xo.



Hình 9.12. Các hình thức tăng cường tiết diện cột

Để xác định phần diện tích tiết diện tăng cường cũng như diện tích cốt thép bổ sung ta thay $F_{at} = 0,01F_{bt}$ vào công thức tính khả năng chịu tải sau gia cố:

$$\begin{aligned}
 N_{gh} &= \varphi [R_n (\alpha_b F_b + F_{bt}) + R_{ac} (m_a F_a + m_{at} F_{at})] = \\
 &= \varphi [R_n (\alpha_b F_b + F_{bt}) + R_{ac} (m_a F_a + 0,01 m_{at} F_{bt})] \quad (9.9)
 \end{aligned}$$

Từ đó rút ra:

$$F_{bt} = \frac{N_{gh} - \alpha_b R_n F_b - m_a R_{ac} F_a}{R_n + 0,01 R_{ac} m_{at}} \quad (9.10)$$

Trong các công thức trên:

$F_b = bh$ - diện tích tiết diện cột trước gia cố;

F_{bt} - diện tích tiết diện tăng cường;

F_a, F_{at} - diện tích tiết diện cốt thép hiện có và cốt thép tăng cường;

Các hệ số α_b , m_a , m_{at} lấy theo công thức (9.6) - (9.8);

φ - hệ số uốn dọc được tính sau khi tiết diện đã được gia cố, căn cứ vào giá trị $\lambda = \frac{l_o}{b + 2c}$;

l_o - chiều cao tính toán của cột, c - chiều dày phần ốp gia cố.

Khi xác định F_{bt} , trong công thức (9.10) thay N_{gh} bằng nội lực yêu cầu N . Sau đó xác định lại khả năng chịu tải theo công thức (9.9).

Ví dụ 9.3. Cột bê tông cốt thép có tiết diện

300×400 cm chiều cao tính toán của cột là 450 cm. Cốt thép $F_a = 10,18 \text{ cm}^2$ (4 ϕ 18AII)
 $R_{ac} = 2700 \text{ kG/cm}^2$.

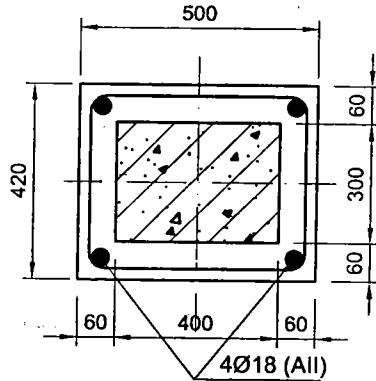
Bê tông M200, $R_a = 90 \text{ kG/cm}^2$, $\alpha_b = 0,9$, $m_a = 0,85$, $m_{at} = 0,85$. Do yêu cầu nâng tầng, cần gia cố để cột chịu được tác dụng của tải trọng nén đúng tâm $N = 180,0 \text{ t}$.

Cột được gia cố bằng cách ốp tăng cường bốn phía (hình 9.13).

Xác định giá trị độ mảnh $\lambda = \frac{l}{b + 2c}$, lấy $c = c_{\min} = 6 \text{ cm}$ ta có:

$$\lambda = \frac{450}{30 + 2 \times 6} = 10,7$$

do đó $\varphi = 0,97$.



Hình 9.13. Gia cố cột chịu nén đúng tâm theo ví dụ 9.3

Thay các số liệu đã có vào công thức (9.10) ta có:

$$F_{bt} = \frac{\frac{180000}{0,97} - 0,9 \times 90 \times 30 \times 40 - 2700 \times 10,18 \times 0,85}{90 + 0,01 \times 2700 \times 0,85} = 575,5 \text{ cm}^2$$

Bằng phép tính hình học đơn giản ta xác định được $c = 3,6 \text{ cm}$, vì vậy lấy $c = c_{\min} = 6 \text{ cm}$ như đã chọn.

Với $c = 6 \text{ cm}$, ta tính lại F_{bt}

$$F_{bt} = (40 + 2 \times 6) \times (30 + 2 \times 6) - 30 \times 40 = 984 \text{ cm}^2$$

và $F_{at} = 0,01F_{bt} = 0,01 \times 984 = 9,84 \text{ cm}^2$

Chọn $4 \phi 18 = 10,18 \text{ cm}^2$.

Xác định lại khả năng chịu tải của cột sau gia cố theo công thức (9.9).

$$N_{gh} = 0,97 [90(0,9 \times 1200 + 984) + 2700(0,85 \times 10,18 + 0,85 \times 10,18)] \\ = 225511,6 \text{ kG} = 225,51 \text{ t} > N_{vc} = 180,0 \text{ t}$$

Gia cố đạt yêu cầu.

9.2.3.2. Gia cố cột chịu nén lệch tâm

Phụ thuộc vào điều kiện chịu lực và cấu tạo của tiết diện mà phân ra hai trường hợp:

- Chịu nén lệch tâm lớn khi $x < \alpha_o h_o$;
- Chịu nén lệch tâm bé khi $x > \alpha_o h_o$.

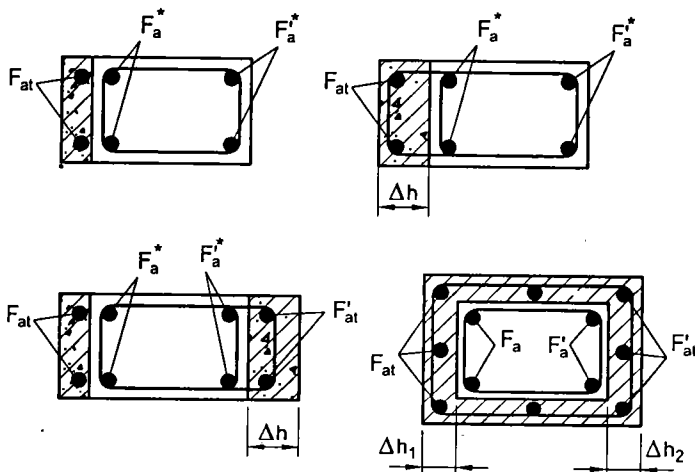
Căn cứ vào điều kiện cụ thể của từng trường hợp khác nhau mà áp dụng các hình thức tăng cường phù hợp.

a) Trường hợp tiết diện chịu nén lệch tâm lớn

Trong trường hợp này phụ thuộc vào từng điều kiện cụ thể có thể gia cố như sau:

- Tăng cường cốt thép chịu kéo;
- Tăng cường cốt thép chịu kéo kết hợp tăng chiều cao tiết diện phía chịu kéo hoặc nén;
- Tăng cường tiết diện cả bốn phía quanh cột (hình 9.14).

Dưới đây là công thức tính toán cho trường hợp gia cố bằng cách bổ sung cốt thép chịu kéo F_{at} và tăng chiều cao tiết diện phía chịu kéo.

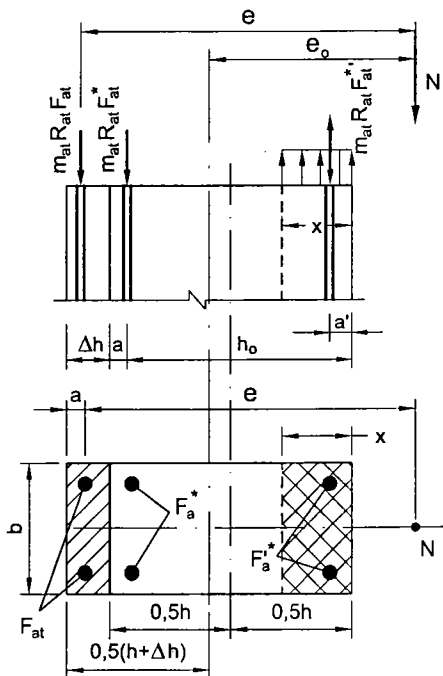


Hình 9.14. Các hình thức tăng cường tiết diện cột chịu nén lệch tâm lớn

Dưới tác dụng của cặp nội lực M, N , ta có độ lệch tâm e_o .

$$e_o = \frac{M}{N}$$

Tăng chiều cao tiết diện một lượng Δh về phía chịu kéo. Cốt thép bổ sung F_{at} bố trí cách cốt thép chịu kéo một khoảng bằng Δh . Với các số liệu đã biết $b, h, \Delta h, F_a^*, F_a^{*'}, R_n, R_a, m_a, \alpha_b$, chiều dài tính toán l của cột và cặp nội lực M, N , ta có thể xác định được tiết diện cốt thép bổ sung F_{at} .



Hình 9.15. Sơ đồ tính toán gia cố tiết diện chịu nén lệch tâm lớn

Viết phương trình cân bằng hình chiếu nội lực và ngoại lực lên trục thanh, ta có:

$$N - \alpha_b R_n b x - m_a R_{ac} F_a^{*'} + m_a R_a F_a^{*'} + m_{at} R_{at} F_{at} = 0 \quad (9.11)$$

Đồng thời ta có phương trình cân bằng mômen lấy theo trọng tâm cốt thép bổ sung F_{at}

$$Ne - m_a R_a F_a^{*'} (h_0 - a' + \Delta h) + m_a R_a F_a^{*'} \Delta h - \alpha_b R_n b x (h_0 + \Delta h - 0.5x) = 0 \quad (9.12)$$

trong đó: $e = \eta e_o + \frac{h + \Delta h}{2} - a$;

η - hệ số xét đến hiện tượng uốn dọc của cấu kiện

$$\text{Gọi } A = Ne - m_a R_a F_a^{*'} (h_o + \Delta h - a') + m_a R_a F_a^* \Delta h \quad (9.12a)$$

Phương trình (9.12) có thể viết dưới dạng:

$$0.5\alpha_b R_n b x^2 - \alpha_b R_n b (h_o + \Delta h) x + A = 0$$

$$\text{Gọi } \Delta = \alpha_b R_n b \left[\alpha_b R_n b (h_o + \Delta h)^2 - 2A \right] \quad (9.12b)$$

Ta có x là một trong hai giá trị dưới đây:

$$x = \frac{\alpha_b R_n b (h_o + \Delta h) \pm \sqrt{\Delta}}{\alpha_b R_n b} \quad (9.13)$$

Thay x trong (9.13) vào (9.11) ta có giá trị F_{at} cần tìm.

Ví dụ 9.4. Một cột nhà xưởng có chiều cao tính toán là 4,55m. Tiết diện cột 40×60 cm. Cốt thép $F_a^* = 24,5 \text{ cm}^2$ (5 ϕ 25 AII), $F_a^{*' } = 11,4 \text{ cm}^2$ (3 ϕ 22AII). Bê tông mác M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$. Các hệ số $\alpha_b = 0,75$, $m_a = 0,85$ (hình 9.16).

Yêu cầu gia cố cột để chịu được tải trọng mới:

$$M = 45 \text{ tm}, N = 50 \text{ t.}$$

$$\text{Ta có } e_o = \frac{M}{N} = \frac{45}{50} = 0,9\text{m} = 90 \text{ cm.}$$

$$e_{ogh} = 0,4(1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \times 60 - 0,62 \times 56) = \\ = 11,1 \text{ cm} < e_o = 90 \text{ cm}$$

(cấu kiện tạm coi như chịu nén lệch tâm lớn).

Kiểm tra khả năng chịu tải khi chưa gia cố:

$$\lambda = \frac{l''}{h} = \frac{455}{60} = 7,58 < 8 \text{ không xét đến uốn dọc.}$$

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a = 90 + \frac{60}{2} - 4 = 116 \text{ cm}$$

Xác định x theo phương trình:

$$x = \frac{N - (R_a F_a^{**} - R_a F_a^*) m_a}{\alpha_b R_n b} =$$

$$= \frac{50000 - 2700(11,4 - 24,5)0,85}{0,75 \times 90 \times 40} = 29,65 \text{ cm} < \alpha_b h_o =$$

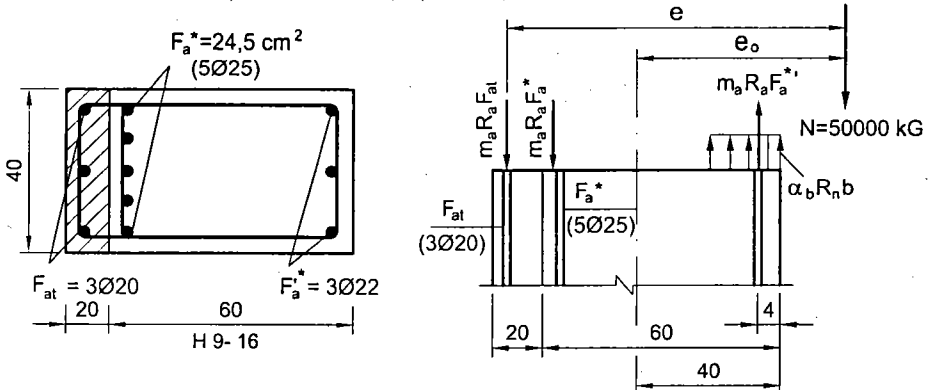
$$= 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm} \rightarrow \text{lệch tâm lớn.}$$

$$Ne = 50000 \times 116 = 5800000 \text{ kGcm}$$

$$> \alpha_b R_n b x (h_o - 0,5x) + m_a R_a F_a^{**} (h_o - a')$$

$$= 0,75 \times 90 \times 40 \times 29,65 \left(56 - \frac{29,65}{2} \right)$$

$$+ 0,85 \times 2700 \times 11,4 (56 - 4) = 4656740,6 \text{ kGcm.}$$



Hình 9.16. Sơ đồ tính toán gia cố cột chịu nén lệch tâm theo ví dụ 9.4

Cột không đảm bảo khả năng chịu tải và cần được gia cố.

Việc gia cố được thực hiện bằng cách mở rộng tiết diện về phía chịu kéo và đặt thêm cốt thép chịu kéo bổ sung F_{at} .

Giả thiết mở rộng tiết diện phía chịu kéo $\Delta h = 20$ cm ta có:

$$e = \eta e_o + \frac{h + \Delta h}{2} - \alpha' = 90 + \frac{60 + 20}{2} - 4 = 126 \text{ cm.}$$

Xác định A theo (9.12a)

$$\begin{aligned} A &= 50000 \times 126 - 0,85 \times 2700 \times 11,4 (56 + 20 - 4) \\ &\quad + 0,85 \times 2700 \times 24,5 \times 20 = 5540814. \end{aligned}$$

Xác định Δ theo (9.12b)

$$\begin{aligned} \Delta &= \alpha_b R_n b \left[\alpha_b R_n b (h_o + \Delta h)^2 - 2A \right] = \\ &= 0,75 \times 90 \times 40 \left[0,75 \times 90 \times 40 (56 + 20)^2 - 2 \times 5540814 \right] \\ &= 1,2186645 \times 10^{10} \end{aligned}$$

Theo công thức (9.13) xác định x :

$$x = \frac{0,75 \times 90 \times 40 (56 + 20) \pm \sqrt{1,2186645 \times 10^{10}}}{0,75 \times 90 \times 40} = 35,11 \text{ cm.}$$

Thay x vào (9.11) ta có giá trị F_{at}

$$\begin{aligned} F_{at} &= \frac{\alpha_b R_n b x + m_a R_a F_a^{*'} - m_a R_a F_a - N}{m_a R_a} = \\ &= \frac{0,75 \times 90 \times 40 \times 35,11 + 0,85 \times 2700 (11,4 - 24,5) - 50000}{0,85 \times 2700} \\ &= 6,4 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Lấy bằng 0,01 $F_{bt} = 0,01 \times 20 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$, đặt $3\phi 20 = 9,42 \text{ cm}$.

Kiểm tra điều kiện $\Delta h < 0,5 (h_o + \Delta h - x)$

$$0,5(56 + 20 - 35,1) = 20,45 \text{ cm} > \Delta h = 20 \text{ cm.}$$

Giá trị x và F_{at} đã xác định là thỏa đáng.

b) Trường hợp nén lệch tâm bé

Trong trường hợp cột chịu nén lệch tâm bé, việc gia cố nên áp dụng hình thức tăng cường chiều cao tiết diện phía lệch tâm, đồng thời tăng cường tiết diện cốt thép chịu nén bổ sung F'_{at} .

Dự kiến trước chiều cao tăng cường Δh , viết phương trình cân bằng đối với trọng tâm cốt thép F_a^* (hình 9.17) ta có:

$$Ne - A_o \alpha_b R_n b (h_o + \Delta h)^2 - m_a R_{ac} F_a^{**} (h_o - a') - m_a R_{ac} F'_{at} (h_o + \Delta h - a) = 0.$$

với
$$e = e_o + \frac{h + \Delta h}{2} - a$$

ta có:

$$F'_{at} = \frac{Ne - A_o \alpha_b R_n b (h_o + \Delta h)^2 - m_a R_{ac} F_a^{**} (h_o - a')}{m_a R_{ac} (h_o + \Delta h - a)} \quad (9.14)$$

Ví dụ 9.5. Một cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có tiết diện 40×60 cm. Chiều cao tính toán của cột $l^{tt} = 4,50$ m. Cốt thép $F_a^* = F_a^{**} = 14,72$ cm² (3 ϕ 25AII).

Bê tông M200, $R_n = 90$ kG/cm², $\alpha_b = 0,75$.

Cốt thép AII $R_a = 2700$ kG/cm², $m_a = 0,85$.

Yêu cầu gia cố để chịu được cặp nội lực:

$$M = 25 \text{ tm}, \quad N = 180 \text{ t.}$$

Kiểm tra khả năng chịu tải của cột khi chưa gia cố:

$$\begin{aligned} e_o &= \frac{M}{N} = \frac{25}{180} = 0,1388 \text{ m} \approx 13,9 \text{ cm} < e_{ogh} = \\ &= 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 60 - 0,62 \times 56) = 16,11 \text{ cm} > e_o. \end{aligned}$$

tạm coi như cấu kiện chịu nén lệch tâm bé.

$$\lambda = \frac{l^{tt}}{h} = \frac{450}{60} = 7,50 < 8 \text{ không xét đến uốn dọc.}$$

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a = 13,9 + \frac{60}{2} - 4 = 39,9 \text{ cm.}$$

Xác định x :

$$0,2h_o = 0,2 \times 56 = 11,2 \text{ cm} < e_o = 13,9 \text{ cm}$$

cho nên x được xác định theo:

$$\begin{aligned} x &= 1,8(e_{ogh} - e_o) + \alpha_o h_o = \\ &= 1,8(16,11 - 13,9) + 0,62 \times 56 = 38,7 \text{ cm} > \alpha_o h_o = 34,72 \text{ cm} \end{aligned}$$

chứng tỏ cột chịu nén lệch tâm bé

$$x = 38,7 \text{ cm} < 0,9 \times h_o = 0,9 \times 56 = 50,4 \text{ cm}$$

Cho nên kiểm tra theo điều kiện:

$$Ne \leq \alpha_o R_n b x (h_o - 0,5x) + m_a R_{at} F_a'' (h_o - a')$$

$$\begin{aligned} 0,75 \times 90 \times 40 \times 38,7 \left(56 - \frac{38,7}{2} \right) + 0,85 \times 2700 \times 14,72 (56 - 4) \\ = 5586243,3 \text{ kGcm} < Ne = 180000 \times 39,9 = 7182000 \text{ kGcm.} \end{aligned}$$

Cột cần được gia cố.

Gia cố cột bằng cách tăng cường tiết diện phía lệch tâm một lượng $\Delta h = 20\text{cm}$ (hình 9.17).

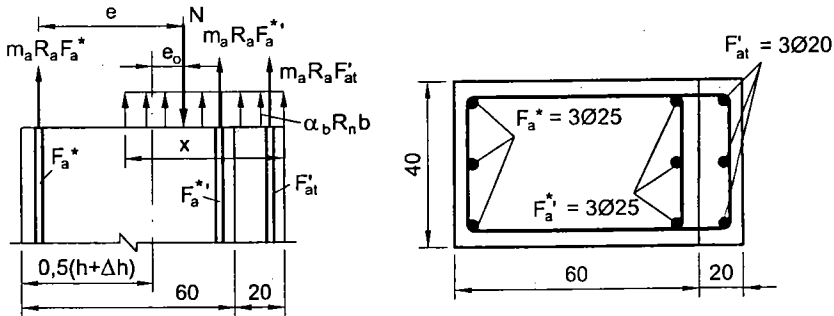
Áp dụng công thức (9.14) để tính cốt thép chịu nén tăng cường F_{at} với

$$e = e_o + \frac{h + \Delta h}{2} - a = 13,9 + \frac{60 + 20}{2} - 4 = 49,9 \text{ cm}$$

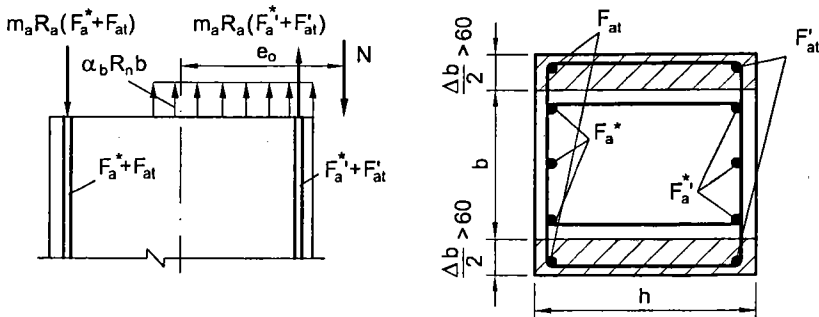
$$\begin{aligned} F_{at}'' &= \frac{180000 \times 49,9 - 0,428 \times 0,75 \times 90 \times 40 (56 + 20)^2}{0,85 \times 2700 (56 + 20 - 4)} \\ &\quad - \frac{0,85 \times 2700 \times 14,72 (56 - 4)}{0,85 \times 2700 (56 + 20 - 4)} = 3,33 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Chọn $3\phi 20 = 9,42\text{cm}^2$ (đặt theo cấu tạo bằng

$$F_{at}' = 0,01 F_{bt} = 0,01 \times 20 \times 40 = 8,0\text{cm}^2).$$

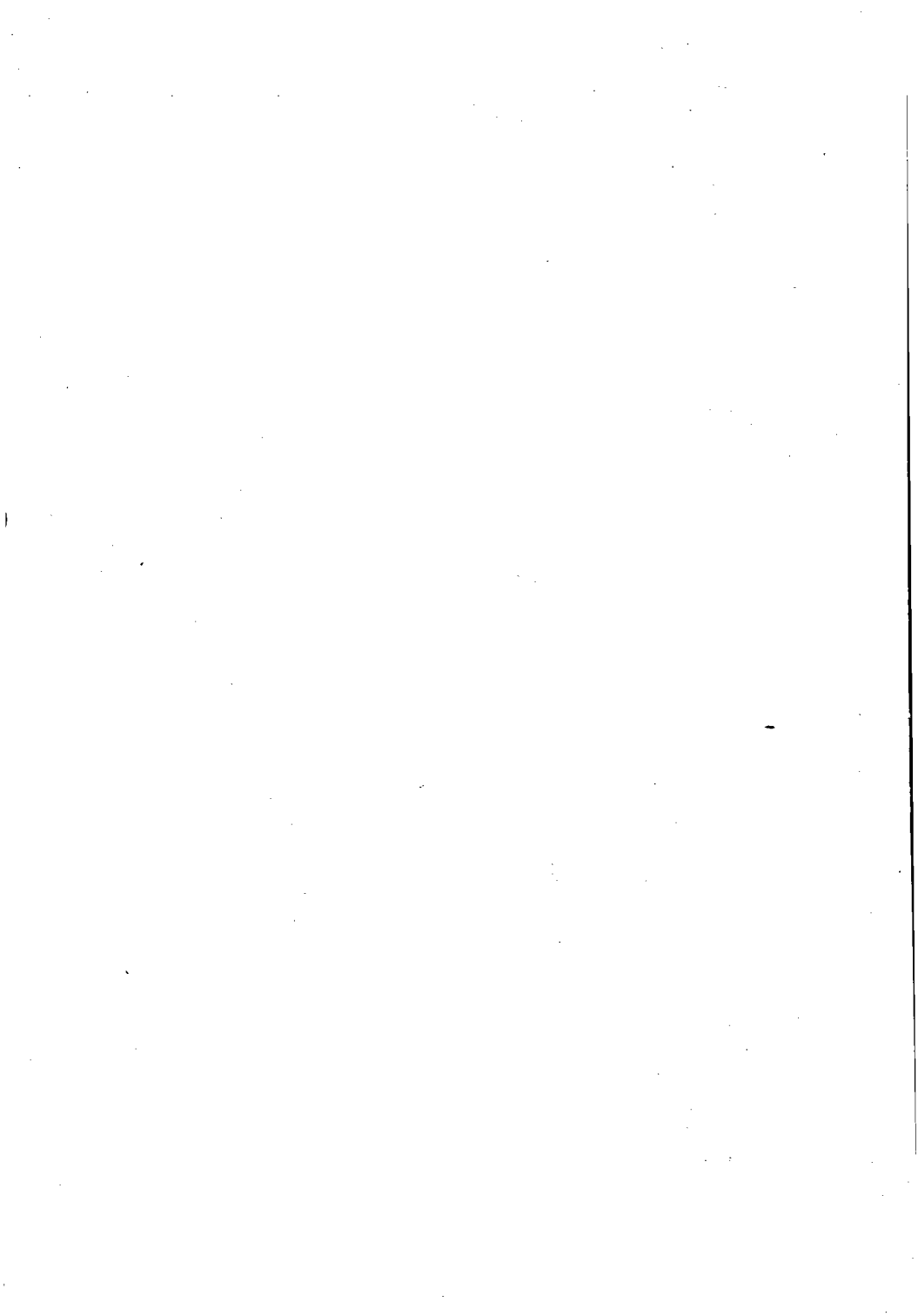


Hình 9.17. Sơ đồ tính toán gia cố cột theo ví dụ 9.5



Hình 9.18. Hình thức gia cố tăng cường bề rộng của tiết diện và tăng cường cốt thép

Trường hợp không tăng được chiều cao của tiết diện có thể tăng bề rộng và đặt cốt thép bổ sung (hình 9.18), tăng bề rộng có thể từ một phía hoặc hai phía, phần ốp thêm có chiều dày không dưới 60mm. Lúc này cột làm việc với một tiết diện thống nhất với bề rộng $b + \Delta b$ với chiều cao h . Dưới tác dụng của tải trọng các cốt thép bổ sung F_{at} và F'_{at} cùng làm việc với các cốt thép có sẵn F_a^* và $F_a'^*$. Việc tính toán như đối với tiết diện chịu nén lệch tâm thông thường với cốt thép hai phía là $F_a^* + F_{at}$ và $F_a'^* + F'_{at}$.



10

GIA CỐ KẾT CẤU CHỊU UỐN BẰNG DÂY CĂNG ỨNG LỰC TRƯỚC

10.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Gia cố kết cấu chịu uốn bằng dây căng ứng lực trước dựa trên nguyên lý tác động ngược chiều với sơ đồ tải trọng ban đầu nhằm giảm ứng lực trong kết cấu và giảm độ võng.

Giải pháp này có thể được áp dụng để gia cố các cấu kiện chịu uốn như dầm, dàn, côngxon bằng bê tông cốt thép hoặc bằng kết cấu thép.

Phương pháp này có ưu điểm:

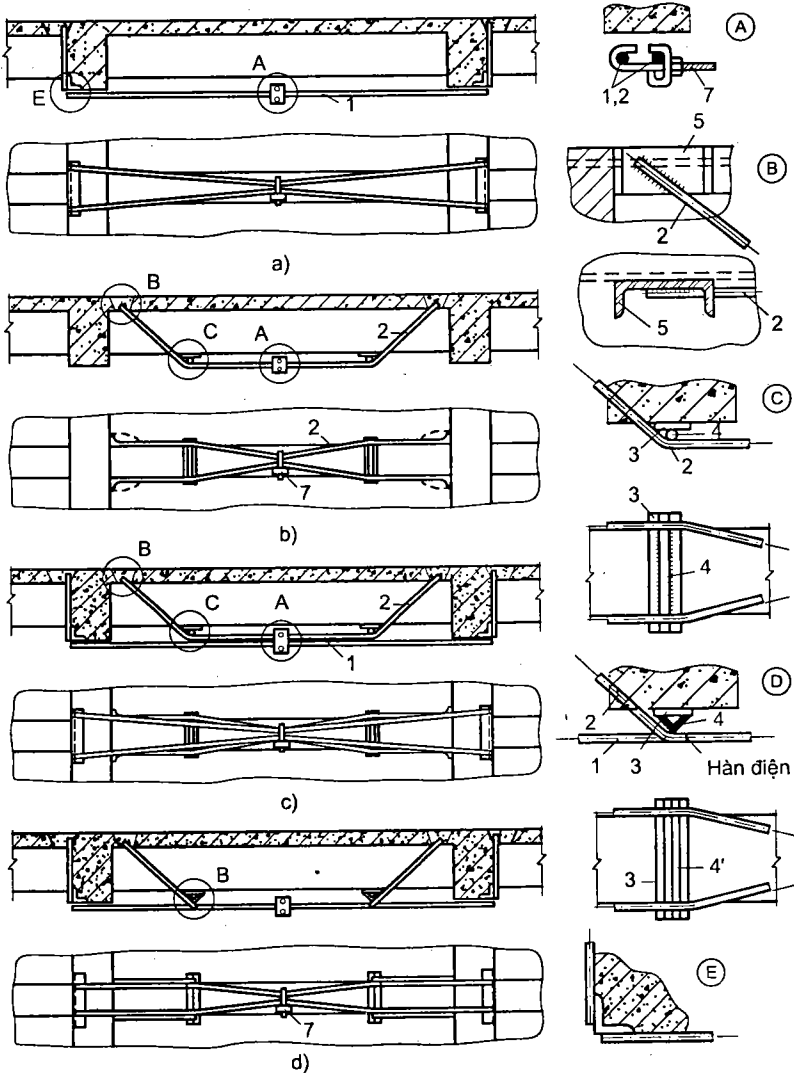
- Tiêu hao ít vật liệu mà mang lại hiệu quả cao. Khả năng chịu tải sau gia cố có thể được nâng lên $2 \div 2,5$ lần.
- Không ảnh hưởng nhiều đến không gian sử dụng (gabarit) của công trình .
- Thi công đơn giản, dễ thực hiện, nhanh chóng đưa công trình vào sử dụng, không ảnh hưởng nhiều đến điều kiện làm việc liên tục của công trình.

Phương pháp này còn được gọi là phương pháp ứng lực trước ngoài tiết diện, không những có thể dùng để gia cố kết cấu bê tông cốt thép cũ, mà có thể dùng để nâng cao khả năng chịu tải của kết cấu mới chế tạo.

Do có hiệu quả cao cho nên phương pháp này đã được ứng dụng rộng rãi trong và ngoài nước [7] [18] [16] [13]... Một số các công trình trong nước đã áp dụng phương pháp này để gia cố như gia cố hệ thống dầm sàn độ cao +50,0 m của tháp tạo hạt nhà máy phân đạm Hà Bắc, gia cố tường ngực đập thủy điện Thác Bà, dầm mái phân xưởng lưu hóa nhà máy cao su Sao Vàng, dàn mái nhà quốc hội [14], hệ thống dầm cầu chữ Y thành phố Hồ Chí Minh [7]. ..

Gia cố bằng phương pháp dùng dây căng ứng lực trước có thể được thực hiện dưới các hình thức khác nhau tùy theo yêu cầu của từng trường hợp cụ thể:

- a) Khi yêu cầu về mức độ gia tăng về khả năng chống uốn lớn hơn so với mức độ gia tăng khả năng chống cắt thì có thể áp dụng hệ thống dây căng nằm ngang (hình 10.1a). Hệ thống này gồm hai nhánh dây căng dưới đáy dầm được neo tại hai đầu gối tựa.
- b) Khi yêu cầu về mức độ gia tăng khả năng chống cắt khá lớn thì nên áp dụng hệ thống dây căng vông. Hệ thống này gồm hai nhánh dây căng dưới đáy dầm được neo hai đầu tại mặt trên đầu dầm (hình 10.1b).
- c) Khi yêu cầu về mức độ gia tăng khả năng chống uốn và chống cắt đều lớn thì nên áp dụng hệ thống dây căng tổ hợp. Hệ thống này có thể được cấu tạo thành hệ hai nhánh hoặc hệ bốn nhánh. Hệ hai nhánh là hệ gồm hai nhánh nằm ngay phía dưới đáy dầm và ở khoảng gần hai đầu dầm được hàn với hai đoạn dây neo xiên lên phía trên đầu dầm. Còn hệ bốn nhánh là hệ gồm hai hệ thống dây độc lập (hình 10.1).



Hình 10.1. Các hình thức gia cố dầm bằng dây căng ứng lực trước

- a) Dây căng nằm ngang; b) Dây căng võng; c) Dây căng tổ hợp bốn nhánh;
- d) Dây căng tổ hợp hai nhánh.

1- dây căng nằm ngang; 2- dây căng võng; 2- nhánh xiên của dây căng tổ hợp hai nhánh; 3- bản tựa; 4,4'- thanh tựa (thanh văng); 5- bản neo; 6- thanh đệm; 7- cơ cấu núm chặt.

Tùy theo điều kiện cụ thể của từng trường hợp, hệ thống dây căng ứng lực trước có thể để trần (nằm ngoài tiết diện bê tông cốt thép) hoặc được ốp phủ kín bằng bê tông vào kết cấu cũ.

10.2. CẤU TẠO CƠ BẢN

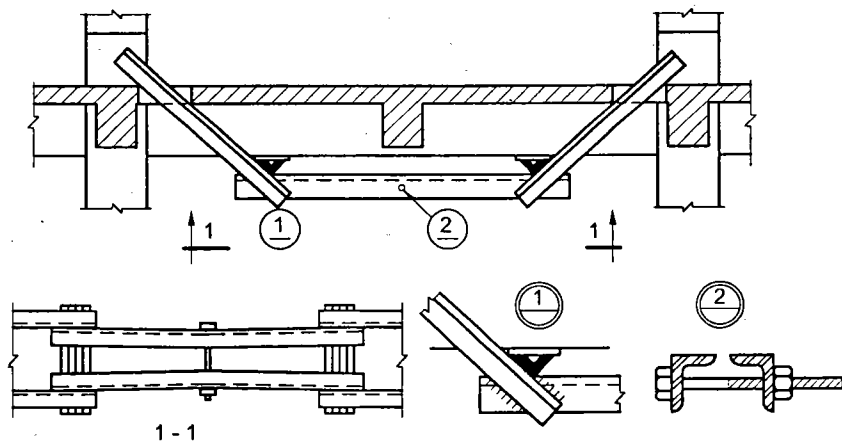
Các bộ phận của hệ thống dây căng ứng lực trước khá đơn giản và gồm các bộ phận sau:

- *Dây căng*: Dây căng là bộ phận chủ yếu của hệ thống được sử dụng từ các loại thép tròn AI, AII, AIII với đường kính phụ thuộc vào yêu cầu chịu lực.

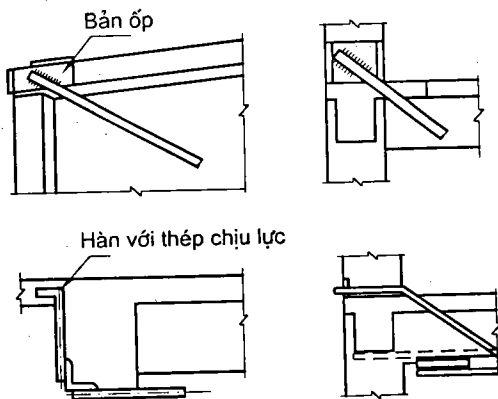
Trong trường hợp cần thiết có thể sử dụng các loại dây cáp. Những dây cáp này có thể để trần hoặc có thể đặt trong các ống chất dẻo. Sau khi căng xong có thể nhồi đầy vữa xi măng hoặc các loại vữa polyme. Cũng có thể thay các loại thép tròn bằng thép hình làm dây căng (hình 10.2).

- *Bộ phận neo*: Bộ phận này đặt phía đầu dầm trong phạm vi gối tựa. Khả năng neo giữ yêu cầu không nhỏ hơn lực giật đứt của dây căng. Phụ thuộc vào từng trường hợp cụ thể để cấu tạo bộ phận neo cho phù hợp. Đối với các dầm đúc sẵn hoặc dầm có chiều cao đầu dầm thoáng có thể sử dụng các bản ốp tựa vào đầu dầm. Đối với các dầm khung đổ tại chỗ có thể bố trí các bản ốp tại cột để hàn neo dây căng. Chiều dày các bản neo tùy thuộc vào đường kính dây căng (lực căng), không nên bé hơn 8 mm. Các bản ốp này được liên kết chặt chẽ vào cốt thép chịu lực của cột. Cũng có thể dùng hình thức dây căng vòng qua cột tựa trên các tấm lót bằng thép góc. Phương pháp này khá đơn giản và tiêu hao ít vật liệu. Đối với các dầm

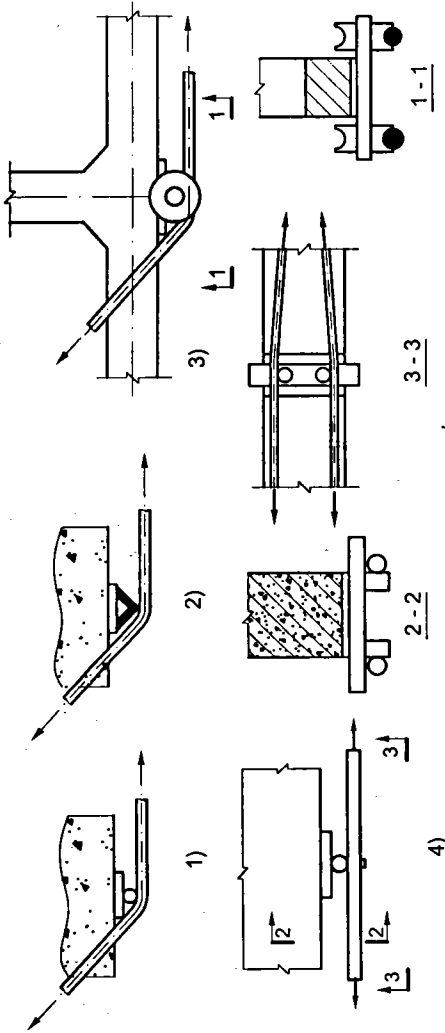
phụ, đặt tại vị trí gối vào dầm chính, các bộ phận neo có thể đặt tại dầm chính đối với hệ thống dây căng nằm ngang hoặc tại bản thân dầm phụ đối với hệ thống dây căng vông. Bản neo cần được liên kết hàn chặt chẽ với cốt thép chịu lực của dầm (hình 10.2 và 10.3).



Hình 10.2. Hệ thống dây căng ứng lực trước bằng thép hình



Hình 10.3. Cấu tạo bản neo



Hình 10.4. Cấu tạo thanh tựa và thanh văng

Trong trường hợp sử dụng cáp làm dây căng, bộ phận neo được cấu tạo khá phức tạp, chỉ nên sử dụng cho các kết cấu chịu tải trọng lớn như cầu, dàn nhíp lớn mới có hiệu quả kinh tế. Trong trường hợp này cần cấu tạo các bộ neo bằng kim loại hoặc bằng bê tông đúc sẵn gắn chặt với kết cấu được gia cố [7].

- **Thanh tựa:** Thanh tựa được đặt phía dưới dây dầm tại vị trí uốn của hệ thống dây căng võng. Thanh tựa có thể bằng thép tròn hoặc thép góc. Thanh tựa được hàn với một bản lót có bề rộng không dưới 50 mm và dày từ 8 mm trở lên. Bản lót được hàn với cốt thép chịu lực của dầm.

Trường hợp đặc biệt cần thiết thì thanh tựa có gắn bánh xe có rãnh để chống ma sát giữa dây căng và thanh tựa trong quá trình gây ứng lực trước (hình 10.4).

Thanh tựa đồng thời phải là thanh văng để giữ cho khoảng cách của cặp dây căng không đổi trước khi chuyển sang phạm vi níu chap. Trong trường hợp dây căng quá dài hoặc khoảng cách giữa hai dây căng quá bé, để đạt được ứng lực cần thiết nhiều khi người ta phải bố trí thêm các thanh đỡ phụ làm thanh văng (hình 10.4).

- **Cơ cấu gây ứng lực trước:** Có nhiều cách để gây ứng lực trước như sử dụng các loại kích, tăng đơ, cơ cấu níu chap v.v... Khi dây căng là dây cáp, để gây ứng lực trước cần có các loại kích chuyên dụng [7]. Khi dây căng là các loại thép tròn, có thể sử dụng các loại tăng đơ hoặc cơ cấu níu chap để gây ứng lực trước. Còn riêng trong trường hợp dây căng là thép hình, để gây ứng lực trước chỉ nên sử dụng hình thức níu chap. Qua thực tế thi công người ta

thấy rằng để gây ứng lực trước trong dây căng bằng thép tròn và thép hình dùng hình thức nịt chập là hợp lý nhất. Bằng cơ cấu nịt chập, ứng lực trong hai nhánh dây căng được phân phối đồng đều, điều đó rất khó thực hiện khi sử dụng cơ cấu tăng đơ.

Cơ cấu nịt chập có thể có nhiều cách cấu tạo khác nhau nhưng đều dựa trên nguyên tắc tạo đường dích dắc làm dẫn chiều dài của dây căng để gây ứng lực trong dây theo nguyên lý định luật Hook

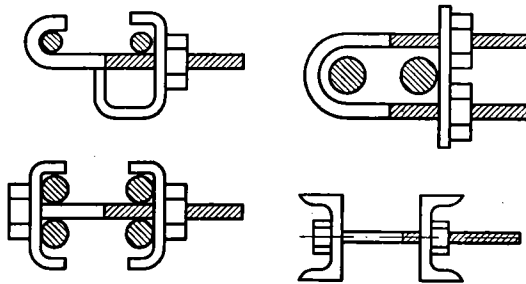
$$\sigma_o = \varepsilon E_a, \quad (10.1)$$

trong đó: σ_o - ứng lực trong dây căng;

E_a - môđun đàn hồi của thép làm dây căng;

ε - độ dãn dài tỷ đối của dây căng $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$.

Hình thức cấu tạo cơ cấu nịt chập thể hiện trên hình 10.5.



Hình 10.5. Các hình thức cơ cấu nịt chập

Nguyên lý làm việc của cơ cấu nịt chập như sau.

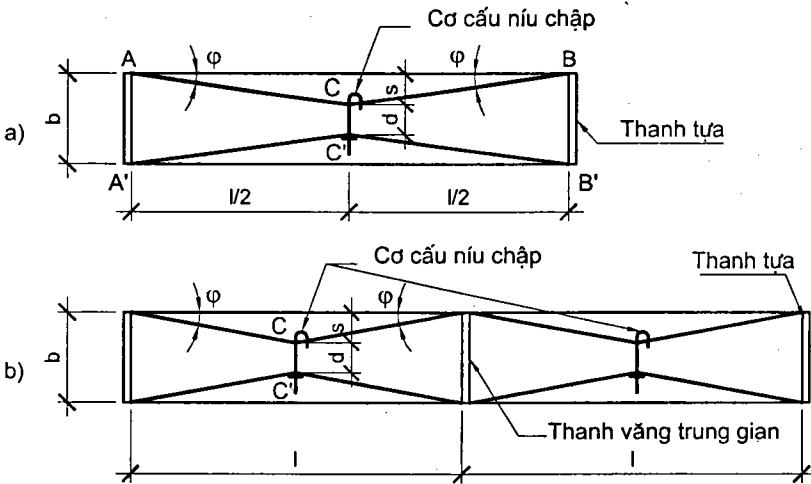
Một cặp dây căng được cố định tại 4 điểm neo A, A', B, B'. Mỗi dây có chiều dài l . Tại khoảng giữa đặt cơ cấu nịt chập tại C. Dùng êcu xiết nịt hai dây này xích lại gần nhau một đoạn bằng

C-C'. Như vậy đường gấp khúc ACB dài hơn đoạn thẳng AB một lượng (hình 10.6).

$$\Delta l = 2 \left[\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + s^2} - \frac{l}{2} \right]$$

và độ dãn dài tương đối:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{2 \left[\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + s^2} - \frac{l}{2} \right]}{l}$$



Hình 10.6. Sơ đồ làm việc của cơ cấu níp chặt khi căng dây tạo ứng lực trước

a) Khi không dùng thanh văng trung gian; b) Khi có thanh văng trung gian.

Đặt $\text{tg}\varphi = \frac{s}{l/2}$ ta có:

$$\varepsilon = \sqrt{\text{tg}^2\varphi + 1} - 1$$

$$\text{hay: } \varepsilon + 1 = \sqrt{\text{tg}^2 \varphi + 1}$$

bỏ qua lượng vô cùng nhỏ bậc cao ε^2 ta rút ra

$$\text{tg} \varphi = \sqrt{2\varepsilon} \quad (10.2)$$

Như vậy muốn đạt được ứng lực yêu cầu, cơ cấu níu chập cần điều chỉnh khoảng cách dây tại vị trí níu sao cho dây có độ lệch 1 góc φ .

Gọi b là khoảng cách hai dây tại thanh đỡ, khoảng cách hai dây sau khi căng đạt ứng suất yêu cầu sẽ là:

$$d = b - l \text{tg} \varphi = b - l\sqrt{2\varepsilon} \quad (10.2a)$$

Trong trường hợp khoảng cách giữa hai thanh tựa quá xa hoặc khoảng cách giữa hai dây căng không đáp ứng được góc lệch φ yêu cầu cần đặt thêm thanh văng trung gian. Thanh này cũng có cấu tạo như thanh tựa, đảm bảo liên kết chặt chẽ với dầm và cố định được khoảng cách hai dây căng (hình 10.6).

Trong trường hợp cho trên hình 10.7a, ta có:

$$d = b - (l - 2a)\text{tg} \varphi, \text{ với } \cos \varphi = \frac{l - 2a}{l - 2a + \varepsilon l} \quad (10.2b)$$

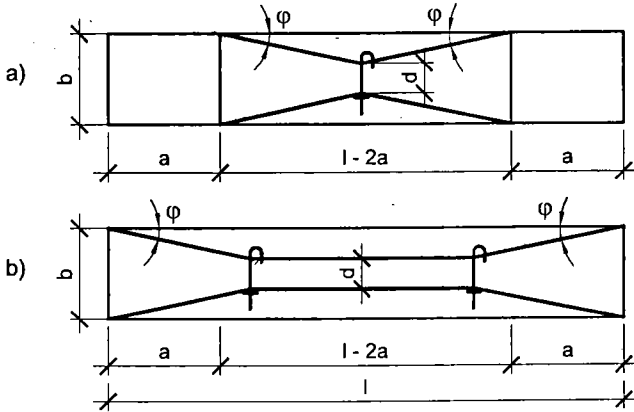
Trong trường hợp cho trên hình 10.7b ta có:

$$d = b - 2a\text{tg} \varphi \text{ với } \cos \varphi = \frac{2a}{2a + \varepsilon l} \quad (10.2c)$$

$$\text{trong đó: } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E_a}$$

Trong các trường hợp khác, tùy theo điều kiện cụ thể, có thể bố trí theo các sơ đồ thích hợp, việc tính toán chủ yếu dựa

$$\text{trên } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_o}{E_a}$$



Hình 10.7. Một số sơ đồ căng dây

Qua thực tế thi công có kiểm tra bằng thiết bị đo ứng suất trong dây căng cho thấy rằng góc lệch của dây căng do cơ cấu núu chập tạo nên rất phù hợp với ứng lực đo được trong dây căng. Cho nên trong những trường hợp không quan trọng lắm, có thể khống chế ứng suất trong dây căng qua các thông số hình học đo được [16].

