

12.245

GS.TS. NGÔ THẾ PHONG (Chủ biên)
GS.TS. PHAN QUANG MINH

Kết cấu nhà BÊTÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

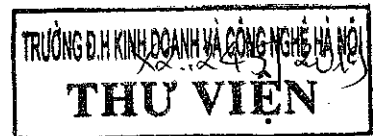


THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

GS. TS. NGÔ THẾ PHONG (Chủ biên)
GS. TS. PHAN QUANG MINH

KẾT CẤU NHÀ BÊTÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT



THƯ VIỆN QUỐC GIA
12-11-2011



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

LỜI NÓI ĐẦU

Ở nước ta hiện nay và trong tương lai, kết cấu nhà cửa chủ yếu được làm bằng bê tông cốt thép. Công tác thiết kế kết cấu nhà (móng và kết cấu phần thân) đóng vai trò rất quan trọng trong việc bảo đảm an toàn về cường độ, thoải mái khi sử dụng và hạ giá thành công trình. Cuốn sách này đề cập đến những nguyên lý chung khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, kết cấu móng bằng bê tông cốt thép, kết cấu khung bê tông cốt thép, kết cấu nhà ít tầng và nhà nhiều tầng. Sách được viết theo yêu cầu của công tác thiết kế và phù hợp với việc giảng dạy cho sinh viên các trường đại học có chuyên ngành Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp.

Sách gồm có 5 chương :

Chương 1. Nguyên lý thiết kế kết cấu bê tông cốt thép;

Chương 2. Kết cấu khung bê tông cốt thép;

Chương 3. Kết cấu nhà một tầng lắp ghép;

Chương 4. Kết cấu móng bê tông cốt thép;

Chương 5. Kết cấu nhà nhiều tầng.

Phân công biên soạn như sau :

Ngô Thế Phong viết Chương 1, 3, 4 và 5;

Phan Quang Minh viết Chương 2.

Các tác giả chân thành cảm ơn các thầy giáo Lê Việt Dũng, Phạm Quang Đạo, Đinh Văn Tùng đã tạo dựng các hình vẽ và cảm ơn tập thể các thầy giáo trong Bộ môn "Công trình bê tông cốt thép" Trường Đại học Xây dựng đã góp nhiều ý kiến quý báu trong quá trình biên soạn.

Các tác giả mong nhận được ý kiến phản biện của đông đảo bạn đọc.



Hà Nội tháng 4 năm 2015



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU.....	3
------------------	---

Chương 1 NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

§1. NGUYÊN LÝ CHUNG	9
§2. NHỮNG NGUYÊN TẮC KHI THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP	10
1. Các yêu cầu về kinh tế kỹ thuật	10
2. Tính toán tải trọng (hoặc tác động) tác dụng lên kết cấu	13
3. Tính toán nội lực trong kết cấu bê tông cốt thép	14
4. Trình tự thiết kế kết cấu bê tông cốt thép	21
5. Những nguyên tắc cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép	24
6. Khe biến dạng	25
7. Những yêu cầu và quy định đối với bản vẽ kết cấu bê tông cốt thép	27

Chương 2 KẾT CẤU KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

§1. KHÁI NIỆM CHUNG	31
§2. KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP TOÀN KHỐI	32
1. Những sơ đồ khung cơ bản	32
2. Cấu tạo khung toàn khối	33
§3. KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP LẮP GHÉP VÀ NỬA LẮP GHÉP	41
1. Sơ đồ khung lắp ghép và nửa lắp ghép	41
2. Cấu tạo mối nối khung lắp ghép và nửa lắp ghép	42
§4. KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP CÓ CỐT THÉP CỨNG	45
§5. KHUNG BÊTÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC	47
§6. THIẾT KẾ KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP	49
1. Quan niệm tính toán	49



6 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

2. Sơ bộ xác định kích thước tiết diện	49
3. Lập sơ đồ tính khung	52
4. Xác định tải trọng	52
5. Tính toán và tổ hợp nội lực.....	55
6. Tính toán tiết diện	58

Chương 3

KẾT CẤU NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHÉP

§1. KHÁI NIỆM CHUNG	61
§2. NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHÉP KHÔNG CÓ CẦU TRỤC	61
§3. NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHÉP CÓ CẦU TRỤC	65
1. Giới thiệu chung	65
2. Cấu tạo và tính toán panen mái	68
3. Cấu tạo và tính toán dầm mái	70
4. Dàn mái bê tông cốt thép	75
5. Cấu tạo và tính toán cột	78
6. Hệ giằng	89

Chương 4

KẾT CẤU MÓNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

§1. PHÂN LOẠI	93
§2. MÓNG ĐƠN	94
1. Cấu tạo móng đơn toàn khối	94
2. Cấu tạo móng lắp ghép	97
3. Tính toán móng đơn chịu nén đúng tâm	99
4. Tính toán móng đơn chịu tải trọng lệch tâm	103
§3. MÓNG BĂNG	104
1. Móng băng dưới tường chịu lực	104
2. Móng băng dưới hàng cột	105
§4. MÓNG BỀ	124
§5. MÓNG CỌC BĂNG BÊ TÔNG CỐT THÉP	126
1. Cấu tạo và tính toán cọc bê tông cốt thép	127
2. Cấu tạo và tính toán đài cọc	133



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Chương 5
KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

§1. KHÁI NIỆM CHUNG	141
1. Định nghĩa nhà nhiều tầng	141
2. Những khái niệm chung khi thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng	141
§2. HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC CỦA NHÀ NHIỀU TẦNG	143
1. Các kết cấu chịu lực cơ bản	143
2. Hệ kết cấu chịu lực	144
§3. HAI SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG	148
§4. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG	149
1. Tải trọng thẳng đứng	149
2. Tải trọng gió	149
3. Tải trọng động đất	155
§5. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG	161
1. Phân phối tải trọng ngang cho nhà có sơ đồ giằng	161
2. Phân phối tải trọng ngang cho nhà có sơ đồ khung giằng.	171
3. Vấn đề nội lực cấp hai (hiệu ứng cấp hai P- Δ)	173
§6. CHUYỂN VỊ NGANG CỦA NHÀ NHIỀU TẦNG	174
1. Hạn chế chuyển vị ngang	174
2. Những giải pháp để hạn chế chuyển vị ngang.	175
§7. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ CỦA CÁC CẤU KIỆN NHÀ NHIỀU TẦNG	177
1. Những nguyên tắc chung.	177
2. Nguyên tắc tính toán cốt thép trong vách	178
§8. NHỮNG VẤN ĐỀ CẤU TẠO CỦA KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG	180
1. Bố trí hệ kết cấu	180
2. Cấu tạo dầm và cột	181
3. Cấu tạo vách cứng	185
PHỤ LỤC	189
TÀI LIỆU THAM KHẢO	208



ĐỀ THI THỬ
KỶ GIỚI ĐỀ THI VÀO LỚP ĐẠI HỌC

- 84) ...
- 85) ...
- 86) ...
- 87) ...
- 88) ...
- 89) ...
- 90) ...
- 91) ...
- 92) ...
- 93) ...
- 94) ...
- 95) ...
- 96) ...
- 97) ...
- 98) ...
- 99) ...
- 100) ...



CHƯƠNG 1

NGUYÊN LÝ THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

§1. NGUYÊN LÝ CHUNG

Trước khi đề cập đến việc thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, cần phải trình bày hai vấn đề sau đây:

Quan hệ giữa kiến trúc và kết cấu. Đó là mối quan hệ hữu cơ, gắn bó hết sức chặt chẽ với nhau. Hình dáng và không gian kiến trúc được thể hiện trên cơ sở hệ kết cấu của công trình. Các không gian đơn giản nhất được tạo nên bằng hệ dầm, tường và sàn theo hệ lưới cột ô vuông hoặc chữ nhật. Các không gian rộng, có hình dáng phức tạp được tạo nên bằng các hệ kết cấu như dàn, vòm, vỏ mỏng không gian... Không gian kiến trúc, loại hình kết cấu và chiều cao kết cấu có liên quan chặt chẽ với nhau. So với các kết cấu truyền lực theo hai phương hay kết cấu không gian truyền lực theo nhiều phương, các kết cấu phẳng truyền lực theo một phương có chiều cao kết cấu lớn hơn. Nếu chọn loại hình kết cấu không thích hợp sẽ không giải quyết được thỏa đáng vấn đề chiều cao kết cấu. Kích thước của hệ lưới cột ảnh hưởng trực tiếp đến độ lớn của không gian kiến trúc và đòi hỏi những loại hình kết cấu tương ứng. Dù chọn không gian kiến trúc như thế nào thì ngay từ khi sơ phác mặt bằng của công trình đã phải nghĩ đến khả năng chịu tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang (gió, động đất), những biến thiên nhiệt độ và lún lệch có thể xảy ra. Phải tuân thủ những nguyên tắc cho giải pháp kết cấu chịu gió, động đất, nhiệt độ và lún lệch. Do vậy, trong thiết kế các phương án kiến trúc đã phải chứa đựng nội dung cơ bản của các phương án kết cấu. Xa rời nội dung kết cấu trong sáng tác kiến trúc sẽ hoặc là mắc sai lầm về tính khả thi của công trình, hoặc là chỉ đạt tới những phương án gò bó, thiếu mỹ quan và giá thành cao.

Tính khả thi của phương án thiết kế. Phương án thiết kế có được chấp thuận đưa vào xây cất hay không phụ thuộc vào nhiều yếu tố. Ở mục này chỉ đề cập đến những điều chung nhất, đó là:



10 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

- Thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật trong sử dụng hiện tại và lâu dài, thỏa mãn các yêu cầu về bền vững phù hợp với niên hạn sử dụng, thỏa mãn các yêu cầu về phòng chống cháy và có thể thi công được trong điều kiện thiết bị kỹ thuật cho phép (thiết bị đang có, thuê mượn hoặc được phép mua).
- Giá thành công trình (theo dự toán có xét đến kinh phí dự phòng) không vượt quá kinh phí đầu tư.

Như vậy, khi thiết kế một công trình, căn cứ vào nhiệm vụ thiết kế, cần phải tạo dựng một số phương án. Thông qua so sánh các phương án với nhau về mặt kỹ thuật và kinh tế sẽ chọn ra một phương án đáp ứng tốt nhất nhiệm vụ thiết kế. Việc thiết kế chi tiết chỉ được tiến hành đối với phương án chọn.

§2. NHỮNG NGUYÊN TẮC KHI THIẾT KẾ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

1. Các yêu cầu về kinh tế kỹ thuật

Về mặt kỹ thuật, kết cấu được chọn phải có hình dáng và kích thước thích ứng với không gian và hình khối kiến trúc.

Sơ đồ kết cấu phải rõ ràng, qua đó người thiết kế có khả năng nắm được sự phân bố nội lực trong kết cấu dưới tác dụng của tải trọng và các tác động khác (nhiệt độ, co ngót và từ biến của bê tông, lún gối tựa...). Khi chọn phương án kết cấu không nên thiên về sơ đồ để tính toán nội lực mà phải thiên về tính hợp lý của sự phân bố nội lực trong kết cấu. Cũng cần lưu ý rằng đối với kết cấu tĩnh định có thể dễ dàng tìm được biểu đồ nội lực nhưng độ an toàn tổng thể thì kém so với kết cấu siêu tĩnh. Chỉ cần một tiết diện nào đó bị hỏng là kết cấu tĩnh định bị sập đổ hoàn toàn, trong khi đó kết cấu siêu tĩnh chỉ bị sập đổ cục bộ hoặc không bị sập đổ mà chỉ bị giảm độ an toàn; khi đó còn có nhiều khả năng sửa chữa để đưa vào sử dụng bình thường.

Vật liệu làm kết cấu phải được chọn lựa căn cứ vào điều kiện thực tế cho phép và yêu cầu cụ thể đối với công trình đang thiết kế. Nên ưu tiên dùng bê tông cường độ cao (đặc biệt là đối với cầu kiện chịu nén lớn) và cốt thép có gờ. Đối với các công

trình lớn, có điều kiện sản xuất bê tông tập trung với những thiết bị kiểm tra cấp phối chuẩn xác nên dùng bê tông có cấp độ bền B25, B30, B40 và lớn hơn. Nên tạo mọi điều kiện để đưa bê tông cốt thép ứng lực trước vào các kết cấu có nhịp lớn và các cấu kiện lắp ghép.

Kết cấu phải được tính toán với mọi tải trọng và tác động có thể xảy ra, bao gồm trọng lượng bản thân của kết cấu và các bộ phận dè lên nó, hoạt tải sử dụng, tải trọng gió, tải trọng động đất (khi có yêu cầu của chủ đầu tư), tác động của nhiệt độ, tác động của co ngót và từ biến của bê tông, khả năng lún không đều của móng...

Cần lưu ý rằng, các tiêu chuẩn thiết kế không đề cập hết các tình huống mà kết cấu phải chịu trong quá trình làm việc lâu dài, người thiết kế kết cấu phải lường trước những tình huống đó để có biện pháp đề phòng.

Kết cấu phải được tính toán với mọi tải trọng và tác động xảy ra trong quá trình sử dụng và trong quá trình thi công. Mỗi giai đoạn thi công tương ứng với một sơ đồ kết cấu. Trong một số trường hợp, nội lực xuất hiện trong giai đoạn thi công lớn hơn nội lực trong giai đoạn sử dụng một cách đáng kể. Khi đó phải vừa điều chỉnh kết cấu, vừa tìm chọn trình tự và biện pháp thi công thích hợp để giảm nhẹ kết cấu, tránh tình trạng kết cấu nặng nề, to lớn nhưng chỉ để chịu tải trọng trong giai đoạn thi công.

Chọn phương án kết cấu phải xuất phát từ thời hạn thi công mà chủ công trình yêu cầu. Nghĩa là khi có yêu cầu thi công nhanh thì phải chọn dạng kết cấu và các chi tiết kết cấu có khả năng thi công nhanh (bao gồm cả phương án móng).

Phương án được chọn phải phù hợp với khả năng kỹ thuật thi công đang có hoặc sẽ có. Nói cách khác, kết cấu mà ta thiết kế phải được phía thi công chấp thuận thực hiện. Như vậy, khi thiết kế kết cấu phải luôn luôn nghĩ đến các biện pháp kỹ thuật thi công kết cấu đó. Nếu thấy vướng mắc về thi công thì phải đổi phương án. Cần lưu ý rằng những kết cấu khó thi công thường cũng khó bảo đảm các yêu cầu về chất lượng kỹ thuật.

Khi chọn phương án kết cấu và thi công thường phải cân nhắc giữa kết cấu toàn khối (đổ tại chỗ), kết cấu lắp ghép và kết cấu nửa lắp ghép. Ở nước ta, mấy năm gần đây, cấu kiện lắp ghép bằng bê tông cốt thép trong xây dựng nhà cửa chủ yếu

12 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

là panen sàn và panen mái, một số cột nhà công nghiệp có cầu trục cũng được thiết kế lắp ghép. Các loại cấu kiện khác hầu như không được triển khai. Điều đó có liên quan đến tính đa dạng cần thiết của việc bố trí không gian và hình khối kiến trúc trong các đô thị và cũng liên quan đến chi phí vật liệu và chất lượng của các mối nối lắp ghép tỏ ra không đáp ứng được các đòi hỏi về kinh tế – kỹ thuật.

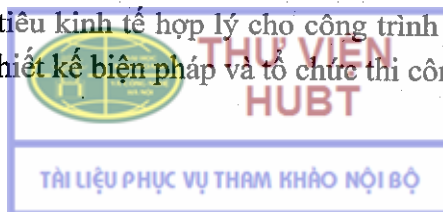
Ngày nay kết cấu bê tông cốt thép toàn khối được sử dụng rộng rãi hơn nhờ những tiến bộ kỹ thuật trong các lĩnh vực sản xuất vữa bê tông tươi cung cấp đến công trình, bơm bê tông lên cao hoặc xuống thấp, kỹ thuật ván khuôn tấm lớn, ván khuôn trượt, ván khuôn leo... làm cho thời gian thi công được rút ngắn, chất lượng kết cấu được bảo đảm trong điều kiện chi phí vật liệu thấp. Đối với những nhà cao tầng thì dùng kết cấu bê tông cốt thép đổ toàn khối có độ tin cậy cao về cường độ và ổn định.

Trong điều kiện cụ thể nào đó, việc kết hợp giữa kết cấu toàn khối và kết cấu lắp ghép để có kết cấu nửa lắp ghép có thể đưa đến hiệu quả kinh tế cao mà vẫn bảo đảm được cường độ và độ cứng của kết cấu xấp xỉ như kết cấu toàn khối. Khi đó các cấu kiện lắp ghép chỉ được chế tạo không hoàn chỉnh, phần còn lại sẽ được đổ tại chỗ để ghép nối các cấu kiện không hoàn chỉnh lại thành một khối.

Về mặt kinh tế, kết cấu phải có giá thành hợp lý. Giá thành của công trình được cấu thành từ tiền vật liệu, tiền thuê hoặc khấu hao máy thi công (bao gồm cả năng lượng tiêu hao), tiền trả nhân công... Đối với các công trình thông thường, tiền vật liệu chiếm tỷ trọng lớn hơn cả, khi đó cần phải chọn phương án có chi phí vật liệu thấp. Tuy vậy cũng có những công trình mà tiền thuê máy thi công và nhân công chiếm phần lớn, khi đó việc tiết kiệm chút ít vật liệu không có ý nghĩa so với việc bảo đảm an toàn tuyệt đối cho kết cấu trong giai đoạn thi công và sử dụng. Đối với những công trình quan trọng, chứa các thiết bị đắt tiền, chứa đồ quý hiếm thì phải chọn phương án kết cấu với độ an toàn cao.

Kết cấu phải được thiết kế sao cho tiến độ thi công được bảo đảm. Vì việc đưa công trình vào sử dụng đúng hạn có ý nghĩa kinh tế – xã hội to lớn không chỉ đối với các công trình công nghiệp mà cả đối với các công trình dân dụng và quốc phòng.

Do vậy, để bảo đảm chỉ tiêu kinh tế hợp lý cho công trình cần phải gắn liền việc thiết kế kết cấu với việc thiết kế biện pháp và tổ chức thi công.



2. Tính toán tải trọng (hoặc tác động) tác dụng lên kết cấu

Theo tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737:1995 "Tải trọng và tác động", tải trọng được chia thành *tải trọng thường xuyên* và *tải trọng tạm thời*.

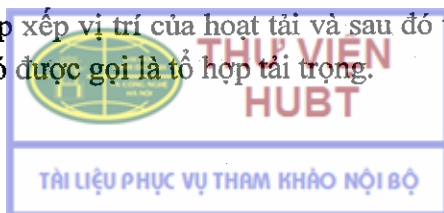
Tải trọng thường xuyên (còn gọi là **tĩnh tải**) là tải trọng không biến đổi (vị trí đặt tải, độ lớn và phương chiều) trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình như trọng lượng bản thân của công trình, trọng lượng và áp lực của đất lấp, đất đắp... Lực ép trước trong kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước cũng được xem như tải trọng thường xuyên. Tải trọng thường xuyên thuộc loại tải trọng tác dụng dài hạn.

Trọng lượng bản thân được xác định theo cấu tạo kiến trúc của công trình (bao gồm tường, cột, dầm, sàn, các lớp vữa trát, ốp lát, các lớp cách âm, cách nhiệt, các loại cửa...) và theo trọng lượng đơn vị của vật liệu sẽ được sử dụng. Hệ số vượt tải của trọng lượng bản thân biến đổi từ 1,05 đến 1,3 tùy thuộc vào loại vật liệu và phương pháp thi công (lấy theo TCVN 2737:1995).

Tải trọng tạm thời (còn gọi là **hoạt tải**) là tải trọng có thể thay đổi vị trí tác dụng, thay đổi độ lớn và chiều tác dụng trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Nó có thể là tải trọng sử dụng trên sàn nhà (người, thiết bị, dụng cụ, sản phẩm), tải trọng cầu trục, tải trọng gió... Tải trọng tạm thời có một phần tác dụng dài hạn (như trọng lượng vách ngăn tạm thời, trọng lượng của các thiết bị gắn cố định trên sàn nhà dân dụng và công nghiệp...) và một phần tác dụng ngắn hạn (như trọng lượng người và đồ đạc di động). Tải trọng gió là tải trọng tạm thời tác dụng ngắn hạn.

Trị số và hệ số vượt tải của các loại tải trọng này được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737:1995 "Tải trọng và tác động" (xem Phụ lục 1 và 2).

Tĩnh tải thường xuyên tác dụng lên kết cấu, trong khi đó hoạt tải có thể xuất hiện ở những chỗ khác nhau, vào những thời điểm khác nhau. Có thể tìm được vị trí xuất hiện của hoạt tải trên kết cấu làm cho nội lực (ví dụ mômen) ở một tiết diện nào đó đạt giá trị lớn nhất (hoặc giá trị âm hoặc giá trị dương) bằng việc sử dụng hình dạng đường ảnh hưởng nội lực ở tiết diện đó. Nội lực dùng để tính toán tiết diện (bê tông, cốt thép) sẽ là tổng đại số của nội lực lớn nhất do hoạt tải và nội lực do tĩnh tải. Việc sắp xếp vị trí của hoạt tải và sau đó tìm giá trị nội lực lớn nhất ở một tiết diện nào đó được gọi là tổ hợp tải trọng.



14 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Theo TCVN 2737:1995, phải phân biệt:

- Tổ hợp tải trọng cơ bản (gọi tắt là tổ hợp cơ bản) gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời ngắn hạn và dài hạn.
- Tổ hợp tải trọng đặc biệt (gọi tắt là tổ hợp đặc biệt) gồm các tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, ngắn hạn và một trong các tải trọng đặc biệt (tải trọng động đất hoặc tải trọng dùng để tính khả năng chống cháy của kết cấu...).

Khi tính tổ hợp cơ bản có một tải trọng ngắn hạn thì giá trị của tải trọng ngắn hạn được lấy toàn bộ. Còn đối với tổ hợp cơ bản có hai hay nhiều tải trọng ngắn hạn thì giá trị tính toán của các tải trọng đó hay của các nội lực tương ứng với chúng phải nhân với hệ số tổ hợp bằng 0,9 (nếu trong các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu và nền móng cụ thể không nêu ra một giá trị nào khác). Giá trị tính toán của tải trọng tĩnh luôn luôn được lấy toàn bộ.

Khi tính tổ hợp đặc biệt, giá trị của hệ số tổ hợp đối với các loại tải trọng được quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế tương ứng.

Hệ số tổ hợp dùng để xét đến khả năng tác dụng không đồng thời của các loại tải trọng ngắn hạn và tải trọng đặc biệt.

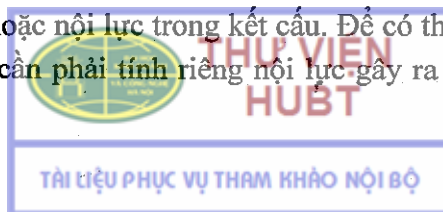
Khi tính toán các kết cấu đỡ sàn (dầm, cột, tường, nền và móng), để xét đến khả năng chịu tải không đầy trên một tấm sàn hoặc trên các tầng khác nhau, tiêu chuẩn thiết kế cho phép giảm tải trọng tạm thời theo độ lớn của ô bản và số tầng nằm trên tiết diện đang xét (xem Phụ lục 1).

3. Tính toán nội lực trong kết cấu bê tông cốt thép

Khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, việc tính toán nội lực có thể được tiến hành theo *sơ đồ dàn hồi* hay theo *sơ đồ khớp dèo*. Khi cho khớp dèo xuất hiện đồng thời trên các tiết diện nguy hiểm để tính nội lực thì ta có *phương pháp cân bằng giới hạn*.

• Tính toán nội lực theo sơ đồ dàn hồi

Dùng các phương pháp của lý thuyết dàn hồi, sức bền vật liệu, cơ học kết cấu để tìm ra trường ứng suất hoặc nội lực trong kết cấu. Để có thể tổ hợp tải trọng nhằm tìm ra nội lực lớn nhất cần phải tính riêng nội lực gây ra do tĩnh tải và do nhiều



Chương 1. Nguyên lý thiết kế kết cấu bê tông cốt thép 15

trường hợp tác dụng của hoạt tải, sau đó tiến hành cộng đại số. Số trường hợp tác dụng của hoạt tải phụ thuộc vào dạng kết cấu và khả năng phán đoán chính xác của người thiết kế.

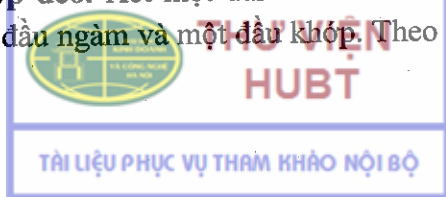
Tính nội lực theo sơ đồ dàn hồi dựa trên giả thiết cơ bản là vật liệu đàn hồi, đồng chất và đẳng hướng. Điều đó không phù hợp với vật liệu bê tông cốt thép. Thực ra bê tông là vật liệu đàn hồi dẻo, môđun đàn hồi của bê tông phụ thuộc vào giá trị ứng suất ở thời điểm đang xét, nghĩa là phụ thuộc vào tải trọng và tuổi của bê tông. Do đó, biến dạng của kết cấu không tỷ lệ bậc nhất với tải trọng. Trong tiết diện bê tông có cốt thép, lượng cốt thép không phân bố đều trên các tiết diện, do đó độ cứng của cấu kiện thay đổi đáng kể khi kích thước tiết diện không thay đổi dọc theo trục của nó. Trong vùng chịu kéo của cấu kiện bê tông cốt thép thường luôn có khe nứt làm giảm độ cứng của cấu kiện. Khi tính toán cốt thép theo trạng thái giới hạn, biểu đồ ứng suất trong vùng nén lầy là hình chữ nhật, điều đó không phù hợp với phương pháp tính nội lực theo sơ đồ dàn hồi mà biểu đồ ứng suất được lấy là hình tam giác.

Mặc dù có những điều không phù hợp như vậy, người ta vẫn sử dụng phương pháp này vì nó thuận tiện cho người thiết kế; trong nhiều trường hợp có thể sử dụng các bảng tính sẵn, các công thức tính sẵn hoặc các chương trình tính dựa trên cơ sở phương pháp phần tử hữu hạn để giải các bài toán khung phẳng, khung không gian, bài toán phẳng của lý thuyết dàn hồi, các loại vỏ mỏng không gian...

Cần lưu ý rằng dưới tác dụng của tải trọng và các tác động dài hạn, xảy ra hiện tượng từ biến của bê tông và có thể làm biến đổi các giá trị nội lực theo thời gian đối với kết cấu siêu tĩnh. Nội lực trong kết cấu sẽ không giống như nội lực tính theo sơ đồ dàn hồi; điều đó có thể gây nguy hiểm cho kết cấu. Tuy nhiên, đối với kết cấu bê tông cốt thép thông thường thì điều đó có thể bỏ qua. Chỉ đối với những kết cấu mà các cấu kiện của chúng có tính chất biến dạng khác nhau nhiều do tuổi của bê tông, do hàm lượng cốt thép, đối với kết cấu hỗn hợp thép-bê tông thì cần phải xét đến ảnh hưởng của từ biến.

• *Tính toán nội lực theo sơ đồ khớp dẻo*

Khái niệm về khớp dẻo. Xét một dầm như trên Hình 1.1 để làm ví dụ thuyết minh. Dầm có một đầu ngàm và một đầu khớp. Theo kết quả tính toán của cơ học



16 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

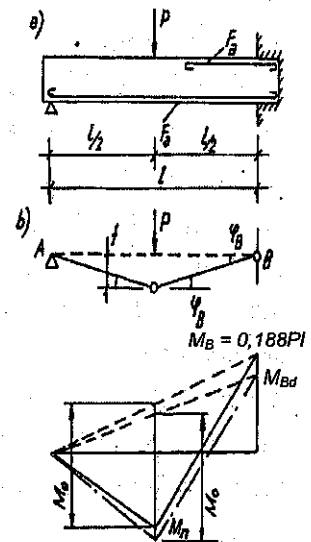
kết cấu với sơ đồ đàn hồi thì mômen ở gối tựa B là $M_B = 0,188 Pl$ và mômen ở giữa nhịp là $M_n = 0,156 Pl$.

Nếu ở gối B và ở nhịp đều đặt một lượng cốt thép là A_s vừa đủ chịu mômen $\bar{M} = 0,1667 Pl = M_{Bd}$ thì tình hình gì sẽ xảy ra khi P tăng dần từ 0 cho đến khi dầm bị phá hoại. Khi P còn nhỏ có thể coi như dầm làm việc đàn hồi, khi đó tỷ lệ giữa mômen gối B và mômen nhịp là $\frac{M_B}{M_n} = \frac{0,188}{0,156} = 1,21$, nghĩa là mômen ở gối

B luôn luôn lớn hơn mômen ở nhịp. Khi mômen ở gối B đạt đến giá trị $M = 0,1667 Pl = M_{Bd}$ thì tại tiết diện gối tựa, trạng thái ứng suất biến dạng của tiết diện thuộc giai đoạn II_a, nghĩa là cốt thép chịu kéo bắt đầu chảy dẻo, bê tông vùng nén chưa đạt đến R_b , tiết diện có khe nứt trong vùng kéo. Nếu tiếp tục tăng tải trọng, khe nứt sẽ mở rộng, ứng suất của cốt thép không tăng mà giữ nguyên trị số giới hạn chảy. Mômen tại tiết diện đó không tăng (hay hầu như không tăng). Nghĩa là khi tiếp tục tăng tải trọng, ở tiết diện gối tựa, mômen giữ nguyên giá trị bằng $0,1667 Pl$ và khe nứt ăn dần xuống phía dưới, tiết diện được xem như bị quay quanh mép phía trong của vùng nén. Người ta nói rằng ở tiết diện gối tựa xuất hiện khớp dẻo. Có thể nói khớp dẻo là liên kết khớp có thể chịu được một mômen không đổi nào đó và có thể quay được một cách hạn chế.

Sự phân bố lại nội lực

Khi mômen ở gối tựa B có giá trị bằng $0,1667 Pl$ (mômen khớp dẻo) thì mômen ở giữa nhịp có giá trị bằng $0,1667 Pl / 1,21 = 0,138 Pl$. Điều đó có nghĩa là cốt thép ở nhịp chưa đến giới hạn chảy. Nếu tiếp tục tăng tải trọng, ứng suất trong cốt thép ở gối B không tăng nhưng ứng suất của cốt thép ở nhịp vẫn tiếp tục tăng, có nghĩa là khi đó tải trọng chỉ làm tăng mômen ở nhịp... Dầm sẽ coi như bị phá hoại khi mômen ở giữa nhịp đạt tới giá trị $0,1667 Pl = M_{nd}$, tức là ở đó xuất hiện một khớp dẻo làm cho kết cấu trở thành hệ biến hình tức thời với ba liên kết khớp như trên Hình 1.1b.



Hình 1.1. Khớp dẻo và sự phân bố lại nội lực



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Trạng thái đó gọi là trạng thái cân bằng giới hạn.

Cần lưu ý rằng dù tính theo sơ đồ đàn hồi hay sơ đồ khớp dẻo thì vẫn phải bảo đảm sự cân bằng tĩnh học, nghĩa là đối với sơ đồ trên Hình 1.1, tồn tại biểu thức:

$$M_0 = \frac{Pab}{l} = M_{nd} + M_{Bd} \frac{a}{l} = M_n + M_B \frac{a}{l};$$

Cụ thể là:

$$M_0 = \frac{Pl}{4} = \left(0,1667 + \frac{0,1667}{2}\right)Pl = \left(0,156 + \frac{0,188}{2}\right)Pl = 0,2Pl$$

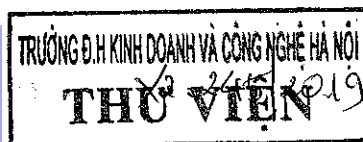
Sau khi xuất hiện khớp dẻo ở gối B, mômen chỉ tăng ở nhịp, tỷ số $\frac{M_B}{M_n}$ khác 1,21 như đối với sơ đồ đàn hồi. Người ta nói rằng khớp dẻo gây nên sự phân bố lại nội lực trong dầm siêu tĩnh.

Lợi dụng sự phân bố lại nội lực trong kết cấu siêu tĩnh do sự xuất hiện của khớp dẻo, người thiết kế có thể chủ động điều chỉnh nội lực trong hệ siêu tĩnh nhằm tiết kiệm cốt thép, chuyển bớt cốt thép ở những tiết diện đặt quá dày sang những tiết diện đặt thưa hơn để dễ đặt cốt thép và dễ đổ bê tông.

Ví dụ, xét một dầm hai nhịp như trên Hình 1.2. Để cho vấn đề được đơn giản, trên dầm này chỉ xét hoạt tải P (trong thiết kế thực tế còn phải thêm sơ đồ tác dụng của tĩnh tải). Hoạt tải P có thể xuất hiện ở ba trường hợp a, b, c và tương ứng với nó là ba biểu đồ mômen 1, 2, 3.

Nếu ta bố trí cốt thép ở gối đủ chịu mômen 0,188Pl (tổ hợp a) và cốt thép ở nhịp đủ chịu mômen 0,203Pl (tổ hợp b) thì khi tổ hợp a xuất hiện, cốt thép ở gối tựa B phát huy hết tác dụng nhưng cốt thép ở nhịp lại không làm việc hết khả năng (vì mômen tương ứng là 0,156Pl). Ngược lại khi tổ hợp b (hoặc c) xuất hiện, cốt thép ở nhịp phát huy hết tác dụng thì cốt thép ở gối tựa B lại chưa làm việc hết khả năng (vì mômen tương ứng chỉ là 0,094Pl).

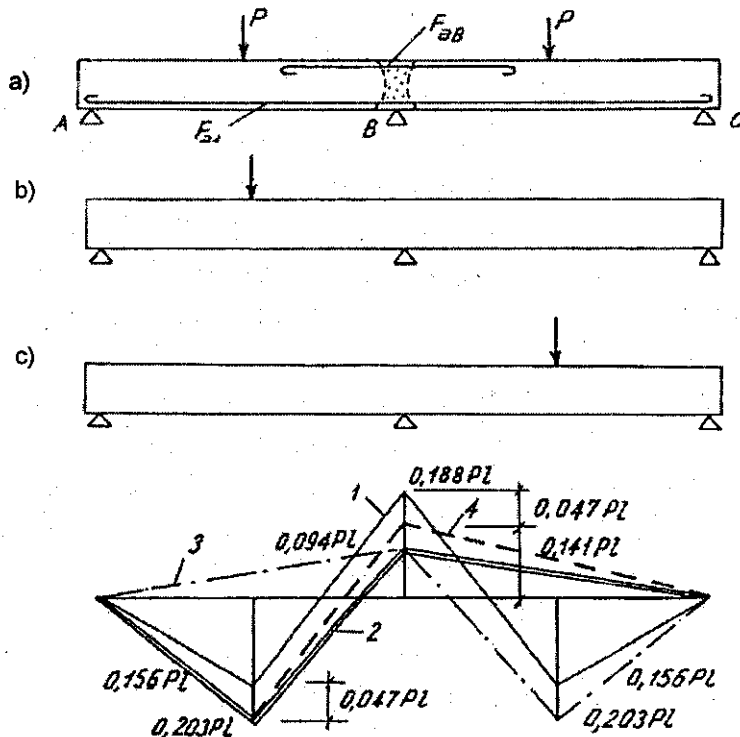
Nếu ta rút bớt cốt thép ở gối tựa, chủ động cho khớp dẻo xuất hiện ở gối B ứng với mômen là 0,15Pl (điều chỉnh 20,2%) thì theo nguyên tắc cân bằng tĩnh học, mômen ở nhịp sẽ là 0,174Pl, gần với giá trị 0,203Pl của tổ hợp b. Như thế cốt thép ở nhịp cũng đã được sử dụng gần hết khả năng chịu lực (vì đã đặt cốt thép theo $M = 0,203Pl$).



18 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Nếu điều chỉnh giảm mômen ở B xuống còn $0,141Pl$ thì theo nguyên tắc cân bằng tĩnh học mômen ở nhịp sẽ là $0,203Pl$. Như vậy khi cốt thép ở gối tựa được sử dụng hết khả năng thì cốt thép ở nhịp cũng được sử dụng hết khả năng, đạt đến hiệu quả kinh tế cao nhất. Trong trường hợp cụ thể này ta đã điều chỉnh một phần mômen ở gối tựa (đưa xuống nhịp) bằng $0,047Pl$ (điều chỉnh 25%), đảm đạt đến trạng thái cân bằng giới hạn.

Cần lưu ý rằng khớp dẻo xuất hiện kèm theo việc mở rộng khe nứt ở tiết diện khớp dẻo. Giá trị mômen điều chỉnh càng nhiều (càng tiết kiệm thép) thì khe nứt càng mở rộng và kéo theo dầm võng nhiều hơn. Để hạn chế bề rộng khe nứt ở khớp dẻo và độ võng của dầm người ta phải hạn chế phần mômen điều chỉnh không vượt quá một giá trị nào đó của mômen xuất hiện trong sơ đồ đàn hồi (cả hoạt tải và tĩnh tải). Các tiêu chuẩn thiết kế của các nước quy định những giá trị mômen điều chỉnh khác nhau. Ở Việt Nam thường lấy bằng 30%.



Hình 1.2. Điều chỉnh biểu đồ mômen

1- Biểu đồ M ứng với sơ đồ của tải trọng a ; 2- Biểu đồ M ứng với sơ đồ b ;
3- Biểu đồ M ứng với sơ đồ c ; 4- Biểu đồ M đã điều chỉnh.

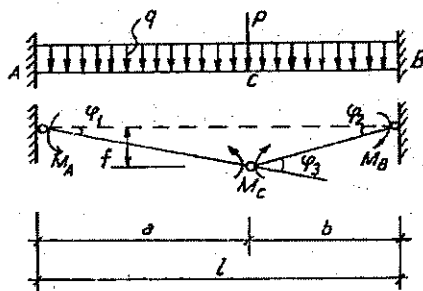
Khớp dẻo có liên quan mật thiết đến sự chảy dẻo của cốt thép và biến dạng đàn hồi dẻo của bê tông. Do vậy khi có xét đến sự phân bố lại nội lực do sự hình thành khớp dẻo, không được dùng thép cường độ cao với thêm chảy không rõ ràng, cốt thép có thêm chảy càng nhỏ thì phần mômen điều chỉnh càng nên giảm bớt. Đồng thời phải bảo đảm không xảy ra phá hoại giòn, nghĩa là vùng bê tông chịu nén bị phá hoại khi cốt thép chưa đến giới hạn chảy. Như vậy, cốt thép phải đặt ít hơn so với hàm lượng tối đa ứng với cấp cường độ của bê tông và cốt thép được dùng. Theo những kết quả nghiên cứu thực nghiệm, đối với dầm bê tông cốt thép được tính theo sơ đồ khớp dẻo có xét đến sự phân bố lại nội lực, khi dùng bê tông B30 trở xuống, hàm lượng cốt thép chịu kéo không được vượt quá giá trị:

$$\mu = \xi \frac{R_b}{R_s} = 0,3 \frac{R_b}{R_s} \quad (1.1)$$

Khi thiết kế dầm và khung bê tông cốt thép, khuyến khích việc sử dụng sơ đồ khớp dẻo để xác định nội lực.

Phương pháp cân bằng giới hạn

Nếu cho khớp dẻo xuất hiện đồng thời ở các tiết diện có mômen lớn, dẫn đến kết cấu bị biến hình tức thời thì trạng thái đó được gọi là trạng thái cân bằng giới hạn, trên cơ sở đó sản sinh phương pháp cân bằng giới hạn. Phương pháp này cho phép xác định được tải trọng giới hạn hay mômen giới hạn không phụ thuộc vào thứ tự xuất hiện các khớp dẻo và thứ tự tác dụng của tải trọng.



Hình 1.3. Sơ đồ tính theo trạng thái cân bằng giới hạn

Xét dầm trên Hình 1.3; Ở trạng thái cân bằng giới hạn xuất hiện ba khớp dẻo ở A, B và C. Giả thiết rằng sau khi xuất hiện khớp dẻo, dầm bị tách thành hai miếng cứng, bỏ qua biến dạng của cấu kiện nằm giữa các khớp dẻo. Cho hệ kết cấu một

20 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

chuyển vị khả dĩ f ở điểm C. Phương trình cân bằng công khả dĩ của nội và ngoại lực có dạng tổng quát.

$$\sum P_i y_i + \int q y dF = \sum M_i \varphi_i \quad (1.2)$$

trong đó: P_i – tải trọng tập trung thứ i ;

q – tải trọng phân bố;

y_i – chuyển vị khả dĩ tại điểm đặt tải trọng tập trung thứ i ;

y – chuyển vị khả dĩ của phân tử dưới tải trọng phân bố;

M_i – mômen giới hạn thứ i ;

φ_i – góc xoay khả dĩ thứ i .

Khi q là tải trọng phân bố đều thì

$$\int q y dF = qF$$

Trong đó: F – diện tích tạo bởi trục dầm và các chuyển vị khả dĩ.

Đối với dầm trên Hình 1.3, phương trình (1.2) có dạng sau:

$$P_f + q \frac{l}{2} f = M_A \varphi_1 + M_B \varphi_2 + M_C \varphi_3$$

Nếu chú ý rằng $\varphi_1 = \frac{f}{a}$; $\varphi_2 = \frac{f}{b}$ và $\varphi_3 = \varphi_1 + \varphi_2$ ta nhận được:

$$P + q \frac{l}{2} f = M_A \frac{1}{a} + M_B \frac{1}{b} + M_C \frac{1}{ab} \quad (1.3)$$

Phương trình (1.3) dùng để xác định nội lực hoặc tải trọng giới hạn cho dầm. Khi cần tính nội lực cho dầm liên tục, tỷ số giữa các mômen được chọn lựa căn cứ vào việc sử dụng hợp lý cốt thép chịu lực ở các tiết diện, việc hạn chế bề rộng khe nứt ở khớp dèo và độ võng của dầm.

Phương pháp cân bằng giới hạn thường được dùng để tính bản và dầm phụ. Nếu dầm và bản chịu lực theo một phương có nhịp bằng nhau hoặc sai lệch không quá 20%, chịu tải trọng phân bố đều thì hợp lý hơn cả là lấy mômen ở nhịp và ở gối tựa có cùng giá trị. Khi đó đối với các nhịp giữa với $a = b = 0,5l$ phương trình (1.3) có dạng:

$$\frac{ql^2}{8} = 0,5M_A + 0,5M_B + 0,5M_C$$

Với $M_a = M_n = M_r = M$, ta có:

$$M = \pm \frac{ql^2}{16}$$

Đối với nhịp biên, giá trị mômen lớn nhất nằm ở tiết diện cách gối biên một đoạn $x \approx 0,4l$. Khi đó phương trình (1.3) có dạng.

$$0,12 ql^2 = 0,4 M_u + M_c$$

Khi $M_u = M_c = M$ ta có $M = \pm \frac{ql^2}{11,65}$

Sau khi làm tròn một cách thiên về an toàn ta được giá trị mômen ở nhịp biên và gối tựa thứ hai là:

$$M = \pm \frac{ql^2}{11}$$

Lực cắt được tính như sau:

Ở nhịp biên, cạnh gối tựa biên:

$$Q = \frac{ql}{2} - \frac{M}{l} \approx 0,4 ql$$

Ở nhịp biên, cạnh gối tựa biên thứ hai:

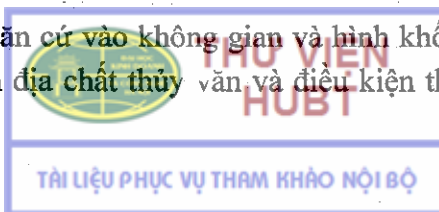
$$Q = \frac{ql}{2} + \frac{M}{l} \approx 0,6 ql$$

Ở cạnh gối tựa của tất cả các nhịp giữa $Q = 0,5 ql$.

Phương pháp cân bằng giới hạn còn được dùng để tính bản chịu lực theo hai phương, khung và vỏ. Trong mọi trường hợp đều phải xác định được vị trí và hình dáng của khớp dẻo (thường phải thông qua thực nghiệm), thiết lập phương trình cân bằng công khả dĩ của nội và ngoại lực để có được quan hệ giữa tải trọng và nội lực ở các khớp dẻo dưới dạng này hoặc dạng khác tùy theo loại kết cấu và cách bố trí cốt thép trong đó.

4. Trình tự thiết kế kết cấu bê tông cốt thép

Chọn phương án. Căn cứ vào không gian và hình khối kiến trúc của công trình, căn cứ vào điều kiện địa chất thủy văn và điều kiện thi công để chọn một trong



22 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

các phương án kết cấu đã được đưa ra so sánh. Phương án chọn phải có những ưu điểm nổi trội về giảm chi phí nguyên vật liệu, giảm chi phí máy móc và nhân công, thỏa mãn các điều kiện kỹ thuật và tiến độ thi công. Phương án chọn phải thỏa mãn những nguyên tắc chung đã nêu ở trên (§1). Trong phương án được chọn cần quy định chủng loại vật liệu (bê tông, cốt thép) được dùng và sẽ đưa vào tính toán chi tiết. Sau khi chọn phương án, sơ đồ kết cấu đã được xác định, có thể chuyển sang bước tiếp theo.

Tính toán tải trọng và các tác động. Căn cứ vào tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737:1995 "Tải trọng và tác động" để tính toán tải trọng đặt lên kết cấu, trong đó phải phân biệt tải trọng thường xuyên (tĩnh tải), tải trọng tạm thời hay hoạt tải (hoạt tải sử dụng và tải trọng gió) và tải trọng đặc biệt (như tải trọng động đất). Trong bước tính toán này trọng lượng bản thân của kết cấu được xác định theo các kích thước tiết diện ngang giả thiết gần đúng.

Tính toán sơ bộ kích thước tiết diện các cấu kiện. Căn cứ vào sơ đồ kết cấu và tải trọng tác dụng, tính gần đúng nội lực ở một số tiết diện để từ đó tính toán kích thước tiết diện các cấu kiện và chọn các kích thước đó theo các mô đun tương ứng. Từ đó xác định lại trọng lượng bản thân kết cấu theo các kích thước tiết diện đã chọn. Có thể xuất phát từ kinh nghiệm tích lũy được hoặc tham khảo những thiết kế khác để đưa ra những kích thước sơ bộ mà không cần phải tính toán sơ bộ như trên.

Tính toán nội lực và tổ hợp nội lực. Cần phải tính được nội lực (mômen uốn, lực dọc, lực cắt, mômen xoắn, lực trượt) do tĩnh tải và những trường hợp tác dụng bất lợi của hoạt tải gây ra trong hệ kết cấu. Sau đó tổ hợp nội lực do tĩnh tải và những trường hợp tác dụng bất lợi của hoạt tải để tìm được nội lực lớn nhất (cả giá trị âm và giá trị dương) ở các tiết diện hoặc một số tiết diện nguy hiểm của kết cấu. Nếu có được nội lực lớn nhất ở tất cả các tiết diện ta sẽ vẽ được biểu đồ bao nội lực mà không một trường hợp tải trọng nào có thể làm xuất hiện giá trị nội lực vượt quá giá trị trên đường bao.

Kiểm tra lại kích thước tiết diện đã chọn sơ bộ. Căn cứ vào nội lực lớn nhất ở tiết diện nguy hiểm đối với mỗi cấu kiện và các yêu cầu về cường độ (thể hiện qua hàm lượng cốt thép) về biến dạng và khe nứt để xem xét tiết diện mà ta đưa vào tính toán nội lực có hợp lý không, nếu cần thiết thì phải thay đổi. Nếu kích thước tiết diện bị thay đổi nhiều thì phải tính toán lại nội lực.

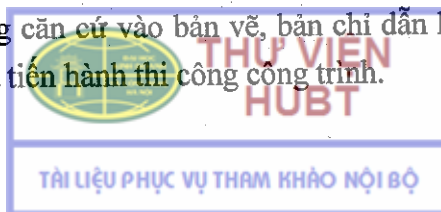
Tính toán và chọn cốt thép. Nếu kích thước tiết diện đã chọn là hợp lý thì tiến hành tính toán cốt thép chịu lực, chọn đường kính (cốt thép mềm) hoặc kích cỡ thép (đối với cốt cứng) và bố trí vào các tiết diện theo các yêu cầu về khoảng cách cốt thép và chiều dày lớp bảo vệ đã được quy định. Nếu nội lực được tính theo sơ đồ khớp dẻo thì việc tính cốt thép sẽ được tiến hành theo phương pháp trạng thái giới hạn. Nếu nội lực được tính theo sơ đồ đàn hồi thì cốt thép cũng có thể được tính theo trạng thái giới hạn (đó là sự không phù hợp đang tồn tại), cũng có thể được tính theo giá trị và phương của ứng suất kéo chính (điều đó hay gặp khi tính tấm và vò).

Kiểm tra độ võng và khe nứt. Trong nhiều trường hợp phải tính toán độ võng và bề rộng khe nứt (hoặc không cho phép nứt) của các cấu kiện, so sánh với độ võng và bề rộng khe nứt giới hạn. Đối với các kết cấu đổ toàn khối, không có yêu cầu chống thấm và không nằm trong môi trường xâm thực, nếu kích thước tiết diện đủ lớn theo những chỉ dẫn cấu tạo thông thường thì khi không có nghi vấn đặc biệt có thể bỏ qua việc tính toán độ võng và bề rộng khe nứt.

Tính toán cấu kiện lắp ghép. Đối với cấu kiện lắp ghép, ngoài những khâu tính toán ở trên còn phải kiểm tra về cường độ và bề rộng khe nứt trong giai đoạn chế tạo, vận chuyển và cấu lắp trên cơ sở bố trí tối ưu vị trí của móc cầu. Phải tính toán xác định đường kính và độ chôn sâu của móc cầu có xét đến tác dụng động lực của tải trọng khi cầu. Phải tính toán và cấu tạo các mối nối lắp ghép (khô hoặc ướt).