10.3. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

10.3.1. Các bước tính toán

Bài toán được đặt ra cho hai trường hợp:

- Gia cố kết cấu để chịu thêm tải trọng mới,
- Gia cố kết cấu để phục hồi khả năng chịu tải.

Gọi M là khả năng chịu tải ban đầu của kết cấu trong trường hợp gia cố kết cấu để chịu thêm tải trọng mới, khả năng chịu tải được gia tăng một lượng ΔM sao cho $\Delta M \geq M_q$

(M_q – mômen do tải trọng bổ sung q gây ra). Trong trường hợp gia cố kết cấu để phục hồi khả năng chịu tải thì cần tăng lên một lượng ΔM theo công thức (9.3) sao cho

$$\Delta M \geq M - M_{gh}^*$$

trong đó: M_{gh}^* - khả năng chịu tải còn lại của kết cấu.

Trong trường hợp dầm bê tông cốt thép bị ăn mòn, có tiết diện chữ nhật, M_{gh}^* có thể được xác định theo tiết diện cốt thép thực tế, còn lại F_a^* và cường độ bê tông đã bị giảm yếu

$$M_{gh}^* = m_a R_n F_a^* \left(h_o - \frac{x^*}{2} \right)$$

với
$$x^* = \frac{m_a R_n F_a^*}{\alpha_b R_n b},$$

trong đó: m_a - hệ số xét đến sự giảm yếu độ dính của bê tông và cốt thép, có thể lấy $0,75 \div 1,0$ tùy theo tình hình thực tế;
 α_b - hệ số xét đến sự giảm yếu cường độ của bê tông lấy theo kết quả thí nghiệm ($\alpha_b = 0,6 \div 1,0$);
 R_n, R_n - cường độ tính toán của cốt thép và của bê tông;
 b - bề rộng tiết diện.

Như vậy trong cả hai trường hợp kết cấu cần được gia cố thêm một lượng ΔM về khả năng chịu tải.

Các bước tính toán có thể thực hiện như sau:

Bước 1. Xác định lượng cần bổ sung về khả năng chịu tải ΔM và ΔQ .

Bước 2. Chọn hình thức căng dây và sơ bộ xác định tiết diện dây căng.

Bước 3. Xác định độ cứng của kết cấu được gia cố dưới sự tác động của toàn bộ tải trọng tính toán trước khi gia cố và ứng lực trong dây căng trong trạng thái tới hạn.

Bước 4. Xác định ứng lực trong dây căng dưới tác dụng của các hoạt tải sau khi gia cố.

Bước 5. Xác định ứng lực căng trước trong dây căng.

Bước 6. Kiểm tra lại khả năng chịu tải của kết cấu sau khi gia cố.

10.3.2. Nội dung tính toán

10.3.2.1. Trong bước một, việc xác định lượng cần bổ sung về khả năng chịu tải được thực hiện theo mục 10.3.1.

10.3.2.2. Chọn sơ đồ dây căng và sơ bộ chọn tiết diện dây căng

Trong bước này căn cứ vào yêu cầu của từng trường hợp cụ thể chọn sơ đồ dây căng theo 10.1.

Sơ bộ chọn tiết diện dây căng theo các công thức:

- Đối với kết cấu dầm:

$$F_o = \frac{\Delta M}{m_o R_o Z}, \quad (10.3)$$

trong đó: m_o - hệ số điều kiện làm việc của dây căng lấy 0,6 - 0,85;

R_a - cường độ tính toán của cốt thép;

$Z = \xi h_c$ - cánh tay đòn nội lực của dây căng;

h_c - chiều cao từ biên chịu nén của tiết diện tới trọng tâm dây căng, ξ - phụ thuộc vào hàm lượng cốt thép có thể lấy 0,75 ÷ 0,85.

- Đối với kết cấu dàn:

$$F_o = \frac{\Delta M}{m_o R_a h_c}, \quad (10.3a)$$

trong đó: m_o, R_a - như công thức (10.3),

h_c - chiều cao từ trọng tâm tiết diện cánh trên đến trọng tâm dây căng.

10.3.2.3. Xác định độ cứng của dầm được gia cố

Dưới tác dụng của mômen do toàn bộ tải trọng tính toán trước khi gia cố và ứng lực trong dây căng đạt tới trạng thái giới hạn làm cho dầm được coi như một cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Ta biết rằng độ cong $\frac{1}{\rho}$ của một cấu kiện chịu nén lệch tâm có tiết diện chữ nhật hoặc chữ T có dạng:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_c}{h_o Z_1} \left[\frac{\Psi_a}{E_a F_a} + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) b h_o E_b \nu} \right] - \frac{N_c}{h_o} \frac{\Psi_a}{E_a F_a} \quad (10.4)$$

Thay $N_c = \frac{M_c}{e}$ với $N_c = m_o R_a F_a$

trong đó $e = e_o + 0,5h - a$ đối với tiết diện chữ nhật

hoặc $e = e_o + h_o - y$ đối với tiết diện chữ T và $e_o = \frac{M}{N_c}$

với M - mômen do tải trọng tính toán tác dụng lên dầm trước khi gia cố.

Công thức (10.4) có thể viết dưới dạng:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_c}{h_o Z_1} \left[\frac{\Psi_a}{E_a F_a} + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) b h_o E_b \nu} - \frac{\Psi_a Z_1}{E_a F_a e} \right] \quad (10.4a)$$

Ta có:
$$B = \frac{M_c}{\rho} \quad (10.5)$$

Thay giá trị $\frac{1}{\rho}$ từ biểu thức (10.4a) vào (10.5) ta có:

$$B = \frac{Z_1 h_o}{\frac{\Psi_a}{E_a F_a} \left(1 - \frac{Z_1}{e}\right) + \frac{\Psi_b}{(\gamma' + \xi) b h_o E_b \gamma}} \quad (10.6)$$

Z_1 - cánh tay đòn nội lực tại tiết diện có khe nứt

$$Z_1 = h_o - 0,5(\gamma' + \xi) h_o \quad (10.7)$$

$\xi = \frac{x}{h_o}$ - chiều cao tương đối của miền chịu nén của tiết diện;

$\Psi_a, \Psi_b, \gamma, \gamma', \xi$ được xác định theo TCVN 5574-1991.

10.3.2.4. Xác định ứng lực trong dây căng dưới tác dụng của hoạt tải sau khi gia cố

Khi xác định ứng lực trong dây căng không kể đến tĩnh tải vì khi lắp dây tĩnh tải vẫn đang tác dụng lên kết cấu cho nên không ảnh hưởng đến dây căng.

Sau khi lắp dây, dầm và hệ thống dây căng tạo nên một kết cấu siêu tĩnh. Để giải hệ thống này có thể áp dụng các phương pháp trong cơ học kết cấu như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp phần tử hữu hạn v.v... Để tiện dụng cho thiết kế thực hành người ta đã lập ra các bảng tính sẵn, có thể áp dụng được cho nhiều trường hợp khác nhau. Hơn nữa trong điều kiện hiện nay, nhiều chương trình tính toán dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn đã giúp cho người thiết kế

có thể giải quyết nhanh các bài toán thuộc loại này. Phương pháp tính toán cụ thể cho từng trường hợp sẽ trình bày trong các mục sau.

10.3.2.5. Xác định ứng lực trước trong dây căng

Sau khi lắp dây xong, dưới tác dụng của tĩnh tải, ứng lực của dây căng vẫn bằng không trước khi gây ứng lực trước. Phải xác định giá trị của ứng lực trước là bao nhiêu để khi chịu thêm tác dụng của các hoạt tải sau khi gia cố ứng lực trong dây không vượt quá khả năng chịu tải của dây, đồng thời tăng được nhiều nhất khả năng chịu tải của dầm sau gia cố.

Nếu gọi σ là ứng suất trong dây căng dưới tác dụng của các tải trọng sau gia cố (không kể tĩnh tải), ứng suất trước trong dây căng được xác định theo biểu thức

$$\sigma_0 = m_0 R_a - \sigma, \quad (10.8)$$

trong đó: m_0 - điều kiện làm việc của dây căng, lấy $0,6 \div 0,85$;
 R_a - cường độ thép làm dây căng.

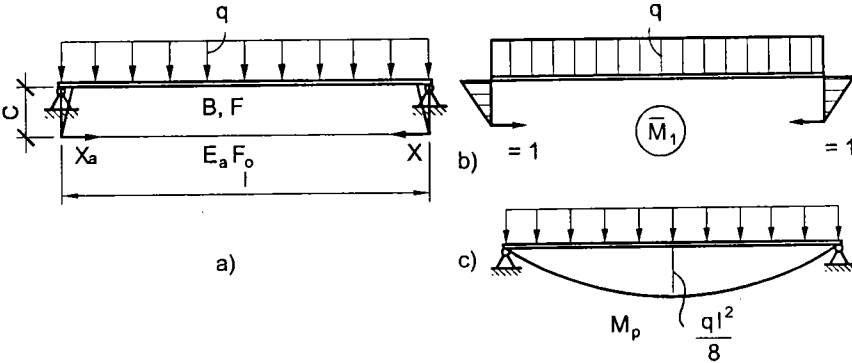
10.3.2.6. Kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu

Kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu sau gia cố được thực hiện theo các công thức quy định trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm [15].

10.3.3. Xác định ứng lực trong dây căng nằm ngang

Trong trường hợp này dầm được gia cố và dây căng tạo thành một hệ thống kết cấu siêu tĩnh bậc 1. Gọi q là tải trọng phân bố đều tác dụng lên dầm sau khi được gia cố (những tải

trọng này không có mặt trong quá trình căng dây), sơ đồ tính toán thể hiện trên hình 10.8.



Hình 10.8. Sơ đồ tính toán gia cố dầm bằng dây căng nằm ngang
 a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ \bar{M}_1 ; c) Biểu đồ M_p trong hệ cơ bản.

Như trong 10.3.2.4. đã trình bày, bài toán này khá đơn giản có thể giải được bằng các phương pháp khác nhau.

Để giải bằng phương pháp lực cần cứ sơ đồ cho trên hình 10.8.

Giá trị lực căng X trong dây căng được xác định theo phương trình:

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0 \tag{10.9}$$

trong đó:
$$\delta_{11} = \frac{1}{B} \int_0^l \bar{M}_1 \bar{M}_1 dl + \sum \frac{\bar{N}_1 \bar{N}_1 li}{E_i F_i}$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{B} \int_0^l \bar{M}_1 M_p dl + \sum \frac{\bar{N}_1 N_p li}{E_i F_i}$$

Căn cứ vào biểu đồ mômen đơn vị và biểu đồ M_p trong hệ cơ bản ta xác định được:

$$\delta_{11} = \frac{lC^2}{B} + \frac{l}{E_a F_o} + \frac{l}{E_b F} = \frac{Cl}{B} \left(C + \frac{B}{CE_a F_o} + \frac{B}{CE_b F} \right)$$

$$\Delta_{1p} = \frac{1}{B} Cl \frac{ql^2}{12}$$

$$\text{Gọi } A = C + \frac{B}{CE_a F_o} + \frac{B}{CE_b F}$$

$$\text{ta có } X.A = \frac{ql^2}{12}$$

$$\text{hay } X = \frac{ql^2}{12A} \quad (10.10)$$

Nếu không phải là tải trọng q phân bố đều mà là bất kỳ dạng tải trọng nào cũng đều có thể dựa trên phương trình (10.9) để tìm ra X . Để tiện dùng trong thiết kế thực hành, người ta đã lập bảng công thức cho sẵn trong phụ lục PL III cho một số các trường hợp tải trọng thường gặp. Trong bảng phụ lục này còn có trường hợp tải trọng là mômen đầu dầm nhằm đáp ứng cho trường hợp tính toán gia cố dầm liên tục [18].

Ví dụ 10.1. Một dầm có sơ đồ tính toán cho trên hình 10.9. Dầm có tiết diện chữ T, với cốt thép $F_a = 6,28 \text{ cm}^2$ (2 ϕ 20AII), $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$, $m_a = 1,0$. Bê tông M200, $R_b = 90 \text{ kG/cm}^2$, $\alpha_b = 1$, $R_n^{tc} = 112 \text{ kG/cm}^2$, $R_k^{tc} = 11,5 \text{ kG/cm}^2$, $m_o = 0,6$.

Tải trọng tác dụng lên dầm:

$$\text{Tĩnh tải} \quad g = 0,5 \text{ t/m}$$

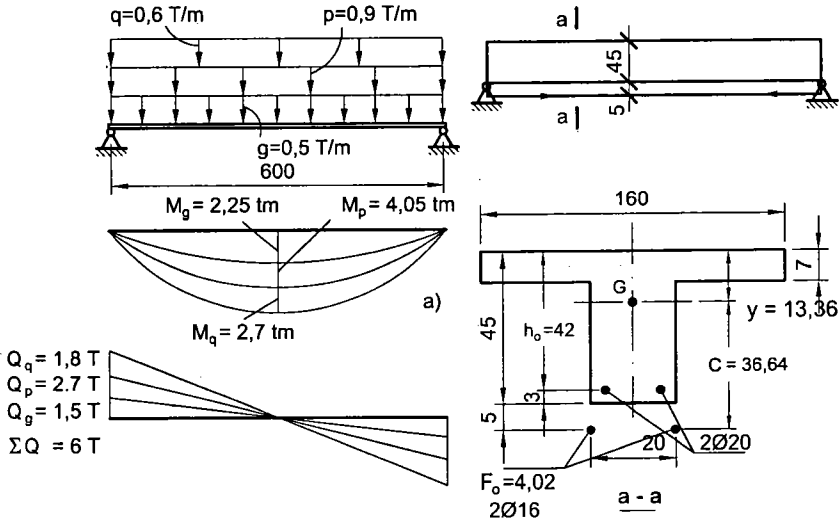
$$\text{Hoạt tải} \quad p = 0,9 \text{ t/m}$$

Yêu cầu gia cố để dầm có thể chịu thêm hoạt tải

$$q = 0,6 \text{ t/m}$$

Lượng mômen tăng lên khi tác dụng thêm tải trọng q .

$$\Delta M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,6 \times 6^2}{8} = 2,70 \text{ tm}$$



Hình 10.9. Sơ đồ tính toán gia cố dầm bằng dây căng nằm ngang

Dầm được gia cố bằng dây căng nằm ngang. Sơ bộ xác định tiết diện dây căng với $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$; $m_0 = 0,6$; $\xi = 0,85$ và $h_c = 50 \text{ cm}$ theo công thức (10.3)

$$F_0 = \frac{270000}{0,6 \times 0,85 \times 50 \times 2700} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Chọn $2\phi 16$ $F_0 = 4,02 \text{ cm}^2$.

Xác định độ cứng B theo công thức (10.6) với lực căng N_c và mômen cực đại trước khi gia cố:

$$N_c = m_0 R_a F_0 = 0,6 \times 2700 \times 4,02 = 6512,4 \text{ kG} = 6,512 \text{ t}$$

$$M = (g + p) \frac{l^2}{8} = (0,5 + 0,9) \frac{6^2}{8} = 6,30 \text{ tm}$$

Ta có:

$$e_o = \frac{M}{N_c} = \frac{6,3}{6,512} = 0,967 \text{ m} = 96,7 \text{ cm}$$

$$e = e_o + h_o - y$$

y - khoảng cách từ trọng tâm tới thớ chịu nén ngoài cùng của tiết diện được xác định bằng phương trình cân bằng mômen tĩnh của tiết diện

$$y = 13,36 \text{ cm.}$$

$$e = 96,7 + 42 - 13,36 = 125,34 \text{ cm}$$

$$M_c = N_c \times e = 6512,4 \times 125,34 = 816264,22 \text{ kGcm}$$

Với $R_{nc} = 112 \text{ kG/cm}^2$.

Ta có:

$$L = \frac{M_c}{R_{nc} b'_c h_o^2} = \frac{816264,22}{112 \times 160 \times 42^2} = 0,026$$

$$\gamma' = 0, T = 0, n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{2,65 \times 10^5} = 8$$

$$\mu = \frac{F_a}{b'_c h_o} = \frac{6,28}{160 \times 42} = 0,0009345$$

Giá trị ξ được xác định theo công thức:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(L+T)}{10\mu n}} + \frac{1,5 + \gamma'}{11,5 \frac{e}{h_o} - 5} \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,026}{10 \times 0,000934 \times 8}} + \frac{1,5}{11,5 \times \frac{125,34}{42} - 5} = 0,11 \end{aligned}$$

$$Z_1 = h_o \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 42 \left(1 - \frac{0,11}{2} \right) = 39,69 \text{ cm.}$$

Tính $r_y = \frac{0,8 W_o}{F_{td}}$

$$F_{td} = F_b + nF_a = 1880 + 8 \times 6,25 = 1930,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{td} = I + nI_a = 326337,51 + 41209,34 = 367546,85 \text{ cm}^4$$

$$W_o = \frac{I_{td}}{h - y} = \frac{367546,85}{45 - 13,36} = 11616,52 \text{ cm}^3$$

$$r_y = \frac{0,8 \times 11616,52}{1930,2} = 4,81 \text{ cm}$$

$$W_n = 1,75 W_o = 1,75 \times 11616,52 = 20326,91 \text{ cm}^3$$

Xác định m theo công thức:

$$m = \frac{R_{kc} W_n}{N_c (e - r_y)} = \frac{11,5 \times 20328,91}{6512,4 (125,34 - 4,81)} = 0,295$$

Xác định ψ_a theo công thức:

$$\begin{aligned} \psi_a &= 1,25 - Sm - \frac{(1 - m^2) h_o}{(3,5 - 1,8m) e} \\ &= 1,25 - 0,8 \times 0,295 - \frac{(1 - 0,295^2) \times 42}{(3,5 - 1,8 \times 0,295) 125,34} = 0,912 \end{aligned}$$

Độ cứng B:

$$\begin{aligned} B &= \frac{39,69 \cdot 42}{\frac{0,912}{2,1 \times 10^6 \times 6,28} \left(1 - \frac{39,69}{125,34} \right) + \frac{0,9}{0,11 \times 160 \times 42 \times 0,15 \times 2,65 \times 10^5}} \\ &= 2,140299 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2 \end{aligned}$$

Xác định X theo công thức (PL III)

$$X = \frac{ql^2}{12A}$$

$$A = \frac{B}{CE_a F_o} + \frac{B}{CE_b F} + C =$$

$$= \frac{2,140299 \times 10^{10}}{36,64 \times 2,1 \times 10^6 \times 4,02} + \frac{2,170217 \times 10^{10}}{36,64 \times 2,65 \times 10^5 \times 1930,2} + 36,64$$

$$= 106,98 \text{ cm} = 1,06 \text{ m}$$

$$X = \frac{(0,6 + 0,9)6^2}{12 \times 1,06} = 4,245 \text{ t} = 4245 \text{ kG}$$

Ứng suất trong dây căng dưới tác dụng của $p + q = 1,5 \text{ t/m}$ là:

$$\sigma = \frac{X}{F_o} = \frac{4245}{4,02} = 1056 \text{ kG/cm}^2.$$

Ứng suất trước σ_o được xác định theo công thức:

$$\sigma_o = m_o R_a - \sigma = 0,6 \times 2700 - 1056 = 564 \text{ kG/cm}^2$$

Độ dãn dài tỷ đối ε cần phải đạt:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_o}{E} = \frac{564}{2,10 \times 10^6} = 2,6857 \times 10^{-4}$$

Chiều dài mỗi dây $l = 600 \text{ cm}$, khoảng cách giữa chúng $b = 20 \text{ cm}$. Để đạt được độ dãn dài tỷ đối $\varepsilon = 2,6857 \times 10^{-4}$, hai dây cần níu lại gần nhau tại điểm giữa một khoảng là (theo công thức (10.2a))

$$d = b - l\sqrt{2\varepsilon} = 20 - 600\sqrt{2 \times 2,6857 \times 10^{-4}} = 6,09 \text{ cm}.$$

Kiểm tra lại khả năng chịu tải sau gia cố.

Dầm lúc này là một cấu kiện chịu nén lệch tâm với

$$N_c = 6512,4 \text{ kG}$$

$$\Sigma M = M_g + M_p + M_q - M_o$$

$$M_o = N_c C = 6512,4 \times 0,366 = 2,383 \text{ tm}$$

$$\Sigma M = (0,5 + 0,9 + 0,6) \frac{6^2}{8} - 2,383 = 6,616 \text{ tm}$$

Ta có:

$$e_o = \frac{\sum M}{N_c} = \frac{6,616}{6,512} = 1,016 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{345441,27}{1930,2}} = 13,38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{6,28}{20 \times 42} = 0,00747.$$

Ta có

$$s = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + \frac{101,6}{45}} + 0,1 = 0,146$$

lấy $k = 1,5$

$$\text{ta có: } N_{th} = \frac{6,4 \left[\frac{S}{k} E_b J_b + E_a J_a \right]}{l^2} =$$

$$= \frac{6,4 \left[\frac{0,146}{1,5} 2,65 \times 10^5 \times 326337,5 + 2,1 \times 10^6 \times 5151,16 \right]}{600^2} =$$

$$= 341951,4 \text{ kG} = 341,95 \text{ t.}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{6512,4}{341951,4}} = 1,02.$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,02 \times 101,6 + \frac{45}{2} - 3 = 123,1 \text{ cm}$$

Xác định x (bỏ qua F_a')

$$R_a b' h'_c - R_a F_a = 90 \times 160 \times 7 - 2700 \times 6,28 = 92317,7 \text{ kG} >$$

$$N = 6512,4 \text{ kG}$$

Cho nên trục trung hòa đi qua cánh

$$x = \frac{N + R_a F_a}{b'_c R_n} = \frac{6512,4 + 6,28 \times 2700}{160 \times 90} = 1,63 \text{ cm}$$

Khả năng chịu tải

$$R_a b' x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) = 90 \times 160 \times 1,63 \left(42 - \frac{1,63}{2} \right)$$

$$= 966694,7 \text{ kGcm} > Ne = 6512,4 \times 123,1 = 801676,4 \text{ kGcm}$$

đạt yêu cầu về khả năng chống uốn.

Kiểm tra khả năng chống cắt theo công thức (13.1)

Thép đai $\phi 6/150$, $R_a = 1700 \text{ kG/cm}^2$

$$q_d = \frac{m_a R_{ac} f_d}{u} = \frac{1 \times 1700 \times 0,56}{15} = 63,46 \text{ kGm}$$

$$q_o = 0$$

$$Q_{db} = 2 \sqrt{2 \alpha_b R_k b h_o^2 (q_d + q_o)} =$$

$$= \sqrt{2 \times 1 \times 7,520 \times 42^2 \times 63,46} = 11590,17 \text{ kG} > \Sigma Q = 6000 \text{ kG}$$

đạt yêu cầu về khả năng chống cắt.

10.3.4. Xác định ứng lực trong dây căng võng

Trong trường hợp này bài toán trở nên phức tạp hơn vì xuất hiện đồng thời lực ma sát tại thanh tựa khi gây ứng lực trước trong dây căng. Ứng lực trong dây căng được xác định theo phương pháp cân bằng công của các chuyển vị tương hỗ. Sơ đồ ứng lực trong dây căng tại điểm uốn cho trên hình 10.10.

Tại điểm uốn trong dây căng xuất hiện lực ma sát.

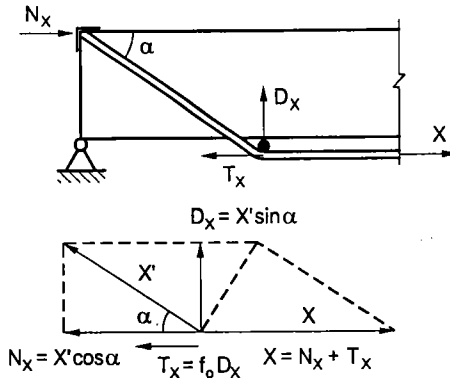
Giá trị trung bình của hệ số ma sát được xác định bằng thí nghiệm với tải trọng sử dụng, có thể lấy bằng $f_o = 0,45$.

Căn cứ vào sự phân bố ứng lực trong dây căng tại điểm uốn, với hệ số ma sát trên thanh tựa tại điểm uốn $f_o = 0,45$ và với ứng lực căng trong dây căng là X ta có:

$$\left. \begin{aligned} X &= T_x + N_x \\ N_x &= X' \cos\alpha \\ T_x &= f_o D_x = f_o X' \sin\alpha \\ D_x &= X' \sin\alpha \end{aligned} \right\} \quad (10.11)$$

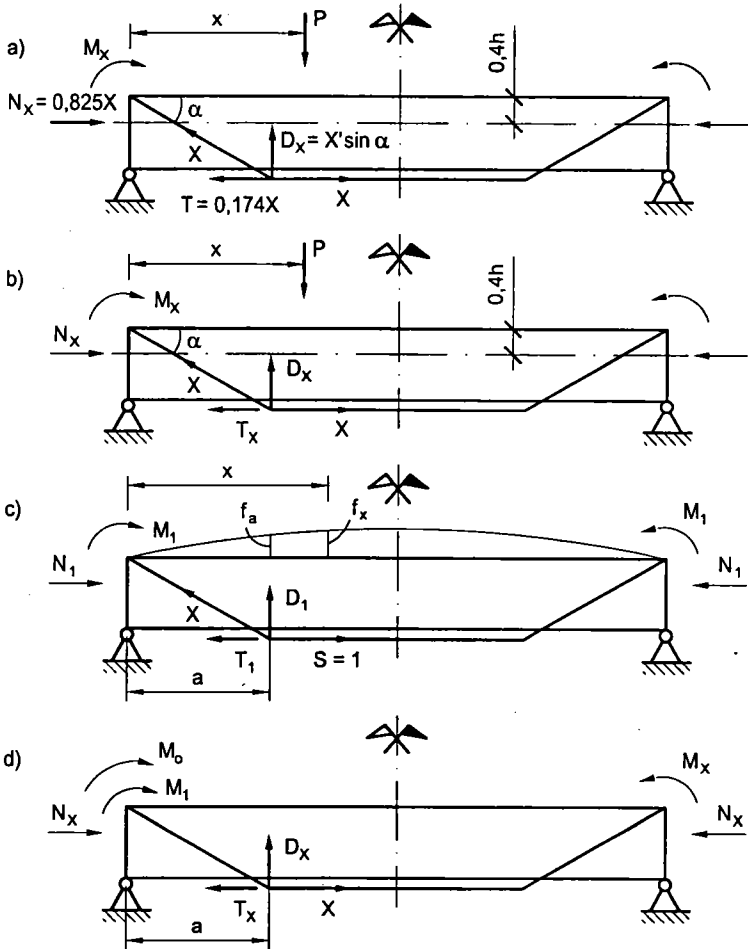
Từ đó ta có:

$$\left. \begin{aligned} X' &= \frac{X}{f_o \sin\alpha + \cos\alpha} \\ N_x &= X \frac{\cos\alpha}{f_o \sin\alpha + \cos\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (10.12)$$



Hình 10.10. Sơ đồ ứng lực trong dây căng tại điểm uốn

Người ta nhận xét rằng trong thiết kế thực hành, góc α thường giới hạn từ 15° đến 35° . Như vậy giá trị N_x biến thiên từ $0,795 X$ đến $0,895 X$. Để đơn giản cho bài toán mà kết quả sai lệch trong phạm vi cho phép ta lấy giá trị trung bình bằng $N_x = 0,825X$, $T_x = 0,174X$, $D_x = 0,386X$.



Hình 10.11. Sơ đồ tính toán bằng phương pháp chuyển vị tương hỗ của hệ thống gia cố bằng dây căng vồng

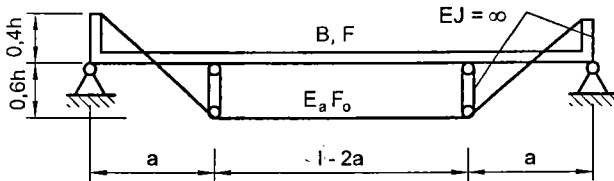
Đồng thời người ta cũng nhận thấy trục trung hòa của dầm dao động trong phạm vi $0,4h$ tới mép chịu nén của tiết diện

(h - chiều cao của tiết diện), cho nên có thể đưa vào giá trị mômen đầu dầm dưới tác dụng của dây căng là

$$M_o = 0,4h \times 0,825X = 0,33Xh.$$

Với các giá trị gần đúng này đưa vào sơ đồ tính toán (hình 10.11), áp dụng nguyên lý chuyển vị tương hỗ để xác định X . Khi áp dụng nguyên lý chuyển vị tương hỗ trạng thái thứ nhất bao gồm các tác động của ngoại lực và lực X trong dây căng (hình 10.11b). Trạng thái thứ hai, thay vì X trong dây căng thay bằng $S = 1$ (lực đơn vị) và không có ngoại lực tác dụng (hình 10.11c).

Căn cứ vào tác dụng và các chuyển vị tương ứng của các trạng thái, ta lập phương trình biểu thị công của các lực trong trạng thái thứ nhất với chuyển vị tương ứng của trạng thái thứ hai bằng công của các lực trong trạng thái thứ hai với chuyển vị tương ứng của trạng thái thứ nhất. Giải phương trình này ta có được giá trị X - lực căng trong dây phần nằm ngang.



Hình 10.12. Sơ đồ tính toán gia cố bằng dây căng vòng khi bỏ qua ma sát tại điểm uốn của dây căng

Để tiện cho tính toán thực hành, người ta đã lập bảng tính sẵn cho từng trường hợp tải trọng khác nhau [18] (xem phụ lục III).

Nếu bỏ qua lực ma sát tại điểm uốn của dây căng, bài toán sẽ trở nên đơn giản với sơ đồ tính toán cho trên hình 10.12. Với

sơ đồ kết cấu này có thể áp dụng phương pháp lực khá đơn giản, đồng thời có thể áp dụng được các chương trình tính toán có sẵn. Việc tính toán trở nên dễ dàng, nhanh chóng.

Ví dụ 10.2. Gia cố dầm được nêu trong ví dụ 10.1 bằng cách dùng dây căng võng (hình 10.13).

Sơ bộ, xác định tiết diện của dây căng và xác định độ cứng B của dầm được thực hiện theo ví dụ 10.1, ta có:

$$F_o = 4,02 \text{ cm}^2 \text{ (2}\phi\text{16 AII)}$$

$$B = 2,136017 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2.$$

Xác định góc α theo sơ đồ bố trí dây căng:

$$\text{tg}\varphi = \frac{45 + 5}{120} = 0,416 \rightarrow \alpha = 22^\circ,6$$

Theo bảng PL III2 ta có:

$$K = \frac{B}{E_a F_o h} = \frac{2,136017 \times 10^{10}}{2,1 \times 10^6 \times 4,02 \times 45} = 56,22$$

$$K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha} = \frac{1}{0,923^3} = 1,27$$

$$K_1 = \frac{B}{E_b F_b h} = \frac{2,136017 \times 10^{10}}{2,65 \times 10^5 \times 1930,2 \times 45} = 0,928$$

$$A = \frac{1}{0,4KK_o + 0,4h + 0,99K_1 + 0,87K} = 0,0103.$$

Tra bảng PL III2 với $\frac{x}{l} = 1$ ta có $\omega = 0,0524$

$$X = Aql^2\omega = 0,0103 \frac{(0,9 + 0,6)}{0,1} 600^2 \times 0,0524 = 2916,7 \text{ kG}$$

Ứng suất trong dây căng do $p + q = 1,5 \text{ t/m}$ tác dụng:

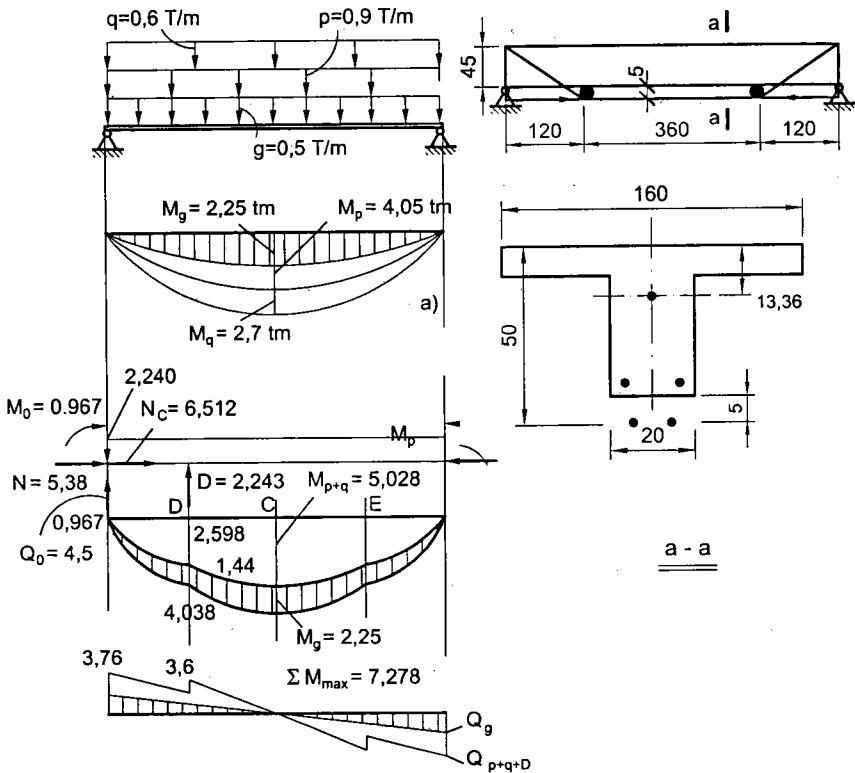
$$\sigma = \frac{X}{F_o} = \frac{2916,7}{4,02} = 725,55 \text{ kG/cm}^2.$$

Ứng lực trước trong dây căng:

$$\sigma_o = m_o R_n - \sigma = 0,6 \times 2700 - 725,55 = 894,4 \text{ kG/cm}^2.$$

Để đạt được ứng suất này, độ dãn dài ϵ cần phải bằng:

$$\epsilon = \frac{894,4}{2,1 \times 10^6} = 4,26 \times 10^{-4}$$



Hình 10.13. Sơ đồ tính toán, biểu đồ M và Q, tiết diện của dầm theo ví dụ 10.2

Cách đặt cơ cấu níp chập theo sơ đồ hình 10.14 trong đó

$$a = \sqrt{50^2 + 120^2} = 130 \text{ cm}, l = 620 \text{ cm}.$$

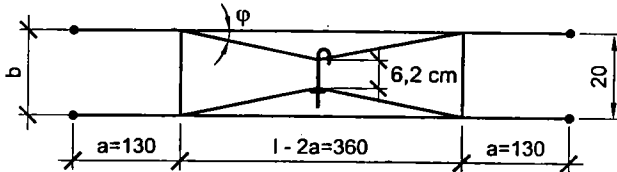
Theo công thức (10.2b) với

$$\cos \alpha = \frac{l - 2a}{l - 2a + \varepsilon l} = \frac{360}{360 + 4,26 \times 10^{-4} \times 620} = 0,999267$$

$$\varphi = 2,19^\circ \rightarrow \operatorname{tg} \varphi = 0,0383.$$

Khoảng cách hai dây tại điểm giữa cần nứ lại:

$$d = b - (l - 2a)\operatorname{tg} \varphi = 20 - (620 - 2 \times 130) \times 0,0383 = 6,2 \text{ cm.}$$



Hình 10.14. Sơ đồ căng dây theo ví dụ 10.2 (từ dưới nhìn lên)

Kiểm tra khả năng chịu tải sau gia cố:

Sau gia cố dầm được coi như một cấu kiện chịu nén lệch tâm với:

$$N = 0,826 N_c = 0,826 \times 6512,4 = 5380 \text{ kG}$$

$$D = N \operatorname{tg} \alpha = 5380 \times 0,4166 = 2241 \text{ kG}$$

$$M_o = 0,33 N_c h = 0,33 \times 6512,4 \times 45 = 96709 \text{ kGcm.}$$

Và các lực tác động g , p và q .

Căn cứ vào ngoại lực và nội lực do dây căng gây ra ta vẽ được biểu đồ mômen và lực cắt của dầm (hình 10.13).

$$e_o = \frac{M}{N_c} = \frac{7,279}{6,512} = 1,118 \text{ m} = 111,8 \text{ cm}$$

$$e = e_o + h_o - y = 111,8 + 42 - 13,36 = 140,44 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{345441,27}{1930,2}} = 13,35 \text{ cm}$$

$$\frac{l_o}{r} = \frac{600}{13,38} = 44,8 > 25 \rightarrow \text{phải xét đến hiện tượng uốn dọc.}$$

$$\mu = \frac{6,28}{20 \times 42} = 0,00747.$$

$$s = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + \frac{111,8}{45}} + 0,1 = 0,142$$

lấy $k = 1,5$ ta có:

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4 \left[\frac{s}{k} E_b J_b + E_a J_a \right]}{l^2} = \\ &= \frac{6,4 \left[\frac{0,142}{1,5} 2,65 \times 10^5 \times 326337,5 + 2,1 \times 10^6 \times 5151,16 \right]}{600^2} \\ &= 337851,6 \text{ kG} \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_c}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{6512,4}{337851,6}} = 1,02.$$

$$e = \eta e_o + h_o - \gamma = 1,02 \times 111,8 + 42 - 13,36 = 142,67 \text{ cm.}$$

Xác định x .

$$\begin{aligned} R_n b' h'_c - R_a F_a &= 90 \times 160 \times 7 - 2700 \times 6,28 \\ &= 92317 \text{ kG} > N_c = 6512,4 \text{ kG} \end{aligned}$$

trục trung hòa đi qua cánh.

$$x = \frac{N_c + R_a F_a}{b'_c R_n} = \frac{6512,4 + 6,28 \times 2700}{160 \times 90} = 1,63 \text{ cm}$$

Khả năng chịu tải:

$$R_n b'_c x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) = 90 \times 160 \times 1,63 \left(42 - \frac{1,63}{2} \right) =$$

$$= 966694,7 \text{ kGcm} > Ne = 6512,4 \times 142,67 = 929124,1 \text{ kGcm}$$

(đạt yêu cầu về khả năng chống uốn).

Kiểm tra khả năng chống cắt

Thép đai $\phi 6/150$.

$$q_a = \frac{R_{ac} f_d}{u} = \frac{1700 \times 0,56}{15} = 63,46 \text{ kG/cm}$$

$$Q_{db} = 2\sqrt{2\alpha_b R_k b h_0^2 q_a} = \sqrt{2 \times 1 \times 7,5 \times 20 \times 42^2 \times 63,46}$$

$$= 11590,17 \text{ kG} > \sum Q = 3760 \text{ kG}$$

(đạt yêu cầu về khả năng chống cắt).

10.3.5. Xác định ứng lực trong dây căng tổ hợp

Trường hợp này dầm và dây căng làm việc như một hệ thống kết cấu siêu tĩnh bậc hai. Để tìm lời giải chính xác cho bài toán này không phải đơn giản. Để có thể sử dụng được trong thiết kế thực hành mà sai số không quá 7% người ta có thể áp dụng cách tính gần đúng như sau:

Giả thiết rằng hệ thống dây căng gặp nhau tại O , dưới tác dụng của lực X trong đoạn dây nằm ngang, sự phân phối ứng lực tại O được thực hiện theo phương pháp lực, ta có (hình 10.15)

$$\left. \begin{aligned} D_x &= \frac{\sin \alpha \cos^2 \alpha}{1 + \cos^3 \alpha} X \\ X' &= \frac{D_x}{\sin \alpha} = \frac{\cos^2 \alpha}{1 + \cos^3 \alpha} X \\ X'' &= \left(1 - \frac{\cos^3 \alpha}{1 + \cos^3 \alpha} \right) X \end{aligned} \right\} \quad (10.13)$$

Góc α trong trường hợp dây căng tổ hợp có thể biến thiên từ 10° đến 40° . Trong khoảng biến thiên này của góc α , các giá

trị X' và X'' biến đổi rất ít và có thể lấy giá trị trung bình để tính toán là:

$$X' = 0,461 X \quad (10.13a)$$

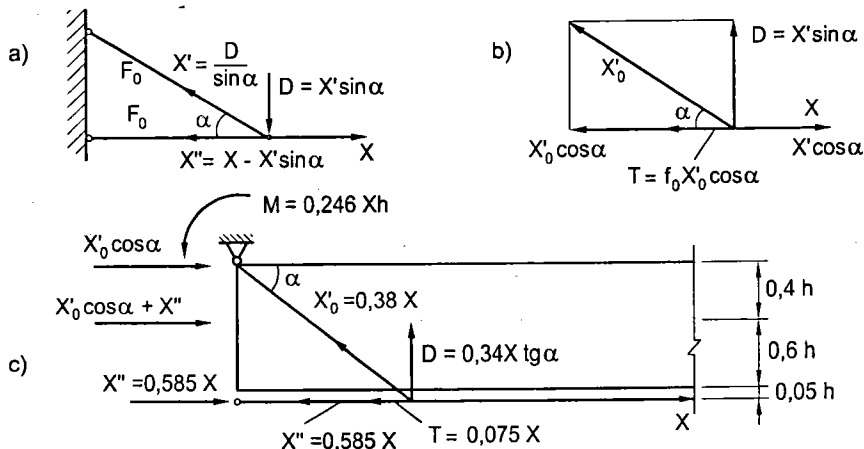
$$X'' = 0,585 X.$$

Khi kể đến lực ma sát tại chỗ rẽ nhánh của dây căng, cũng như trường hợp dây căng võng, ứng lực trung bình trong nhánh trên được tính như sau:

$$X' \cos \alpha = X'_o \cos \alpha + f_o X'_o \sin \alpha = X'_o (\cos \alpha + f_o \sin \alpha)$$

$$X'_o = X' \frac{\cos \alpha}{\cos \alpha + f_o \sin \alpha} \quad (10.14)$$

Với $f_o = 0,45$, giá trị trung bình của $\frac{\cos \alpha}{\cos \alpha + f_o \sin \alpha} = 0,825$



Hình 10.15. Sơ đồ tính toán ứng lực tại nút rẽ nhánh của dây căng tổ hợp

a) Sơ đồ phân phối ứng lực trong dây căng tại chỗ rẽ nhánh;

b) Sơ đồ ứng lực tại chỗ rẽ nhánh có kể đến lực ma sát;

c) Sơ đồ các giá trị trung bình của ứng lực các dây căng tại chỗ rẽ nhánh.

$$\text{ta có: } X'_0 = X' \times 0,825 = 0,461X \times 0,825 = 0,380 X \quad (10.14a)$$

Với giả thiết trục trung hòa nằm cách mép trên của dầm là $0,4h$ (theo kết quả thí nghiệm), lực neo của nhánh dưới cách trục trung hòa $0,65h$, ta có mômen đầu dầm do lực neo của cả hai nhánh gây ra là:

$$M = X'_0 \cdot \cos\alpha \times 0,4h - X'' \times 0,65h$$

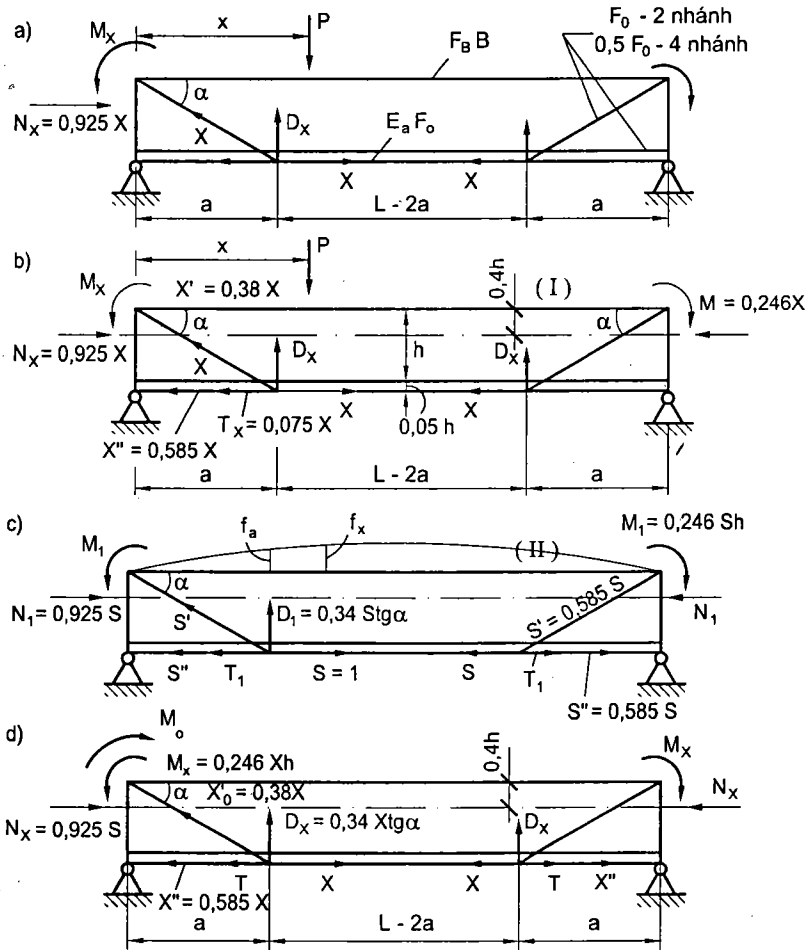
Với giá trị trung bình của $\cos\alpha$ với α từ 10° ÷ 40° là $0,893$, thay các giá trị X'_0 và X'' theo X ta có:

$$M = 0,893 \times 0,38 \times 0,4Xh - 0,585 \times 0,65Xh = -0,246Xh \quad (10.15)$$

Công thức tính toán hệ thống dây căng tổ hợp cho trường hợp hai nhánh và bốn nhánh khác nhau. Sau khi phân nhánh, tiết diện mỗi nhánh bằng tiết diện phần nằm ngang đối với trường hợp hai nhánh và tiết diện mỗi nhánh bằng một nửa tiết diện phần nằm ngang đối với trường hợp dây bốn nhánh.

Để xác định ứng lực X trong đoạn dây căng nằm ngang ta áp dụng nguyên lý chuyển vị tương hỗ. Sơ đồ tính toán cho trên hình 10.16.

Trạng thái thứ nhất (hình 10.16b) dưới tác dụng của ngoại lực P và các lực X, N_x, M_x . Trạng thái thứ hai là thay vì X trong dây căng, thay bằng lực $S = 1$ và không có ngoại lực tác dụng (hình 10.16c). Lập phương trình cân bằng giữa công của lực trong trạng thái thứ nhất với biến dạng tương ứng của trạng thái thứ hai và công của lực $S = 1$ của trạng thái thứ hai với các biến dạng tương ứng của trạng thái thứ nhất. Giải phương trình này ta có X - lực căng trong phần nằm ngang của hệ thống dây căng. Để tiện cho tính toán thực hành người ta đã lập bảng tính sẵn cho từng trường hợp sơ đồ lắp dây và tải trọng khác nhau [18], xem phụ lục III...

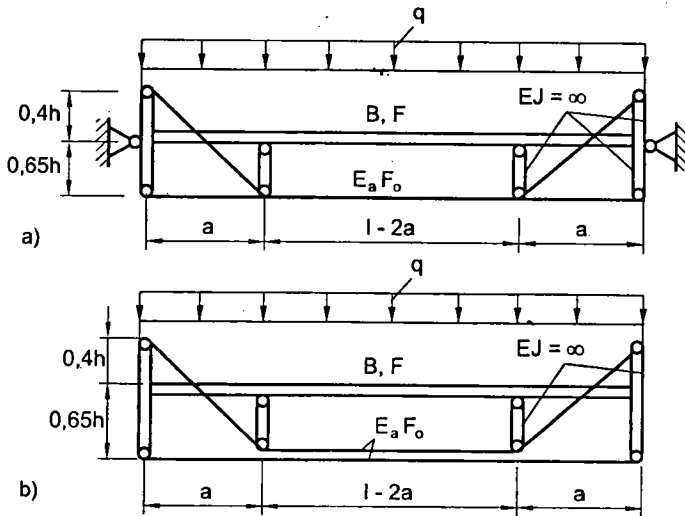


Hình 10.16. Sơ đồ tính toán gia cố bằng hệ thống dây căng tổ hợp

- a) Sơ đồ tính toán, b) Sơ đồ trạng thái thứ nhất, c) Sơ đồ trạng thái thứ hai, d) Sơ đồ tính toán khi có mômen tác dụng đầu dầm M_o .

Nếu bỏ qua lực ma sát tại chỗ rẽ nhánh, bài toán trở nên đơn giản hơn nhiều. Sơ đồ tính toán trong trường hợp này cho

trên hình 10.17. Tuy nhiên đây chỉ là phương pháp gần đúng (xem 10.3.4.).



Hình 10.17. Sơ đồ tính toán gia cố bằng hệ thống dây căng tổ hợp
a) Trường hợp hai nhánh; b) Trường hợp bốn nhánh.

Ví dụ 10.3. Một sàn hình tròn đường kính 12,0 m với hệ thống dầm giao nhau^(*) (hình 10.18). Sàn dùng bê tông M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$. Cốt thép AI, AII $R_a = 2100 \text{ kG/cm}^2$ (AI) và $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$ (AII). Để đáp ứng yêu cầu đổi mới công nghệ sàn cần được gia cố để đảm bảo chức năng mới.

Kiểm tra khả năng chịu tải còn lại của sàn.

Xác định tải trọng tính toán:

Tĩnh tải: Trọng lượng bản thân dầm 1,321 t/m

Trọng lượng các lớp cấu tạo mặt sàn 0,85 t/m² (0,95)

^(*) Sàn cốt +50 m công trình Tháp tạo hạt nhà máy phân đạm Hà Bắc.

Hoạt tải:	Trước gia cố	1,44 t/m ²
	Sau gia cố	2,40 t/m ²

Căn cứ vào sơ đồ cấu tạo và tải trọng đã cho, bỏ qua hiệu ứng của dầm vành quanh sàn ta dễ dàng xác định được mômen cực đại của dầm ứng với mỗi dạng tải trọng.

- Đối với tĩnh tải

$$M_{\max} = 51,58 \text{ tm}$$

- Tĩnh tải + hoạt tải trước gia cố

$$M_{\max} = 98,37 \text{ tm}$$

- Tĩnh tải + hoạt tải yêu cầu sau gia cố

$$M_{\max} = 129,604 \text{ tm}$$

Quy về dầm đơn giản, ta có tải trọng phân bố tương đương được tính theo

$$q^{td} = \frac{8M}{l^2}$$

- Tĩnh tải $q_g^{td} = \frac{8 \times 51,58}{11,31^2} = 3,226 \text{ t/m}$

- Tĩnh tải + hoạt tải trước khi gia cố

$$q_p^{td} = \frac{8 \times 98,37}{11,31^2} = 6,152 \text{ t/m}$$

- Tĩnh tải + hoạt tải sau khi gia cố

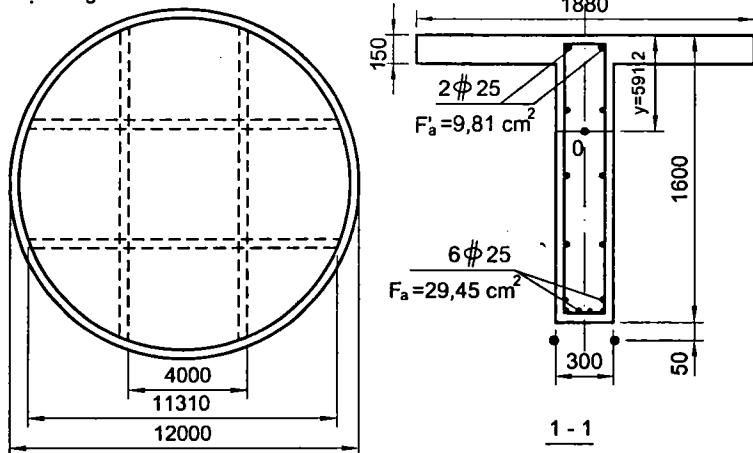
$$q_{p+q}^{td} = \frac{8 \times 129,604}{11,31^2} = 8,106 \text{ t/m}$$

Kiểm tra khả năng chịu tải còn lại của kết cấu.

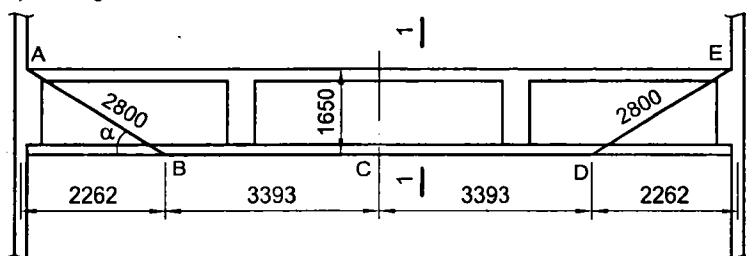
Tuy kết cấu có các lớp bảo vệ nhưng do nhiều năm vận hành trong môi trường ăn mòn cho nên cường độ của bê tông có bị giảm sút.

Lấy hệ số giảm sút cường độ của bê tông là $\alpha_b = 0,75$ và hệ số xét đến sự giảm sút độ dính của bê tông với cốt thép $m_a = 0,8$. Cốt thép có bị ăn mòn nhưng không đáng kể.

a) Mặt bằng sàn



b) Sơ đồ gia cố



Hình 10.18. Sơ đồ gia cố dầm bằng dây căng tổ hợp

Xác định x , bỏ qua cốt thép chịu nén F'_a .

$$\text{Với } \alpha_b R_n b' h'_c = 0,75 \times 90 \times 188 \times 15 = 190350 \text{ kG} >$$

$$> m_a R_n F_a = 0,8 \times 2700 \times 29,45 = 63612 \text{ kG}$$

trực trung hòa đi qua cánh

$$x = \frac{m_a R_a F_a}{\alpha_b R_a b' c} = \frac{0,8 \times 2700 \times 29,45}{0,75 \times 90 \times 188} = 5,012 \text{ cm}$$

Khả năng chịu tải còn lại của dầm: ($\alpha = 7 \text{ cm}$)

$$M = \alpha_n R_n b' c x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) = 0,75 \times 90 \times 188 \times 5,012 \left(153 - \frac{5,012}{2} \right) \\ = 9571761,5 \text{ kGcm} = 95,717615 \text{ tm}$$

Như vậy so với mômen yêu cầu sau gia cố khả năng chịu tải thiếu hụt đi một lượng:

$$\Delta M = 129,604 - 95,717615 = 32,886385 \text{ tm}$$

Dầm cần được gia cố để đảm bảo khả năng chịu tải theo yêu cầu mới. Căn cứ vào sơ đồ kết cấu và tải trọng tác dụng, ta chọn phương án gia cố bằng dây căng tổ hợp hai nhánh.

Sơ bộ xác định tiết diện dây căng theo công thức (10.3) với $m_o = 0,7$; $\xi = 0,85$ ta có:

$$F_o = \frac{3388638,5}{0,7 \times 0,85 \times 2700 \times 165} = 12,78 \text{ cm}^2$$

Sơ bộ chọn $2\phi 28$ $F_o = 12,31 \text{ cm}^2$.

Xác định độ cứng B của dầm dưới tác dụng của tải trọng tính toán trước gia cố và hệ thống lực căng của dây căng.

$$N_c = m_o R_a F_o = 0,7 \times 2700 \times 12,31 = 23265,9 \text{ kG}$$

$$M_{\max} = M_g + M_p = 98,37 \text{ tm}$$

$$e_o = \frac{M}{N_c} = \frac{98,37}{23,2659} = 4,228 \text{ m} = 422,8 \text{ cm}$$

Xác định trọng tâm của tiết diện quy đổi:

Diện tích tiết diện quy đổi:

$$F_{td} = F_b + nF_a = 7170 + 8 \times 29,45 = 7405,6 \text{ cm}^2$$

Vị trí trục trung hòa:

$$y = \frac{S}{F_{td}} = \frac{437821,80}{7405,6} = 59,12 \text{ cm}$$

$$e = e_o + h_o - y = 422,8 + 153 - 59,12 = 516,68 \text{ cm} = 5,1668 \text{ m.}$$

$$M_c = N_c e = 23,266 \times 5,1668 = 120,2177 \text{ tm}$$

Với $R_{nc} = 112 \text{ kG/cm}^2$

$$L = \frac{M}{R_{nc} b'_c h_o^2} = \frac{12021770}{112 \times 188 \times 153^2} = 0,0243$$

$$\mu = \frac{F_a}{b'_c h_o} = \frac{29,45}{188 \times 153} = 0,00102$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5L}{10\mu n}} + \frac{1,5}{11,5 \times \frac{e}{h_o} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,0243}{10 \times 0,00102 \times 8}} + \frac{1,5}{11,5 \times \frac{516,48}{153} - 5} = 0,0939$$

$$Z_1 = h_o \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 145,81 \text{ cm}$$

Mômen quán tính quy đổi

$$J_{td} = J_b + nJ_a = 18692274 + 2076449,9 = 20768724 \text{ cm}^4$$

$$W_o = \frac{J_{td}}{h - y} = \frac{20768724}{160 - 59,12} = 205875,54 \text{ cm}^3$$

$$r_1 = \frac{0,8W_o}{F_{td}} = 0,8 \frac{205875,4}{7405,6} = 22,24 \text{ cm}$$

$$W_n = 1,75W_o = 1,75 \times 205875,4 = 360281,95 \text{ cm}^3$$

$$m = \frac{R_{kc} W_n}{N_c (e - r_1)} = \frac{11,5 \times 360281,95}{23265,9 (516,48 - 22,24)} = 0,36$$

$$\begin{aligned} \psi_a &= 1,25 - Sm - \frac{(1 - m^2)h_o}{(3,5 - 1,8m)e} = \\ &= 1,25 - 0,8 \times 0,36 - \frac{(1 - 0,36^2)153}{(3,5 - 1,8 \times 0,36)516,48} = 0,871 \end{aligned}$$

$$B = \frac{145,81 \times 153}{\frac{0,871}{2,1 \times 10^6 \times 29,45} \left(1 - \frac{145,81}{516,48}\right) + \frac{0,9}{0,09 \times 188 \times 153 \times 0,15 \times 2,65 \times 10^5}} = 118,32672 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2.$$

$$K = \frac{B}{E_a F_o h_c} = \frac{118,32672 \times 10^{10}}{2,1 \times 10^5 \times 12,31 \times 165} = 277,41$$

$$K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha} = 1,896$$

$$K_1 = \frac{B}{E_b F_b h} = \frac{118,32692 \times 10^{10}}{1,65 \times 10^5 \times 7405,6 \times 165} = 3,65$$

$$A = \frac{1}{0,16KK_o + 2,6K + 3,02K_1 + 1,43h} = 9,5 \times 10^{-4}$$

Theo bảng PL III3 cho trường hợp $x = l$ ta có: $\omega = 0,16282$. Chú ý rằng khi tính lực căng X không kể đến tính tải cho nên chỉ lấy tải trọng

$$q = 4,88 \text{ t/m} = 48,8 \text{ kG/cm}.$$

$$X = Aql^2\omega = 9,5 \times 10^{-4} \times 48,8 \times 1131^2 \times 0,16282 = 9655,5 \text{ kG}$$

Ứng suất trong dây căng do hoạt tải sau gia cố là:

$$\sigma = \frac{9655,5}{12,31} = 784,36 \text{ kG/cm}^2.$$

Ứng lực trước được tính theo công thức:

$$\sigma_o = m_o R_o - \sigma = 0,7 \times 2700 - 784,36 = 1105,64 \text{ kG/cm}^2$$

Để tạo lực căng σ_0 trong dây căng ta dùng cơ cấu nítu chậ đặt tại hai vị trí dưới đây dầm theo hình 10.19.

Độ dãn dài ε cần đạt được:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_0}{E_a} = \frac{\Delta l}{l} = \frac{1105,64}{2,1 \times 10^6} = 0,520 \times 10^{-5}$$

$$\Delta l = 0,526 \times 10^{-5} \times 1238,6 = 0,713 \text{ cm.}$$

$$\Delta l = (BC' - BC) 2 = 2 \left(\frac{BC}{\cos \varphi} - BC \right) = \left(\frac{120}{\cos \varphi} - 120 \right) 2 = 0,713$$

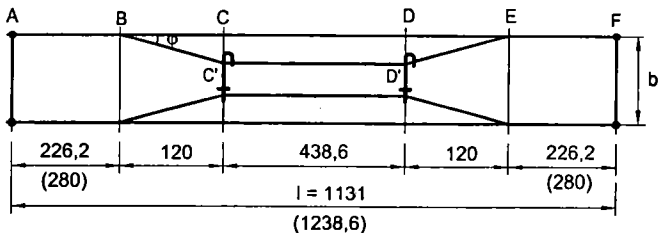
$$\cos \varphi = \frac{240}{240,713} = 0,9973 \rightarrow \varphi = 4,21$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,0737$$

$$CC' = BC \operatorname{tg} \varphi = 120 \times 0,0737 = 8,84 \text{ cm.}$$

với khoảng cách ban đầu của hai dây: $b = 30 + 2,8 = 32,8 \text{ cm}$ ta có khoảng cách giữa chúng sau khi nítu chậ là:

$$b - 2CC' = 32,8 - 8,84 \times 2 = 15,11 \text{ cm.}$$

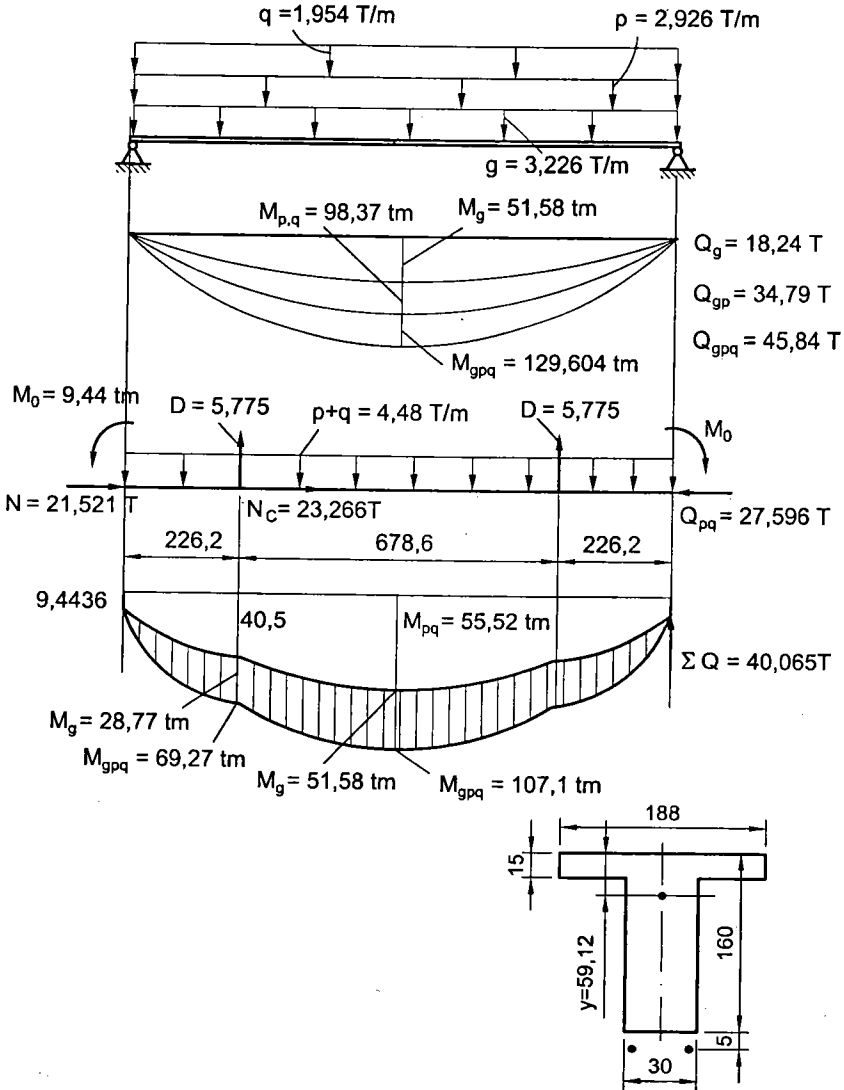


Hình 10.19. Sơ đồ đặt cơ cấu nítu chậ gây ứng lực trước trong dây căng

Kiểm tra khả năng chịu tải của dầm sau gia cố.

Sau gia cố dầm làm việc như một cấu kiện chịu nén lệch tâm với các tải trọng dưới đây:

$$N_c = 23266 \text{ kG}$$



Hình 10.20. Sơ đồ tính toán gia cố dầm bằng phương pháp dây căng tổ hợp theo ví dụ 10.3

$$N = 0,925N_c = 23266 \times 0,925 = 21521,05 \text{ kG}$$

$$D = 0,34N_c t g \alpha = 0,34 \times 23266 \times 0,73 = 5775,32 \text{ kG}$$

$$M_o = 0,246N_c h = 0,246 \times 23266 \times 165 = 944366,94 \text{ kGcm.}$$

Dưới tác dụng của ngoại lực và các ứng lực sinh ra do hệ thống dây căng ta vẽ được biểu đồ nội lực của dầm (hình 10.20).

$$M_{\max} = 107,1 \text{ tm}$$

$$e_o = \frac{M_{\max}}{N_c} = \frac{107,1}{23,266} = 4,603 \text{ m} = 460,3 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_o}{h} = \frac{1131}{160} = 7,08 < 8 \text{ - bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.}$$

$$e = e_o + h_o - y = 460,3 + 153 - 59,12 = 554,18 \text{ cm.}$$

Xác định x :

$$x = \frac{N + 0,8 R_a F_a}{0,75 b'_c R_n} = \frac{23266 + 0,8 \times 29,45 \times 2700}{0,75 \times 188 \times 90} = 6,84 \text{ cm.}$$

Kiểm tra khả năng chịu tải:

$$\alpha_b R_n b'_c x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) = 0,75 \times 90 \times 188 \times 6,84 \left(153 - \frac{6,84}{2} \right) =$$

$$= 12983484 \text{ kGcm} > Ne = 23266 \times 554,18 = 12893552 \text{ kGcm}$$

(đạt yêu cầu về khả năng chống uốn).

Kiểm tra khả năng chống cắt:

Thép đai $\phi 8/200$, $R_{ad} = 1700 \text{ kG/cm}^2$

$$q_d = \frac{m_a R_{ad} f_d}{u} = \frac{0,8 \times 1700 \times 1,0}{20} = 68 \text{ kG/cm}$$

$$Q_{db} = 2\sqrt{2\alpha_b R_k b h_o^2 q_d} = 2\sqrt{2 \times 1 \times 7,5 \times 30 \times 153^2 \times 68} = 53528,1 \text{ kG}$$

$$> Q_{\max} = 40065 \text{ kG}$$

(đạt yêu cầu về khả năng chống cắt).

Để có thể hình dung được sự sai lệch trong kết quả tính toán nếu bỏ qua ma sát giữa thanh tựa và dây căng ($f_o = 0$), trong ví dụ 10.3, ta tiến hành giải bài toán trên bằng phương pháp phần tử hữu hạn dựa theo sơ đồ cho trên hình 10.21.

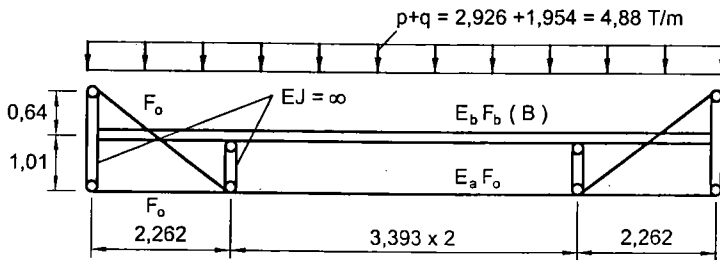
Sau khi sơ bộ xác định tiết diện dây căng theo công thức (10.3), tiến hành tính toán độ cứng B của cấu kiện, ta có mômen quán tính hữu hiệu

$$J_{hh} = \frac{B}{E_b}$$

$$J_{hh} = \frac{118,32672 \times 10^{10}}{2,65 \times 10^5} = 4465159,2 \text{ cm}^4$$

Sơ đồ tính toán cho trên hình 10.21.

Với một hệ thống gồm 10 nút và 14 phần tử, bài toán cho kết quả khá nhanh chóng. Với tải trọng $p + q = 4,88 \text{ t/m}$ ta có ứng lực X trong đoạn nằm ngang của dây căng là $X = 9,069 \text{ t}$.



Hình 10.21. Sơ đồ tính toán gia cố dầm sàn cốt +50 tháp tạo hạt với giả thiết $f_o = 0$ (theo ví dụ 10.3)

So sánh với kết quả tính được khi kể đến ma sát giữa thanh tựa và dây căng $X = 9,655 \text{ t}$ ta có sự sai lệch:

$$\frac{\Delta X}{X} = \frac{9,655 - 9,0689}{9,655} = 0,0607 \approx 6\%$$

Sai số này có thể chấp nhận được trong thực hành thiết kế gia cố kết cấu.

10.3.6. Tính toán gia cố kết cấu siêu tĩnh bằng dây căng ứng lực trước

Sau khi được gia cố bằng hệ thống dây căng ứng lực trước, bậc siêu tĩnh của hệ thống kết cấu được tăng lên. Việc tính toán chính xác trong trường hợp này khá phức tạp. Để có thể áp dụng được trong thực tế thiết kế, người ta đã áp dụng cách tính gần đúng dựa trên cơ sở của phương pháp đã trình bày trong các mục 10.1 ÷ 10.3.

Khác với trường hợp dầm đơn giản, dầm trong hệ thống kết cấu siêu tĩnh thường có liên kết cứng tại hai đầu. Như vậy tại hai đầu dầm có xuất hiện mômen trong quá trình chịu tải. Khi áp dụng các công thức và bảng cho trong các mục 10.3, các mômen đầu dầm được coi như ngoại lực.

Phương pháp tính toán dựa trên nguyên lý độc lập tác dụng cho nên khi tính toán nội lực cần tính toán riêng cho từng tải trọng khác nhau để dễ bề xử lý.

Người ta nhận thấy rằng khi tải trọng vượt quá một giới hạn nào đó, trong kết cấu sẽ xuất hiện sự phân phối lại ứng lực. Đó là khi nội lực tại một tiết diện nào đấy đã vượt quá khả năng chịu tải của tiết diện và tại đó sẽ hình thành khớp dẻo. Một khi có sự hình thành khớp dẻo sơ đồ tính toán sẽ thay đổi kéo theo sự thay đổi của biểu đồ nội lực. Đối với dầm, sự xuất hiện khớp dẻo thường bắt đầu từ gối tựa hoặc tại nút. Khi xuất hiện khớp dẻo tại nút, mômen nhịp sẽ tăng lên. Do đó khi gia cố dầm bằng dây căng ứng lực trước ta chỉ cần gia cố tiết diện giữa nhịp mà không gia cố tại các nút hoặc gối tựa, tại đó sẽ hình thành khớp dẻo. Tuy nhiên, sự phân phối lại ứng lực chỉ giới

hạn đối với các tải trọng thẳng đứng và cũng không vượt quá 30% mômen tính toán được tại tiết diện [18] [28].

Việc tính toán gia cố kết cấu siêu tĩnh bằng dây căng ứng lực trước được thực hiện qua các bước:

- Tính toán kiểm tra nội lực và khả năng chịu tải của kết cấu, phát hiện những phần tử cần được gia cố.
- Sơ bộ chọn tiết diện dây căng.
- Tính độ cứng của phần tử được gia cố.
- Xác định ứng lực trong dây căng, có kể đến sự phân phối lại ứng lực trong kết cấu.
- Kiểm tra lại khả năng chịu tải của kết cấu sau gia cố.

Nội dung các bước tính toán như sau:

1) Bằng mọi phương pháp tính toán nội lực của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng trước gia cố và tải trọng yêu cầu sau gia cố. Việc tính toán được thực hiện cho từng dạng tải trọng khác nhau (riêng rẽ) như tĩnh tải, hoạt tải trước gia cố, hoạt tải sau gia cố. Tổng cộng nội lực theo tổ hợp bất lợi nhất, xác định ứng lực cực đại cho các tiết diện điển hình. Vẽ biểu đồ đường bao vật liệu so sánh với biểu đồ nội lực, ta phát hiện được những phần tử không đảm bảo khả năng chịu tải và cần được gia cố.

2) Chọn sơ đồ căng dây, vật liệu dây căng. Sơ bộ xác định tiết diện dây căng theo công thức (10.3). Ta biết rằng tác dụng của tải trọng thêm, sau gia cố trong kết cấu có sự phân bố lại ứng lực do sự xuất hiện khớp dẻo tại gối tựa hoặc các nút. Do đó giá trị mômen do tải trọng thêm gây ra đối với dầm được gia cố được xác định như đối với một dầm đơn giản có hai đầu khớp

[18]. Giá trị mômen này được dùng để sơ bộ xác định tiết diện dây căng theo công thức (10.3).

3) Xác định độ cứng B của phần tử được gia cố. Lúc này phần tử làm việc như một cấu kiện chịu nén lệch tâm dưới tác dụng của lực căng tới trạng thái giới hạn của dây căng và các tải trọng tính toán trước khi gia cố. Độ cứng B được xác định theo công thức (10.6).

4) Xác định ứng lực trong dây căng dưới tác dụng của hoạt tải trước gia cố và hoạt tải thêm sau gia cố (không kể đến tĩnh tải). Với tải trọng thêm sau gia cố được tính như đối với dầm đơn giản do hiện tượng phân phối lại nội lực (sự xuất hiện khớp dẻo tại nút). Vẽ biểu đồ nội lực với các tổ hợp tải trọng khác nhau và với ứng lực của dây căng. Việc xác định ứng lực trong dây căng căn cứ vào sơ đồ căng dây và dạng tác dụng của tải trọng, có thể sử dụng các công thức và bảng cho trong các phụ lục PL III ứng với từng trường hợp khác nhau.

Xác định ứng lực trước σ_0 theo công thức (10.8).

Vẽ biểu đồ mômen do:

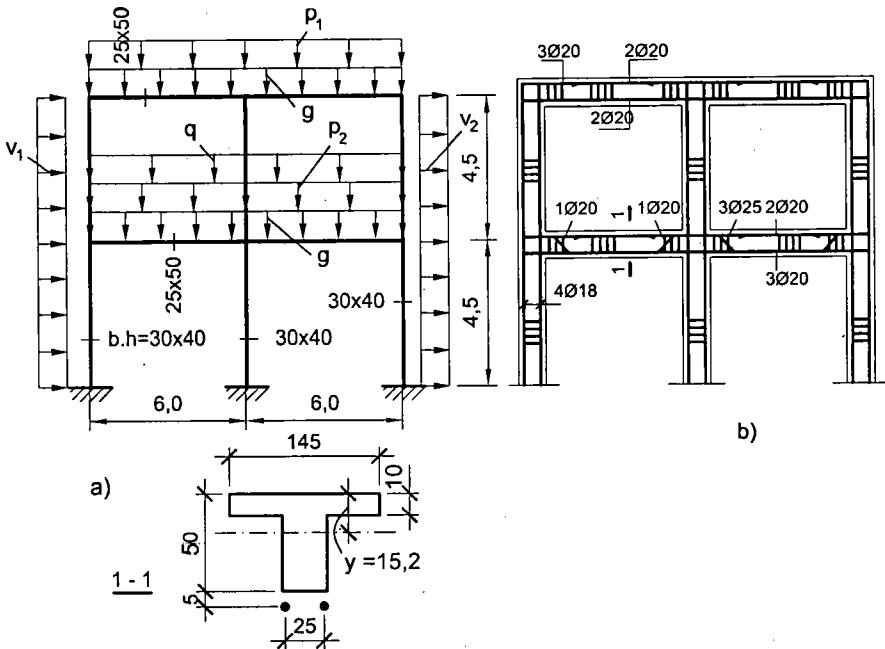
- Tĩnh tải;
- Hoạt tải trước gia cố;
- Hoạt tải thêm sau gia cố;
- Ứng lực trước $\sigma_0 F_0$.

Lập biểu đồ tổng cộng với tổ hợp bất lợi nhất. Khi giá trị mômen tổng cộng tại nút hoặc gối tựa vượt quá mômen tính toán ban đầu (khi chưa có tải trọng thêm) cần tiến hành phân phối lại phần mômen gia tăng đó cho các nhịp lân cận. Cần chú ý rằng phần mômen phân phối lại này không nên vượt quá 30% tổng giá trị mômen tính được tại nút tương ứng.

5) Sau khi đã có biểu đồ nội lực cuối cùng ta tiến hành kiểm tra lại khả năng chịu tải của kết cấu được gia cố. Phần tử được coi như một cấu kiện chịu nén lệch tâm dưới tác động của tải trọng tính toán với tổ hợp bất lợi nhất và lực căng trong hệ thống dây căng ứng lực trước.

Khi kết quả kiểm tra không đạt, phải tăng tiết diện dây căng và tính lại từ đầu.

Ví dụ 10.4. Một nhà sản xuất có kết cấu khung bằng bê tông cốt thép (hình 10.22). Do yêu cầu đổi mới công nghệ, cần tăng tải trọng sử dụng lên sàn tầng 2. Yêu cầu gia cố để công trình đảm bảo khả năng chịu tải.



Hình 10.22. Sơ đồ tính toán và cấu tạo khung

a) Sơ đồ tính toán; b) Cốt thép khung.

Số liệu tính toán:

Bê tông M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$, mức độ giảm sút cường độ bê tông $\alpha_b = 0,75$. Cốt thép AII – $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$, $m_a = 0,85$.

Tải trọng tính toán:

Tĩnh tải: $g = 2,4 \text{ t/m}$

Hoạt tải: mái $p_1 = 1,26 \text{ t/m}$

sàn $p_2 = 2,4 \text{ t/m}$

Hoạt tải thêm sau khi gia cố: $q = 1,6 \text{ t/m}$

Tải trọng gió: $v_1 = 0,41 \text{ t/m}$

$v_2 = 0,3 \text{ t/m}$.

Bước 1. Xác định nội lực trong khung dưới tác động của tải trọng bản thân g , hoạt tải p_1, p_2 trước gia cố, tải trọng gió v_1, v_2 . Vẽ biểu đồ mômen ứng với mỗi dạng tải trọng đã cho (các hình 10.23a,b,c).

Sau đó vẽ biểu đồ nội lực do hoạt tải thêm sau gia cố (q), có kể đến sự phân phối lại ứng lực (hình 10.23d).

Bước 2. Chọn sơ đồ căng dây, vật liệu và tiết diện dây căng.

Chọn sơ đồ căng dây vồng (hình 10.24), dây căng dùng thép AII

$$R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2.$$

Tiết diện dây căng được xác định theo công thức (10.3)

với $m_o = 0,6$; $Z = \xi h_c = 0,85 \times 55 = 46,75 \text{ cm}$.

$$F_o = \frac{720000}{0,6 \times 2700 \times 46,75} = 9,5 \text{ cm}^2$$

Chọn $2\phi 25$ $F_o = 9,8 \text{ cm}^2$.

Bước 3. Xác định độ cứng của dầm được gia cố.

Dầm chịu tác dụng của lực căng dây

$$N_c = m_o R_a F_o = 0,6 \times 2700 \times 9,8 = 15876 \text{ kG}$$

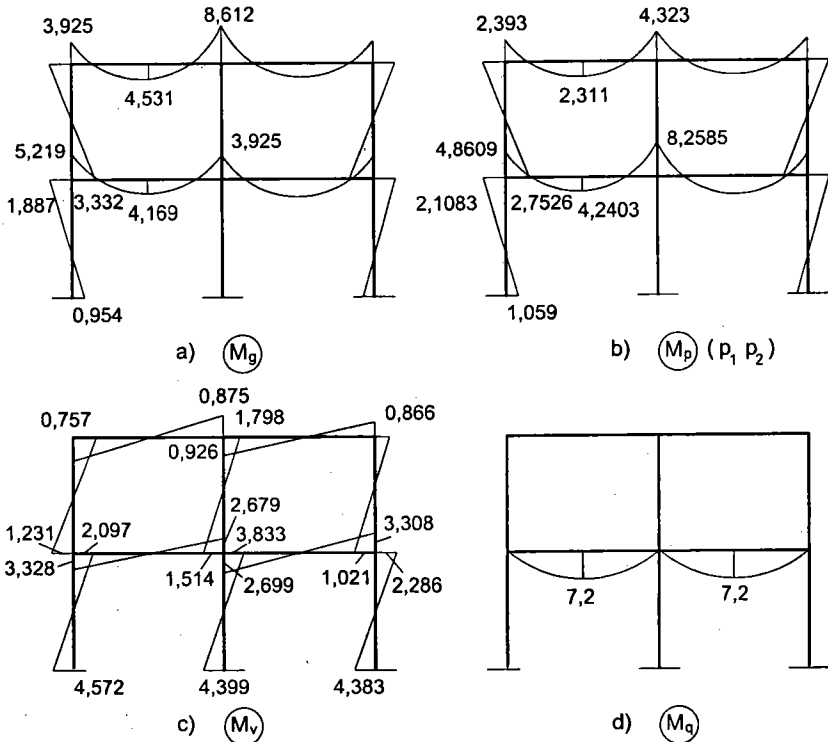
và mômen cực đại giữa nhịp dầm do tải trọng tính toán trước khi gia cố

$$M = 8,734 \text{ tm}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{8,734}{15,876} = 0,55 \text{ m} = 55 \text{ cm}$$

$$e = e_o + h_o - y = 55 + 47 - 15,2 = 86,8 \text{ cm}$$

$$M_c = N_c \cdot e = 15876 \times 86,8 = 1378036,8 \text{ kGcm}$$



Hình 10.23. Biểu đồ mômen

a) Do tĩnh tải; b) Do hoạt tải p; c) Do gió; d) Do q.

$$L = \frac{M_c}{R_{nc} b'_c h_o^2} = \frac{1378036,8}{112 \times 145 \times 47^2} = 0,0384$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 8, \quad \gamma' = 0, \quad T = 0$$

$$\mu = \frac{F_a}{b'_c h_o} = \frac{9,42}{145 \times 47} = 0,00138$$

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5L}{10\mu n}} + \frac{1,5}{11,5 \frac{e}{h_o} - 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,0384}{10 \times 0,00138 \times 8}} + \frac{1,5}{11,5 \cdot \frac{86,8}{47} - 5} = 0,1717 \end{aligned}$$

$$Z_1 = h_o \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 47 \left(1 - \frac{0,171}{2}\right) = 42,96 \text{ cm}$$

$$W_o = \frac{I_{td}}{h - y} = \frac{619615}{50 - 15,2} = 17805 \text{ cm}^3.$$

$$r_y = \frac{0,8 W_o}{F_{td}} = \frac{17805 \times 0,8}{2525,3} = 5,64 \text{ cm.}$$

$$W_n = 1,75 W_o = 1,75 \times 17805 = 31158,75 \text{ cm}^3$$

$$m = \frac{R_{kc} W_n}{N_c (e - r_y)} = \frac{11,5 \times 31158 \times 75}{15876 (86,8 - 5,64)} = 0,278.$$

$$\begin{aligned} \psi_a &= 1,25 - S \cdot m - \frac{(1 - m^2) h_o}{(3,5 - 1,8m) e} = \\ &= 1,25 - 0,8 \times 0,278 - \frac{(1 - 0,278^2) \cdot 47}{(3,5 - 1,8 \times 0,278) 86,8} = 0,861 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_o &= \frac{42,96 \times 47}{\frac{0,861}{2,1 \times 10^6 \times 9,42} \left(1 - \frac{42,96}{86,8}\right) + \frac{0,9}{0,171 \times 145 \times 47 \times 0,15 \times 2,65 \times 10^5}} \\ &= 4,885 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2. \end{aligned}$$

Bước 4. Xác định ứng lực trong dây căng dưới tác dụng của hoạt tải.

Theo bảng PL III2 với $x = l$ ta có $C_o = 0,06092$

$$K = \frac{B}{E_a F_o h} = \frac{4,885 \times 10^{10}}{2,1 \times 10^6 \times 9,8 \times 55} = 43,157$$

$$K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha} \rightarrow \alpha = 20^\circ,13 \quad \cos \alpha = 0,939$$

$$K_o = \frac{1}{0,939^3} = 1,208$$

$$K_1 = \frac{B}{E_o F h} = \frac{4,885 \times 10^{10}}{2,65 \times 10^5 \times 2525 \times 55} = 1,327$$

$$A = \frac{1}{0,62 K K_o + 0,45h + 1,24 K_1 + 0,91K} = 0,0102$$

Ứng lực trong dây căng được xác định theo công thức:

$$X = Aql^2\omega - AyM_{01} - AyM_{02}$$

trong đó: $q = 2,4 + 1,6 = 4,0 \text{ t/m} = 40 \text{ kG/cm}$

$$\omega \text{ lấy theo bảng PL.III2 với } \frac{x}{l} = 1 \quad \omega = 0,06092$$

$$y \text{ lấy theo bảng PL.III2 với } a = \frac{l}{4} \quad y = 0,262$$

M_{01}, M_{02} lấy theo trường hợp bất lợi nhất là khi gió tạt từ trái qua phải. Khi đó ta có X_{\max}

$$M_{01} = 4,86 - 3,328 = 1,532 \text{ tm}$$

$$M_{02} = 8,2585 + 2,679 = 10,937 \text{ tm}$$

Ta có:

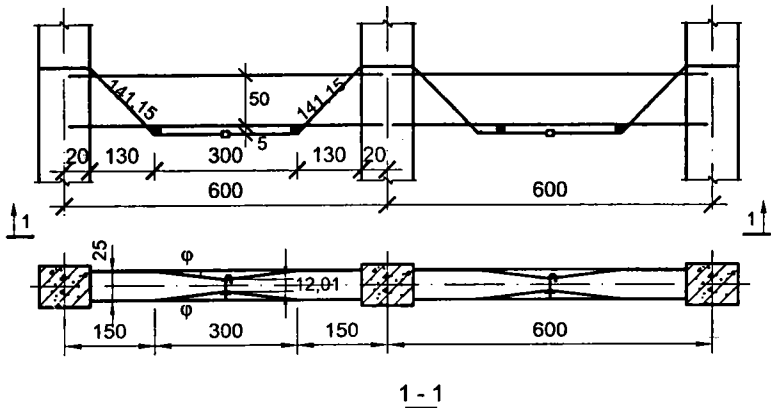
$$\begin{aligned} X = X_{\max} &= 0,0102 \times 40 \times 600^2 \times 0,06092 \\ &\quad - 0,0102 \times 0,262 \times 153200 - 0,0102 \times 0,262 \times 1093700 \\ &= 5615,97 \text{ kG} \end{aligned}$$

Giá trị ứng suất trước được tính theo công thức (10.8)

$$\sigma_o = 0,6 \times 2700 - \frac{5615,97}{9,8} = 1046,97 \text{ kG/cm}^2$$

Để tạo được ứng suất trước $\sigma_o = 1046,97 \text{ kG/cm}^2$ trong dây căng, dùng cơ cấu núm chập đặt tại điểm giữa đáy dầm khoảng cách núm dây cần thiết được tính toán sao cho độ dãn dài tỷ đối ε của dây phải đạt được:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_o}{E_a} = \frac{1046,97}{2,1 \times 10^6} = 4,985 \times 10^{-4}$$



Hình 10.24. Sơ đồ căng dây

Căn cứ sơ đồ căng dây cho trên hình 10.24, ta có

$$l = 2 \times 141,15 + 300 = 582,3 \text{ cm}$$

$$\Delta l = 4,985 \times 10^{-4} \times 582,3 = 0,2809 \text{ cm.}$$

ta biết rằng $\Delta l = 2 \left(\frac{150}{\cos \varphi} - 150 \right) = 0,290 \text{ cm.}$

$$\text{Rút ra } \cos \varphi = 0,99906 \rightarrow \varphi = 2,48^\circ.$$

Khoảng cách dây ban đầu 25 cm khoảng cách dây căng cần thiết tại điểm níu chặt để đạt được ứng lực cần thiết là:

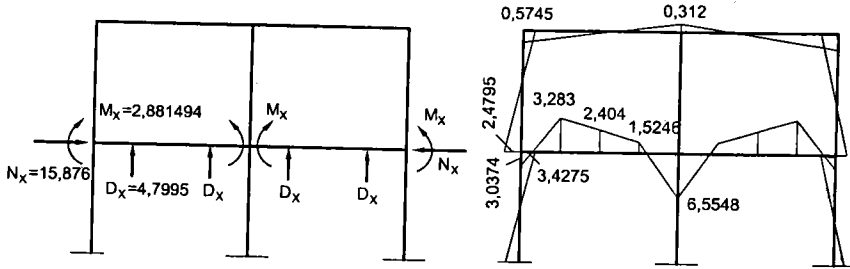
$$d = 25 - 2(150\text{tg}2,48^\circ) = 12,01 \text{ cm.}$$

Vẽ biểu đồ mômen do lực dây căng gây ra (hình 10.25)

$$N_x = 15876 \text{ kG}$$

$$M_x = 0,33 Xh = 0,33 \times 15876 \times 55 = 288149,4 \text{ kGcm}$$

$$D_x = 0,826 X\text{tg}\alpha = 0,826 \times 15876 \times 0,366 = 4799,5 \text{ kG}$$



Hình 10.25. Biểu đồ mômen do lực dây căng gây ra

Vẽ biểu đồ mômen tổng cộng do tĩnh tải M_g , do hoạt tải trước gia cố M_p , do gió, do hoạt tải thêm sau gia cố, do lực căng X , do lực căng trước X_o . Biểu đồ mômen tổng cộng cho trên hình 10.26.

Bước 5: Sau khi có biểu đồ mômen tổng cộng ta tiến hành kiểm tra lại khả năng chịu tải của phần tử 2 - 5 với

$$M = 13,53 \text{ tm}$$

$$N = 14,762 \text{ t}$$

$$e_o = \frac{13,53}{14,762} = 0,916 \text{ m} = 91,6 \text{ cm}$$

$$r_o = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{619615}{2525}} = 15,66 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_o}{r} = \frac{600}{15,66} = 38 > 28 \rightarrow \text{phải xét đến hiện tượng uốn dọc.}$$

$$\mu = \frac{9,42}{25 \times 47} = 0,008.$$

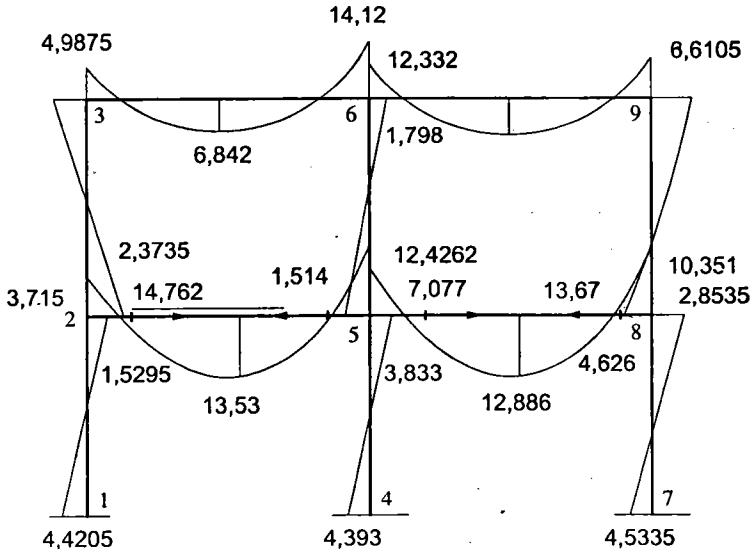
$$s = \frac{0,11}{0,1 + \frac{91,6}{50}} + 0,1 = 0,157$$

lấy $k = 1,5$ ta có:

$$N_{th} = \frac{6,4 \left[\frac{0,157}{1,5} 2 \times 65 \times 10^5 \times 543408 + 2,1 \times 10^6 \times 76208 \right]}{600^2} = 3113013 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{14,762}{3113,013}} = 1,0048$$

$$e = \eta e_o + h_o - y = 1,0048 \times 91,6 + 47 - 15,2 = 123,8 \text{ cm.}$$



Hình 10.26. Biểu đồ mômen tổng cộng sau khi gia cố

$$e_{\text{ogh}} = 0,4 (1,25h - \alpha_d h_o) = 0,4 (1,25 \times 50 - 0,62 \times 47) \\ = 13,34 \text{ cm} < e_o = 91,6 \text{ cm (lệch tâm lớn)}.$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\alpha_v R_n b' h'_c - m_a R_a F_a > N$$

$$\alpha_v R_n b' h'_c - m_a R_a F_a = 0,75 \times 90 \times 145 \times 10 - 0,85 \times 2700 \times 9,42 \\ = 76256,1 \text{ kG} > N = 14762 \text{ kG}$$

trục tung hòa đi qua cánh

$$x = \frac{N + m_a R_a F_a}{\alpha_b R_n b_c} = \frac{14762 + 0,85 \times 2700 \times 9,12}{0,75 \times 90 \times 145} = 3,718 \text{ cm}$$

$$Ne = 14762 \times 123,8 = 1827535,6 \text{ kGcm}.$$

$$\alpha_v R_n b_c x (h_o - 0,5x) + m_a R_a F_a (h_o - a') = \\ = 0,75 \times 90 \times 145 \times 3,718 \left(47 - \frac{3,718}{2} \right) + 0,85 \times 2700 \times 6,28 (47 - 3) = \\ = 2276795,6 \text{ kGcm} > Ne = 1827535,6 \text{ kGcm}.$$

Kiểm tra khả năng chống cắt:

$$\Sigma Q_{\text{max}} = 15495 \text{ kG}$$

Thép đai $\phi 6/120$

$$q_d = \frac{m_a R_{ad} f_d}{u} = \frac{0,85 \times 1700 \times 0,56}{12} = 67,4 \text{ kG/cm}$$

$$Q_{db} = 2\sqrt{k_2 \alpha_b R_k b h_o^2 q_d} = 2\sqrt{2 \times 0,75 \times 7,5 \times 25 \times 47^2 \times 67,4} = 1294208 \text{ kG}$$

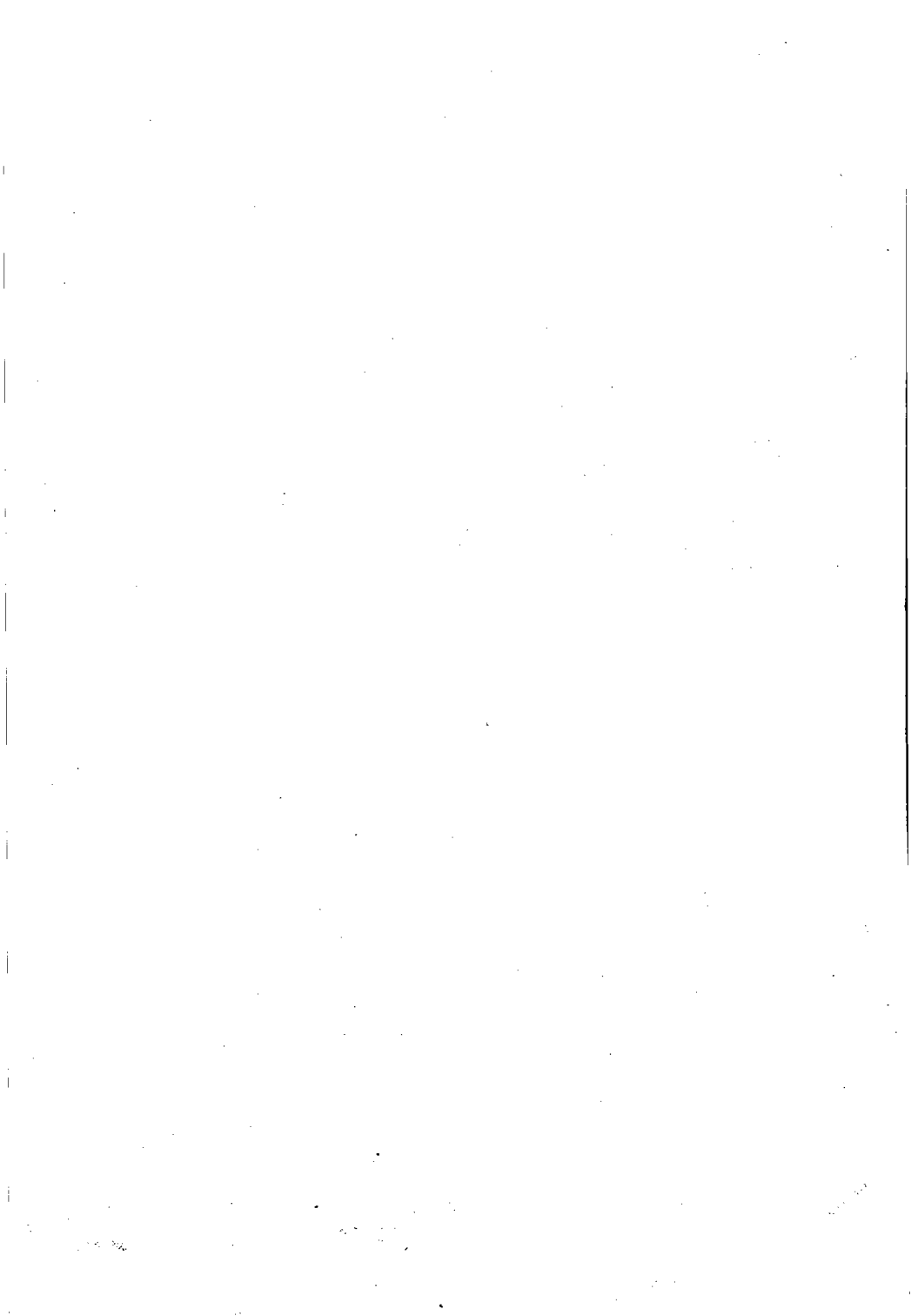
Thép xiên $\phi 20$. $F_x = 3,14 \text{ cm}^2$, $\sin \alpha = 0,707$.

$$Q_{x_1} = m_a R_{ax} F_x \sin \alpha = 0,85 \times 2150 \times 3,14 \times 0,707 = 4059,07 \text{ kG}$$

Khả năng chịu cắt:

$$Q_{db} + Q_{x_1} = 12942,08 + 4059,07 = 17001,15 \text{ kG} > \Sigma Q = 15495 \text{ kG}.$$

Dầm tầng hai đạt yêu cầu về khả năng chịu tải sau gia cố.