Hình thành bản vẽ. Kết quả tính toán tiết diện cấu kiện và cốt thép được thể hiện trên bản vẽ để phục vụ thi công. Bản vẽ phải đủ kích thước và các chủng loại cốt thép (chịu lực và cấu tạo), phải có những ghi chú cần thiết và thống kê vật liệu.

Hồ sơ thiết kế (để lưu trữ, giám định) gồm có bản thuyết minh tính toán, các bản vẽ, bản chỉ dẫn kỹ thuật và dự toán thiết kế. Trong bản thuyết minh phải trình bày các phương án đã được nêu ra so sánh và chọn lựa. Phải có các số liệu xuất phát để thiết kế, phải trình bày một cách khoa học, dễ hiểu các nội dung tính toán đã làm. Đơn vị thi công căn cứ vào bản vẽ, bản chỉ dẫn kỹ thuật và dự toán thiết kế để lập phương án và tiến hành thi công công trình.



24. Kết cấu nhà bê tông cốt thép

5. Những nguyên tắc cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép

Trong thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, cấu tạo là vấn đề rất quan trọng và mang nhiều ý nghĩa.

Chọn hình dáng và kích thước tiết diện ngang của các cấu kiện (dầm, cột, panen, tấm tường...) hợp lý sẽ vừa tăng cường khả năng chịu lực, vừa tiết kiệm vật liệu lại bảo đảm mỹ quan cho công trình. Chọn hình dáng và kích thước tiết diện cần phải xuất phát từ điều kiện thi công thực tế, ví dụ như không thể mang tiết diện chữ I của dầm lắp ghép để áp đặt cho một kết cấu đổ tại chỗ trên độ cao hàng chục mét. Kích thước tiết diện còn phải phù hợp với việc định hình hóa ván khuôn.

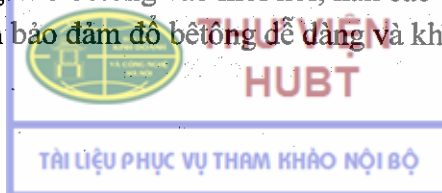
Chọn hình dáng và kích thước tiết diện cũng phải thỏa mãn các yêu cầu về chống thấm và xét đến các yếu tố ăn mòn của môi trường. Trong môi trường biển, tình trạng ăn mòn bê tông và cốt thép là rất nghiêm trọng cần phải đặc biệt lưu ý để có chiều dày lớp bảo vệ thích hợp, để chọn loại bê tông và cốt thép thích hợp.

Cốt thép dọc trong tiết diện phải được bố trí theo các yêu cầu về khoảng cách tối thiểu và tối đa đối với từng loại cấu kiện và phụ thuộc vào cách đổ bê tông (toàn khối hay lắp ghép, đổ bê tông khi cấu kiện dựng đứng hay nằm ngang...). Khoảng cách giữa các cốt thép có ý nghĩa lớn đối với vấn đề bảo đảm truyền lực qua lại giữa bê tông và cốt thép, cốt thép gần nhau quá hoặc xa nhau quá đều không đảm bảo sự cộng tác chịu lực có hiệu quả của thép và bê tông.

Chọn đường kính cốt thép thích hợp sẽ làm thay đổi số lượng thanh thép trong tiết diện do đó không chế được khoảng cách cốt thép theo yêu cầu. Cần lưu ý rằng với một diện tích cốt thép nhất định, dùng đường kính bé (số thanh thép tăng lên) sẽ làm tăng bề mặt dính giữa bê tông và cốt thép, hạn chế được bề rộng khe nứt. Do đó phải thận trọng trong việc chọn số lượng và đường kính cốt thép trong một tiết diện.

Khi kéo dài cốt thép từ cấu kiện này sang cấu kiện khác phải chú ý đến điểm dừng thi công; vừa phải bảo đảm yêu cầu chịu lực, vừa phải bảo đảm dễ thi công.

Các chi tiết nối phải được nghiên cứu thận trọng để bảo đảm dễ thi công và do đó để bảo đảm chất lượng. Đổ bê tông vào mỗi nối, hàn các chi tiết thép ở các mối nối là những việc khó, cần bảo đảm đổ bê tông dễ dàng và không phải hàn ngửa.



Chương 1. Nguyên lý thiết kế kết cấu bê tông cốt thép 25

Phải bảo đảm các quy định về neo, uốn, nối cốt thép, khoảng cách cốt đai ở khu vực mỗi nối.

Trong kết cấu bê tông cốt thép, ngoài cốt thép được đặt theo tính toán để chịu các loại nội lực tính được theo tải trọng và sơ đồ kết cấu đã vạch ra, còn phải đặt nhiều loại cốt thép cấu tạo.

Cốt thép cấu tạo dùng để chịu những nội lực xuất hiện do sự không phù hợp giữa sơ đồ tính toán và kết cấu thật, trong đó chủ yếu là ở chỗ những liên kết thật không quay được tự do như sơ đồ khớp, không ngàm chặt như sơ đồ ngàm, đồng thời sơ đồ tính cũng không xét hết được những nhân tố ảnh hưởng đến sự tác động qua lại giữa các bộ phận kết cấu với nhau.

Cốt cấu tạo còn dùng để chịu những tác động bất thường, và những sai lệch giữa dạng tải trọng đưa vào trong tính toán với dạng tải trọng thật.

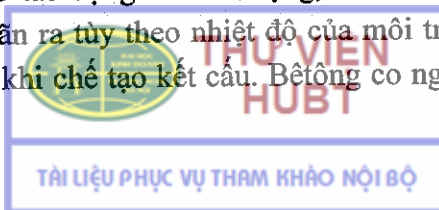
Cốt cấu tạo cũng được đặt vào những vùng mà trạng thái ứng suất ở đó khá phức tạp, khó nắm bắt được một cách chắc chắn, chỉ có thể xử lý bằng kinh nghiệm hay thí nghiệm mô hình (ví dụ mắt khung).

Nhiều loại cốt thép cấu tạo được dùng để chịu những ứng suất do co ngót của bê tông, do sự thay đổi nhiệt độ mà trong tính toán không kể đến. Người ta còn đặt cốt thép cấu tạo để dự phòng lún lệch giữa các móng.

Khi phải thiết kế một kết cấu với những chi tiết cấu tạo hay hình dạng tiết diện khác lạ cũng như những cấu kiện được sản xuất hàng loạt thì ngoài việc tính toán và cấu tạo theo tiêu chuẩn và những nguyên tắc cơ bản còn phải tiến hành thí nghiệm mô hình với kích thước càng gần với kết cấu thật càng tốt để có những số liệu thực về độ võng, về sự hình thành và phát triển khe nứt và tải trọng phá hoại, qua đó kiểm tra sự đúng đắn của công việc tính toán và những chi tiết cấu tạo đã được sử dụng, sửa chữa những sai sót khó tránh khỏi về cấu tạo cốt thép khi làm một kết cấu mới.

6. Khe biến dạng

Ngoài biến dạng do tác dụng của tải trọng, kết cấu bê tông cốt thép còn bị biến dạng co lại hoặc giãn ra tùy theo nhiệt độ của môi trường giảm xuống hoặc tăng lên so với nhiệt độ khi chế tạo kết cấu. Bê tông co ngót cũng làm cho toàn bộ kết



26 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

cấu co lại. Đối với kết cấu tĩnh định, biến dạng do nhiệt độ và co ngót kể trên không gây ra nội lực hoặc ở nhiệt độ sử dụng bình thường thì sản sinh nội lực không đáng kể. Tuy vậy đối với kết cấu siêu tĩnh như dầm liên tục, khung siêu tĩnh..., thì biến dạng do co ngót và nhiệt độ tương đương với những chuyển vị cưỡng bức sẽ làm phát sinh những nội lực phức tạp và cần được xem xét.

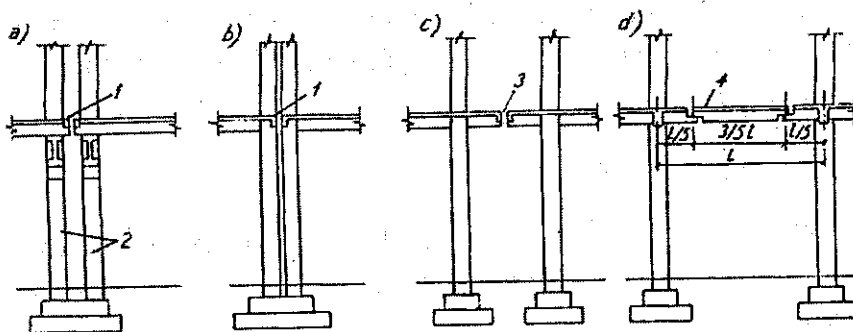
Khe nhiệt độ. Chiều dài kết cấu và sự chênh lệch nhiệt độ càng lớn thì nội lực phát sinh càng lớn, có thể gây nên vết nứt, làm hư hỏng hoặc giảm tuổi thọ kết cấu. Sự chênh lệch nhiệt độ được tính theo nhiệt độ lúc "hợp long" tức là lúc nối hai hoặc nhiều phần cơ bản của kết cấu với nhau và nhiệt độ cao nhất hoặc thấp nhất của môi trường. Ứng với một độ chênh lệch nhiệt độ nhất định sẽ có một chiều dài kết cấu mà nội lực phát sinh không lớn, chỉ cần dùng những biện pháp cấu tạo và đặt cốt thép cấu tạo là đủ chịu, không cần phải tính toán nội lực do sự chênh lệch nhiệt độ nữa. Như vậy sẽ hình thành những khe nhiệt độ, chúng chia kết cấu thành từng phân đoạn cắt rời nhau từ mái cho đến mặt móng (vì ở phần chôn dưới đất có thể bỏ qua sự chênh lệch nhiệt độ). Bề rộng của khe nhiệt độ được xác định theo tính toán, thông thường dao động từ 2 đến 3 cm. Trong tiêu chuẩn thiết kế của các nước có quy định những khoảng cách tối đa giữa các khe nhiệt độ để ứng suất và biến dạng nhiệt độ không gây tác hại. Những khoảng cách này phụ thuộc vào độ cứng của ngôi nhà và mức độ tiếp xúc của ngôi nhà đối với môi trường khí quyển. Có thể tham khảo những con số sau đây đối với nhà cửa của một số nước ôn đới. Khoảng cách giữa các khe nhiệt độ đối với kết cấu bê tông cốt thép thường, đồ tại chỗ, cách ly đối với khí quyển – 40 m; ở ngoài trời nhưng có lớp phủ – 30 m; ở ngoài trời, không có lớp phủ – 25 m. Đối với kết cấu lắp ghép các khoảng cách trên được tăng lên 20%. Ở Việt Nam chưa có những nghiên cứu một cách hệ thống về vấn đề này. Tuy vậy kinh nghiệm cho thấy rằng đối với những kết cấu ở ngoài trời mà không có lớp phủ hợp lý thì phải bố trí các khe nhiệt độ với khoảng cách nhỏ hơn.

Khe lún. Ngôi nhà có thể bị lún không đều do đất nền không đồng nhất trong phạm vi móng của nó, do tải trọng không phân bố đều trên mặt bằng. Để tránh nứt nẻ, phá hỏng cục bộ cần phải cất ngôi nhà thành khối riêng biệt từ móng đến mái, nghĩa là tạo nên những khe lún để cho các khối nhà được lún khác nhau một ít mà không xảy ra nứt nẻ cục bộ. Bề rộng khe lún bằng 2 đến 3 cm giống như khe nhiệt độ.



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



Hình 1.4. Khe nhiệt độ và khe lún

1 – khe nhiệt độ; 2 – cột đôi; 3 – khe lún; 4 – dầm gác.

Khe lún thường nằm ở chỗ tiếp giáp của hai khối nhà có số tầng khác nhau, ở xung quanh khu vực phải chịu hoạt tải lớn so với khu vực lân cận và ở chỗ có sự thay đổi rõ rệt của địa tầng.

Người ta thường kết hợp khe lún và khe nhiệt độ với nhau và như vậy chúng có thể làm cả nhiệm vụ của khe co giãn (của bê tông) và ngăn cách các tác động động lực.

Để làm khe lún có thể sử dụng phương án cột đôi có dầm côngxôn hay dầm gác như trên Hình 1.4c, d. Khe nhiệt độ thể hiện trên Hình 1.4a, b.

Nếu kết hợp khe nhiệt độ và khe lún thì có thể sử dụng phương án cột đôi và dầm côngxôn. Nếu dùng phương án dầm gác thì một đầu của dầm gác phải là khớp trượt.

7. Những yêu cầu và quy định đối với bản vẽ kết cấu bê tông cốt thép

Thành phần của bộ bản vẽ kết cấu bê tông cốt thép bao gồm:

- Các bản vẽ bố trí kết cấu.
- Các bản vẽ cấu kiện bê tông cốt thép đổ tại chỗ.
- Các bản vẽ cấu kiện bê tông cốt thép lắp ghép.
- Các bảng thống kê.

Yêu cầu đối với bản vẽ kết cấu bê tông cốt thép là chính xác, rõ ràng, đầy đủ và đúng các ký hiệu quy định; nghĩa là bảo đảm cho người thi công hiểu trọn vẹn các

28 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

chi tiết kết cấu, từ kích thước hình học đến vị trí và hình dáng cốt thép trong kết cấu, nhờ đó có thể làm ván khuôn và đặt cốt thép một cách chính xác theo thiết kế.

a. Bản vẽ bố trí kết cấu

Nội dung bản vẽ bố trí kết cấu gồm:

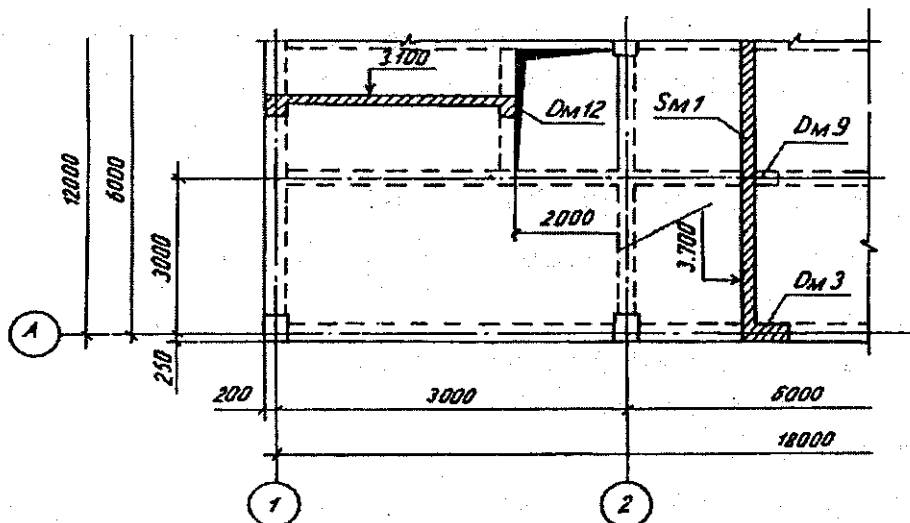
- Các bản vẽ bố trí hệ kết cấu chịu lực như khung, dầm, sàn. Để thể hiện rõ ràng cần phải có bản vẽ bố trí kết cấu trên mặt bằng cho các tầng nhà và một số bản vẽ mặt cắt.
- Các bản vẽ bố trí cấu kiện lắp ghép trên các tầng.
- Các bảng thống kê các bộ phận kết cấu và cấu kiện.

Bản vẽ bố trí kết cấu được thể hiện theo tỷ lệ 1/100; 1/200; 1/500.

Trên bản vẽ bố trí kết cấu phải chỉ rõ:

- Các trục định vị của nhà hoặc công trình, khoảng cách giữa các trục với nhau và kích thước tổng cộng.
- Các cao độ ở những nơi đặc trưng nhất của kết cấu.
- Ký hiệu các bộ phận kết cấu (cấu kiện).

Trên Hình 1.5 thể hiện một góc của mặt bằng kết cấu ở cao trình +3,7 m.



Hình 1.5. Một góc mặt bằng kết cấu

b. Bản vẽ bố trí cốt thép trong cầu kiện

Bản vẽ bố trí cốt thép được thể hiện theo tỷ lệ 1/20; 1/50 hay 1/100.

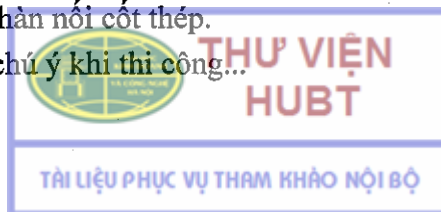
Trên các bản vẽ bố trí cốt thép người ta quy ước xem bê tông như là trong suốt để có thể nhìn thấy tất cả cốt thép trong cầu kiện. Trên các bản vẽ này phải thể hiện rõ:

- Các đường bao của kết cấu đỡ tại chỗ hay cầu kiện lắp ghép, các kích thước để có thể làm ván khuôn và xác định vị trí của cốt thép.
- Vị trí và hình dáng cốt thép trong cầu kiện, các chi tiết được hàn trước vào cốt thép khi chế tạo (chỉ cần ghi ký hiệu và kích thước định vị, còn chi tiết phải được thể hiện riêng với tỷ lệ lớn hơn).
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ tính từ mặt ngoài của thanh thép đến mép gần nhất của cầu kiện.
- Các bộ phận của kết cấu tiếp giáp dùng làm gối đỡ cho kết cấu đỡ tại chỗ (ví dụ khối xây gạch là gối tựa cho dầm) hay các bộ phận mà kết cấu được ngàm vào trong đó.
- Các bản thống kê cốt thép và khối lượng bê tông cho từng cầu kiện. Trong bảng thống kê này, chiều dài và số lượng các thanh thép phải được tính toán chính xác.
- Bản vẽ triển khai cốt thép với các kích thước đủ để công nhân có thể chế tạo được như chiều dài móc neo, các đoạn uốn, bán kính các đoạn cong. Khi hình dáng cốt thép đơn giản thì hình dáng triển khai của chúng có thể được đưa vào bảng thông kê cốt thép.

Để dễ dàng hình dung được vị trí các cốt thép trong cầu kiện cần phải thể hiện một số mặt cắt ngang (thẳng góc hoặc nghiêng với trục của cầu kiện). Tỷ lệ kích thước của mặt cắt ngang phải giống nhau cho từng cầu kiện và phải ghi đủ kích thước cho các mặt cắt.

Trên bản vẽ bố trí cốt thép cần phải có các ghi chú để cho người đọc bản vẽ nắm được các thông tin về

- Cấp cường độ thiết kế của bê tông.
- Loại cốt thép và cường độ tính toán của cốt thép.
- Phương pháp nối cốt thép, vị trí nối nếu chưa được thể hiện trên bản vẽ, loại que hàn dùng để hàn nối cốt thép.
- Những điều cần chú ý khi thi công...



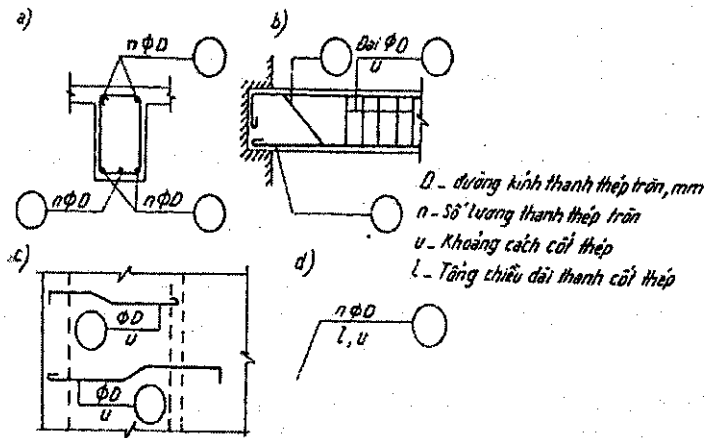
30 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Đối với kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước cần phải ghi chú trên bản vẽ về cấp cường độ của bê tông và cường độ tối thiểu của bê tông khi căng cốt thép, mác vữa dùng để lấp kín neo hoặc bơm vào ống rãnh, trình tự căng cốt thép, lực căng cốt thép...

c. Những điều cần lưu ý về thể hiện bản vẽ

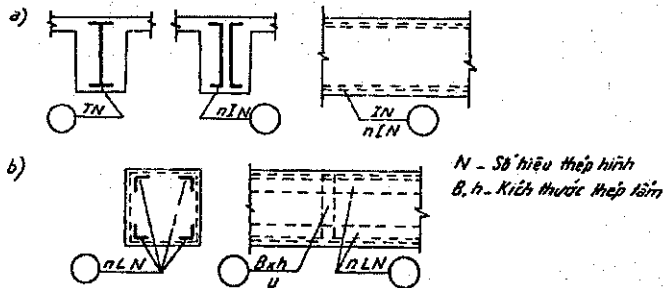
Quy ước thống nhất về ký hiệu các thanh thép trong cấu kiện được thể hiện trên Hình 1.6 đối với cốt thép mềm.

Trên Hình 1.7 thể hiện cốt thép cứng trong cấu kiện.



Hình 1.6. Thể hiện cốt thép mềm

a) Mặt cắt ngang; b) Mặt cắt dọc; c) Mặt bằng; d) Ký hiệu thanh ngang cốt thép.



Hình 1.7. Thể hiện cốt thép cứng

a) Cốt cứng trong dầm; b) Cốt cứng trong cột



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

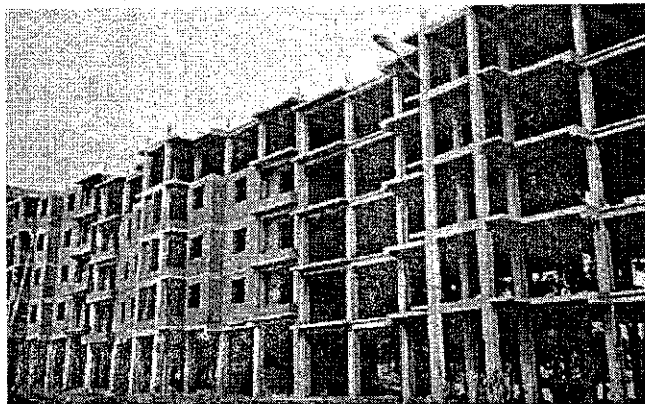
CHƯƠNG 2

KẾT CẤU KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

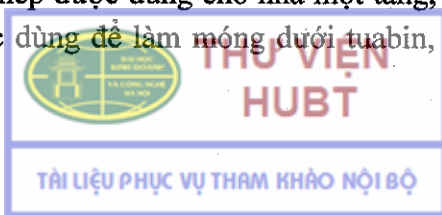
Trong xây dựng nhà cửa, kết cấu khung được tạo nên bởi cột và dầm, liên kết với nhau bằng nút cứng hoặc khớp, chúng cùng với sàn và mái tạo nên một kết cấu không gian có độ cứng lớn (Hình 2.1).

Kết cấu khung bê tông cốt thép được sử dụng rất rộng rãi trong nhà dân dụng và công nghiệp vì có thể đáp ứng dễ dàng các yêu cầu về kiến trúc, đặc biệt về không gian lớn, nhịp lớn. Kết cấu khung cho phép biến đổi linh hoạt không gian sử dụng vì tường ngăn các phòng chỉ là tường tự mang có thể phá đi để mở rộng không gian hoặc xây thêm để tạo một phòng mới mà không ảnh hưởng đến độ bền vững của ngôi nhà. Kết cấu khung có giá thành hợp lý, tiến độ thi công nhanh.



Hình 2.1. Hệ khung, sàn, mái toàn khối

Khung bê tông cốt thép được dùng cho nhà một tầng, nhiều tầng, một nhịp, nhiều nhịp, nó cũng được dùng để làm móng dưới tuabin, làm kết cấu đỡ đường ống, tháp nước...



32 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Khung bê tông cốt thép được thi công toàn khối, lắp ghép hoặc nửa lắp ghép. Khi thi công toàn khối, liên kết dầm và cột (nút khung) nên chọn là nút cứng. Để tạo ra nút cứng khi thi công lắp ghép là khá phức tạp và chi phí lớn hơn khi thi công toàn khối.

Với các dầm khung nhịp lớn, nên sử dụng khung bê tông ứng lực trước. Trong nhà nhiều tầng, cột nên dùng bê tông có cấp độ bền nén lớn và có thể đặt thêm cốt thép cứng để giảm bớt tiết diện, tăng thêm diện tích sử dụng.

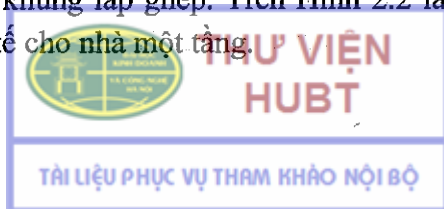
Hệ lưới cột phải được bố trí phù hợp với không gian kiến trúc, đồng thời phải xét đến yêu cầu giảm chi phí vật liệu chung cho cả khung và sàn.

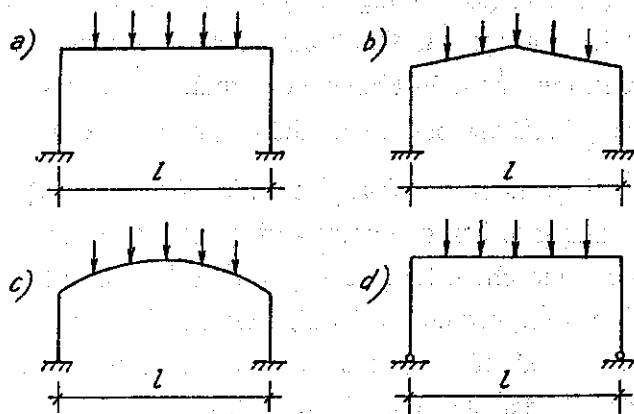
Hệ khung dầm cho nhà là hệ không gian nhưng có thể xem như nó được tạo nên từ những khung phẳng, nối với nhau hoặc đan chéo nhau. Tùy trường hợp cụ thể mà có thể đơn giản hóa việc tính toán như khung phẳng hoặc bắt buộc phải tính như một hệ khung không gian. Phải xét đến sự làm việc không gian của hệ khung khi trong các dầm xuất hiện mômen xoắn đáng kể và các cột chịu nén lệch tâm xiên. Với công trình có độ cứng nhà theo phương dọc là rất lớn so với phương ngang, tải trọng thường xuyên và phần lớn tải trọng tạm thời tác dụng đồng thời lên tất cả các khung ngang, hệ khung không gian được xem như tạo thành từ các khung phẳng đặt theo phương ngang nhà và được nối lại với nhau bằng hệ dầm (giằng) dọc quy tụ vào nút khung. Hệ giằng dọc dùng để giữ ổn định cho khung ngang chịu lực, để chịu các lực ngang và một phần tải trọng thẳng đứng. Hệ giằng dọc còn phát huy tác dụng rất tích cực khi có sự lún không đều theo phương dọc nhà.

§2. KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP TOÀN KHỐI

1. Những sơ đồ khung cơ bản

Khung bê tông cốt thép toàn khối được sử dụng rất rộng rãi cho nhà một tầng và nhiều tầng; một nhịp và nhiều nhịp. Ưu điểm cơ bản của khung toàn khối là dễ tạo được nút cứng so với khung lắp ghép. Trên Hình 2.2 là những sơ đồ khung hay được dùng trong thực tế cho nhà một tầng.





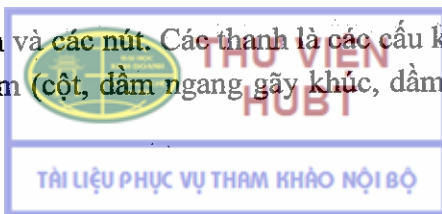
Hình 2.2. Một số dạng sơ đồ khung 1 tầng
 a) Dầm ngang thẳng; b) Dầm ngang gẫy khúc;
 c) Dầm vòm; d) Nối khớp với móng.

Ở sơ đồ (a), trong dầm ngang chủ yếu xuất hiện mômen uốn và lực cắt, lực nén dọc trục không đáng kể. Ở sơ đồ (b) và đặc biệt là ở sơ đồ (c), dầm ngang làm việc như cấu kiện chịu nén lệch tâm do sự xuất hiện của lực nén dọc đáng kể. Lực nén đó làm giảm ứng suất kéo ở thớ dưới của dầm. Vì vậy khi có cùng một điều kiện tải trọng thì sơ đồ (b) và (c) sử dụng được cho nhịp lớn hơn. Đối với bê tông cốt thép thường, sơ đồ (a) cho nhịp dưới 15 m, sơ đồ (b) cho nhịp 15 đến 18 m và sơ đồ (c) cho nhịp trên 18 m. Còn đối với bê tông ứng lực trước thì dùng sơ đồ (a) hoặc sơ đồ (b) có thể đạt tới những nhịp 30 đến 50 m và lớn hơn. Ở sơ đồ (d), cột khung được liên kết khớp với móng, mômen uốn ở đầu cột và nhịp dầm ngang sẽ tăng lên nhưng có thể giảm được kích thước đế móng.

Đối với nhà nhiều tầng dùng khung bê tông cốt thép chịu cả tải trọng ngang và tải trọng đứng, để tăng độ cứng của khung thì nút khung thường là nút cứng, cột liên kết ngàm với móng (Hình 2.10). Khi khung trong nhà nhiều tầng chỉ chịu tải trọng đứng, còn tải trọng ngang do các kết cấu khác chịu như vách cứng, lõi... thì khung có thể được cấu tạo với nhiều nút khớp.

2. Cấu tạo khung toàn khối

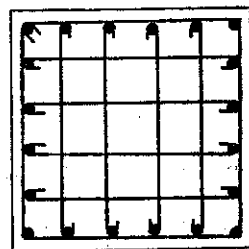
Khung gồm các thanh và các nút. Các thanh là các cấu kiện chịu uốn (dầm) và cấu kiện chịu nén lệch tâm (cột, dầm ngang gẫy khúc, dầm vòm), cũng có khi là cấu



34 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

kiện chịu kéo lệch tâm (khi khung đóng vai trò vách cứng của kết cấu vỏ mỏng không gian). Việc cấu tạo các thanh chịu uốn, kéo, nén lệch tâm dùng cốt thép mềm với hàm lượng cốt thép không vượt quá hàm lượng cốt thép lớn nhất đã được đề cập trong "Kết cấu bê tông cốt thép – phần cấu kiện cơ bản" [3].

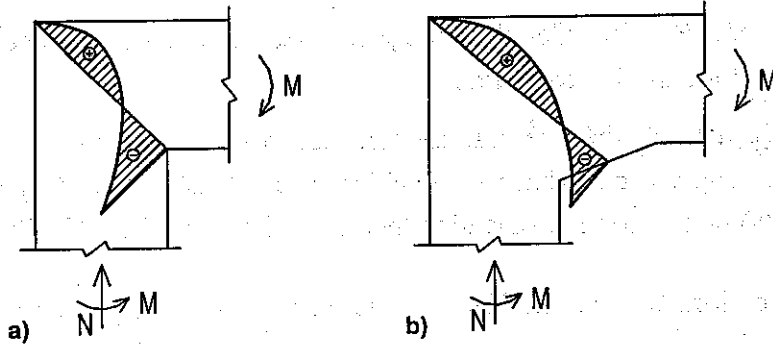
Hàm lượng cốt thép mềm lớn nhất phụ thuộc vào cường độ bê tông và cường độ cốt thép, biến dạng giới hạn của bê tông và môđun đàn hồi của cốt thép cũng như các biện pháp cấu tạo nhằm tăng cường sự chịu lực đồng thời giữa bê tông và cốt thép. Do nội lực trong cột của nhà nhiều tầng khá lớn và nhu cầu giảm nhỏ tiết diện người ta có thể đặt cốt thép dọc với hàm lượng lớn hơn 3%, có thể đạt tới 6% đến 8%, khi đó cốt đai phải đặt dày hơn theo phương trục cột (khoảng cách giữa các cốt đai không lớn hơn 10 lần đường kính cốt dọc chịu lực nhỏ nhất), còn trên tiết diện cột thì các cốt thép dọc đều phải được giằng lại với nhau bằng cốt đai hoặc thanh giằng để hạn chế sự nở ngang của bê tông như trên Hình 2.3.



Hình 2.3. Bố trí cốt đai khi cột có hàm lượng cốt dọc vượt quá 3%

Đối với kết cấu khung, cấu tạo nút khung (liên kết cột với dầm, cột với móng...) là rất quan trọng. Nút khung phải có kích thước hình học và bố trí cốt thép sao cho phù hợp với sơ đồ tính toán. Nút cứng phải bảo đảm bê tông chịu nén không bị ép vỡ và cốt thép neo vào nút không bị tuột. Trạng thái ứng suất của nút khung khá phức tạp. Sự phân bố ứng suất phụ thuộc rất nhiều vào hình dáng và kích thước nút khung. Ở các góc đều có sự tập trung ứng suất. Có thể căn cứ vào quỹ đạo ứng suất kéo chính để bố trí cốt thép trong nút khung. Tuy vậy khung bê tông cốt thép là từ vật liệu phức hợp, không đồng chất và đẳng hướng nên trạng thái ứng suất của nút khung lại phụ thuộc vào sự bố trí cốt thép trong nút đó, vì vậy người ta phải thí nghiệm nhiều mẫu nút khung bằng chính vật liệu bê tông cốt thép để rút ra những cấu tạo hợp lý cho các loại nút khác nhau.

Các kết quả thí nghiệm của nút khung ở góc trên cùng cho thấy ứng suất theo đường chéo (Hình 2.4a) thay đổi không tuyến tính. Nếu thay góc gãy thành đường cong hoặc đường chéo (tạo nách khung) thì sự tập trung ứng suất nén sẽ giảm đi đáng kể (Hình 2.4b).



Hình 2.4. Ứng suất của nút khung góc trên cùng

Đặc điểm của nút ở góc trên cùng (Hình 2.4a) là giá trị mômen ở đầu dầm lớn, việc neo cốt chịu kéo của dầm phải thận trọng vì ở cột không có lực nén truyền từ tầng trên xuống. Cấu tạo của nút ở góc trên cùng được thể hiện trên Hình 2.5 phụ thuộc vào tỷ số $\frac{e_o}{h_c}$ (e_o là độ lệch tâm của lực nén N so với trục dọc đi qua trọng

tâm tiết diện tại đỉnh cột, $e_o = \frac{M}{N}$, h_c – chiều cao của tiết diện đỉnh cột). Tỷ số $\frac{e_o}{h_c}$ càng lớn, thể hiện mômen càng lớn, thì chiều dài neo các cốt thép này càng phải lớn. Mômen lớn, cốt thép chịu kéo nhiều, do đó khi neo cần lưu ý không được cắt tất cả cốt thép ở một tiết diện để tránh sự tập trung ứng suất.

Khi $\frac{e_o}{h_c} \leq 0,25$, mômen nhỏ, cấu tạo nút khung được thể hiện trên hình 2.5a.

Khi $0,25 < \frac{e_o}{h_c} \leq 0,5$, có không ít hơn 2 thanh cốt thép chịu kéo của dầm phải được kéo qua mép dưới của dầm một đoạn $30d$, số thanh thép còn lại neo ở phía trên nhưng không được nhiều hơn 4 thanh (Hình 2.5b).

Khi $\frac{e_o}{h_c} > 0,5$ tất cả các cốt thép chịu kéo của dầm phải được kéo qua mép dưới của dầm một đoạn không nhỏ hơn $30d$ (d – đường kính cốt thép), ở mỗi tiết diện cách nhau $30d$ chỉ được cắt không quá hai thanh (Hình 2.5c). Để tránh kéo các cốt thép này xuống cột quá sâu, nên kết hợp việc kéo cốt thép chịu kéo từ dầm xuống

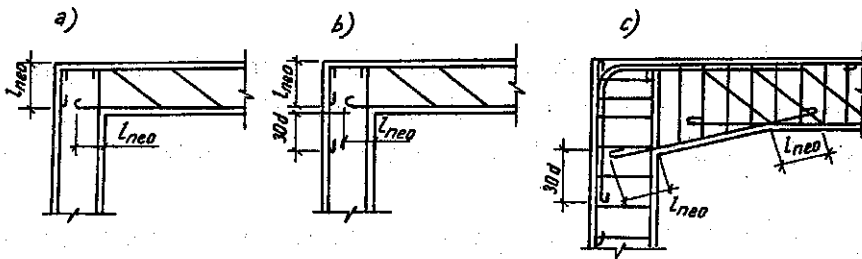
36 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

cột và từ cột lên dầm. Cốt thép ở cột kéo lên dầm được cắt theo biểu đồ bao mômen và được ưu tiên cắt trước.

Ngoài việc neo cốt thép để chịu mômen uốn ở nút khung và ở góc chúng phải được uốn cong với bán kính $r = (10 \div 15)d$, các cốt thép khác cũng phải có chiều dài neo không nhỏ hơn l_{neo} (xác định theo Điều 8.5.2 của TCVN 5574:2012 [4]).

Khi mômen lớn, đặc biệt là đối với trường hợp $\frac{e_o}{h_c} > 0,5$, ở góc khung cần cấu tạo

nách để giảm ứng suất nén tập trung. Nách khung còn có tác dụng tăng cường khả năng chịu mômen của dầm. Chiều dài nách thường không nhỏ hơn $1/10$ nhịp dầm và chiều cao của nách không nhỏ hơn $0,4$ chiều cao của dầm ngang. Độ dốc của nách khung chọn từ $1:3$ trở lên được coi là có hiệu quả. Dọc theo mép nách khung cần phải đặt cốt thép cấu tạo. Nếu vì lý do kiến trúc mà không cấu tạo được nách khung thì phải có giải pháp đặt cốt thép thích hợp để chịu các ứng suất tập trung xung quanh góc vuông phía trong.



Hình 2.5. Cấu tạo nút khung ở góc trên cùng

a) $e_o/h_c \leq 0,25$; b) $0,25 < e_o/h_c \leq 0,5$; c) $e_o/h_c > 0,5$

Cấu tạo của nút nối cột biên với dầm ngang của các tầng giữa được thể hiện trên Hình 2.10. Cốt chịu kéo của dầm ngang phải được neo một đoạn bằng l_{neo} (Hình 2.6a). Nếu cốt thép trong đoạn neo phải uốn cong thì phải có cốt đai đặt với khoảng cách không lớn hơn 100 mm để gia cường, đoạn thép kéo thẳng cũng không nhỏ hơn $0,5l_{neo}$ (Hình 2.6b). Không nên uốn cốt chịu kéo của dầm vào sâu trong phần cột phía dưới để người thi công dễ đặt cốt thép khi phải bố trí điểm dừng đổ bê tông ở gần đỉnh cột. Khi cần thiết có thể làm chi tiết neo (thép bản hoặc thép hình) vào đầu thanh thép như trên Hình 2.6c và phải tiến hành tính toán ép mặt.

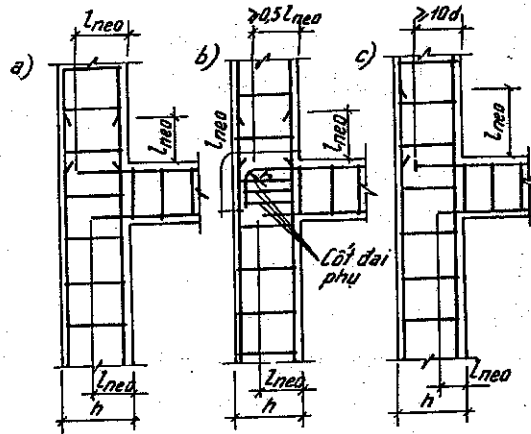


THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

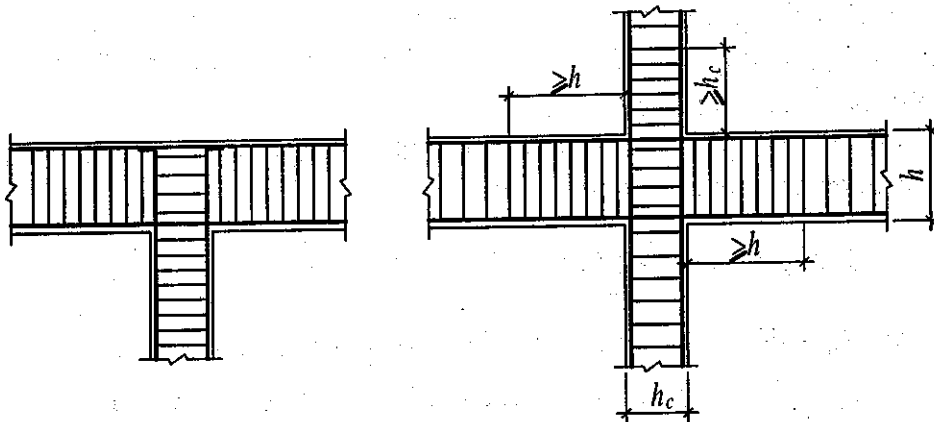
Khi tiết diện cột thay đổi, cho phép uốn xiên cốt dọc của cột dưới với độ dốc không quá 1:6 để chờ nối với cốt dọc của cột trên.

Cấu tạo nút nối cột giữa với dầm ngang được thể hiện trên Hình 2.7. Trong trường hợp này cốt thép ở dầm ngang không cần phải kéo dài vào cột, mà được kéo, uốn, cắt bớt cho phù hợp với biểu đồ mômen và chịu lực cắt giống như trong dầm liên tục. Cần lưu ý rằng đối với cột, ngay trong nút nối, trên phạm vi chiều cao dầm vẫn cần phải có cốt đai để giữ ổn định cho cốt dọc, hạn chế biến dạng ngang của bê tông.



Hình 2.6. Nút nối cột biên với dầm ngang

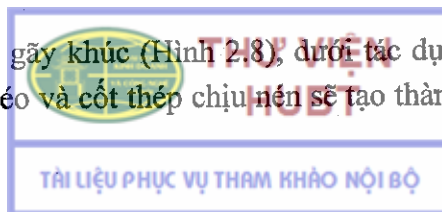
trên phạm vi chiều cao dầm vẫn cần phải có cốt đai để giữ ổn định cho cốt dọc, hạn chế biến dạng ngang của bê tông.



Hình 2.7. Nút khung nối cột giữa với dầm ngang

Đối với những khung phải chịu lực chấn động, độ dẻo của nút khung phải lớn, người ta gia cố thêm nút khung bằng các thanh cốt dọc và đặt dày cốt đai ngang tại đầu các thanh quy tụ vào nút. Chi tiết các nút khung này được trình bày trong chương 5.

Ở chỗ dầm ngang bị gãy khúc (Hình 2.8), dưới tác dụng của mômen dương, lực trong cốt thép chịu kéo và cốt thép chịu nén sẽ tạo thành những hợp lực hướng ra



38 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

ngoài. Cần phải có cốt đai chịu những lực đó, giữ cho cốt thép dọc không bị kéo bật ra phía ngoài. Góc gãy α càng nhỏ thì hợp lực hướng ra phía ngoài càng lớn.

Khi góc $\alpha < 160^\circ$ thì không những cần cốt đai gia cố, còn phải cắt cốt dọc chịu kéo (toàn bộ hoặc một phần) để neo vào vùng bê tông chịu nén như Hình 2.8c. Khi góc $\alpha \geq 160^\circ$ có thể uốn cốt thép qua góc gãy và bố trí đủ cốt đai gia cố như Hình 2.8b.

Diện tích cốt đai A_{sw} để giằng cốt dọc phải được tính toán để đủ chịu hợp lực trong các thanh cốt dọc không được neo và đủ chịu không dưới 35% hợp lực trong các thanh đã được neo trong vùng nén. Ta có biểu thức:

$$\sum R_{sw} A_{sw} \cos \beta \geq \left((2A_{s1} + 0,7A_{s2}) R_s \cos \frac{\alpha}{2} \right) \quad (2.1)$$

trong đó: A_{s1} – diện tích các thanh cốt dọc không được neo trong vùng nén;

A_{s2} – diện tích các thanh cốt dọc đã được neo trong vùng nén;

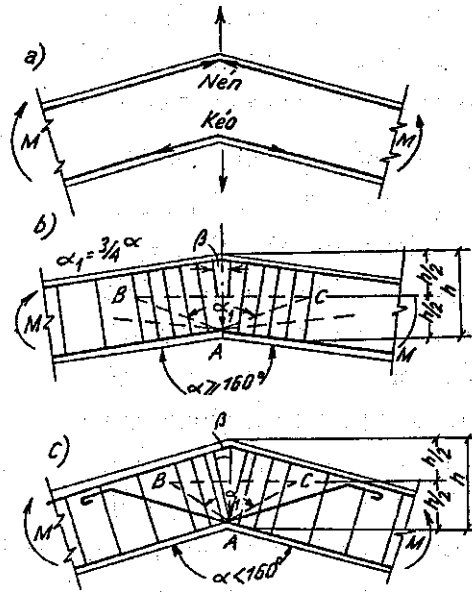
α – góc lõm của dầm ngang;

β – góc giữa đường phân giác của góc lõm và phương của cốt đai.

Cốt thép đai tính được theo (2.1) phải bố trí trên chiều dài S :

$$S = htg \frac{3}{8} \alpha \quad (2.2)$$

S – khoảng cách từ điểm B đến điểm C, góc BAC được lấy bằng $\frac{3}{4} \alpha$ (Hình 2.8).



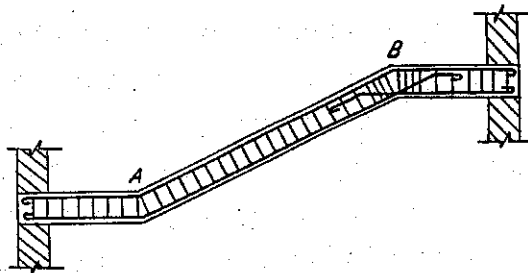
Hình 2.8. Bố trí cốt thép ở chỗ dầm ngang gãy khúc

a) Sơ đồ chịu lực; b) Trường hợp $\alpha \geq 160^\circ$;

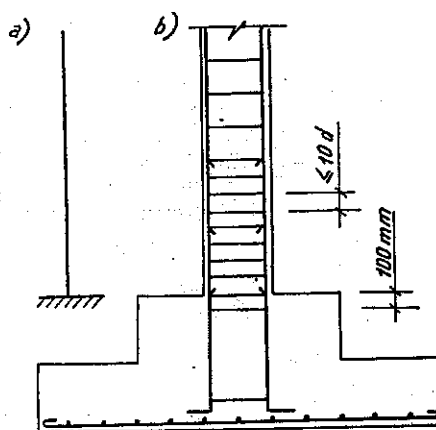
c) Trường hợp $\alpha < 160^\circ$

Chi tiết dầm ngang gãy này không chỉ gặp ở khung mà thường gặp ở các cốn thang gãy khúc như trên Hình 2.9.

Ở điểm gãy A và B đều xuất hiện mômen dương do tải trọng tác dụng theo chiều từ trên xuống dưới. Nhưng ở điểm gãy A, hợp lực của các cốt thép chịu kéo và chịu nén đều hướng vào phía trong nên không cần phải có cốt đai giằng. Ở điểm gãy B hợp lực của các cốt thép hướng ra phía ngoài nên phải tính toán và cấu tạo cốt đai giằng giống như đối với dầm ngang khung đã trình bày ở trên.



Hình 2.9. Cốn thang gãy khúc



Hình 2.10. Nối cứng cột với móng

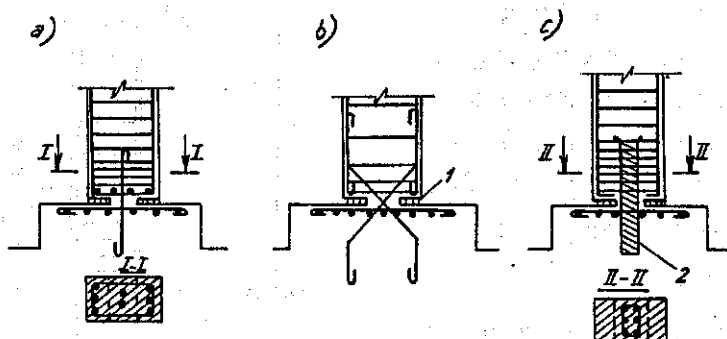
a) Sơ đồ; b) Bố trí cốt thép

Mối nối cứng giữa cột và móng được thể hiện trên Hình 2.10. Tất cả cốt thép dọc trong cột phải kéo thẳng xuống móng. Để tiện thi công, có thể đặt cốt chờ để nối ở cốt mặt móng hoặc ở cốt $\pm 0,00$ (cốt mặt nền). Phải bảo đảm yêu cầu nối không quá 50% diện tích cốt chịu kéo bằng thanh có gờ và không quá 25% diện tích cốt chịu kéo bằng thanh cốt trơn ở một tiết diện hoặc trên đoạn nhỏ hơn chiều dài neo. Như vậy không được cắt cốt thép có cùng chiều dài khi trên tiết diện cột có nhiều hơn bốn thanh thép dọc (cho phép nối trên một tiết diện nếu cột chỉ có bốn thanh thép dọc). Để tiện định vị tim của cột, số cốt đai nằm trong phạm vi móng có thể tăng hơn so với hình 2.10b. Cần lưu ý rằng trong sơ đồ tính toán của khung, cao trình ngầm của cột được lấy là cao trình mặt trên của móng như trên Hình 2.10a.

Mối nối khớp giữa cột và móng được thể hiện trên Hình 2.11. Khớp được hình thành do tiết diện bị giảm yếu (thực phương tác động của mômen uốn), độ cứng bị

40 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

giảm đột ngột, nếu có xuất hiện mômen ở chân cột thì giá trị mômen cũng không lớn. Chiều cao tiết diện ở khớp chỉ còn lại 1/3 đến 1/4 tiết diện nguyên. Cột và móng được liên kết bằng những thanh cốt thẳng như Hình 2.11a, cốt bắt chéo như Hình 2.11b. Khi tải trọng lớn thì có thể dùng cốt dọc với các đai lò xo để hạn chế biến dạng ngang của bê tông như Hình 2.11c. Phần tiết diện còn lại của bê tông và cốt thép nối chịu lực dọc truyền từ cột xuống móng và được tính theo cấu kiện chịu ép cục bộ. Còn lực cắt thì được cân bằng bởi lực ma sát nhưng cũng có thể đưa cốt thép vào trong tính toán chịu cắt.



Hình 2.11. Mối nối khớp giữa cột và móng

Để chịu ép cục bộ, cốt đai ở chân cột phải đặt dày hoặc đặt lưới thép. Mặt trên của móng cũng phải có lưới thép, tiết diện ngang của nó được tính bằng công thức gần đúng:

$$A_s = \frac{P}{80} \text{ (cm}^2\text{)} \quad (2.3)$$

trong đó: P – lực dọc truyền qua tiết diện khớp (kN).

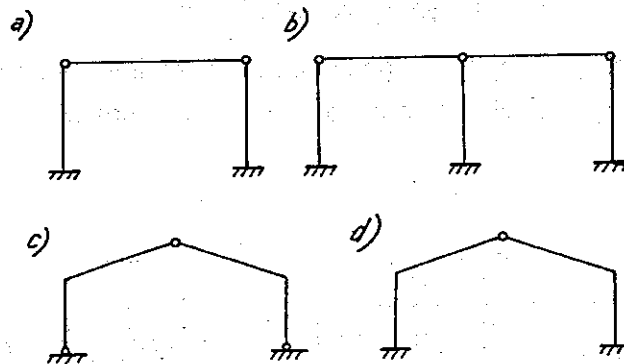
Khe hở giữa phần cột bị giảm yếu và móng thường có chiều dày từ 2 đến 4 cm, được lấp kín bằng tấm kim loại mềm như chì hoặc sợi tấm nhựa. Liên kết khớp này không hoàn toàn đảm bảo cho cột quay tự do và ở tiết diện chân cột có thể xuất hiện một mômen nào đó, tuy nhiên giá trị mômen là không lớn.



§3. KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP LẮP GHÉP VÀ NỬA LẮP GHÉP

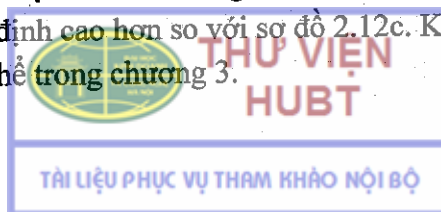
1. Sơ đồ khung lắp ghép và nửa lắp ghép

Đối với khung lắp ghép, việc tạo nút cứng là khó khăn hơn nhiều so với khung toàn khối. Vì vậy việc phân nhỏ khung thành những phần riêng biệt để chế tạo ở công xưởng hoặc trên sân bãi rồi lắp ghép vào vị trí thiết kế đòi hỏi nhiều yêu cầu kỹ thuật trong đó khâu chế tạo và nối ghép chính xác là đáng quan tâm nhất. Chi phí thép và nhân công cho một mối nối cũng không nhỏ. Tuy vậy, mối nối khớp rất dễ thực hiện đối với khung lắp ghép, nên các nhà một tầng có sơ đồ như trên Hình 2.12 khá thích hợp với khung lắp ghép và được sử dụng rộng rãi trong xây dựng công nghiệp và dân dụng.



Hình 2.12. Các sơ đồ khung lắp ghép thông dụng

Cột bê tông cốt thép lắp ghép kết hợp với dầm mái, dầm mái bằng thép hoặc bê tông cốt thép cho phép làm nhà có nhịp lớn 18 m, 24 m, 36 m. Trong nhà công nghiệp có cầu trục, dầm cầu trục được đặt trên vai cột hoặc treo vào kết cấu mái. Nhiều nhà công cộng được dựng lắp theo sơ đồ trên Hình 2.12a. Các sơ đồ này cũng thích hợp với kết cấu nhà kho. Sơ đồ trên Hình 2.12c được dùng cho những nhà có nhịp đến 15 m có mái dốc lợp bằng vật liệu nhẹ. Do kết cấu là tĩnh định nên không phát sinh nội lực do lún không đều. Sơ đồ trên Hình 2.12d cũng hay được dùng vì có tính ổn định cao hơn so với sơ đồ 2.12c. Kết cấu nhà một tầng lắp ghép được trình bày cụ thể trong chương 3.



42 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

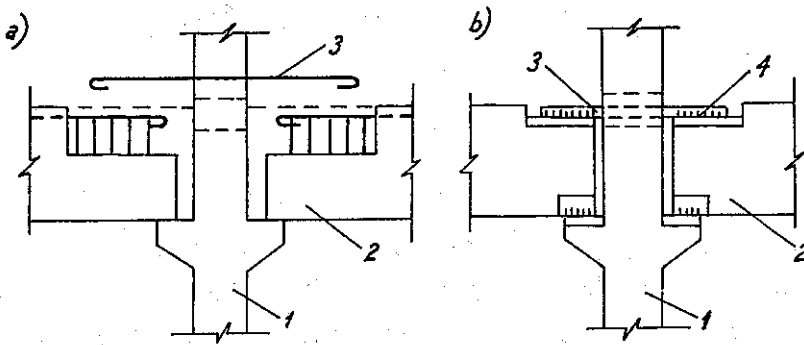
Đối với khung nhiều tầng, việc chia cắt thành các cấu kiện lắp ghép (là những phần riêng biệt để chế tạo sẵn) phải xuất phát từ khả năng của thiết bị cẩu, sự thuận tiện trong chế tạo, chất kho, chuyên chở cẩu lắp và hàn nối, để hoán vị cấu kiện, để xử lý sai số khi chế tạo và dựng lắp.

Mối nối có thể là khớp (chỉ truyền lực cắt và lực dọc), cũng có thể là cứng (phải truyền cả lực cắt, lực dọc và mômen). Dù là mối nối khớp hay cứng thì sau khi nối chúng phải bảo đảm cho kết cấu có đặc trưng làm việc như sơ đồ tính toán, nghĩa là làm việc như một kết cấu không bị chia cắt.

Sơ đồ khung nửa lắp ghép về cơ bản giống với sơ đồ khung lắp ghép. Việc chia cắt khung có thể chọn phương án cắt riêng từng cấu kiện cột, dầm và tạo liên kết ở nút khung. Dầm được chế tạo không hoàn chỉnh, phần còn lại sẽ được đổ tại chỗ cùng với mối nối và liên kết panen sàn (Hình 2.17).

2. Cấu tạo mối nối khung lắp ghép và nửa lắp ghép

Mối nối khung lắp ghép có thể được chọn một trong hai loại: mối nối ướt và mối nối khô. Sơ đồ nguyên tắc về mối nối khô và mối nối ướt được thể hiện trên Hình 2.13.

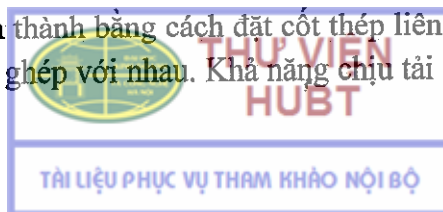


Hình 2.13. Mối nối ướt và khô

a) Mối nối ướt; b) Mối nối khô

1 - Cột; 2 - Dầm; 3 - Thép nối; 4 - Đường hàn

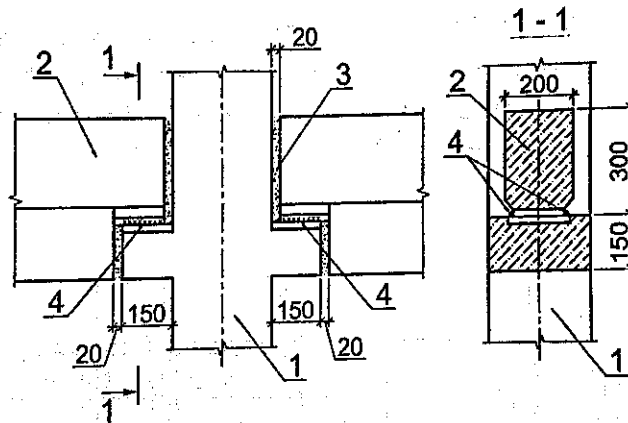
Mối nối ướt được hoàn thành bằng cách đặt cột thép liên kết và đổ bê tông tại chỗ để nối hai cấu kiện lắp ghép với nhau. Khả năng chịu tải của mối nối chỉ đạt được



khi bê tông đổ vào mối nối đủ cường độ (Hình 2.13a). Ưu điểm của loại mối nối này là dễ thi công, chi phí ít thép cho mối nối và không cần phải hàn tại hiện trường, mối nối được bảo vệ tốt. Nhược điểm của mối nối ướn là phải đổ bê tông tại chỗ, việc đổ bê tông mối nối ướn đòi hỏi giám sát kỹ thuật chặt chẽ, khó quản lý chất lượng; phải chờ bê tông khô cứng mới bảo đảm khả năng chịu tải của mối nối.

Mối nối khô (Hình 2.13b) được thực hiện thông qua hàn nối những chi tiết bằng thép đặt ở đầu cấu kiện (các chi tiết này phải được nối với thép chịu lực) thường được gọi là chi tiết chôn sẵn. Ưu điểm của mối nối khô là ngay sau khi hàn, mối nối đã có thể chịu lực và có thể tiếp tục quá trình lắp ghép. Nhược điểm của nó là chi phí thép bản và thép hình cho mối nối khá lớn, đòi hỏi thợ hàn giỏi và độ chính xác cao khi chế tạo và lắp ghép.

Hình 2.14 thể hiện một mối nối khớp giữa dầm và cột. Dầm được gồi lên côngxôn nhỏ của cột. Côngxôn đó phải đủ chịu lực cắt bằng phản lực gối tựa của dầm. Tại mối nối tiết diện dầm bị giảm, giá trị mômen uốn nhỏ nên có thể coi như khớp.



Hình 2.14. Mối nối khớp giữa dầm và cột
1 - Cột; 2 - Dầm; 3 - Bê tông chèn; 4 - Mối hàn

Hình 2.15 thể hiện phương án mối nối cứng giữa dầm và cột thường được dùng cho nhà công nghiệp. Cốt thép chịu mômen âm (số 5) xuyên qua cột được nối hàn với hai đầu dầm thông qua chi tiết chôn sẵn. Sau khi đổ bê tông sỏi nhỏ chèn kẽ và hàn mép dưới dầm với vai cột, nút cứng được hình thành.

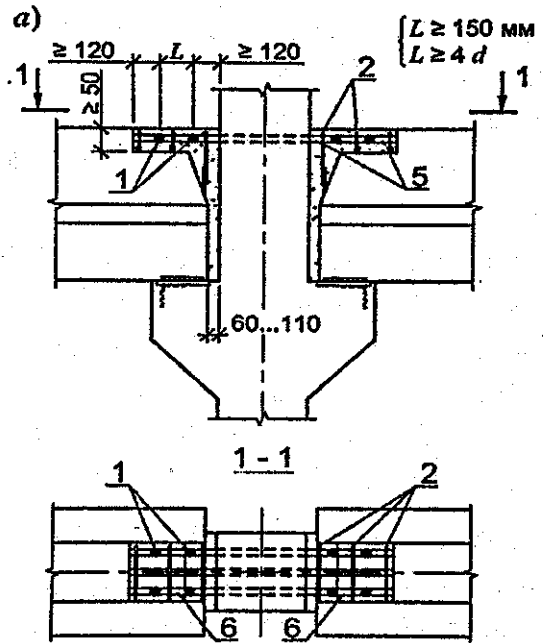
44 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Để xác định diện tích cốt thép chịu mômen âm (số 5) và chiều dài đường hàn có thể dùng sơ đồ nội lực trên Hình 2.16. Trên Hình 2.16a, M và Q là nội lực ở tiết diện đầu dầm; trên Hình 2.16b, N là lực dọc mà cốt thép số 1 hoặc số 6 phải chịu. Giá trị của N và diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$N = \frac{M}{Z_b} \quad (2.4)$$

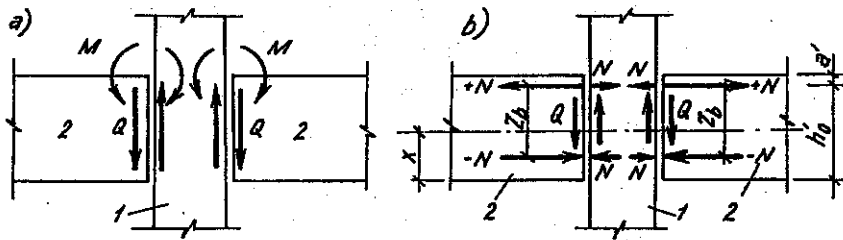
$$A_s = \frac{N}{R_s}$$

Nếu lực nén N ở mép dưới chỉ xem như được truyền qua đường hàn phía dưới thì Z_b được xác định như đối với cấu chịu uốn.



Hình 2.15. Mối nối cứng dầm và cột

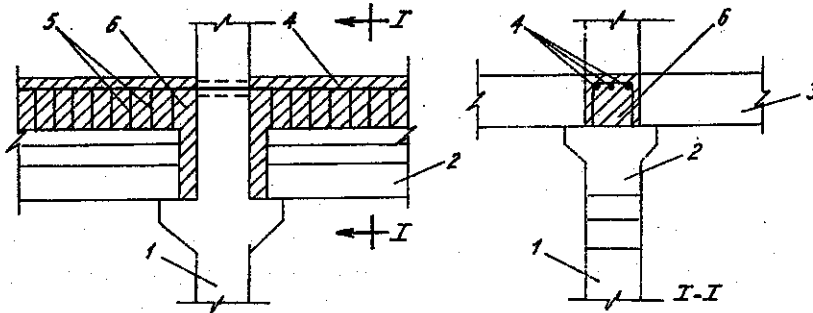
1 – Liên kết hàn; 2 – Cốt đai; 5 – Thép chờ chịu mômen âm; 6 – Thép liên kết thép chờ



Hình 2.16. Sơ đồ nội lực ở mối nối (1 – Cột; 2 – Dầm).

Hình 2.17 thể hiện một phương án khung nửa lắp ghép trong đó dầm 2 được chế tạo chưa hoàn chỉnh, nghĩa là nó chỉ đủ chịu tải trong thi công (gồm trọng lượng panen sàn, người và thiết bị thi công) với sơ đồ dầm đơn giản. Sau khi luồn cốt

chịu mômen âm 4 qua lỗ để sẵn ở thân cột sẽ ghép ván khuôn và đổ bê tông phần còn lại. Sau khi đổ bê tông ta có một kết cấu có độ cứng xấp xỉ như kết cấu toàn khối. Trong điều kiện cần kết hợp giữa thủ công với cơ giới nhỏ thì phương án nửa lắp ghép nên được áp dụng.



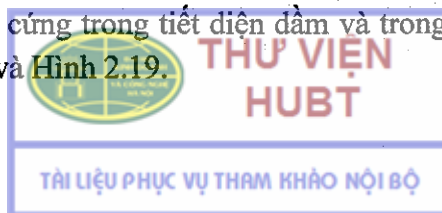
Hình 2.17. Khung nửa lắp ghép

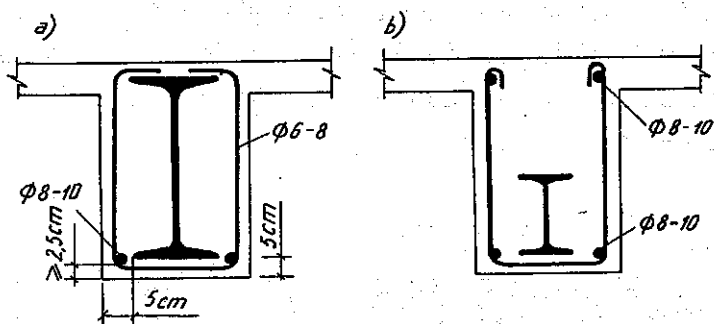
1 – Cột; 2 – Dầm chế tạo chưa hoàn chỉnh; 3 – Panen sàn;
4 – Cốt thép phía trên của dầm; 5 – Cốt đai chờ; 6 – Bê tông đổ tại chỗ

§4. KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ CỐT THÉP CỨNG

Đối với nhà nhiều tầng, cốt thép cứng được bố trí trong cột để giảm bớt tiết diện, tăng diện tích sử dụng. Cấu kiện sử dụng cốt cứng phải có cấp độ bền nén của bê tông không nhỏ hơn B15. Cốt thép cứng đặt trong dầm và cột khung nhà cao tầng ngoài tác dụng giảm kích thước tiết diện bê tông còn dùng làm kết cấu đỡ ván khuôn trong quá trình thi công đổ tại chỗ. Trong khi thi công, khung cốt cứng phải chịu trọng lượng ván khuôn, trọng lượng bê tông và cốt thép, phải chịu tải trọng gió và các hoạt tải thi công khác, nó được thiết kế như một kết cấu thép. Trong quá trình sử dụng, bê tông và thép cộng tác với nhau cũng chịu lực, tức là chịu những tải trọng đặt vào kết cấu sau khi tạo dựng khung. Nếu chỉ xét điều kiện kinh tế trong việc sử dụng hết khả năng của cốt cứng thì dùng cốt cứng là hợp lý khi trọng lượng bản thân của kết cấu không vượt quá 25% tổng tải trọng.

Thí dụ về bố trí cốt cứng trong tiết diện dầm và trong tiết diện cột được thể hiện như trên Hình 2.18 và Hình 2.19.





Hình 2.18. *Bố trí cốt cứng trong tiết diện dầm*

Trong dầm, cốt cứng có thể có chiều cao lớn, cánh trên trong vùng nén, cánh dưới trong vùng kéo như Hình 2.18a. Cốt thép mềm phải được đặt theo cấu tạo, cốt đai đặt theo tính toán chịu lực cắt. Cả trong dầm và trong cột, cốt cứng có thể là khung làm từ những thanh thép góc cỡ nhỏ hoặc cốt tròn có đường kính lớn với những thanh đứng và thanh chéo tạo thành một dàn thép mà bản thân nó đã có giá trị chịu tải trọng thi công.

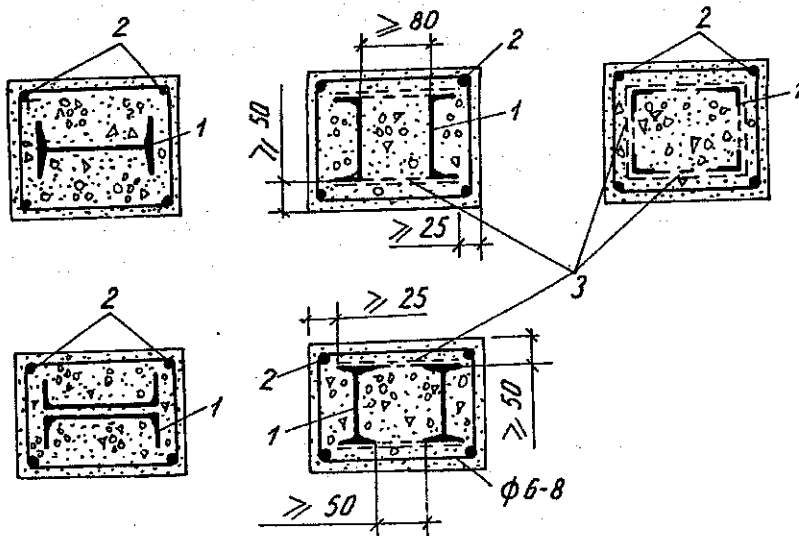
Thông thường hàm lượng cốt cứng trong cột là từ 3 đến 8%. Hàm lượng cốt cứng có thể lớn hơn nữa nhưng không quá 15% để tránh hiện tượng tách bóc bê tông khỏi thép. Khi hàm lượng cốt cứng lớn hơn 15% thì chỉ coi bê tông như lớp vỏ bọc không chịu lực. Kích thước tiết diện cột phải đảm bảo độ mảnh không lớn hơn 80. Đường kính cốt dọc nhỏ nhất là 12 mm. Đường kính cốt đai cột không nhỏ hơn 8 mm với khoảng cách cốt đai không được lớn hơn 200 mm và một nửa kích thước tiết diện nhỏ nhất.

Theo các kết quả nghiên cứu thực nghiệm thì đối với những cấu kiện cốt cứng được thiết kế đúng, cốt cứng có thể cùng làm việc với bê tông cho đến khi cùng phá hoại, ứng suất trong cốt cứng đạt tới giới hạn chảy. Ứng suất ban đầu của cốt cứng xuất hiện trong quá trình thi công không làm giảm cường độ cuối cùng của cấu kiện bê tông cốt thép. Tuy vậy do lực dính giữa cốt cứng và bê tông kém hơn so với cốt mềm, đặc biệt là cốt có gờ, nên để hạn chế khe nứt người ta thường giảm bớt ứng suất tính toán cho phép của cốt cứng tùy thuộc vào tỷ lệ cốt cứng được dùng trong tổng số cốt thép của cấu kiện. Dùng càng nhiều cốt cứng thì ứng suất tính toán cho phép càng giảm nhiều.



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



Hình 2.19. Bố trí cốt cứng trong tiết diện cột

§5. KHUNG BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

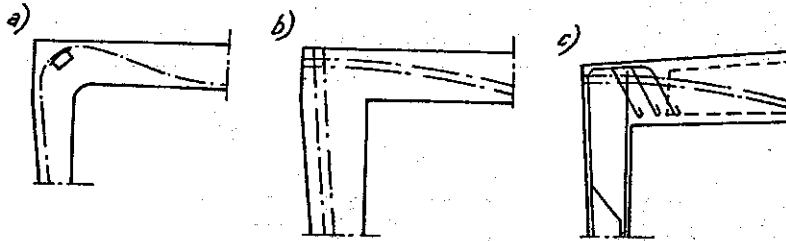
Để làm được kết cấu khung có nhịp lớn cần phải sử dụng cốt thép ứng lực trước. Sơ đồ khung một tầng một nhịp có ứng lực trước cũng giống như sơ đồ khung bê tông cốt thép thường đã được thể hiện trên các Hình 2.3a, 2.3d và 2.3b với độ dốc mái nhỏ. Khi sử dụng sơ đồ khung khớp trên đầu cột (Hình 2.12a, b) chỉ có dầm ngang là cấu kiện ứng lực trước dưới dạng dầm hoặc dàn. Sơ đồ nút cứng trên đầu cột làm cho dầm ngang nhẹ hơn và cũng rất hay được dùng.

Khung một nhịp đổ bê tông và căng cốt tại chỗ có thể đạt tới khẩu độ 50 và 60 m và lớn hơn. Khi nhịp tăng lên, nội lực do trọng lượng bản thân kết cấu tăng lên rất nhanh vì vậy phải có biện pháp giảm trọng lượng. Người ta phải chịu chấp nhận những khó khăn về thi công để có tiết diện nhẹ như tiết diện chữ I, tiết diện hình cánh chim...

Khi trên đầu cột là nút cứng, có thể có ba phương án bố trí cốt thép ứng lực trước như trên Hình 2.20. Phương án (a) khó áp dụng vì khó căng cốt thép và hao tổn ứng suất do ma sát ở góc sẽ rất lớn. Ở phương án (b), cốt thép ứng lực trước được

48 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

tách rời giữa cột, dầm và quy tụ vào nút, ở đó cốt thép được căng kéo. Do ứng suất tập trung ở nút rất lớn nên phải gia cố lưới thép theo cả hai phương một cách thích đáng.



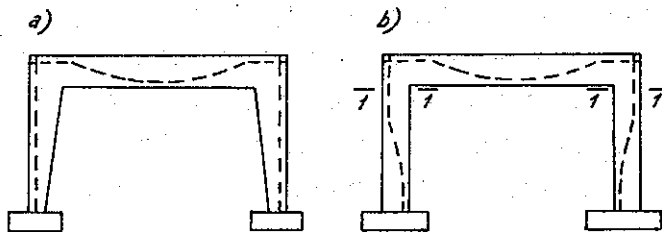
Hình 2.20. Bố trí cốt thép căng trước ở góc khung

a) Cốt thép liên tục; b) cốt thép gián đoạn;

c) Chi dầm ngang có ứng lực

Ở phương án (c), chi dầm ngang có ứng lực trước còn cột là bê tông cốt thép thường. Điều đó chỉ thích hợp khi mômen ở nút nhỏ, cũng có nghĩa là độ cứng của cột phải khá nhỏ so với dầm, gần với sơ đồ liên kết khớp giữa dầm và cột.

Để thuận tiện cho việc bố trí cốt thép ứng lực trước trong cột, sơ đồ cột có chân khớp (Hình 2.21a) hay được dùng vì mômen do tải trọng thẳng đứng chỉ làm căng thớ ngoài của cột.



Hình 2.21. Sơ đồ bố trí cốt thép ứng lực trước

a) Khung có chân khớp; b) Khung có chân ngàm.

Khi căng cốt thép ứng lực trước, bê tông bị nén sẽ co lại (ngay lúc đầu là biến dạng đàn hồi) và gây ra nội lực trong khung. Ví dụ khi căng cốt thép của dầm ngang, trong sơ đồ 2.21b đầu cột bị chuyển dịch nên trong cột sẽ xuất hiện nội lực đáng kể. Vì vậy có khi người ta đưa thêm khớp tạm thời vào mặt cắt 1-1 (Hình 2.21b) để khi căng cốt thép dầm ngang thì không gây nội lực phụ trong cột.

Đối với khung nhà nhiều tầng có nhịp lớn, để giảm chiều cao kết cấu có thể sử dụng phương án dầm bê tông ứng lực trước căng sau. Điều này thích hợp với các nhà văn phòng hoặc các công trình có chức năng hỗn hợp trung tâm thương mại và văn phòng.

§6. THIẾT KẾ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Việc thiết kế này bao gồm: quan niệm tính toán khung, lập sơ đồ tính toán cho các loại khung trong hệ kết cấu (chọn kích thước tiết diện và liên kết của các cấu kiện), xác định tải trọng tính toán, tính toán và tổ hợp nội lực, tính toán tiết diện và bố trí cốt thép.

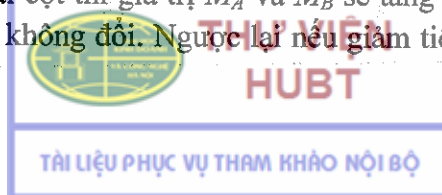
1. Quan niệm tính toán

Trong phạm vi giữa hai khe nhiệt độ hoặc khe lún, tùy theo cách bố trí kết cấu mà tải trọng thẳng đứng có thể truyền theo phương này hoặc phương kia hoặc truyền theo cả hai phương. Nếu tải trọng thẳng đứng chỉ truyền chủ yếu theo một phương thì tách khung ra để tính toán như một khung phẳng. Nếu tải trọng truyền theo hai phương thì phải tính toán theo khung không gian hoặc đơn giản hóa bằng cách tính riêng rẽ hai khung phẳng. Đối với tải trọng ngang (gió, động đất, lực hãm...) cũng phải xem xét cách bố trí kết cấu để quyết định chỉ tính toán theo một phương hay phải theo cả hai phương. Thông thường trong kết cấu nhà nhiều tầng còn có các kết cấu khác có khả năng chịu tải trọng ngang rất lớn như vách cứng, lõi thang máy... nên trong tính toán phải phân phối tải trọng ngang cho khung và các kết cấu đó, phụ thuộc vào độ cứng và vị trí của chúng trên mặt bằng (xem Chương 5).

2. Sơ bộ xác định kích thước tiết diện

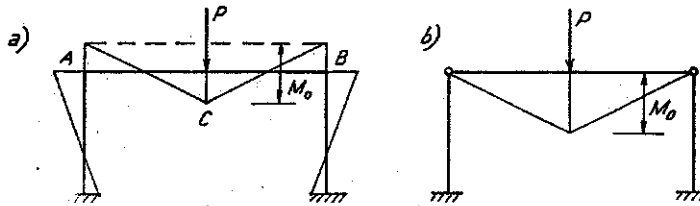
Khi chọn kích thước tiết diện của các cấu kiện khung cần lưu ý rằng khung là một hệ siêu tĩnh, tỷ lệ độ cứng của các cấu kiện hợp lý sẽ dẫn đến sự phân phối hợp lý nội lực giữa các bộ phận, đảm bảo bền vững, biến dạng ít và dễ thi công.

Xét một khung có sơ đồ như trên Hình 2.22. Ở sơ đồ (a), các nút A, B là nút cứng. Nếu tăng tiết diện hai cột thì giá trị M_A và M_B sẽ tăng lên còn M_C sẽ giảm xuống theo điều kiện M_o là không đổi. Ngược lại nếu giảm tiết diện cột sẽ làm giảm M_A



50 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

và M_B . Nếu độ cứng đơn vị của cột khá nhỏ so với của dầm ngang thì M_A, M_B cũng khá nhỏ so với M_C , khi đó sơ đồ (a) tiến gần tới sơ đồ (b). Để đảm bảo độ võng của dầm ở hai sơ đồ là giống nhau thì chiều cao của dầm ở sơ đồ (b) phải lớn hơn.



Hình 2.22. Sơ đồ khung

a) Khung có nút cứng; b) Khung có nút khớp

Muốn tính được nội lực của hệ siêu tĩnh phải có kích thước tiết diện ngang của các thanh. Do vậy trước hết phải sơ bộ xác định kích thước tiết diện. Gọi là sơ bộ xác định vì sau này còn phải xem xét lại, nếu cần thiết thì phải sửa đổi. Tốt nhất là dựa vào kinh nghiệm của người thiết kế trên cơ sở so sánh kết cấu đang cần thiết kế với những kết cấu tương tự đã được xây dựng và tỏ ra là hợp lý về kinh tế và kỹ thuật để chọn kích thước tiết diện khung. Nếu thiếu kinh nghiệm thì có thể tiến hành tính toán sơ bộ để xác định các kích thước tiết diện đó.

Đối với dầm ngang của khung, có thể căn cứ vào nhịp l và loại hình của chúng để chọn một kích thước sơ bộ. Trong Bảng 2.1 cho những số liệu hướng dẫn để xác định chiều cao h của dầm ngang theo công thức:

$$h = \frac{1}{m}l \quad (2.5)$$

Bảng 2.1. Chiều cao h của dầm ngang khung

Hình dáng dầm ngang	Hệ số m khi dầm ngang là	
	một nhịp	hiều nhịp
1. Thăng	10 – 12	12 – 16
2. Gãy khúc – không có thanh căng – có thanh căng	12 – 16 16 – 20	12 – 18 16 – 24
3. Cong – không có thanh căng – có thanh căng	18 – 24 30 – 35	18 – 30 30 – 40

Chiều rộng b của dầm ngang được xác định theo yêu cầu về thẩm mỹ và cấu tạo kiến trúc, nên chọn trong khoảng $h = (2 \div 4)b$.

Kích thước tiết diện dầm ngang cũng có thể được tính sơ bộ theo công thức:

$$h_o = 2 \sqrt{\frac{M}{bR_b}} \quad (2.6)$$

trong đó: h_o – chiều cao làm việc của tiết diện dầm ngang;

b – bề rộng tiết diện (được giả thiết trước căn cứ vào yêu cầu cấu tạo và mỹ quan);

R_b – cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

$M = (0,6 \div 0,7)M_o$;

M_o – mômen lớn nhất xuất hiện trong dầm ngang khi coi nó như một dầm đơn giản có nhịp bằng chính nhịp của dầm ngang đó.

Sau khi tính được h_o sẽ suy ra h rồi điều chỉnh lại b cho hợp lý.

Diện tích tiết diện ngang của cột A_c được xác định sơ bộ theo công thức:

$$A_c = \frac{kN}{R_b} \quad (2.7)$$

trong đó: N – lực nén lớn nhất có thể xuất hiện trong tiết diện cột đang xét;

k – hệ số, $k = (1 \div 1,5)$.

Lực nén N được tính sơ bộ khi coi các dầm liên kết với cột (trên tất cả các tầng) là các dầm đơn giản, truyền phản lực đầu dầm vào cột. Nói cách khác là tính tổng tải trọng đứng tác dụng lên phạm vi truyền tải vào cột.

Từ A_c phải xác định kích thước của tiết diện chữ nhật ($b \times h$) hoặc đường kính của cột tiết diện tròn. Đối với cột chịu nén lệch tâm, chiều rộng b được chọn theo yêu cầu cấu tạo và độ mảnh, còn chiều cao h lấy theo cấu kiện chịu nén lệch tâm, nghĩa là nên chọn $h = (1,5 \div 3)b$.

Đối với cột chịu nén lệch tâm xiên, tiết diện cột nên chọn tiết diện vuông, tròn hoặc hình chữ nhật.



3. Lập sơ đồ tính khung

Căn cứ vào tình hình địa chất công trình, giải pháp nền móng, kích thước hình học của khung, người thiết kế phải quyết định một sơ đồ tính toán và cấu tạo khung, trong đó điều rất quan trọng là phải chỉ rõ vị trí các liên kết cứng (nút cứng) và các liên kết khớp. Trong sơ đồ tính khung, cao trình ngầm của cột được lấy là cao trình mặt trên của móng (Hình 2.10a).

4. Xác định tải trọng

4.1. Các tải trọng

Theo tiêu chuẩn thiết kế "Tải trọng và tác động" TCVN 2737:1995, các tải trọng tác động lên công trình bao gồm tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời.

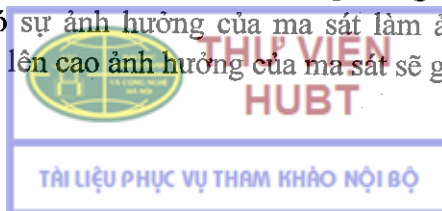
Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) là tải trọng có tác dụng không thay đổi trong suốt quá trình sử dụng kết cấu như trọng lượng bản thân các kết cấu chịu lực, các vách ngăn cố định..., lực căng trước trong kết cấu ứng lực trước. Để xác định tải trọng thường xuyên cần dựa vào cấu tạo cụ thể của các bộ phận.

Tải trọng tạm thời là những tải trọng có thể không xuất hiện trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Trong nhà dân dụng, tải trọng tạm thời bao gồm hoạt tải sử dụng tác dụng trên các sàn, tải trọng sửa chữa mái và tải trọng gió. Để xác định tải trọng tạm thời cần dựa vào tiêu chuẩn về tải trọng. Tải trọng động đất là tải trọng đặc biệt và được đề cập trong chương 5.

Việc xác định tĩnh tải và hoạt tải từ sàn truyền lên dầm phụ thuộc vào sự làm việc của bản sàn theo một phương hay hai phương theo liên kết và độ cứng chống uốn tương đối giữa dầm và sàn. Với sàn toàn khối và bỏ qua ảnh hưởng độ cứng chống uốn của sàn, gần đúng tải trọng từ sàn truyền lên dầm được xác định theo nguyên tắc phân tải "đường phân giác" như đã trình bày trong nội dung sàn sườn toàn khối có bản kê bốn cạnh [3]. Khi xác định tải trọng thẳng đứng từ dầm dọc lên khung ngang cho phép bỏ qua tính liên tục của dầm dọc đó, nghĩa là tải trọng truyền lên khung (nút hoặc dầm khung) được tính như phản lực của dầm đơn giản.

4.2. Tải trọng gió

Vận tốc gió là yếu tố quyết định đến giá trị áp lực gió tác dụng lên công trình. Vùng gần mặt đất có sự ảnh hưởng của ma sát làm ảnh hưởng đến vận tốc di chuyển của gió. Càng lên cao ảnh hưởng của ma sát sẽ giảm, vận tốc gió càng lớn.



Trong hầu hết tiêu chuẩn thiết kế của các nước quy ước vận tốc gió được đo ở độ cao 10 m trên mặt đất tự nhiên ở vùng không bị che chắn. Do vận tốc gió biến đổi liên tục theo thời gian nên thời gian lấy trung bình vận tốc gió và thời gian tính chu kỳ lặp sẽ ảnh hưởng đến giá trị vận tốc gió trung bình. Giá trị này được xác định phụ thuộc vào quy định của từng tiêu chuẩn thiết kế và được gọi là vận tốc gió cơ sở. Theo TCVN 2737:1995 [5], vận tốc gió cơ sở V_0 là vận tốc gió trung bình trong khoảng thời gian 3 s, bị vượt một lần trong vòng 20 năm, ở độ cao 10 m so với mốc chuẩn, tương ứng với địa hình dạng B. Địa hình dạng B là địa hình tương đối trống trải, có một số vật cản thưa thớt cao không quá 10 m (vùng ngoại ô ít nhà, thị trấn, làng mạc, rừng thưa hoặc rừng non...). Phân loại các dạng địa hình xem chú thích của Bảng 2.3 Phụ lục 2.

Số liệu đo vận tốc gió ở một độ cao nào đó đặc trưng cho 2 hiện tượng: vận tốc trung bình không thay đổi của gió và vận tốc thay đổi của những cơn gió giật. Do đó tác dụng của gió lên công trình gồm hai thành phần: tĩnh và động. Thành phần gió tĩnh phải được kể đến ở mọi công trình. Trong chương này chỉ đề cập đến thành phần gió tĩnh. Thành phần gió động đối với nhà nhiều tầng được kể đến khi chiều cao công trình lớn hơn 40 m và được trình bày cụ thể ở Chương 5 (Mục 4.2).

Giá trị tính toán của áp lực gió tĩnh W có phương vuông góc với bề mặt công trình ở độ cao z so với mốc chuẩn (xem rằng các cửa được đóng kín) xác định theo:

$$W = \gamma W_0 k_c \quad (2.8)$$

trong đó: W_0 – giá trị tiêu chuẩn của áp lực gió, tương ứng với vận tốc gió V_0 (m/s). Giá trị W_0 lấy từ bản đồ phân vùng áp lực gió, tương ứng với địa điểm xây dựng của công trình (Bảng 2.1 Phụ lục 2). Theo sự phân vùng này thì lãnh thổ Việt Nam chia thành năm vùng áp lực gió: I, II, III, IV và V;

γ – hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, thường lấy $\gamma = 1,2$ tương ứng với nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định 50 năm. Ứng với thời gian sử dụng khác, hệ số này được lấy theo Bảng 2.9 Phụ lục 2;

k – hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và ảnh hưởng của địa hình, vật cản xung quanh làm thay đổi vận tốc gió, xác định theo Bảng 2.3 Phụ lục 2;



54 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

c – hệ số số khí động học, lấy theo Bảng 2.4 Phụ lục 2. Hệ số này có giá trị dương ứng với chiều áp lực gió hướng vào bề mặt công trình, có giá trị âm ứng với chiều gió hướng ra ngoài công trình.

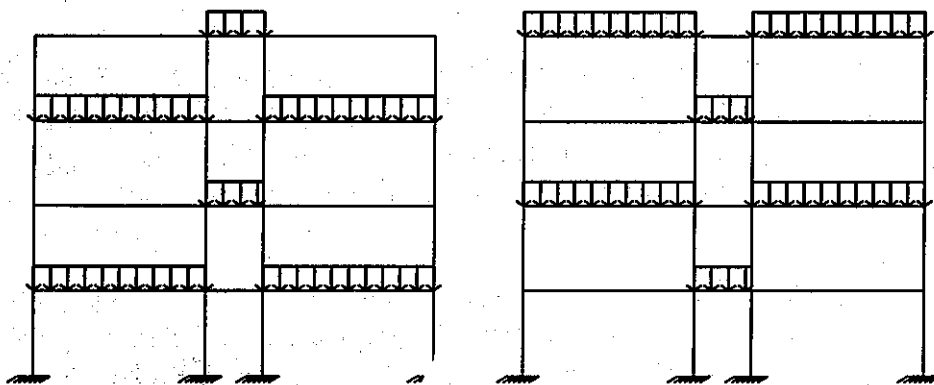
Để xác định tải trọng gió tác dụng lên từng khung ngang của công trình thấp tầng có thể quan niệm áp lực gió tác dụng lên tường dọc bao che bên ngoài và truyền lên đoạn cột đang xét theo diện chịu tải gió từ hai phía lân cận của cột.

4.3. Các trường hợp tải trọng

Cần xác lập các trường hợp tải trọng tham gia vào quá trình tổ hợp tải trọng. Trên sơ đồ tính toán khung phải có đủ các trường hợp tải trọng đó. Ví dụ đối với khung phẳng nhà nhiều tầng nhiều nhịp không có cầu chạy và không xét đến tải trọng động đất thì có thể xét 5 trường hợp tải trọng sau:

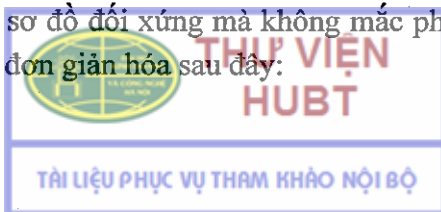
- Tĩnh tải: trọng lượng bản thân của kết cấu (bao che và chịu lực).
- Hoạt tải đứng: gồm hai trường hợp hoạt tải, xếp theo kiểu cách tầng, cách nhịp (Hình 2.33).
- Hoạt tải gió: hai trường hợp tải trọng gió (gió thổi từ trái sang phải và gió thổi từ phải qua trái).

Trên Hình 2.23 là ví dụ về sơ đồ tính toán khung nhà bốn tầng ba nhịp chịu tác dụng của hai trường hợp hoạt tải sử dụng (xếp cách tầng, cách nhịp).



Hình 2.23. Thí dụ về hai trường hợp hoạt tải trên sơ đồ tính toán khung phẳng

Khi lập sơ đồ tính toán khung, để đơn giản tính toán, dễ dàng vào số liệu cho máy tính hoặc tạo ra những sơ đồ đối xứng mà không mắc phải những sai số đáng kể, có thể làm những phép đơn giản hóa sau đây:



- Nếu chiều dài các nhịp khác nhau dưới 10% thì có thể đổi thành sơ đồ đều nhịp để tính nội lực với chiều dài nhịp tính toán bằng giá trị trung bình của chiều dài các nhịp.
- Nếu độ dốc của dầm ngang nhỏ hơn $1/8$ thì trong sơ đồ tính có thể xem dầm nằm ngang, khi đó chiều cao cột lấy theo giá trị trung bình.
- Cho phép chuyển tải trọng sang phải hoặc sang trái một đoạn không quá $1/20$ nhịp để làm cho sơ đồ tính toán trở thành đối xứng hoặc phản đối xứng.
- Nếu trong một dầm có từ năm tải trọng tập trung trở lên thì có thể đổi thành tải trọng phân bố.
- Khi khung có nhiều nhịp bằng nhau và tải trọng giống nhau trong các nhịp thì có thể đổi thành khung ba nhịp để tính, nội lực ở các nhịp giữa lấy như nhau.
- Nếu hoạt tải sử dụng quá bé không vượt quá 10% của trọng lượng bản thân công trình thì có thể không cần tính riêng mà cộng ngay với trọng lượng bản thân của kết cấu.

5. Tính toán và tổ hợp nội lực

Nội lực trong khung có thể được xác định theo sơ đồ đàn hồi. Khi tính theo sơ đồ này, độ cứng của thanh là EI , với E là mô đun đàn hồi của bê tông và I là mômen quán tính của tiết diện bê tông không kể đến sự có mặt của cốt thép. Dùng các phương pháp của cơ học kết cấu hoặc các phần mềm chuyên dụng theo phương pháp phần tử hữu hạn như SAP 2000, ETABS... để tính nội lực (mômen uốn M , lực cắt Q , lực dọc N ...) cho từng trường hợp tải trọng đã kể trên, sau đó tổ hợp nội lực để tìm ra các nội lực bất lợi nhất ở các tiết diện quan trọng. Các tiết diện đó là:

- Đối với cột: tiết diện dưới chân và trên đỉnh cột. Có thể thêm tiết diện khác nếu có nội lực lớn.
- Đối với dầm ngang thẳng: tiết diện giữa nhịp và tiết diện ở hai đầu tiếp giáp với cột. Có thể thêm tiết diện khác nếu có nội lực lớn như tiết diện tại vị trí có tải trọng tập trung.

Đối với kết cấu dầm quan trọng, có nhịp và tải trọng lớn, nhất thiết phải vẽ biểu đồ bao mômen để có cơ sở chắc chắn cho việc bố trí (cắt, uốn) cốt thép theo biểu đồ vật liệu.



56 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Mục đích của tổ hợp nội lực là tìm nội lực nguy hiểm trên tiết diện dưới tác dụng của nhiều loại tải trọng. Theo TCVN 2737:1995, có hai loại tổ hợp là tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt. Tổ hợp đặc biệt chỉ áp dụng khi xét đến tải trọng đặc biệt (động đất, cháy nổ...). Có hai tổ hợp cơ bản là tổ hợp cơ bản 1 và tổ hợp cơ bản 2. Tổ hợp cơ bản 1 bao gồm nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải gây ra. Tổ hợp cơ bản 2 bao gồm nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do các hoạt tải gây ra, trong đó nội lực do các hoạt tải được nhân với hệ số tổ hợp, lấy bằng 0,9.

Ở mỗi tiết diện, phải xét hai tổ hợp cơ bản cho các cặp nội lực nguy hiểm như sau:

- Đối với dầm: có các nội lực M_{max}^+ , M_{max}^- , Q_{max}

Đối với các dầm ngang gãy khúc hoặc cong, nếu lực dọc kéo trong dầm khá lớn $N_{max} > R_{bt}bh$, cần xét các cặp nội lực như cấu kiện chịu kéo lệch tâm. Khi lực dọc nén $N_{max} > 0,1R_b bh$ phải xét như cột chịu nén lệch tâm.

- Đối với cột chịu nén lệch tâm (tính theo sơ đồ khung phẳng), có 3 cặp nội lực:

Cặp 1: M_{max}^+ , N_{tur}

Cặp 2: M_{max}^- , N_{tur}

Cặp 3: N_{max} , M_{tur}

Khi cột bố trí cốt thép đối xứng thì chọn các cặp nội lực sau:

Cặp 1: $|M|_{max}$, N_{tur}

Cặp 2: N_{max} , M_{tur}

Cặp 3: $\left| e = \frac{M}{N} \right|_{max}$

- Đối với cột chịu nén lệch tâm xiên có các tổ hợp sau:

Cặp 1: $M_{x,max}^+$, $M_{y,tur}$, N_{tur}

Cặp 2: $M_{x,max}^-$, $M_{y,tur}$, N_{tur}



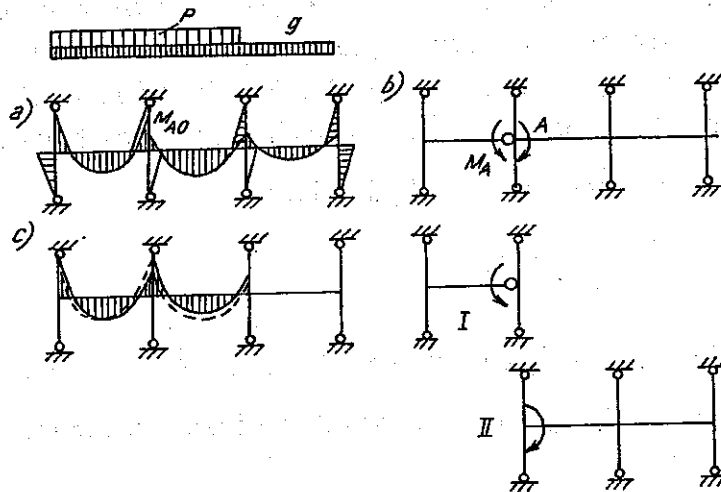
Cặp 3: $M_{y,max}^+$, $M_{x,tur}$, N_{tur}

Cặp 4: $M_{y,max}^-$, $M_{x,tur}$, N_{tur}

Cặp 5: N_{max} , $M_{x,tur}$, $M_{y,tur}$

Tại tiết diện cột liên kết với móng còn phải tính thêm Q_{tur} để phục vụ cho việc tính móng.

Ký hiệu 'tur' là nội lực tương ứng trong cùng tổ hợp, (+) hoặc (-) tương ứng với nội lực có giá trị mang dấu dương hoặc âm.



Hình 2.24. Sơ đồ tính toán

Khi tính theo sơ đồ khớp dẻo, đối với mỗi trường hợp tải trọng phải vẽ được biểu đồ mômen theo sơ đồ đàn hồi (Hình 2.24a), sau đó điều chỉnh biểu đồ mômen bằng cách cho khớp dẻo xuất hiện ở một tiết diện nào đó (thường là ở tiết diện gối tựa của dầm) ví dụ tiết diện A (Hình 2.24b) mà mômen khớp dẻo không nhỏ hơn là M_{AO} , mômen khớp dẻo ở A là M_A (với $M_A \geq 0,7M_{AO}$) thì phải đưa mômen điều chỉnh $M = M_{AO} - M_A$ có dấu ngược với dấu M_{AO} vào sơ đồ đã thêm một khớp (Hình 2.26b) để giải ra nội lực trong cả hệ (đã có thêm một khớp). Sau đó cộng biểu đồ mômen ở Hình 2.24a và Hình 2.24b ta được biểu đồ mômen đã điều chỉnh ở Hình 2.24c. Nếu muốn tiếp tục điều chỉnh biểu đồ mômen bằng cách cho khớp dẻo xuất hiện ở một tiết diện khác thì trình tự tính toán được lặp lại như trên.

58 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Cần lưu ý rằng giá trị mômen sau khi điều chỉnh đối với tiết diện nào đó ở cột phải bảo đảm điều kiện mômen của lực dọc đối với trọng tâm vùng chịu nén không được nhỏ hơn giá trị mômen tương ứng theo sơ đồ đàn hồi.

6. Tính toán tiết diện

Việc tính toán tiết diện bao gồm:

- Căn cứ vào nội lực lớn nhất đã tổ hợp được, đánh giá lại các tiết diện đã chọn có hợp lý hay không. Đối với cột có thể căn cứ vào hàm lượng cốt thép để xét. Nếu cốt thép tính được nhỏ hơn hàm lượng tối thiểu, có nghĩa là tiết diện cột lớn, có thể giảm tiết diện khi không có các yêu cầu khác về hạn chế chuyển vị ngang hoặc kiến trúc. Nếu hàm lượng cốt thép tính được vượt quá 3%, có nghĩa là tiết diện cột nhỏ, có thể tăng tiết diện, nếu không thể tăng tiết diện thì phải áp dụng những biện pháp cấu tạo thích hợp như đã trình bày ở trên.