11

GIA CỐ CỘT BẰNG THÉP HÌNH

Một trong các phương pháp gia cố kết cấu bê tông cốt thép là sử dụng thép hình để tạo nên một hệ thống kết cấu tổ hợp giữa kết cấu bê tông cốt thép và kết cấu thép cùng đồng thời tham gia chịu tải. Thép hình có thể sử dụng để làm cột chống phụ, hạn chế độ võng cho các cấu kiện chịu uốn như dầm, dàn; dùng làm dầm phụ trung gian để giảm tải cho các dầm chính; làm thanh chống chéo để tăng độ cứng cho các khung hoặc ốp tăng cường tiết diện cho các cấu kiện chịu nén hoặc phần chịu nén của cấu kiện chịu uốn v.v...

Trong chương này chỉ đề cập đến phương pháp gia cố cột bê tông cốt thép bằng thép hình.

11.1. NGUYÊN TẮC CHUNG VÀ CẤU TẠO CƠ BẢN

Ốp cột bằng thép hình là phương pháp khá phổ biến để gia cố cột. Phương pháp này có ưu điểm là thi công đơn giản, nhanh chóng, không ảnh hưởng nhiều đến tính chất làm việc liên tục của công trình. Phương pháp này có khả năng nâng cao đáng kể khả năng chịu tải của cột, nhất là khi gây được ứng lực trước trong kết cấu gia cố. Hơn nữa gia cố cột bằng thép hình vẫn có thể giữ được một cách tương đối kích thước tiết diện cột, không

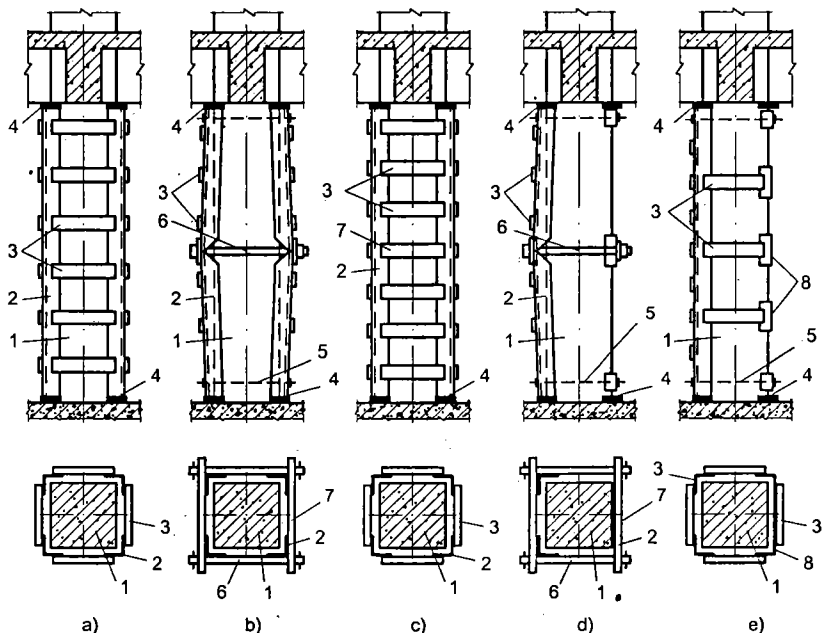
ảnh hưởng mấy đến yêu cầu thẩm mỹ của công trình. Tuy nhiên nhược điểm của phương pháp là tiêu hao lượng thép tương đối lớn so với các phương pháp khác.

Phương pháp này có thể áp dụng để gia cố cột chịu tải trọng đúng tâm hoặc lệch tâm. Tùy thuộc vào điều kiện chịu tải của cột cần gia cố mà chọn tiết diện và bố trí các thanh ốp cho phù hợp. Trong trường hợp cột chịu tải đúng tâm hoặc lệch tâm nhỏ, hoặc cột chịu tác dụng của mômen hai chiều có thể bố trí các thanh ốp đối xứng (hình 11.1a,b,c). Trong các trường hợp khác có thể bố trí các thanh ốp về một phía là phía thờ chịu nén (hình 11.1d, e).

Các thanh ốp thường là thép góc được giằng lại với nhau qua các bản giằng. Đôi khi các thanh ốp có thể là thép [. Các bản giằng làm bằng thép dẹt. Khoảng cách bản giằng không được vượt quá $40r$ (r - bán kính quán tính nhỏ nhất của thanh ốp).

Hai đầu trên và dưới của thanh ốp gắn liền với một bản tựa có chiều dày không dưới 15 mm, còn bề rộng phụ thuộc vào tiết diện của thanh ốp. Các bản tựa được cấu tạo vượt quá mép cột một đoạn $100 \div 120$ mm để bố trí bulông kẹp khi lắp ghép. Chiều dài đường hàn giữa bản tựa và thanh ốp được kiểm tra bằng tính toán.

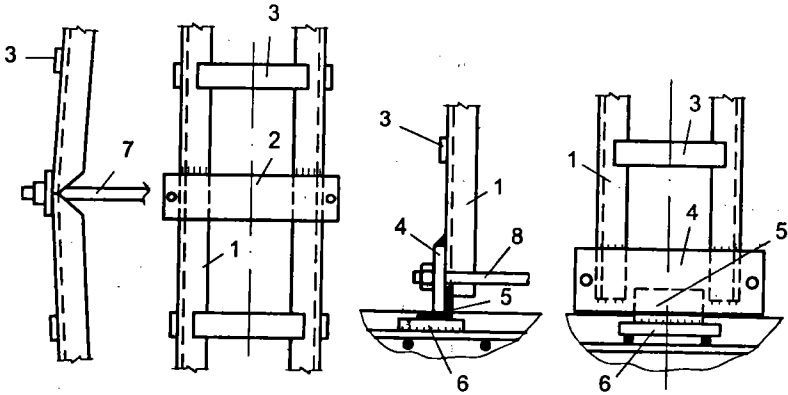
Bản tựa có nhiệm vụ truyền lực từ thanh ốp lên kết cấu qua bản kê bằng thép góc. Bản kê được đặt ép sát vào mặt ngoài của cột. Trong nhiều trường hợp bản kê còn được hàn với cốt thép cột hoặc dầm. Các khe hở được chèn bằng vữa ximăng. Khi cần thiết dưới bản kê còn phải đặt thêm bản lót. Chiều dày bản kê, bản lót phụ thuộc vào ứng lực trong thanh ốp và được xác định bằng tính toán (hình 11.2). Tại vị trí đặt bản kê, kết cấu cần được kiểm tra chịu tác dụng ép mặt.



Hình 11.1. Gia cố cột bê tông cốt thép bằng cách ốp thép hình

a) Thanh ốp không ứng lực trước; b) Thanh ốp hai phía ứng lực trước trong giai đoạn lắp ráp; c) Thanh ốp hai phía đã gây ứng lực trước; d) Thanh ốp một phía ứng lực trước trong giai đoạn lắp ráp; e) Thanh ốp một phía đã gây ứng lực trước.
 1- cột được gia cố; 2- thanh ốp; 3- bản giằng; 4- gối tựa; 5- bulông neo gắn gối tựa; 6- bulông neo tại khớp; 7- bản giằng tại khớp; 8- tấm lót thân cột.

Các thanh ốp liên kết lại với nhau qua các bản giằng xiết chặt vào cột. Để tăng hiệu quả gia cố, người ta gây ứng lực trước cho các bản giằng. Các bản giằng được gây ứng lực trước bằng phương pháp gia nhiệt. Trong quá trình hàn liên kết với các thanh ốp, các bản giằng được đốt nóng tới nhiệt độ yêu cầu. Khi nguội, các bản giằng sẽ co lại và gây nên ứng lực bó chặt thân cột.



Hình 11.2. Chi tiết cấu tạo khớp và gối tựa

- 1- thanh ốp; 2- bản giằng tại khớp; 3- bản giằng; 4- bản tựa; 5- bản kê;
6- bản lót; 7- bulông neo tại khớp; 8- bulông neo tại gối tựa.

Để tăng cường hiệu quả gia cố cột cần đảm bảo sự làm việc đồng thời giữa kết cấu gia cố và kết cấu được gia cố bằng cách gây ứng lực trước trong các thanh ốp. Để làm việc đó có thể dùng các loại kích chuyên dụng: kích thủy lực, kích nêm, kích đòn bẩy v.v... Một phương pháp gây ứng lực trước khá đơn giản dễ thực hiện đã được N.M. Onufriev [18] sử dụng như sau: (hình 11.1, 11.2).

Các thanh ốp bằng thép góc hoặc thép [được cấu tạo khớp tại điểm giữa chiều cao bằng cách khoét một góc nhỏ tại một bên cánh thép góc hoặc thép [sao cho có thể uốn gập thanh ốp tại khớp đó. Bản giằng tại khớp được cấu tạo vượt ra ngoài mép cột một đoạn $100 \div 120$ mm để bố trí bulông neo. Căn cứ theo giá trị ứng suất trước yêu cầu σ_0 , người ta tính ra được góc nghiêng ban đầu giữa thanh ốp với cột. Để gây ứng lực trước đã cho trong thanh ốp, chỉ cần xiết bulông neo tại khớp sao cho thanh ốp được nắn thẳng và ép sát thân cột là được. Thông

thường ứng lực trước trong thanh ốp nên lấy vào khoảng $600 \div 800$ kG/cm. Do góc lệch ban đầu giữa thanh ốp và cột khá bé cho nên với một lực neo của bulông khá bé cũng đủ gây được một ứng lực trước khá lớn.

Tùy theo mức độ yêu cầu của từng trường hợp khác nhau, phương pháp gia cố này đều có thể đáp ứng và có thể nâng khả năng chịu tải của kết cấu ở mức độ đáng kể.

11.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

Sau khi gia cố bằng cách ốp thép hình, khả năng chịu tải của cột được tăng lên do nhiều yếu tố:

- Các thanh ốp cùng tham gia chịu tải với phần bê tông cốt thép, làm tăng đáng kể khả năng chịu tải của cấu kiện. Tuy nhiên sự tham gia chịu tải của các thanh ốp phụ thuộc vào điều kiện làm việc của chúng. Trong trường hợp thanh ốp ứng lực trước ứng suất làm việc trong thanh ốp có thể đạt tới cường độ tính toán của vật liệu làm ra chúng. Trong trường hợp này thanh ốp có thể phát huy hết khả năng chịu tải của chúng. Còn trong trường hợp không gây được ứng suất trước trong thanh ốp, phần tham gia chịu lực của chúng chỉ được kể tới những tải trọng tác động sau khi gia cố.
- Sau khi gia cố, độ cứng của cột được tăng lên chẳng hạn khi tính độ mảnh λ cho trường hợp cột ốp đối xứng với tiết diện thanh ốp mỗi phía là F_o , tiết diện cũ $b \times h$ được thay bằng tiết diện tính đối $(b + 2d)(h + 2d)$ với

$$d = \frac{-(b + h) + \sqrt{(b + h)^2 + 8nF_o}}{4}, \quad (11.1)$$

trong đó: b, h - kích thước tiết diện cũ;

F_o - diện tích tiết diện thanh ốp mỗi phía
(khi ốp đối xứng).

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

- Do tác dụng chống nổ hông của bản giằng ứng lực trước làm tăng cường độ tính toán R_n của bê tông. Lúc này R_n được tính bằng R_n^* .

$$R_n^* = \gamma R_n = R_n \sqrt[3]{\frac{F_{td}}{F_b}}, \quad (11.2)$$

trong đó: $F_b = b \times h$

F_{td} - diện tích tiết diện tính đối sau khi bản giằng ứng lực trước được thực hiện:

$$F_{td} = (b + 2d)(h + 2d)$$

$$\text{với } d = \frac{tb_g}{c} \frac{\sigma_o + 300}{R_k} \quad (11.3)$$

trong đó: t, b_g - chiều dày và bề rộng của bản giằng (cm);

c - khoảng cách (bước) của bản giằng (cm);

σ_o - ứng suất trước trong bản giằng (kG/cm^2);

R_k - cường độ tính toán chịu kéo của bê tông (kG/cm^2).

Khi thiết kế gia cố cột bằng thép hình có thể gặp ba trường hợp sau đây:

- Cột chịu tải trọng đúng tâm, thanh ốp được bố trí đối xứng (ốp cả hai phía).
- Cột chịu tải trọng lệch tâm bao gồm lệch tâm lớn và lệch tâm nhỏ thanh ốp được bố trí một phía, phía có thứ chịu nén lớn nhất.

- Cột chịu tải trọng lệch tâm nhưng có mômen đối dấu, thanh ốp được bố trí cả hai phía mặc dù thanh ốp chỉ làm việc khi chịu nén.

Việc tính toán gia cố cột bằng thép hình dựa trên các giả thiết sau:

- Sau khi gia cố, các thanh ốp và cột tạo thành một thể thống nhất cùng tham gia chịu tải. Trong trường hợp thanh ốp ứng lực trước, ứng suất trong thanh ốp có thể đạt tới cường độ tính toán của vật liệu làm ra chúng, còn trong trường hợp thanh ốp không có ứng lực trước ứng suất trong thanh chỉ đạt tới giá trị βR , trong đó:

$$\beta = \frac{\Delta N}{N + \Delta N},$$

ΔN - tải trọng tác động sau gia cố;

N - tải trọng tác động tại thời điểm gia cố (tĩnh tải);

R - cường độ vật liệu thanh ốp.

- Thanh ốp chỉ làm việc chịu nén, như vậy trong trường hợp mômen hai chiều, mặt dù ốp cả hai phía nhưng thanh ốp chỉ thay nhau làm việc khi chịu nén mà thôi.

Việc tính toán gia cố được thực hiện qua các bước sau đây:

- Kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu cũ, xác định mức độ thiếu hụt so với yêu cầu của tải trọng sau gia cố.
- Xác định tiết diện thanh ốp.
- Tính toán kết cấu thanh ốp và gây ứng lực trước.

Kiểm tra lại khả năng chịu tải của cột sau gia cố.

Bước 1. Việc kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu cũ được thực hiện với những số liệu mới về chất lượng vật liệu hiện trạng của kết cấu như cường độ vật liệu, tình trạng ăn mòn cốt

thép, độ dính giữa bê tông và cốt thép, tình trạng biến dạng v.v... đồng thời dựa trên cơ sở của tải trọng mới yêu cầu sau gia cố.

Các công thức để kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu cũ căn cứ vào các công thức được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế hiện hành (TCVN 5574-91) chỉ lưu ý rằng: trong các công thức ấy thay vì cường độ bê tông R_n , R_k được thay bằng $\alpha_b R_n$, $\alpha_b R_k$ (α_b - hệ số xét đến sự dẫn yếu của cường độ bê tông lấy theo kết quả thí nghiệm các mẫu lấy tại hiện trường, thường có thể dao động từ 0,6 ÷ 1,0), cường độ cốt thép R_a được thay bằng $m_a R_a$ (m_a - hệ số xét đến mức độ giảm yếu độ dính giữa bê tông và cốt thép, có thể lấy vào khoảng 0,75 ÷ 1,0).

Khi kiểm tra khả năng chịu tải của kết cấu cũ chịu nén lệch tâm cần phải phân biệt trường hợp nén lệch tâm lớn và lệch tâm bé.

Bước 2. Sau khi xác định được khả năng chịu tải của cột cũ ta có thể biết được tình trạng vượt tải của cột dưới tác dụng của tải trọng mới và căn cứ vào mức độ vượt tải đó, xác định được diện tích tiết diện thanh ốp.

a) Đối với cột chịu nén đúng tâm, tiết diện thanh ốp được xác định qua hiệu số giữa toàn bộ tải trọng tính toán yêu cầu sau gia cố và khả năng chịu tải còn lại của cột:

$$N_o = N_{yc} - N_{gh}, \quad (11.4)$$

trong đó: N_o - phần thiếu hụt về khả năng chịu tải của cột khi

chịu tác dụng của tải trọng tính toán yêu cầu;

N_{yc} - tải trọng tính toán yêu cầu sau gia cố;

N_{gh} - khả năng chịu tải còn lại của kết cấu hiện trạng.

Tiết diện thanh ốp trong trường hợp này:

$$F_o = \frac{N_o}{2\varphi m_o \beta R}, \quad (11.5)$$

trong đó: φ - hệ số uốn dọc có kể đến hiệu quả giảm độ mảnh sau khi ốp;

R - cường độ tính toán thanh ốp;

m_o - hệ số điều kiện làm việc của thanh ốp,

$$m_o = 0,6 \div 0,85;$$

β - hệ số xét đến sự tham gia chịu lực của thanh ốp;

$\beta = 1$ - đối với thanh ốp ứng lực trước

$$\beta = \frac{\Delta N}{N + \Delta N} \text{ đối với thanh ốp không có ứng lực trước.}$$

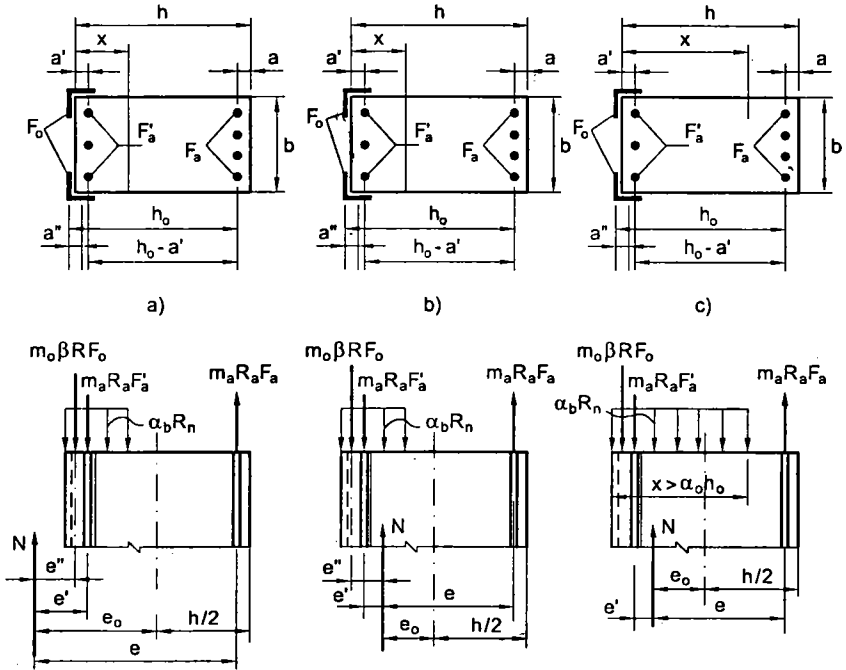
b) Trường hợp chịu nén lệch tâm: sơ đồ tính toán của tiết diện chịu nén lệch tâm cho trên hình 11.3.

Hai trường hợp có thể xảy ra:

- Khi chiều cao miên chịu nén $x < \alpha_o h_o$ (α_o - hệ số, phụ thuộc mác bê tông lấy theo TCVN 5574-91, h_o - chiều cao tính toán của tiết diện, cấu kiện chịu nén lệch tâm lớn).
- Khi chiều cao miên chịu nén $x > \alpha_o h_o$ - cấu kiện chịu nén lệch tâm bé (hình 11.3).

Trong trường hợp chịu nén lệch tâm lớn còn chia ra hai trường hợp:

- Lực tác dụng nằm ngoài phạm vi cốt thép chịu lực (hình 11.3a), $e > h_o - a'$.
- Lực tác dụng nằm trong phạm vi cốt thép chịu lực (hình 11.3b), $e < h_o - a'$.



Hình 11.3. Sơ đồ tính toán tiết diện cột chịu nén lệch tâm được gia cố bằng ốp thép hình

- a) Khi nén lệch tâm lớn với lực nén nằm ngoài phạm vi cốt thép chịu lực;
- b) Khi nén lệch tâm lớn với lực nén nằm trong phạm vi cốt thép chịu lực;
- c) Khi chịu nén lệch tâm bé.

Căn cứ vào hình 11.3a,b ta có tổng hình chiếu các lực lên trục cột bằng không.

$$N - m_o \beta R F_o - m_a R_a F_a + m_a R_a F_a - \alpha_b R_n b x = 0$$

Từ đó rút ra:

$$F_o = \frac{N + m_a R_a (F_a - F_a') - \alpha_b R_n b x}{m_o \beta R} \tag{11.6}$$

x trong (11.6) được xác định theo hai trường hợp:

- Khi $e > h_o - a'$.

Lấy mômen các nội lực và ngoại lực đối với điểm đi qua trục thanh ốp F_o ta có:

$$Ne' + m_a R_a F_a'(e' - e'') - m_a R_a F_a'(e - e'') + \alpha_b R_n b x (e - h_o - e'' + \frac{x}{2}) = 0$$

hoặc:

$$0,5\alpha_b R_n b x^2 + \alpha_b R_n b x (e - h_o - e'') + Ne'' + m_a R_a F_a'(e' - e'') - m_a R_n F_a (e - e'') = 0. \quad (11.7)$$

- Khi $e < h_o - a'$

Tương tự như trên ta có:

$$Ne' + m_a R_a F_a'(e'' - e') + m_a R_a F_a'(e'' + e) + \alpha_b R_n b x (e'' + e - h_o + \frac{x}{2}) = 0$$

ta có:

$$0,5\alpha_b R_n b x^2 + \alpha_b R_n b x (e'' + e - h_o) + Ne'' + m_a R_a F_a'(e'' - e) + m_a R_a F_a'(e'' + e) = 0. \quad (11.8)$$

x được rút ra từ (11.7) hoặc (11.8) thay vào trong (11.6) ta có F_o cho trường hợp cột chịu nén lệch tâm lớn.

Tương tự như trường hợp cột chịu nén lệch tâm lớn, trường hợp cột chịu nén lệch tâm bé với sơ đồ tiết diện tính toán cho trên hình 11.3c.

Lấy mômen nội lực và ngoại lực qua trục F_a , ta có

$$Ne - A_o \alpha_b R_n b h_o^2 - m_a R_a F_a'(h_o - a') - m_o \beta R F_o (h_o - a'') = 0.$$

Từ đó rút ra:

$$F_o = \frac{Ne - A_o \alpha_b R_n b h_o^2 - m_a R_a F_a'(h_o - a')}{m_o \beta R (h_o - a'')} \quad (11.9)$$

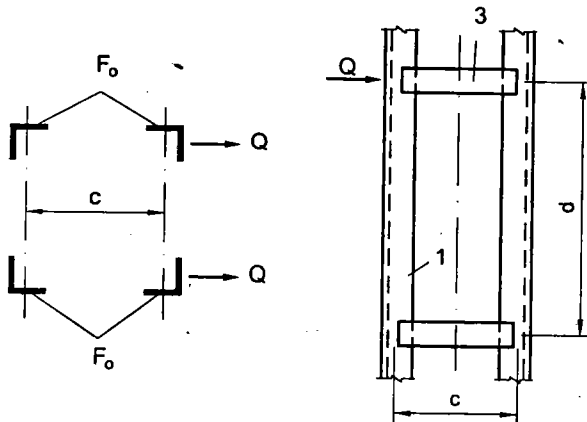
Trong các công thức (11.7), (11.8), (11.9):

$$\left. \begin{aligned} e &= \eta e_o + 0,5h - a \\ e' &= \eta e_o - 0,5h + a' \\ e'' &= \eta e_o - 0,5h + a'' \end{aligned} \right\} \quad (11.10)$$

$$e_o = \frac{M}{N}$$

η - hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc cho phép lấy $\eta = 1$ khi $l_o/r \leq 28$ (hoặc $l_o/h \leq 8$) với r, h là bán kính quán tính của tiết diện và cạnh của tiết diện chữ nhật theo phương mặt phẳng uốn;

A_o - hệ số phụ thuộc vào mác bê tông và cường độ tính toán của cốt thép. Với bê tông M200 và cường độ tính toán của cốt thép $R_o \leq 3000 \text{ kG/cm}^2$, lấy $A_o = 0,428$.



Hình 11.4. Sơ đồ tính kết cấu ốp

Bước 3. Tính kết cấu thanh ốp. Thanh ốp được liên kết với nhau qua bản giằng (hình 11.4). Lực cắt quy ước trong thanh ốp được xác định theo công thức:

$$Q = 20F_0 \text{ (kG)}, \quad (11.11)$$

trong đó: F_0 - diện tích tiết diện thanh ốp (cm²).

Như vậy, lực cắt tại bản giằng sẽ là:

$$T = \frac{Qd}{c} \text{ (kG)}, \quad (11.12)$$

trong đó: Q - được xác định theo công thức (11.11) (kG);

d - khoảng cách (bước) của bản giằng (cm);

c - khoảng cách trục của thanh ốp (cm).

Mômen uốn của bản giằng trong mặt phẳng của nó.

$$M = \frac{Qd}{2} \text{ (kGcm)}, \quad (11.13)$$

trong đó: Q, d - xem (11.11).

Có được giá trị mômen M , ta xác định được W theo công thức:

$$W = \frac{M}{m_0 R}, \quad (11.14)$$

trong đó: m_0 - hệ số điều kiện làm việc của bản giằng lấy bằng

0,8 ÷ 0,9;

R - cường độ tính toán của thép làm bản giằng.

Sau khi có W ta tính được kích thước tiết diện bản giằng theo công thức:

$$\frac{\delta b^2}{6} = W,$$

trong đó: δ - chiều dày bản giằng;

b - bề rộng bản giằng.

Tính đường hàn bản giằng với thanh ốp: với chiều cao đường hàn h_{dh} , chiều dài đường hàn lấy bằng bề rộng bản ốp, ta có ứng suất cắt tại đường hàn:

$$\tau = \frac{T}{\beta h_{dh} b} \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (11.15)$$

với $\beta = 0,7$.

Ứng suất do mômen M trong đường hàn:

$$\sigma = \frac{M}{W_{dh}} = \frac{6M}{0,7 h_{dh} b^2} \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (11.16)$$

Như vậy ứng suất quy đổi trong đường hàn sẽ là:

$$\sigma_{dh} = \sqrt{\tau^2 + \sigma^2} \leq \beta R_{dh}^g \quad (11.17)$$

Với $\beta = 0,7$, $R_{dh}^g = 1500 \text{ kG/cm}^2$.

Kiểm tra ổn định của thanh ốp trong quá trình gây ứng lực trước. Tại thời điểm gây ứng lực trước, chiều dài tính toán của thanh ốp lấy bằng một nửa chiều cao thanh ốp (chiều cao cột). Độ mảnh của thanh ốp lúc này là:

$$\lambda_a = \frac{0,5h}{i_x}$$

Từ λ_x ta có φ_x . Do đó ta có giới hạn tối đa của ứng suất trước σ_o là:

$$\sigma_{o_{\max}} = \varphi_x m_o R \quad (11.18)$$

Giá trị ứng suất trước trong thanh ốp được lấy sao cho không vượt quá giá trị $\sigma_{o_{\max}}$ và đồng thời đảm bảo được sự làm việc đồng thời cùng với cột được gia cố. Theo kinh nghiệm [18], người ta có thể lấy $\sigma_o = 600 \div 800 \text{ kG/cm}^2$.

Để có được ứng suất trước σ_o trong thanh ốp, phải tính được góc lệch φ của thanh ốp với trục cột sao cho khi được nắn thẳng, thanh ốp bị co lại với độ co tương đối

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_o}{E_a}$$

Bước 4. Kiểm tra lại khả năng chịu tải sau gia cố.

a. Đối với cột chịu nén trung tâm

Khả năng chịu nén giới hạn sau khi được gia cố

$$N_{gh} = \varphi(\alpha_b R_n F_b + m_a R_a F_a + 2m_o \beta R F_o), \quad (11.19)$$

trong đó: φ - hệ số uốn dọc phụ thuộc λ , lấy theo TCVN 5574-91;

F_b, F_a, F_o - diện tích tiết diện bê tông, tổng tiết diện cốt thép cũ và thanh ốp tại một phía;

$\alpha, m_a, m_o, \beta, R_n, R_a, R$ - xem các công thức (11.5-11.9).

b. Đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm

Trường hợp lệch tâm lớn $x < \alpha_o h_o$. Khả năng chịu tải giới hạn sau khi được gia cố:

$$N_{gh} = \alpha_b R_n b x - R_a (m_a F_a - m_a F'_a - m_o \beta \frac{R}{R_a} F_o). \quad (11.20)$$

Với chiều cao miên chịu nén x được tính như sau:

Khi $e \geq h_o - a'$

$$x = h_o - e + \sqrt{(h_o - e)^2 + \frac{2R_a(m_a F_a e - m_a F'_a e' - m_o \beta \frac{R}{R_a} F_o e'')}{\alpha_b R_n b}}$$

Khi $e < h_o - a'$

$$x = h_o - e + \sqrt{(h_o - e)^2 + \frac{2R_a(m_a F_a e + m_a F_a' e' + m_o \beta \frac{R}{R_a} F_o e'')}{\alpha_b R_n b}} \quad (11.22)$$

Trường hợp lệch tâm bé: $x > \alpha_o h_o$.

$$N_{gh}' = \frac{A_o \alpha_b R_n b h_o^2 + m_a R_a F_a' (h_o - a') + m_o \beta R F_o (h_o - a'')}{e} > N \quad (11.23)$$

Các giá trị e, e', e'', e_o xem (11.10).

Ví dụ 11.1. Gia cố cột chịu nén đúng tâm (hình 11.5). Cột có tiết diện 30×30 cm, chiều cao tính toán của cột 450 cm. Bê tông M200, $R_n = 90$ kG/cm² cốt thép 4 $\phi 20$ AII $R_a = 2700$ kG/cm², mức độ giảm của cường độ bê tông là $\alpha_b = 0,8$, hệ số $m_a = 0,8$. Yêu cầu khả năng chịu tải sau gia cố phải đạt được $N = 120$ t.

Khi chưa gia cố, khả năng chịu tải của cột còn lại được tính theo công thức:

$$N_{gh} = \varphi(\alpha_b R_n F_b + m_a R_a F_a).$$

$$\text{Độ mảnh} \quad \lambda = \frac{h_o}{b} = \frac{450}{30} = 15 \rightarrow \varphi = 0,93.$$

Thay các giá trị đã biết vào công thức trên:

$$\begin{aligned} N_{gh} &= 0,93(0,8 \times 90 \times 30 \times 30 + 0,8 \times 2700 \times 4 \times 3,14) \\ &= 91943 \text{ kG} < 120000 \text{ kG}. \end{aligned}$$

Cột cần được gia cố.

Lượng quá tải $N_o = N_{yc} - N_{gh} = 120000 - 91943 = 28056$ kG.

Tiết diện thanh ốp mỗi bên được xác định theo công thức (11.5),

trong đó: m – hệ số điều kiện làm việc của thanh ốp lấy bằng 0,8;

$\beta = 1$ đối với thanh ốp ứng lực trước;

R – cường độ vật liệu thanh ốp, $R = 2100 \text{ kG/cm}^2$,

$$F_o = \frac{28056}{2 \times 0,93 \times 0,8 \times 1 \times 2100} = 8,97 \text{ cm}^2$$

Ta chọn L75 \times 50 \times 5 – ta có $F_o = 2 \times 6,11 = 12,22 \text{ cm}^2$

Tính kết cấu thanh ốp.

Các thanh ốp được liên kết với nhau bằng bản giằng, chọn kích thước bản giằng 5 \times 120 mm. Lực cắt quy ước cho mỗi nhánh được tính theo công thức (11.11) (hình 11.5).

$$Q = 20 F_o = 20 \times 12,22 = 244,4 \text{ kG.}$$

Lực cắt tại bản giằng

$$T = \frac{Qd}{c}$$

với $d = 40r_{\min} = 40 \times 1,43 = 57,6 \text{ cm}$, lấy $d = 56 \text{ cm}$, $c = 28 \text{ cm}$, ta có:

$$T = \frac{244,4 \times 56}{28} = 488,8 \text{ kG.}$$

Mômen tại bản giằng:

$$M = \frac{Qd}{2} = \frac{244,4 \times 56}{2} = 6843,2 \text{ kGcm.}$$

Ứng suất cắt tại đường hàn bản giằng:

$$\tau = \frac{T}{0,7 \cdot h_{dl} l_{dl}} = \frac{488,8}{0,7 \times 0,5 \times 12} = 116,38 \text{ kG/cm.}$$

Ứng suất σ trong đường hàn bản giằng:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6843,2 \times 6}{0,7 \times 0,5 \times 12^2} = 814,66 \text{ kG/cm}^2.$$

Ứng suất tính đối σ_{dh} trong đường hàn bản giằng:

$$\sigma_{dh} = \sqrt{\tau^2 + \sigma^2} = \sqrt{116,38^2 + 814,66^2} = 822,9 \text{ kG/cm}^2$$

$$< 0,7 R_{dh}^g = 0,7 \times 1500 = 1050 \text{ kG/cm}^2.$$

Xác định ứng suất trước σ_0 trong thanh ốp:

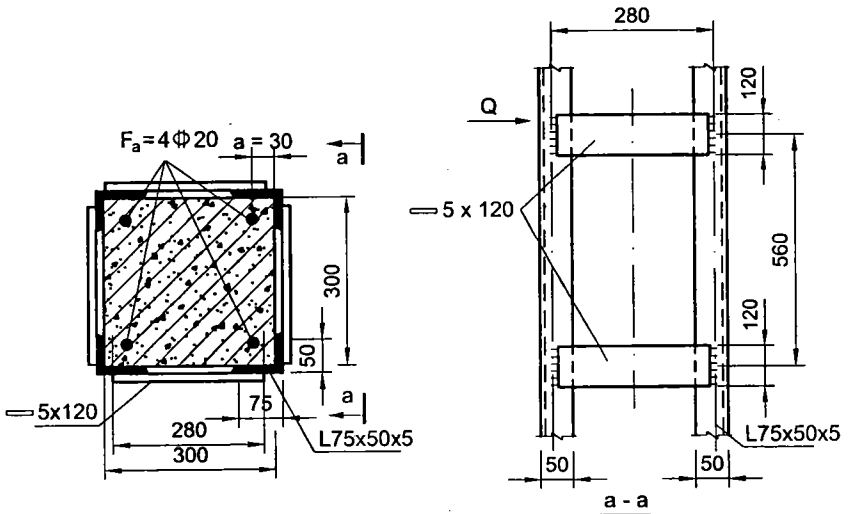
Với độ mảnh của thanh ốp trong quá trình gây ứng lực trước được xác định theo:

$$\lambda_x = \frac{0,5h_o}{i_x}$$

$$h_o = 450 \text{ cm}, i_x = 2,39 \text{ cm}.$$

$$\lambda_x = \frac{0,5 \times 450}{2 \times 39} = 94,14 \rightarrow \varphi = 0,626.$$

$$\sigma_{o\max} = 0,626 \times 2100 = 1314,6 \text{ kG/cm}^2.$$



Hình 11.5. Sơ đồ gia cố cột chịu nén đúng tâm bằng thanh ốp ứng lực trước

Ta chọn $\sigma_o = 800 \text{ kG/cm}^2$.

Để gây được ứng suất trước $\sigma_o = 800 \text{ kG/cm}^2$ trong thanh ốp, cần tạo một góc lệch φ cho các thanh ốp sao cho thỏa mãn hệ thức:

$$\sigma_o = \varepsilon E = \frac{\Delta h_o}{h_o} E = \frac{h_o - h_o \cos \varphi}{h_o} E = (1 - \cos \varphi) E$$

$$\text{Với } E = 2,1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2, \cos \varphi = \frac{2,1 \times 10^6 - 800}{2,1 \times 10^6} = 0,99962,$$

$\varphi = 1,58^\circ$, ta có $\text{tg} \varphi = 0,0276$.

Tại điểm uốn của thanh ốp cách mép cột một đoạn

$$\frac{h_o}{2} \text{tg} \varphi = 225 \times 0,0276 = 6,21 \text{ cm.}$$

Kiểm tra lại khả năng chịu tải sau gia cố:

$$\begin{aligned} N_{gh} &= \varphi (\alpha_b R_n F_b + m_a R_a F_a + 2m_o \beta R F_o) = \\ &= 0,93 (0,80 \times 90 \times 30 \times 40 + 0,8 \times 2700 \times 4 \times 3,14 + 2 \times \\ &\times 0,8 \times 1 \times 2100 \times 12,22) = 143779,8 \text{ kG} > N = 120000 \text{ kG.} \end{aligned}$$

Ví dụ 11.2. Gia cố cột chịu nén lệch tâm (hình 11.6)

Cột bê tông cốt thép có tiết diện $30 \times 40 \text{ cm}$. Chiều cao tính toán $h_o = 450 \text{ cm}$. Bê tông M200, cốt thép AII 4 $\phi 25$ ($F_a = F_a' = 9,816 \text{ cm}^2$) $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$, $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$. Các hệ số $\alpha_b = 0,85$, $m_a = 0,85$, $m_o = 0,8$. Yêu cầu gia cố để cột chịu được tổ hợp tải trọng tính toán dưới đây:

$$M = 8 \text{ tm, trong đó } M_{dh} = 4 \text{ tm;}$$

$$N = 90 \text{ t, trong đó } N_{dh} = 45 \text{ t.}$$

Cột được gia cố bằng thanh ốp ứng lực trước.

Trước hết cần kiểm tra khả năng chịu tải của cột khi chưa gia cố với tải trọng tính toán yêu cầu.

Sơ bộ kiểm tra giá trị e_o để so sánh với e_{ogh}

$$e_o = \frac{8,0}{90,0} = 0,089 \text{ m} = 8,9 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} e_{\text{ogh}} &= 0,4 (1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \times 40 - 0,62 \times 37) \\ &= 10,82 \text{ cm} > e_o = 8,9 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Cho nên sơ bộ coi như cột chịu nén lệch tâm bé.

$\lambda = \frac{h_o}{h} = \frac{450}{40} = 11,2 > 10$ cho nên cần xét đến ảnh hưởng uốn dọc của cột.

$$J_b = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$J_a = 2 \times 9,816 \times 17^2 = 5673,6 \text{ cm}^4$$

$$s = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + \frac{8,9}{40}} + 0,1 = 0,44$$

$$k_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \times y}{M + Ny}, \quad y = \frac{0,4 \text{ m}}{2} = 0,2 \text{ m.}$$

$$k_{dh} = 1 + \frac{4 + 45 \times 0,2}{8 + 90 \times 0,2} = 1,5$$

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{h_o^2} \left[\frac{s}{k_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right] = \\ &= \frac{6,4}{450^2} \left[\frac{0,44}{1,5} 2,65 \times 10^5 \times 160000 + 2,1 \times 10^6 \times 5673,6 \right] = 769640 \text{ kG} \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{90000}{769640}} = 1,13$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,13 \times 8,9 + \frac{40}{2} - 3 = 27,057 \text{ cm}$$

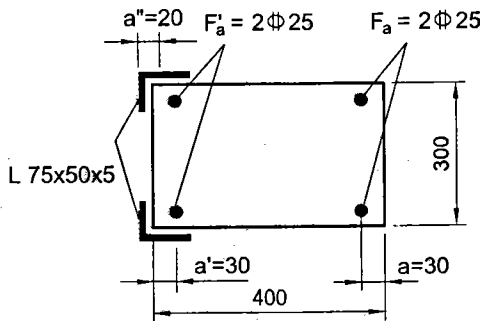
Do $e_o = 8,9 \text{ cm} > 0,2h_o = 0,2 \times 37 = 7,4 \text{ cm}$ cho nên x được xác định theo công thức [15].

$$x = 1,8 (e_{ogh} - e_o) + \alpha_o h_o = 1,8(10,8 - 8,9) + 0,62 \times 37 = 26,36 \text{ cm} > \alpha_o h_o = 0,62 \times 37 = 22,94 \text{ cm}$$

chúng tỏ cột chịu nén lệch tâm bé.

Khả năng chịu tải của cột được xác định theo công thức:

$$N_{gh} = \frac{\alpha_b R_n b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + m_a R_a F'_a Z_a}{e} = \frac{0,85 \times 90 \times 30 \times 26,36 \left(37 - \frac{26,36}{2} \right) + 0,85 \times 2700 \times 9,816 \times 34}{27,05} = 81588,2 \text{ kG} < N = 90000 \text{ kG.}$$



Hình 11.6. Sơ đồ gia cố cột chịu nén lệch tâm bé

Cột cần được gia cố.

Cột được gia cố bằng các thanh ốp ứng lực trước, vật liệu thanh ốp dùng CT3 có $R = 2100 \text{ kG/cm}$ tiết diện thanh ốp được xác định theo công thức:

$$F_o = \frac{Ne - A_o \alpha_b R_n b h_o^2 - m_a R_a F'_a (h_o - a')}{m_o \beta R (h_o - a'')}$$

$$= \frac{90000 \times 27,05 - 0,428 \times 0,85 \times 90 \times 30 \times 37^2 - 0,85 \times 2700 \times 9,816(37 - 3)}{0,8 \times 1 \times 2100(37 - 2)} =$$

$$= 5,507 \text{ cm}^2$$

chọn 2L75 \times 50 \times 5 có $F_o = 12,22 \text{ cm}^2$.

Tính toán kết cấu bản giằng và gậy ứng suất trước được thực hiện như ví dụ 11.1.

Kiểm tra lại khả năng chịu tải của cột sau gia cố bằng công thức:

$$N_{gh} = \frac{A_o \alpha_o R_n b h_o^2 + m_a R_a F'_a (h_o - a') + m_o \beta R F_o (h_o - a'')}{e} =$$

$$= \frac{0,428 \times 0,85 \times 90 \times 30 \times 37^2 + 0,85 \times 2700 \times 9,816(37 - 3) + 0,8 \times 1 \times 2100 \times 12,22(37 - 2)}{27,05} =$$

$$= 104591,1 \text{ kG} > N = 90000 \text{ kG}.$$

Ví dụ 11.3. Gia cố cột chịu nén lệch tâm (hình 11.7). Cột bê tông cốt thép có tiết diện $30 \times 40 \text{ cm}$, chiều cao tính toán là $h_o = 450 \text{ cm}$. Bê tông M200, cột thép AII $F_a = 9,816 \text{ cm}^2$ (2 ϕ 25), $F'_a = 4 \text{ cm}^2$ (2 ϕ 16) $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$, $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$, các hệ số $\alpha_b = 0,85$, $m_a = 0,85$, $m_o = 0,85$. Yêu cầu gia cố để cột chịu được tổ hợp tải trọng dưới đây:

$$M = 12,0 \text{ tm trong đó } M_{dh} = 6,0 \text{ tm}$$

$$N = 50,0 \text{ t trong đó } N_{dh} = 30,0 \text{ t}.$$

Kiểm tra khả năng chịu tải của cột trước khi gia cố:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{12,0}{50,0} = 0,2 \text{ m} = 24 \text{ cm}.$$

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 40 - 0,62 \times 37) = 10,82 \text{ cm} < e_o = 24 \text{ cm}.$$

Sơ bộ coi như cột chịu nén lệch tâm lớn.

$$\lambda = \frac{h_o}{h} = \frac{450}{40} = 11,2 > 10$$

cho nên phải xét đến ảnh hưởng uốn dọc của cột.

Theo cách tính của ví dụ 11.2 ta có được trong trường hợp này $\eta = 1,13$.

$$\text{Do đó } e = 1,13 \times 24 + 20 - 3 = 44,12 \text{ cm}$$

$$e' = 1,13 \times 24 - 20 + 3 = 10,12 \text{ cm}$$

$$e'' = 1,13 \times 24 - 20 + 2 = 9,12 \text{ cm}$$

Chiều cao miền chịu nén được xác định theo công thức:

$$\alpha_b R_n b x (e - h_o + 0,5x) + m_a R_{ac} F'_a e' - m_a R_a F_a e = 0.$$

Thay các giá trị đã biết vào phương trình trên ta có:

$$1147,5x^2 + 16340x - 900413,87 = 0.$$

Rút ra $x = 21,78 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 37 = 22,94 \text{ cm}$ (lệch tâm lớn).

Khả năng chịu tải của cột trước khi gia cố:

$$\begin{aligned} N_{gh} &= \alpha_b R_n b x + m_a R_a F'_a - m_a R_a F_a \\ &= 0,85 \times 90 \times 30 \times 21,78 + 0,85 \times 2700 \times 4 - 0,85 \times 2700 \times 9,816 \\ &= 36637,38 \text{ kG} < N = 60000 \text{ kG}. \end{aligned}$$

Cột cần được gia cố.

Cột được gia cố bằng các thanh ốp ứng lực trước với thép CT₃ - R = 2100 kG/cm². Diện tích tiết diện thanh ốp được xác định theo công thức (11.6) với x được xác định như sau:

Do $e = 44,12 \text{ cm} > h_o - a' = 37 - 3 = 34 \text{ cm}$ cho nên x được xác định theo biểu thức:

$$\begin{aligned} 0,5\alpha_b R_n b x^2 + \alpha_b R_n b x (e - h_o - e'') + N e'' + \\ + m_a R_a F'_a (e' - e'') - m_a R_a F_a (e - e'') = 0. \end{aligned}$$

Thay giá trị đã biết vào ta có:

$$1147,5x^2 - 4590x - 323290,2 = 0.$$

Rút ra $x = 18,9 \text{ cm}$.