Kích thước tiết diện dầm phải đảm bảo điều kiện:

$$\begin{aligned} M &\leq 0,5R_b b h_0^2 \\ Q &\leq 0,3R_b b h_0 \end{aligned} \quad (2.9)$$

trong đó M, Q – nội lực tính toán (mômen uốn và lực cắt) tại tiết diện đang xét.

Nếu điều kiện (2.9) không được thỏa mãn thì phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền nén của bê tông.

Nếu mômen được tính toán theo sơ đồ khớp dẻo thì còn phải thỏa mãn điều kiện $\zeta = x/h_0 \leq 0,3$ với x là chiều cao vùng bê tông chịu nén.

Cốt đai của khung được tính toán và cấu tạo như đã trình bày trong [3]. Cốt đai dầm có thể tính toán gần đúng theo phương pháp sau [11].

Lực cắt Q_l tại tiết diện thẳng góc có khoảng cách từ gối tựa là a (Hình 2.25) phải thỏa mãn:

$$Q_l \leq Q_{bl} + Q_{sw,l} \quad (2.10)$$

trong đó: $Q_{bl} = 0,5R_{bt} b h_0$ (2.11)



$$Q_{sw,1} = q_{sw} h_0 \quad (2.12)$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} \quad (2.13)$$

A_{sw} – diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện:

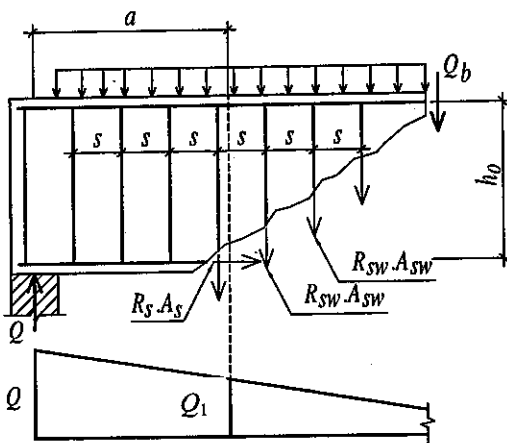
$$A_{sw} = n f_s$$

n – số nhánh cốt đai;

f_s – diện tích tiết diện ngang của một nhánh cốt đai;

R_{sw} – cường độ tính toán của cốt thép đai;

s – khoảng cách giữa các cốt đai.



Hình 2.25. Tính toán cường độ trên tiết diện nghiêng

Nếu tiết diện thẳng góc $a < h_0$, giá trị $Q_{sw,1}$ (công thức 2.12) được nhân thêm với hệ số a/h_0 . Nếu $a < 2,5h_0$, giá trị Q_{b1} (công thức 2.11) được nhân thêm với hệ số $2,5h_0/a$ nhưng Q_{b1} lấy không lớn hơn $2,5R_{bt}bh_0$.

Giá trị q_{sw} tính toán được lấy không nhỏ hơn $0,25R_{bt}bh_0$.



60 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Khi thay đổi kích thước tiết diện, sự phân bố nội lực trong kết cấu siêu tĩnh sẽ thay đổi. Do vậy nếu có sự thay đổi đáng kể của kích thước tiết diện thì phải tính toán lại nội lực.

- Tính toán cốt thép trong các cấu kiện theo cấu kiện chịu uốn hoặc chịu nén lệch tâm (có khi chịu kéo lệch tâm). Chiều dài tính toán của cột khung nhà nhiều tầng khi số nhịp không ít hơn hai và mỗi nối cột với dầm ngang là mỗi nối cứng có thể lấy như sau:

– Đối với kết cấu sàn lắp ghép: $l_0 = H$.

– Đối với kết cấu sàn toàn khối $l_0 = 0,7H$.

trong đó H – chiều cao tầng (là khoảng cách giữa các tâm của nút khung).

Chiều dài tính toán của cột khung nhà một tầng có liên kết khớp giữa cột với kết cấu mang lực mái và liên kết cứng giữa cột với móng lấy theo Phụ lục 4.



CHƯƠNG 3

KẾT CẤU NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHÉP

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Kết cấu nhà một tầng lắp ghép bằng bê tông cốt thép thích hợp cho nhà kho, trại chăn nuôi gia súc, gia cầm, nhà công nghiệp nhẹ, trong đó móng và cột bằng bê tông cốt thép còn mái là mái nhẹ bằng thép hoặc các vật liệu khác. Trong trường hợp nhà chịu ảnh hưởng của môi trường xâm thực mạnh thì kết cấu chịu lực mái cũng có thể bằng bê tông cốt thép nhưng mái vẫn có thể là mái nhẹ.

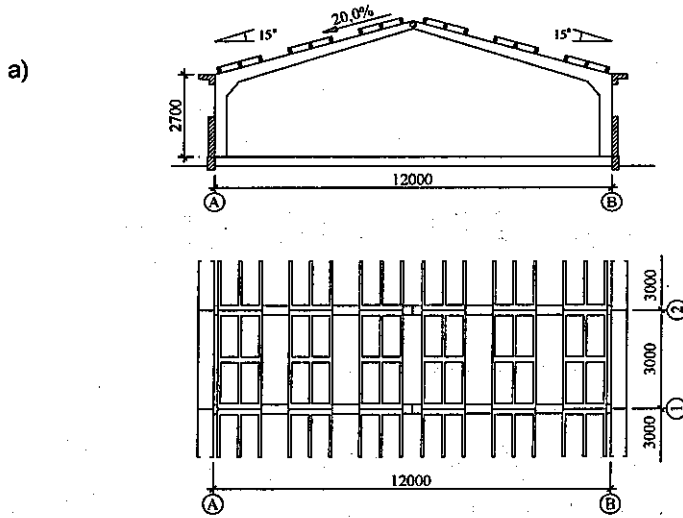
Kết cấu nhà một tầng lắp ghép bằng bê tông cốt thép đặc biệt thích hợp cho các nhà công nghiệp nặng mà trong đó cần phải sử dụng cầu trục, khi đó móng, cột, kết cấu chịu lực mái và mái đều bằng bê tông cốt thép lắp ghép.

§2. NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHÉP KHÔNG CÓ CẦU TRỤC

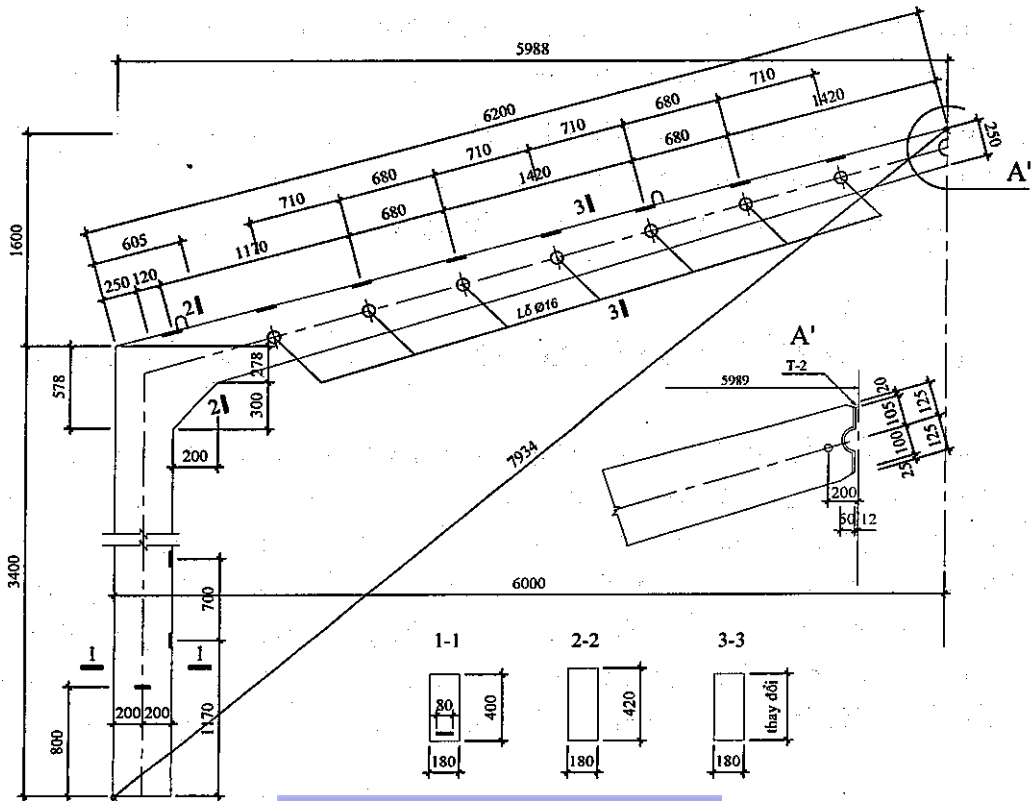
Hình 3.1 thể hiện một kết cấu khung lắp ghép có thể dùng cho trại chăn nuôi hoặc nhà kho. Khung gồm hai cấu kiện được nối với nhau bằng khớp ở nóc nhà. Cột khung được ngàm vào móng. Sơ đồ kết cấu là khung một khớp. Một vì ba chiếc xà gồ được nối với nhau thành một khung cứng để dễ lắp ghép, đồng thời tạo ra độ cứng trong mặt phẳng mái mà không cần hệ giằng mái. Vì cấu kiện dầm và cột khung có dạng gãy khúc không đối xứng nên việc lắp ghép có phần khó khăn đôi chút. Vật liệu lợp có thể là phibêrô ximăng hoặc tôn sóng có lớp cách nhiệt.



62 Kết cấu nhà bê tông cốt thép



Hình 3.1a. Khung và xà gỗ

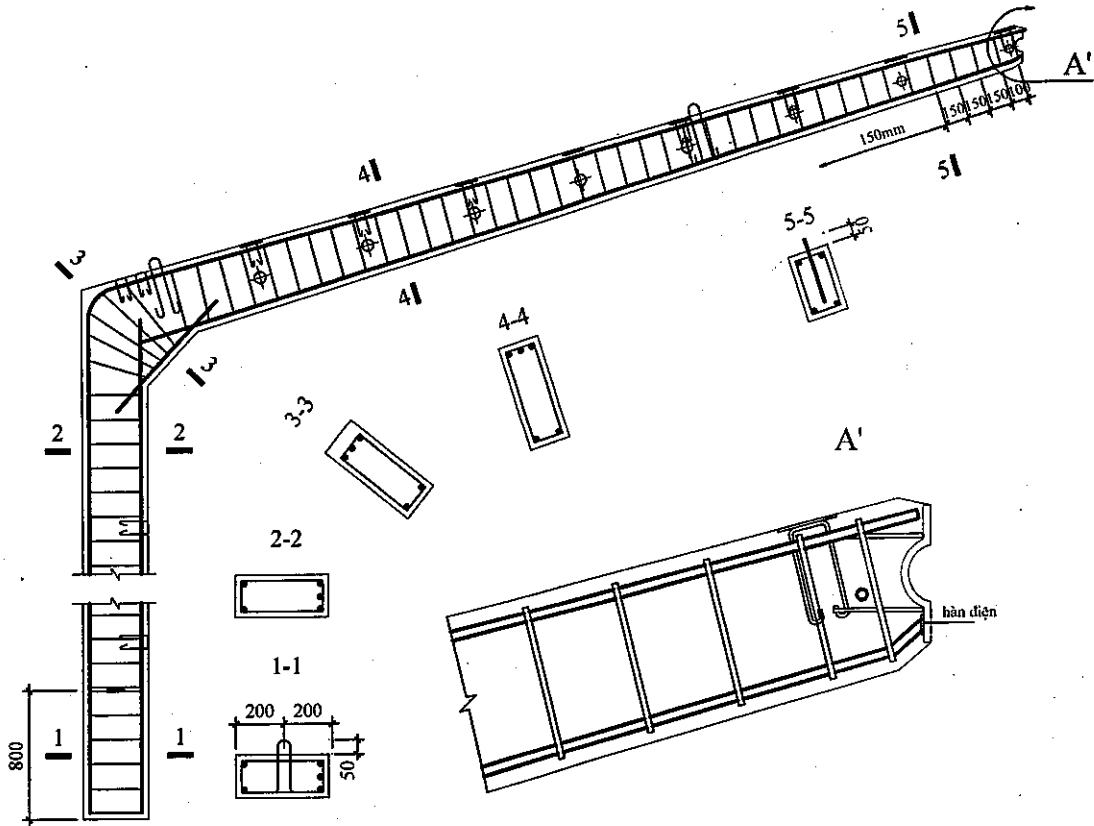


Hình 3.1b. Kích thước cấu kiện



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

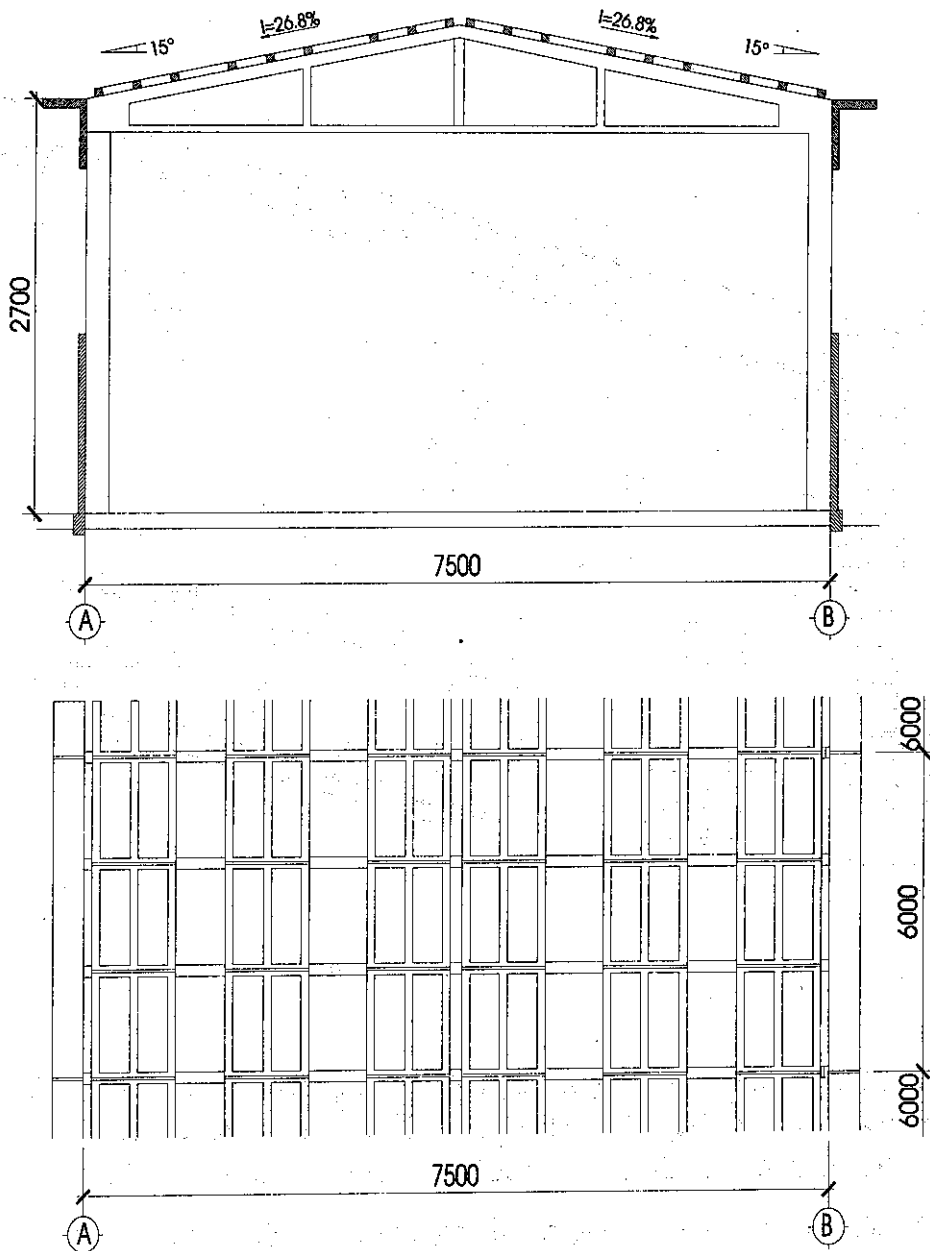


Hình 3.1c. Bố trí cốt thép

Hình 3.2 thể hiện một dạng khung một tầng lắp ghép khác, trong đó kết cấu chịu lực mái là dàn không có thanh xiên để dễ chế tạo. Loại khung này dễ lắp ghép. Vật liệu lợp cũng có thể là tôn sóng hoặc một loại nào đó thích hợp.

Cột của loại nhà này thường có tiết diện vuông hoặc chữ nhật. Nếu tiết diện cột nhỏ (dưới 20 cm) có thể không đủ chỗ làm gối tựa cho kết cấu đỡ mái (dầm, dàn) thì có thể mở rộng cục bộ phần đầu cột.

64 Kết cấu nhà bê tông cốt thép



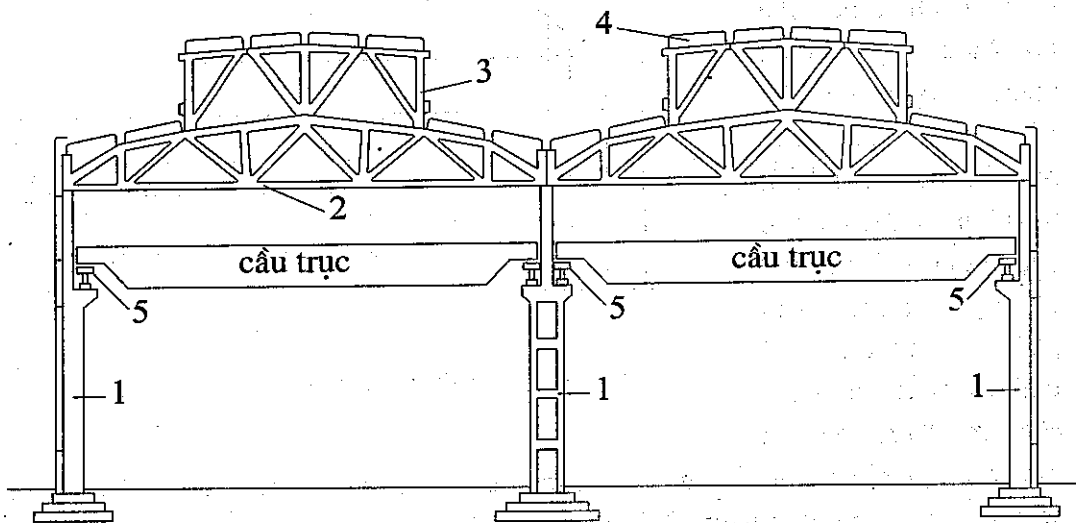
Hình 3.2. Khung với dàn không có thanh xiên.

§3. NHÀ MỘT TẦNG LẮP GHEP CÓ CẦU TRỤC

1. Giới thiệu chung

Hình 3.3 thể hiện khung ngang nhà một tầng lắp ghép có hai nhịp. Khung ngang gồm có cột, kết cấu đỡ mái (dàn), cửa mái, panen mái và dầm cầu trục. Trên mái có thể không có cửa mái. Khi nhịp nhỏ có thể thay dàn mái bằng dầm mái. Panen mái được liên kết với kết cấu đỡ mái tạo thành mái có độ cứng lớn trong mặt phẳng của nó.

Cột có liên kết ngàm vào móng, dàn mái có liên kết khớp với cột tạo điều kiện thuận lợi cho việc lắp ghép.

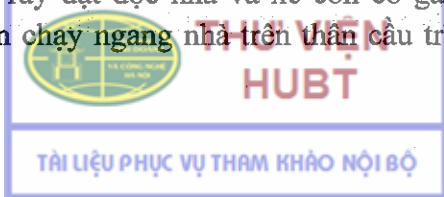


Hình 3.3. Khung ngang nhà một tầng lắp ghép

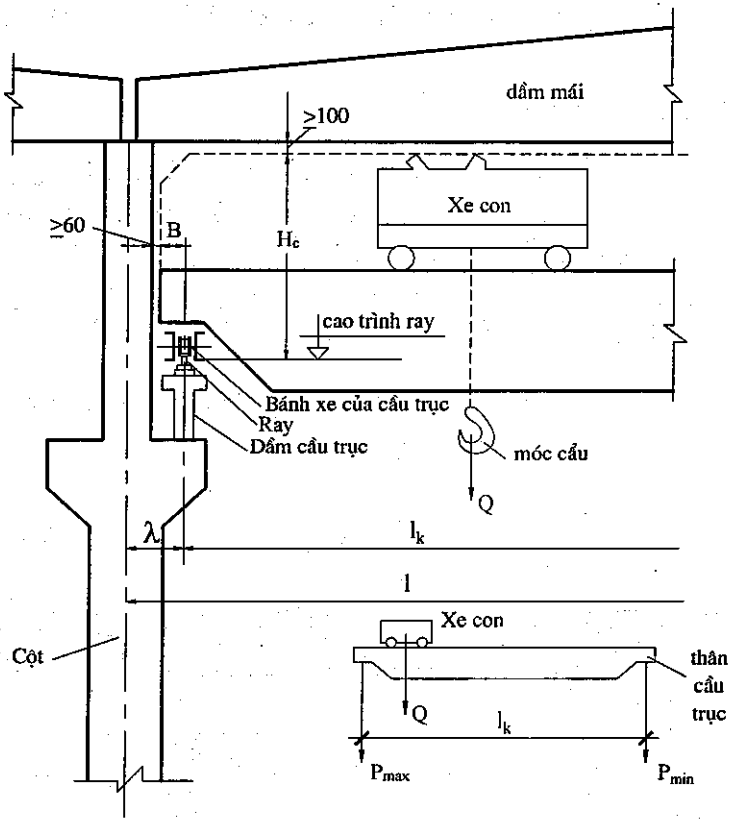
1 - Cột; 2 - Dàn mái; 3 - Cửa mái; 4 - Panen mái; 5 - Dầm cầu trục

Nhà có thể có một nhịp hoặc nhiều nhịp, trong một nhịp có thể bố trí một hay nhiều cầu trục theo yêu cầu của công nghệ.

Cầu trục là thiết bị vận chuyển trong phân xưởng. Cầu trục gồm từ thân cầu trục chạy trên hai đường ray đặt dọc nhà và xe con có gắn móc cầu. Thân cầu trục chạy dọc nhà, xe con chạy ngang nhà trên thân cầu trục như được thể hiện trên



Hình 3.4. Như vậy, cầu trục có thể vận chuyển thiết bị và sản phẩm trên toàn mặt bằng phân xưởng. Thân cầu trục thường có bốn bánh, số bánh của xe con có thể nhiều hơn bốn. Móc cầu được nối với xe con bằng cáp sợi, vật nặng có thể dùng đưa khi xe con bị hãm phanh, móc kiểu đó được gọi là móc mềm. Trong các nhà máy luyện kim đen, người ta còn dùng khối nam châm điện được gắn cứng với xe con để vận chuyển sản phẩm và thu gom phế thải có chất sắt. Móc cầu đó được gọi là



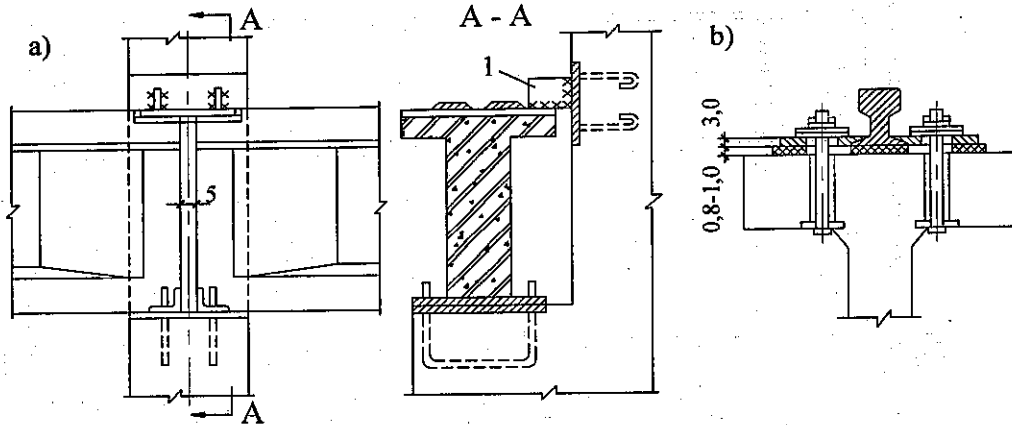
Hình 3.4. *Bố trí mặt cắt ngang khu vực có cầu trục*

móc cứng. Khi xe con bị hãm phanh, toàn bộ lực quán tính ngang do hãm phanh sẽ truyền vào khung ngang. Đối với móc mềm, lực hãm ngang được giảm đi rất nhiều, người ta thường tính bằng một nửa so với lực hãm ngang của móc cứng.

Căn cứ vào yêu cầu của công nghệ về tốc độ di chuyển và số phần trăm thời gian làm việc trong ngày, người ta phân ra ba chế độ làm việc của cầu trục: nhẹ, trung bình và nặng [1]. Chế độ làm việc của cầu trục có liên quan đến tải trọng khi thiết kế. Có thể tham khảo Phụ lục 3 đối với một loại cầu trục chạy điện.

Hình 3.4 thể hiện vị trí của cầu trục trong không gian nhà xưởng. Mép dưới của kết cấu đỡ mái phải cao hơn chiều cao làm việc của cầu trục (H_c) không dưới 100 mm để đề phòng độ võng của kết cấu. Trong thiết kế định hình, người ta thường lấy

khoảng cách giữa trục của dầm cầu trục và trục phân chia các gian $\lambda = 750$ mm. Ở cột biên, trục phân chia là mép ngoài của cột.



Hình 3.5. Chi tiết liên kết dầm cầu trục

a) Liên kết dầm cầu trục với cột; b) Liên kết ray với dầm cầu trục; 1 – Thép truyền lực hãm ngang

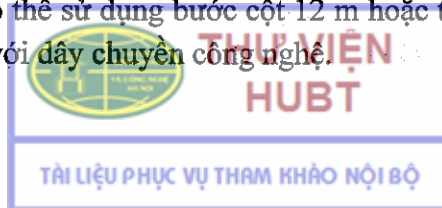
Cao trình ray được xác định theo yêu cầu công nghệ, căn cứ vào chiều cao của thiết bị cố định trong phân xưởng, chiều cao của vật cầu,... Khoảng cách giữa các thiết bị cố định và vật cầu thường lấy không dưới 50 cm.

Từ cao trình ray và chiều cao thông thủy của cầu trục, căn cứ vào Hình 3.4, có thể xác định được cao trình của đỉnh cột. Cũng từ cao trình ray và chiều cao cấu tạo của dầm cầu chạy, ray và các lớp đệm, có thể xác định được cao trình của vai cột.

Hình 3.5 thể hiện chi tiết liên kết dầm cầu trục với cột và liên kết ray với dầm cầu trục. Các liên kết này phải chắc chắn, truyền được tải trọng thẳng đứng và lực hãm ngang của cầu trục vào dầm cầu trục và vào khung ngang của nhà.

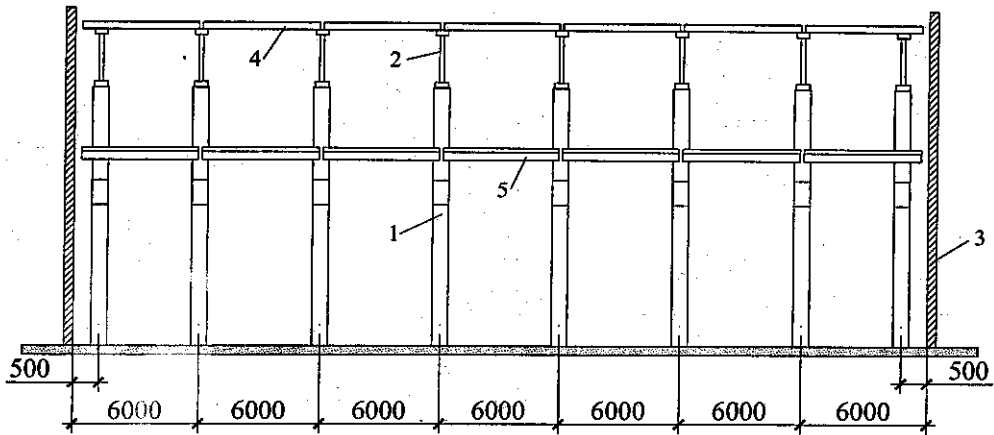
Theo phương dọc, nhà có thể có nhiều bước cột trong một khối nhiệt độ. Số bước cột phụ thuộc vào yêu cầu công nghệ và khoảng cách của các khe nhiệt độ do tiêu chuẩn quy định. Đối với nhà khung một tầng lắp ghép, khoảng cách giữa hai khe nhiệt độ nhỏ hơn 60 m thì không phải tính toán nội lực do sự chênh lệch nhiệt độ gây ra (theo TCVN 5574:2012).

Bước cột trong nhà công nghiệp có cầu trục thường gặp là 6 m. Khi cần có không gian lớn người ta có thể sử dụng bước cột 12 m hoặc trốn một cột ở một hàng cột nào đó để phù hợp với dây chuyền công nghệ.



68 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Hình 3.6 thể hiện mặt cắt hệ kết cấu chịu lực chính theo chiều dọc nhà, trong đó kết cấu chịu lực mái là dầm mà bước cột của nhà bằng 6 m, không cắt qua chỗ có cửa mái.



Hình 3.6. Mặt cắt dọc của hệ kết cấu chịu lực chính.

1—Cột; 2—Dầm mái; 3—Tường đầu hồi; 4—Panen mái; 5—Dầm cầu trục.

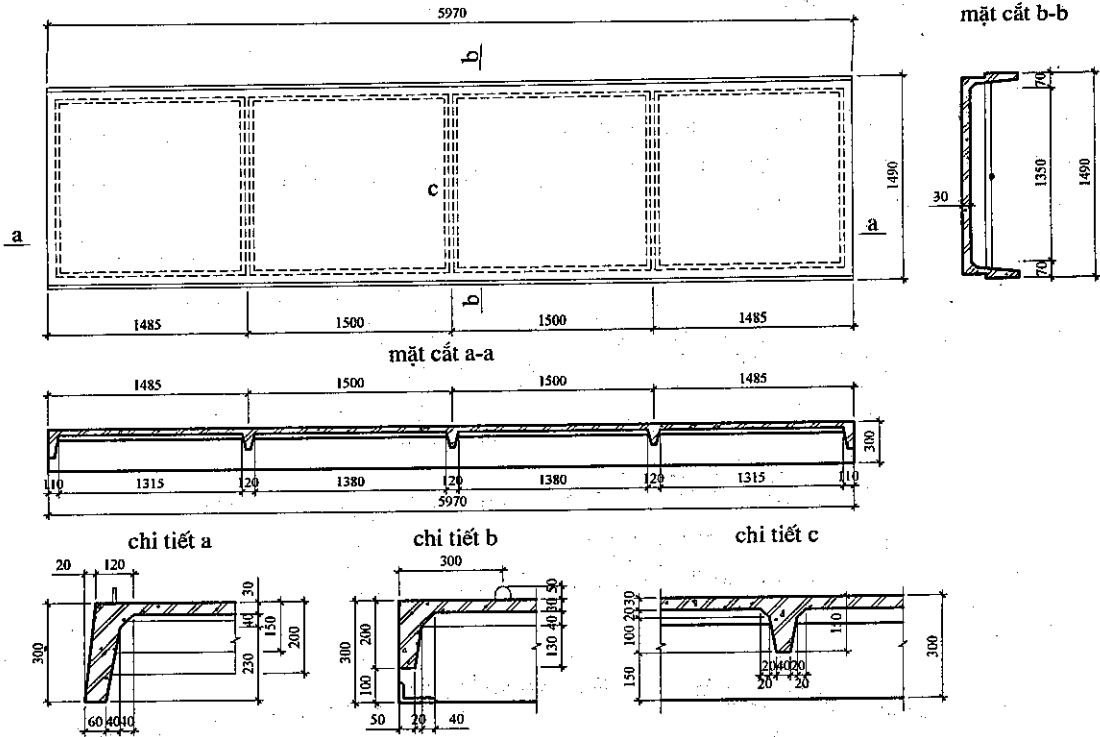
2. Cấu tạo và tính toán panen mái

Trong nhà công nghiệp một tầng lắp ghép người ta thường dùng loại panen mái phẳng, có sườn phía dưới, kích thước panen thường gặp là 6×1.5 m và 6×3 m. Loại panen này có thể chế tạo từ bê tông cốt thép ứng lực trước hoặc bê tông cốt thép thường. Khi bước cột là 12 m thì phải dùng panen mái có kích thước 12×1.5 m hoặc 12×3 m, trong những loại panen này phải sử dụng cốt thép có ứng lực trước mới có thể không chế cho độ võng nhỏ hơn độ võng cho phép.

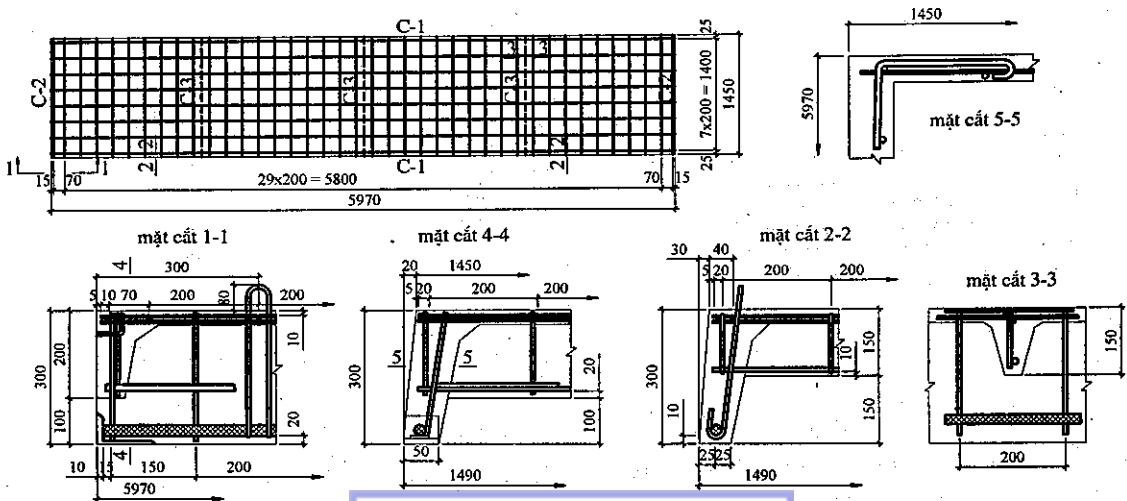
Hình 3.7 giới thiệu kích thước ván khuôn của panen có kích thước danh nghĩa là 6×1.5 m.

Hình 3.8 là những chi tiết cơ bản của bản vẽ bố trí cốt thép trong panen. Thép góc ở đầu sườn panen được hàn với cốt thép dọc chịu kéo đặt trong sườn, có tác dụng neo cốt dọc chịu kéo và để hàn liên kết panen với dầm mái. Ở các góc cần có cốt thép liên kết sườn ngang với sườn dọc. Lưới cốt thép trong bản mặt được đặt vào giữa bề dày bản do bản khá mỏng.

Panen mái được tính toán như một dầm đơn giản kê lên kết cấu chịu lực mái (dầm, dàn). Tiết diện ngang của panen là tiết diện chữ U ngược, có thể quy về tiết diện chữ T có cánh trong vùng chịu nén để tính toán cường độ và biến dạng.



Hình 3.7. Kinh thước của panen mái 6 × 1,5 m



Hình 3.8. Bố trí cốt thép của panen mái 6 × 1,5 m

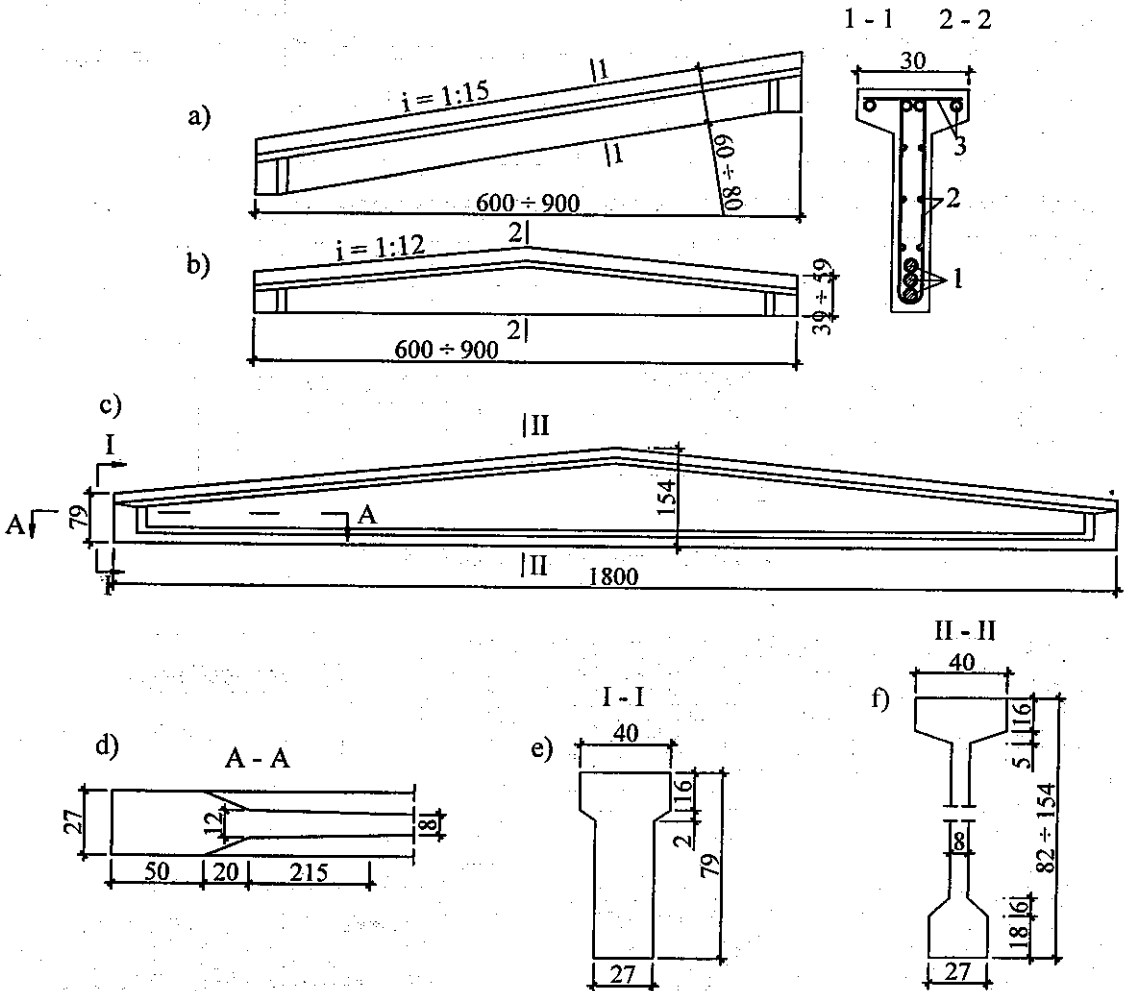


70 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

3. Cấu tạo và tính toán dầm mái

a. Cấu tạo

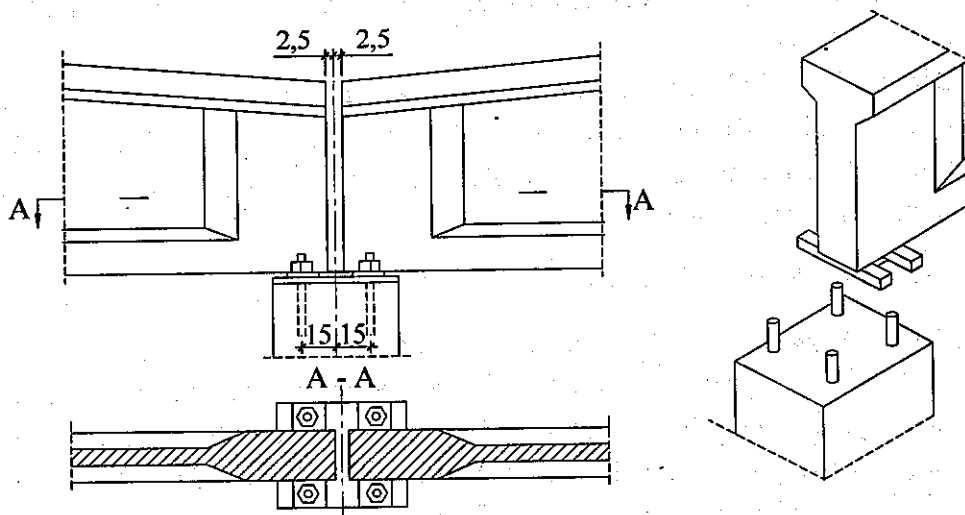
Dầm mái có thể có một mái dốc hoặc hai mái dốc tùy theo bố trí kiến trúc của nhà xưởng. Hình 3.8 thể hiện hình dáng cơ bản của các loại dầm mái. Đặc điểm cấu tạo của dầm mái như sau:



Hình 3.9. Hình dáng của dầm mái (kích thước - cm)

- a) Dầm một mái dốc; b) Dầm hai mái dốc nhịp nhỏ; c) Dầm hai mái dốc nhịp lớn; d) Mặt cắt A-A của dầm nhịp 18 m; e) Mặt cắt I-I của dầm 18 m; f) Tiết diện ngang của dầm 18m; 1-Cốt dọc chịu kéo; 2-Lưới thép ở bản bụng; 3-Cốt thép ở cánh.

- Là cấu kiện lắp ghép nên cần phải giảm trọng lượng của dầm nhằm tiết kiệm vật liệu và dễ cấu lắp. Do đó tiết diện ngang của dầm mái thường có dạng chữ T hoặc chữ I với bản bụng khá mỏng ($8 \div 10$ cm). Đối với những dầm có chiều cao tiết diện lớn (nhịp lớn) người ta còn khoét lỗ tròn hoặc đa giác đều ở khu vực giữa dầm, nơi có lực cắt nhỏ. Do bản bụng mỏng nên trong trường hợp cần thiết còn phải thêm sườn đứng để giữ ổn định khi có lực cắt lớn.
- Bề rộng của cánh chịu nén thường lấy vào khoảng $1/40$ nhịp dầm. Cánh dầm vừa để mở rộng vùng nén vừa có tác dụng giữ ổn định ngang của dầm khi cấu lắp. Người ta thường lấy bề rộng của cánh là 30 cm khi nhịp nhỏ và 40 cm khi nhịp lớn từ 12 m đến 18 m. Bề rộng của cánh chịu kéo được xác định theo yêu cầu đủ chỗ đặt cốt thép chịu kéo. Để dễ chế tạo người ta thường lấy bề rộng của cánh chịu kéo bằng bề rộng của tiết diện đầu dầm.
- Ở đầu dầm, tiết diện phải được mở rộng để truyền phản lực gối tựa giống như Hình 3.10. Nếu bề rộng của cột là 40 cm, bulông định vị có đường kính 14 mm thì bề rộng tối đa của tiết diện đầu dầm là 270 mm.



Hình 3.10. Liên kết đầu dầm với đầu cột

Tiết diện mở rộng phải đi sâu vào phía nhịp dầm một đoạn nào đó để tăng cường khả năng chịu cắt, để neo cốt thép dọc chịu kéo và để chịu lực nén cục bộ dưới neo của cốt thép ứng lực trước. Nên lưu ý rằng chiều dài neo của cốt thép ứng lực trước càng trước là càng lớn. Để tránh xảy ra sự thay đổi đột ngột

72. Kết cấu nhà bê tông cốt thép

của ứng suất pháp và ứng suất tiếp, phần tiết diện mở rộng được thu nhỏ dần khi đi vào phía giữa nhịp như được thể hiện trên Hình 3.9d.

Chiều cao đầu dầm thường lấy bằng 40 cm đến 60 cm cho các loại nhịp 6 m và 9 m, bằng 80 cm cho các loại nhịp từ 12 m trở lên, tương ứng với chiều cao đầu dầm $h_{\min} = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{25}\right)l$, độ dốc của mái có thể lấy trong khoảng $\frac{1}{10}$ đến $\frac{1}{12}$.

Như vậy chiều cao h của dầm ở tiết diện giữa nhịp sẽ vào khoảng $h = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{18}\right)l$.

- Khi nhịp nhỏ, dầm có tiết diện chữ T, toàn bộ cốt thép dọc chịu kéo được đặt trong phần bê dày của bản bụng. Khi đó các cốt thép dọc có thể đặt chồng lên nhau (cốt 1 trong Hình 3.9) và được liên kết với nhau bằng những mối hàn điểm cách nhau khoảng 80 cm. Cốt thép dọc có thể được cắt giảm theo sự giảm của mômen uốn ở khu vực gần gối tựa. Phần cốt thép dọc kéo vào gối tựa phải được neo chắc (nếu là cốt thép thường) bằng cách hàn với những chi tiết neo bằng thép góc.
- Bản bụng có chiều cao lớn, mỏng, cần phải đặt lưới thép để vừa chịu cắt, vừa chịu các ứng suất do co ngót của bê tông và do sự biến đổi của nhiệt độ môi trường. Nếu bản bụng bị khoét lỗ thì xung quanh lỗ cần phải đặt cốt thép để gia cố một cách thích đáng.

b. Đặc điểm tính toán dầm mái có hai mái dốc

- Dầm mái tựa khớp lên hai đầu cột, tải trọng truyền từ panen mái vào dầm được coi là tải trọng phân bố đều (đối với dầm không đỡ cửa mái) vì số lượng sườn panen gối lên dầm thường lớn hơn 5. Biểu đồ mômen uốn trong dầm thay đổi theo quy luật parabol bậc hai dọc theo trục dầm, còn tiết diện dầm thì thay đổi bậc nhất. Ở giữa nhịp mômen uốn lớn nhất, chiều cao tiết diện cũng lớn nhất. Lệch khỏi giữa nhịp thì chiều cao tiết diện giảm nhanh còn mômen uốn giảm chậm. Do vậy cần phải tìm một tiết diện nào đó mà trong mối tương quan giữa mômen uốn và chiều cao tiết diện sẽ xuất hiện giá trị max của cốt thép chịu kéo A_s . Việc đó được tiến hành như sau:



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Giả thiết chiều cao ở đầu dầm $h_{\min} = \frac{1}{24}l$, độ dốc của mái là $\frac{1}{12}$ thì chiều cao tiết diện dầm ở cách gối tựa một đoạn x sẽ là:

$$h_x = \frac{1}{24} + \frac{1}{24}x$$

Gọi q là tải trọng phân bố đều trên dầm thì giá trị mômen uốn ở tiết diện x sẽ là:

$$M_x = qx(1-x)/2$$

Gọi chiều cao có ích của tiết diện $h_0 = \alpha h_x$ thì diện tích cốt dọc chịu kéo sẽ là:

$$A_{sx} = \frac{M_x}{R_s \zeta h_0} = \frac{12qx(1-x)}{R_s \alpha \zeta (1+2x)} \quad (3.1)$$

Tiết diện có diện tích cốt thép cực đại sẽ được xác định bằng cách triệt tiêu đạo hàm của A_{sx} đối với x . Tức là:

$$\frac{dA_{sx}}{dx} = 0$$

Tính toán với biểu thức (3.1) ta nhận được phương trình để xác định x :

$$2x^2 + 2lx - l^2 = 0 \quad (3.2)$$

Giải (3.2) được nghiệm $x = 0,37l$. Giá trị nghiệm đó ứng với các giả thiết ở trên. Tính với hàng loạt dầm có hai mái dốc được dùng trong thực tế, người ta nhận được vị trí của tiết diện nguy hiểm, nơi đòi hỏi A_s lớn nhất, nằm cách gối tựa là $x = (0,35 \div 0,4)l$.

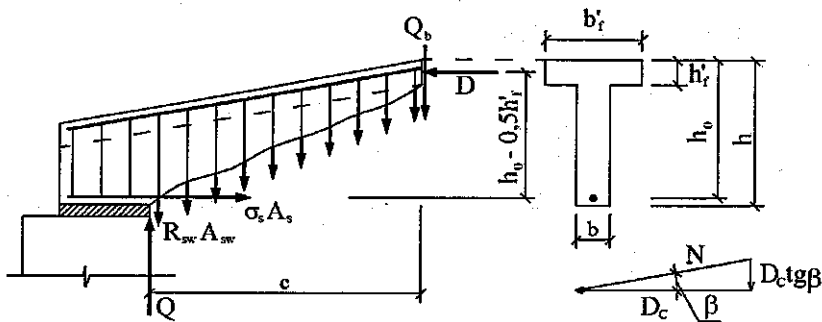
Khi dầm hai mái dốc có đỡ cửa mái thì tiết diện nguy hiểm thường là tiết diện dưới chân cột của cửa mái.

- Đối với dầm hai mái dốc, tiết diện chữ T có cánh trong vùng nén, lực nén N trong hai tai của tiết diện bị nghiêng với phương ngang một góc β ($\text{tg}\beta$ là độ dốc của mái) sẽ làm tăng khả năng chịu cắt của tiết diện nghiêng.



74 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Hình 3.11 thể hiện sơ đồ nội lực trong tiết diện nghiêng của một dầm mái.



Hình 3.11. Sơ đồ nội lực trong tiết diện nghiêng của dầm mái.

Gọi D là thành phần nằm ngang của hợp lực trong vùng nén, D_c là thành phần nằm ngang của lực nén N trong tai của cánh tiết diện chữ T, thành phần thẳng đứng của lực nén N sẽ là: $D_c \operatorname{tg} \beta$ (xem Hình 3.11).

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng sẽ như sau:

$$Q \leq Q_b + 0,75 \sum R_{sw} A_{sw} + D_c \operatorname{tg} \beta$$

Gọi c là hình chiếu của tiết diện nghiêng trên phương ngang thì điều kiện cường độ sẽ là:

$$Q \leq Q_b + 0,75 q_{sw} c + D_c \operatorname{tg} \beta \quad (3.3)$$

trong đó: Q_b – Khả năng chịu cắt của bê tông:

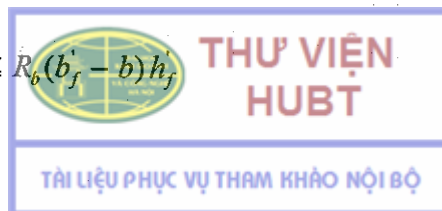
$$Q_b = \frac{1,5 R_{bt} b h_0^2}{c}$$

D_c – Thành phần thẳng đứng của lực nén N , được xác định gần đúng theo (3.4):

$$D_c = \frac{(b'_f - b)}{b'_f} D \quad (3.4)$$

Giá trị D_c , xác định theo (3.4) không được vượt quá khả năng chịu nén của bê tông:

$$D_c \leq R_b (b'_f - b) h_f$$



Giá trị D được xác định theo biểu thức cân bằng mômen của các lực đối với trục đi qua trọng tâm của cốt thép dọc A_s :

$$D = \frac{M - 0,5 q_{sw} c^2}{h_0 - 0,5 h_f} \quad (3.5)$$

Khi xác định D có thể không cần kể đến ảnh hưởng của ứng lực trước đối với dầm có cốt thép ứng lực trước.

- Dầm mái có tiết diện khá thanh mảnh nên luôn luôn phải kiểm tra về độ võng và bề rộng khe nứt.

Khi tính toán độ võng cần phải xét đến sự thay đổi độ cứng của dầm do mômen uốn thay đổi và tiết diện thay đổi dọc theo chiều dài dầm.

4. Dàn mái bê tông cốt thép

Ngày nay dàn mái bê tông cốt thép hầu như không được sử dụng vì chế tạo và lắp ghép khó khăn. Trong trường hợp cần có nhịp lớn, người ta thường thay bằng kết cấu thép (dàn thép hoặc khung thép).

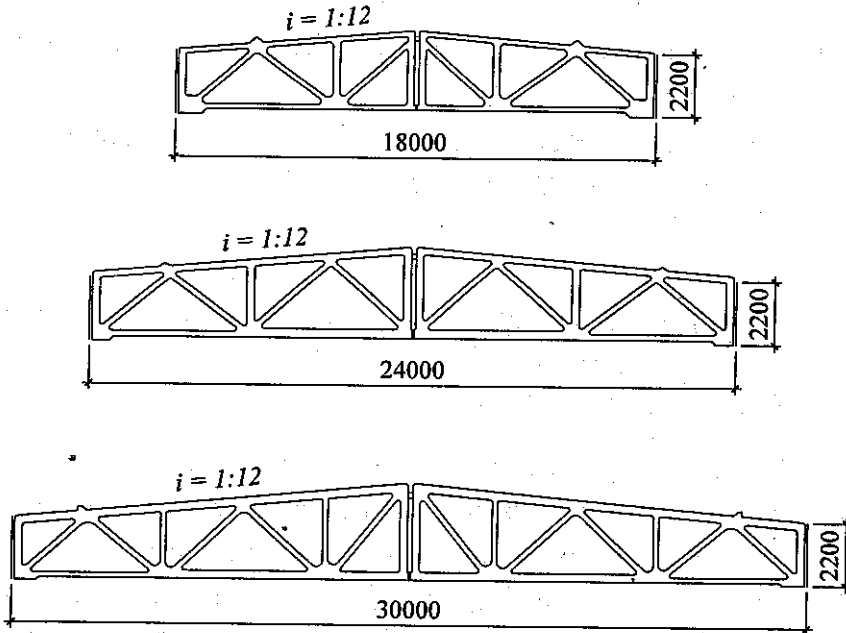
Trong dàn bê tông cốt thép, các thanh chịu nén được tính cho cả bê tông và cốt thép cùng chịu lực nén, trong các thanh chịu kéo thì chỉ có cốt thép chịu lực kéo, bê tông chỉ đóng vai trò bao bọc cốt thép để chống xâm thực cốt thép. Vì tận dụng được khả năng chịu nén của bê tông, đặc biệt là ở thanh cánh thượng nên lượng thép trong dàn bê tông cốt thép ít hơn lượng thép trong dàn thép một cách đáng kể. Chính vì vậy mà sau Đại chiến Thế giới thứ hai, cho đến những năm 60 của thế kỷ trước, dàn bê tông cốt thép được dùng nhiều để làm mái nhà công nghiệp, còn dùng để làm dàn cầu vì khi đó sản lượng thép trên thế giới còn thấp.

Trong nhà công nghiệp, khi nhịp dàn từ 18 m đến 30 m người ta thường dùng dàn có dạng hình thang hai mái dốc, khi đó chiều cao đầu dàn có thể là 1,8 m đối với dàn 18 m và 2,2 m đối với dàn có nhịp 24 m và 30 m. Chiều cao của dàn ở giữa nhịp thường dao động trong khoảng 1/7 đến 1/9 nhịp dàn. Cũng có thể làm dàn có thanh cánh thượng cong theo hình dáng của biểu đồ mômen uốn để sử dụng hợp lý vật liệu bê tông và thép, tuy nhiên việc chế tạo dàn khi đó sẽ phức tạp hơn.

Để thuận tiện cho việc thi công người ta có thể chế tạo hai nửa dàn rồi nối lại với nhau qua những chi tiết liên kết bằng thép trước khi cầu lên đầu cột.

76 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Hình 3.12 thể hiện các kích thước hình học cơ bản của dầm 18 m, 24 m và 30 m bằng bê tông cốt thép ứng lực trước với bê tông M400, được chế tạo thành hai nửa dầm. Trọng lượng của các dầm đó lần lượt là 4,75t (47,5kN), 6,91t và 12t. Với những trọng lượng lớn như thế cùng với tiết diện khá mảnh của các thanh dầm (bề rộng của thanh cánh thượng chỉ khoảng 220 mm đến 240 mm) việc cấu lắp thật không đơn giản.



Hình 3.12. Hình dáng của dầm hình thang

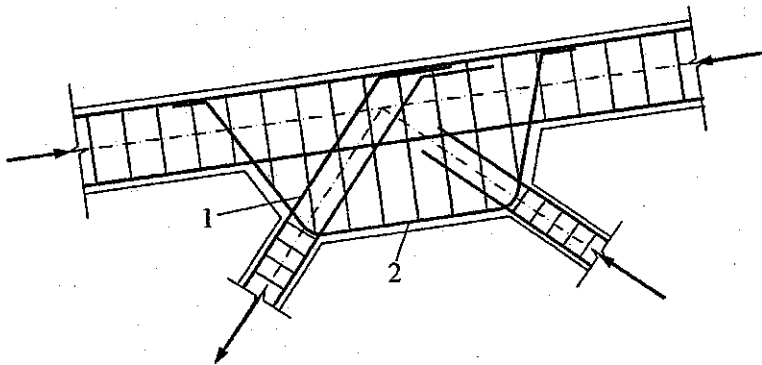
Khi chịu tải đặt vào đúng mắt dầm, trong các thanh dầm xuất hiện chủ yếu là lực dọc. Thanh cánh thượng chịu nén, thanh cánh hạ chịu kéo còn các thanh xiên thì hoặc là chịu nén hoặc là chịu kéo. Cường độ của các thanh dầm được tính toán theo cường độ của cấu kiện chịu nén hoặc kéo đúng tâm.

Nếu thanh cánh hạ của dầm phải chịu nén do có cốt thép ứng lực trước căng sau hoặc căng trước thì khi nén bê tông hoặc khi buông cốt thép căng trước, trong các thanh dầm sẽ xuất hiện mômen uốn có giá trị lớn nhất ở các đầu thanh quy trụ vào mắt. Khi thiết kế phải tính đến các giá trị mômen uốn đó trong giai đoạn chế tạo. Để các thanh có thể chịu được mômen uốn, tốt nhất là trong thanh dầm nên có không ít hơn bốn thanh cốt thép dọc.

Khi dùng panen có chiều rộng 1,5 m mà khoảng cách giữa hai mắt dàn liên kế thường là 3 m thì cánh thượng của dàn phải chịu lực tập trung truyền từ sườn dọc của panen vào. Khi đó, trong thanh cánh thượng của dàn sẽ xuất hiện mômen uốn đáng kể và sẽ được tính toán như cấu kiện chịu nén lệch tâm.

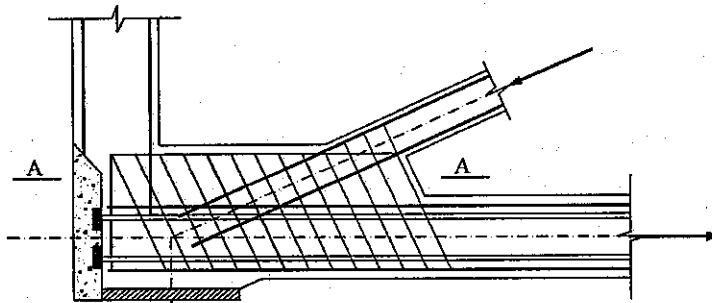
Mắt dàn cần phải được cấu tạo theo nguyên tắc:

- Neo chắc cốt thép vào khu vực mắt dàn. Cốt thép chịu kéo phải được neo vào trong thanh chịu nén.
- Xung quanh mắt dàn phải có cốt bao và cốt đai để bảo đảm mắt dàn là một khối vững chắc, không bị nứt khi các thanh làm việc (xem Hình 3.13).



Hình 3.13. Cấu tạo mắt dàn ở giữa
1-Neo cốt chịu kéo; 2-Cốt bao

- Ở nút có thanh xiên đầu dàn, có thể xuất hiện sự trượt trên mặt trượt A – A (Hình 3.14), do đó cần phải có cốt chống trượt. Cốt chống trượt nằm nghiêng là tốt nhất.

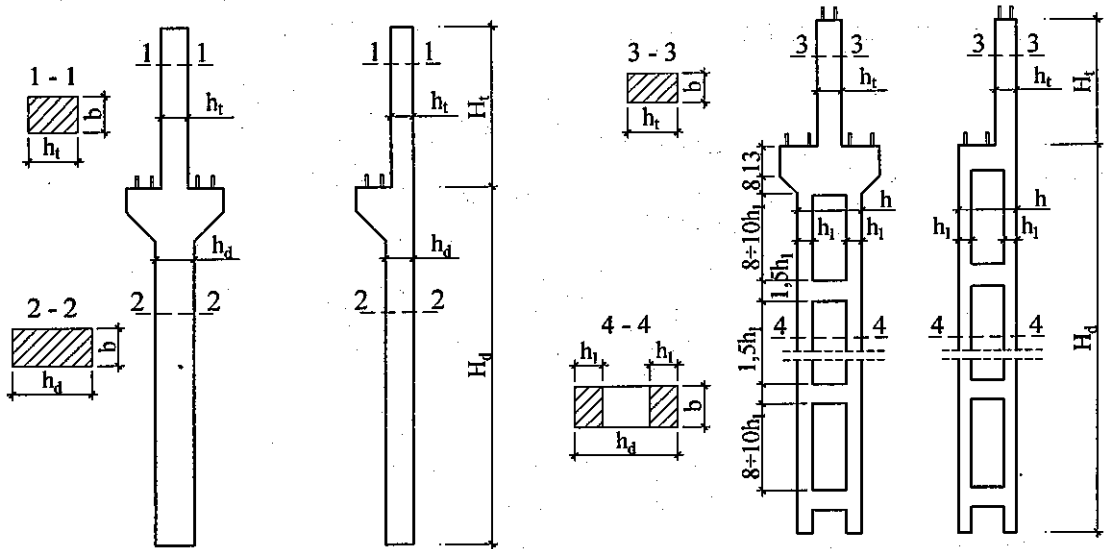


Hình 3.14. Sơ đồ bố trí cốt chống trượt ở đầu dàn có thanh cánh hạ bằng bê tông ứng lực trước

5. Cấu tạo và tính toán cột

a. Cấu tạo

Hình 3.15 thể hiện cột của nhà công nghiệp một tầng có cầu trục. Cột một nhánh dùng cho nhà thấp và cầu trục có sức trục nhỏ. Khi cao trình đỉnh ray vượt qua 10 m hoặc sức trục của cầu trục vượt quá 300 kN, người ta ưu tiên dùng cột hai nhánh. Cột một nhánh có thể có tiết diện chữ I. Cột tiết diện chữ I nhẹ hơn nhưng chế tạo phức tạp nên cũng hạn chế sử dụng.



Hình 3.15. *Cột nhà công nghiệp có cầu trục*
 a) *Cột một nhánh; b) Cột hai nhánh*

Chiều rộng b của cột thường lấy trong khoảng $b = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{25} \right) H_d$. Trong các thiết kế định hình thường gặp, người ta chọn $b = 400$ mm cho nhà có bước cột 6 m và $b = 500$ mm cho nhà có bước cột 12 m. Khi sức trục của cầu trục vượt quá 300 kN thì người ta cũng thường lấy $b = 500$ mm.

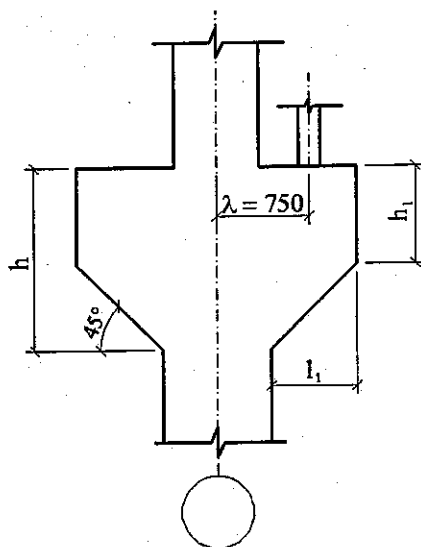
Đối với cột một nhánh, chiều cao tiết diện phần cột trên h_t lấy là 400 mm đối với cột biên và 600 mm đối với cột giữa. Đối với cột hai nhánh, chiều cao tiết diện phần cột trên h_t có thể là 500 mm đối với cột biên và 600 mm đối với cột giữa.

Theo điều kiện ổn định, chiều cao tiết diện phần cột dưới thường lấy khoảng:

$$h_d = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14} \right) H_d$$

Trong thiết kế định hình, đối với cột một nhánh, h_d có thể là 600 mm hoặc 800 mm. Đối với cột hai nhánh chiều cao tiết diện phần cột dưới h_d có thể lấy khoảng 1000 mm đến 1300 mm đối với cột biên và 1400 mm đến 1600 mm đối với cột giữa.

Kích thước chi tiết của cột hai nhánh được thể hiện trên Hình 3.15b. Khi cần thiết phải đi qua đi lại giữa hai nhánh của cột thì chiều cao từ mặt nền đến mép dưới của nhánh ngang đầu tiên không được vượt quá 200 cm.



Hình 3.16. Kích thước vai cột

Kích thước của vai cột được xác định như Hình 3.16:

Độ vươn của vai cột được tính từ khoảng cách giữa trục phân chia và trục dầm cầu trục, chiều rộng của dầm cầu trục (thiết kế định hình thường lấy là 250 mm) và khoảng cách tối thiểu từ mép dầm cầu trục đến mép ngoài của vai cột, khoảng cách tối thiểu này thường là 7 đến 10 cm tùy theo độ lớn của bulông liên kết, (xem Hình 3.5).

Góc nghiêng của vai cột thường lấy bằng 45^0 .

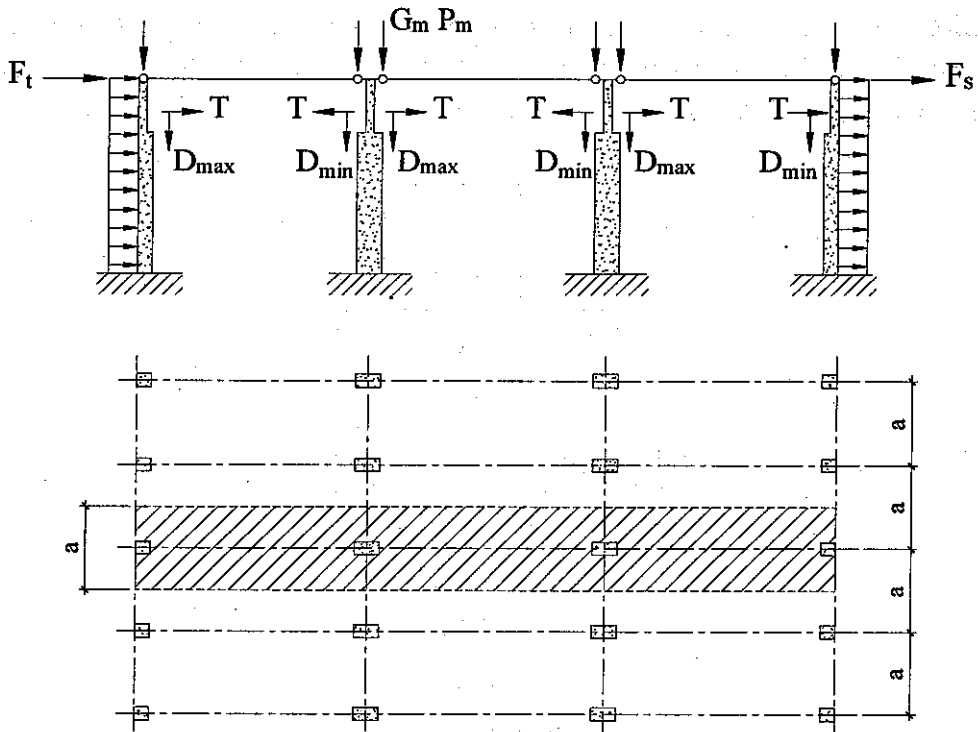


80 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Chiều cao mép tự do của vai cột $h_1 \geq h/2$, đồng thời $h_1 \geq 30$ cm khi sức trục không quá 50 kN, $h_1 \geq 40$ cm khi sức trục không quá 100 kN và $h_1 \geq 50$ cm khi sức trục từ 150 kN đến 200 kN.

b. Tính toán tải trọng

Hình 3.17 thể hiện sơ đồ tính toán của khung nhà công nghiệp có cầu trục, ba nhịp, các đỉnh cột nằm trên một cao trình, bước cột là a .

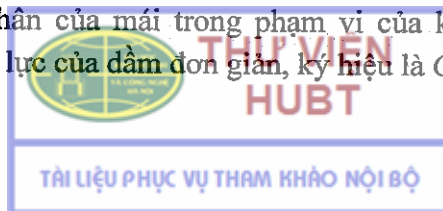


Hình 3.17. Sơ đồ tính toán của nhà công nghiệp có một tầng lắp ghép

Trong sơ đồ đó, xà ngang của khung (dầm, dầm mái) được xem là một thanh có độ cứng vô cùng, liên kết khớp với đầu cột, cột được xem là ngàm vào móng ở cao trình mặt trên của móng.

Tải trọng tác dụng lên khung gồm có:

- Trọng lượng bản thân của mái trong phạm vi của khung (vùng gạch chéo), được tính như phản lực của dầm đơn giản, ký hiệu là G_m .



- Hoạt tải trên mái thường là trọng tải sửa chữa, ký hiệu là P_m , cũng được tính như trên.

- Tải trọng gió gồm có:

– Áp lực gió đẩy p_t tác dụng vào cột phía trước, có thể coi là phân bố đều, lấy theo áp lực gió ở cao trình đỉnh cột

$$p_t = 0,8 Wa \quad (3.6)$$

– Áp lực gió hút p_s tác dụng vào cột phía sau

$$p_s = 0,6 Wa \quad (3.7)$$

trong đó: 0,8 và 0,6 – hệ số khí động

a – bước cột của khung.

– Thành phần nằm ngang của tải trọng gió tác dụng vào các bộ phận nằm ở phía trên của đỉnh cột thuộc nửa mái phía trước F_t và nửa mái phía sau F_s . Xem Hình 3.17.

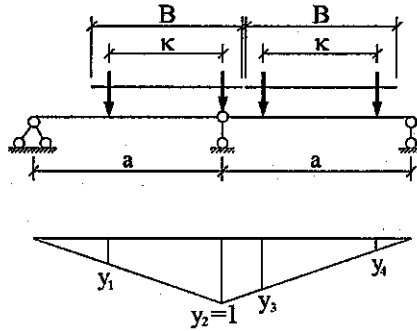
- Tải trọng cầu trục gồm có:

– Áp lực thẳng đứng của cầu trục lên vai cột D_{max} .

Gọi P là áp lực của một bánh xe thân cầu trục lên ray; khi xe con chạy đến vị trí giới hạn, gần ray nhất, P đạt giá trị P_{max} , khi đó phía đường ray bên kia xuất hiện P_{min} (xem Hình 3.4). Một thân cầu trục có một cặp P_{max} và một cặp P_{min} tương ứng với bốn bánh xe. Các giá trị P_{max} và P_{min} được cho trong bảng các thông số của cầu trục do nhà sản xuất cầu trục cung cấp. Đối với cầu trục có sức trục trung bình và nặng, người ta thường thiết kế nhà với hai cầu trục trong một gian của phân xưởng. Từ các giá trị của P_{max} và P_{min} có thể tính được áp lực thẳng đứng lớn nhất và nhỏ nhất của cầu trục lên vai cột: D_{max} và D_{min} dựa vào đường ảnh hưởng của phản lực gối tựa dầm đơn giản như được thể hiện trên Hình 3.18, trong đó dầm đơn giản chính là dầm cầu trục gối liên tiếp nhau trên vai cột, B và K là bề rộng và khoảng cách giữa hai bánh xe của thân cầu trục. B và K là những thông số của cầu trục do nhà sản xuất cung cấp. Trong Phụ lục 3 cho thông số của cầu trục chạy điện do Cộng hòa liên bang Nga sản xuất.



82 Kết cấu nhà bê tông cốt thép



Hình 3.18. Sơ đồ để tính D_{max}

Từ Hình 3.18 ta có giá trị tiêu chuẩn của D_{max} :

$$D_{max}^{tc} = P_{max}^{tc} \sum_{i=1}^k y_i \quad (3.8)$$

tương tự:

$$D_{min}^{tc} = P_{min}^{tc} \sum_{i=1}^k y_i \quad (3.9)$$

trong đó: k – số bánh xe nằm trong phạm vi của đường ảnh hưởng.

– Lực hãm ngang của cầu trục T_{max}

Khi xe con bị hãm phanh, lực hãm ngang sẽ phát sinh và tác dụng lên mặt bánh xe của thân cầu trục, rồi truyền vào ray. Lực hãm ngang đó được tính như sau:

Đối với móc mềm:

$$T^{tc} = \frac{Q+G}{20} \quad (3.10)$$

Đối với móc cứng:

$$T^{tc} = \frac{Q+G}{10} \quad (3.11)$$

trong đó Q – sức trục của cầu chạy;

G – trọng lượng của xe con (tham khảo Phụ lục 3).



Lực hãm ngang lớn nhất T_{\max}^{tc} tác dụng vào khung ngang cũng được tính toán giống như tính D_{\max}^{tc} ở trên:

$$T_{\max}^{tc} = T^{tc} \sum_{i=1}^k y_i \quad (3.12)$$

T_{\max}^{tc} truyền vào cột khung thông qua chi tiết 1 trên Hình 3.5.

Điểm đặt của lực được xem là ngang với mặt trên của dầm cầu trục. Lực hãm ngang có thể tác dụng hai chiều: hoặc là hướng vào cột hoặc là hướng ra phía ngoài cột.

Khi thân cầu trục bị hãm, lực hãm dọc sẽ phát sinh. Lực hãm dọc của một cầu trục được tính như sau:

$$T_d^{tc} = \frac{P_{\max}}{10} \quad (3.13)$$

Khi theo phương dọc có từ 7 khung trở lên, không cần xét đến lực hãm dọc.

Từ tải trọng tiêu chuẩn sẽ tính ra tải trọng tính toán thông qua hệ số vượt tải (hệ số độ tin cậy). Theo Tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737:1995 thì hệ số vượt tải đối với tải trọng cầu trục là 1,1.

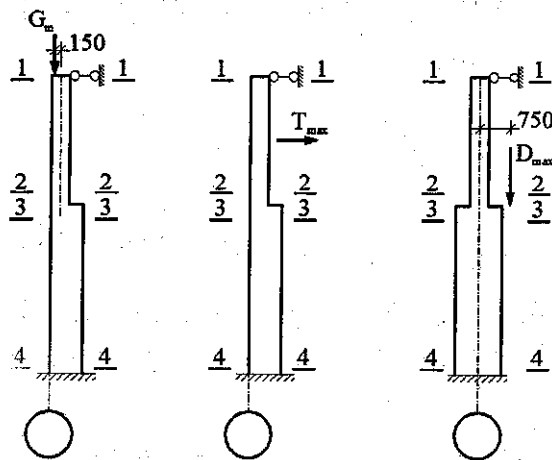
c. Tính toán nội lực trong cột khung

Sơ đồ tính toán khung ngang của nhà ba nhịp đã được thể hiện trên Hình 3.17. Để có thể tổ hợp nhằm tìm ra nội lực nguy hiểm ở một tiết diện nào đó, cần phải tính nội lực riêng cho từng loại tải trọng.

Trong trường hợp chung, khi tính nội lực người ta có thể đơn giản hóa như sau:

Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng và tải trọng cầu trục, kể cả lực hãm ngang, có thể bỏ qua chuyển vị ngang của đầu cột (vì khá nhỏ) đối với khung có từ bốn cột trở lên (từ ba nhịp trở lên). Khi đó, việc tính khung sẽ chuyển thành tính các cột riêng biệt có một đầu ngàm và một đầu khớp cố định. Hình 3.19 thể hiện sơ đồ tính cột khung với một số trường hợp chịu tải.

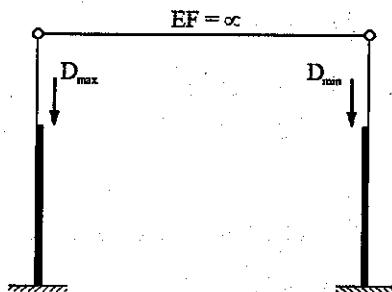




Hình 3.19. Sơ đồ tính toán cột riêng biệt

Chấp nhận sự đơn giản hóa đó thì không cần phải tính nội lực do D_{min} gây ra vì chúng luôn luôn nhỏ hơn nội lực do D_{max} gây ra.

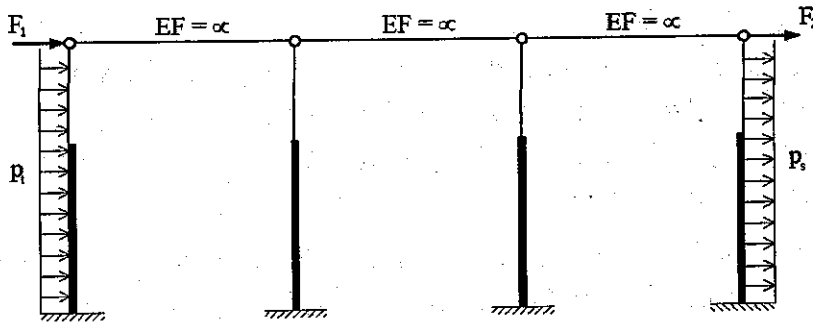
Đối với khung một nhịp và hai nhịp thì phải xét đến chuyển vị ngang của đầu cột dưới tác dụng của mọi loại tải trọng. Hình 3.20 thể hiện sơ đồ tính khung một nhịp chịu tác dụng của D_{max} và D_{min} , đó là một khung có bậc siêu tĩnh bằng một, xà ngang được xem là cứng vô cùng.



Hình 3.20. Sơ đồ tính khung một nhịp chịu D_{max} và D_{min} .

Dưới tác dụng của tải trọng gió, đầu cột có chuyển vị ngang đáng kể, không được phép bỏ qua dù số nhịp lớn hơn ba.

Hình 3.21 thể hiện sơ đồ tính khung ba nhịp chịu tải trọng gió. Đó là một khung có bậc siêu tĩnh bằng ba.



Hình 3.21. Sơ đồ tính khung ngang chịu tải trọng gió

Tính khung theo phương pháp chuyển vị mà ẩn số là chuyển vị ngang của đầu cột thì ẩn số chỉ là chuyển vị ngang Z_1 khi giả thiết độ cứng của xà ngang là vô cùng lớn.

Đối với mỗi trường hợp tải trọng, để phục vụ cho việc tổ hợp nội lực, cần phải tính được nội lực ở các tiết diện sau:

- Tiết diện 1 - 1 là tiết diện sát đỉnh cột (Hình 3.14);
- Tiết diện 2 - 2 là tiết diện ở cao trình vai cột nhưng thuộc phần cột trên;
- Tiết diện 3 - 3 là tiết diện ở cao trình vai cột nhưng thuộc phần cột dưới;
- Tiết diện 4 - 4 là tiết diện trên mặt móng.

Ở các tiết diện 1 - 1, 2 - 2 và 3 - 3 chỉ cần tính mômen uốn và lực dọc, còn ở tiết diện 4 - 4 thì phải tính thêm lực cắt để phục vụ cho việc thiết kế móng.

d. Tổ hợp nội lực

Ở mỗi tiết diện quan trọng, từ 1 - 1 đến 4 - 4, cần phải tổ hợp nội lực để tìm ra các cặp nội lực nguy hiểm đối với cột khung ở tiết diện ấy. Các cặp nội lực đó là:

$$M_{\max}^+ \text{ và } N_{\text{tr}} \quad (a)$$

$$M_{\max}^- \text{ và } N_{\text{tr}} \quad (b)$$

$$N_{\max} \text{ và } M_{\text{tr}} \quad (c)$$



86 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Cặp nội lực thứ nhất (a) bao gồm giá trị mômen uốn lớn nhất theo chiều thuận (do người thiết kế quy định) và lực dọc tương ứng với giá trị mômen đó. Cặp nội lực thứ hai (b) bao gồm giá trị mômen uốn lớn nhất theo chiều ngược lại và lực dọc tương ứng với giá trị mômen đó. Cặp nội lực thứ ba (c) bao gồm lực dọc lớn nhất và mômen uốn tương ứng với giá trị lực dọc đó.

Theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động TCVN 2737:1995 thì cần phải tính tổ hợp cơ bản 1 và tổ hợp cơ bản 2. Như vậy ở mỗi tiết diện quan trọng cần phải tính được sáu cặp nội lực M và N (xem chương 2).

Khi tổ hợp nội lực có sự tham gia của tải trọng cầu trục thì cần lưu ý rằng có thể xuất hiện giá trị nội lực do D_{\max} trong tổ hợp mà không xuất hiện giá trị nội lực do T_{\max} . Nhưng nếu có sự xuất hiện của T_{\max} thì phải có sự xuất hiện của D_{\max} . Điều đó được giải thích rằng chỉ khi xuất hiện D_{\max} thì mới có sự hãm phanh để sinh ra lực ngang T_{\max} . Sau khi hãm phanh xong, chưa rẽ tải thì chỉ có D_{\max} mà không có T_{\max} nữa.

e. Tính cốt thép dọc cho cột

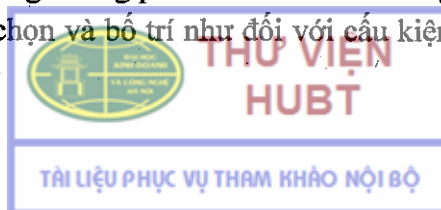
Cột khung chịu nén lệch tâm. Ở mỗi tiết diện đều có thể xuất hiện sáu cặp nội lực M và N như đã trình bày ở trên. Cần phải tính được cốt thép dọc đặt ở phía bên này và phía bên kia của tiết diện để chịu được tất cả các cặp nội lực đó. Có thể căn cứ vào lý thuyết tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm để chọn ra hai đến ba cặp nội lực có khả năng tính được lượng cốt thép dọc nhiều nhất, dùng hai cặp nội lực để tính cốt thép rồi kiểm tra khả năng chịu lực đối với cặp nội lực thứ ba.

Nếu cột có hình dáng hình học là đối xứng (như cột giữa) phải bố trí cốt thép đối xứng để tiện cho việc thi công lắp ghép. Nếu cột có hình dáng không đối xứng (như cột biên) thì có thể bố trí cốt thép không đối xứng, khi đó việc tính cốt thép sẽ có phần phức tạp hơn.

Chiều dài tính toán của các đoạn cột khung được cho trong Phụ lục 4.

f. Bố trí cốt thép trong tiết diện cột

Đối với những cột khung không phải tính toán với tải trọng động đất, cốt thép dọc và cốt thép đai được chọn và bố trí như đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm thông thường:



Hàm lượng cốt thép dọc μ phải lớn hơn hàm lượng cốt thép dọc tối thiểu μ_{\min} và nên nhỏ hơn 3,5%.

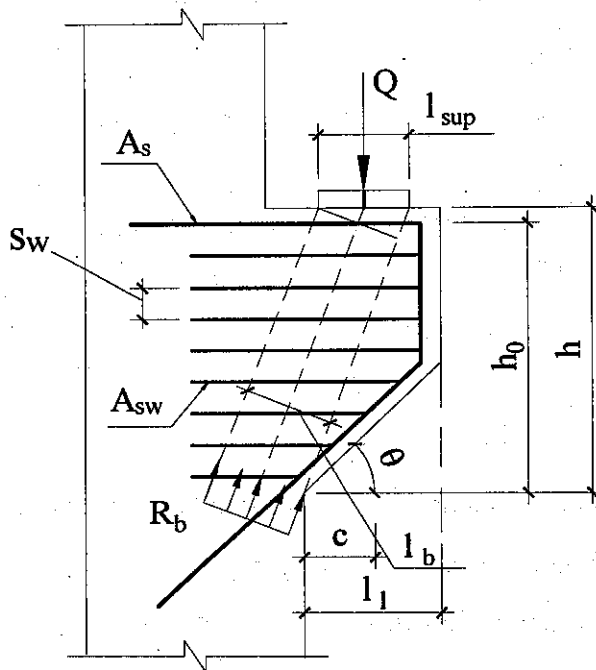
Cốt đai phải có đường kính lớn hơn 1/4 đường kính của lớn nhất của cốt dọc và khoảng cách của cốt đai phải nhỏ hơn 15 lần đường kính của cốt dọc nhỏ nhất.

Dọc theo thanh cốt đai, khoảng cách lớn nhất của cốt dọc không lớn hơn 400 mm. Cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc cốt đai khi số cốt dọc trên một cạnh lớn hơn bốn.

Đối với những cột khung phải tính toán với tải trọng động đất thì việc tính toán và cấu tạo cốt thép phải tuân theo những quy định của tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu tác động của động đất.

g. Tính toán và bố trí cốt thép cho vai cột

Vai cột đỡ dầm cầu trục trong nhà công nghiệp một tầng lắp ghép thường thuộc loại côngxôn ngắn với $l \leq 0,9 h_0$, như được thể hiện trên Hình 3.22.



Hình 3.22. Sơ đồ tính toán và bố trí cốt thép cho vai cột



88 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Trạng thái ứng suất của côngxôn ngắn khá phức tạp nên người ta cũng đề ra nhiều cách tính khác nhau để xác định diện tích các cốt thép đặt trong đó.

Từ Hình 3.22 có thể tưởng tượng ra một dải chịu nén theo phương xiên tương ứng với nét đứt đoạn. Nếu xem cốt theo A_s là một thanh kéo (giằng) thì ta có thể phân chia tải trọng Q cho thanh kéo và dải chịu nén theo phương pháp tam giác lực. Từ đó kiểm tra cường độ của dải chịu nén và tính diện tích của cốt chịu kéo A_s .

Theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép TCVN 5574:2012, điều kiện cường độ khi tính toán chịu cắt như sau:

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2}R_b b l_b \sin\theta \quad (3.14)$$

trong đó: Vế phải của (3.14) không được lớn hơn $3,5R_b b h_0$ và không nhỏ hơn khả năng chịu cắt của bê tông (đối với côngxôn bằng bê tông nặng, không có lực dọc, khả năng chịu cắt của bê tông là $Q_b = (1,5R_b b h_0^2)/c$. Giá trị hình chiếu của mặt cắt nghiêng c được thể hiện trên Hình 3.22.

l_b – chiều rộng của dải nghiêng chịu nén, được xác định theo công thức:

$$l_b = l_{\text{sup}} \sin\theta \quad (3.15)$$

ở đây l_{sup} – chiều dài vùng truyền tải tập trung Q , có thể lấy bằng chiều rộng của bụng dầm cầu trục.

φ_{w2} – hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt ngang trên chiều cao của côngxôn, được xác định theo công thức:

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} \quad (3.16)$$

ở đây:
$$\alpha = \frac{E_a}{E_b}; \mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b s_w} \quad (3.17)$$

A_{sw} – diện tích của các nhánh cốt đai nằm trong cùng một mặt phẳng ngang;

s_w – khoảng cách giữa các cốt đai (cốt ngang).

Diện tích của cốt thép ngang A_s đặt ở mép trên của côngxôn được xác định theo giá trị mômen uốn sau:

$$M = 1,25 Qc \quad (3.18)$$



Cột thép ngang của các côngxôn ngắn được đặt theo phương ngang hoặc nghiêng một góc 45° . Bước cột thép ngang phải không lớn hơn $h/4$ và không lớn hơn 150 mm.

6. Hệ giằng

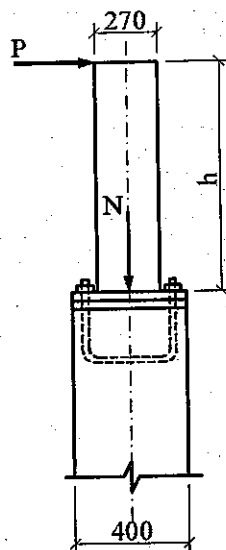
Hệ giằng có tác dụng bảo đảm ổn định và tính bất biến hình học của kết cấu nhà, truyền các tải trọng ngang như gió, động đất, lực hãm lên hệ kết cấu một cách đều khắp, do đó tránh được hư hỏng cục bộ. Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép không thể thiếu hệ giằng. Hệ giằng gồm có các thành phần sau đây:

a. Hệ giằng đứng đầu dàn hoặc dầm mái

Hệ giằng này liên kết đầu cột với dầm mái (hoặc dàn mái). Khi chịu tải trọng ngang P do gió hoặc động đất, dầm mái có thể bị lật ra ngoài mặt phẳng bởi momen $M = Ph$. Chiều cao đầu dầm (hoặc dàn) càng lớn thì momen càng lớn và khả năng bị lật càng nhiều. Cần phải kiểm tra khả năng chống lật của liên kết dưới tác động của P và N (Hình 3.23).

Nếu chiều cao h của đầu dầm không vượt quá 800 mm, đồng thời kiểm tra khả năng chống lật cho kết quả đạt yêu cầu thì không cần đặt hệ giằng đứng đầu dàn. Khi kiểm tra khả năng chống lật không đạt và đối với những dầm, dàn có $h > 800$ mm thì phải bố trí hệ giằng đứng đầu dàn.

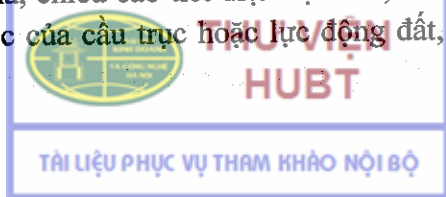
Trên Hình 3.24, hệ giằng đứng đầu dàn gồm có dàn giằng đứng 6 và các thanh chống 7 (thanh bê tông cốt thép tiết diện $150\text{mm} \times 150\text{mm}$) đặt trên đầu cột.



Hình 3.23. Liên kết đầu cột với dầm mái

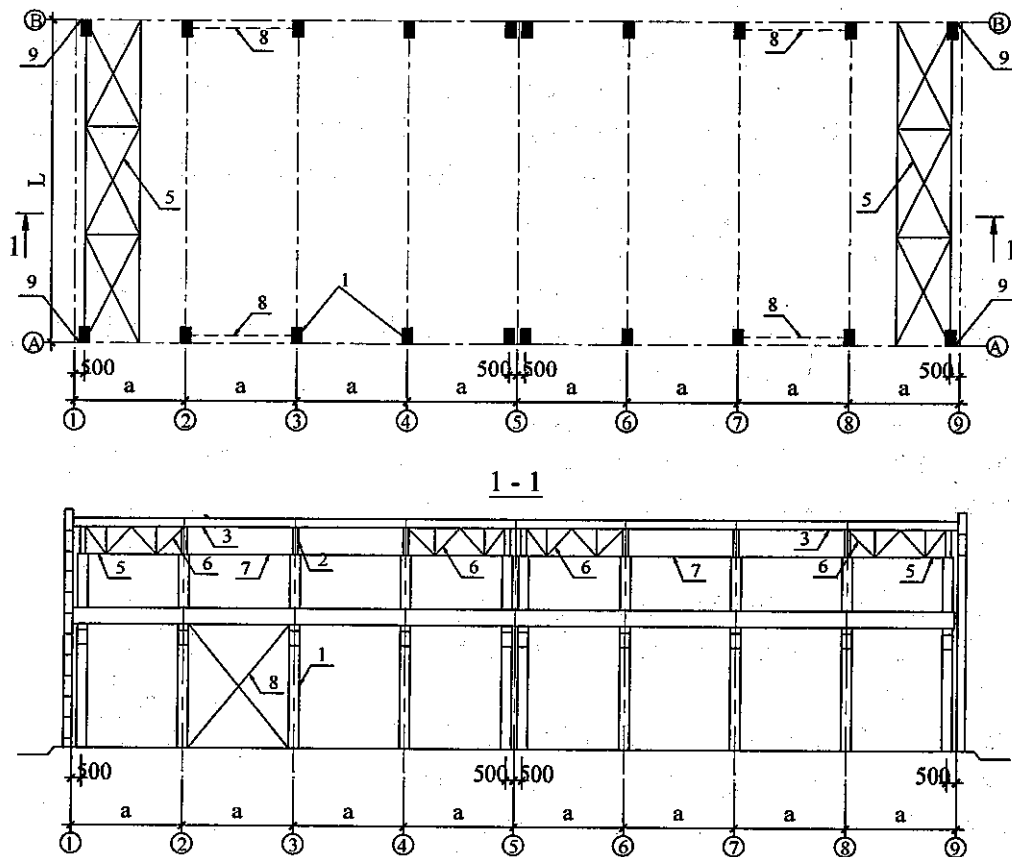
b. Hệ giằng đứng trên hàng cột dọc

Theo phương dọc nhà, chiều cao tiết diện cột nhỏ, dưới tác dụng của lực gió vào đầu hồi, lực hãm dọc của cầu trục hoặc lực động đất, khung dọc tỏ ra yếu. Cần



90 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

phải tạo một ô cứng, đó là hệ giằng đứng trên hàng cột dọc. Hệ giằng này được đặt ở vùng giữa của một khối nhiệt độ như trên Hình 3.24. Nếu đặt hai ô cứng ở hai đầu của một khối nhiệt độ, biến dạng dãn nở theo chiều dọc bị hạn chế sẽ sinh ra nội lực, dễ phá hoại các liên kết của các cấu kiện lắp ghép.



Hình 3.24. Sơ đồ bố trí hệ giằng

- a) Hệ giằng đứng ở đầu dầm và hệ giằng đứng trên hàng cột dọc;
 b) Hệ giằng ngang trong mặt phẳng thanh cánh hạ của dầm;
 c) Hệ giằng ngang trong mặt phẳng thanh cánh thượng của dầm; d) Hệ giằng cửa mái;
 1- Dầm giằng nằm ngang; 2- Thanh chống bằng bê tông cốt thép hoặc bằng thép;
 3- Thanh kéo bằng thép; 4- Dầm giằng đứng; 5- Khung cửa mái;
 6- Giằng đứng của cửa mái; 7- Giằng ngang của cửa mái.

c. Hệ giằng ngang ở cánh hạ của dầm

Tải trọng gió tác dụng vào đầu hồi nhà sẽ làm cho tường đầu hồi chịu uốn. Đối với những nhà cao và có nhịp lớn thì cần phải bố trí cột sườn tường theo phương

thẳng đứng và các giằng theo phương ngang để tăng cường khả năng chịu lực cho tường. Cột sườn tường được ngâm trong móng, còn đầu trên thì tựa vào kết cấu mái. Để tạo gối tựa phía trên cho cột sườn tường cần phải liên kết cánh hạ của hai dàn mái ngoài cùng thành một dàn cứng (dàn giằng như được thể hiện trên Hình 3.24b). Đó chính là hệ giằng ngang ở thanh cánh hạ của dàn. Thông qua dàn giằng này lực ngang sẽ truyền vào các hàng cột dọc và truyền xuống đất thông qua hệ giằng đứng trên hàng cột dọc.

d. Hệ giằng ngang ở cánh thượng của dàn

Hệ giằng này được thể hiện trên Hình 3.24c, nó có tác dụng giữ ổn định ngoài mặt phẳng dàn của thanh cánh thượng chịu nén. Trong những nhà không có cửa mái, lợp bằng pa nen mái cỡ lớn được hàn vào cánh thượng của dàn thì do mái đã đủ khả năng giữ ổn định của thanh cánh thượng chịu nén nên không cần bố trí hệ giằng này. Nếu nhà có cửa mái thì vẫn phải bố trí hệ giằng này, đồng thời phải có thanh kéo nối đỉnh các dàn còn lại với nhau (thanh số 3 trên Hình 3.24c).



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

CHƯƠNG 4

KẾT CẤU MÓNG BÊTÔNG CỐT THÉP

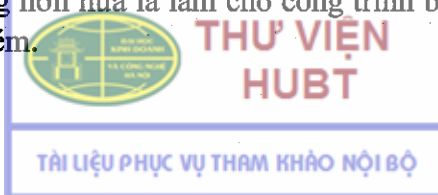
Móng là bộ phận kết cấu chôn dưới đất để truyền tải trọng của công trình xuống đất nền. Móng bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi vì nó thích hợp cho các công trình lớn bé, xây dựng trên nền đất bình thường và nền đất yếu.

§1. PHÂN LOẠI

Theo hình thức và cách truyền tải xuống nền, móng bê tông cốt thép được chia ra các loại sau: *móng đơn*, *móng băng*, *móng bè* và *móng cọc*, ba loại trên thuộc về móng nông vì để móng thường được đặt trên nền đất thiên nhiên hoặc nền đất đã được gia cố với độ sâu chôn móng không lớn (nông). Móng cọc là móng sâu vì mũi cọc có thể được đặt ở độ sâu nhiều chục mét.

- *Móng đơn* thường để đỡ cột trong điều kiện đất tốt và khoảng cách cột lớn.
- *Móng băng* để đỡ tường hoặc hàng cột. Khi đất nền yếu có thể dùng móng băng giao nhau.
- *Móng bè* có diện tích đế móng trải rộng trên cả mặt bằng công trình. Có thể hình dung móng bè như một sàn cứng lật ngược, tựa lên nền đất.
- Khi đất nền yếu, dùng các loại móng nông không thỏa mãn các yêu cầu về kỹ thuật và kinh tế thì phải dùng *móng cọc* để đưa tải trọng công trình truyền qua cọc xuống lớp đất tốt ở dưới sâu.

Chọn dùng loại móng nào phải xuất phát từ tính chất của công trình, đặc điểm của đất nền và biện pháp thi công ở một địa điểm cụ thể nhằm đạt các yêu cầu về cường độ và biến dạng của đất nền, đảm bảo cho độ lún và độ chênh lún đạt yêu cầu quy định của tiêu chuẩn thiết kế. Việc chọn sai phương án móng có thể lãng phí lớn, nghiêm trọng hơn nữa là làm cho công trình bị lún nứt mà việc sửa chữa rất phức tạp và tốn kém.



§2. MÓNG ĐƠN

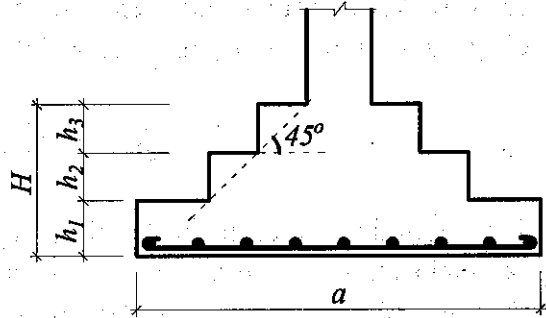
Móng đơn có thể là móng đơn toàn khối (đổ tại chỗ) hoặc lắp ghép.

1. Cấu tạo móng đơn toàn khối

Móng đơn có thể phải chịu tải trọng đúng tâm (lực nén đúng tâm) hoặc tải trọng lệch tâm (lực nén đúng tâm cộng với lực cắt và mômen uốn dưới chân cột).

Về hình dáng, móng đơn có thể là móng giằng cấp hoặc hình tháp. Mỗi bậc của móng có thể có chiều cao hơn từ 30 đến 60 cm. Hình 3.1 thể hiện mặt cắt ngang của móng đơn giằng cấp toàn khối.

Chiều cao các bậc phụ thuộc chiều cao chung của móng. Có thể lấy chiều cao các bậc như trong Bảng 4.1.