Tiết diện thanh ốp F_o được xác định theo:

$$F_o = \frac{N + m_a R_a (F'_a - F''_a) - \alpha_b R_n b x}{m_o \beta R}$$

$$= \frac{50000 + 0,85 \times 2700 (9,816 - 4) - 0,85 \times 90 \times 30 \times 18,9}{0,8 \times 1 \times 2100} = 11,88 \text{ cm}^2$$

Chọn 2L75 × 6 → $F_o = 17,56 \text{ cm}^2$.

Tính toán kết cấu giằng thanh ốp và gây ứng lực trước được thực hiện như các ví dụ 11.1. Kiểm tra lại khả năng chịu tải sau gia cố.

Sau khi có giá trị thực tế F_o tính lại x theo biểu thức:

$$x = h_o - e + \sqrt{(h_o - e)^2 + \frac{2R_a \left(m_a F_o e - m_a F'_o e' - m_o \beta \frac{R}{R_a} F_o e'' \right)}{\alpha_b R_n b}}$$

$$= 37 - 44,12 + \sqrt{(37 - 44,12)^2 + \frac{2 \times 2700 \left(0,85 \times 9,816 \times 44,12 - 0,85 \times 4 \times 10,12 - 0,8 \times 1 \times \frac{2100}{2700} \times 17,56 \times 9,12 \right)}{0,85 \cdot 90 \cdot 30}}$$

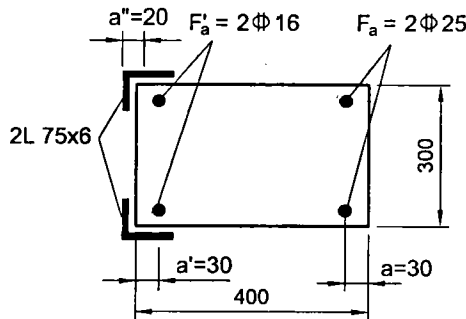
$$= 17,4 \text{ cm.}$$

Khả năng chịu tải sau gia cố của cột là:

$$N_{gh} = \alpha_b R_n b x - R_a \left(m_a F_a - m_a F'_a - m_o \beta \frac{R}{R_a} F_o \right)$$

$$= 0,85 \times 90 \times 30 \times 17,4 - 2700 \left(0,85 \times 9,816 - 0,85 \times 4 - 0,8 \times 1 \times \frac{2100}{2700} \times 17,56 \right) =$$

$$= 56086 \text{ kG} > N = 50000 \text{ kG.}$$



Hình 11.7. Sơ đồ gia cố cột chịu nén lệch tâm lớn theo ví dụ 11.3

12

GIA CỐ BẰNG PHƯƠNG PHÁP THAY ĐỔI SƠ ĐỒ KẾT CẤU

Khi không làm ảnh hưởng đến điều kiện sử dụng của công trình có thể áp dụng phương pháp thay đổi sơ đồ kết cấu để nâng cao khả năng chịu tải hoặc phục hồi khả năng chịu tải của công trình. Phương pháp này được áp dụng khá thuận lợi và trong nhiều trường hợp mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật đáng kể.

Phương pháp thay đổi sơ đồ kết cấu bao gồm các hình thức như:

- Đặt thêm các gối tựa phụ cho các cấu kiện chịu uốn như dầm, dàn nhằm làm giảm nội lực trong các phần tử của kết cấu. Các gối tựa phụ này có thể là các gối tựa cứng hoặc các gối tựa đàn hồi tùy từng trường hợp cụ thể.
- Đặt các kết cấu hỗ trợ hoặc thay thế cùng tham gia chịu tải kết cấu chính.
- Tăng cường độ cứng cho kết cấu bằng cách bố trí các thanh chéo, dây chằng, tường chèn hoặc vách ngăn, tận dụng sự cộng tác không gian của hệ thống kết cấu phẳng.
- Thay đổi hình thức liên kết cho phù hợp với điều kiện chịu tải của kết cấu.

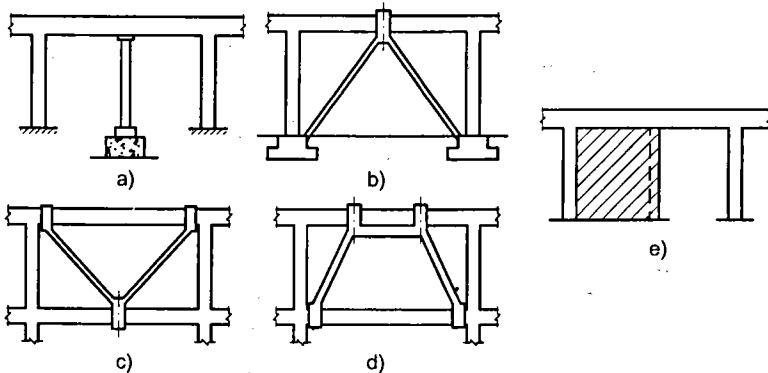
12.1. PHƯƠNG PHÁP ĐẶT THÊM GỐI TỰA PHỤ CỐ ĐỊNH

Ta biết rằng dưới tác dụng của tải trọng, giá trị mômen và độ võng của dầm phụ thuộc rất lớn vào nhịp dầm. Chẳng hạn trong trường hợp tải trọng phân bố đều, giá trị mômen tỷ lệ với bình phương của nhịp dầm và độ võng tỷ lệ với tứ thừa của nhịp dầm. Vì vậy việc chia nhỏ nhịp dầm sẽ làm giảm đáng kể nội lực và biến dạng của dầm, và do đó nội lực và biến dạng của kết cấu liên quan cũng được giảm theo. Như vậy việc chia nhỏ nhịp dầm bằng cách đặt các gối tựa phụ sẽ làm tăng đáng kể khả năng chịu tải của dầm cũng như của hệ thống kết cấu liên quan. Tùy theo cách cấu tạo, các gối tựa phụ này có thể là các gối tựa cố định (còn gọi là gối tựa cứng) hoặc gối tựa đàn hồi. Dưới đây là phương pháp đặt thêm các gối tựa cố định.

12.1.1. Cấu tạo

Gối tựa cố định có thể được thực hiện bằng cách đặt thêm trụ đỡ giữa nhịp dầm, các thanh chống chéo hoặc các thanh treo (hình 12.1). Các kết cấu này có thể làm bằng bê tông cốt thép hoặc kết cấu thép. Khi cần có thể dùng trụ gạch hoặc tường gạch làm gối tựa trung gian. Khi áp dụng các cột phụ (hình 12.1) cần xử lý nền móng cẩn thận để hạn chế hiện tượng lún làm giảm tác dụng của gối tựa. Dưới đế móng cần được gia cố bằng các phương pháp khác nhau như đệm cát, đóng cọc, phương pháp ximăng hóa đất nền v.v.. Sao cho có thể giảm tới mức tối đa độ lún của đất nền.

Khi điều kiện cụ thể cho phép có thể áp dụng hình thức thanh chống xiên. Chân thanh chống tựa lên hai đầu dầm của tầng dưới hoặc tựa lên móng cột bên cạnh. Áp dụng hình thức này sẽ tránh được sự phiền phức do độ lún đất nền gây ra tuy nhiên lực cắt tại đầu dầm tầng dưới sẽ tăng lên. Khi áp dụng hình thức này cần kiểm tra khả năng chống cắt của dầm tầng dưới và có biện pháp gia cố chống cắt cho dầm đó.



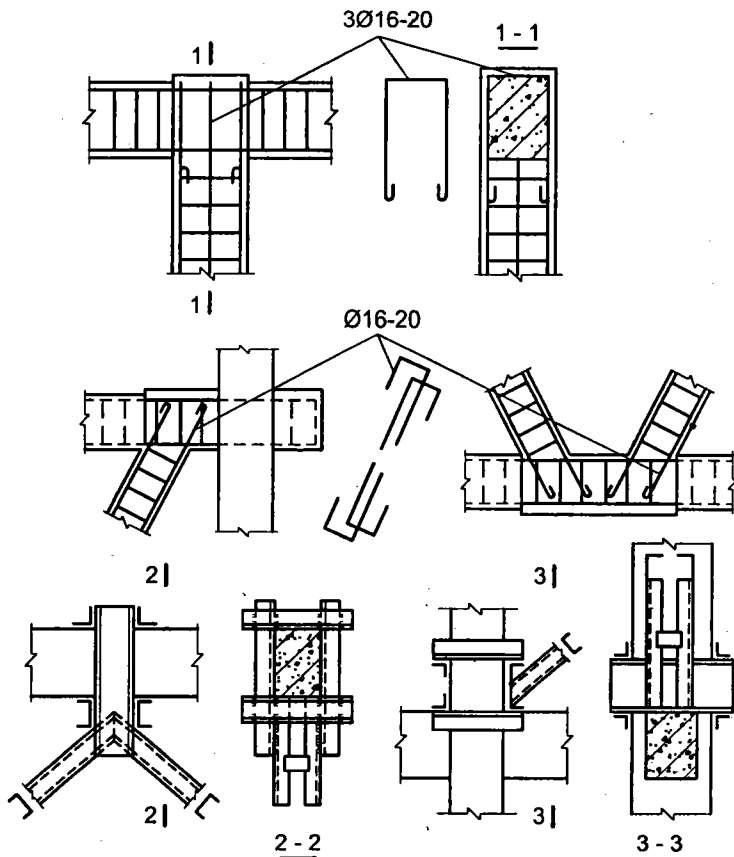
Hình 12.1. Sơ đồ gia cố kết cấu bằng cách đặt thêm gối tựa cứng

a) Đặt thêm cột phụ; b, d) Thanh chống xiên; c) Thanh treo.

Thanh chống xiên có thể gặp nhau tại điểm giữa của dầm (hình 12.1b) nhưng cũng có thể tạo thành hình thang đỡ dầm tại hai điểm (hình 12.1d).

Tương tự như hình thức thanh chống xiên, người ta có thể áp dụng hình thức thanh treo. Các thanh treo có thể làm bằng bê tông cốt thép hoặc bằng thép hình (hình 12.1c).

Phụ thuộc vào vật liệu làm gối tựa phụ, các chi tiết liên kết với kết cấu được gia cố được thể hiện trên hình 12.2.

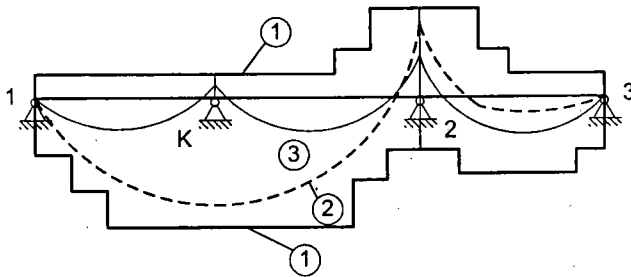


Hình 12.2. Chi tiết liên kết giữa gối tựa với kết cấu cần gia cố

12.1.2. Đặc điểm về thiết kế và tính toán

Khác với các loại kết cấu làm bằng vật liệu khác như gỗ, thép, khả năng chịu tải của kết cấu bê tông thép phụ thuộc vào lượng cốt thép và cách bố trí cốt thép trong tiết diện bê tông. Khi đặt thêm gối tựa nhụ, sơ đồ tính toán của kết cấu sẽ thay

đổi, kéo theo sự thay đổi của nội lực, có thể xuất hiện giá trị mômen ngược dấu với giá trị ban đầu làm cho tiết diện không đáp ứng được yêu cầu về khả năng chịu tải. Vì vậy, trường hợp lý tưởng nhất là biểu đồ mômen của kết cấu sau khi đã đặt thêm các gối phụ không vượt ra ngoài biểu đồ đường bao vật liệu của kết cấu (hình 12.3).



Hình 12.3. Biểu đồ mômen dầm liên tục trước và sau khi gia cố bằng cách đặt thêm gối phụ - các gối 1, 2, 3, K – gối phụ đặt thêm

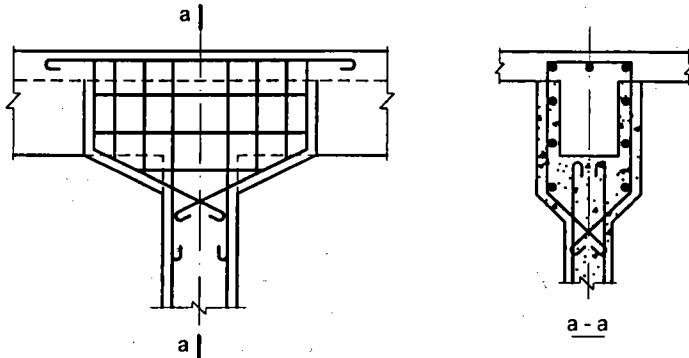
1- biểu đồ đường bao vật liệu; 2- biểu đồ mômen trước khi đặt thêm gối phụ K;
3- biểu đồ mômen sau khi đặt thêm gối phụ K.

Mặt khác để đảm bảo sự làm việc đồng thời giữa kết cấu gia cố và kết cấu được gia cố, có thể thực hiện một trong hai biện pháp dưới đây trước khi cố định gối tựa phụ:

a) Dỡ tải cho kết cấu được gia cố bằng cách cắt bỏ khỏi kết cấu những tải trọng nào có thể cắt bỏ được để trả lại trạng thái “nghỉ” một cách tương đối cho kết cấu. Tải trọng còn lại thường chỉ là tĩnh tải tức là trọng lượng bản thân kết cấu và các lớp cấu tạo.

b) Khi lượng tải trọng được cắt bỏ không đáng kể so với toàn bộ tải trọng tác dụng lên kết cấu, để trả lại trạng thái “nghỉ” cho kết cấu ta có thể dùng kích tại những vị trí thích hợp

để giảm bớt chuyển vị của kết cấu. Trường hợp này xảy ra khi tải trọng thường xuyên là chủ yếu so với toàn bộ tải trọng và gây ra chuyển vị khá lớn, chẳng hạn kết cấu mái nhà công nghiệp. Việc dỡ bỏ các lớp mái để cất bớt tải trọng cho kết cấu mái là rất khó khăn, nguy hiểm; chỉ có thể dùng kích để giảm bớt chuyển vị (độ võng) của kết cấu đỡ mái mà thôi. Để dùng cho việc này có thể sử dụng các loại kích như kích dầu, kích nêm, kích cơ học v.v...



Hình 12.4. Gia cố cốt thép chịu mômen âm trong gối tựa phụ

Việc dỡ bỏ bớt tải trọng trong trường hợp a cũng như việc dùng kích để giảm bớt độ võng trong trường hợp b cần được tiến hành thận trọng, có tính toán để đảm bảo sao cho không xảy ra hiện tượng xuất hiện mômen khác dấu lớn tới mức có thể gây hư hỏng cho kết cấu tại vị trí đặt gối tựa phụ.

Trong trường hợp vì một lý do nào đó khó tránh khỏi tình trạng đó thì cần bố trí thêm cốt thép chịu mômen âm để gia cố dầm trong phạm vi đặt gối tựa phụ (hình 12.4).

12.1.3. Trình tự tính toán

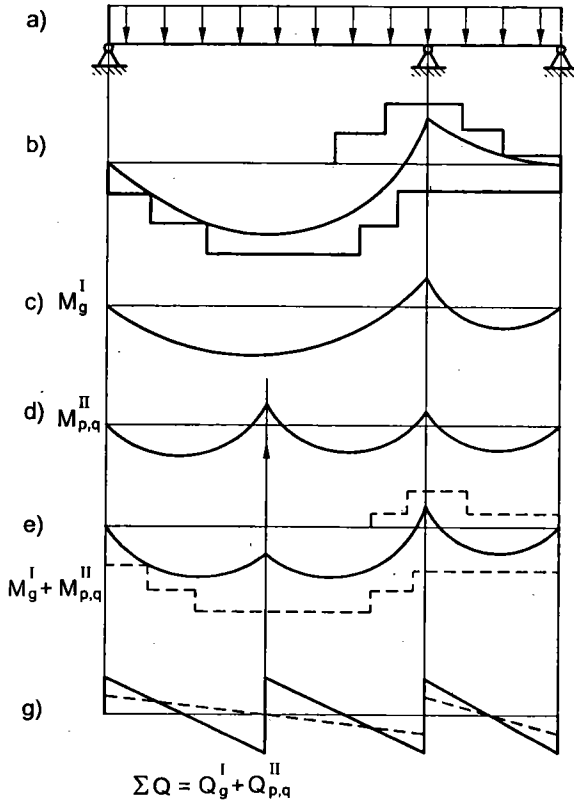
Phụ thuộc vào trường hợp có dùng hay không dùng kích trọng quá trình cố định gối tựa phụ mà có trình tự tính toán khác nhau.

◆ Trường hợp không dùng kích

Trong trường hợp này các bước tính toán có thể thực hiện như sau:

- 1) Trước tiên vẽ biểu đồ đường bao vật liệu, muốn vẽ được đường bao vật liệu phải nắm vững kích thước và chi tiết bố trí cốt thép trong kết cấu. Những số liệu này có trong các bản vẽ thiết kế. Khi không còn bản vẽ thiết kế cần căn cứ trên số liệu khảo sát tại thực tế hiện trường.
- 2) Lập sơ đồ tải trọng, cần phân định các dạng tải trọng khác nhau như tĩnh tải, hoạt tải trước gia cố, hoạt tải yêu cầu sau gia cố.
- 3) Vẽ biểu đồ mômen do tĩnh tải theo sơ đồ cũ (chưa gia cố).
- 4) Vẽ biểu đồ mômen do hoạt tải (trước và sau gia cố) theo sơ đồ mới (đã đặt thêm gối tựa phụ) với tổ hợp bất lợi nhất.
- 5) Vẽ biểu đồ mômen tổng cộng gồm (3), (4), đem so sánh với biểu đồ đường bao vật liệu (1). Khi biểu đồ mômen tổng cộng (3) + (4) không vượt ra ngoài biểu đồ đường bao vật liệu (1), bản tính coi như thỏa mãn.
- 6) Căn cứ biểu đồ mômen và sơ đồ tải trọng vẽ biểu đồ lực cắt theo sơ đồ mới, sau đó đem so sánh với đường bao vật liệu. Và cũng như bước thứ 5, nếu biểu đồ lực cắt theo sơ

đồ mới không vượt ra ngoài đường bao vật liệu, bản tính coi như thỏa mãn (xem hình 12.5).

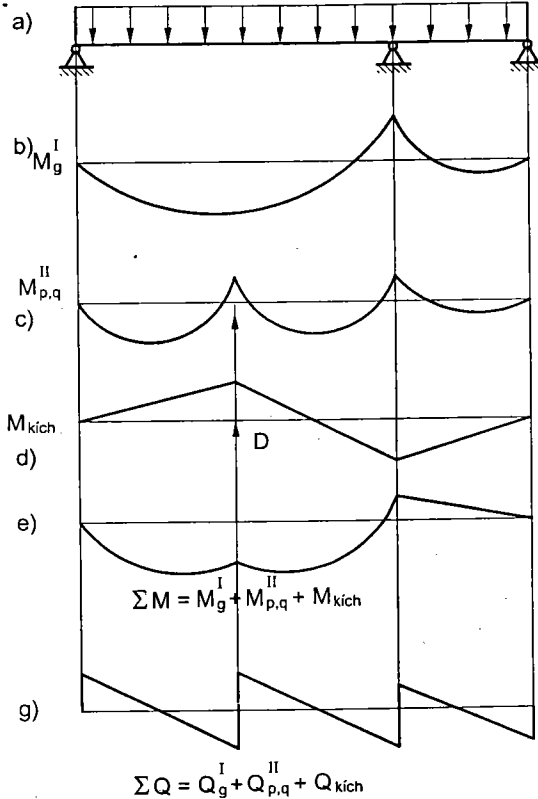


Hình 12.5. Sơ đồ tính toán gia cố bằng gối tựa phụ cố định (không dùng kích)

a) Sơ đồ tính toán; b) Đường bao vật liệu; c) Biểu đồ mômen do tải trọng trước khi có gối tựa phụ M_g^I ; d) Biểu đồ mômen do hoạt tải ban đầu p và hoạt tải thêm q sau khi có gối tựa phụ $M_{p,q}^{II}$; e) Tổng biểu đồ mômen $M_g^I + M_{p,q}^{II}$; g) Tổng biểu đồ lực cắt $Q_g^I + Q_{p,q}^{II}$.

Khi các bước (5) và (6) không thỏa mãn cần tiến hành điều chỉnh tải trọng tính toán tức là lượng tải trọng cần dỡ bỏ trước

khi cố định gối tựa phụ sao cho tại đấy giá trị mômen và lực cắt không vượt quá giới hạn của đường bao vật liệu.



Hình 12.6. Sơ đồ tính toán gia cố bằng gối tựa phụ cố định (có dùng kích)

- a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ mômen do tĩnh tải trước khi có gối tựa phụ M_g^I ; c) Biểu đồ mômen do hoạt tải ban đầu p và hoạt tải thêm q sau khi có gối tựa phụ $M_{p,q}^{II}$; d) Biểu đồ mômen do lực kích M_k ; e) Tổng biểu đồ mômen $M_g^I + M_{p,q}^{II} + M_k$; g) Tổng biểu đồ lực cắt $Q_g^I + Q_{p,q}^{II} + M_k$

♦ Trường hợp dùng dùm kích

Trong trường hợp này các bước tính toán hầu như không có gì khác với trường hợp a ngoại trừ sau bước (4) có thêm bước

(4a) tức là vẽ biểu đồ mômen do tác dụng của lực kích. Mômen tổng cộng và lực cắt tổng cộng trong trường hợp này có kể đến nội lực do lực kích gây nên cho kết cấu (hình 12.6).

Ví dụ 12.1. Một công trình ba tầng [16], kết cấu khung bê tông cốt thép đổ tại chỗ, sàn và mái lắp ghép bằng các tấm panen hộp. Tường bao che và tường ngăn xây gạch. Bê tông dùng M200, cốt thép AI, AII. Sơ đồ tính toán và biểu đồ nội lực cho trên hình 12.7.

Sau khi xây dựng xong chưa đưa vào sử dụng đã xuất hiện những vết nứt khá nguy hiểm tại vị trí các đầu dầm các tầng và trên tường dọc theo phạm vi mép cột. Đồng thời có hiện tượng kết cấu bị xô lệch, biến dạng. Qua điều tra khảo sát thì thấy rằng sự cố do nhiều nguyên nhân nhưng nguyên nhân chủ yếu là khung không đảm bảo khả năng chịu tải. Chẳng hạn cốt thép chịu mômen âm của dầm (3) - (7) với $M = 32,34 \text{ tm}$, $b = 22 \text{ cm}$, $h_o = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$, bê tông M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}$ và cốt thép AII $R_a = 2700 \text{ kG/cm}$ ta có:

$$A = \frac{M}{bh_o^2 R_n} = \frac{3234000}{22 \times 60^2 \times 90} = 0,4537 > A_o = 0,428.$$

Khả năng chịu tải giới hạn của tiết diện:

$$\begin{aligned} M_{gh} &= A_o b h_o^2 R_n = 0,428 \times 22 \times 60^2 \times 90 \\ &= 3050784 \text{ kGcm} < M = 3234000 \text{ kGcm}. \end{aligned}$$

Do đó khung cần được gia cố để đảm bảo khả năng chịu tải.

Căn cứ vào tình trạng chịu tải của khung kết hợp với điều kiện sử dụng công trình có thể cho phép áp dụng phương pháp gia cố bằng cách đặt thêm một hàng cột tại giữa nhịp khung (hình 12.8).

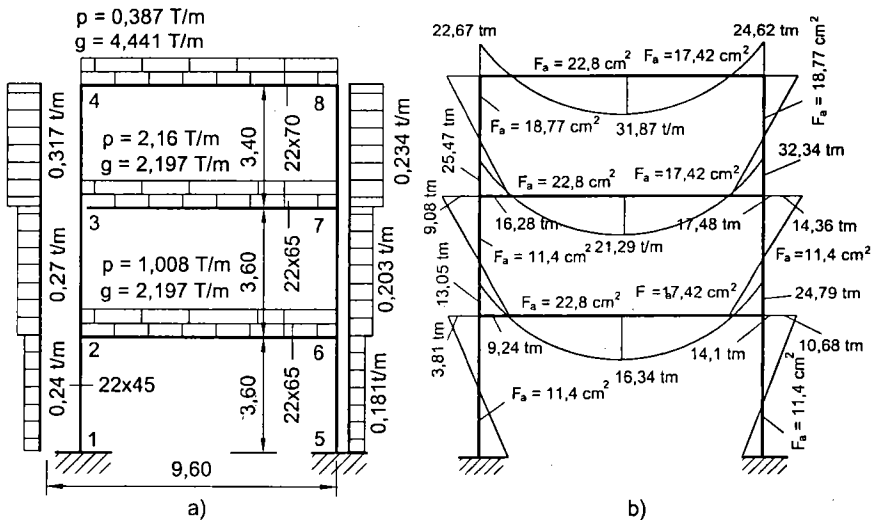
Khung được gia cố theo hai phương án:

- Phương án 1 - Không dùng kích khi đặt cột phụ.
- Phương án 2 - dùng kích khi đặt cột phụ tầng ba.

a. Phương án 1

Trình tự các bước tính toán như sau:

- Vẽ sơ đồ tính toán nguyên trạng, vẽ biểu đồ mômen M_g dưới tác dụng của tải trọng tĩnh (trọng lượng bản thân) (hình 12.9a).
- Tính toán nội lực và biểu đồ mômen M_p dưới tác dụng của hoạt tải với khung đã đặt thêm các cột phụ (hình 12.9b).



Hình 12.7. Sơ đồ tính toán và cấu tạo của khung

a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ mômen và tiết diện cốt thép chịu lực.

- Tính toán nội lực và vẽ biểu đồ M_v dưới tác dụng của tải trọng gió với khung đã đặt thêm các cột phụ (hình 12.9c).
- Vẽ biểu đồ mômen tổng cộng

$$M = M_g + M_p + M_v$$

biểu thị trên hình 12.9d.

Căn vào biểu đồ mômen tổng cộng, kiểm tra cốt thép tại một số tiết diện đặc trưng:

- Điểm giữa dầm mái $M_{\max} = 30,416\text{tm}$.

$$A = \frac{3041600}{22 \times 65^2 \times 90} = 0,363 \rightarrow \gamma = 0,762$$

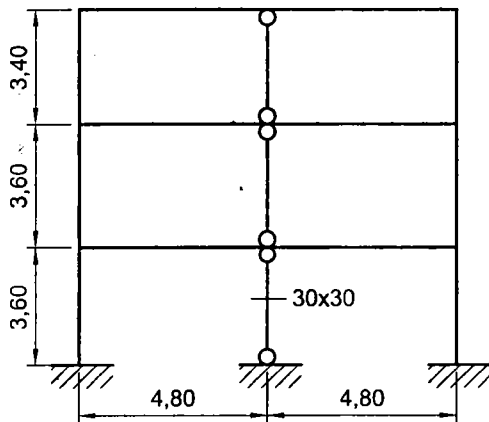
Khả năng chịu tải của dầm:

$$M_{gh} = R_a F_a \gamma h_o = 2700 \times 22,8 \times 0,76 \times 65 = 3049066 \text{ kGcm}$$

$$> M = 3041600 \text{ kGcm.}$$

- Dầm tầng 3 với $M_{\min} = -21,74 \text{ tm}$.

$$A = \frac{2174000}{22 \times 60^2 \times 90} = 0,305 \rightarrow \gamma = 0,812.$$



Hình 12.8. Sơ đồ kết cấu khung sau gia cố

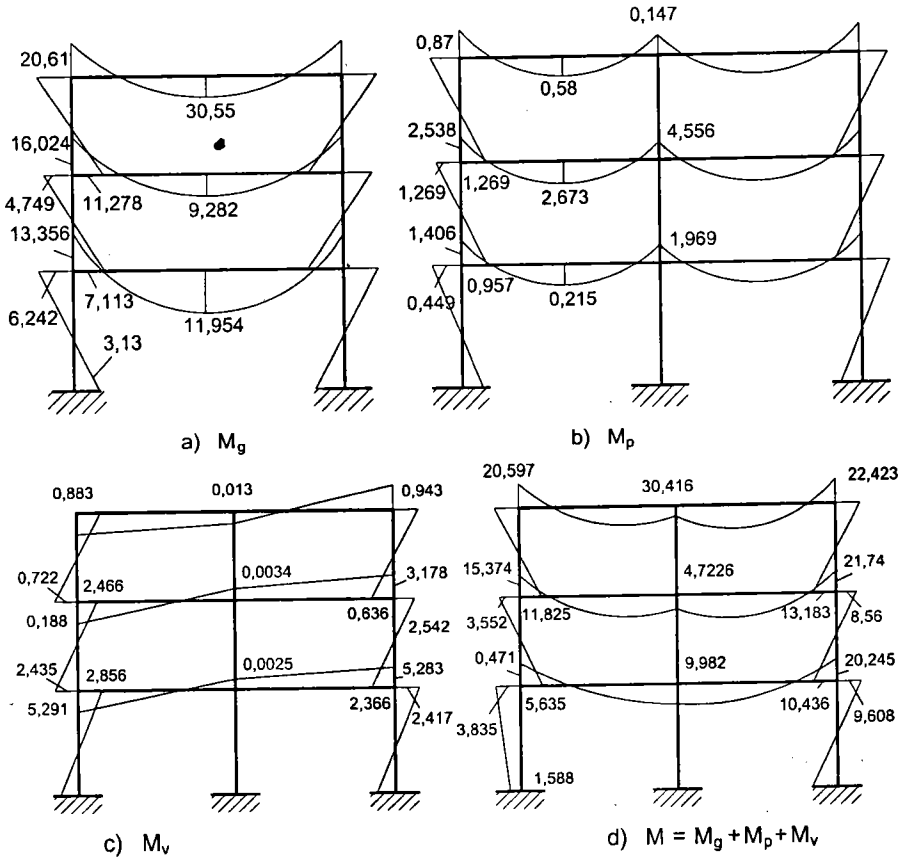
Khả năng chịu tải của tiết diện:

$$M_{gh} = R_a F_a \gamma h_o = 2700 \times 17,42 \times 0,812 \times 60$$

$$= 2291496,5 \text{ kGcm} > M_{\min} = 2174000 \text{ kGcm}$$

Kiểm tra khả năng chống cắt:

$$Q = Q_g + Q_p + Q_v = 10,546 + 4,763 + 0,614 = 15,923\text{t}$$



Hình 12.9. Biểu đồ mômen của các dạng tải trọng và biểu đồ mômen tổng cộng

- a) Biểu đồ mômen do tĩnh tải theo sơ đồ chưa gia cố M_g ;
- b, c) Biểu đồ mômen do hoạt tải và tải trọng gió theo sơ đồ kết cấu đã gia cố;
- d) Biểu đồ mômen tổng cộng $M = M_g + M_p + M_v$.

Cột đai AI $R_d = 1700 \text{ kG/cm}^2$

$$\phi 6/150 \quad F_{ad} = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$q_d = \frac{R_d F_{ad}}{u} = \frac{1700 \times 0,56}{15} = 63,4 \text{ kG/cm}$$

Khả năng chịu cắt của tiết diện được tính theo công thức:

$$Q_{db} = 2 \sqrt{k_2 R_k b h_o^2 q_d} \quad \text{với } k_2 = 2$$

$$= 2 \sqrt{2 \times 11,5 \times 22 \times 60^2 \times 63,4} = 21493,2 \text{ kG} > Q = 15923 \text{ kG.}$$

Cột tầng 3 với $M = 22,423 \text{ tm}$

$$N = N_g + N_p + N_v = 21,317 + 1,0578 - 1,992 = 20,383 \text{ t}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{22,423}{20,383} = 1,10 \text{ m} = 110 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_o}{h} = \frac{340}{45} = 7,5 < 8 \rightarrow \text{lấy } \eta = 1$$

$$e = 1 \times e_o + \frac{h}{2} - a = 110 + \frac{45}{2} - 3 = 129,5 \text{ cm.}$$

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{20383}{90 \times 22} = 10,29 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 42 = 26,04 \text{ cm}$$

(lệch tâm lớn).

Kiểm tra khả năng chịu tải của cột theo công thức:

$$Ne \leq R_n b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a (h_o - a')$$

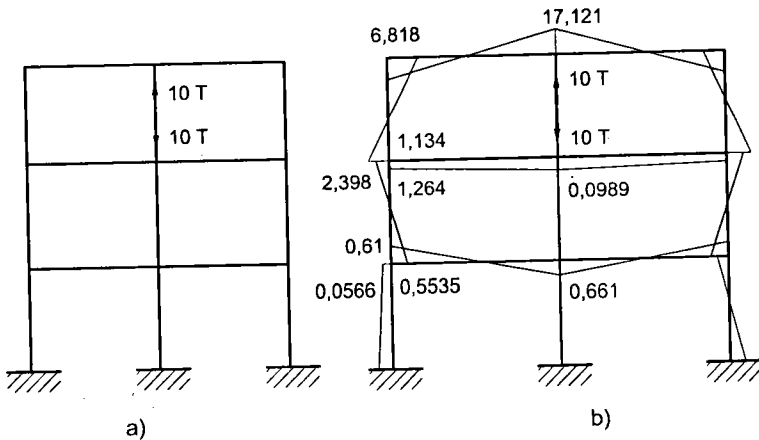
$$\text{Ta có: } Ne = 20383 \times 129,5 = 2639598,5 \text{ kGcm} <$$

$$< 90 \times 22 \times 10,29 \left(42 - \frac{10,29}{2} \right) + 2700 \times 18,47 (42 - 3) = 2695782,1 \text{ kGcm}$$

Kết luận: Sau khi đặt thêm dây cột phụ tại giữa nhịp, khung đảm bảo khả năng chịu tải.

b. Phương án 2

Phương án này được thực hiện như sau: khi lắp thêm cột tầng 1 và tầng 2 đều không dùng kích. Khi lắp cột tầng 3, trước thời điểm cố định với dầm mái dùng kích với lực kích 10 t tác dụng lên đáy dầm mái.



Hình 12.10. Sơ đồ tính toán và biểu đồ mômen do lực kích tác dụng lên dầm mái

a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ mômen.

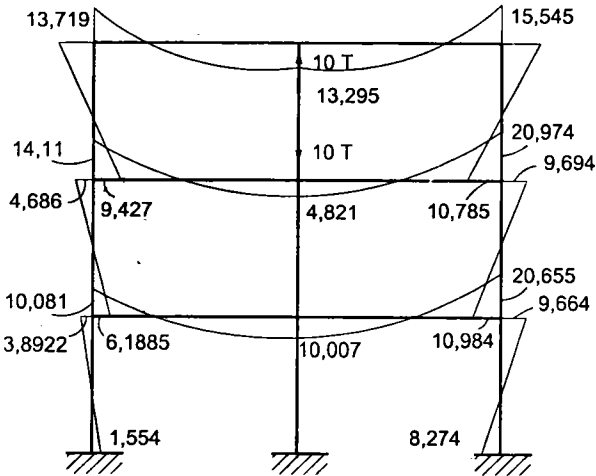
Sơ đồ tính toán và biểu đồ mômen do lực kích tác dụng lên dầm mái cho trên hình 12.10.

Trình tự các bước tính toán so với phương án 1 không có gì khác ngoại trừ khi lập biểu đồ mômen tổng cộng cần gộp cả biểu đồ mômen do lực kích gây nên.

Ta có biểu đồ mômen tổng cộng (hình 12.10)

$$M = M_g + M_p + M_v + M_k.$$

Qua so sánh biểu đồ mômen tổng cộng của hai phương án ta thấy rằng phương án 2 đã giảm được nội lực đáng kể so với phương án 1; phương án 2 đã tỏ ra ưu việt hơn phương án 1.



Hình 12.11. Biểu đồ mômen tổng cộng M khi áp dụng kích

12.2. GỐI TỰA PHỤ ĐÀN HỒI

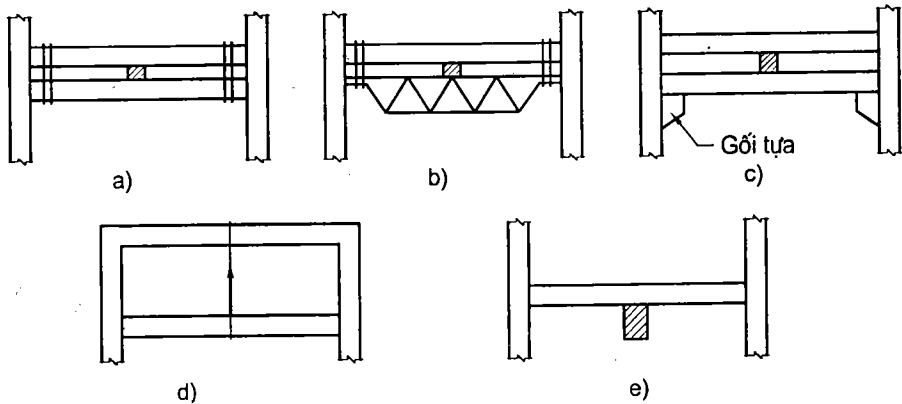
12.2.1. Cấu tạo cơ bản

Thay vì dùng gối tựa cứng, người ta còn dùng gối tựa đàn hồi để gia cố các kết cấu chịu uốn. Gối tựa đàn hồi có thể được thực hiện bằng nhiều hình thức (hình 12.12).

Những gối tựa này đặt trên các dầm bê tông cốt thép, dầm thép hoặc dầm thép bố trí dọc theo dầm được gia cố (hình 12.12a,b,c,d) hoặc vuông góc với dầm được gia cố (hình 12.12e).

Khi khả năng chống cắt của dầm được gia cố đảm bảo, có thể dùng hình thức treo cho trên hình 12.12a,b. Khi khả năng chống cắt của dầm được gia cố không đảm bảo có thể cấu tạo

thêm gối đỡ phụ (hình 12.12c) hoặc các hình thức khác (hình 12.12d,e). Trong điều kiện cho phép có thể đặt dầm đỡ vuông góc với dầm được gia cố (hình 12.12e). Hoặc trường hợp phía trên hoặc phía dưới dầm cần gia cố có những dầm có thừa khả năng chịu tải thì có thể liên kết chúng lại để cùng tham gia chịu tải (hình 12.12d).



Hình 12.12. Các hình thức gối tựa dầm hồi

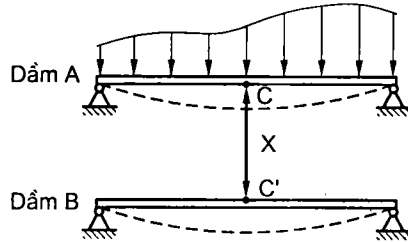
Nói tóm lại áp dụng hình thức gối tựa phụ dầm hồi để gia cố các cấu kiện chịu uốn tức là gắn liền cấu kiện chịu uốn cần gia cố với một cấu kiện chịu uốn khác để cùng tham gia chịu tải.

12.2.2. Phương pháp tính toán

Sau khi gia cố, dầm được gia cố và dầm làm gối tựa tạo nên một hệ thống gắn liền cùng tham gia chịu tải. Suất chịu tải của mỗi dầm phụ thuộc vào độ cứng của bản thân mỗi dầm.

Có thể hình dung sự làm việc của hệ thống như sau: Gọi A là dầm cần được gia cố, B là dầm làm gối tựa phụ cho A tại C

(những dầm này có thể là dầm đơn, dầm liên tục hoặc dầm khung). Dưới tác dụng của tải trọng lên dầm A làm cho dầm này chuyển vị (võng) tại C, nhưng vì hai dầm A, B gắn liền nhau tại C cho nên chuyển vị này bị dầm B cản lại với lực cân bằng phản lực đàn hồi X. Cuối cùng chuyển vị của dầm A tại C chỉ còn lại bằng f_1 (hình 12.13)



Hình 12.13. Sơ đồ gia cố dầm bằng gối tựa phụ đàn hồi

$$f_1 = F_1(q, X, B_1), \quad (12.1)$$

trong đó: q - tải trọng tác dụng lên dầm A;

X - phản lực đàn hồi tại C;

B_1 - độ cứng của dầm A.

Đồng thời phản lực đàn hồi X cũng tác dụng lên dầm B và gây cho dầm này một chuyển vị bằng f_2 .

$$f_2 = F_2(X, B_2). \quad (12.2)$$

Hai dầm A, B gắn liền tại C cho nên chuyển vị tại C của hai dầm này là một: $f_1 = f_2$, ta có:

$$F_1(q, X, B_1) = F_2(X, B_2). \quad (12.3)$$

Trong (12.3) ta đã biết độ cứng dầm A là B_1 lực tác dụng lên dầm A là q , phương trình trên còn hai ẩn số là X và B_2 .

Để có thể giải được phương trình (12.3) ta cho trước giá trị X . X được chọn căn cứ vào điều kiện chịu tải thực tế của dầm A,

chọn X sao cho dưới tác dụng của X nội lực trong dầm A giảm xuống tới mức biểu đồ lực nằm trong giới hạn biểu đồ vật liệu của dầm.

Sau khi có X ta dễ dàng xác định được độ cứng B_2 của dầm B .

$$B_2 = F_3(q, X, B_1). \quad (12.4)$$

Sau khi có B_2 ta có thể chọn kích thước và cấu tạo dầm B . Nếu dầm B là dầm thép hình, việc xác định kích thước khá đơn giản bằng cách căn cứ vào J chọn ra ở dầm

$$J = \frac{B_2}{E_a}.$$

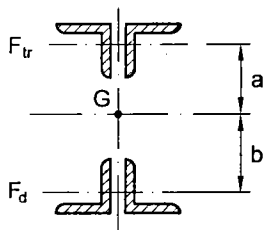
Nếu dầm B_2 là dầm thép, có thể chọn các thanh cánh sao cho (hình 12.14)

$$J = \frac{B_2}{E_a} = a^2 F_{tr} + b^2 F_d,$$

a, b - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện dầm tới trọng tâm cánh trên và cánh dưới;

F_{tr}, F_d - diện tích tiết diện cánh trên và cánh dưới.

Nếu dầm B bằng bê tông cốt thép việc xác định kích thước và cấu tạo dầm không thể tính trực tiếp từ độ cứng B_2 được mà phải bằng phương pháp thử dần (xem ví dụ 12.2).



Hình 12.14. Tính J của dầm thép

Để làm sáng tỏ lập luận trên, ta lập công thức tính cho một vài trường hợp cụ thể như sau:

- Dầm chịu tải trọng phân bố đều;
- Dầm chịu tải trọng tập trung;
- Dầm chịu mômen tại gối tựa.

a. Dầm chịu tải trọng phân bố đều

Dầm A có gối tựa đơn giản, chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều q (hình 12.15). Tại C điểm giữa của dầm A tựa lên dầm B dùng làm gối tựa đàn hồi. Xác định độ cứng cần thiết của dầm B.

Dưới tác dụng của q , nếu không tựa lên C ta có độ võng:

$$f_q = \frac{5ql_1^4}{384 B_1}$$

Độ võng này bị cản lại bởi phản lực đàn hồi X tại C.

$$f_x = \frac{Xl_1^3}{48 B_1}$$

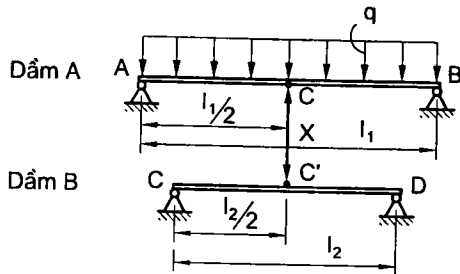
Chuyển vị (độ võng) cuối cùng của dầm A tại C:

$$f_A = \frac{5ql_1^4}{384 B_1} - \frac{Xl_1^3}{48 B_1}$$

Phản lực đàn hồi X tác dụng lên dầm B tại C' làm cho dầm này bị võng một lượng f_B ,

$$f_B = \frac{Xl_2^3}{48 B_2}$$

Do dầm A và B gắn liền cho nên $f_A = f_B$.



Hình 12.15. Gối tựa đàn hồi để gia cố dầm chịu tải trọng phân bố đều q

Ta có:

$$\frac{5ql_1^4}{384B_1} - \frac{Xl_1^3}{48B_1} = \frac{Xl_2^3}{48B_2} \quad (12.5)$$

nếu cho $l_1 = l_2 = l$ ta có:

$$X = \frac{5ql}{8} \frac{B_2}{B_1 + B_2} \quad (12.6)$$

Ta có quan hệ giữa X, B_1, B_2 và có thể xác định được B_2 khi đã có X và B_1 .

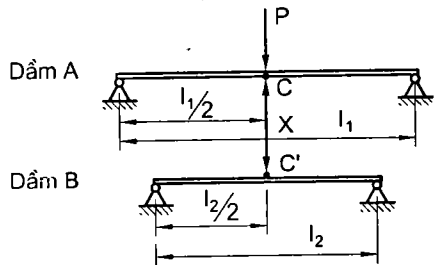
b. Dầm chịu tải trọng tập trung tại giữa nhịp (hình 12.16)

Dưới tác dụng của tải trọng tập trung P dầm A bị võng tại C một lượng

$$f_p = \frac{Pl_1^3}{48B_1}$$

Độ võng bị cản lại do phản lực đàn hồi X tại C:

$$f_x = \frac{Xl_1^3}{48B_1}$$



Hình 12.16. Dầm chịu lực tập trung tác dụng tại giữa nhịp

Độ võng cuối cùng của dầm A tại C sẽ là:

$$f_A = \frac{pl_1^3}{48B_1} - \frac{Xl_1^3}{48B_1} = \frac{l_1^3}{48B_1} (P - X)$$

Đồng thời dầm B cũng bị võng do tác dụng của X

$$f_B = \frac{Xl_2^3}{48B_2}$$

với $f_A = f_B$ ta có:

$$\frac{l_1^3}{48 B_1} (P - X) = \frac{X l_2^3}{48 B_2}$$

hay
$$\frac{l_1^3}{B_1} (P - X) = \frac{l_2^3}{B_2} \quad (12.7)$$

nếu cho $l_1 = l_2 = l$ ta có:

$$\frac{P - X}{B_1} = \frac{X}{B_2}$$

hay
$$X = \frac{B_2}{B_1 + B_2} P \quad (12.8)$$

c. Dầm chịu tác dụng của mômen tại 1 gối tựa (hình 12.17)

Dưới tác dụng của mômen M tại A của dầm A, tại C có chuyển vị bằng:

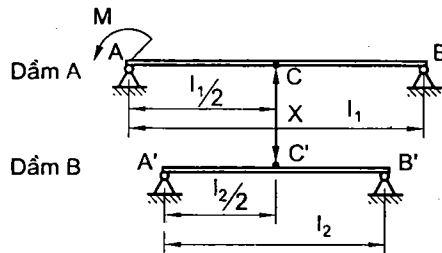
$$f_M = -\frac{M l_1^2}{16 B_1}$$

Mặt khác do phản lực đàn hồi X , dầm có chuyển vị ngược lại:

$$f_x = \frac{X l_1^3}{48 B_1}$$

Chuyển vị cuối cùng tại C của dầm A là:

$$f_A = -\frac{M l_1^2}{16 B_1} + \frac{X l_1^3}{48 B_1};$$



Hình 12.17. Dầm chịu tác dụng của mômen tại gối A

hay
$$f_A = \frac{l_1^2}{16 B_1} \left(\frac{X l_1}{3} - M \right).$$

Đồng thời chuyển vị của dầm B tại C do X là:

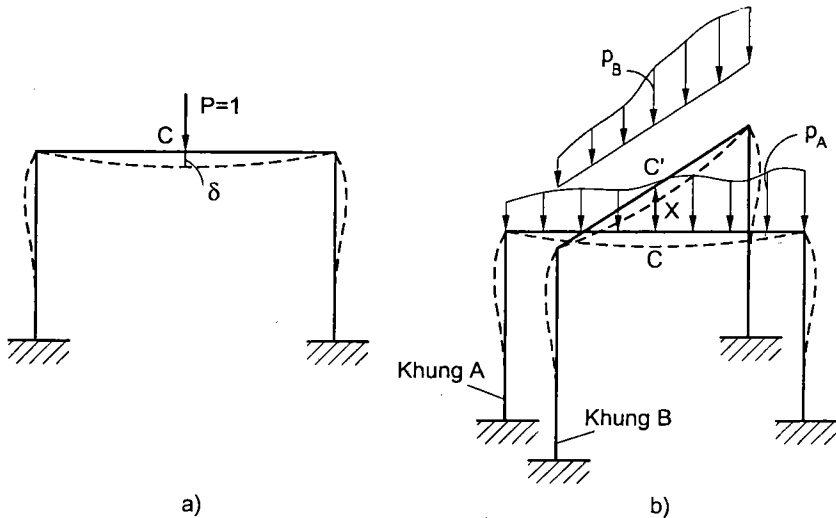
$$f_B = -\frac{X l_2^3}{48 B_2}.$$

Do $f_A = f_B$ ta có:

$$-\frac{X l_2^3}{48 B_2} = \frac{l_1^3}{16 B_1} \left(\frac{X l_1}{3} - M \right). \quad (12.9)$$

Nếu cho $l_1 = l_2 = l$ ta có:

$$X = \frac{3 M B_2}{l(B_1 + B_2)}. \quad (12.10)$$



Hình 12.18. Độ cứng chuyển vị của kết cấu và sự cộng tác chịu tải giữa hai kết cấu

Độ cứng B của dầm bê tông cốt thép được xác định theo công thức (10.6) (chương 10) nhưng trong số hạng thứ nhất của mẫu số không kể đến thành phần $\frac{Z_1}{e}$ vì dầm không chịu tác dụng của lực dọc trục.

Có thể mở rộng khái niệm gối tựa đàn hồi như hình ảnh một kết cấu này tựa lên một kết cấu khác cũng tham gia chịu tải (hình 12.18). Lúc này khái niệm về độ cứng cũng được mở rộng, không còn là độ cứng của một cấu kiện riêng lẻ mà là độ cứng chuyển vị của kết cấu tại một điểm nào đó trên kết cấu.

Trên hình 12.18a, dưới tác dụng của một lực đơn vị theo hướng thẳng đứng tại C, ta có chuyển vị đơn vị tại C là δ_c , gọi độ cứng chuyển vị của khung tại C là K_c ta có:

$$K_c = \frac{1}{\delta_c}.$$

Quay lại với bài toán gối tựa đàn hồi, trên hình 12.18b ta có hai khung A và B liên kết với nhau qua thanh CC' cùng tham gia chịu tải.

Ta gọi độ cứng chuyển vị tại C của khung A là

$$K_{AC} = \frac{1}{\delta_{AC}}. \quad (12.11)$$

Tương tự độ cứng chuyển vị tại điểm C' của khung B là

$$K_{BC'} = \frac{1}{\delta_{BC'}}. \quad (12.12)$$

Dưới tác dụng của tải trọng P_A , tại điểm C của khung A chịu một chuyển vị bằng $f_1(p_A)$ đồng thời chịu thêm chuyển vị nữa do phản lực đàn hồi X trong thanh liên kết CC' sinh ra

được tính bằng $K_{AC}X$. Ta có chuyển vị tổng cộng tại điểm C của khung A là

$$f_A = f_1(p_A) \mp K_{AC}^{-1} X.$$

Tương tự tại điểm C' của khung B ngoài chuyển vị $f_2(p_B)$ do tải trọng p_B tác dụng còn có chuyển vị do phản lực đàn hồi X trong thanh CC' sinh ra được tính bằng $K_{BC}X$, và chuyển vị tổng cộng tại điểm C' của khung B là:

$$f_B = f_2(p_B) \pm K_{BC}^{-1} X.$$

Do $f_A = f_B$ cho nên ta có phương trình:

$$f_1(p_A) \mp K_{AC}^{-1} X = f_2(p_B) \pm K_{BC}^{-1} X. \quad (12.13)$$

Dấu của vế thứ hai của các chuyển vị phụ thuộc vào dấu của phản lực X. Nếu X chịu nén thì dùng dấu trên và X chịu kéo thì dùng dấu dưới.

Từ (12.13) ta rút ra

$$X = \frac{f_1(p_A) - f_2(p_B)}{K_{AC}^{-1} + K_{BC}^{-1}}. \quad (12.14)$$

Phương pháp này được sử dụng khi một trong hai khung A, B có dư thừa khả năng chịu tải để có thể cùng san sẻ bớt khả năng chịu tải cho khung khác.

Ta có lập luận và kết quả tương tự như trên khi kết cấu chịu tác dụng của tải trọng theo phương ngang.

Gia cố bằng phương pháp đặt gối tựa phụ đàn hồi là để giảm ứng lực trong kết cấu tới mức không vượt quá giới hạn khả năng chịu tải của kết cấu đó. Muốn đạt được yêu cầu này độ cứng tối thiểu của gối tựa đàn hồi phải đủ lớn để sao cho có thể cản bớt chuyển vị của kết cấu tới mức cần thiết.

Như vậy mục đích của tính toán là xác định độ cứng yêu cầu tối thiểu của kết cấu làm gối đỡ đàn hồi.

Việc tính toán có thể thực hiện theo các bước sau đây:

- Vẽ biểu đồ mômen và đường bao vật liệu của kết cấu hiện trạng.
- Vẽ biểu đồ mômen do tải trọng tăng cường.
- Xác định phản lực gối tựa đàn hồi cần thiết để giảm nội lực trong kết cấu tới mức độ đảm bảo khả năng chịu tải.
- Tính độ cứng tối thiểu cần thiết của kết cấu làm gối tựa đàn hồi. Xác định kích thước và cấu tạo kết cấu làm gối tựa đàn hồi.

Ví dụ 12.2. Dầm bê tông cốt thép nhịp 9,0m, tiết diện chữ T đang chịu tải trọng phân bố đều $g + p = 2,75$ t/m. Do yêu cầu mới, tải trọng cần được tăng thêm một lượng $q = 1,30$ t/m. Bê tông dầm M200, $R_n = 90$ kG/cm. Cốt thép AII, $F_a = 19,63$ cm² (4 ϕ 25). Yêu cầu gia cố.

Dầm được gia cố bằng phương pháp đặt thêm gối tựa phụ đàn hồi. Gối tựa phụ này là một dầm bê tông cốt thép khác có cùng khẩu độ (xem hình 12.19).

Bước 1: Vẽ biểu đồ nội lực và đường bao vật liệu dầm trước khi gia cố

$$M_{\max} = \frac{2,75 \times 9^2}{8} = 27,84375 \text{ tm}$$

Căn cứ vào cấu tạo dầm, tính khả năng chịu tải của dầm.

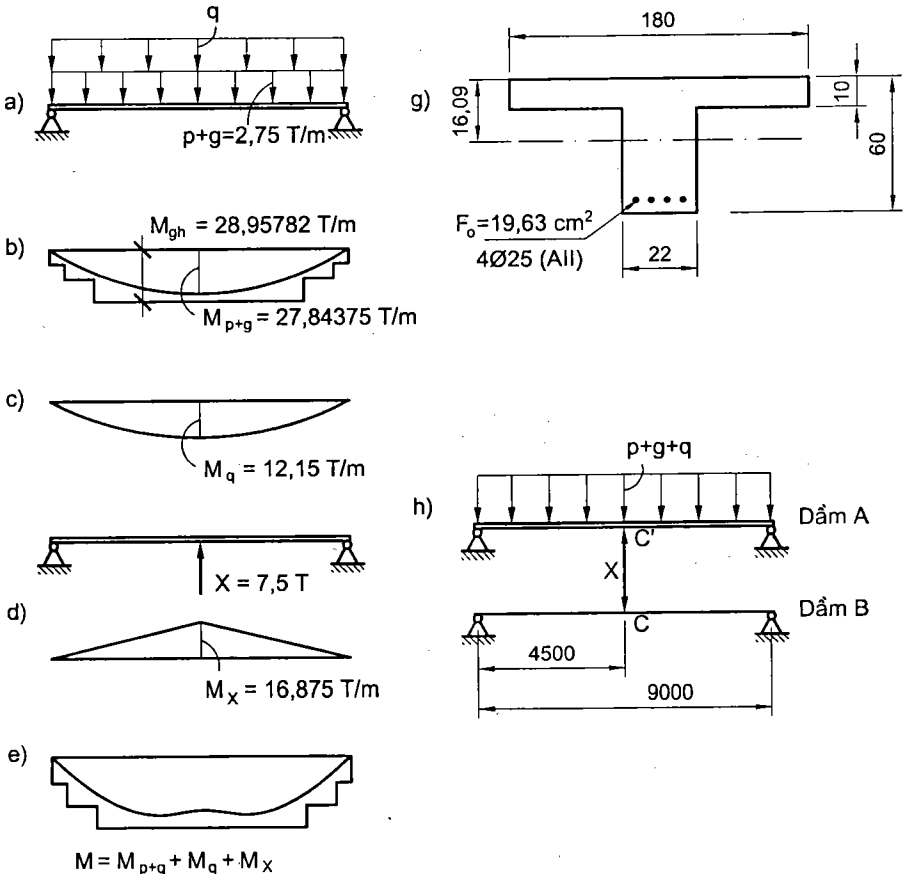
Tính M_c :

$$M_c = R_n b' h'_c \left(h_o - \frac{h'_c}{2} \right) = 90 \times 180 \times 10 \left(56 - \frac{10}{2} \right)$$

$$= 8262000 \text{ kGcm} > M_{\max} = 2784375 \text{ kGcm.}$$

Trục trung hòa đi qua cánh, tính $b = b'$

$$\alpha_o = \frac{R_a F_a}{R_n b h_o} = \frac{2700 \times 19,63}{90 \times 180 \times 56} = 0,058 \rightarrow A = 0,057$$



Hình 12.19. Sơ đồ gia công dầm bằng gối tựa đàn hồi theo ví dụ 12.2

- a) Sơ đồ tính toán của dầm; b) Biểu đồ mômen $M_{g,p}$ do tĩnh tải và hoạt tải trước gia công, biểu đồ đường bao vật liệu; c) Biểu đồ mômen do tải trọng thêm q ; d) Sơ đồ tác dụng của phản lực gối tựa phụ đàn hồi X và biểu đồ mômen do X ; e) Sơ đồ mômen tổng hợp $M_{g,p} + M_q + M_x$; g) Cấu tạo tiết diện dầm A; h) Sơ đồ gia công.

Khả năng chịu tải của dầm A:

$$M_{gh} = 0,057 \times 180 \times 56^2 \times 90 = 2895782 \text{ kGcm} = 28,95782 \text{ tm.}$$

Bước 2. Vẽ biểu đồ mômen do tải trọng tăng cường $q = 1,2 \text{ t/m}$.

$$M_q = \frac{1,2 \times 9^2}{8} = 12,15 \text{ tm}$$

Bước 3: Xác định phản lực X cần thiết:

$$X \geq \frac{4 \cdot M_q}{l} = \frac{4 \times 12 \times 15}{9} = 5,4 \text{ t}$$

chọn $X = 7,5 \text{ t}$

Bước 4: Theo công thức (12.6) ta có:

$$7,5 = \frac{5 \times (2,75 + 1,2) 9}{8} \frac{B_2}{B_1 + B_2}$$

Từ phương trình này cho ta $B_2 = 0,50955B_1$

Xác định độ cứng của dầm A, B.

Diện tích tiết diện tương đương:

$$F_{td} = 2900 + 8 \times 19,63 = 3057 \text{ cm}^2$$

$$S = 49182 \text{ cm}^3,$$

$$y = \frac{S}{F_{td}} = \frac{49182}{3057} = 16,09 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{F_a}{b'_c h_o} = \frac{19,63}{180 \times 56} = 0,001947;$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 8$$

$$L = \frac{M}{b'_c h_o^2 R_{nc}} = \frac{2784375}{180 \times 56^2 \times 112} = 0,044$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5L}{10\mu n}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,044}{10 \times 0,001947 \times 8}} = 0,1038$$

$$Z_1 = h_o \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 56 \left(1 - \frac{0,1038}{2} \right) = 53,09 \text{ cm}$$

$$I_{td} = 981260 \text{ cm}^4.$$

$$W_o = \frac{I}{h - y} = \frac{981260}{60 - 16,09} = 22347,07 \text{ cm}^3$$

$$W_n = 1,75W_o = 39107,37 \text{ cm}^3.$$

$$\psi_a = 1,25 - s \frac{R_{KC} W_n}{M} = 1,25 - 0,8 \frac{11,5 \times 39107,37}{2784375} = 1,12 > 1,$$

lấy $\psi_a = 1$.

Độ cứng B_1 của dầm A là:

$$B_1 = \frac{56 \times 53,09}{\frac{1}{2,1 \times 10^6 \times 19,63} + \frac{0,9}{0,1038 \times 180 \times 50 \times 2,65 \times 10^5 \times 0,15}} = 6,4775 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2$$

Như vậy độ cứng B_2 của dầm B phải là

$$B_2 = 0,50955 B_1 = 0,50955 \times 6,4775 \times 10^{10} = 330061 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2$$

chọn kích thước, cấu tạo dầm B. Ta chọn tiết diện chữ nhật có cạnh 25 × 65cm. Cốt thép AII 3 φ 25 = 14,72 cm². Bê tông M200.

$$\text{Ta có: } F_{td} = 65 \times 25 + 8 \times 14,72 = 1742,76 \text{ cm}^2$$

$$S_{td} = 59995,86 \text{ cm}^3.$$

$$y = \frac{S_{td}}{F_{td}} = \frac{59995,86}{1742,76} = 34,425 \text{ cm.}$$

$$J = \frac{25 \times 65^3}{12} + 25 \times 60 \times 1,925^2 + 8 \times 14,72 \times 21,575^2 = 632972,06 \text{ cm}^4$$

$$W_o = \frac{J}{h - y} = \frac{632972,06}{65 - 34,425} = 20702,27 \text{ cm}^3.$$

$$L = \frac{M}{bh_o^2 R_{nc}} = \frac{1687500}{25 \times 61^2 \times 112} = 0,162,$$

$$\mu = \frac{14,72}{25 \times 61} = 0,00965$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5L}{10\mu n}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \times 0,162}{10 \times 0,00965 \times 8}} = 0,2412$$

$$Z_1 = 61 \left(1 - \frac{0,2412}{2} \right) = 53,64 \text{ cm}$$

$$W_n = 1,75 \times 20702,27 = 36228,97 \text{ cm}^3$$

$$\psi_a = 1,25 - 0,8 \frac{11,5 \times 36228,97}{1687500} = 1,05 > 1$$

lấy $\psi_a = 1$.

Độ cứng của dầm B là:

$$B_2 = \frac{61.53,64}{\frac{1}{2,1 \times 10^6 \times 14,72} + \frac{0,9}{0,2412 \times 0,15 \times 25 \times 61 \times 2,65 \times 10^5}}$$

$$= 3,4844 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2 > B_2^{tt} = 3,30061 \times 10^{10} \text{ kGcm}^2.$$

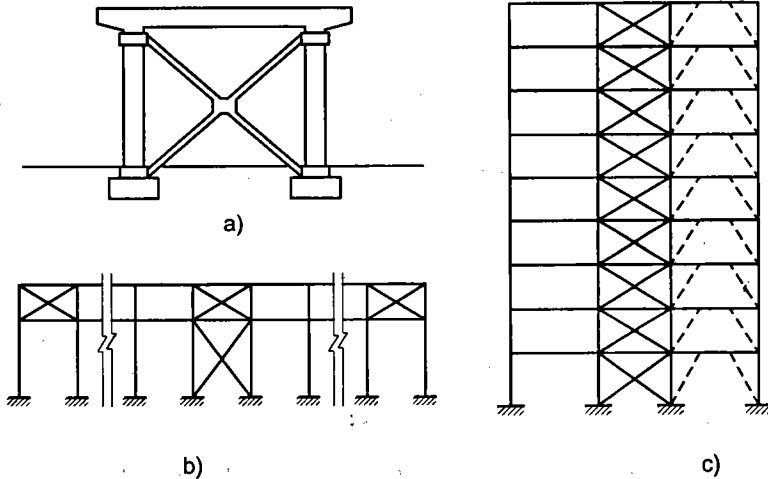
12.3. TĂNG CƯỜNG ĐỘ CỨNG VÀ THAY ĐỔI DẠNG LIÊN KẾT

Để tăng cường khả năng chịu tải hoặc để duy trì sự làm việc an toàn cho kết cấu bê tông cốt thép, việc tăng cường độ cứng hoặc thay đổi dạng liên kết cũng là các giải pháp thiết thực cần được lưu ý. Phụ thuộc vào từng trường hợp cụ thể mà có thể có các giải pháp tăng cường độ cứng khác nhau hoặc thay đổi dạng liên kết của kết cấu cho phù hợp. Dưới đây là một số

các hình thức tăng cường độ cứng và thay đổi dạng liên kết đáng chú ý.

12.3.1. Tăng cường độ cứng bằng cách dùng hệ giằng chéo

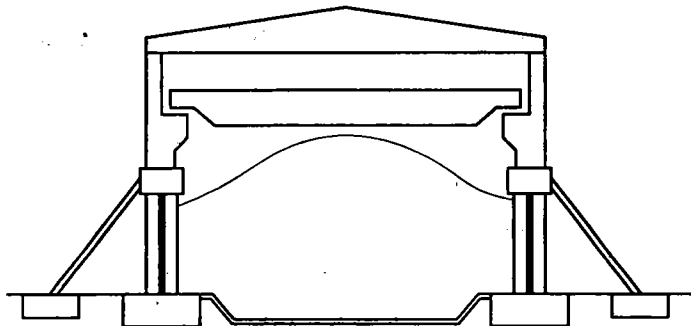
Phương pháp này khá hiệu quả để giảm bớt chuyển vị ngang của kết cấu. Nó có thể áp dụng cho các bộ móng thiết bị có dao động lắc ngang mạnh như máy sàng, máy ly tâm hoặc để tăng cường cho các khung nhà cao tầng để giảm chuyển vị ngang của chúng. Hệ giằng này cũng được dùng cho hệ thống khung dọc nhà công nghiệp một tầng nhằm đảm bảo ổn định ngoài mặt phẳng cho các khung (hình 12.20).



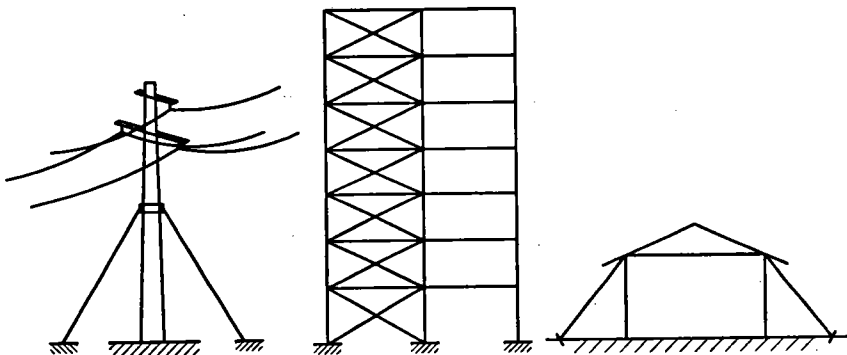
Hình 12.20. Các dạng giằng chéo để tăng độ cứng

Các thanh chống xiên nhằm làm tăng khả năng chịu tải của khung ngang như trong trường hợp kết cấu các nhà kho nguyên liệu hoặc thành phẩm trong công nghiệp phân bón,

luyện kim hoặc vật liệu xây dựng chịu áp lực lớn của nguyên liệu hoặc bán thành phần chứa trong kho.



Hình 12.21. Các thanh chống xiên gia cố kho chứa dạng tường chắn



Hình 12.22. Gia cố bằng hình thức dây căng

Các thanh giằng chéo hoặc thanh chống có thể cấu tạo bằng thép hình hoặc bằng bê tông cốt thép với hình thức chéo chữ thập hoặc thanh chéo đơn, khi cần có thể cấu tạo hệ giằng dạng công (hình 12.22).

Dây căng cũng là một hình thức chống chuyển vị ngang hữu hiệu cho kết cấu. Những dây này có thể làm bằng thép tròn hoặc dây cáp, có tạo ứng lực trước hoặc không tạo ứng lực trước. Dây căng chỉ có thể làm việc chịu kéo cho nên cần có sự bố trí thích hợp mới phát huy được hiệu quả (hình 12.22).

12.3.2. Cấu tạo các vách cứng

Các vách cứng trong các nhà cao tầng có tác dụng làm tăng độ cứng cho công trình chống lại sự tác động của các tải trọng ngang như gió và động đất. Do tải trọng ngang phân bố phụ thuộc vào độ cứng chuyển vị của kết cấu cho nên việc tạo vách cứng sẽ giảm được phần nào tải trọng tác dụng lên các khung còn lại. Tuy nhiên, để đảm bảo an toàn cho toàn bộ hệ thống còn phải chọn vị trí tạo vách cứng để tránh hiện tượng tạo nên mômen xoắn trong quá trình chịu tải có thể làm cho một số khung lâm vào tình trạng nguy hiểm. Vị trí có lợi nhất là đảm bảo tính đối xứng của toàn bộ hệ thống dưới tác dụng của tải trọng ngang. Mặt khác do tính chất chịu lực của khung và của vách cứng có những điểm khác nhau cho nên sau khi đã tạo vách cứng cho công trình vẫn phải tiến hành tính toán để kiểm tra lại khả năng chịu tải của hệ thống kết cấu.

Việc tính toán kiểm tra hệ khung vách cứng nhà cao tầng nói chung không thể dùng các chương trình khung phẳng để tính toán vì sự phân phối ứng lực rất phức tạp, ngoài hệ thống kết cấu theo hướng đứng còn có hệ sàn với độ cứng rất lớn liên kết chúng lại với nhau thành một khối kết cấu không gian hoàn chỉnh. Hơn nữa do tính chất chịu lực khác nhau giữa khung và vách cứng cho nên sự tương tác giữa khung và vách cứng khá phức tạp khó có thể phản ánh được trong các phép tính tách rời.

Vì vậy trong trường hợp này việc xác định nội lực chỉ có thể thực hiện bằng việc sử dụng các chương trình tính toán kết cấu không gian.

Tuy nhiên trong một số trường hợp có kết cấu đơn giản, với hệ chịu lực song phẳng đối xứng sẽ không xuất hiện mômen xoắn. Chuyển vị ngang của tất cả các kết cấu thẳng đứng đều như nhau [17] [20] [28]. Trong trường hợp này có thể tính toán các khung vách như hệ phẳng. Tải trọng ngang được phân phối theo độ cứng mỗi khung vách.

a. Vách cứng bằng bê tông cốt thép

Có thể cải tạo hệ thống khung cũ thành khung vách cứng bằng các tấm bê tông cốt thép. Những tấm này được liên kết chặt chẽ với khung bằng cách mở rộng tiết diện tại chỗ tiếp giáp với khung, cốt thép của vách được hàn với cốt thép của kết cấu khung (hình 12.23). Vách cứng nên cấu tạo trên toàn bộ chiều cao của công trình. Chiều dày vách tùy thuộc vào yêu cầu chịu lực của công trình nhưng không nên dưới 160 cm hoặc bé hơn $\frac{h}{20}$ (h - chiều cao tầng nhà). Chiều dày vách có thể giảm dần theo chiều cao. Vách cứng có thể là tấm đặc, phẳng hoặc có gân để tăng thêm độ cứng. Vách cứng cũng có thể chừa lỗ với kích thước hạn chế để không ảnh hưởng đến độ cứng của vách. Lỗ trên vách cứng nên bố trí ở phần giữa tiết diện, tránh đặt sát bên cột. Diện tích lỗ không vượt quá yêu cầu sau:

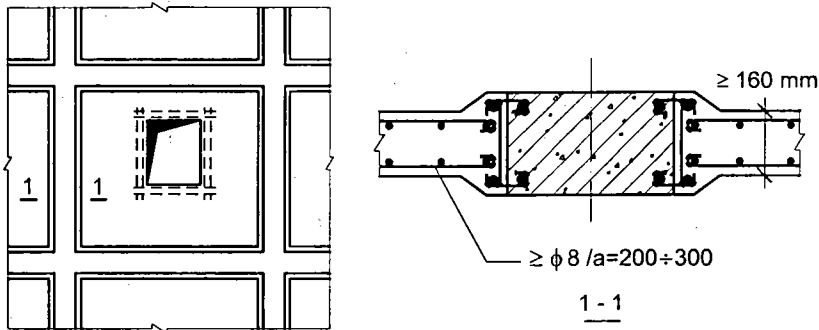
$$\rho = \sqrt{\frac{A_c}{A_v}} \leq 0,4,$$

trong đó: A_c - diện tích lỗ trên vách;

A_v - tổng diện tích mặt vách.

Vị trí các lỗ tầng trên và tầng dưới không nên để lệch nhau. Cốt thép vách được đặt theo yêu cầu chịu lực nhưng hàm lượng không ít hơn $0,2 \div 0,25\%$ cho mỗi hướng, đường kính cốt thép không dưới 8 mm, khoảng cách cốt thép không quá 300 mm đối với công trình không có yêu cầu chống động đất và 200 mm đối với công trình có yêu cầu chống động đất. Tại mép các lỗ cần đặt cốt thép gia cường.

Để đảm bảo tính toàn khối giữa vách với kết cấu khung vách thường được đổ bê tông tại chỗ. Bề mặt tiếp xúc giữa vách với khung cần được xử lý để đảm bảo độ dính kết tốt. Bê tông dùng cho vách có mác không dưới 200, phải có biện pháp chống co ngót có hiệu quả.

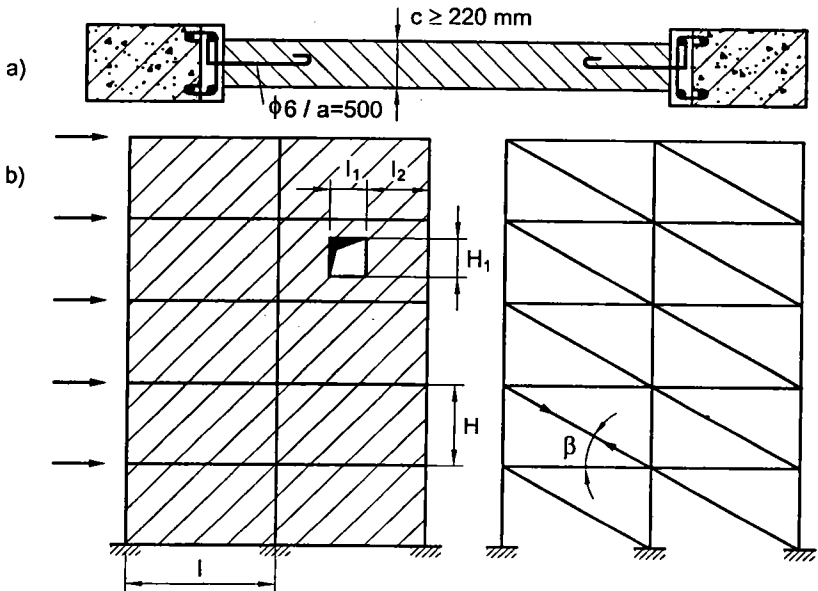


Hình 12.23. Cấu tạo vách cứng bằng bê tông cốt thép

b. Khung chèn gạch

Từ lâu khung chèn gạch đã được coi là một giải pháp tốt để nâng cao độ cứng của kết cấu. Cũng như trường hợp tạo vách cứng bằng bê tông cốt thép, cấu tạo tường chèn trong khung phải đảm bảo liên kết tốt vì nếu tồn tại khe hở giữa tường chèn với khung thì không những không tăng được độ cứng cho khung

mà còn có tác dụng ngược lại là làm tăng thêm tải trọng cho khung. Để đảm bảo liên kết tốt giữa tường và cột cần đặt các râu thép liên kết (hình 12.24), chiều dày của tường chèn không dưới 220 mm, xây bằng gạch có mác không dưới 75, vữa xi măng M50. Râu thép $\phi 6/500$, cốt thép phần bê tông ốp thêm cần liên kết với cốt thép cột. Khi cần thiết có thể bố trí thêm cốt thép ngang cho tường với khoảng cách tương ứng với râu tường.



Hình 12.24. Sơ đồ cấu tạo và tính toán tường chèn

Theo Poliakov [39] dưới tác dụng của tải trọng (gió hoặc động đất) các tường chèn có tác dụng như những thanh chống xiên trong hệ thống khung (hình 12.31b). Hình chiếu bằng của khả năng chịu tải của các thanh chống xiên có thể lấy bằng:

$$X = \frac{0,7 R_c C l}{1 - \alpha \frac{H}{l}} \gamma, \quad (12.15)$$

trong đó: R_c - cường độ chịu cắt theo phương ngang của khối xây mạch không cầu;

C - chiều dày tường xây chèn;

α - hệ số lấy như sau:

$\alpha = 0,5$ - khi tường xây bằng gạch đặc

$\alpha = 0$ - khi tường xây bằng gạch rỗng

γ - hệ số xét đến ảnh hưởng của lỗ cửa lấy như sau:

- Khi tường không có lỗ cửa, $\gamma = 1$;

- Đối với tường chèn có lỗ cửa với bề rộng $l_1 \leq 0,6l$ và cao

$H_1 \leq 0,65H$ với điều kiện $\frac{H_1}{l_2} \leq 2$ (l_2 - bề rộng của mảng

tường giữa các cửa)

$$\gamma = 0,5 \left\{ 1 - 1,54 \left[1 - 0,25 \left(1 - \frac{l_1}{l} \right) \right] \frac{H_1}{H} \right\} \quad (12.16)$$

H, l, C - xem trong hình 12.24.

Công thức (12.16) chỉ áp dụng được với điều kiện

$$0,8H \leq l \leq 2H$$

ngoài ra số mảng tường có lỗ cửa không được vượt quá 70% số các mảng tường có trong khung.

Khi tính khung cần chú ý rằng trọng lượng của tường chèn được phân bố lên dầm khung theo quy luật dầm trên nền đàn hồi (hình 12.25).

Gọi P - trọng lượng toàn bộ mảng tường tác dụng lên dầm khung, C - chiều dày của tường.

Áp lực cực đại tại mép dầm là [39]

$$p_{\max} = \frac{P}{0,93 h_o} \quad (12.17)$$

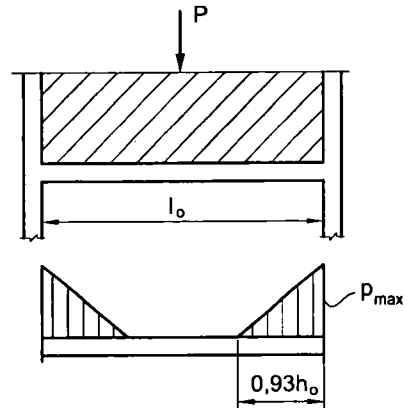
và triệt tiêu tại hoành độ $0,93 h_o$.

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{0,93 h_o C} \quad (12.18)$$

trong các công thức trên:

$$h_o = 0,9h' \sqrt[3]{\frac{E_b}{E}}$$

với h' - chiều cao dầm khung;
 E_b - môđun đàn hồi của bê tông;
 $E = 0,6E_o$ - môđun đàn hồi của khối xây.



Hình 12.25. Phân bố trọng lượng tương lên dầm khung

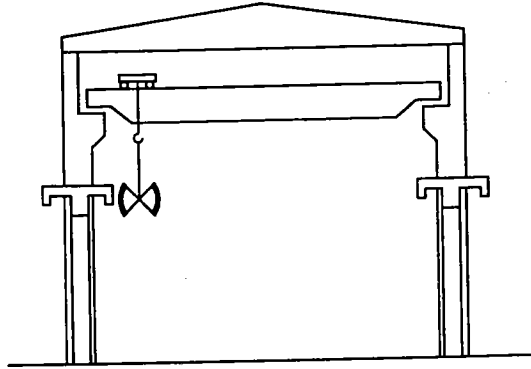
12.3.3. Bổ sung liên kết không gian

Khi có liên kết không gian các khung phẳng với nhau, khả năng chịu tải của công trình được nâng cao so với khi các khung làm việc độc lập. Chẳng hạn, dưới tác dụng của lực hãm cầu trục trong các nhà công nghiệp, nếu các khung phẳng làm việc riêng rẽ, toàn bộ lực hãm sẽ chỉ tác dụng lên một khung nhưng vì có cấu tạo dầm hãm nên lực hãm được truyền sang cho các khung lân cận cùng tham gia chịu tải làm giảm bớt nội lực trong khung chịu tác động trực tiếp của lực hãm.

Cách giải quyết đó có thể áp dụng cho công trình có cầu trục gầu ngoạm hoạt động. Ta biết rằng dưới tác động của gầu

ngoại, sẽ gây một áp lực lên cục bộ rất lớn lên kết cấu gần vùng chịu tác động của gầu. Vì vậy để giảm bớt nội lực trong kết cấu chịu tác động trực tiếp của áp lực này, người ta liên kết với những kết cấu lân cận để cùng hỗ trợ tham gia chịu tải (hình 12.26).

Một trường hợp khác thường hay gặp trong thực tế xây dựng là cấu trúc hệ sườn tường hồi của những ngôi nhà sản xuất. Để tăng cường khả năng chịu tải của các cột sườn tường, người ta liên kết chúng lại với nhau qua một hệ

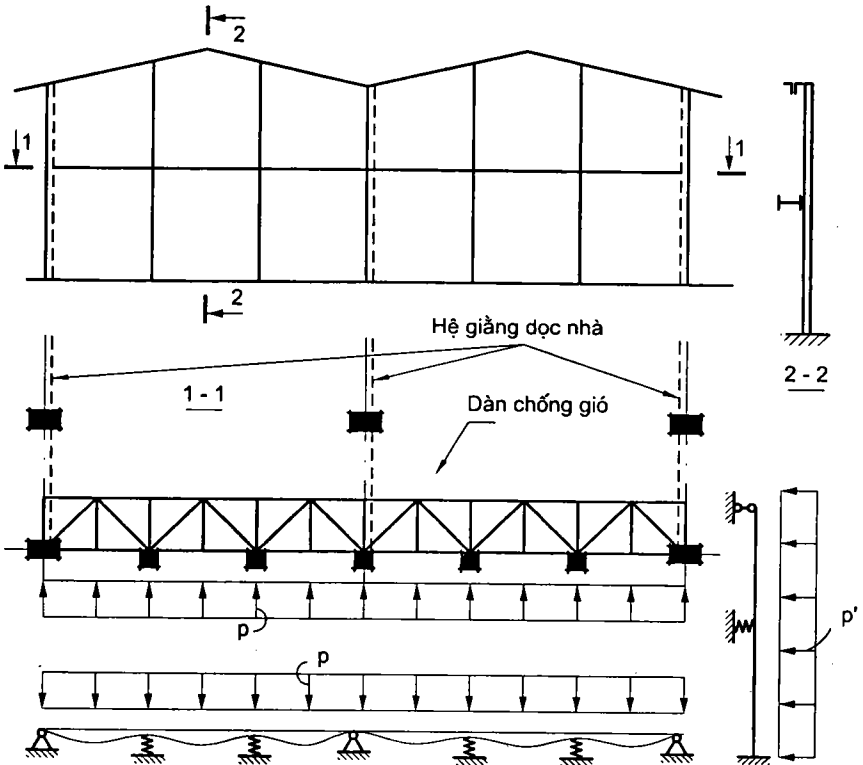


Hình 12.26. Dầm hãm và liên kết chống xô ngang do gầu ngoại

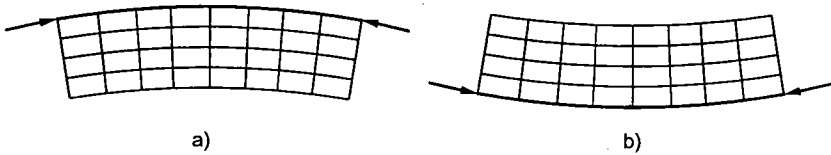
dầm hoặc dàn chịu tải theo phương ngang. Hai đầu của hệ dầm, dàn này tựa lên hệ thống khung dọc nhà khá vững chắc. Như vậy các cột tường hồi được tựa lên các gối tựa trung gian dàn hồi khi chịu tải trọng gió và giảm được nội lực đáng kể trong các cột đó (hình 12.27).

Hệ giằng chống lún lệch dọc nhà cũng là một dạng liên kết không gian giữa các khung phẳng cùng tham gia chịu tải dưới tác động của độ lún không đều. Do tình trạng cấu tạo địa chất không đồng đều trên toàn bộ công trình cho nên có thể xảy ra tình trạng lún lệch giữa các khung hoặc các trụ trong khung với nhau. Bằng các liên kết không gian nối liền các khung phẳng với nhau, biến ngôi nhà thành một kết cấu thống nhất, độ lún lệch xảy ra đối với bất kỳ một điểm nào của ngôi nhà cũng đều

ảnh hưởng đến toàn bộ kết cấu của ngôi nhà. Hiện tượng phân phối lại nội lực sẽ xảy ra trên toàn bộ kết cấu công trình do đó sẽ giảm được độ lún của kết cấu trực tiếp nằm trên lớp đất yếu đồng thời giảm được nội lực trong kết cấu đó. Vì vậy việc tăng cường hệ thống giằng dọc là một biện pháp chống lún lệch hữu hiệu cho công trình. Tùy thuộc vào tính chất lún của công trình mà tăng cường hệ giằng dọc cho phù hợp. Nếu công trình có dạng lún võng (hình 12.25a) thì cần tăng cường hệ giằng dọc tại phía trên của công trình còn nếu công trình có dạng lún võng thì cần tăng cường hệ giằng dọc tại phía dưới của công trình (hình 12.25b).



Hình 12.27. Sơ đồ cấu tạo và tính toán sườn tường hồi nhà công nghiệp



Hình 12.28. Vị trí gia cố hệ giằng dọc nhà

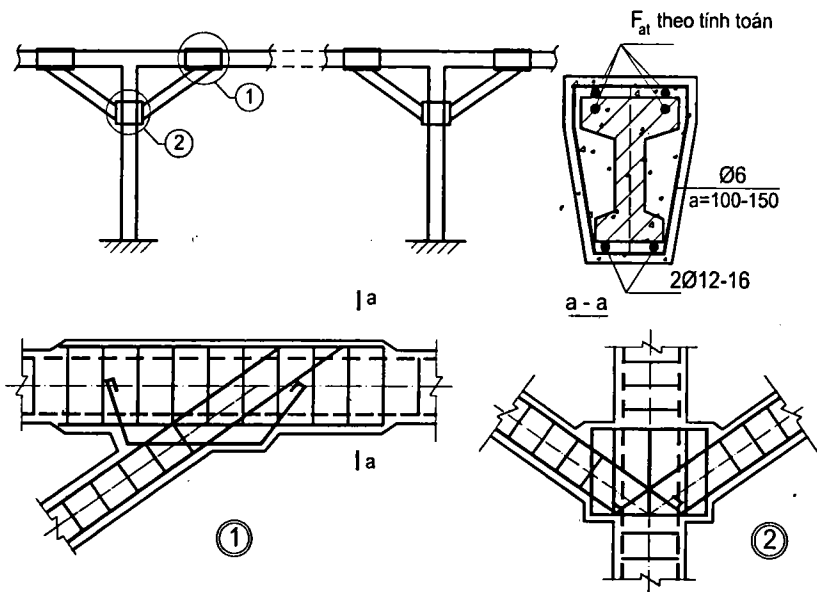
Hệ giằng tăng cường cần được ốp thêm vào hệ giằng hiện có và phủ kín bằng bê tông. Có thể dùng các loại thép bê tông như AI, AII, AIII... Nếu tạo được ứng lực trước trong cốt thép, hệ giằng càng phát huy được hiệu quả. Để gây ứng lực trước trong thanh giằng có thể thực hiện bằng nhiệt hoặc bằng cơ học (tăng đơ). Tại các vị trí neo cần có các bản tựa bằng thép để bảo vệ kết cấu bị ép mặt.

12.3.4. Thay đổi hình thức liên kết

Liên kết giữ vai trò quan trọng trong việc truyền và phân phối nội lực trong kết cấu.

Để giảm bớt mômen giữa nhịp trong các cấu kiện chịu uốn như dầm, dàn có thể dùng biện pháp thay đổi liên kết khớp sang liên kết ngàm. Chẳng hạn, khi gia cố hệ thống giá đỡ đường ống, giá đỡ dầm cầu trục, hành lang băng tải hay nói chung hệ thống cầu cạn công nghiệp hay giao thông người ta có thể sử dụng hình thức thanh văng. Những thanh này xuất phát từ trụ đỡ dầm chống xiên lên dầm tạo thành một hệ thống kết cấu siêu tĩnh (hình 12.29). Bằng phương pháp này giảm được chiều dài tự do của nhịp dầm đồng thời tạo được liên kết cứng với đầu cột. Tuy nhiên tại cột cuối, cột tại khe co giãn hoặc cột

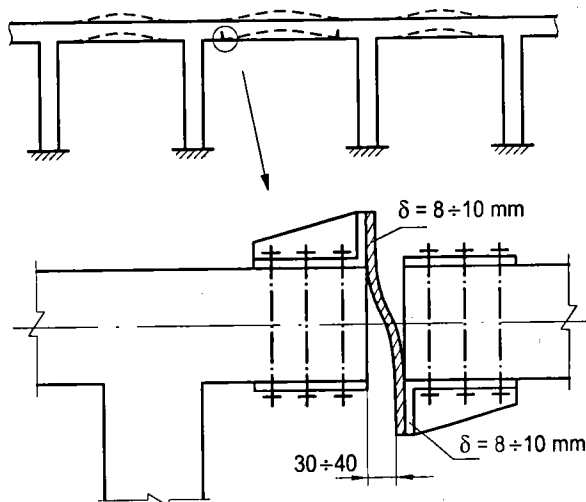
góc cần chú ý thanh văng có thể gây mômen quá tải cho cột. Tại những vị trí này cần có biện pháp gia cố riêng cho cột.



Hình 12.29. Sơ đồ gia cố dầm estacad

Đồng thời khi thay đổi dạng liên kết, nội lực trong kết cấu cũng thay đổi theo cho nên cần được tính toán kiểm tra kết cấu theo sơ đồ mới để có biện pháp xử lý thích hợp như bổ sung những gia cố cục bộ cần thiết trong phạm vi thay đổi dạng liên kết.

Tuy nhiên trong một số trường hợp, cần giảm độ cứng của kết cấu để duy trì khả năng làm việc của chúng. Đó là các giải pháp để giảm bớt ứng suất nhiệt trong kết cấu hoặc giảm ảnh hưởng của sóng dao động truyền trong đất nền khi có động đất [32].

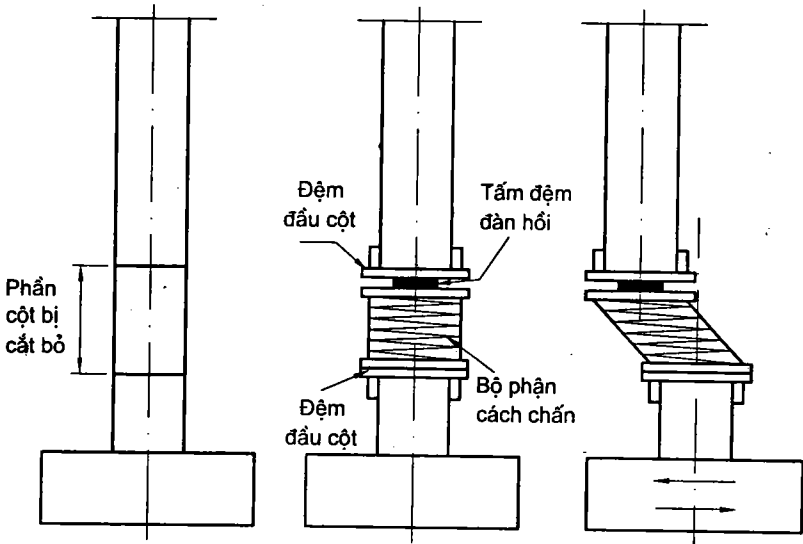


Hình 12.30. Tạo khớp co dãn trong khung liên tục

Dưới tác dụng của nhiệt độ thay đổi, trong khung phát sinh ứng lực do hiện tượng co dãn nhiệt. Mặt khác nếu có sự chênh lệch nhiệt độ giữa mặt trên và mặt dưới của khung cũng tạo nên những biến dạng bất lợi. Để giảm bớt những ứng lực này ta có thể tạo *khớp co dãn* trong các khung liên tục (hình 12.30). Tại đây dầm có thể co dãn được đồng thời có thể xoay được ($N = 0$, $M = 0$, $Q \neq 0$). Chi tiết làm việc chủ yếu là tấm thép đặt nghiêng được gá lắp hai đầu vào các bộ phận cố định được gắn chặt tại hai phía của khe co dãn. Chiều dày các tấm gá lắp vào dầm được xác định theo kết quả tính toán nhưng không được dưới 8mm. Bulông được xác định theo tính toán.

Trong trường hợp cần cách ly dao động ngang của đất nền với công trình bên trên có thể lắp thêm bộ phận cách chấn vào cột của công trình, biến liên kết ngàm cứng thành liên kết khớp

dẻo, dịch chuyển được trong phạm vi nhất định. Cấu tạo khớp dẻo đó như sau:



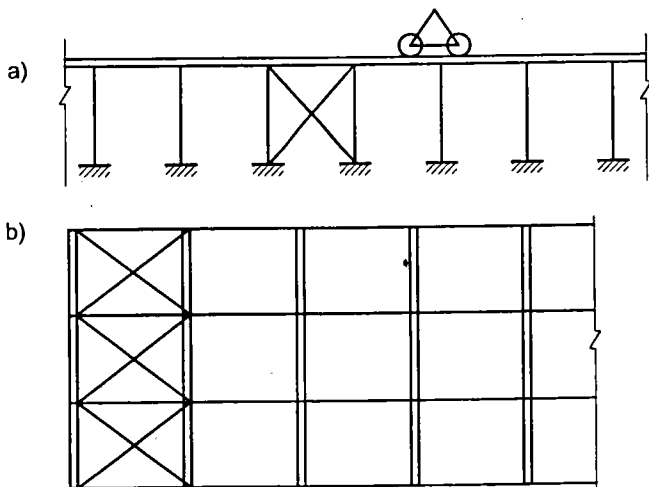
Hình 12.31. Cấu tạo khớp cách chấn cho cột [32]

Cắt bỏ đoạn cột gần móng cần cấu tạo khớp, gắn các tấm đệm kim loại lên hai đầu đoạn cột bị cắt bỏ bằng colie. Đặt bộ phận cách chấn vào chỗ đoạn cột bị cắt bỏ. Bộ phận này được cấu tạo bằng các phiến thép, ghép chồng lên nhau. Giữa bộ phận cách chấn với một đầu cột đặt một tấm đệm đàn hồi. Phần trên và phần dưới của cột có thể dịch chuyển lệch nhau theo phương ngang trong phạm vi cho phép của bộ phận cách chấn khi có sóng dao động truyền trong nền đất [32]. Bằng cách đó, các sóng động đất sẽ được giảm đi khi truyền lên kết cấu bên trên của ngôi nhà (hình 12.31).