Hình 4.1. Móng đơn giằng cấp toàn khối

Bảng 4.1. Kiến nghị chiều cao bậc móng đơn

Chiều cao móng H, mm	Chiều cao bậc, mm		
	h_1	h_2	h_3
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
> 1500	450	450	600



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

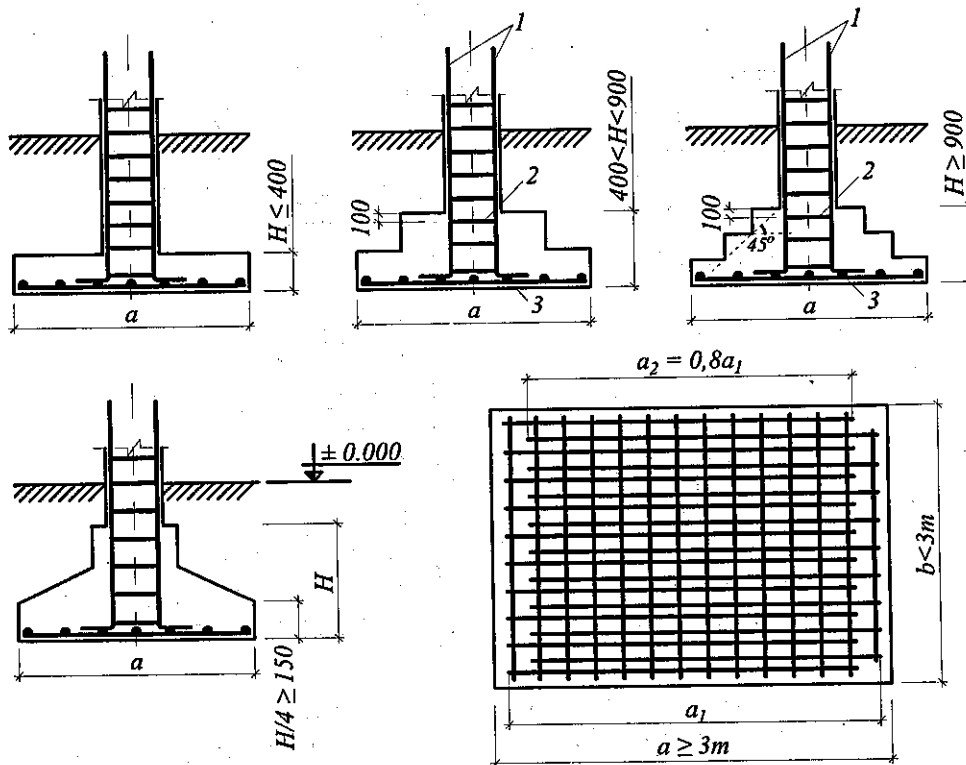
Áp lực truyền từ cột xuống có thể xem như theo một góc mở 45° . Như vậy chiều cao của các bậc trên phải đủ để cho đường xiên 45° nằm phía trong khối móng.

Chiều cao chung của móng và các bậc phải được tính toán kiểm tra về chọc thủng (xem công thức (4.2)) và chiều cao móng phải đủ để neo chắc cốt dọc vào móng một đoạn không nhỏ hơn l_{an} (chiều dài neo).

Trên mặt bằng, để móng có thể là vuông, chữ nhật hoặc tròn tùy thuộc đặc trưng của tải trọng và hình thức kết cấu phần trên. Móng chịu tải trọng nén đúng tâm thường có đế hình vuông hoặc hình chữ nhật. Khi tải trọng là lệch tâm, đế móng là hình chữ nhật với tỷ lệ cạnh:

$$b/a = 0,6 \div 0,85$$

Bê tông móng thường có cấp cường độ B12,5, B15, B20 hoặc B25. Đế móng nằm trên lớp bê tông lót (có thể là bê tông gạch vỡ) dày 10 cm.



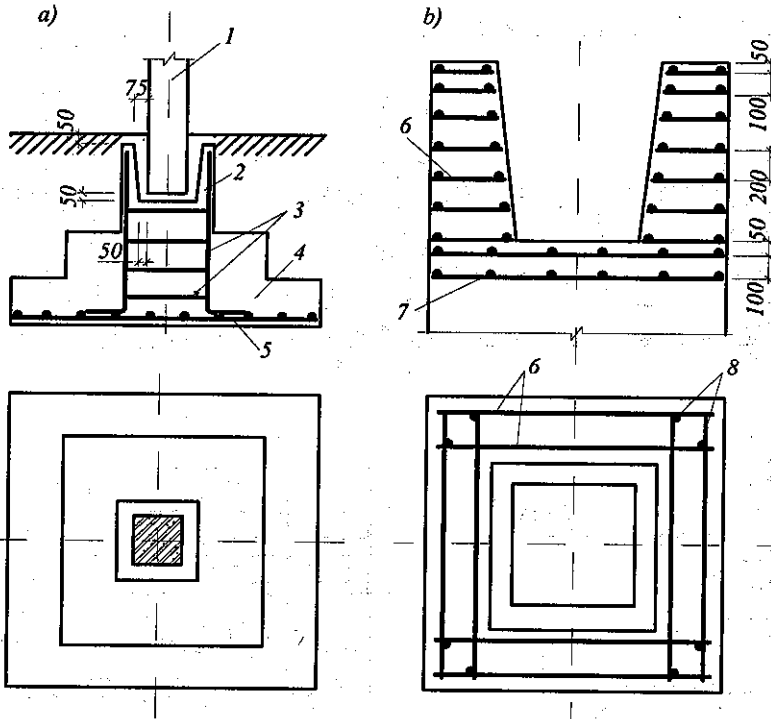
Hình 4.2. Bố trí cốt thép trong móng đơn
1 - Cột chõ; 2 - Cốt đai; 3 - Lưới thép chịu lực

96 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép trong thân móng phải không nhỏ hơn 35 mm khi có lớp bê tông lót và không nhỏ hơn 70 mm khi không có lớp bê tông lót.

Khi cột đổ tại chỗ liền với móng và được coi là ngàm vào móng thì cao trình của ngàm nằm ở mặt của bậc trên cùng. Khi đó bố trí cốt thép giống như trên Hình 4.2.

Cốt chịu lực của cột có thể cắm xuống đến lưới thép ở đáy móng, nhưng để dễ thi công người ta thường đặt thép chờ và đổ bê tông phần cột cho đến cao trình nền (cốt +0,00). Cốt thép chờ phải có diện tích bằng hoặc lớn hơn diện tích cốt chịu lực của cột. Việc nối cốt chờ với cốt chịu lực của cột phải tuân theo những quy định về cắt và nối cốt thép trong cột, nghĩa là khi nối buộc thì trên một tiết diện, trong phạm vi l_{an} không được nối quá 50% diện tích toàn bộ cốt chịu lực nếu là cốt có gờ và không quá 25% nếu là cốt trơn.



Hình 4.3. Cấu tạo móng toàn khối dưới cột lắp ghép

a) Hình dáng và sơ đồ cốt thép; b) Sơ đồ cốt thép ở cổ móng

1 - Cột lắp ghép; 2 - Cổ móng; 3 - Khung cốt thép ở cổ móng;

4 - Thân móng; 5 - Lưới thép dưới đế móng; 6 - Lưới hàn ở cổ móng;

7 - Lưới hàn dưới đáy móng; 8 - Cốt dọc ở cổ móng

Cốt thép dưới đế móng là cốt chịu kéo được đặt theo cả hai phương ngắn và dài, tạo thành lưới, trong đó cốt theo phương dài đặt xuống dưới, cốt theo phương ngắn đặt phía trên. Đường kính cốt thép thường không nhỏ hơn 10 mm, khoảng cách cốt thép thường từ 10 đến 20 cm. Lưới thép dưới đế móng có thể là lưới buộc hoặc lưới hàn. Để tiết kiệm thép khi móng có cạnh lớn hơn 3 m cho phép có một nửa số thanh không phải kéo ra mép móng, điều đó được thể hiện trên Hình 4.2b.

Trong phạm vi chiều cao móng, cần có ít nhất hai cốt đai, một cốt đai ở sát đáy và một cốt đai cách mặt trên của móng 100 mm.

Móng đơn toàn khối có thể đỡ cột lắp ghép. Nếu cột được coi là ngàm với móng thì ở thân móng phải để lỗ để cắm cột vào, khi đó móng có tên là *móng cóc*. Cọc móng có thể nằm sâu dưới mặt đất hoặc đặt ngang cao trình mặt đất tự nhiên để có thể lấp đất sau khi đổ bê tông móng, tạo điều kiện thuận lợi cho việc bố trí các cấu kiện lắp ghép và việc di chuyển của thiết bị cấu lắp. Kích thước của cọc móng giống như đối với móng lắp ghép.

Hình 4.3 giới thiệu cấu tạo của móng mà cọc móng được dâng lên sát cao trình mặt đất tự nhiên.

2. Cấu tạo móng lắp ghép

Móng lắp ghép thường được chế tạo thành một khối (Hình 4.4). Móng lắp ghép thường chỉ được sử dụng khi thi công móng toàn khối gặp nhiều khó khăn.

Kích thước của móng lắp ghép và lưới thép phía dưới cũng giống như đối với móng toàn khối.

Kích thước cọc móng được xác định trên cơ sở bảo đảm điều kiện ngàm của móng đối với cột ở tiết diện mặt trên của móng (như đối với móng toàn khối). Muốn vậy chiều sâu chôn cột phải lấy trong khoảng $(1 \div 1,4)h$ phụ thuộc vào độ lệch tâm của lực dọc. Gọi h_c là chiều cao của cột chịu nén lệch tâm thì:

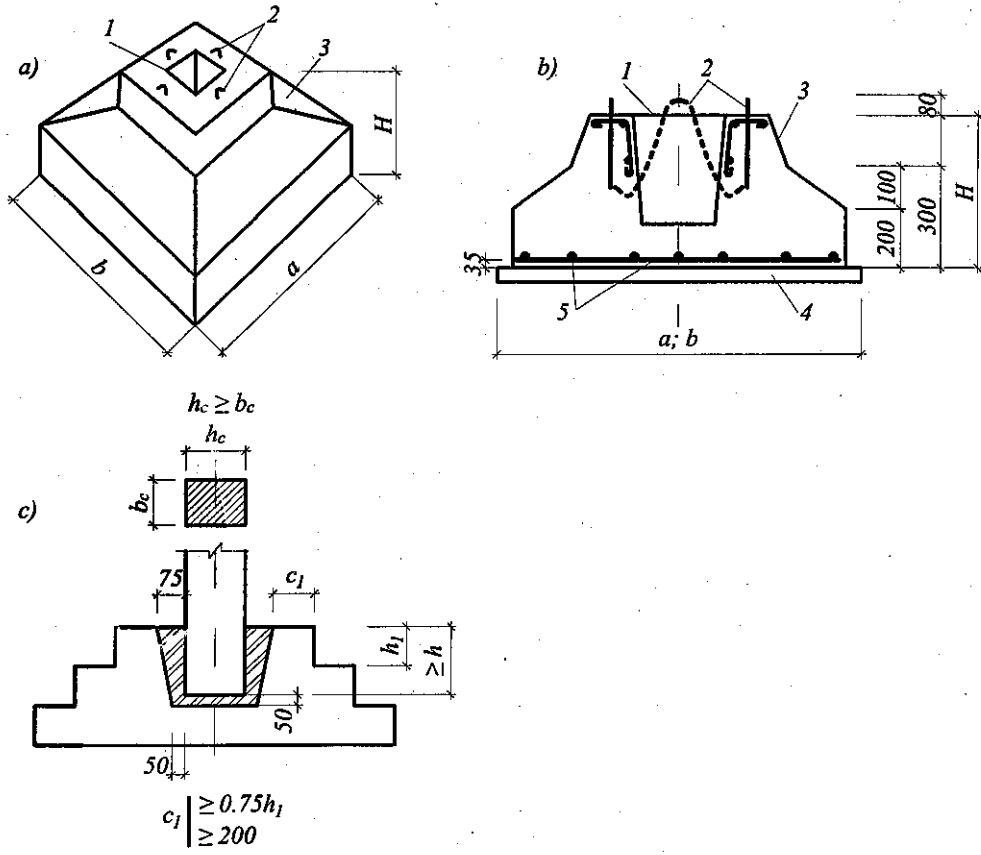
Khi $e_0 < h_c$, chiều sâu chôn cột lấy bằng h_c và chiều dày của cọc móng bằng $1/5 h_c$ nhưng không nhỏ hơn 20 cm.

Khi $e_0 = 2h_c$, chiều sâu chôn cột lấy bằng $1,2h_c$ và chiều dày cọc móng bằng $1/4h_c$ nhưng không nhỏ hơn 20cm.

Khi $e_0 > 3h_c$, chiều sâu chôn cột lấy bằng $1,4h_c$ và chiều dày cọc móng bằng $1/3h_c$ nhưng không nhỏ hơn 20 cm.



98 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*



Hình 4.4. *Móng lắp ghép một khối*

a) *Hình dáng; b) Mặt cắt; c) Kích thước cốt móng*

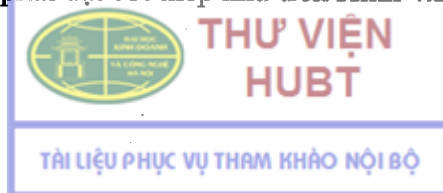
1 – *Cốt móng; 2 – Móc cầu; 3 – Thân móng; 4 – Lớp lót; 5 – Lưới cốt thép*

Bản đáy dưới cốt móng phải đủ chịu lực khi lắp cột. Cốt móng phải có độ vát và đủ rộng để dễ tháo ván khuôn và thuận tiện cho việc lắp cũng như điều chỉnh tim cốt của cột. Các kích thước cụ thể xem trên Hình 4.4.

Sau khi lắp cột, các kẽ hở giữa cốt và cột được chèn bằng bê tông sỏi nhỏ với cấp cường độ không nhỏ hơn B15.

Móng lắp ghép phải có bốn móc cầu đặt trên mặt móng.

Để bảo đảm độ cứng, chịu các lực va chạm và điều chỉnh tim cốt khi lắp ghép, trên miệng cốt móng phải đặt cốt thép như trên Hình 4.3 và 4.4.



3. Tính toán móng đơn chịu nén đúng tâm

Kích thước đế móng và độ sâu chôn móng được xác định từ điều kiện cường độ và biến dạng của đất nền có kết hợp với các điều kiện cụ thể của nơi xây dựng. Các điều kiện phải bảo đảm khi tính toán đất nền là:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq R \\ S &\leq S_{gh} \\ i &\leq i_{gh} \end{aligned} \quad (4.1)$$

Trong đó: σ_c – Ứng suất dưới đế móng do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

R – Cường độ của đất dưới đế móng;

S – Độ lún tuyệt đối của móng dưới tác dụng của tải trọng tiêu chuẩn;

S_{gh} – Độ lún giới hạn của móng do tiêu chuẩn thiết kế nền móng quy định, phụ thuộc vào loại kết cấu công trình;

i – Độ lún lệch tương đối giữa hai móng;

i_{gh} – Độ lún lệch tương đối giới hạn do tiêu chuẩn thiết kế nền móng quy định.

Kích thước thân móng và lượng cốt thép đặt trong móng được xác định từ điều kiện cường độ của móng dưới tác dụng của tải trọng tính toán.

a. Xác định chiều cao H của móng (Hình 4.5)

Chiều cao tối thiểu của móng có đế hình chữ nhật khi không có cốt thép ngang chịu cắt được xác định từ điều kiện chống đâm thủng (cột đâm thủng móng). Mặt trượt (thủng) xem như có dạng hình tháp xuất phát từ chân cột, nghiêng một góc 45° xuống đến đáy móng. Điều kiện cường độ như sau:

$$P \leq R_{bt} b_{tb} h_0 \quad (4.2)$$

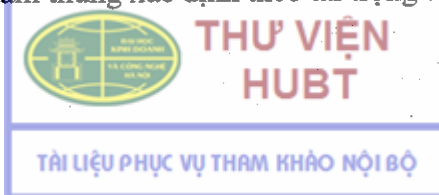
Trong đó: R_{bt} – Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông;

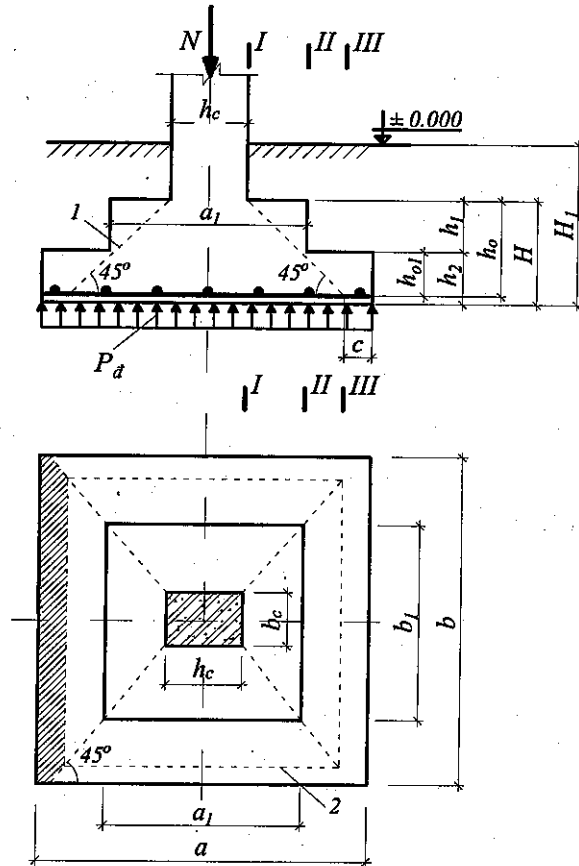
h_0 – Chiều cao làm việc của móng;

b_{tb} – Giá trị trung bình số học của chu vi phía trên và phía dưới của tháp đâm thủng:

$$b_{tb} = 2(h_c + h_0) + 2(b_c + h_0)$$

P – Lực đâm thủng xác định theo tải trọng tính toán.





Hình 4.5. Sơ đồ tính móng chịu nén đúng tâm
 1 - Tháp dâm thùng; 2 - Đáy dâm thùng

Phần áp lực dưới đế móng nằm trong phạm vi tháp dâm thùng chỉ gây lực ép cho tháp mà không có tác dụng cắt bê tông theo mặt nghiêng của tháp. Nếu gọi N là lực dọc của tiết diện chân cột ta có.

$$P = N - F_{dt} p_d \tag{4.3}$$

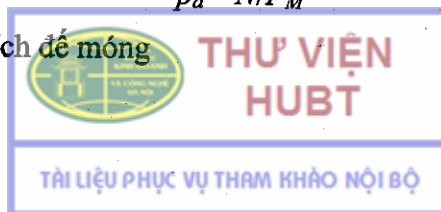
Trong đó: F_{dt} - Diện tích đáy của tháp dâm thùng

$$F_{dt} = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$$

p_d - Áp lực dưới đế móng do tải trọng tính toán gây ra

$$p_d = N/F_M$$

F_M - Diện tích đế móng



Ở đây đã bỏ qua phần trọng lượng đất và móng nằm phía trên tháp đâm thủng để đơn giản tính toán mà vẫn bảo đảm an toàn và sai số không đáng kể.

Chiều cao của bậc dưới cùng (phần côngxôn nằm ngoài tháp đâm thủng) được xác định từ điều kiện bảo đảm bê tông đủ chịu cắt mà không cần đặt cốt ngang;

Khi chiều dài một cạnh đế móng lớn hơn 5 lần chiều cao của bậc thì:

$$p_d c \leq 0,625 R_{bt} h_{0l} \quad (4.4)$$

Khi chiều dài một cạnh đế móng nhỏ hơn 5 lần chiều cao của bậc thì

$$p_d c \leq 0,50 R_{bt} h_{0l} \quad (4.5)$$

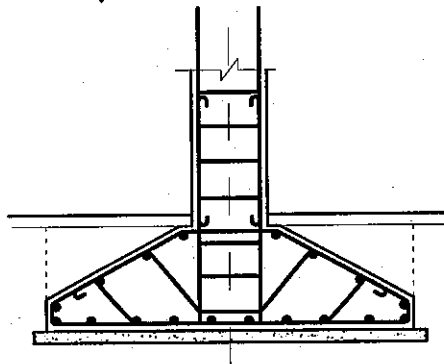
Trong đó: c – Độ vưon của bậc dưới cùng ra ngoài tháp đâm thủng (xem Hình 4.6):

$$c = 0,5 (a - h_c) - h_0$$

p_d – Áp lực dưới đế móng do tải trọng tính toán gây ra;

h_{0l} – Chiều cao có ích của bậc dưới cùng.

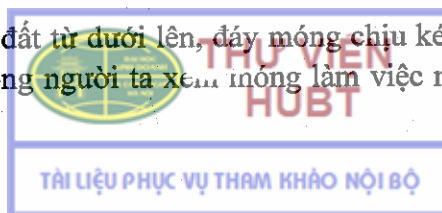
Móng có thể có chiều cao nhỏ hơn theo yêu cầu của công thức (4.2). Trong trường hợp đó móng thường có hình tháp và phải tính toán cốt xiên để chịu lực cắt (xem Hình 4.6). Tuy vậy chỉ nên dùng móng kiểu này trong những trường hợp bắt buộc vì nó không kinh tế và độ cứng nhỏ so với móng có chiều cao lớn.



Hình 4.6. *Móng có chiều cao nhỏ.*

b. Xác định diện tích cốt thép đáy móng

Móng chịu phản lực đất từ dưới lên, đáy móng chịu kéo theo cả hai phương. Khi tính cốt thép đáy móng người ta xem móng làm việc như những bản côngxôn bị



102 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

ngầm ở tiết diện chân cột (tiết diện $I - I$ trên Hình 4.7), ở tiết diện giạt cấp (tiết diện $II - II$) và tiết diện trùng với mép dưới của tháp dầm thùng, cần phải tính cốt thép cho cả hai phương, ở mỗi phương phải tính cho các loại tiết diện kể trên.

Ví dụ tính cốt thép cho phương cạnh a trên Hình 4.7. Mômen uốn trên tiết diện $I - I$ gọi là M_1 sẽ do phần phản lực đất trong phạm vi hình thang ABCD gây ra, còn mômen uốn trên tiết diện $II - II$ gọi là M_2 sẽ do phần phản lực đất trong phạm vi hình thang EBCF gây ra.

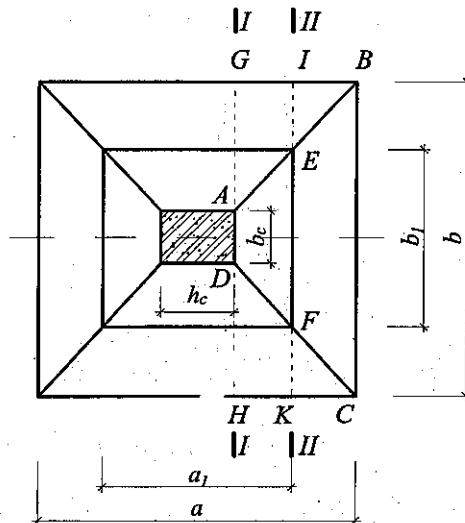
Tuy nhiên, để đơn giản tính toán và cũng thiên về an toàn người ta thường tính mômen uốn trên tiết diện $I - I$ theo phản lực đất trong phạm vi hình chữ nhật BCHG và M_2 theo phản lực đất trong phạm vi hình chữ nhật BCKI. Kết quả tính được.

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,125p_d b(a - h_c)^2 \\ M_2 &= 0,125P_d b(a - a_1)^2; \end{aligned} \quad (4.5)$$

Diện tích cốt thép theo phương cạnh a sẽ được tính theo công thức:

$$A_s = M/0,9R_s h_0 \quad (4.6)$$

Trong đó: M lấy giá trị M_1 để tính A_{sa1} và M_2 để tính A_{sa2} . Cốt thép đặt vào móng sẽ được lấy theo giá trị lớn hơn trong A_{sa1} và A_{sa2} .



Hình 4.7. Sơ đồ tính cốt thép đáy móng

Việc tính cốt thép theo phương cạnh ngắn cũng tương tự như đối với phương cạnh dài. Hàm lượng cốt thép dọc ở các tiết diện không được nhỏ hơn μ_{\min} đối với cấu kiện chịu uốn.

4. Tính toán móng đơn chịu tải trọng lệch tâm

Kích thước đế móng và độ sâu chôn móng cũng được xác định từ điều kiện cường độ và biến dạng của đất nền giống như đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm.

Khi chịu tải trọng lệch tâm (gồm một lực dọc và một mômen), cạnh dài của móng thường nằm theo phương tác dụng của mômen và biểu đồ phản lực dưới đế móng được xem như phân bố hình thang hoặc hình tam giác mà phản lực lớn nhất ở mép móng không được vượt quá $1,2R$, tức là trong công thức (4.1) phải thay điều kiện cường độ là:

$$\sigma_c \leq 1,2R \quad (4.7)$$

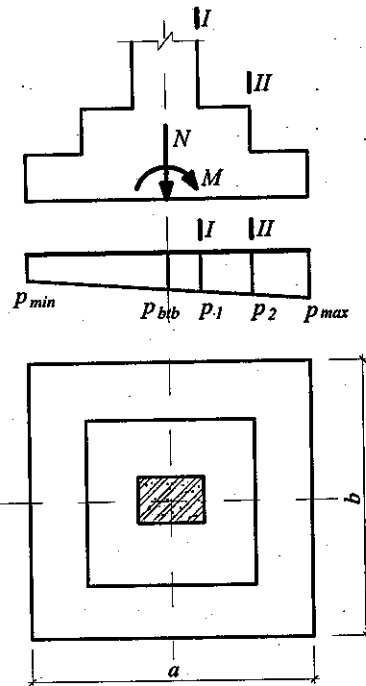
Đồng thời phản lực trung bình của đất phải bảo đảm điều kiện:

$$\sigma_{tb} = \frac{N}{F} \leq R \quad (4.8)$$

Mức độ phân bố không đều của phản lực nền cũng yêu cầu khác nhau tùy thuộc tính chất của kết cấu phần trên.

Việc tính toán cường độ của móng đơn chịu nén lệch tâm gồm có:

- Xác định kích thước thân móng (chiều cao móng và chiều cao các bậc) giống như đối với móng chịu nén đúng tâm.
- Xác định diện tích cốt thép đặt theo hai phương của đế móng cũng giống như đối với móng chịu nén đúng tâm nhưng phải thay p_d bằng p_{tb} . Ví dụ đối với móng trên Hình 4.8, cốt thép A_{sal} ở tiết diện I-I được tính theo.



Hình 4.8. Sơ đồ tính móng chịu nén lệch tâm

$$P_{1tb} = \frac{P_{\max} + P_1}{2}$$

Còn cốt thép A_{sa2} ở tiết diện II-II được tính theo

$$P_{2tb} = \frac{P_{\max} + P_1}{2}$$

Cốt thép theo phương cạnh b được tính theo

$$p_{btb} = (p_{\max} + p_{\min})/2$$

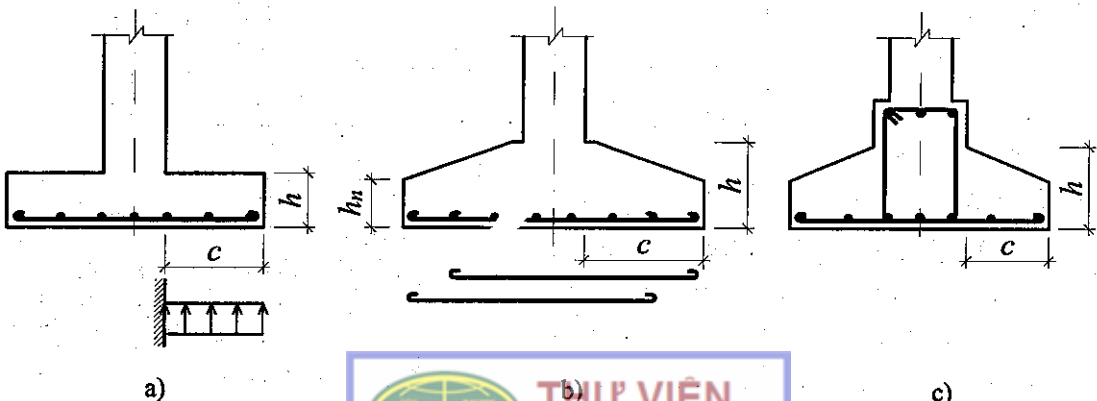
Cốt thép ở các tiết diện phải có hàm lượng lớn hơn hàm lượng tối thiểu.

§3. MÓNG BẰNG

1. Móng bằng dưới tường chịu lực (Hình 4.9)

Nếu xem tường chịu lực là có độ cứng rất lớn trong mặt phẳng của nó thì móng bằng dưới tường chịu lực chỉ làm việc theo phương ngang như một công xôn mà tiết diện ngang có thể xem là mép tường (Hình 4.9a).

Cốt thép chịu lực là cốt đặt theo phương ngang, cốt đặt theo phương dọc móng là cốt phân bố. Tuy vậy, nếu kể đến sự lún không đều của móng theo phương dọc tường cũng như ở những khu vực có khoét lỗ cửa thì cốt thép đặt theo phương dọc sẽ phải chịu lực. Cho nên khi nền đất có tính biến dạng phức tạp người ta thường cấu tạo thêm sườn và có đặt cốt thép dọc trong sườn như Hình 4.9c.



Hình 4.9. Móng bằng dưới tường

Móng băng có thể có tiết diện bản móng là hình chữ nhật khi bề rộng móng không lớn (Hình 4.9a). Tiết diện hợp lý là tiết diện có hai mác dốc (Hình 4.9b) vì nó phù hợp với biểu đồ mômen và lực cắt, do đó tiết kiệm vật liệu. Chiều cao mép ngoài của móng h_n thường không nhỏ hơn 200 mm. Chiều cao h của móng băng được xác định từ điều kiện không phải đặt cốt thép ngang để chịu cắt, nghĩa là phải thỏa mãn điều kiện.

$$Q = p_d c \leq 0,625 R_{bt} h_0 \quad (4.9)$$

Cốt thép chịu lực (đặt theo phương ngang) được tính theo giá trị mômen uốn:

$$M = 0,5 q_d c^2 \quad (4.10)$$

Trong đó: c – Độ vưon của bản móng ra ngoài mép tường.

Cốt thép thường có đường kính không nhỏ hơn 10 mm và khoảng cách từ 10 đến 20 cm.

Hàm lượng cốt thép không được nhỏ hơn hàm lượng tối thiểu đối với cấu kiện chịu uốn.

Khi bề rộng của móng lớn ($b > 750$ mm) có thể cắt bớt một nửa số cốt thép ở tiết diện cách mép tường một đoạn bằng $0,5c + 20d$, trong đó d là đường kính của cốt chịu lực.

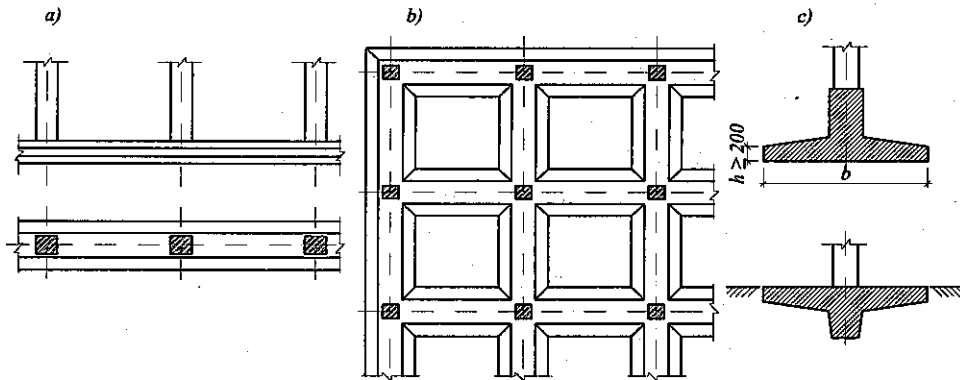
Cốt thép dọc và đai đặt trong sườn móng băng được xác định trên cơ sở tính toán sự làm việc tổng thể của ngôi nhà cùng với nền hoặc được đặt theo kinh nghiệm.

2. Móng băng dưới hàng cột

Móng băng có thể có dạng độc lập chạy theo phương dọc hoặc phương ngang nhà hoặc có dạng móng băng giao nhau (Hình 4.10).

Móng băng giao nhau có diện tích đế móng lớn và độ cứng theo cả hai phương cũng lớn nên có khả năng giảm lún và điều chỉnh tương đối tốt sự lún không đều so với móng băng độc lập.

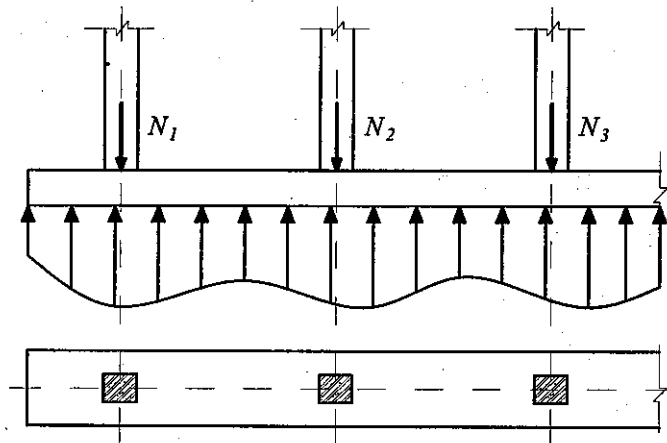
Móng băng chịu các tải trọng tập trung truyền từ cột xuống gây ra phản lực nền như trên Hình 4.11. Do đó có thể xem móng băng như là một dầm đặt trên nền đàn hồi (coi đất là môi trường đàn hồi). Tiết diện ngang của móng băng thường có dạng chữ T với cánh và sườn. Cánh chữ T thường ở phía dưới như Hình 4.10. Khi đất có độ dính lớn, dễ đào được hố móng chuẩn xác thì có thể dùng tiết diện chữ T với cánh ở phía trên để tiết kiệm ván khuôn.



Hình 4.10. *Móng băng dưới hàng cột*

a) Móng băng độc lập; b) Móng băng giao nhau; c) Tiết diện thân móng.

Cánh của móng băng dưới cột được tính toán và cấu tạo như đối với móng băng dưới tường. Cánh thường có bề rộng không đổi dọc theo băng. Nhưng nếu có tải trọng cục bộ lớn thì cũng có thể mở rộng móng một cách cục bộ.



Hình 4.11. *Sơ đồ tính toán móng băng.*

Sườn của móng băng thường có chiều cao h không đổi và được xác định theo điều kiện độ cứng, bảo đảm dưới chân cột không xuất hiện những phản lực nền quá lớn và bảo đảm độ lún không đều không vượt quá $\frac{1}{1000}$ khoảng cách giữa các trục cột.

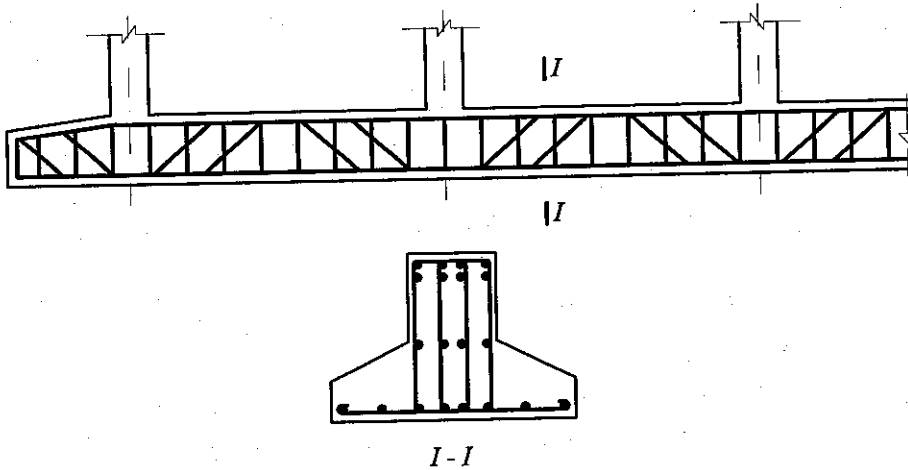
Ngoài ra khi quyết định chiều cao của sườn cũng cần xem xét tới những yêu cầu về độ sâu chôn móng.



Bề rộng của sườn phụ thuộc bề rộng của cột tựa trên nó. Đối với cột đỡ tại chỗ, bề rộng của sườn phải lớn hơn cạnh cột ít nhất là 100 mm (50 mm về mỗi phía).

Móng băng cần có độ cứng lớn nên chiều cao tiết diện phải lớn và do đó hàm lượng cốt thép sẽ nhỏ.

Cốt thép trong sườn được bố trí như ở Hình 4.12.



Hình 4.12. Bố trí cốt thép trong sườn móng băng

Diện tích tiết diện cốt thép dọc được xác định theo tính toán. Tuy vậy trong mọi trường hợp đều phải đặt cốt thép dọc chạy liên tục cả ở phía trên và phía dưới với hàm lượng $\mu = 0,2 \div 0,4\%$ ở mỗi phía để đề phòng các tải trọng bất thường khi thi công và lún không đều.

Cốt thép dọc tính được có thể đặt một phần (dưới 30%) ở trong cánh, còn phần lớn được đặt trong phạm vi sườn.

Khi dùng khung cốt hàn trong sườn, số lượng khung phẳng không ít hơn hai khi bề rộng sườn $b \leq 400$ mm, không ít hơn ba khi 400 mm $< b \leq 800$ mm và không ít hơn bốn khi $b > 800$ mm.

Khi dùng khung cốt buộc, số nhánh cốt đai không ít hơn bốn khi 400 mm $< b \leq 800$ mm và không ít hơn sáu khi $b > 800$ mm.

Cốt đai phải kín, đường kính không nhỏ hơn 8 mm và khoảng cách đai không lớn hơn 15 lần đường kính cốt dọc để bảo đảm giữ ổn định cho cốt chịu nén.

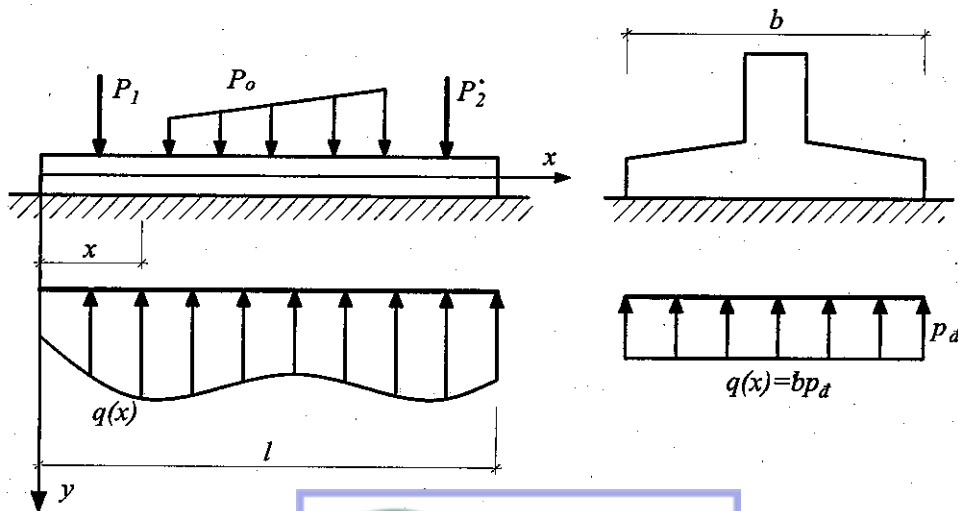
108 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Khoảng cách nội giữa các cột dọc có thể lấy theo quy định chung đối với dầm.

Tuy vậy đối với móng lớn, khoảng cách nội có thể tăng lên đến 100 mm để có thể dùng cốt liệu lớn hơn.

Tính toán móng băng bao gồm tính cường độ và biến dạng của nền (để xác định bề rộng đế móng, độ lún tuyệt đối, độ lún trung bình và độ chênh lún) và tính cường độ của bản thân móng (để kiểm tra kích thước tiết diện bê tông và xác định diện tích cốt thép chịu lực). Trong cả hai bước tính toán đó đều cần phải xác định được phản lực của nền dưới đế móng. Đó là nhiệm vụ của bài toán dầm trên nền đàn hồi. Áp lực dưới đế móng phụ thuộc vào độ cứng của dầm nghĩa là phụ thuộc kích thước tiết diện dầm. Do vậy khi tính toán móng băng dưới hàng cột, trước hết phải sơ bộ xác định kích thước đế móng và kích thước sườn, sau đó tính nền và cường độ của móng. Nếu kết quả tính toán không phù hợp với các yêu cầu về biến dạng và cường độ thì phải thay đổi các số liệu về kích thước để tính toán lại.

Tính toán móng băng là một vấn đề phức tạp vì nó phụ thuộc một cách phức tạp vào sự tác động qua lại giữa móng và công trình, hơn thế nữa tính chất cơ lý của đất nền có quan hệ với nhiều yếu tố không thể kể đến hết trong tính toán thực tế. Vì vậy các phương pháp tính toán móng băng đang tồn tại chỉ có tính quy ước mà trước hết là quy ước trong biểu diễn mô hình nền.



Hình 4.13. Sơ đồ dầm trên nền đàn hồi.

Mô hình nền đàn hồi hay mô hình Winkler được dùng nhiều hơn cả trong tính toán móng băng dưới hàng cột. Nó thích hợp với đất yếu, độ ẩm cao thường gặp ở các vùng đồng bằng và trung du. Khi gặp đất cứng hoặc đá thì có thể dùng mô hình bán không gian đàn hồi.

Dưới đây sẽ chỉ trình bày cách tính theo mô hình Winkler.

Việc tính toán dựa trên nền đàn hồi với hệ số nền Winkler dựa trên giả thiết rằng độ lún ở một điểm nào đó của nền không phụ thuộc độ lún của điểm bên cạnh và tỷ lệ bậc nhất với áp lực tại điểm đó.

Xét một dầm như trên Hình 4.13, gọi b là bề rộng đế móng, p_a là áp lực trên một đơn vị diện tích đế móng, $q(x)$ là áp lực phân bố trên một đơn vị chiều dài của dầm thì ta có quan hệ:

$$q(x) = bp_a = bky(x) \quad (4.11)$$

Trong đó: k – Hệ số nền

Có thể lấy một cách định hướng như sau: đối với đất rất yếu $k = 0,3 \div 1 \text{ kG/cm}^3$; đối với đất yếu $k = 1 \div 3 \text{ kG/cm}^3$; đối với đất có độ chặt trung bình $k = 3 \div 8 \text{ kG/cm}^3$;

b – Bề rộng của đế móng

y – Độ lún của đất nền dưới đế móng (độ võng của dầm) ở khoảng cách x đến đầu dầm (gốc tọa độ).

Gọi $p(x)$ là tải trọng phân bố dọc theo trục dầm thì ẩn số $q(x)$ (tức là phản lực của nền) được xác định từ hai phương trình vi phân cơ bản:

$$M'' = -[p(x) - q(x)] \quad (4.12)$$

$$y'' = \frac{M}{EJ} \quad (4.13)$$

Từ (4.11) và (4.12) ta có:

$$M'''' = -(p''(x) + kby'') \quad (4.14)$$

Kết hợp (4.14) và (4.13) ta được:



$$M^{IV} = - \left(p''(x) + kb \frac{M}{EJ} \right)$$

hoặc
$$\frac{EJ}{kb} M^{IV} + M = - \frac{EJ}{kb} p''(x)$$

Đặt
$$\frac{s^4}{4} = \frac{EJ}{kb}$$
 ta có:

$$\frac{s^4}{4} M^{IV} + M = \frac{s^4}{4} p''(x) \quad (4.15)$$

$$s = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{kb}} \quad (4.16)$$

s là đặc trưng đàn hồi của dầm, có thứ nguyên là độ dài.

Nếu đặt $\varphi = \frac{x}{s}$ hay $x = s\varphi$ thì phương trình vi phân (5.15) có dạng:

$$\frac{d^4 M}{d\varphi^4} + 4M = 4f(\varphi, s) \quad (4.17)$$

Trong đó: $f(\varphi, s)$ là một hàm của tải trọng.

Nghiệm của phương trình không thuần nhất (4.17) sẽ là tổng nghiệm của phương trình thuần nhất (tức là đối với dầm không có tải trọng trên suốt chiều dài mà chỉ có tải trọng hoặc chuyển vị cưỡng bức ở các đầu biên) và một nghiệm riêng của phương trình không thuần nhất (tức là có vế hai).

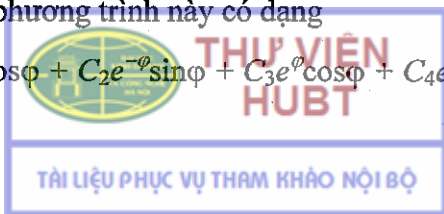
Dưới đây sẽ xét nghiệm của phương trình thuần nhất, trên cơ sở đó có thể tính được móng băng dưới hàng cột.

Phương trình thuần nhất có dạng

$$\frac{d^4 M}{d\varphi^4} + 4M = 0 \quad (4.18)$$

Nghiệm tổng quát của phương trình này có dạng

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi + C_3 e^{\varphi} \cos \varphi + C_4 e^{\varphi} \sin \varphi \quad (4.19)$$



Các hằng số tích phân C_1, C_2, C_3, C_4 được xác định từ các điều kiện biên.

Trong biểu thức (4.19), hai số hạng đầu giảm nhanh khi φ tăng, còn hai số hạng sau giảm nhanh khi φ giảm dần đến không. Điều đó có nghĩa là hai số hạng đầu biểu thị ảnh hưởng của tải trọng đặt ở đầu bên trái đến M ở tọa độ x , còn hai số hạng sau biểu thị ảnh hưởng của tải trọng đặt ở đầu bên phải (Hình 4.13) đến M ở tọa độ x .

Nếu dầm đủ dài thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng tác dụng ở đầu này đến đầu kia và trong biểu thức (4.19) chỉ giữ lại hai số hạng.

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi \quad (4.20)$$

để xét trường hợp tải trọng tác dụng ở đầu bên trái.

Căn cứ vào sự tắt dần của nội lực và biến dạng khi đi xa khỏi đầu dầm có đặt tải trọng, ta coi dầm là đủ dài (hay còn gọi là dầm dài vô hạn) khi $\lambda = 1/s > \pi$ (trong thực tế có thể coi dầm là dài vô hạn khi $\lambda = 2,5 \div 3,0$).

Khi $\pi/4 \leq \lambda < \pi$ gọi dầm là dầm ngắn, khi đó trong biểu thức (4.19) phải kể tất cả bốn số hạng, nghĩa là phải xét đến ảnh hưởng qua lại của hai đầu dầm. Khi $\lambda < \pi/4$ (lấy tròn $\lambda < 0,75$) gọi dầm là dầm cứng; khi đó coi dầm không bị biến dạng, phản lực nền sẽ phân bố theo luật đường thẳng.

a. Tính dầm dài vô hạn

Từ (4.20) suy ra

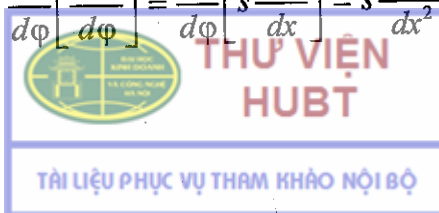
$$\frac{dM}{d\varphi} = \frac{dM}{dx} \frac{dx}{d\varphi} = \frac{dM}{dx} s = sQ = -C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi - C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi + C_2 e^{-\varphi} \cos \varphi$$

Nếu gọi

$$\begin{aligned} \eta_1 &= e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad \eta_2 = e^{-\varphi} \sin \varphi; \\ \eta_3 &= \eta_1 + \eta_2; \quad \eta_4 = \eta_1 - \eta_2 \end{aligned} \quad (4.21)$$

$$\text{Thì ta có: } sQ = -C_1 \eta_3 + C_2 \eta_4 \quad (4.22)$$

$$\frac{d^2 M}{d\varphi^2} = \frac{d}{d\varphi} \left[\frac{dM}{d\varphi} \right] = \frac{d}{d\varphi} \left[s \frac{dM}{dx} \right] = s \frac{d^2 M}{dx^2} \frac{dx}{d\varphi} = s^2 q$$



112 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

($q(x)$ chỉ viết là q cho gọn).

Sử dụng (4.21) ta có:

$$\frac{s^2}{2}q = C_1\eta_2 - C_2\eta_1 \quad (4.23)$$

Từ (4.11) ta có

$$y = \frac{q}{bk}$$

Nếu gọi $w = EJy$ là độ lún quy ước ta có:

$$q = ybk = \frac{w}{EJ}bk = \frac{4}{s^4}w$$

Từ (4.23) ta có:

$$w = q \frac{s^4}{4} = \frac{s^2}{2}(C_1\eta_2 - C_2\eta_1) \quad (4.24)$$

Gọi θ là góc quay qui ước có giá trị bằng EJ lần góc quay thực ta có:

$$\theta = \frac{dw}{dx} = \frac{s}{2}(C_1\eta_3 + C_2\eta_4) \quad (4.25)$$

Xét một số trường hợp cụ thể:

Tại đầu dầm có đặt $M = M_0$ (Hình 4.14a)

Điều kiện biên để xác C_1 và C_2 là

Khi $x = 0$ (hoặc $\varphi = 0$); $M = M_0$; $Q = 0$

Ta có hai phương trình để xác định C_1 và C_2

$$C_1 = M_0$$

$$-C_1 + C_2 = 0$$

Do đó: $C_1 = C_2 = M_0$.

Từ (4.20) đến (4.25) ta nhận được:

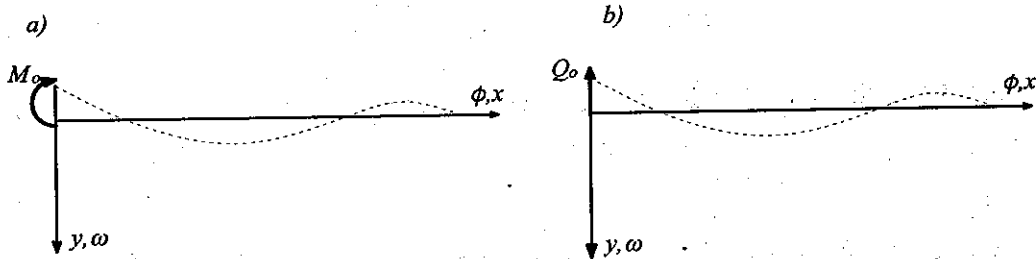


$$M = M_0(\eta_1 + \eta_2)$$

$$Q = \frac{M_0}{S}(-\eta_3 + \eta_4)$$

$$w = M_0 \frac{s^2}{2}(\eta_2 - \eta_1)$$

$$\theta = M_0 \frac{s}{2}(\eta_3 + \eta_4) \quad (4.26)$$



Hình 4.14. Sơ đồ tính dầm khi có lực tập trung ở đầu
a) Mômen tập trung, b) Lực tập trung.

Khi $M_0 = 1$, tại tiết diện đầu dầm sẽ có các chuyển vị quy ước

$$w_0 = -\frac{s^2}{2}; \theta_0 = s$$

Chuyển vị quy ước w_0 có dấu âm vì đầu dầm chuyển dịch lên phía trên. Nếu gọi a_{11} là chuyển vị quy ước theo phương của M_0 khi $M_0 = 1$ và a_{21} là chuyển vị theo phương của Q_0 khi $M_0 = 1$ ta có:

$$a_{11} = s$$

$$a_{21} = \frac{s^2}{2} \quad (4.27)$$

Tại đầu dầm có đặt $Q = Q_0$ (Hình 4.14b)

Điều kiện biên để xác định C_1, C_2 trong (4.20) là:

Khi $\varphi = 0$ thì $M = 0$ và $Q = Q_0$

Phương trình để xác định C_1 và C_2 là:

$$C_1 = 0$$



114 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

$$C_2 = sQ_0$$

Thay C_1 và C_2 vào biểu thức (4.20) – (4.23) ta nhận được:

$$M = sQ_0 \eta_2$$

$$Q = Q_0 \eta_4$$

$$w = -\frac{s^3}{2} Q_0 \eta_1$$

$$\theta = \frac{s^2}{2} Q_0 \eta_4 \quad (4.28)$$

Khi $Q_0 = 1$ thì tiết diện đầu dầm sẽ có các chuyển vị quy ước:

$$w_0 = -\frac{s^3}{2}, \theta = \frac{s^2}{2}$$

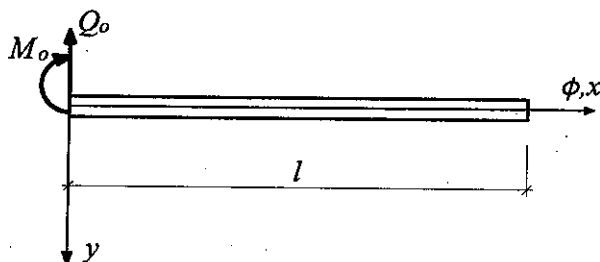
Nếu gọi a_{22} là chuyển vị quy ước theo phương của Q_0 do $Q_0 = 1$ gây ra và a_{12} là chuyển vị quy ước theo phương của M_0 do $Q_0 = 1$ gây ra ta có:

$$a_{22} = \frac{s^3}{2}$$

$$a_{12} = \frac{s^2}{2} \quad (4.29)$$

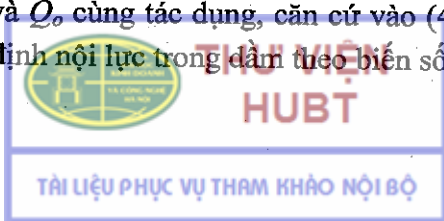
So sánh giữa (4.27) và (4.29) ta thấy ngay $a_{12} = a_{21}$

- Tại đầu dầm có cả M_0 và Q_0 (Hình 4.15)



Hình 4.15. Trường hợp tổng quát

Khi ở đầu dầm cả M_0 và Q_0 cùng tác dụng, căn cứ vào (4.26) và (4.28) ta có biểu thức tổng quát để xác định nội lực trong dầm theo biến số x hoặc ϕ .



$$M = M_o(\eta_1 + \eta_2) + SQ_o\eta_2$$

$$Q = \frac{M_o}{S}(-\eta_3 + \eta_4) + Q_o\eta_4 \quad (4.30)$$

b. Tính toán dầm ngắn

Đối với dầm ngắn $\left(\frac{\pi}{4} \leq \frac{l}{S} < \pi\right)$ phải kể đến ảnh hưởng của đầu bên này sang đầu bên kia, nghĩa là Q_o, M_o đặt ở đầu $x = 0$ sẽ gây ra chuyển vị đáng kể ở đầu $x = l$ và ngược lại (xem Hình 4.16). Nghiệm (4.19) có chứa cả bốn hằng số C_1, C_2, C_3, C_4 . Ví dụ đối với dầm trên Hình 4.16, điều kiện biên để xác định bốn hằng số tích phân là:

Khi $x = 0$ (hoặc $\varphi = 0$):

$$M = M_o \text{ và } Q = Q_o$$

Khi $x = l$ (hoặc $\varphi = l/S$):

$$M = 0 \text{ và } Q = 0$$

Sau khi xác định được các hằng số tích phân C_1, C_2, C_3, C_4 sẽ tính được nội lực và chuyển vị trong dầm theo các mối liên hệ.

$$\frac{dM}{d\varphi} = sQ; \quad \frac{d^2M}{d\varphi^2} = s^2q$$

$$w = q \frac{S^4}{4}; \quad \theta = \frac{dw}{d\varphi} \frac{1}{s} \quad (4.31)$$

c. Tính toán dầm cứng

Đối với dầm cứng, biến dạng của bản thân dầm rất nhỏ so với biến dạng của nền, do đó có thể coi dầm là tuyệt đối cứng và phản lực của đất phân bố theo luật đường thẳng.

Xét trường hợp dầm ngắn chịu tải trọng đặt ở đầu dầm

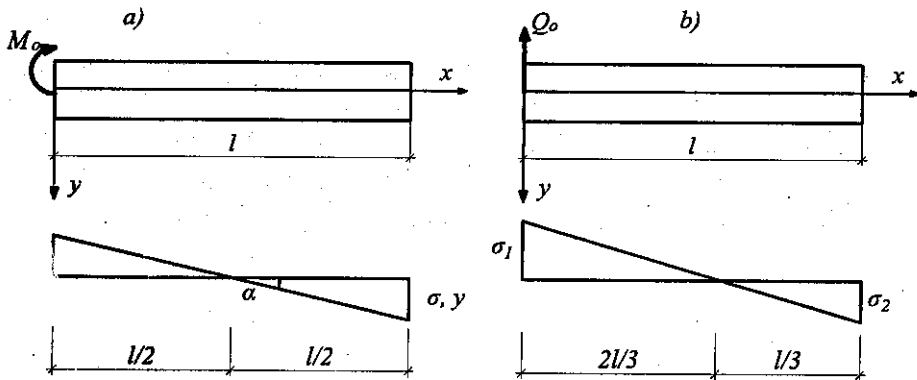
- Mômen M_o đặt ở đầu dầm (Hình 4.16a)

Gọi b là bề rộng đế móng thì diện tích đế móng là $b \times l$. Ứng suất cực đại ở hai đầu dầm là:



$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M_0}{bl^2}$$

$$y = \frac{\sigma}{k} = \frac{6M_0}{kbl^2}$$



Hình 4.16. Sơ đồ tính toán dầm ngán

a) Chịu mômen tập trung; b) Chịu lực tập trung.

Chuyển vị quy ước ở đầu dầm là w

$$w = EJ_y = \frac{6EJM_0}{kbl^2}$$

Góc quay của dầm là α

$$\alpha = \frac{2y}{l} = \frac{12M_0}{kbl^3}$$

Góc quay quy ước của dầm là θ

$$\theta = EJ \alpha = \frac{12EJM_0}{kbl^3}$$

Khi $M_0 = 1$ ta được

$$\theta = a_{11} = \frac{EJ}{kb} \cdot \frac{12}{l^3}$$

$$w = a_{21} = \frac{EJ}{kb} \cdot \frac{6}{l^2}$$

Với chú ý rằng



$$\frac{s^4}{4} = \frac{EJ}{kb}$$

Ta có

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= 3 \frac{s^4}{l^3} \\ a_{21} &= 1,5 \frac{s^4}{l^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.32)$$

• **Lực tập trung Q_0 đặt ở đầu dầm (Hình 4.16b)**

Dùng các công thức quen biết của môn sức bền vật liệu ta tính được:

$$\sigma_1 = \frac{4Q_0}{lb}; \quad \sigma_2 = \frac{3Q_0}{lb}$$

Biểu đồ phân bố ứng suất dưới đế dầm như trên Hình 4.16b. Tại đầu dầm (tiết diện có đặt Q_0) chuyển vị quy ước là:

$$w = EJy = EJ \frac{\sigma_1}{k} = \frac{EJ}{kb} \frac{4Q_0}{l}$$

Góc xoay quy ước là:

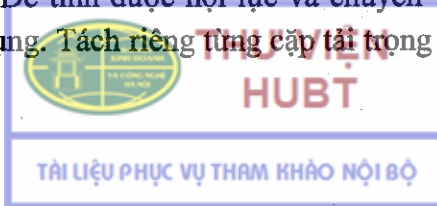
$$\theta = EJ\alpha = EJ \cdot \frac{y}{2l/3} = 1,5 EJ \frac{y}{l} = 1,5 \frac{EJ}{kb} \frac{4Q_0}{l^2}$$

Khi $Q_0 = 1$ và với chú ý rằng $\frac{s^4}{4} = \frac{EJ}{kb}$ ta được:

$$\left. \begin{aligned} \theta &= a_{12} = 1,5 \frac{s^4}{l^2} \\ w &= a_{22} = \frac{s^4}{l} \end{aligned} \right\} \quad (4.33)$$

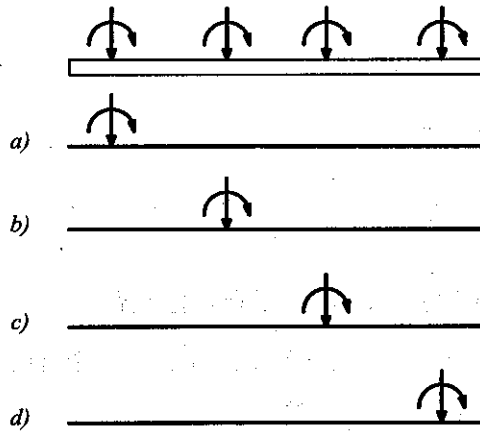
d. Tính móng băng dưới hàng cột

Móng băng thể hiện trên Hình 4.17 chịu tác dụng của các lực dọc và mômen truyền qua chân cột. Để tính được nội lực và chuyển vị của dầm móng, ta dùng nguyên lý cộng tác dụng. Tách riêng từng cặp tải trọng đặt ở chân cột. Vẽ biểu đồ

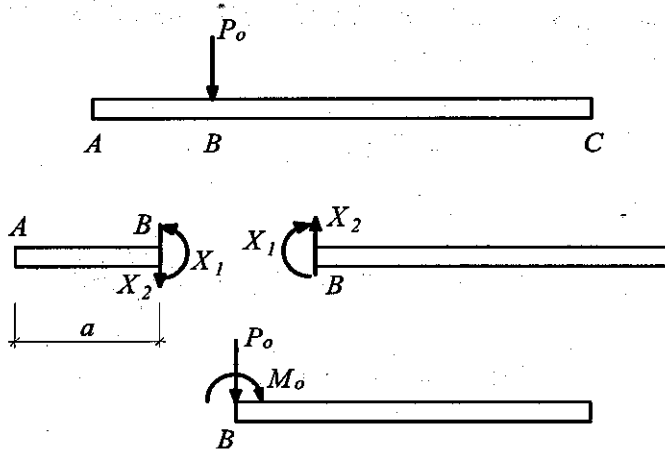


118 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

nội lực cho các sơ đồ *a, b, c, d* như trên Hình 4.17 rồi cộng lại, ta sẽ được biểu đồ nội lực cho cả hệ.



Hình 4.17. Sơ đồ nguyên lý tính toán móng băng



Hình 4.18. Sơ đồ tính một cặp tải trọng

Xét trường hợp trên dầm tiết diện không đổi có một cặp M_0 và P_0 tác dụng ở một vị trí như trên Hình 4.18. Sử dụng phương pháp lực với hệ cơ bản là dầm bị cắt ở tiết diện chân cột B. Các tải trọng ngoài M_0, P_0 coi như đặt ở phần dầm BC. Ta có một cặp ẩn số là mômen và lực cắt ở tiết diện bị cắt gọi là X_1 và X_2 . Phương trình chính tắc để giải ra X_1 và X_2 có dạng.

$$X_1 a_{11} + X_2 a_{12} + a_{1p} = 0;$$

$$X_1 a_{21} + X_2 a_{22} + a_{2p} = 0.$$



Trong đó: a_{ik} – Chuyển vị tương đối của tiết diện bị cắt do $X_k = 1$ gây ra theo phương của X_i trong hệ cơ bản

a_{ip} – Chuyển vị tương đối của tiết diện bị cắt do ngoại lực gây ra theo phương của X_i trong hệ cơ bản.

Nếu đoạn dầm AB là dầm cứng $\left(\frac{AB}{s} < \frac{\pi}{4}\right)$ và đoạn dầm BC là dầm dài $\left(\frac{BC}{s} \geq \pi\right)$, theo các biểu thức (4.27), (4.29), (4.32) và (4.33) ta có các hệ số của phương trình chính tắc như sau:

$$a_{11} = s + 3\frac{s^4}{a^3};$$

$$a_{12} = a_{21} = \frac{s^2}{2} - 1,5\frac{s^4}{a^2};$$

$$a_{22} = \frac{s^3}{2} + \frac{s^4}{a};$$

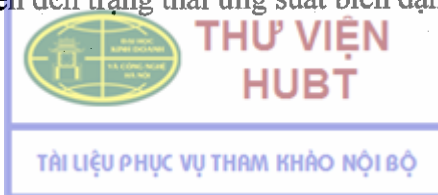
$$a_{1p} = sM_0 - \frac{s^2}{2}P_0;$$

$$a_{2p} = \frac{s^2}{2}M_0 - P_0.$$

Sau khi tìm được X_1, X_2 nội lực trong dầm móng sẽ được tính trên cơ sở của công thức (4.30).

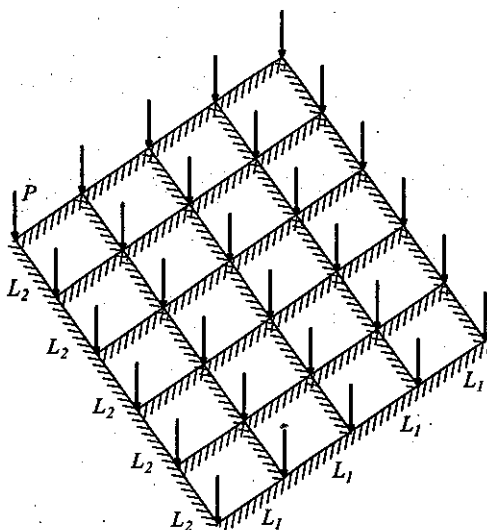
Nếu đoạn AB hoặc BC là dầm ngắn thì không có các công thức tính sẵn cho các hệ số của phương trình chính tắc. Khi đó phải tìm các hệ số qua việc giải bài toán dầm ngắn.

Thường thì ảnh hưởng của mômen ở chân cột là nhỏ so với ảnh hưởng của lực dọc truyền từ các tầng trên xuống móng. Do vậy trong thực tế thiết kế có thể bỏ qua ảnh hưởng của mômen đến trạng thái ứng suất biến dạng của dầm.



e. Móng băng giao nhau

Sơ đồ của hệ móng băng giao nhau được thể hiện trên Hình 4.19, trong đó P là lực dọc truyền từ chân cột xuống.

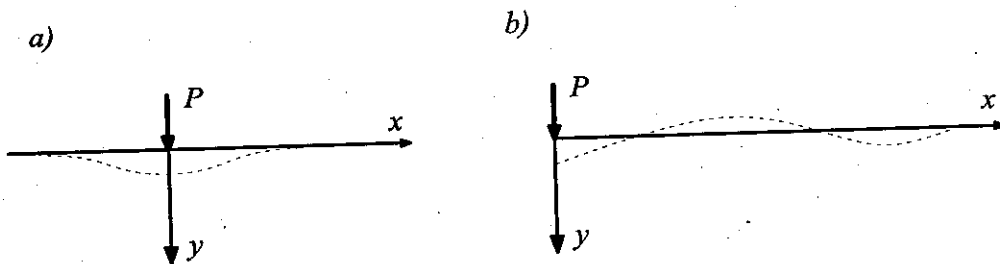


Hình 4.19. Sơ đồ hệ móng băng giao nhau.

Nội lực xuất hiện trong dầm móng gồm có mômen uốn, mômen xoắn và lực cắt. Để xác định được các nội lực đó phải giải bài toán hệ dầm giao nhau đặt trên nền đàn hồi. Dù dùng phương pháp lực hay chuyển vị thì số ẩn số cũng là lớn và việc xác định các hệ số của phương trình chính tắc cũng khá phức tạp, đòi hỏi đến sự giúp đỡ của máy tính điện tử.

Cách tính đơn giản nhất là coi áp lực dưới đế móng phân bố đều (trên toàn bộ diện tích đế móng), từ đó biến hệ dầm giao nhau thành các dầm độc lập. Thực ra do độ cứng của các dầm không giống nhau và độ cứng của mỗi dầm cũng là hữu hạn nên áp lực dưới đế móng sẽ không đều. Độ cứng của các dầm càng lớn thì áp lực dưới đế móng càng phân bố đều đặn hơn.

Có thể tính toán theo cách bỏ qua mômen xoắn do sự tác động qua lại giữa các dầm theo hai phương và xuất phát từ sự cân bằng độ lún ở điểm giao nhau để phân phối tải trọng truyền từ cột xuống cho dầm theo mỗi phương, sau đó tách riêng từng dầm để tính. Để làm được việc đó, trước hết cần phải tính được độ võng (độ lún) của dầm dài vô hạn chịu lực tập trung ở giữa và lực tập trung ở đầu dầm như trên Hình 4.20.



Hình 4.20. Dầm dài vô hạn chịu lực tập trung.

a) P đặt ở giữa dầm, b) P đặt ở đầu dầm

Trong trường hợp lực tập trung đặt ở giữa dầm, điều kiện để xác định các hằng số C_1, C_2 trong biểu thức (4.20) như sau:

Khi $x = 0$: $Q = -\frac{P}{2}$ và $\varphi = 0$,

Từ (4.22) và (4.25) ta xác định được

$$C_1 = -C_2 = \frac{P}{4}s$$

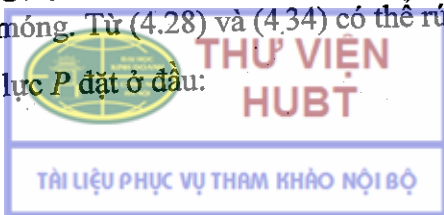
Biểu thức xác định chuyển vị và nội lực của dầm sẽ là:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{P}{4}s\eta_4 \\ Q &= -\frac{P}{2}\eta_1 \\ w &= \frac{P}{8}s^3\eta_3 \\ \theta &= -\frac{P}{4}s^2\eta_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.34)$$

Trong trường hợp lực tập trung đặt ở đầu dầm, biểu thức nội lực và chuyển vị đã được thể hiện theo (4.28) với chú ý rằng các đại lượng đều có dấu ngược lại vì Q_0 và P ở đây có dấu ngược.

Để tiện tính toán, gọi y_0 là độ lún của dầm tại tiết diện đặt tải trọng tập trung P , b là bề rộng của đế móng. Từ (4.28) và (4.34) có thể rút ra độ lún của dầm như sau:

Đối với dầm chịu lực P đặt ở đầu:



122 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

$$y_0 = \frac{2P}{bs} \quad (4.35)$$

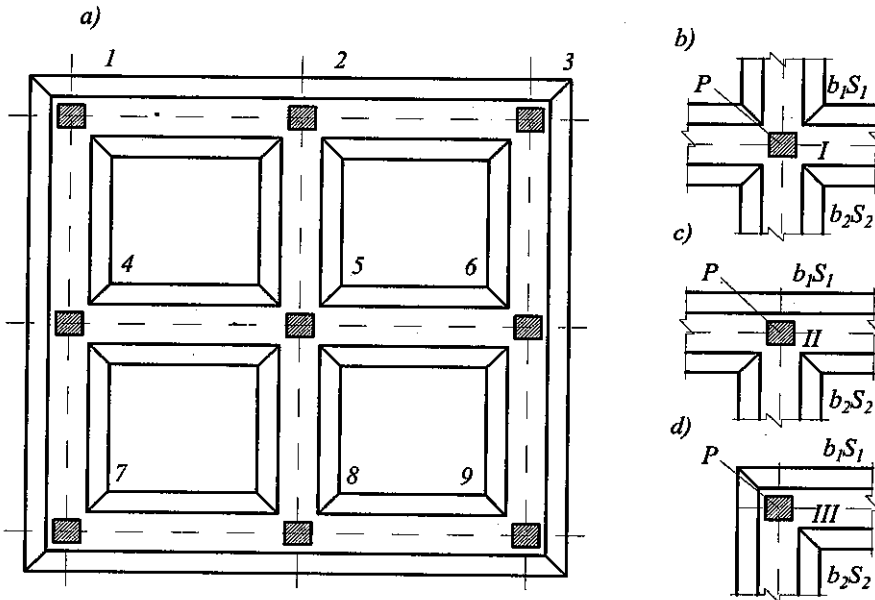
Đối với dầm chịu lực P đặt ở giữa.

$$y_0 = \frac{P}{2bs} \quad (4.36)$$

Hình 4.21a thể hiện một hệ móng băng giao nhau mà ta cần phải phân phối tải trọng thẳng đứng cho móng băng dọc và ngang.

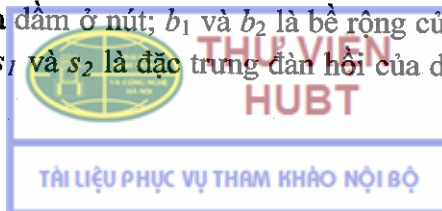
Có ba trường hợp cần phải phân phối tải trọng:

- Nút loại I là trường hợp hai dầm dài giao nhau ở giữa (nút 5), tại nút có bốn đầu dầm.
- Nút loại II là trường hợp hai dầm dài giao nhau nhưng tại nút có ba đầu dầm (các nút 2, 4, 6, 8).
- Nút loại III là trường hợp hai dầm dài giao nhau nhưng tại nút chỉ có hai đầu dầm (các nút 1, 3, 7, 9).



Hình 4.21. Phân phối tải trọng trong móng băng giao nhau.

Gọi y_0 là của độ lún của dầm ở nút; b_1 và b_2 là bề rộng của đế móng theo phương dọc và phương ngang; s_1 và s_2 là đặc trưng đàn hồi của dầm theo phương dọc và



phương ngang. Gọi P_1 và P_2 phần tải trọng chia cho dầm theo phương dọc và ngang.

Đối với nút loại I, ta có hai phương trình để xác định P_1 và P_2 như sau (xem Hình 4.21b).

$$P_1 + P_2 = P$$

$$\frac{P_1}{2b_1s_2} = \frac{P_2}{2b_2s_2}$$

Từ đó ta có

$$P_1 = \frac{b_1s_1}{b_1s_1 + b_2s_2} P$$

$$P_2 = \frac{b_2s_2}{b_1s_1 + b_2s_2} P \quad (4.37)$$

Đối với nút loại II ta có hai phương trình để xác định P_1 và P_2 như sau (xem Hình 4.21c):

$$P_1 + P_2 = P;$$

$$\frac{P_1}{2b_1s_2} = \frac{P_2}{2b_2s_2}$$

Từ đó ta có:

$$P = \frac{4b_1s_1}{4b_1s_1 + b_2s_2} P \quad (4.38)$$

$$P_2 = \frac{b_2s_2}{4b_1s_1 + b_2s_2} P$$

Đối với nút loại III, hai phương trình để xác định P_1 và P_2 như sau (xem Hình 4.21d):

$$P_1 + P_2 = P$$

$$\frac{2P_1}{2b_1s_1} = \frac{2P_2}{b_2s_2}$$

THƯ VIỆN
HUBT

Từ đó ta có

$$P_1 = \frac{b_1 s_1}{b_1 s_1 + b_2 s_2} P$$

$$P_2 = \frac{b_2 s_2}{b_1 s_1 + b_2 s_2} P \quad (4.39)$$

Cần lưu ý rằng các công thức phân phối tải trọng (4.37) đến (4.39) đều dựa trên giả thiết dầm là dầm vô hạn với $\frac{l}{s} > \pi$ (với một độ chính xác đủ dùng có thể lấy $\frac{l}{s} > 2$). Nếu dầm ngắn thì cần phải có những điều chỉnh thích đáng.

Khi đạt được những kết quả tính toán trên đây, người ta đã cho rằng các điểm đặt lực (chân cột) được tự do chuyển vị theo phương thẳng đứng. Thực ra, độ cứng của kết cấu phần thân nhà ảnh hưởng rất lớn đến chuyển vị của chân cột. Do đó khi thiết kế móng nhà cần phải xét đến vấn đề đó.

§4. MÓNG BÈ

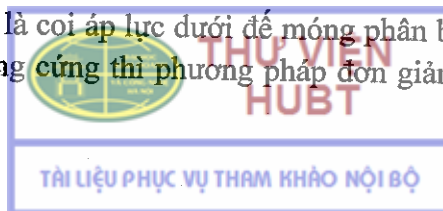
Dưới tác dụng của áp lực đất từ dưới đáy lên, móng bè làm việc giống như một kết cấu sàn lật ngược. Móng bè có thể có dạng của sàn nầm, sàn sườn hoặc dạng hộp như trên Hình 4.22.

Cấu tạo của móng bè giống như cấu tạo của sàn. Do áp lực của đất lên đáy móng khá lớn (so với tải trọng trên sàn nhà), có thể đạt từ 10 t/m² đến 30 t/m², nên kết cấu móng bè khá nặng. Chiều dày bản móng có thể lấy sơ bộ khoảng 1/6 đến 1/10 nhịp của bản, chiều cao sườn bằng khoảng 1/6 đến 1/8 khoảng cách hai cột cạnh nhau.

Khi thiết kế móng bè, người ta bố trí cho tổng hợp lực của toàn bộ công trình đi qua trọng tâm của móng nhằm làm cho áp lực dưới đế móng là phân bố tương đối đều ở các khu vực.

Tính toán móng bè một cách tương đối chính xác dựa trên lý thuyết tính bản trên nền đàn hồi có xét đến độ cứng của các sườn.

Cách tính đơn giản nhất là coi áp lực dưới đế móng phân bố đều rồi tính như một sàn lật ngược. Móng càng cứng thì phương pháp đơn giản này càng cho kết quả gần với thực tế.



Nếu trọng tâm đáy móng và điểm đặt của tổng tải trọng thẳng đứng không trùng nhau thì có thể giả thiết áp lực dưới đế móng phân bố theo quy luật mặt phẳng (xem Hình 4.23)

$$q(x,y) = ax + by + c \quad (4.40)$$

Các hệ số a , b , c được xác định từ các điều kiện sau:

- Tổng mômen của các lực đối với trục y bằng không:

$$\int_F (ax + by + c) x dF = Nx_N \quad (4.41)$$

- Tổng mômen của các lực đối với trục x bằng không:

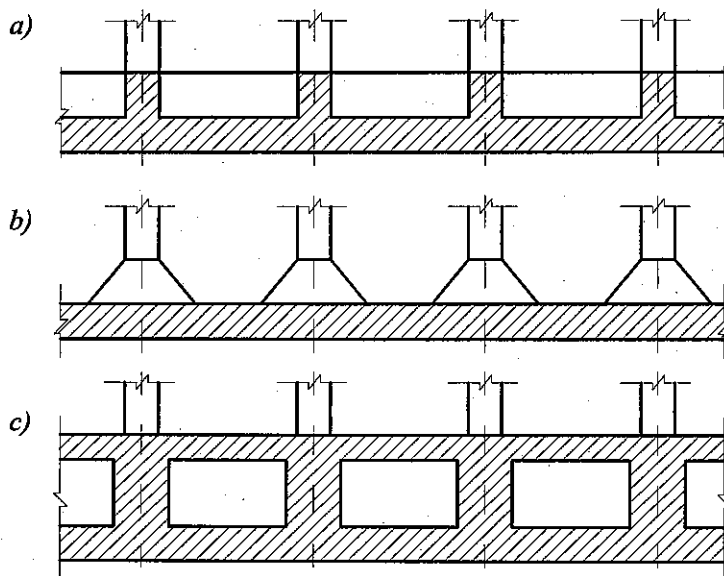
$$\int_F (ax + by + c) y dF = Ny_N \quad (4.42)$$

- Tổng hình chiếu của các lực trên trục z bằng không:

$$\int_F (ax + by + c) dF = N \quad (4.43)$$

c là áp lực trung bình dưới đế móng nên có thể rút ra

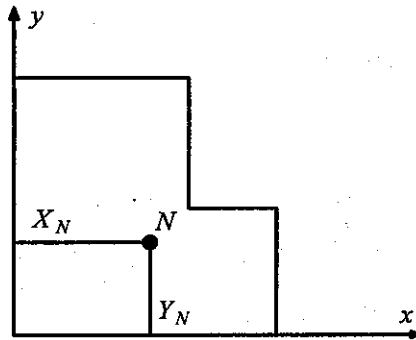
$$cF = N \quad (4.44)$$



Hình 4.22. Móng bè bằng bê tông cốt thép

a) Dạng sàn sườn, b) Dạng sàn nấm, c) Dạng sàn hộp





Hình 4.23. Tâm để móng lệch với điểm đặt của N

Sau khi tính được áp lực dưới đế móng, tính móng bè như sàn chịu tải trọng phân bố không đều.

§5. MÓNG CỌC BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Móng cọc có thể dùng để đỡ tường hoặc cột. Móng cọc gồm có hai bộ phận: cọc và đài cọc.

Móng cọc được thiết kế theo các bước sau:

- Xác định tải trọng tác dụng lên dầm cọc (dưới tường) hoặc đài cọc (dưới cột).
- Căn cứ vào tải trọng và điều kiện địa chất công trình để xác định sơ bộ loại cọc, kích thước tiết diện, độ sâu hạ cọc. Căn cứ vào điều kiện thi công để chọn phương pháp hạ cọc.
- Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền.
- Xác định số lượng và cách bố trí cọc trong đài.
- Tính toán độ lún của móng, kiểm tra cường độ của nền dưới khối móng để điều chỉnh độ sâu hạ cọc, số lượng cọc và việc bố trí cọc trong đài cũng như so sánh kinh tế để điều chỉnh kích thước tiết diện cọc khi cần thiết.
- Tính toán và cấu tạo cọc để chịu được tải trọng khi sử dụng và tải trọng thi công.
- Tính toán và cấu tạo đài cọc.

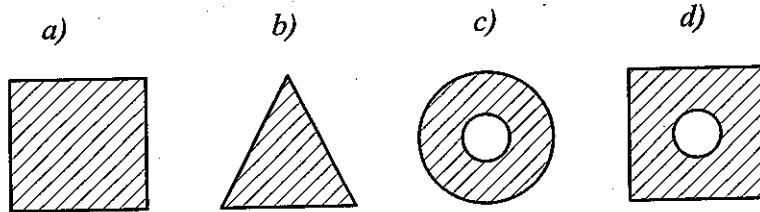
Trong phần này chỉ đề cập đến hai vấn đề cuối của cả khâu thiết kế nêu trên.



1. Cấu tạo và tính toán cọc bê tông cốt thép

Cọc có thể là cọc đóng, cọc ép hoặc cọc nhồi.

Tiết diện cọc đóng bằng bê tông cốt thép có thể là vuông, tam giác, tiết diện vành khuyên (đúc li tâm) (còn gọi là cọc ống) hoặc tiết diện vuông có lỗ tròn ở giữa (đúc li tâm) như Hình 4.24. Tiết diện ngang của cọc nhồi phụ thuộc vào hình dáng của lỗ khoan.



Hình 4.24. Các dạng tiết diện cọc

- a) Tiết diện vuông; b) tiết diện tam giác; c) Tiết diện vành khuyên;
d) Tiết diện vuông có lỗ rỗng tròn.

Đối với cọc có tiết diện vuông, kích thước tiết diện cọc đóng và cọc ép thường gặp là: 20 cm × 20 cm; 25 cm × 25 cm; 30 cm × 30 cm; 35 cm × 35 cm; 40 cm × 40 cm.

Cấp cường độ của bê tông cho cọc đóng thường từ B30 đến B60, cho cọc ép thường từ B20 đến B60. Cọc có sức chịu tải lớn, đóng sâu, độ chối bé thì phải dùng cấp cường độ của bê tông tăng cao. Cường độ chịu nén của bê tông có ý nghĩa rất lớn để bảo đảm cường độ của cọc khi đóng, đặc biệt là ở khu vực đầu cọc. Ở khu vực đó cọc phải chịu lực xung lớn và lặp đi lặp lại nhiều lần.

Mũi cọc có tiết diện hình tháp để định hướng và gạt các dị vật nhỏ (gạch vỡ...) khi đóng hoặc ép. Mũi cọc phải được chế tạo cân đối để cọc không bị đi xiên về một phía. Nếu gọi cạnh cọc là b và chiều dài đoạn mũi là L_m thì có thể tham khảo quan hệ sau:

b ,	cm	20	25	30	35	40
L_m ,	cm	15	15	25	30	35

Cốt thép dọc trong cọc có thể là cốt thép thường hoặc cốt thép có ứng lực trước. Khi có cơ sở sản xuất thì nên dùng cọc bê tông cốt thép ứng lực trước để tăng khả năng chống nứt và tiết kiệm cốt thép.



Đối với cọc dùng cốt thép thường, nên ưu tiên dùng cốt có gờ để tăng độ dính bám giữa bê tông và cốt thép, điều đó có lợi khi đóng cọc và hạn chế bề rộng khe nứt trong phạm vi cho phép.

Lượng cốt thép dọc trong cọc được quyết định bởi khả năng chịu tải đứng và ngang của cọc, cường độ khi vận chuyển, khi dựng cọc lên máy đóng, năng lượng xung kích và trọng lượng quả búa của máy đóng. Lượng cốt thép dọc còn phụ thuộc lực sinh ra do điều chỉnh độ nghiêng của cọc khi đóng và lực kéo xuất hiện trong cọc khi có sự chỗi đàn hồi.

Tải trọng ngang gây ra mômen trong thân cọc. Mômen trong thân cọc cũng xuất hiện do cột bị lệch so với trọng tâm của đài cọc, trường hợp này thường gặp ở các khe lún. Cốt thép dọc trong cọc phải bố trí đủ để chịu các mômen đó. Thường giá trị mômen giảm dần theo chiều sâu của cọc cho nên cốt thép để chịu mômen do lực ngang hay lực dọc lệch tâm chỉ cần đặt đến một độ sâu nào đó và được xác định theo tính toán. Khi đó cọc cũng được tính toán theo nguyên tắc dầm trên nền đàn hồi.

Khả năng chịu tải đứng của cọc tính theo cường độ của đất nền phải nhỏ hơn khả năng chịu tải đứng của cọc tính theo vật liệu làm cọc. Khả năng chịu tải tính theo vật liệu là:

$$P_{VL} = \varphi (m_b R_b A + R_{sc} A_s) \quad (4.45)$$

Trong đó: R_b – Cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

A – Diện tích tiết diện ngang của cọc;

R_{sc} – Cường độ chịu nén tính toán của cốt thép;

A_s – Diện tích cốt thép dọc;

m_b – Hệ số điều kiện làm việc của bê tông. Đối với cọc đóng và cọc ép có tiết diện nhỏ hơn 30 cm × 30 cm, $m_b = 0,85$; Đối với cọc khoan nhồi $m_b = 0,85$ để xét đến việc khó đổ bê tông trong hố khoan chật hẹp, đồng thời nếu đổ bê tông trong hố khoan có dung dịch đất sét thì còn phải giảm cường độ tính toán của bê tông bằng hệ số $m_b = 0,7$;

φ – Hệ số uốn dọc.

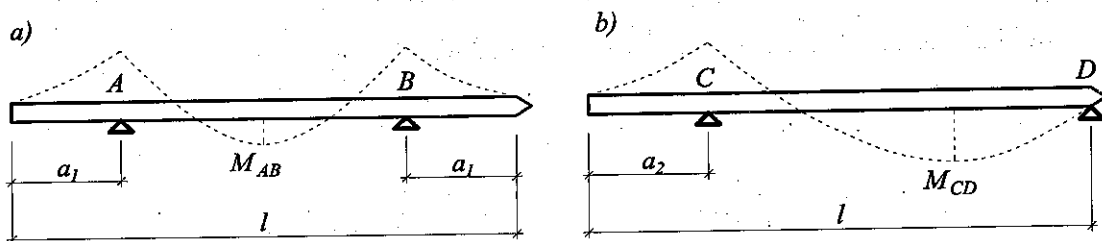
Khi đất có nhiều lớp yếu xen kẽ và đài cọc là loại đài thấp thì có thể lấy $\varphi = 1$. Khi có lớp bùn dày hoặc cọc đài cao thì hệ số uốn dọc phải được xác định theo chiều dài tự do của thân cọc.



Sơ đồ để kiểm tra cường độ của cọc khi vận chuyển và dựng cọc lên giá đỡ được thể hiện trên Hình 4.25.

Trên Hình 4.25, A là vị trí đặt cọc cầu.

Đoạn a_1 được xác định từ điều kiện $|M_A| = |M_B| = |M_{AB}|$, trong đó M_{AB} là mômen lớn nhất trong khoảng nhịp AB.



Hình 4.25. Sơ đồ để kiểm tra cường độ cọc
a) Khi vận chuyển; b) Khi dựng lên giá đỡ.

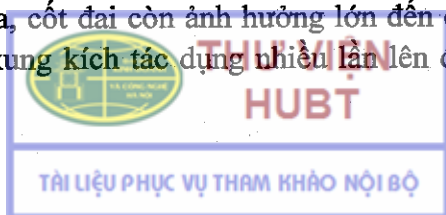
Trên Hình 4.25b, C là điểm buộc cáp khi dựng cọc lên giá đỡ. Khi chế tạo cọc người ta thường đặt một chốt thép $\phi > 6$ để đánh dấu điểm C, tránh tình trạng cọc bị nứt do để đoạn CD quá dài khi dựng cọc. Đoạn a_2 được xác định từ điều kiện $|M_C| = |M_{CD}|$, chiều dài đoạn a_1 và a_2 có thể lấy tròn số theo Bảng 4.2.

Bảng 4.2. Giá trị đoạn a_1, a_2, m

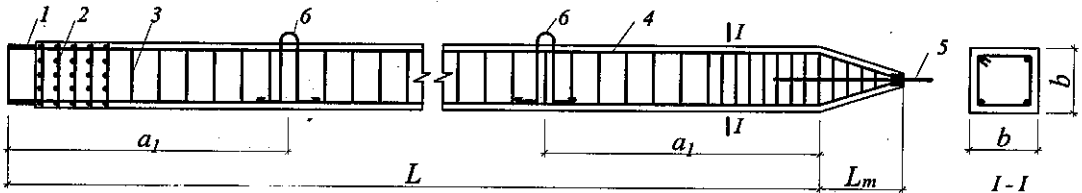
Chiều dài cọc, m	a_1	a_2	Chiều dài cọc, m	a_1	a_2
6	1,2	1,8	11	2,3	3,2
7	1,4	2,1	12	2,5	3,5
8	1,6	2,4	13	2,7	3,8
9	1,8	2,6	14	2,9	4,1
10	2,1	2,9	15	3,1	4,4

Các giá trị mômen $M_A, M_B, M_{CD}...$ dùng để kiểm tra cường độ của cọc được xác định theo tải trọng là trọng lượng bản thân cọc có nhân với hệ số động lực bằng 1,5.

Cốt đai trong cọc vừa có tác dụng như cốt đai trong cột, vừa có tác dụng như cốt đai trong dầm, do đó phải tuân theo những quy định đối với cốt đai trong cột và trong dầm. Ngoài ra, cốt đai còn ảnh hưởng lớn đến cường độ của cọc khi đóng. Để chịu được lực xung kích tác dụng nhiều lần lên đầu cọc, ở khu vực đầu cọc



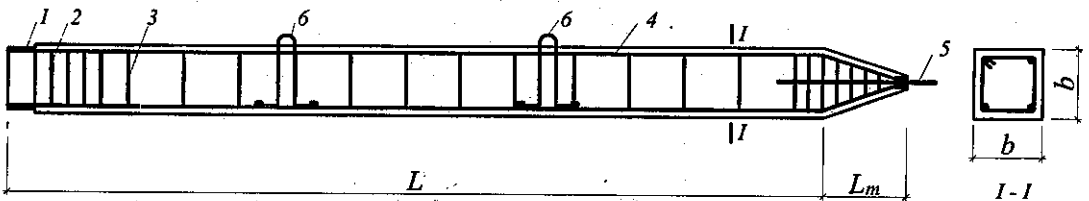
phải đặt lưới thép (5 đến 6 lưới $\phi \geq 6$ bước cốt thép là 50 mm, lưới cách nhau 50 mm) và cốt đai đặt dày từ 50 mm chuyển dần sang 100 mm và lớn hơn. Khu vực cần phải gia cố cốt đai dày dao động trong khoảng 6 đến 8 lần bề rộng cọc. Hình 4.26 thể hiện việc bố trí cốt thép của một cọc được thi công bằng cách đóng.



Hình 4.26. Một đoạn cọc đóng

1 - Hộp thép để nối cọc; 2 - Lưới thép; 3 - Cốt đai; 4 - Cốt dọc;
5. Cốt định hướng; 6 - Móc cầu.

Đối với cọc ép, không cần phải có lưới ở đầu và cốt đai có thể đặt thưa hơn. Trên hình 4.27 thể hiện một đoạn cọc thi công bằng phương pháp ép.



Hình 5.27. Một đoạn cọc ép

1 - Hộp thép để nối cọc; 2 - Móc cầu; 3 - Cốt đai;
4 - Cốt dọc; 5 - Cốt định hướng; 6 - Móc cầu.

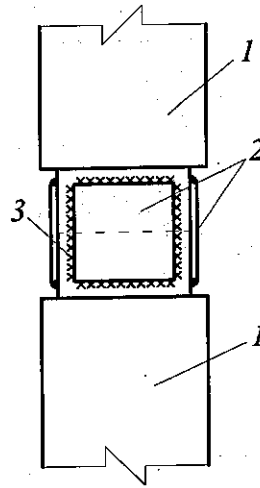
Để khi đóng hoặc ép, mũi cọc dễ đâm thủng tầng đất cứng hoặc cát hoặc các dị vật mỏng, ở mũi cọc phải có cốt định hướng, đường kính từ 20 đến 25 mm tùy theo độ lớn của cọc và nhô ra khỏi mũi cọc từ 50 mm đến 100 mm. Các cốt dọc trong thân cọc được hàn vào cốt định hướng ở mũi, khi phải đóng cọc xuyên qua các lớp có chứa sạn sỏi thì phải có khuyên thép bao các cốt dọc xung quanh cốt định hướng để bảo vệ mối hàn.

Tùy theo độ sâu của lớp đất yếu, cọc có thể ngắn hoặc dài. Tỷ số giữa chiều dài L của cây cọc và bề rộng b của tiết diện cọc thường không lớn quá 100.

Do có sự hạn chế về độ cao của giá đóng và giá nén cọc, phải khống chế về độ ổn định của cọc khi đóng những nhát búa đầu tiên và khả năng vận chuyển, dựng cọc

vào giá mà cọc phải được ghép từ nhiều đoạn với những chiều dài thích hợp. Việc nối các đoạn cọc thường dùng cách hàn có bản táp như trên Hình 4.28.

Cọc tiết diện vành khuyên (cọc ống) bằng bê tông cốt thép ứng lực trước hiện nay đang được sử dụng rộng rãi ở nước ta với đường kính ngoài của tiết diện cọc dùng trong nhà cửa dân dụng và công nghiệp là 300 mm đến 800 mm, chiều dày thành cọc từ 60 mm đến 120 mm, chiều dài một đoạn cọc thường



Hình 4.28. Chi tiết nối hai đầu cọc
1 – Thân cọc; 2 – Bản thép để nối; 3 – Đường hàn.

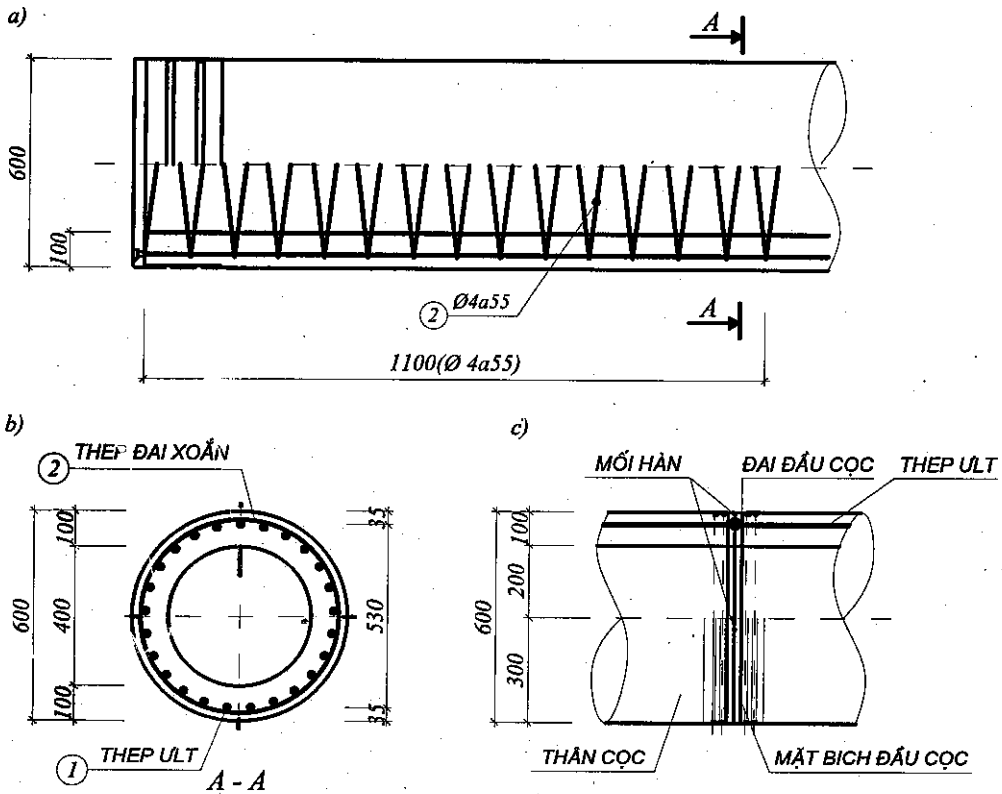
từ 6 m đến 18 m, nhà máy của FECON (Công ty cổ phần kỹ thuật nền móng và công trình ngầm) ở thành phố Phủ Lý đã chế tạo được một đoạn cọc dài đến 27 m. Theo số liệu của FECON, bê tông của cọc có cấp độ bền B60, cốt thép ứng lực trước được dùng là loại sợi có gờ, đường kính 7,1 mm đến 10,7 mm, cường độ không thấp hơn 1450 MPa. Cọc được hạ xuống độ sâu thiết kế bằng cách đóng hoặc ép. Hình 4.28 thể hiện một chi tiết cấu tạo cọc ống bê tông cốt thép và chi tiết nối hai đoạn cọc của FECON.

Cọc nhồi và cọc barrette có sức chịu tải lớn nên thường được dùng trong xây dựng móng nhà nhiều tầng. Do phải đổ bê tông trong lỗ khoan có dung dịch đất sét để giữ thành vách nên khó kiểm soát chất lượng bê tông trên toàn bộ chiều dài cọc và sức kháng của mũi cọc. Đối với loại cọc này, cấp cường độ của bê tông không được nhỏ hơn B20.

Cốt thép dọc trong cọc được xác định từ các tình huống chịu tải sau:

- Cọc chịu nén đúng tâm với lực dọc bằng sức chịu tải của cọc tính theo đất nền;
- Cọc chịu uốn hoặc nén lệch tâm bởi tải trọng ngang phát sinh do hiện tượng dẫn đất khi mở hố đào thi công đài cọc, đặc biệt là đối với những công trình có tầng hầm.

132 Kết cấu nhà bê tông cốt thép



Hình 4.29. Chi tiết cấu tạo cọc ống

- a) Cấu tạo cốt thép ở đoạn đầu cọc, b) Tiết diện ngang của cọc;
c) Chi tiết nối hai đoạn cọc.

Cốt thép dọc trong cọc nhồi và cọc barette thường dùng là cốt có gờ với cường độ tương đương với cốt CII trở lên. Hàm lượng cốt thép dọc tối thiểu cho cọc nhồi có $D \geq 600\text{mm}$ và cọc barette được lấy như sau:

- Khi diện tích tiết diện cọc $A \leq 0,5 \text{ m}^2$ thì $\mu_{\min} = 0,50\%$;
- Khi diện tích tiết diện cọc $A > 1,0 \text{ m}^2$ thì $\mu_{\min} = 0,25\%$.

Cốt thép trong cọc được chế tạo thành từng lồng rồi thả vào trong lỗ khoan. Lồng cốt thép gồm có cốt dọc và cốt đai.

Đường kính cốt thép dọc thường không nhỏ hơn 16 mm, khoảng cách giữa các cốt thép dọc trên chu vi cọc không vượt quá 200 mm.

Chiều dài cốt thép dọc trong cọc được lấy như sau:

- Bảo đảm chịu mômen uốn dọc theo thân cọc do tải trọng ngang gây ra;
- 50% chiều dài cọc cho trường hợp công trình cấp 1, cấp 2 và cấp đặc biệt được thiết kế với cấp động đất từ cấp 7 trở lên. Đối với các trường hợp khác chỉ cần đặt cốt thép cho 1/3 chiều dài phía trên cọc;
- Qua hết tầng đất yếu, vào tầng đất tốt ít nhất 5 m.

Đối với cọc chịu kéo và cọc có đặt các ống thí nghiệm siêu âm thì cốt thép dọc phải được bố trí hết chiều dài cọc.