12.3.5. Giảm chiều dài tính toán của cấu kiện chịu nén

Hiện tượng uốn dọc làm giảm khả năng chịu tải đáng kể của các cấu kiện chịu nén khi có độ mảnh lớn. Như vậy để tăng cường khả năng chịu tải của những cấu kiện thuộc loại này là giảm chiều dài tính toán của chúng. Chiều dài tính toán phụ thuộc vào chiều dài tự do và hình thức liên kết của chúng với kết cấu liên quan.

Chẳng hạn khi tính cột nhà công nghiệp một tầng chiều cao tính toán theo phương ngoài mặt phẳng được giảm đáng kể khi có cấu tạo hệ giằng dọc nhà và dầm cầu trục có cấu tạo liên tục (hình 12.20c). Khi cần giảm hơn nữa chiều cao tính toán ngoài mặt phẳng của cột có thể bố trí thêm hệ giằng dọc bổ sung. Trong trường hợp này chiều dài tính toán theo phương ngoài mặt phẳng làm việc của đoạn cột dưới dầm cầu trục còn có thể giảm xuống hơn nữa.



Hình 12.32. Một số hình thức giảm chiều dài tính toán của thanh chịu nén

Cũng tương tự như khi cấu tạo hệ giằng dọc cho các giá đỡ đường ống, giá đỡ cầu trục ngoài trời nhằm khống chế chuyển vị đầu cột theo phương dọc, do đó có thể giảm chiều dài tính toán theo phương ngoài mặt phẳng làm việc của hệ thống (hình 12.32a).

Để giảm chiều dài tính toán ngoài mặt phẳng của cánh thượng của hệ dàn mái cần bố trí hệ giằng mái thích hợp (hình 12.32b) hoặc để giảm chiều dài tính toán của thanh chịu nén có thể cấu tạo các thanh phụ nhằm chia nhỏ chiều dài của chúng.

12.4. PHƯƠNG PHÁP DÙNG KẾT CẤU HỖ TRỢ HOẶC THAY THẾ

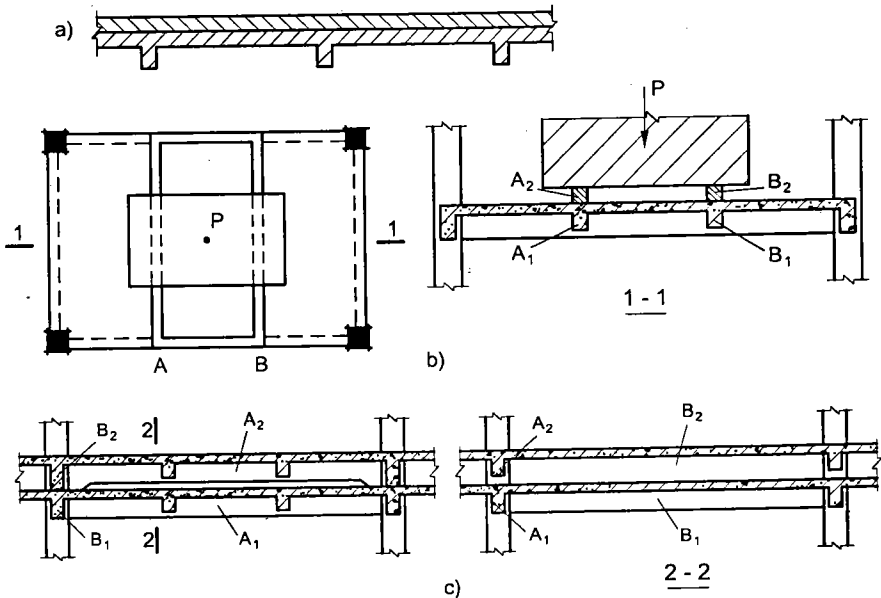
Để tăng cường khả năng chịu tải của kết cấu bê tông cốt thép có thể áp dụng các kết cấu hỗ trợ hoặc thay thế các kết cấu cũ. Như vậy sơ đồ tính toán đã có phần nào thay đổi để đáp ứng với yêu cầu chịu lực mới.

Kết cấu hỗ trợ có hai dạng: *một phần* hoặc *toàn phần*. Kết cấu hỗ trợ một phần cùng tham gia làm việc đồng thời với kết cấu cũ cần gia cố. Kết cấu hỗ trợ toàn phần tức là *kết cấu thay thế* nhận toàn bộ tải trọng tác dụng, còn kết cấu cũ chỉ chịu riêng trọng lượng bản thân. Nhiều khi người ta áp dụng kết hợp cả hai dạng kết cấu hỗ trợ để gia cố cho cùng một công trình. Kết cấu hỗ trợ được thực hiện bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ, bê tông cốt thép lắp ghép hoặc bằng kết cấu thép (hình 12.33).

Do tính chất cùng tham gia chịu lực với kết cấu cũ cho nên giữa kết cấu hỗ trợ một phần và kết cấu được gia cố cần có liên kết truyền lực. Trên hình 12.33a tấm sàn 2 làm kết cấu hỗ trợ

một phần cho tấm sàn 1, dưới tác dụng của ngoại lực cả hai tấm sàn 1 và 2 cùng tham gia làm việc.

Trên hình 12.33b các dầm A_2 , B_2 tựa trực tiếp lên dầm A_1 , B_1 và cùng tham gia làm việc đồng thời với A_1 , B_1 . Trong trường hợp kết cấu hỗ trợ toàn phần, để tải trọng không truyền lên kết cấu cũ cần tạo một khe hở giữa chúng. Trên hình 12.33c, các dầm A_2 thay thế chịu tải cho dầm A_1 , còn dầm B_2 hỗ trợ một phần cho dầm B_1 . Để đảm bảo ổn định cho hệ thống, cần tiến hành kiểm tra khả năng chống cắt của đầu dầm hiện có đồng thời tìm giải pháp chống cắt tại gối tựa hoặc cấu tạo gối tựa mới trên cột.



Hình 12.33. Các dạng kết cấu hỗ trợ và thay thế

a, b) Kết cấu hỗ trợ một phần; c) Kết cấu hỗ trợ một phần và toàn phần.

Ưu điểm của phương pháp gia cố này là đơn giản, dễ thi công. Nhược điểm của phương pháp là giảm không gian sử dụng do giảm chiều cao phòng. Khi thi công buộc phải ngừng sự hoạt động liên tục của công trình, tăng thêm trọng lượng cho kết cấu và không phải là không có vấn đề về yêu cầu sử dụng và thẩm mỹ. Do đó việc sử dụng cũng nên hạn chế trong những trường hợp thật cần thiết, chẳng hạn có thể áp dụng trong phạm vi cục bộ của sàn hoặc đối với những kết cấu đã hư hỏng quá nhiều không còn khả năng chịu tải mà không áp dụng được phương pháp gia cố khác hữu hiệu hơn.

◆ Đặc điểm tính toán

Trong trường hợp kết cấu hỗ trợ toàn phần hoặc kết cấu thay thế, việc tính toán hoàn toàn như đối với kết cấu mới. Trong trường hợp này chỉ cần kiểm tra khả năng chống cắt đối với dầm dầm hiện có hoặc tính toán gia cố gối đỡ.

Đối với kết cấu hỗ trợ một phần, việc tính toán dựa trên nguyên tắc cân bằng biến dạng. Nội lực tác dụng sau khi gia cố sẽ được phân phối theo độ cứng. Gọi M là tổng nội lực tác dụng lên dầm, M_1 , M_2 - mômen được phân phối cho dầm hiện có và dầm hỗ trợ có độ cứng tương ứng là B_1 , B_2 ta có:

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_1}{B_1} &= \frac{M_2}{B_2} \\ \text{và } M &= M_1 + M_2 \end{aligned} \right\} \quad (12.19)$$

từ đó rút ra:

$$M_2 = \frac{MB_2}{B_1 + B_2} \quad (12.20)$$

Độ cứng B_1 , B_2 được xác định theo công thức (10.6).

13

GIA CỐ KHẢ NĂNG CHỐNG CẮT VÀ CÁC LOẠI CÔNG XON

13.1. GIA CỐ KHẢ NĂNG CHỐNG CẮT

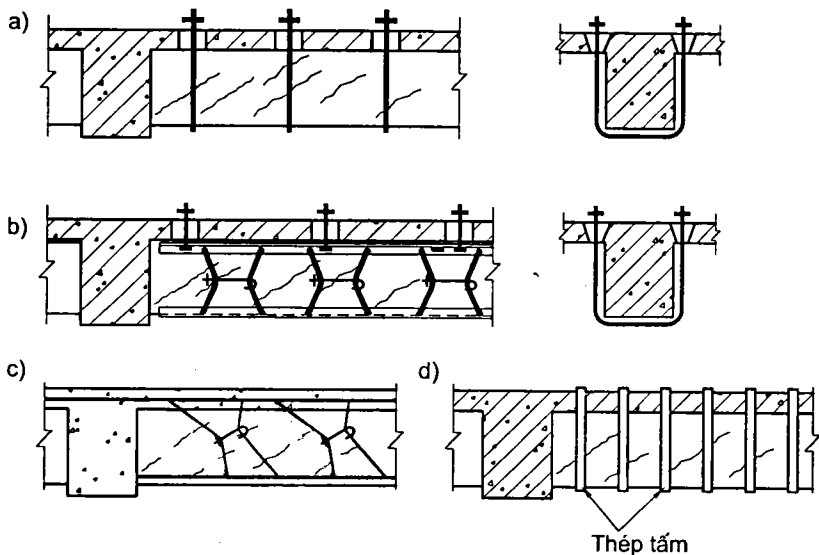
Khi trên kết cấu xuất hiện những vết nứt xiên xuất phát từ mép gối tựa đi lên hướng về phía trong nhịp của kết cấu chịu uốn là lúc khả năng chịu cắt của cấu kiện đã bị giảm sút nghiêm trọng. Để đối phó với tình trạng quá tải về lực cắt, có thể áp dụng một trong các giải pháp sau:

- Giảm lực cắt bằng cách thay đổi sơ đồ kết cấu, chẳng hạn đặt thêm gối tựa phụ (xem chương 12).
- Ốp tăng cường tiết diện của cấu kiện (xem chương 9).
- Gia cố bằng phương pháp dây căng ứng lực trước (xem chương 10).
- Gia cố bằng cách tăng cường cốt đai hoặc cả cốt xiên trong phạm vi cần thiết.

Trong mục này chỉ giới thiệu phương pháp nâng cao khả năng chịu cắt bằng cách tăng cường cốt đai và cả cốt xiên.

Cốt đai tăng cường có thể dùng thép tròn có $\phi \geq 10$ mm hoặc thép bản có chiều dày không dưới 6 mm. Có thể cấu tạo cốt đai hình chữ U neo lên mặt trên của dầm (hình 13.1a). Khi phải đặt bulông quá gần nhau, việc khoan hoặc đục lỗ cho bulông có

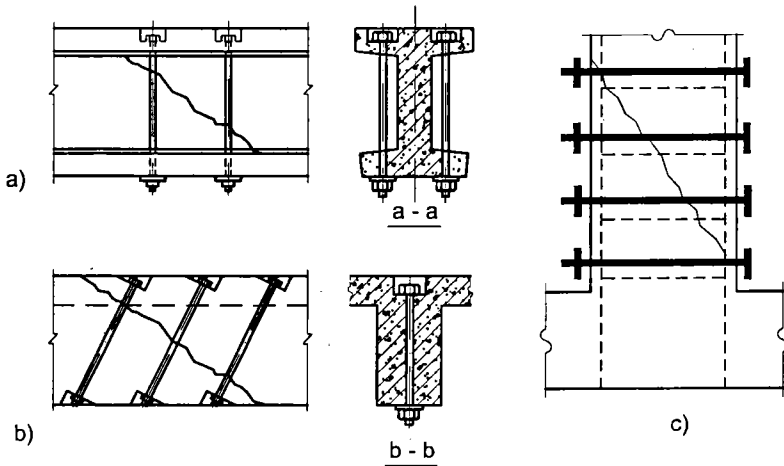
thể làm vỡ mặt sàn. Để tránh hiện tượng này có thể dùng một cặp thép góc gắn vào phía dưới mặt sàn. Các cốt đai gia cố được hàn vào thép góc này, còn thép góc thì được neo vào mặt sàn bằng các bulông đặt thưa hơn (hình 13.1b). Để tăng cường hiệu quả của kết cấu gia cố, nên gây ứng lực trước trong thép đai gia cố bằng cơ cấu núu chập (hình 13.1b). Ứng suất trước trong cốt đai gia cố nên nằm trong khoảng $500 - 800 \text{ kG/cm}^2$. Ngoài việc gia cố cốt đai, khi cần có thể gia cố bằng cốt xiên. Những cốt xiên này được liên kết với thép chịu lực của dầm bằng bản nối và phía trên được neo vào sàn bê tông bằng bulông.



Hình 13.1. Các hình thức gia cố cốt đai và cốt xiên

Đối với các loại cốt xiên này cũng có thể thực hiện gây ứng lực trước bằng cơ cấu núu chập hoặc xiết bulông để tăng cường sự làm việc đồng thời với kết cấu dầm (hình 13.1c).

Những cốt đai và cốt xiên gia cố được phủ kín vào kết cấu cũ bằng vữa xi măng hoặc bê tông sợi nhỏ. Khi không có yêu cầu, có thể để trần nhưng phải có biện pháp chống gỉ để đảm bảo sự làm việc lâu dài của kết cấu gia cố.



Hình 13.2. Các hình thức gia cố cốt đai, cốt xiên

Trong trường hợp cần thiết có thể luồn cốt đai hoặc cốt xiên gia cố trong thân dầm qua các lỗ khoan sau đó chèn lỗ bằng vữa xi măng hoặc vữa polyme. Trong trường hợp này có thể gây ứng suất trước trong bulông. Dùng phương pháp này đòi hỏi độ chính xác cao, nếu không trong khi khoan lỗ có thể làm đứt cốt thép chịu lực của dầm (hình 13.2).

Người ta cũng có thể gia cố khả năng chống cắt của cột bằng cốt đai ứng lực trước đặt ngoài tiết diện (hình 13.2c).

Những cốt đai này cùng làm việc với cốt đai có sẵn trong kết cấu cũ làm tăng khả năng chịu cắt của kết cấu. Phương pháp này đã được áp dụng để gia cố trụ cầu chịu tải trọng động đất [40].

Khả năng chịu cắt của tiết diện sau gia cố được xác định theo công thức:

$$Q_{db} = 2\sqrt{2\alpha_b R_k b h_o^2 (q_d + q_o)} \quad (13.1)$$

trong đó

$$\left. \begin{aligned} q_d &= \frac{R_{ad} F_{ad}}{u} \\ q_o &= 0,85 \frac{R_{ad} F_o}{u_o} \end{aligned} \right\} \quad (13.1a)$$

Với R_{ad}, F_{ad}, u – cường độ, tiết diện các nhánh cốt đai và khoảng cách cốt đai trong kết cấu;
 R_{od}, R_{ad}, F_o, u_o – cường độ, tiết diện các nhánh cốt đai gia cố và khoảng cách giữa chúng;
 R_k – cường độ tính toán chịu kéo của bê tông.

Hiện tượng chọc thủng có thể xảy ra đối với các loại sàn nấm khi khả năng chống cắt của tiết diện sàn theo chu vi mũ cột không đảm bảo. Để bảo vệ cho sàn khỏi bị chọc thủng có thể áp dụng các giải pháp như:

- Tăng chiều dày sàn;
- Đặt thêm các trụ trung gian;
- Tăng kích thước mũ cột.

Tùy theo từng trường hợp cụ thể mà chọn một trong các giải pháp trên, sao cho kết cấu phải thỏa mãn điều kiện chống chọc thủng:

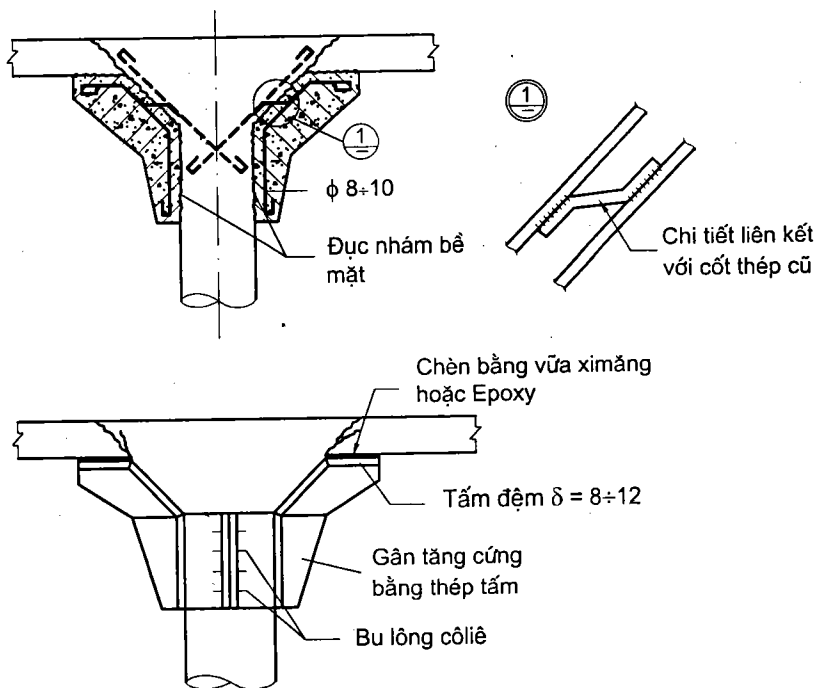
$$P \leq 0,75 \alpha_b R_k h_o L, \quad (13.2)$$

trong đó: R_k – cường độ tính toán chịu kéo của bê tông;

h_o – bề dày sàn;

L – giá trị trung bình của chu vi các đáy hình tháp nén thủng.

Khi áp dụng giải pháp tăng kích thước mũ cột có thể thực hiện bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc bằng kết cấu thép (hình 13.3).



Hình 13.3. Hình thức tăng kích thước mũ cột sàn năm

a) Bằng bê tông cốt thép; b) Bằng thép.

13.2. GIA CỐ KẾT CẤU CÔNGXON

Côngxon được chia làm hai loại: côngxon ngắn và côngxon dài. Côngxon ngắn làm việc như cấu kiện chịu cắt và côngxon dài làm việc như cấu kiện chịu uốn.

a. Gia cố côngxon ngắn

Theo TCVN 5574-1991 côngxon được gọi là ngắn khi $l_v \leq 0,9 h_v$. Côngxon ngắn thường là các loại vai cột dùng để đỡ dầm cầu trục, dầm, dàn mái hoặc các loại dầm khác. Đôi khi côngxon ngắn được gắn vào dầm chính làm gối đỡ cho các dầm phụ.

Gia cố các loại côngxon này là tìm cách nâng cao khả năng chống cắt của chúng. Đối với các loại vai cột có thể gia cố bằng cách tăng cường chiều cao sao cho chiều cao tổng cộng của chúng thỏa mãn điều kiện

$$h_o \geq \sqrt{\frac{Q_v a_v}{K_v m_v b \alpha_b R_k}}, \quad (13.3)$$

trong đó: Q_v – lực tác dụng lên gối tựa;

a_v – khoảng cách từ lực tác dụng Q_v đến mép cột;

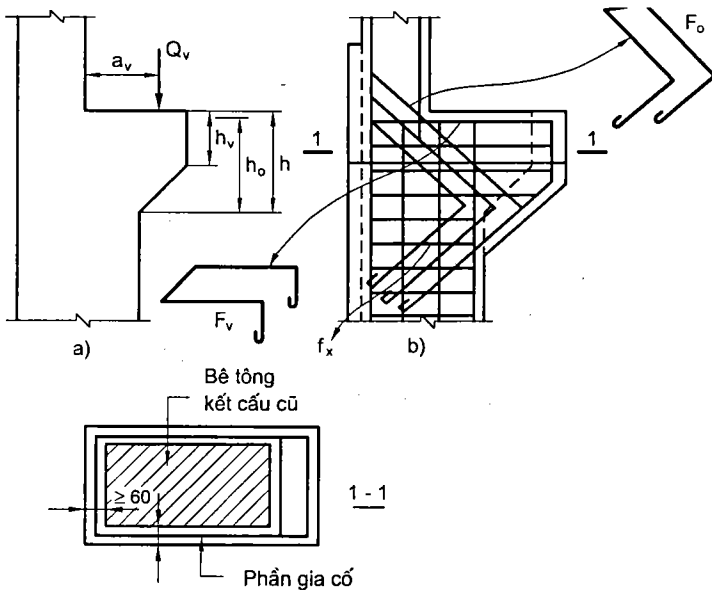
K_v – hệ số, lấy bằng 1,2 đối với bê tông nặng và bằng 0,8 đối với bê tông nhẹ;

m_v – hệ số, lấy như sau: với cầu trục có chế độ làm việc rất nặng lấy bằng 0,5, nặng 0,7, trung bình và nhẹ 0,9, với tải trọng tĩnh lấy bằng 1,0;

b- bề dày của côngxon.

Công thức (13.3) chỉ dùng khi $\alpha \leq 45^\circ$ và $h_v \geq \frac{h}{3}$.

Các giá trị α , h_v , h , a_v xem hình 13.4



Hình 13.4. Hình thức gia cố côngxon ngắn

Kiểm tra khả năng chịu tải của côngxon dưới tác dụng của Q_v .

Khả năng chịu tải của côngxon phải thỏa mãn điều kiện:

$$|M| = 2\alpha_b R_n b x Z_o \geq M = 1,25 Q_v a_v \quad (13.4)$$

trong đó
$$x = \frac{F_a R_a}{2\alpha_b R_n b}$$

và
$$Z_o = h_o - \frac{x}{2}.$$

Đồng thời kiểm tra điều kiện chịu cắt:

$$1,25Q_v \leq \frac{k_v \alpha_b R_k b h_o^2}{\alpha_v + 0,3h} + F_o R_a \sin \alpha \quad (13.5)$$

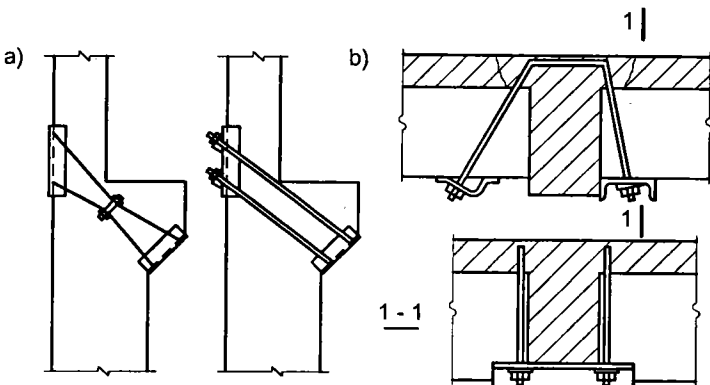
trong đó: F_o - diện tích tiết diện cốt xiên;

α - góc nghiêng của cốt xiên;

Các giá trị khác xem (13.3).

Khi kiểm tra khả năng chịu tải của côngxon theo (13.4) và (13.5) không đạt, có thể tiến hành gia cố bằng cách tăng chiều cao h_o và tiết diện cốt thép. Trước hết cần đục nhám bề mặt bê tông cột trong phạm vi gia cố. Đặt các cốt thép bổ sung sau đó dùng bê tông sỏi nhỏ có mác không dưới 300 ốp vào. Chiều dày ốp nếu đổ bằng tay không dưới 6 cm còn dùng bê tông phun có thể từ 3 ÷ 4 cm.

Cũng có thể gia cố vai cột bằng các thép xiên (F_o) ứng lực trước. Trong trường hợp này cần có các thanh nẹp bằng thép góc. Ứng lực trước trong thép xiên được tạo bằng cơ cấu niu chập hoặc bằng cách xiết êcu (hình 13.5a).



Hình 13.5. Gia cố côngxon ngắn bằng dây căng ứng lực trước (a) và gia cố các mẫu đỡ tại dầm bằng kết cấu treo (b)

Đối với các mẫu đỡ tại dầm hoặc cột có thể dùng hình thức kết cấu treo (hình 13.5b). Dùng kết cấu bulông để ghi bản tựa gia cố ép lên mặt dưới của mẫu đỡ, gây ứng suất trước lên kết cấu treo. Phần trên của dây được neo vào cột hoặc dầm chính tùy từng trường hợp cụ thể.

Tiết diện của các thanh treo không được nhỏ hơn giá trị dưới đây:

$$F_o \geq \frac{\Delta Q}{n(m_o R_a - \sigma_o) \sin \alpha}, \quad (13.6)$$

trong đó: ΔQ – lực cắt gia tăng theo yêu cầu gia cố;

n – số lượng thanh treo cả hai phía;

m_o – hệ số điều kiện làm việc của thanh treo,

$$m_o = 0,75 \div 0,9;$$

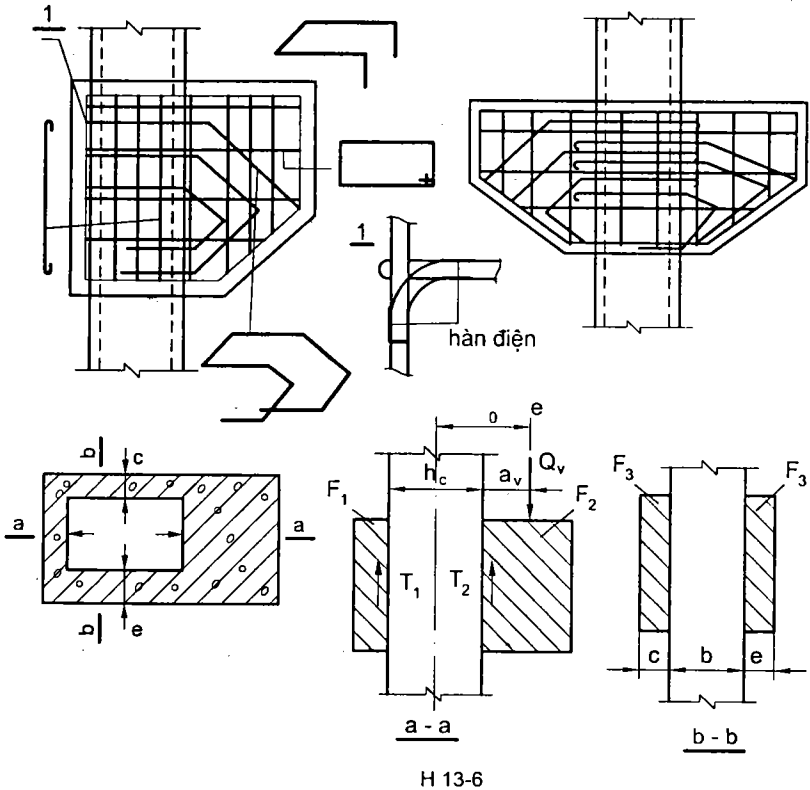
σ_o – ứng lực trước trong thanh treo lấy vào khoảng $600 \div 800 \text{ kG/cm}^2$;

α – góc nghiêng của thanh treo so với mặt phẳng nằm ngang.

b. Cấu tạo các gối đỡ phụ

Khi gia cố kết cấu theo phương pháp đặt thêm các gối tựa phụ dần hồi hoặc theo phương pháp dùng kết cấu hỗ trợ hoặc thay thế, ta thường gặp một yêu cầu: đó là các gối đỡ phụ dùng để tựa các kết cấu đó. Những gối đỡ này được cấu tạo mới trên các cột hoặc dầm sẵn có. Căn cứ vào yêu cầu sử dụng và điều kiện môi trường làm việc, những gối đỡ này có thể chế tạo bằng bê tông cốt thép hoặc bằng thép.

Gối tựa bố trí trên cột có thể được cấu tạo theo nhiều kiểu khác nhau theo yêu cầu sử dụng. Vai cột có thể bố trí một phía, hai phía đối xứng hoặc cả bốn phía.



H 13-6

Hình 13.6. Cấu tạo vai cột mới trên cột hiện có

Cốt thép chịu lực của vai cột được liên kết hàn với cốt thép chịu lực của cột và ôm vòng qua cột. Lớp bê tông bảo vệ trên cột cũ được lột bỏ trong phạm vi cấu tạo vai cột mới. Cốt thép cần đặt cho vai cột mới được xác định như sau:

Cốt thép F_o chịu tác dụng của mômen uốn

$$M = 125 Q_v e_o$$

với $e_o = a_v + \frac{h_c}{2}$.

$$F_a = \frac{M}{0,85 R_a h_o} \quad (13.7)$$

Cốt thép xiên F_o được xác định theo (13.5) bằng:

$$F_o = \frac{1,25 Q_v - \frac{K_v R_k b h_o^2}{a_v + 0,3h}}{R_a \sin \alpha} \quad (13.5a)$$

với $b = 2c$ (hình 13.6).

Kiểm tra khả năng chống trượt của côngxon vai cột mới.

Khi đóng rắn, bê tông vai cột mới sẽ co ngót tạo nên lực bó chặt của vành đai lên cột hiện có. Với hệ số ma sát giữa bê tông và bê tông là $f = 0,65$.

E_b – mô đun đàn hồi của bê tông, ε_y – biến dạng tỷ đối do co ngót của bê tông.

Ta có $\sigma_y = E_b \varepsilon_y$.

Trên hình 13.6c, các lực do co ngót

$$U_1 = U_2 = 2E_b \sigma_y = 2F_3 E_b \varepsilon_y$$

$$U_3 = (F_1 + F_2) \sigma_y = (F_1 + F_2) E_b \varepsilon_y .$$

Lực chống trượt do ma sát

$$T_1 = T_2 = fU_1 = 2F_3 E_b \varepsilon_y$$

$$T_3 = fU_3 = f(F_1 + F_2) E_b \varepsilon_y .$$

Để đảm bảo vai cột mới không bị trượt, phải đảm bảo điều kiện

$$Q_v \leq T_1 + T_2 + 2T_3 = 2\beta f E_b \varepsilon_y (F_1 + F_2 + 2F_3) \quad (13.8)$$

Tuy nhiên giá trị σ_v trong mọi trường hợp không được vượt quá cường độ chịu kéo R_k của bê tông cho nên (13.8) cần thỏa mãn điều kiện

$$Q_v \leq 2\beta/R_k (F_1 + F_2 + 2F_3) \quad (13.8a)$$

Trong các công thức trên lấy $\beta=0,85 \div 1,0$.

Ngoài ra để tăng cường khả năng chống trượt của vai cột mới, cần đục nhám bề mặt bê tông cột cũ trong diện tiếp xúc với bê tông mới. Cốt thép của vai cột mới cần liên kết hàn với cốt thép chịu lực của cột.

Vai cột cũng có thể làm bằng thép trong trường hợp lực tựa không lớn. Vai cột bằng thép thường được cấu tạo bằng thép [kết hợp thép tấm. Để giữ khỏi bị trượt dọc cột, có thể liên kết hàn vai cột với thép chịu lực của cột, đồng thời dùng bulông để ép chặt vào cột. Với hệ số ma sát giữa thép và cột $f=0,4$, ta có lực giữ chống trượt phải thỏa mãn điều kiện:

$$Q_v \leq \beta n f \frac{\pi d_i^2}{2} \sigma_o, \quad (13.9)$$

trong đó: $\beta=0,85 \div 1,0$;

d_i - đường kính chân ren của bulông;

n - số bulông;

σ_o - ứng lực trước gãy trong bulông, có thể lấy

$\sigma_o=800 \div 1000 \text{ kG/cm}^2$;

f - hệ số ma sát giữa bê tông và kết cấu kim loại

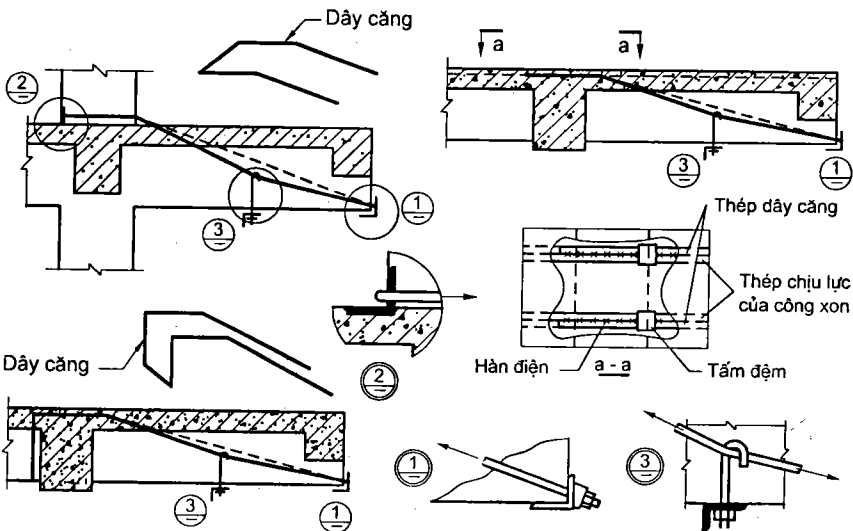
($f=0,4$).

c. Gia cố côngxon dài

Côngxon dài có đặc điểm là mômen và lực cắt đều lớn tại ngàm. Như vậy mục đích của gia cố là làm tăng khả năng chịu mômen và chịu cắt của côngxon.

Để đạt được mục đích đó có thể gia cố bằng cách tăng cường tiết diện côngxon hoặc tăng cường cốt thép. Một phương pháp gia cố khá hiệu quả đáp ứng được cho loại côngxon này là phương pháp dùng dây căng ứng lực trước. Dây căng được liên kết chặt một đầu tại ngàm côngxon, trong trường hợp có cột, dây này có thể vòng qua cột, đầu khác của dây được neo tại gối đầu mút côngxon (hình 13.8). Bản neo đầu mút côngxon được làm bằng thép góc. Để gây ứng lực trong dây căng dùng cơ cấu núu chập.

Sơ đồ tính toán gia cố côngxon bằng dây căng ứng lực trước cho trên hình 13.8.



Hình 13.7. Gia cố côngxon dài bằng dây căng ứng lực trước

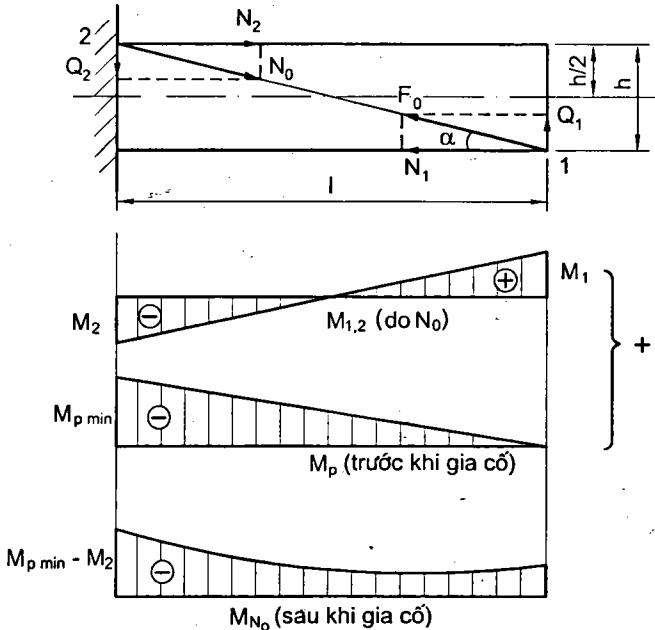
Dưới tác dụng căng trước trong dây căng làm thay đổi trạng thái ứng lực ban đầu của côngxon. Lực căng trước trong dây căng:

$$N_o = m_o R_a F_o, \quad (13.10)$$

trong đó: $m_o = 0,75 \div 0,85$.

Dưới tác dụng của lực N_o xuất hiện các ứng lực phụ ngược dấu:

- Lực nén: $N_{1,2} = - N_o \cos \alpha$
- Mômen: $M_{1,2} = + 0,5 h N_o \cos \alpha$
- Lực cắt: $Q_{1,2} = - N_o \sin \alpha$.



Hình 13.8. Sơ đồ gia cố côngxon bằng dây căng ứng lực trước

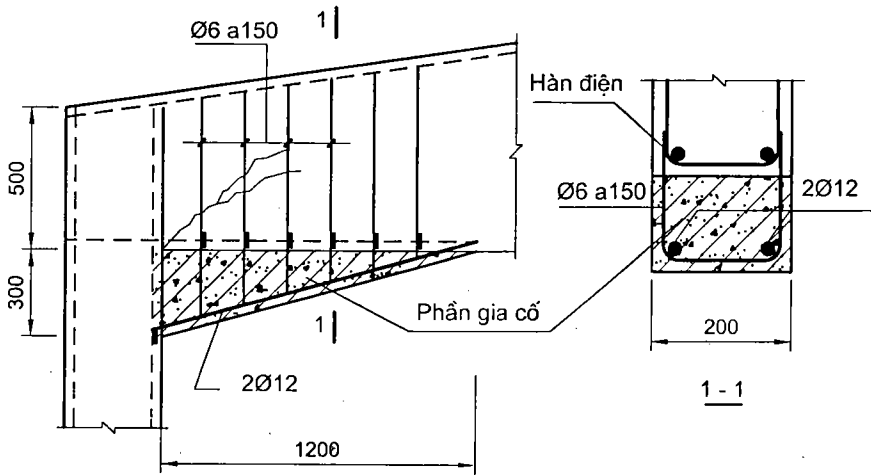
Do đó, nếu gọi M_p và Q_p là mômen và lực cắt tại ngàm côngxon trước khi gia cố thì các giá trị M_{VO} và Q_{NO} sau khi gia cố sẽ là:

$$M_{NO} = M_p - 0,5hN_o \cos\alpha \quad (13.11)$$

$$Q_{NO} = Q_p - N_o \sin\alpha \quad (13.12)$$

Diện tích tiết diện dây căng F_o , được xác định theo cách thử dần bằng các phép tính kiểm tra khả năng chịu tải của côngxon như đối với một cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Ví dụ 13.1. Dầm mái của một công trình [16] sau một thời gian sử dụng xuất hiện những khe nứt từ đầu dầm (hình 13.9). Dầm được đỡ tại chỗ, có liên kết cứng với đầu cột. Bê tông M200, $R_k = 7,5 \text{ kG/cm}^2$ ($\alpha_b = 0,75$) cốt thép A_IA_{II}, ($m_a = 0,8$). Lực cắt tại đầu dầm $Q = 14,04 \text{ t}$. Yêu cầu kiểm tra và gia cố.



Hình 13.9. Gia cố chống cắt cho dầm mái (ví dụ 13.1)

Kiểm tra khả năng chịu tải còn lại theo công thức (13.1):

$$Q_{db} = 2 \sqrt{2\alpha_b R_k b h_o^2 q_d}$$

Cốt đai $\phi 6/150$, ta có:

$$q_d = \frac{m_a R_{ad} f_d}{u} = \frac{0,8 \times 1700 \times 0,56}{15} = 50,773 \text{ kG/cm}$$

$$Q_{db} = 2 \sqrt{2 \times 0,75 \times 7,5 \times 20 \times 46^2 \times 50,773} = 9833,2 \text{ kG} < Q = 14049 \text{ kG.}$$

Cần gia cố khả năng chống cắt.

Cần cứ vào điều kiện kiến trúc cho phép, có thể tạo nách dầm để tăng tiết diện chịu cắt cho dầm. Thép dọc của nách dầm đặt theo cấu tạo, dùng $2\phi 12$ được liên kết hàn với cốt thép chịu lực của cột và của dầm. Thép đai vẫn dùng $\phi 6/200$ liên kết hàn với cốt thép đai cũ. Như vậy q_d vẫn không thay đổi. Khả năng chịu tải của tiết diện mới được tính theo công thức (13.1) với $h_o = 76 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned} Q_{db} &= 2 \sqrt{2 \times 0,75 \times 7,5 \times 20 \times 76^2 \times 50,773} = 16246,18 \text{ kG} > Q_{\max} \\ &= 14040 \text{ kG.} \end{aligned}$$

Gia cố đạt yêu cầu.

Ví dụ 13.2. Để mở rộng phân xưởng tuabin, một số gian mở rộng phải gác vì kèo thép lên cột của công trình cũ [16] với phản lực tại gối tựa là $Q = 27,0 \text{ t}$ (hình 13.10). Vai cột bằng bê tông cốt thép, bê tông M200, $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$, cốt thép AII, $R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2$.

Mômen tác dụng lên vai cột

$$M_v = 1,25 Q_v e_o = 1,25 \times 2700 (20 + 15) = 1181250 \text{ kG.}$$

$$\text{Cốt thép } F_a = \frac{M}{0,85 R_a h_o} \text{ với } R_a = 2700 \text{ kG/cm}^2 \text{ (AII);}$$

$$h_o = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ cm;}$$

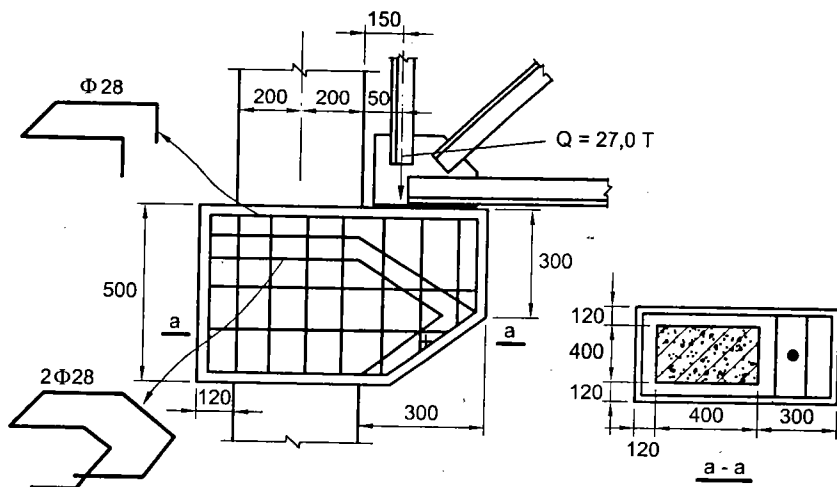
$$F_a = \frac{1181250}{0,85 \times 2700 \times 46} = 11,189 \text{ cm}^2.$$

Tính cốt thép xiên F_o theo công thức (13.5a)

$$F_o = \frac{1,25 \times 27000 - \frac{1,2 \times 11,5 \times 2 \times 7,5 \times 46^2}{15 + 0,3 \times 50}}{2700 \times 0,707} =$$

$$(\alpha = 45^\circ) = 10,03 \text{ cm}^2$$

chọn 4φ18 = 10,178 cm²



Hình 13.10. Cấu tạo vai cột mới để gác vì kèo (ví dụ 13.2)

Kiểm tra khả năng chống trượt: theo công thức (13.8) ta có:

$$Q_v = 27000 \text{ kG} < 2 \times 0,85 \times 0,65 \times 10^5 \times 0,00015(600 + 1350 + 2 \times 600) = 138359,8 \text{ kG}$$

Kiểm tra điều kiện (13.8a)

$$Q_v = 27000 \text{ kG} < 2 \times 0,85 \times 0,65 \times 8,8(600 + 1350 + 2 \times 600) = 30630,6 \text{ kG}$$

Côngxon đảm bảo khả năng chống trượt.

Ví dụ 13.3. Một côngxon đỡ ban công đưa ra 3 m có tiết diện 22 × 50 cm. Chịu tác dụng của tải trọng: tĩnh tải $g = 1,35 \text{ t/m}$, hoạt tải

1,44 t/m. Yêu cầu gia cố để có thể tăng thêm hoạt tải mới $q = 0,72$ t/m. Côngxon có mác bê tông M200.

$R_k = 7,5$ kG/cm², $\alpha_s = 1$, cốt thép $F_o = 12,56$ cm² 4 ϕ 20 AII, $R_a = 2700$ kG/cm², $m_a = 1,0$ cốt đai ϕ 6/150.

Gia cố côngxon bằng dây căng ứng lực trước.

Chọn 2 ϕ 25AI, có tiết diện $F_o = 9,8$ cm².

Lấy $m_o = 0,8$ ta có lực căng trước:

$$N_o = m_o R_a F_o = 0,8 \times 2100 \times 9,8 = 164640 \text{ kG.}$$

Góc lệch của dây căng so với mặt phẳng nằm ngang

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{l} = \frac{50}{300} = 0,1666 \times \alpha = 9,46^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,986, \quad \sin \alpha = 0,1643.$$

Ứng lực tác dụng lên côngxon do ứng lực căng trước N_o

$$N = N_o \cos \alpha = 164640 \times 0,986 = 162333,5 \text{ kG}$$

$$M_{1,2} = 0,5 N_o \cos \alpha \times h = 0,5 \times 162333,5 \times 50 = 405837,5 \text{ kGcm}$$

$$Q_{1,2} = -N_o \sin \alpha = 162333,5 \times 0,1643 = 2667,104.$$

Do tác dụng của dây căng, nội lực trong tiết diện trong cùng của côngxon được giảm xuống:

$$M_2 = \sum M - M_{1,2} = \frac{(1,35 + 1,44 + 0,72)3^2}{2} - 4,058375 =$$

$$= 11,73660 \text{ tm} = 1173660 \text{ kGcm.}$$

Cuối cùng côngxon được coi như một cấu kiện chịu nén lệch tâm với

$$M = 11,7366 \text{ tm}$$

$$N = 16,2335 \text{ t}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{11,7366}{16,2335} = 0,723 \text{ m} = 72,3 \text{ cm.}$$

Thử

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 50 - 0,62 \times 46) = 13,592 \text{ cm} < e_o = 72,3 \text{ cm (lệch tâm lớn)}$$

$$s = \frac{0,11}{0,1 + \frac{72,3}{50}} + 0,1 = 0,171$$

lấy $k = 1,8$,

$$J_b = \frac{22 \times 50^3}{12} = 229166,67 \text{ cm}^4,$$

$$J_a = 12,56 \left(\frac{50}{2} \right)^2 = 7853,7 \text{ cm}^4$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{600^2} \left(\frac{0,171}{1,8} 2 \times 65 e^5 \times 229166,67 + 2,1 e^6 \times 7853,7 \right) = 395769,6 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{16233,5}{395769,6}} = 1,043$$

$$e = \eta e_o + 0,5h - a = 1,043 \times 72,3 + 0,5 \times 50 - 4 = 96,4 \text{ cm.}$$

Xác định x theo phương trình:

$$N = R_n b x - N_a F_a + R_a' F_a' = 0.$$

$$16233,5 = 90 \times 22 \times x - 2700 \times 12,56 + 2700 \times 2,26.$$

Rút ra $x = 22,24 \text{ cm.}$

Kiểm tra điều kiện

$$Ne \leq R_n b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + R_a' F_a' (h_o - a')$$

Ta có:

$$Ne = 16233,5 \times 96,4 = 1564909,4 \text{ kGcm.}$$

$$\begin{aligned}
 R_n b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + R_n' F_a' (h_o - \alpha') &= \\
 = 90 \times 22 \times 22,24 \left(46 - \frac{22,24}{2} \right) + 2700 \times 2,26 (46 - 4) &= \\
 = 1792231,8 \text{ kGcm} > N_e = 1564909,4 \text{ kGcm}. &
 \end{aligned}$$

Khả năng chịu uốn đảm bảo.

Kiểm tra khả năng chịu cắt.

Sau khi căng dây lực cắt giảm xuống:

$$\begin{aligned}
 Q &= (g + p + q)l - N_o \sin \alpha = (1,35 + 1,44 + 0,72)3 - 2,667 \\
 &= 7,863 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

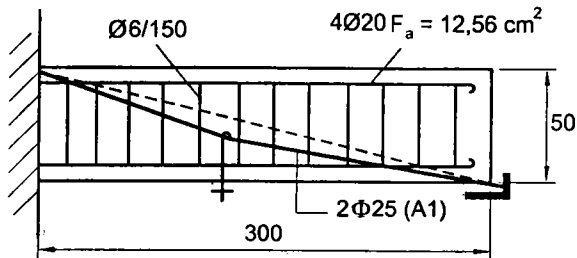
Cốt đai $\phi 6/150$.

$$q_d = \frac{1700 \times 0,56}{15} = 63,4 \text{ kG/cm}.$$

Khả năng chống cắt:

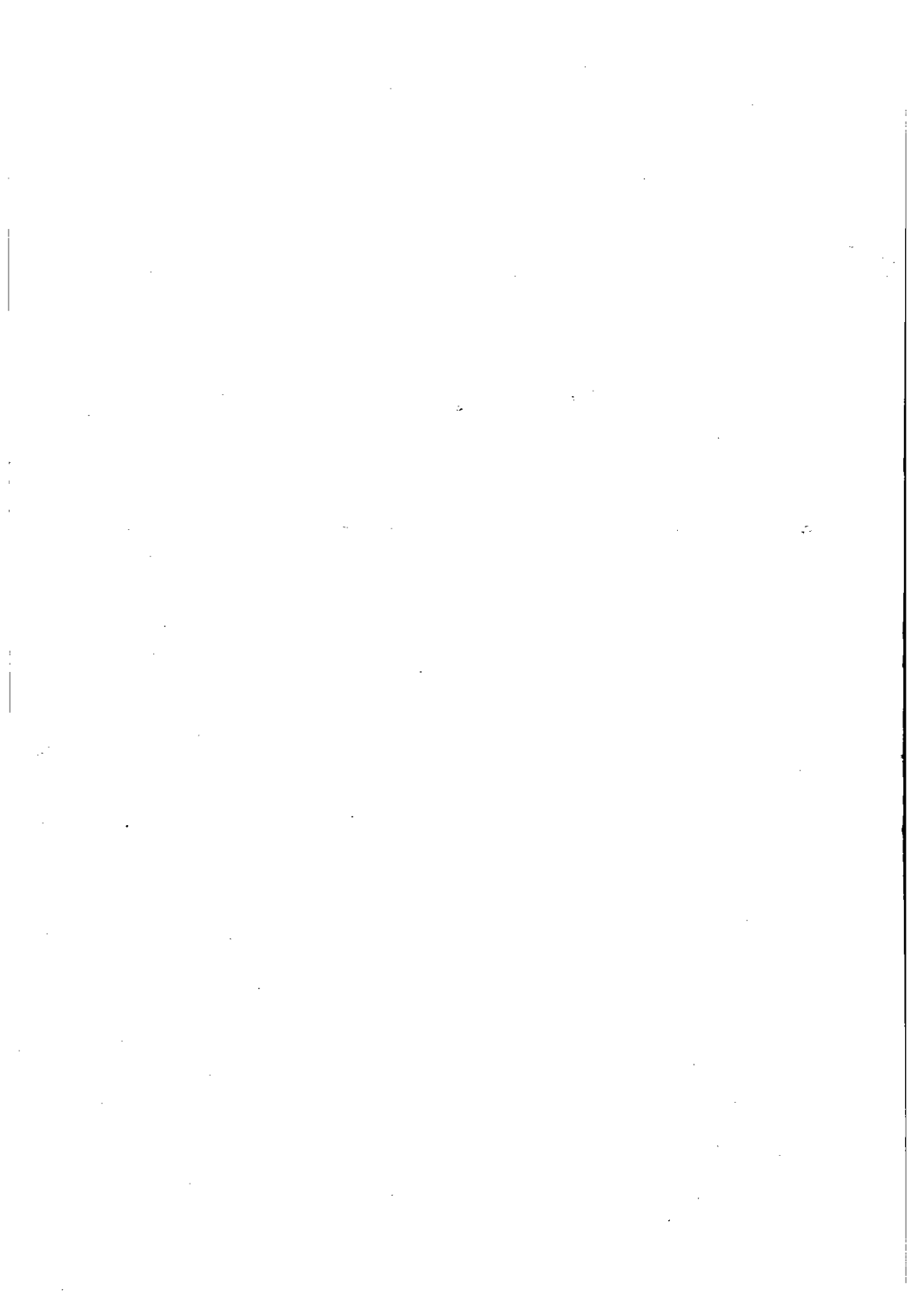
$$\begin{aligned}
 Q_{db} &= 2 \sqrt{2 R_k b h_o^2 q_d} = 2 \sqrt{2 \times 7,5 \times 22 \times 46^2 \times 63,4} = 13313,5 \text{ kG} \\
 &= 13,313 \text{ t} > Q = 7,863 \text{ t}.
 \end{aligned}$$

Kết quả gia cố đảm bảo yêu cầu chịu lực mới.



Hình 13.11. Gia cố côngxon dài theo ví dụ 13.3

PHỤ LỤC



PHỤ LỤC I

Bảng PLI. Quy định về cấp chống nứt và bề rộng giới hạn của khe nứt mm [15]

Điều kiện làm việc của kết cấu		Cấp chống nứt ứng với loại cốt thép được dùng và giá trị của bề rộng giới hạn của khe nứt (mm)			
		Thép thanh nhóm C-I, C-II, C-III	Thép thanh từ nhóm C-IV trở lên và dây thép thường	Các loại dây thép cường độ cao có $d \geq 4$ mm	Các loại dây thép cường độ cao có $d \leq 3$ mm
1. Kết cấu chịu áp lực của chất lỏng hoặc hơi và cấu kiện nằm dưới mực nước ngầm	a. Khi toàn bộ tiết diện chịu kéo	Cấp 3 0,15	Cấp 1 0	Cấp 1 0	Cấp 1 0
	b. Khi một phần tiết diện chịu nén	Cấp 3 0,25	Cấp 3 0,2	Cấp 2 0,1	Cấp 1 0
2. Kết cấu chịu áp lực trực tiếp của vật liệu rời		Cấp 3 0,25		Cấp 2 0,1	Cấp 2 0,05
3. Các cấu kiện khác	a. Làm việc ngoài trời hoặc trong đất trên mức nước ngầm	Cấp 3 0,3		Cấp 2 0,15	Cấp 2 0,05
	b. Làm việc ở nơi được che phủ	Cấp 3 0,35		Cấp 3 0,13	Cấp 2 0,15

- Bề rộng khe nứt giới hạn cho trong bảng ứng với tác dụng của toàn bộ tải trọng, kể cả dài hạn và ngắn hạn. Đối với kết cấu có cấp chống nứt là cấp 3 chỉ kiểm tra riêng với tải trọng dài hạn, giới hạn bề rộng khe nứt lấy giảm đi 0,05 mm.
- Ở những vùng chịu ảnh hưởng của nước mặn lấy giảm bề rộng khe nứt giới hạn 0,1 mm đối với cấp 3, giảm 0,05 mm đối với cấp 2. Sau khi giảm mà bề rộng khe nứt giới hạn bằng không thì nâng cấp chống nứt của kết cấu lên thành cấp 1.
- Đối với những công trình tạm, có niên hạn sử dụng dưới 20 năm, cho phép tăng bề rộng giới hạn của khe nứt lên 0,05 mm.
- Khi dùng các loại cốt thép khác, quy về cốt thép tương đương để xếp cấp chống nứt.

PHỤ LỤC II

Bảng PLII. Trị số giới hạn độ võng của một số cấu kiện bê tông cốt thép [15]

Loại cấu kiện	Giới hạn độ võng [f_{gh}]
1- Dầm cầu trục	
a. Cầu trục quay tay	1/500 L
b. Cầu trục chạy điện	1/600 L
2- Sàn có trần phẳng, cấu kiện cửa mái và tấm tường treo (khi tính tấm tường ngoài mặt phẳng)	
a. Khi nhịp $L < 6$ m	1/200 L
b. Khi $6\text{m} \leq L < 7,5$ m	3 cm
c. Khi $L > 7,5$ m	1/250 L
3- Sàn với trần có sườn và cầu thang khi :	
a. Nhịp $L < 5$ m	1/200 L
b. $5\text{ m} \leq L \leq 10$ m	2,5 cm
c. $L > 10$ m	1/400 L
L - Nhịp tính toán của dầm hoặc bản kê lên hai gối. Đối với côngxon $L = 2L_1$ với L_1 là độ vượn của côngxon.	

Chú thích:

- Khi thiết kế kết cấu có độ võng trước thì lúc kiểm tra về độ võng cho phép trừ đi độ võng đó nếu không có những hạn chế gì đặc biệt.
- Đối với các cấu kiện khác không nêu trong bảng thì giới hạn độ võng được quy định tùy theo tính chất và nhiệm vụ của chúng nhưng giới hạn đó không được vượt quá $\frac{\Delta}{150} L$ hoặc $\frac{1}{75} L_1$.
- Khi quy định độ võng không phải do yêu cầu về công nghệ sản xuất và cấu tạo mà chỉ do yêu cầu về thẩm mỹ thì độ tính toán [f_{gh}] chỉ lấy các tải trọng tác dụng dài hạn.

PHỤ LỤC III

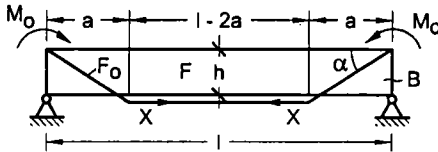
BẢNG CÔNG THỨC ĐỂ XÁC ĐỊNH LỰC DÂY CĂNG TRONG TRƯỜNG HỢP GIA CỐ DẦM BÊTÔNG CỐT THÉP BẰNG HỆ THỐNG DÂY CĂNG ỨNG LỰC TRƯỚC

Bảng PLIII.1. Bảng công thức để xác định ứng lực dây căng trong trường hợp gia cố dầm bằng hệ thống dây căng nằm ngang

$$A = \frac{B}{cF_o E_a} + C + \frac{B}{cFE_b}$$

Sơ đồ tải trọng	Công thức tính toán
	$X = \frac{ql^2}{12A}$
	$X = \frac{qa^2(3l-2a)}{12Al}$ $X = \frac{0,0086ql^2}{A} \quad a = \frac{l}{5}$ $X = \frac{0,0130ql^2}{A} \quad a = \frac{l}{4}$ $X = \frac{0,021ql^2}{A} \quad a = \frac{l}{3}$ $X = \frac{0,416ql^2}{A} \quad a = \frac{l}{2}$
	$X = \frac{Pab}{2lA}$ $X = \frac{0,08Pl}{A} \quad a = \frac{l}{5}$ $X = \frac{0,094Pl}{A} \quad a = \frac{l}{4}$ $X = \frac{0,111Pl}{A} \quad a = \frac{l}{3}$ $X = \frac{0,125Pl}{A} \quad a = \frac{l}{2}$
	$X = \frac{M_o}{2A}$

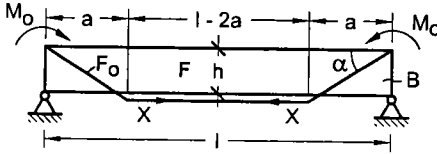
Bảng PLIII.2. Bảng công thức để xác định ứng lực dây căng trong trường hợp gia cố dầm bằng hệ thống dây căng võng



$$K = \frac{B}{E_a F_a h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{3}l$		$A = \frac{1}{1,1KK_o + 0,47h + 1,65K_1 + 0,81K}$			
$X = APly$		$X = Aq l^2 \omega$		$X = Aq l^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,01430	0,05	0,00036	0,10	0,01124
0,10	0,02980	0,10	0,00146	0,20	0,02218
0,15	0,04570	0,15	0,00335	0,30	0,03252
0,20	0,06150	0,20	0,00603	0,33	0,03578
0,25	0,07640	0,25	0,00898	0,40	0,04198
0,30	0,08950	0,30	0,01313	0,50	0,05028
0,33	0,09640	0,33	0,01623	0,60	0,05618
0,35	0,09970	0,35	0,01786	0,70	0,06154
0,40	0,10720	0,40	0,02303	0,80	0,06532
0,45	0,11160	0,45	0,02850	0,90	0,06752
0,50	0,11320	0,50	0,03412	1,00	0,06824

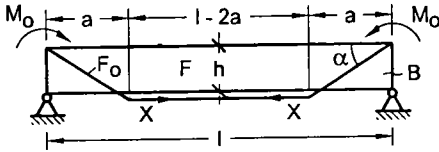
Bảng PLIII.2 (tiếp theo)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{4}l$		$A = \frac{1}{0,62KK_o + 0,45h + 1,24K_1 + 0,91K}$			
$X = APl y$		$X = Aq l^2 \omega$		$X = Aq l^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,01360	0,05	0,00034	0,10	0,00960
0,10	0,02810	0,10	0,00138	0,20	0,01896
0,15	0,04260	0,15	0,00315	0,30	0,02788
0,20	0,05620	0,20	0,00562	0,40	0,03612
0,25	0,06840	0,25	0,00873	0,50	0,04346
0,30	0,07840	0,30	0,01240	0,60	0,04968
0,35	0,08640	0,35	0,01652	0,70	0,05462
0,40	0,09190	0,40	0,02098	0,80	0,05816
0,45	0,09550	0,45	0,02566	0,90	0,06024
0,50	0,09640	0,50	0,03046	1,00	0,06080

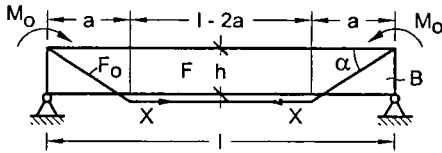
Bảng PLIII.2 (tiếp theo)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{5} l$		$A = \frac{1}{0,4KK_o + 0,4h + 0,99K_1 + 0,87K}$			
$X = APly$		$X = Aq l^2 \omega$		$X = Aq l^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,01240	0,05	0,00031	0,10	0,00812
0,10	0,02520	0,10	0,00125	0,20	0,01606
0,15	0,03780	0,15	0,00283	0,30	0,02364
0,20	0,04940	0,20	0,00501	0,40	0,03068
0,25	0,05920	0,25	0,00772	0,50	0,03700
0,30	0,06700	0,30	0,01088	0,60	0,04242
0,35	0,07350	0,35	0,01440	0,70	0,04678
0,40	0,07800	0,40	0,01819	0,80	0,04994
0,45	0,08070	0,45	0,02216	0,90	0,05182
0,50	0,08160	0,50	0,02622	1,00	0,05244

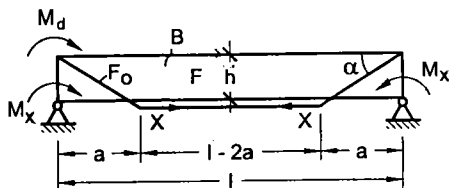
Bảng PLIII.2 (tiếp theo)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{6} l$		$A = \frac{1}{0,28KK_o + 0,36h + 0,83K_1 + 0,81K}$			
$X = APly$		$X = Aql^2 \omega$		$X = Aql^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,01120	0,05	0,00028	0,10	0,00698
0,10	0,02250	0,10	0,00112	0,20	0,01380
0,15	0,03350	0,15	0,00252	0,30	0,02034
0,167	0,03680	0,167	0,00312	0,40	0,02644
0,20	0,04310	0,20	0,00444	0,050	0,03202
0,25	0,05320	0,25	0,00685	0,60	0,03684
0,30	0,05830	0,30	0,00964	0,667	0,03948
0,35	0,06370	0,35	0,01269	0,70	0,04068
0,40	0,06720	0,40	0,01596	0,80	0,04348
0,45	0,06920	0,45	0,01937	0,90	0,04516
0,50	0,07030	0,50	0,02286	1,00	0,04570

Bảng PLIII.2 (tiếp theo)

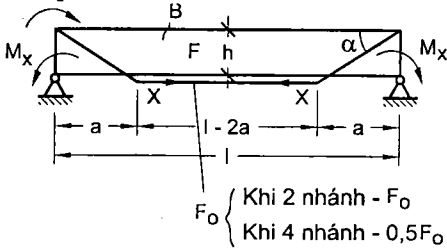


$$X = AyM_d$$

Hệ thống dây võng	$K = \frac{B}{E_a F_0 h}; K_0 = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$
$a = \frac{1}{3}l$	$A = \frac{1}{1,1KK_0 + 0,47h + 1,65K_1 + 0,81K}$ $y = 0,266$
$a = \frac{1}{4}l$	$A = \frac{1}{0,62KK_0 + 0,45h + 1,24K_1 + 0,91K}$ $y = 0,262^*$
$a = \frac{1}{5}l$	$A = \frac{1}{0,4KK_0 + 0,4h + 0,99K_1 + 0,87K}$ $y = 0,240$
$a = \frac{1}{6}l$	$A = \frac{1}{0,28KK_0 + 0,36h + 0,83K_1 + 0,81K}$ $y = 0,216^*$

Bảng PLIII.3. Bảng công thức để xác định ứng lực dây căng trong trường hợp gia cố dầm bằng hệ thống dây căng tổ hợp

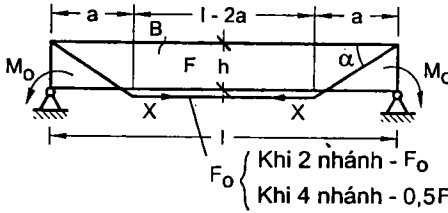
M_d (giá trị F_o khi hai nhánh lấy bằng $F'o$, khi bốn nhánh lấy bằng $0,5F_o$)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{3}l$	Khi hai nhánh	$A = \frac{1}{0,45KK_o + 3,3K + 5,03K_1 + 2,06h}$			
	Khi bốn nhánh	$A = \frac{1}{0,91KK_o + 4,66K + 5,03K_1 + 2,06h}$			
$X = APly$		$X = Aqj^2 \omega$		$X = Aqj^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,06740	0,05	0,00068	0,10	0,03910
0,10	0,13060	0,10	0,00663	0,20	0,07734
0,15	0,18870	0,15	0,01461	0,30	0,11384
0,20	0,24100	0,20	0,02535	0,33	0,12650
0,25	0,28690	0,25	0,03855	0,40	0,14780
0,30	0,32500	0,30	0,05385	0,50	0,17840
0,33	0,34320	0,33	0,06500	0,60	0,20480
0,35	0,35420	0,35	0,07083	0,70	0,22628
0,40	0,37570	0,40	0,08908	0,80	0,24224
0,45	0,38920	0,45	0,10820	0,90	0,25214
0,50	0,39270	0,50	0,12775	1,00	0,25550

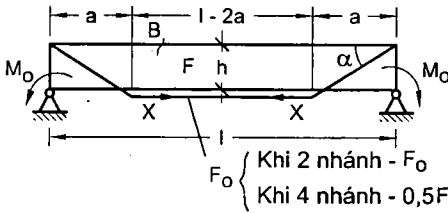
Bảng PLIII.3 (tiếp theo)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{4} l$	Khi hai nhánh	$A = \frac{1}{0,26KK_o + 2,97K + 3,77K_1 + 1,69h}$			
	Khi bốn nhánh	$A = \frac{1}{0,52KK_o + 3,73K + 3,77K_1 + 1,69h}$			
$X = APly$		$X = Aql^2 \omega$		$X = Aql^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,05360	0,05	0,00134	0,10	0,03044
0,10	0,10380	0,10	0,000527	0,20	0,06028
0,15	0,014960	0,15	0,01161	0,30	0,08880
0,20	0,019050	0,20	0,02011	0,40	0,11540
0,25	0,022600	0,25	0,03052	0,50	0,013946
0,30	0,025520	0,30	0,04255	0,60	0,16028
0,35	0,27700	0,35	0,05585	0,70	0,17728
0,40	0,29360	0,40	0,07011	0,80	0,18996
0,45	0,30300	0,45	0,08503	0,90	0,19782
0,50	0,30590	0,50	0,10025	1,00	0,20050

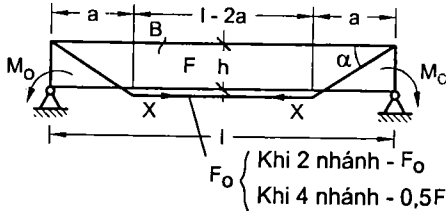
Bảng PLIII.3 (tiếp theo)



$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

$a = \frac{1}{5}l$	Khi hai nhánh	$A = \frac{1}{0,16KK_o + 2,6K + 3,02K_1 + 1,43h}$			
	Khi bốn nhánh	$A = \frac{1}{0,33KK_o + 3,19K + 3,02K_1 + 1,43h}$			
$X = APly$		$X = Aq^2 \omega$		$X = Aq^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,04440	0,05	0,00111	0,10	0,02486
0,10	0,08600	0,10	0,00387	0,20	0,04422
0,15	0,12360	0,15	0,00911	0,30	0,07252
0,20	0,15690	0,20	0,01612	0,40	0,09428
0,25	0,18530	0,25	0,02442	0,50	0,11398
0,30	0,20850	0,30	0,03327	0,60	0,13058
0,35	0,22650	0,35	0,04515	0,70	0,14460
0,40	0,23950	0,40	0,05689	0,80	0,15508
0,45	0,24750	0,45	0,06898	0,90	0,16060
0,50	0,24950	0,50	0,081410	1,00	0,16282

Bảng PLIII.3 (tiếp theo)

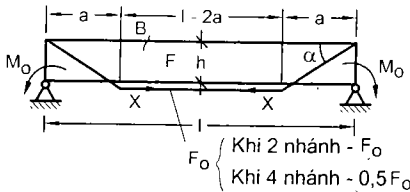


$$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$$

F_o { Khi 2 nhánh - F_o
 Khi 4 nhánh - $0,5F_o$

$a = \frac{1}{6} l$	Khi hai nhánh	$A = \frac{1}{0,11KK_o + 2,3K + 2,52K_1 + 1,23h}$			
	Khi bốn nhánh	$A = \frac{1}{0,23KK_o + 2,53K + 2,62K_1 + 1,23h}$			
$X = APly$		$X = Aq l^2 \omega$		$X = Aq l^2 \omega$	
$\frac{x}{l}$	y	$\frac{x}{l}$	ω	$\frac{x}{l}$	ω
0,05	0,03770	0,05	0,00094	0,10	0,02094
0,10	0,07290	0,10	0,00371	0,20	0,04146
0,15	0,10400	0,15	0,000813	0,30	0,06112
0,167	0,11480	0,167	0,00996	0,40	0,07946
0,20	0,12280	0,20	0,001391	0,50	0,09618
0,25	0,15850	0,25	0,002069	0,60	0,10974
0,30	0,17590	0,30	0,002905	0,667	0,11764
0,35	0,19100	0,35	0,003822	0,70	0,12130
0,40	0,20220	0,40	0,004805	0,80	0,13014
0,45	0,20830	0,45	0,05831	0,90	0,13568
0,50	0,21040	0,50	0,06878	1,00	0,13756

Bảng PLIII.3 (tiếp theo)



Hệ thống dây căng tổ hợp		Hệ số y	$K = \frac{B}{E_a F_o h}; K_o = \frac{1}{\cos^3 \alpha}; K_1 = \frac{B}{E_b F h}$
$a = \frac{1}{3} l$	Hai nhánh	1,39	$A = \frac{1}{0,45KK_o + 3,31K + 5,03K_1 + 2,06h}$
	Bốn nhánh	2,78	$A = \frac{1}{0,91KK_o + 4,66K + 5,03K_1 + 2,06h}$
$a = \frac{1}{4} l$	Hai nhánh	1,10	$A = \frac{1}{0,26KK_o + 2,97K + 3,77K_1 + 1,69h}$
	Bốn nhánh	2,20	$A = \frac{1}{0,52KK_o + 3,73K + 3,77K_1 + 1,69h}$
$a = \frac{1}{5} l$	Hai nhánh	0,91	$A = \frac{1}{0,16KK_o + 2,6K + 3,02K_1 + 1,43h}$
	Bốn nhánh	1,82	$A = \frac{1}{0,33KK_o + 3,19K + 3,02K_1 + 1,43h}$
$a = \frac{1}{6} l$	Hai nhánh	0,78	$A = \frac{1}{0,11KK_o + 2,3K + 2,52K_1 + 1,23h}$
	Bốn nhánh	1,56	$A = \frac{1}{0,23KK_o + 2,63K + 2,52K_1 + 1,23h}$

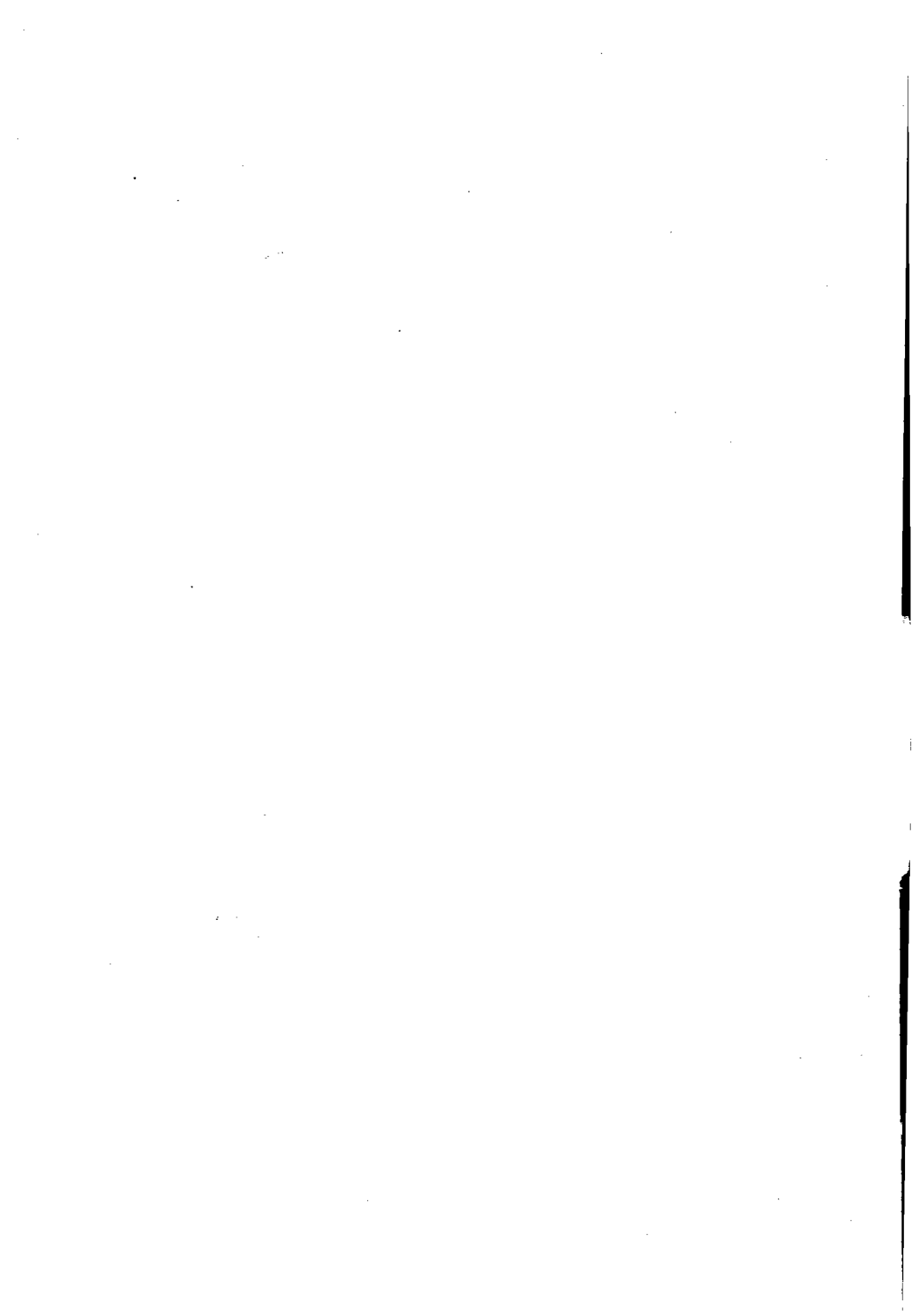
Chú thích: Ký hiệu ghi trong các bảng PLIII;

B - độ cứng của tiết diện dầm bê tông cốt thép;

E_a, E_b - mô đun đàn hồi của thép dây căng và của bê tông;

F_o, F - diện tích tiết diện của dây căng và của dầm bê tông cốt thép;

C, q, P - xem trên sơ đồ kèm theo.



TÀI LIỆU THAM KHẢO

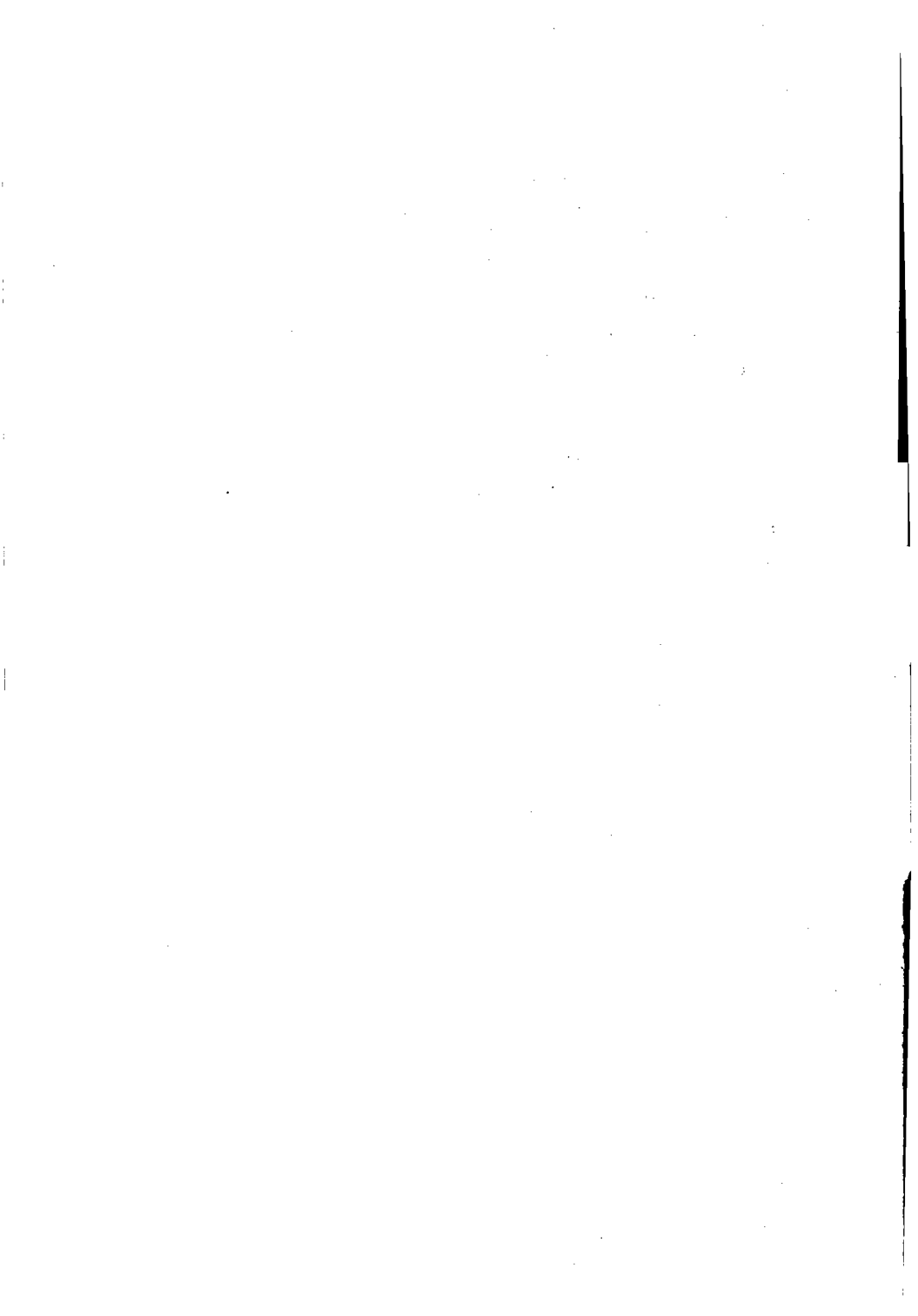
- [1] *Lê Kiều. Bệnh học cho công trình.* ĐHXD, 1994.
- [2] *Lê Kiều. Chống thấm cho công trình ngầm.* Báo cáo tại hội nghị quốc tế NTC 95, Hà Nội, 3/1945.
- [3] *Gs, Ts. Dương Đức Tín, Ts. Lê Minh. Vật liệu và công nghệ trong sửa chữa công trình bê tông.* NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 2001.
- [4] *Trần Chung, Nguyễn Hùng Minh, Đỗ Văn Xuân, Trần Minh Đức, Nguyễn Quang Hiệp. Báo cáo tổng kết dự án "Điều tra cơ bản tình trạng xuống cấp và giải pháp kỹ thuật nhằm nâng cao tuổi thọ các khu nhà ở lắp ghép tấm lớn do nhà nước quản lý (giai đoạn 1)".* Hà Nội, 1/1998.
- [5] *Nguyễn Đình Công, Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phấn Tấn. Kết cấu bê tông cốt thép.* NXB Xây dựng, 1985.
- [6] **Tuyển tập các báo cáo khoa học.** Hội nghị khoa học toàn quốc lần thứ nhất về sự cố công trình và các nguyên nhân, Hà Nội, 11/2001.
- [7] *Gs. Nguyễn Văn Đạt. Khoa học bê tông ngày nay.* NXB KH&KT, 1992.
- [8] *Nguyễn Cảnh Chất và tập thể cục giám định thiết kế và xây dựng nhà nước. Tổng luận một số sự cố công trình xây dựng ở Việt Nam.* 1992.
- [9] *Lê Văn Kiểm. Hư hỏng và sửa chữa công trình tập I, tập II.* ĐHXD, 1996.

- [10] *Nguyễn Văn Bắc*. **Thống kê và phân tích các sự cố công trình xây dựng công nghiệp và dân dụng ở Việt Nam**. Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Hà Nội, 1998.
- [11] *Võ Văn Thảo*. **Phương pháp khảo sát nghiên cứu thực nghiệm công trình**. NXB KH&KT, Hà Nội, 1996.
- [12] *Nguyễn Xuân Bích*. **Sửa chữa và gia cố các công trình xây dựng**. NXB KH&KT, Hà Nội, 1993.
- [13] *Vương Hách* (chủ biên) – Bản dịch của *Nguyễn Đăng Sơn*. **Sổ tay xử lý sự cố công trình xây dựng**. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2000.
- [14] *Nguyễn Thị Anh Thục*. **Về việc theo dõi quá trình sửa chữa kèo mái bê tông cốt thép 22m**. Đặc san KHKT Xây dựng, 1984.
- [15] **Các tiêu chuẩn thiết kế xây dựng TCVN. TCXD.**
- [16] **Các đồ án thiết kế sửa chữa gia cố các công trình:** Supe phôtphat Lâm Thao, Đạm Hà Bắc, Hóa Chất Việt Trì, Cao su Sao Vàng, Xà phòng Hà Nội, Điện Phả Lại, Điện Ưông Bí, Đập thủy điện Thác Bà, Chè Phú Tài...
- [17] *PF Prozodov* – Bản dịch của *Lê Thị Huấn*. **Cấu tạo và tính toán hệ chịu lực và các cấu kiện nhà nhiều tầng**. NXB KH&KT, Hà Nội, 1994.
- [18] *N.M Onufriev*. *Usilenie jelezobetonmưe konstrukxi promislemic zdanii i soorujenii*. Stroizdat Moskva, 1965.
- [19] *M.D.Boiko*. *Techniseskaia exploataxia zdanii i soorujenii*. Stroizdat Leningrad, 1979.
- [20] *V.N. Baikov*,... **Jelezobetonnưe konstrukxi**. Specialnui Kurs Stroizdat Moskva, 1974.

- [21] *M.I. Povaliaev. Pokrútiá i Krovli promúslenuc zdánii.* Moskva, 1969.
- [22] *A.P. Sekhov, A.M Serghiev. Spravosnic po betonam i rastvoram.* Kiev, 1972.
- [23] *Nazarev A.V, Ruzin U.G, Mikhailov G.B. Injektirovania tresin v jelezobetonnúc konstrúctxi epoxytnúmi Kompaundami.*
- [24] *M Tihii, I. Rakasnic. Rascet jelezobetonnúc ramúc Konstrúctxi v plasticeskoi stadi Pereraspredelenie usilii.* Stroizdat Moskva, 1976.
- [25] *Arh. Lucia Gheorghita – Ing. Albert Mohr. Finisaje de protectie la constructii industriale in medii agresive.* Bucuresti, 1966.
- [26] *N. Nedelcu. Materiale indigiene folosite in protectia betonului Impotriva coroziiunii.* Bucuresti, 1968.
- [27] *Imre Biczok. Corróziunea si protectia betonului.* Bucuresti, 1965.
- [28] *Triệu Tây An, Lý Quốc Thắng - Bản dịch của Nguyễn Đăng Sơn. Hỏi đáp thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng tập I, tập II.* NXB Xây dựng, Hà Nội, 1996.
- [29] *Bernard du Buisson. Enciclopedie pratique de la construction et du batiment chapitre IV: Beton et mortier.* Paris, 1976.
- [30] *Bruno Gerard, Alain Milard, Đặng Văn Kỳ,.... Độ bền của các công trình bê tông cốt thép (Hội thảo khoa học đào tạo – Phân tích kết cấu).* Viện Cơ học, 1999.

- [31] *Dov. Kaminetzky M. S, P. E. Design and construction Failures* (Lessons from Forensic Investigation). Mc. Graw Hill, Inc New York, 1991.
- [32] *Peter H. Emmons. Concrete repair and maintenance illustrated.* R. S. Means Company Inc, 1994.
- [33] *R. T. L Allen, S. C. Edwards, J. D. N. Shaw. The repair of concrete structures.* Blackie academic & professional, 1993
- [34] *F. K. Falcke. Handbook of acid proof construction.* Franfuit, 1985.
- [35] *Ilie Petre Lazar, Bruno Gerard. Sự ăn mòn cốt thép trong bê tông cốt thép.* E. D. F., 1/1999.
- [36] **ACI 318/318R.**
- [37] *Corrosion chart. Supplement to the Dec 1967 issue of Chemical processing.* London, 12/1967.
- [38] *David D. A. Piésold – Civil engineering practice – Engineering success by Analysis of Failures.* Mc Graw Hill Book Company, 1991.
- [39] *A. M. Rozenbliumas. Kamenuie Konstruktie.* Moskva, 1964.
- [40] *Murat Saatciogin, M. ASCE and Cem Yalcin. External Prestressing concrete columns for improved seismic shear Resistance* (Journal of Structural engineering 8/2003).
- [41] *J. G Teng, J. F Chen, S. T Smith, L. Lan. FRP Strengthened RC Constructures – 2002* John Wiley & Sons.Ltd.

- [42] *Alexander Newman. Structural Renovation of Buildings.* Mc Graw Hill book Company, 2001.
- [43] *Francesco Bencardino, Giuseppe Spadea, R. Narayan Swamy Strength and Ductibility of Reinforced Concrete Beams Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabric.* ACI Structural Journal III, IV, 2002.
- [44] *Sherif El – Tawil and Agman M. OKeil. LRFD Flexural Provisions for Prestressed Concrete Bridge Girders Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates.* ACI Structural Journal III, IV, 2002.



MỤC LỤC

Trang

LỜI NÓI ĐẦU.....	3
------------------	---

Phần I

TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP - CÔNG TÁC SỬA CHỮA, PHỤC HỒI VÀ GIA CỐ

<i>Chương 1.</i> ĐẶC ĐIỂM CỦA VẬT LIỆU BÊTÔNG VÀ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP	7
1.1. Tính đồng nhất.....	8
1.2. Độ xốp của bê tông	9
1.3. Độ co ngót của bê tông	9
1.4. Trạng thái nứt	13
1.5. Tính thấm thấu.....	15
1.6. Phản ứng kiềm cốt liệu	16
1.7. Đặc điểm về quy luật biến dạng	17
 <i>Chương 2.</i> TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP.....	 19
2.1. Tác động của môi trường khí hậu thời tiết.....	20
2.1.1. Tác động của sự thay đổi nhiệt độ không khí ...	20
2.1.2. Ảnh hưởng của độ ẩm.....	23
2.1.3. Bê tông chịu tác động của băng giá	24
2.2. Bê tông chịu tác động của nhiệt độ cao (400 ÷ 1200°C)	 25

2.3.	Tác động của hóa chất ăn mòn	26
2.3.1.	Ăn mòn bê tông	26
2.3.2.	Ăn mòn cốt thép trong bê tông	28
2.4.	Kết cấu bê tông cốt thép chịu tác động của tải trọng	31
2.5.	Những sai sót trong công tác khảo sát, thiết kế, thi công và vận hành khai thác công trình	40
2.5.1.	Những sai sót trong khâu khảo sát	41
2.5.2.	Những sai sót trong khâu thiết kế	43
2.5.3.	Những sai sót do thi công	58
2.6.	Tình trạng khai thác công trình và chế độ bảo trì	60

<i>Chương 3.</i>	KHẢO SÁT ĐÁNH GIÁ TÌNH TRẠNG HƯ HỎNG CỦA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP. THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG SỬA CHỮA, GIA CỐ	63
3.1.	Công tác khảo sát đánh giá tình trạng hư hỏng của kết cấu bê tông cốt thép	63
3.1.1.	Nội dung công tác khảo sát	63
3.1.2.	Kiểm tra hồ sơ thiết kế	67
3.1.3.	Khảo sát hiện trạng	70
3.1.4.	Đánh giá tình trạng ăn mòn kết cấu bê tông cốt thép	78
3.1.5.	Đánh giá khả năng chịu tải còn lại của kết cấu	84
3.1.6.	Đánh giá tình trạng hư hỏng của kết cấu	88
3.2.	Công tác thiết kế, thi công sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép	89
3.2.1.	Công tác thiết kế sửa chữa và gia cố kết cấu bê tông cốt thép	89
3.2.2.	Đặc điểm về công tác thi công sửa chữa gia cố kết cấu bê tông cốt thép	94

<i>Chương 4.</i>	VẬT LIỆU XÂY DỰNG DÙNG ĐỂ SỬA CHỮA VÀ GIA CỐ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP	97
4.1.	Nguyên tắc chung	97
4.2.	Các yêu cầu về chất lượng của vật liệu sửa chữa	98
4.3.	Vật liệu trên cơ sở xi măng	103
4.3.1.	Xi măng.....	104
4.3.2.	Cốt liệu.....	105
4.3.3.	Phụ gia.....	106
4.4.	Vật liệu trên cơ sở polyme	107

Phần II

KỸ THUẬT SỬA CHỮA KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

MỞ ĐẦU	113	
<i>Chương 5.</i>	SỬA CHỮA BỀ MẶT KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP.....	115
5.1.	Sửa chữa những hư hỏng xảy ra trong giai đoạn thi công.....	115
5.1.1.	Xử lý nứt.....	116
5.1.2.	Xử lý về cấu trúc bề mặt.....	118
5.2.	Công tác chuẩn bị bề mặt.....	120
5.2.1.	Về sự tham gia chịu tải của phần sửa chữa với kết cấu được sửa chữa	121
5.2.2.	Chuẩn bị bề mặt	124
5.3.	Thi công bê tông.....	135
5.3.1.	Lựa chọn phương pháp thi công bê tông và vữa	135
5.3.2.	Phương pháp thủ công.....	137
5.3.3.	Bê tông phun	142
5.3.4.	Đổ bê tông bằng phương pháp bơm áp lực..	147
5.3.5.	Phương pháp bơm vữa vào khuôn đã được sắp sẵn cốt liệu.....	150

<i>Chương 6.</i>	XỬ LÝ KHE NÚT	153
6.1.	Phương pháp xử lý	153
6.2.	Phân loại khe nứt	155
6.3.	Xử lý các khe nứt ổn định.....	157
6.3.1.	Xử lý bề mặt	157
6.3.2.	Xử lý sâu	158
6.4.	Xử lý khe nứt động	175
<i>Chương 7.</i>	CHỐNG RÒ RỈ - CHỐNG THẤM	177
7.1.	Hiện tượng rò rỉ và thấm.....	177
7.2.	Phương hướng xử lý	180
7.3.	Kỹ thuật chống rò rỉ và chống thấm	182
7.3.1.	Xử lý bề mặt	183
7.3.2.	Xử lý sâu	188
7.4.	Chống rò rỉ cho các công trình ngầm.....	193
7.5.	Chống dột cho mái bằng, sân thượng	199
<i>Chương 8.</i>	BẢO VỆ BỀ MẶT	205
8.1.	Các yêu cầu bảo vệ bề mặt	205
8.2.	Kỹ thuật tẩm bề mặt.....	209
8.3.	Trát vữa.....	212
8.4.	Sơn.....	216
8.5.	Màng cách ly.....	224
8.6.	Ốp lát.....	229

Phần III

GIA CỐ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

MỞ ĐẦU	235
---------------------	-----

<i>Chương 9.</i>	GIA CỐ BẰNG PHƯƠNG PHÁP TĂNG CƯỜNG	
	TIẾT DIỆN	237
9.1.	Nguyên tắc cấu tạo	238
9.1.1.	Tăng chiều cao của tiết diện.....	240
9.1.2.	Tăng bề rộng và chiều cao tiết diện	247
9.1.3.	Mở rộng tiết diện theo bốn phía	248
9.2.	Nội dung tính toán	249
9.2.1.	Đặc điểm tính toán.....	249
9.2.2.	Tính toán gia cố các cấu kiện chịu uốn	250
9.2.3.	Tính toán gia cố cột	258
<i>Chương 10.</i>	GIA CỐ KẾT CẤU CHỊU UỐN BẰNG DÂY CĂNG	
	ỨNG LỰC TRƯỚC.....	271
10.1.	Nguyên tắc chung	271
10.2.	Cấu tạo cơ bản	274
10.3.	Phương pháp tính toán	281
10.3.1.	Các bước tính toán.....	281
10.3.2.	Nội dung tính toán.....	283
10.3.3.	Xác định ứng lực trong dây căng nằm ngang...286	
10.3.4.	Xác định ứng lực trong dây căng võng	294
10.3.5.	Xác định ứng lực trong dây căng tổ hợp	302
10.3.6.	Tính toán gia cố kết cấu siêu tĩnh bằng dây căng ứng lực trước	316
<i>Chương 11.</i>	GIA CỐ CỘT BẰNG THÉP HÌNH.....	329
11.1.	Nguyên tắc chung và cấu tạo cơ bản	329
11.2.	Phương pháp tính toán.....	333

<i>Chương 12. GIA CỐ BẰNG PHƯƠNG PHÁP THAY ĐỔI</i>	
SƠ ĐỒ KẾT CẤU	353
12.1. Phương pháp đặt thêm gối tựa phụ cố định	354
12.1.1. Cấu tạo.....	354
12.1.2. Đặc điểm về thiết kế và tính toán.....	356
12.1.3. Trình tự tính toán	359
12.2. Gối tựa phụ đàn hồi.....	368
12.2.1. Cấu tạo cơ bản.....	368
12.2.2. Phương pháp tính toán	369
12.3. Tăng cường độ cứng và thay đổi dạng liên kết	382
12.3.1. Tăng cường độ cứng bằng cách dùng hệ giằng chéo.....	383
12.3.2. Cấu tạo các vách cứng.....	385
12.3.3. Bổ sung liên kết không gian	390
12.3.4. Thay đổi hình thức liên kết	393
12.3.5. Giảm chiều dài tính toán của cấu kiện chịu nén.....	397
12.4. Phương pháp dùng kết cấu hỗ trợ hoặc thay thế	398
<i>Chương 13. GIA CỐ KHẢ NĂNG CHỐNG CẮT VÀ CÁC LOẠI</i>	
CÔNGXON.....	401
13.1. Gia cố khả năng chống cắt	401
13.2. Gia cố kết cấu côngxon	406
PHỤ LỤC	
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	437