Cốt đai trong cọc khoan nhồi thường là cốt đai xoắn ốc với đường kính 8mm đến 12 mm, khoảng cách đai từ 200 mm đến 300 mm. Đối với trường hợp thiết kế phòng chống động đất, ở đoạn trên đầu cọc tiếp giáp với đáy đài có chiều dài bằng 2 đến 3 lần đường kính cọc và ở ranh giới giữa hai lớp đất có mô đun cắt chênh nhau quá 6 lần cần tăng thêm cốt đai, khi đó khoảng cách đai sẽ là 50 đến 100 mm.

Nếu chiều dài lồng cốt thép lớn hơn 4 m, để tăng cường độ cứng và tính ổn định của lồng cốt thép cần đặt thêm cốt đai 16 – 20 cách nhau 3 đến 4 m. Các cốt đai tăng cường này cũng được dùng để gắn các miếng kê tạo lớp bảo vệ cốt thép.

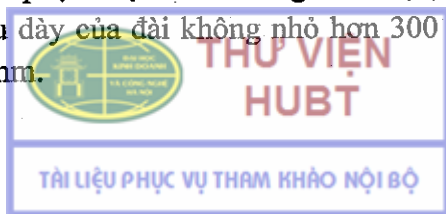
Cốt đai của cọc barrette có thể là đai đơn hoặc đai kép với đường kính từ 12 mm đến 16 mm, được bố trí sao cho việc đổ bê tông qua ống đổ được thuận lợi. Ngoài ra cần có các thép liên kết khác (thường bằng thép hình) để giữ cho lồng thép không bị xô lệch trong quá trình dựng lắp.

2. Cấu tạo và tính toán đài cọc

Tùy theo cách bố trí kết cấu phần trên và bố trí cọc mà tồn tại hai dạng đài cọc: đài cọc dạng băng và đài nhóm cọc.

Đài cọc dạng băng nằm trên hàng cọc thường được dùng cho nhà có tường chịu lực. Bề rộng của băng phụ thuộc số hàng cọc trong băng. Nếu kết cấu là khung chịu lực, tải trọng thẳng đứng truyền xuống móng qua chân cột thì dùng đài cọc dạng băng không kinh tế.

Khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng đến mép đài phụ thuộc vào sai số cho phép khi đóng cọc, tức là phụ thuộc vào đường kính cọc, đồng thời không được nhỏ hơn 100 mm. Chiều dày của đài không nhỏ hơn 300 mm. Đầu cọc chôn vào đài không nhỏ hơn 50 mm.



134 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Cốt thép dọc của cọc phải chôn vào đài một đoạn không dưới 250 mm khi móng có chịu lực ngang và không nhỏ hơn chiều dài neo l_{an} đối với cọc chịu kéo.

Lưới thép dưới đáy đài có đường kính không nhỏ hơn 10 mm và khoảng cách không lớn quá 200 mm.

a. Tính toán đài cọc dạng băng (băng đài)

Đài cọc dạng băng thường đỡ tường. Trong thiết kế phải xét hai trường hợp tải trọng: tải trọng khi thi công và tải trọng khi sử dụng.

Khi thi công, trong băng đài xuất hiện các nội lực

$$M_g = \frac{q_T L_0^2}{12}$$

$$M_n = \frac{q_T L_0^2}{24}$$

$$Q = \frac{q_T}{3} L_0$$

Trong đó: M_g , M_n , Q – Mômen ở gối, ở nhịp và lực cắt xuất hiện trong băng đài;

q_T – Trọng lượng tường mới xây có chiều cao bằng $0,5L$ và trọng lượng băng đài;

L – Khoảng cách cọc theo trục (xem Hình 4.30);

L_0 – Nhịp tính toán của băng đài, $L_0 = (L - d) 1,05$;

d – Bề rộng hay đường kính cọc.

Khi tính q_T , nếu chiều cao của khối xây từ mặt đài đến mép dưới của lỗ cửa nhỏ hơn $0,3L$ thì phải kể đến trọng lượng của khối xây có chiều cao từ mặt trên đài đến mép dưới của lanhtô bê tông cốt thép. Nếu lanhtô xây bằng gạch thì phải kể đến trọng lượng của khối xây nằm c hơn mép trên của lỗ cửa một đoạn bằng $1/3$ chiều rộng của lỗ cửa.

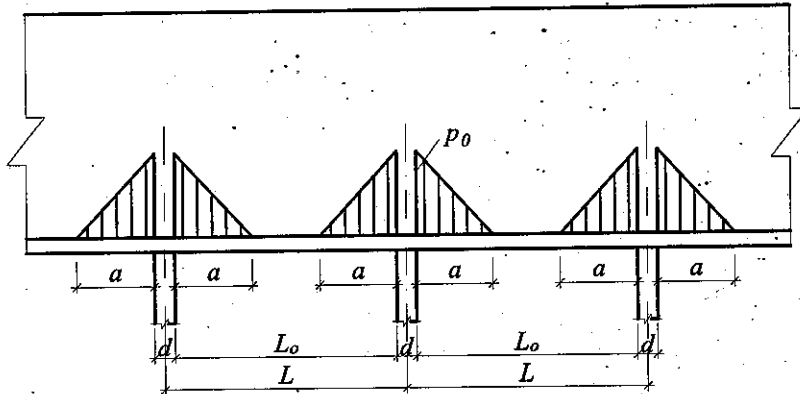
Trong giai đoạn sử dụng có thể coi băng đài như một dầm liên tục chịu tải trọng là áp lực từ tường truyền xuống. Áp lực đó được xem gần đúng là có dạng hình tam giác như Hình 4.30. Áp lực lớn nhất ở mép cọc là p_0 và cạnh của đoạn phân bố tam giác là a .



$$a = \pi \sqrt[3]{\frac{E_b J_b}{E_k b_k}}, \text{ cm} \quad (4.46)$$

$$p_0 = \frac{q_0 L_0}{a} \quad (4.47)$$

Trong đó: $E_b J_b$ – Độ cứng chống uốn của băng đài bằng bê tông cốt thép;
 $E_k b_k$ – Môđun đàn hồi của khối xây và bề rộng của khối xây nằm phía trên băng đài;
 q_0 – Tải trọng tính toán phân bố đều tính ở cao trình mép dưới của băng đài (bao gồm trọng lượng tường, sàn, trọng lượng băng đài và tải trọng sử dụng).



Hình 4.30. Đài dạng băng

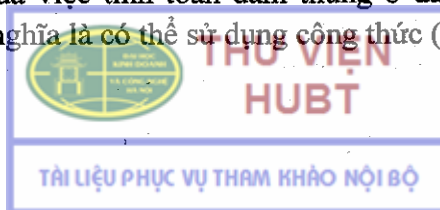
Các trường hợp chi tiết trong tính toán băng đài có thể xem trong Phụ lục 5. Băng đài được cấu tạo cốt thép giống như đối với dầm liên tục nhiều nhịp.

b. Tính toán đài nhóm cọc

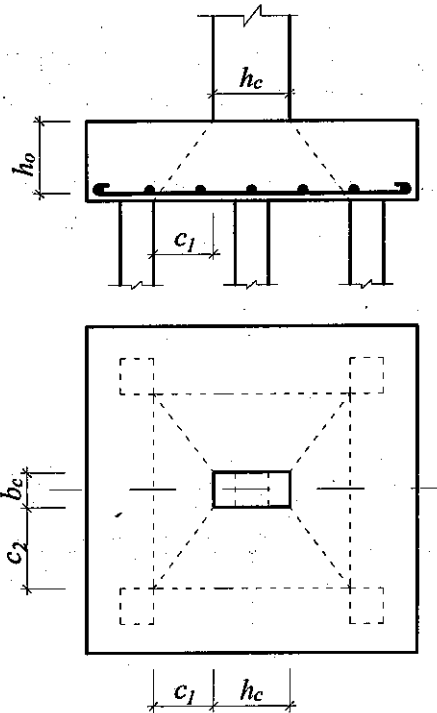
Đài nhóm cọc thường để đỡ cột, tính toán loại đài này bao gồm: tính toán đầm thùng của cột, tính toán đầm thùng của cọc ở góc, tính toán theo lực cắt trên tiết diện nghiêng, tính toán đài chịu uốn.

• Tính toán đầm thùng của cột

Nguyên tắc chung của việc tính toán đầm thùng ở đây cũng giống như đối với móng đơn dưới cột, nghĩa là có thể sử dụng công thức (4.2) khi tháp đầm thùng có góc nghiêng $\leq 45^\circ$.



Tuy vậy trong đài cọc, tháp đâm thủng có thể có góc nghiêng lớn hơn 45° như trên hình 4.31. Do vậy qua nghiên cứu người ta cho phép sử dụng công thức (4.2) nhưng về phải của nó được tăng lên theo tỷ số $\frac{h_0}{c}$ nhưng không lớn hơn 2,5.



Hình 4.31. Các mặt đâm thủng của cột

Trên nguyên tắc như vậy, việc tính toán đâm thủng của cột đối với đài được tiến hành theo công thức:

$$P \leq R_{bt} h_0 [2(h_c + c_1) h_0 / c_2 + 2(b_c + c_2) h_0 / c_1] \quad (4.48)$$

Trong đó: P – Lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng;

b_c, h_c – Kích thước tiết diện cột;

h_0 – Chiều cao hữu ích của đài;

c_1, c_2 – Khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng, như trên Hình 4.31;

R_{bt} – Cường độ tính toán chịu kéo của bê tông.

Công thức (4.48) dùng để kiểm tra chiều cao của đài có đủ không, nếu (4.48) không được thỏa mãn thì phải tăng chiều cao của đài hoặc có giải pháp thích hợp.

Cần phải kiểm tra khả năng đâm thủng qua mép trong (so với vị trí cột) của các cọc đặt gần cột, sau đó kiểm tra khả năng đâm thủng qua mép trong của các cột ở xa hơn. Khi $c_1 > h_0$ hoặc $c_2 > h_0$ thì phải lấy $c_1 = h_0$ hoặc $c_2 = h_0$ để tính, tức là coi tháp đâm thủng có góc nghiêng bằng 45° .

Khi $c_1 < 0,4h_0$ hoặc $c_2 < 0,4h_0$ thì lấy $c_1 = 0,4h_0$ hoặc $c_2 = 0,4h_0$ để tính với chú ý rằng sự tăng của khả năng chống cắt theo góc nghiêng của tháp đâm thủng cũng là có giới hạn.

• **Tính toán đâm thủng của cọc ở góc**

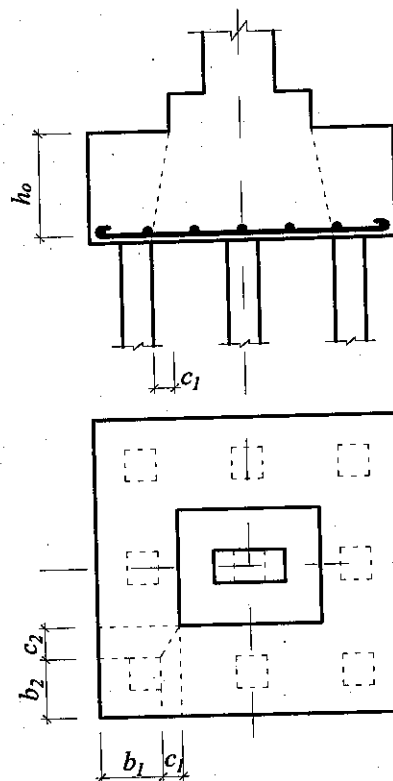
Hình 4.32 thể hiện mặt đâm thủng đối với cọc ở góc. Việc kiểm tra cường độ ở đây cũng được tiến hành theo (4.2) và có xét đến sự tăng khả năng chống cắt theo tỷ số $\frac{h_0}{c}$.

• **Tính cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt**

Hình 4.33 thể hiện sơ đồ tính cường độ trên tiết diện nghiêng chịu cắt. Điều kiện cường độ được viết như sau:

$$Q \leq 2R_{bt}b(h_0)^2/c \quad (4.49)$$

- Trong đó: Q – Tổng phân lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng;
 b – Bề rộng của đài;
 h_0 – Chiều cao hữu ích của tiết diện đang xét;
 R_{bt} – Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông.



Hình 4.32. Mặt đâm thủng với cọc ở góc

Vế thứ hai của công thức (4.49) không được lớn hơn $Q_{bmax} = 2,5R_{bt}bh_0$ và cũng không nhỏ hơn $Q_{bmin} = 0,6R_{bt}bh_0$

Cần phải kiểm tra khả năng chịu cắt trên các tiết diện nghiêng xuất phát từ mép cột đến mép trong của các hàng cọc (tiết diện nghiêng c_1 và c_2 trên Hình 4.33).

• **Tính toán dài chịu uốn**

Qua việc tính toán này ta xác định được diện tích cốt thép đặt ở đáy đài theo phương cạnh a và cạnh b .

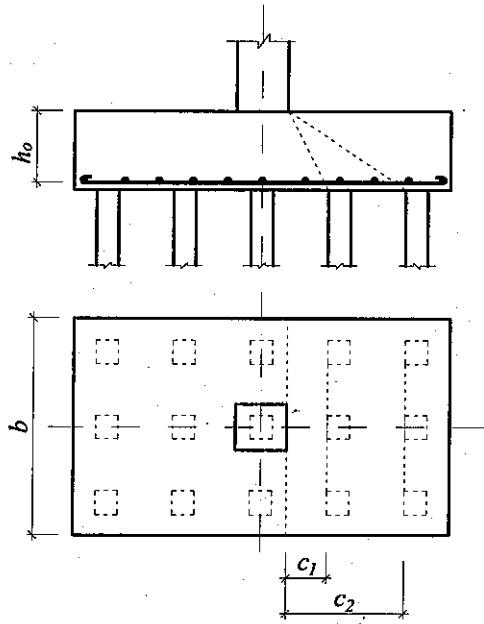
Diện tích cốt thép đặt theo phương cạnh a , cắt qua tiết diện $I-I$ trên Hình 4.34 được xác định theo công thức (4.50).

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9h_0R_s} \quad (4.50)$$

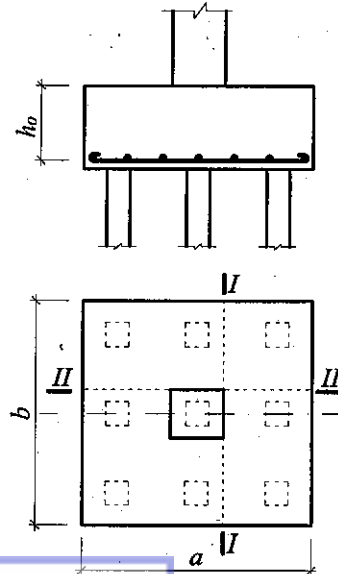
Diện tích cốt thép đặt theo phương cạnh b , cắt qua tiết diện $II-II$ trên Hình 4.34, được xác định theo công thức.

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9h_0R_s} \quad (4.51)$$

Trong đó: M_I, M_{II} – Mômen uốn ở tiết diện $I-I$ và $II-II$ do tất cả các lực gây ra (phản lực của cọc, trọng lượng đài và đất đắp...).



Hình 4.33. Sơ đồ dùng để tính cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt



Hình 4.34. Sơ đồ để tính toán dài chịu uốn

c. Hệ giằng đài cọc

Các đài cọc thường được nối với nhau bằng hệ giằng. Hệ giằng này có tác dụng truyền lực ngang từ đài này sang đài khác; góp phần điều chỉnh lún lệch giữa các đài cạnh nhau, chịu một phần mômen từ cột truyền xuống, điều chỉnh những sai lệch do đóng cọc không thẳng gây ra...

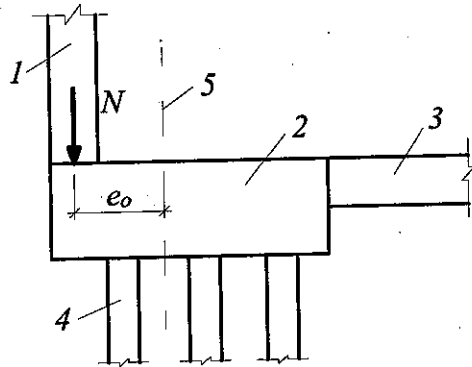
Người ta thường căn cứ vào độ lún lệch giữa hai đài cạnh nhau, vào độ lớn của công trình và khoảng cách giữa hai đài, vào tải trọng thẳng đứng (nếu có) tác dụng lên giằng để quyết định kích thước tiết diện giằng và lượng cốt thép dọc đặt trong đó.

Giằng được cấu tạo như cấu kiện chịu uốn có cốt thép phía trên và phía dưới giống nhau. Giằng cần phải đan chéo nhau dưới chân cột mới phát huy tốt tác dụng về các mặt nói trên đồng thời còn tham gia vào việc tăng cường khả năng chống đâm thủng của móng.

Cao trình mặt trên của giằng thường bằng cao trình mặt trên của đài. Khi quyết định cao trình này cũng nên chú ý đến đường đi của hệ thống thoát nước mưa và nước thải.

Ở đài có khe lún, cột thường phải đặt lệch so với trọng tâm của đài, do đó gây ra một mômen lệch tâm đáng kể $M = Ne_0$ như trên Hình 4.35.

Mômen $M = Ne_0$ sẽ phân phối cho giằng, cọc và cột chịu. Như thế, giằng phải có độ cứng khá lớn để chịu phần lớn mômen lệch tâm, tránh cho cột và cọc bị phá hoại do uốn. Có thể coi cọc và giằng là những dầm trên nền đàn hồi được ghép nối với cột trong một nút là đài, sau đó dùng các phương pháp của cơ học kết cấu và sức bền vật liệu để phân phối mômen tại nút đó cho các cấu kiện quy tụ vào nút.



Hình 4.35. Đài cọc ở khe lún

1 - Cột; 2 - Đài; 3 - Giằng; 4 - Cọc; 5 - Trục đi qua trọng tâm các cọc

140 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

Khi tính toán, coi đài là cứng vô cùng đồng thời có thể bỏ qua chuyển vị theo phương ngang (phương dọc theo trục của giằng) nhưng phải kể đến chuyển vị theo phương thẳng đứng tức là phải xét đến độ lún của cọc. Giằng sẽ phải làm việc hết sức nặng nề khi độ chênh lún của hai đài lân cận là lớn. Khi đài bị xoay, độ lún của các cọc không giống nhau. Để xét đến độ lún của từng cọc có thể căn cứ vào biểu đồ quan hệ giữa lực nén và độ lún nhận được do nén thử tải tĩnh các cọc. Để đơn giản, có thể coi quan hệ đó là tuyến tính.

Giằng ở nút khe lún (như trên Hình 4.35) thường có tiết diện lớn hơn tiết diện của giằng ở những khu vực khác.

Khi đài chỉ có một hoặc hai cọc, phải bố trí đủ giằng để chịu lực ngang bất thường có thể xuất hiện theo các phương.

CHƯƠNG 5

KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

1. Định nghĩa nhà nhiều tầng

Khi thiết kế một ngôi nhà nhiều tầng, người ta phải giải quyết hàng loạt vấn đề về kiến trúc, kết cấu, cấp điện, cấp thoát nước, về trang thiết bị kỹ thuật (thang máy, thông tin liên lạc, chống sét, phòng hỏa và cứu nạn, trang thiết bị vệ sinh...). Những vấn đề đó có liên quan và ảnh hưởng lẫn nhau, ảnh hưởng đó càng nhiều khi số tầng càng tăng lên. Thí dụ đối với những ngôi nhà năm bảy tầng thì không cần quan tâm đến thiết bị giảm áp cho hệ thống cấp nước, hoặc đối với những nhà cao hàng trăm mét thì người ta phải thay đổi hình dáng mặt đứng và mặt bằng để giảm ảnh hưởng của gió bão đến kết cấu của nhà...

Việc thi công ngôi nhà cũng càng phức tạp hơn khi chiều cao (số tầng nhà) tăng lên. Việc vận chuyển bê tông lên cao hàng trăm mét đòi hỏi phải có thiết bị kỹ thuật tiên tiến, đồng thời việc bảo đảm độ chính xác về kích thước trên mặt đứng và mặt bằng cũng khó khăn hơn hẳn đối với những nhà có chiều cao lớn. Theo nghiên cứu của Việt Nam [6] và nước ngoài thì những ngôi nhà có số tầng từ 9 trở lên được xếp vào diện nhà nhiều tầng. Khi đó, số tầng nhà có ảnh hưởng rõ rệt đến việc thiết kế, thi công và sử dụng ngôi nhà. Khi thiết kế một ngôi nhà nhiều tầng, sự phối hợp giữa kiến trúc sư, kỹ sư kết cấu và các bộ môn khác phải được bắt đầu ngay từ giai đoạn thiết kế sơ bộ để bảo đảm tính khả thi của thiết kế đó.

2. Những khái niệm chung khi thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng

Khi thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng người ta phải tính toán về cường độ và ổn định để bảo đảm cho ngôi nhà không bị sụp đổ dưới tác động của các dạng tải

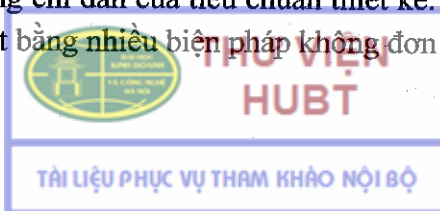
trọng và tác động (trọng lượng bản thân, gió, động đất, hoạt tải sử dụng, nhiệt độ), phải tính toán về biến dạng hạn (chế chuyển vị ngang của đỉnh nhà và chuyển vị tương đối giữa hai sàn liền kề) và hạn chế dao động ở các mức sàn để đảm bảo an toàn và mức độ dễ chịu của người sử dụng. Tải trọng ngang do gió và động đất tác động lên nhà nhiều tầng là rất lớn, phải hạn chế chuyển vị ngang do chúng gây ra. Càng lên cao tốc độ gió càng lớn (phát triển theo hàm số mũ), cho nên nhà càng cao thì hệ thống kết cấu để chống chuyển vị ngang càng phức tạp. Chi phí cho hệ kết cấu để chịu tải trọng thẳng đứng (trọng lượng bản thân và hoạt tải sử dụng) tỉ lệ bậc nhất với chiều cao nhà. Trong khi đó chi phí cho hệ kết cấu để chịu tải trọng ngang tăng nhanh hơn nhiều khi chiều cao nhà tăng lên.

Khi thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng, việc giải quyết một cách hài hòa bài toán về cường độ và bài toán về chuyển vị ngang của hệ kết cấu thường gặp khó khăn. Khi đã bảo đảm những yêu cầu về chuyển vị ngang của nhà thì có thể dư thừa về cường độ hoặc ngược lại. Điều đó đòi hỏi người thiết kế phải điều chỉnh việc bố trí hệ kết cấu hoặc có giải pháp thích hợp để vừa bảo đảm yêu cầu về kỹ thuật vừa thỏa mãn yêu cầu về kinh tế.

Khi tính toán những kết cấu có chiều cao nhỏ, người ta có thể bỏ qua biến dạng dọc trục của các cấu kiện. Tuy nhiên đối với kết cấu nhà có chiều cao lớn, biến dạng dọc trục của các cột và các vách nếu khác nhau nhiều sẽ gây ra những hiệu ứng tiêu cực, gây ra nội lực phức tạp ở các cấu kiện khác. Vấn đề càng trở nên nghiêm trọng khi có xét biến dạng từ biến của bê tông. Điều đó đòi hỏi người thiết kế phải cân nhắc kỹ càng khi chọn tiết diện ngang của các cấu kiện.

Khi thiết kế các cấu kiện chịu nén trong kết cấu nhà nhiều tầng xây dựng trong vùng động đất, việc bảo đảm tỷ số nén (là tỷ số giữa lực dọc tính toán và khả năng chịu nén tính toán của tiết diện bê tông, không kể cốt thép) nhỏ hơn những giá trị quy định (nhỏ hơn 1) của tiêu chuẩn thiết kế thường đòi hỏi phải giải quyết nhiều vấn đề có tính chất tổng hợp.

Đối với những nhà thông thường, khi tỷ số giữa chiều cao H và bề rộng của nhà B không vượt quá những giá trị quy định của tiêu chuẩn thiết kế thì việc tính toán sẽ được tuân theo những chỉ dẫn của tiêu chuẩn thiết kế. Trong trường hợp ngược lại thì phải xử lý cá biệt bằng nhiều biện pháp không đơn giản.



§2. HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC CỦA NHÀ NHIỀU TẦNG

Hệ kết cấu của nhà nhiều tầng phải chịu lực khá phức tạp. Trước hết, tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang ở các tầng dưới rất lớn, đồng thời có nhiều khả năng xuất hiện mômen xoắn tổng thể cả ngôi nhà với giá trị lớn do gió và động đất. Điều đó gây nguy hiểm cho kết cấu. Trong nhà nhiều tầng người ta phải bố trí một hệ kết cấu không gian gồm các kết cấu phát triển theo phương đứng như khung, vách, lõi và các kết cấu phát triển theo phương ngang là sàn các tầng. Các kết cấu này liên kết với nhau thành một hệ không gian để chống lại các lực dọc, mômen uốn và mômen xoắn xuất hiện trong hệ kết cấu.

1. Các kết cấu chịu lực cơ bản

1.1. Kết cấu phát triển theo phương đứng gồm có:

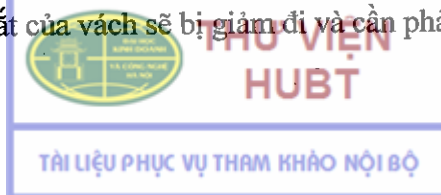
a. Khung

Đa số khung được sử dụng là khung có nút cứng, chúng có khả năng vừa chịu tải trọng thẳng đứng vừa chịu tải trọng ngang (gió, động đất...). Trong một số trường hợp, người ta cũng dùng khung có nút khớp để giảm ảnh hưởng của lún lệch và làm cho dầm các sàn tương đối giống nhau. Khi đó tải trọng ngang sẽ do các kết cấu khác như vách, lõi chịu.

b. Vách

Vách có thể là tường bằng bê tông cốt thép, khung chèn gạch được ngàm vào móng. Vách có khả năng chịu tải trọng ngang rất lớn (phụ thuộc vào kích thước tiết diện ngang của vách và chiều cao của vách). Nếu gọi bề dày của vách là b , chiều cao tiết diện vách là h và chiều cao vách theo phương đứng là H thì người ta chỉ tính đến khả năng chịu mômen uốn và cắt theo phương của chiều cao tiết diện h , khả năng chịu xoắn thuần túy của vách là khá nhỏ và thường không được xét đến trong tính toán.

Vách bê tông cốt thép có thể là vách đặc, cũng có thể là vách có khoét lỗ để phục vụ những yêu cầu kỹ thuật và kiến trúc nào đó. Khi vách bị khoét lỗ, khả năng chịu lực uốn và cắt của vách sẽ bị giảm đi và cần phải được xét đến trong tính toán.



144 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

Trong nhà nhiều tầng tỷ lệ H/h thường nhỏ nên ảnh hưởng của biến dạng trượt (cát) là lớn và cần phải xét đến trong tính toán. Tuy nhiên để cho việc tính toán được đơn giản khi thiết kế sơ bộ người ta cũng có thể bỏ qua biến dạng trượt (cho $GA = \infty$) và chỉ xét đến biến dạng uốn.

c. Lõi kín

Là kết cấu có dạng ống thẳng đứng được ngàm vào móng. Tiết diện ngang của lõi có thể là tròn, đa giác đều, vuông, chữ nhật; lõi có thể có một khoang hoặc nhiều khoang. Tường của lõi có thể có khoét lỗ. Trong nhà nhiều tầng, lõi được sử dụng làm lồng thang máy và các hệ thống kỹ thuật khác. Có thể mô tả lõi như là nhiều vách được nối với nhau thành hộp kín, do đó lõi vừa có khả năng chịu uốn, chịu cắt tốt vừa có khả năng chịu xoắn lớn.

1.2. Kết cấu phát triển theo phương ngang

Đó là các sàn tầng, sàn liên kết các kết cấu phát triển theo phương đứng với nhau; Trong nhà nhiều tầng sàn không những có nhiệm vụ mang tải trọng thẳng đứng (trọng lượng bản thân, hoạt tải...) mà còn có nhiệm vụ phân phối tải trọng ngang vào các kết cấu phát triển theo phương đứng. Do vậy sàn phải có độ cứng khá lớn trong mặt phẳng của nó. Độ cứng đó được bảo đảm bằng hệ dầm, bằng chiều dày của sàn và không được khoét lỗ tùy tiện làm giảm yếu sàn. Trong nhà nhiều tầng thì sàn tầng mái và vài ba sàn tầng dưới cùng đóng vai trò hết sức quan trọng trong việc phân phối tải trọng ngang vì vậy cần phải đặc biệt lưu ý trong thiết kế và thi công.

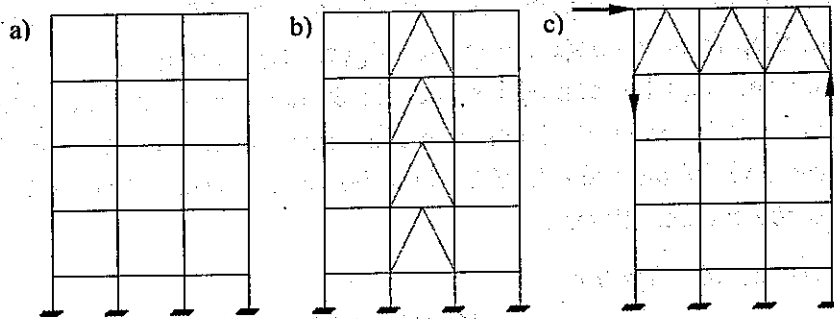
2. Hệ kết cấu chịu lực

Tổ hợp các kết cấu phát triển theo phương đứng liên kết với sàn các tầng, ta sẽ có hệ kết cấu chịu lực của nhà nhiều tầng.

2.1. Hệ kết cấu khung

Sử dụng hệ kết cấu khung, không có vách sẽ thích hợp với nhà cần có không gian lớn. Khung được sử dụng là khung có nút cứng, vừa chịu tải trọng thẳng đứng vừa chịu tải trọng ngang (Hình 5.1a).





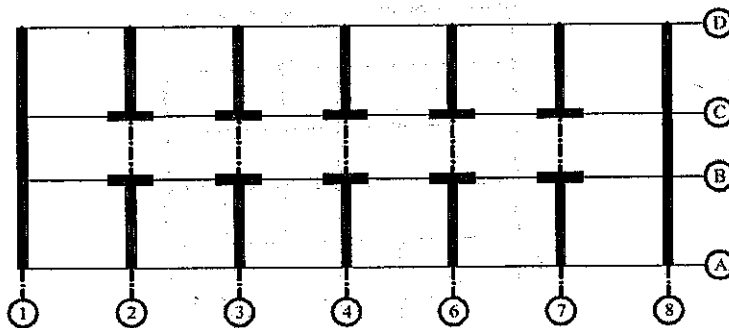
Hình 5.1. Khung trong nhà nhiều tầng

a) Khung có nút cứng; b) Khung có thanh xiên; c) Khung có dàn đỉnh

Các khung theo phương dọc và ngang nhà sẽ tạo thành một hệ không gian. Để tăng độ cứng, giảm chuyển vị ngang của nhà, người ta thêm các thanh xiên (Hình 5.1b). Sử dụng dàn đỉnh cũng là một biện pháp nhằm giảm chuyển vị ngang của nhà: Khi cần thiết người ta còn thêm các dàn ở một số tầng trung gian. Sử dụng hệ kết cấu khung này thích hợp cho các nhà có số tầng dưới 20, nếu xây dựng trong vùng có động đất thì số tầng hạn chế vào khoảng 8 đến 12 tầng.

2.2. Hệ kết cấu vách (tường)

Trong các nhà ở, người ta có thể sử dụng vách (tường) bê tông cốt thép để vừa ngăn chia các phòng vừa chịu lực.



Hình 5.2. Nhà sử dụng vách cứng bê tông cốt thép

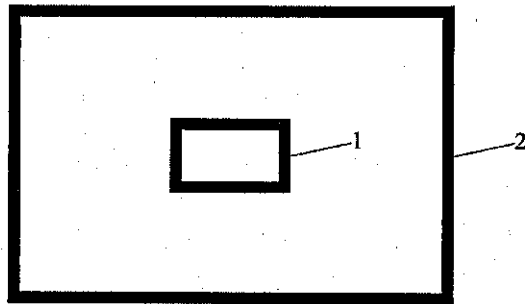
Hình 5.2 thể hiện sơ đồ một kiểu nhà sử dụng vách bê tông cốt thép. Các vách cứng trên trục 1 đến 8 chạy theo phương ngang nhà, còn vách có lỗ (lỗ cửa) trên các trục B và C chạy theo phương dọc nhà, đảm nhiệm chịu các lực ngang xuất

146 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

hiện theo phương dọc nhà. Dọc theo trục A và D có thể bố trí vách có lỗ bằng bê tông cốt thép (cửa sổ) hoặc chỉ là tường gạch xây, tường gạch đó không được tính vào cơ cấu chịu lực của hệ kết cấu. Chiều dày của vách thường không nhỏ hơn 15 cm để dễ thi công và bảo đảm cách âm giữa các phòng. Khi cần thiết chiều dày của vách có thể tăng lên. Ở Việt Nam, hệ kết cấu vách đã được dùng để làm nhà ở có chiều cao đến 28 tầng.

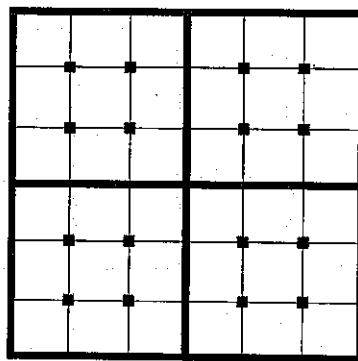
2.3. *Hệ kết cấu lõi kín chịu lực*

Hình 5.3 là sơ đồ nhà được sử dụng lõi ở phía trong và phía ngoài nhà. Lõi phía trong có thể là cầu thang và các phòng kỹ thuật, lõi phía ngoài được hình thành từ các vách có lỗ hoặc hệ thanh có nút cứng kết hợp với các thanh chéo để tăng độ cứng. Nối hai lõi trong và ngoài là sàn tầng.



Hình 5.3. Sơ đồ nhà có kết cấu lõi kín
1 – Lõi phía trong; 2 – Lõi phía ngoài

Đối với những nhà cao 70 đến 80 tầng, người ta có thể kết hợp nhiều lõi kín với khung như Hình 5.4.



Hình 5.4. Sơ đồ nhà có nhiều lõi kín

2.4. Các hệ kết cấu hỗn hợp

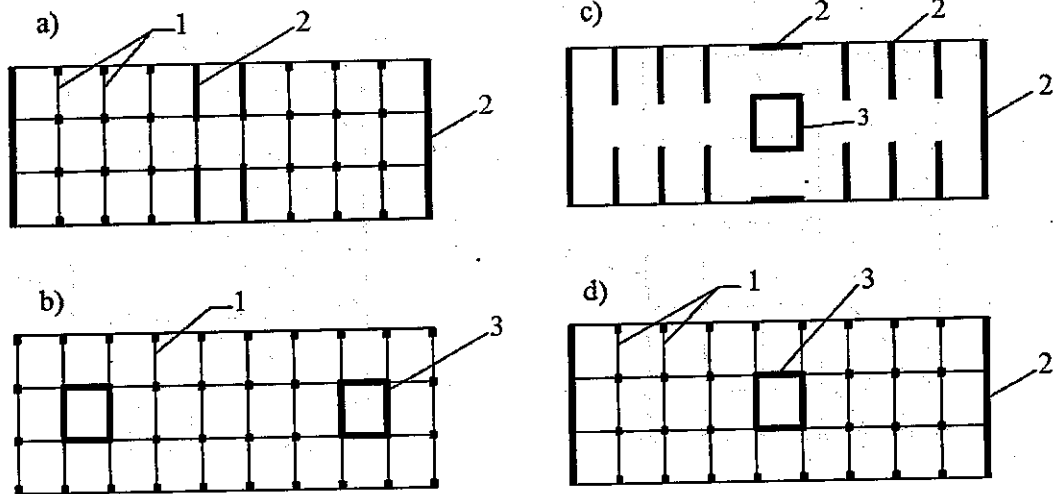
Trên cơ sở các kết cấu phát triển theo phương đứng cơ bản là khung, vách và lõi, có thể hình thành các hệ kết cấu hỗn hợp như sau:

Hệ kết cấu khung – vách (Hình 5.5 a)

Hệ kết cấu khung – lõi (Hình 5.5 b)

Hệ kết cấu vách – lõi (Hình 5.5 c)

Hệ kết cấu khung – vách – lõi (Hình 5.5 d)



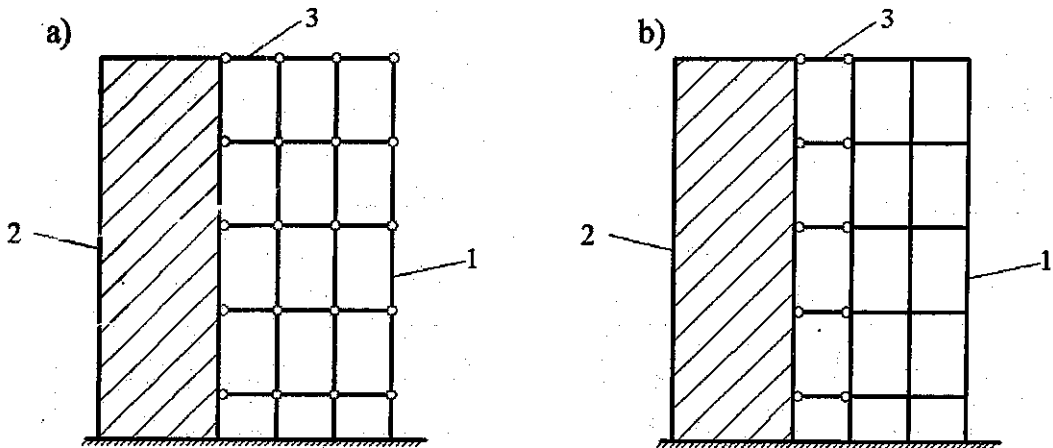
Hình 5.5. Sơ đồ hệ kết cấu hỗn hợp

- a) Kết cấu khung – vách; b) Hệ kết cấu khung – lõi
 c) Hệ kết cấu vách – lõi; d) Hệ kết cấu khung – vách – lõi
 1 – Khung; 2 – Vách; 3 – Lõi

Chọn hệ kết cấu nào cho một ngôi nhà nào đó phụ thuộc vào công năng của ngôi nhà, vào chiều cao của nhà và những điều kiện cụ thể ở địa điểm xây dựng.

§3. HAI SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

Trong hệ kết cấu hỗn hợp, khi có sự tham gia của khung thì khung có thể cấu tạo để chỉ chịu tải trọng thẳng đứng mà không chịu tải trọng ngang. Sơ đồ làm việc của hệ thống như vậy gọi là sơ đồ giằng. Khung không chịu được tải trọng ngang có thể là khung mà các nút khung đều là khớp (Hình 5.6a), cũng có khi do khả năng chịu tải ngang của khung quá nhỏ nên người ta bỏ qua. Trong sơ đồ giằng, toàn bộ tải trọng ngang do vách và lõi chịu.



Hình 5.6. Sơ đồ kết cấu a) Sơ đồ giằng; b) Sơ đồ khung giằng
1 – Khung; 2 – Vách hoặc lõi; 3 – Liên kết

Hình 5.6b thể hiện sơ đồ kết cấu của nhà có sơ đồ khung giằng, trong đó cả khung và vách đều cùng nhau chịu tải trọng ngang và tải trọng thẳng đứng, khung có nút cứng. Liên kết 3 trong Hình 5.6 có độ cứng dọc trục vô cùng lớn, là thể hiện các sàn tầng, có tác dụng truyền tải ngang từ các vách qua các khung và ngược lại. Điều đó tương ứng với việc người ta vẫn thường xem sàn có độ cứng vô cùng lớn trong mặt phẳng của nó.

§4. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

1. Tải trọng thẳng đứng

Tải trọng thẳng đứng bao gồm trọng lượng bản thân công trình, trọng lượng trang thiết bị kỹ thuật và hoạt tải sử dụng. Độ lớn của tải trọng thẳng đứng phụ thuộc vào công năng sử dụng của công trình. Tiêu chuẩn Tải trọng và tác động *TCVN 2737:1995* cung cấp các giá trị tải trọng cùng với hệ số vượt tải (hệ số độ tin cậy) đối với các loại công trình khác nhau (xem Phụ lục 1).

Để xét đến khả năng chất đầy hoạt tải sử dụng lên sàn các tầng đối với các ô sàn lớn và số tầng nhà từ 2 trở lên, *TCVN 2737:1995* cho phép giảm tải khi tính toán sàn, dầm và cột bằng các hệ số Ψ_{A1} , Ψ_{A2} , Ψ_{n1} , Ψ_{n2} (xem Phụ lục 1).

Khi hoạt tải sử dụng nhỏ hơn 10% trọng lượng bản thân công trình thì có thể cộng hoạt tải đó với trọng lượng bản thân công trình để tính nội lực.

2. Tải trọng gió

Theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động *TCVN 2737:1995*, áp lực gió tác động vào mặt ngoài nhà (xem rằng các cửa bị đóng kín) được chia thành hai phần: phần tĩnh và phần động.

2.1. Phần tĩnh của tải trọng gió

Giá trị tiêu chuẩn của phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao z so với mốc tiêu chuẩn được xác định theo

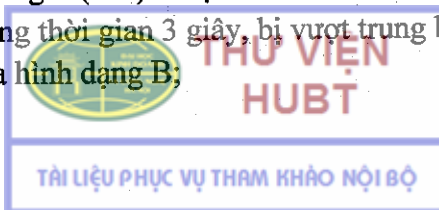
$$W = W_0 k c \quad (5.1)$$

Trong đó: W_0 – Giá trị áp lực gió, phụ thuộc vào vùng áp lực gió theo địa danh hành chính (Bảng 1 và Bảng 2, Phụ lục 2).

Nếu có số liệu về tốc độ gió thì có thể tính W_0 theo:

$$W_0 = 0.0613 v_0^2 \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad (5.2)$$

Ở đây: v_0 – Vận tốc gió (m/s) ở độ cao 10 m so với mốc chuẩn, lấy trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, bị vượt trung bình một lần trong 20 năm, ứng với địa hình dạng B;



150 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

k – hệ số thay đổi áp lực gió theo độ cao, xác định theo Bảng 2.3, Phụ lục 2;
 c – hệ số khí động, lấy theo Bảng 2.4, Phụ lục 2.

Phần tĩnh của tải trọng gió được xem là phân bố đều trên phương ngang ở cao trình z nào đó. Phần đón gió sẽ bị đẩy vào (c có dấu cộng) còn phần phía sau nhà sẽ bị hút ra (c có dấu trừ). Nên hiểu rằng, xem áp lực gió phân bố đều theo phương ngang chỉ là giả định. Trong thực tế, gió phân bố không đều và sẽ làm cho nhà bị xoắn. Điều này cần được người thiết kế lưu ý.

Ở một vài nước khác, người ta còn xét đến trường hợp cửa không đóng kín, gây thêm tải trọng ngang theo hướng gió.

Theo *TCVN 2737:1995*, hệ số độ tin cậy của tải trọng gió được lấy bằng 1,2 tương ứng với nhà có thời gian sử dụng giả định là 50 năm. Khi thời gian sử dụng khác đi thì giá trị tính toán của tải trọng gió phải thay đổi bằng cách nhân với hệ số cho trong Bảng 2.9, Phụ lục 2.

2.2. Phân động của tải trọng gió

Sự thay đổi liên tục của tốc độ gió trong cơn bão làm cho nhà bị dao động, hệ quả là làm tăng thêm tải trọng ngang do gió gây ra, đó là phân động của tải trọng gió.

Theo *TCVN 2737:1995*, không cần phải tính đến phân động của tải trọng gió đối với nhà có chiều cao dưới 40 m.

a) Tần số dao động riêng của nhà

Đối với những nhà có khối lượng riêng phân bố đều theo chiều cao, độ cứng EJ của hệ kết cấu phát triển theo phương đứng không đổi theo chiều cao và được liên kết ngàm trên mặt móng thì tần số dao động riêng thứ i được xác định như đối với một thanh công xôn đặt đứng có vô hạn bậc tự do, theo công thức:

$$f_i = \frac{\alpha_i^2}{2\pi H^2} \sqrt{\frac{EJg}{q}} \quad (5.3)$$

Trong đó: f_i – Tần số dao động riêng thứ i (Hz);

q – Trọng lượng một đơn vị dài theo chiều cao của nhà (kN/m);

EJ – Độ cứng chống uốn của nhà (kN.m²);

g – Gia tốc trọng trường (m/s²);

H – Chiều cao của toàn bộ công trình.

Trong tính toán nhà nhiều tầng người ta thường tập trung khối lượng của một đoạn chiều cao nhà bằng chiều cao tầng thành một chất điểm có cao độ bằng cao độ của sàn tầng ấy. Nếu cao độ của tầng j là h_j thì $\xi_j^* = h_j/H$ là chiều cao tương đối của chất điểm thứ j .

Các dịch chuyển tương đối của chất điểm thứ j (không thứ nguyên) ứng với ba dạng dao động riêng đầu tiên y_{j1}, y_{j2}, y_{j3} được cho trong bảng 5.1.

Các dịch chuyển tương đối ứng với ba dạng dao động riêng đầu tiên của hệ có khối lượng phân bố đều và có độ cứng không đổi theo chiều cao

Bảng 5.1

ξ^*	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
1	0	0,017	0,064	0,136	0,230	0,340	0,462	0,558	0,725	0,863	1
2	0	0,093	0,301	0,526	0,685	0,715	0,589	0,317	0,007	-0,523	-1
3	0	0,224	0,605	0,957	0,526	0,020	-0,474	-0,658	-0,395	0,228	1

Các dịch chuyển tương đối với ba dạng dao động đầu tiên có thể được xác định theo công thức:

$$Y_{ji} = \sin \alpha_i - \sin \alpha_i \xi_j^* - B_i (\cos \alpha_i \xi_j^* - \cos \alpha_i \xi_j^*) \quad (5.4)$$

Trong đó: $\alpha_1 = 1,875$;

$$B_1 = 1,635$$

$$\alpha_2 = 4,694$$

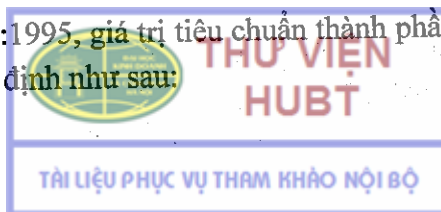
$$B_2 = 0,980$$

$$\alpha_3 = 7,860$$

$$B_3 = 1,00$$

b) Tính toán phân động của tải trọng gió

Theo TCVN 2737:1995, giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió W_p ở độ cao z được xác định như sau:



152 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

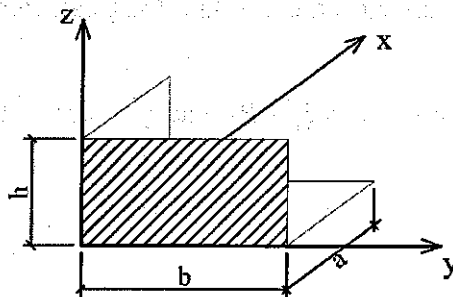
Đối với công trình có tần số dao động riêng cơ bản f_1 (Hz) lớn hơn giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f_L ($f_1 > f_L$) quy định trong Bảng 2.5 của Phụ lục 2, thì phần động của tải trọng gió được xác định trên cơ sở chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió theo công thức:

$$W_p = W \zeta v \quad (5.5)$$

Trong đó: W – Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao tính toán, được xác định theo công thức (5.1);

ζ – Hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao z lấy theo Bảng 2.6 của Phụ lục 2;

v – Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió, được lấy theo bề mặt tính toán của công trình. Bề mặt tính toán gồm có phần bề mặt tường đón gió, khuất gió, tường bên, mái, mà qua đó áp lực gió truyền được lên các bộ phận kết cấu của nhà. Nếu bề mặt tính toán có dạng hình chữ nhật và được định hướng song song với các trục cơ bản như trên Hình 5.7 thì hệ số v được xác định theo Bảng 2.7 của Phụ lục 2 theo các tham số ρ và χ . Các tham số ρ và χ được xác định theo Bảng 2.8 của Phụ lục 2.



Hình 5.7. Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan

Đối với nhà mặt bằng đối xứng, có $f < f_L$ và mọi công trình có $f_1 < f_L < f_2$ với f_2 là tần số dao động riêng thứ 2 của công trình, thành phần động của tải trọng gió ở độ cao z được xác định theo công thức:

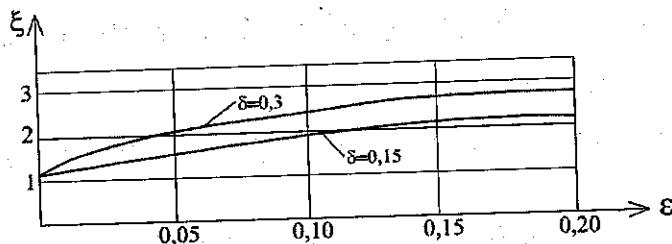
$$W_p = m \cdot \xi \cdot \psi \cdot y ; \quad (5.6)$$

Trong đó: m – là khối lượng của phần công trình mà trọng tâm có độ cao z , thường lấy là khối lượng tương đương và cao độ của một mức sàn nào đó;

ξ – Hệ số động lực, được xác định theo đồ thị trên Hình 5.8, phụ thuộc vào thông số ε và độ giảm loga của dao động δ .

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma \cdot W_0}}{940 \cdot f_1} \quad (5.7)$$

Ở đây: γ – hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy bằng 1.2;
 W_0 – Giá trị áp lực gió, lấy theo Bảng 1 và Bảng 2, Phụ lục 2.



Hình 5.8. Đường cong để xác định hệ số động lực ξ

Đường cong $\delta = 0,3$ ứng với công trình bằng bê tông cốt thép và gạch đá, kể cả công trình bằng khung thép có kết cấu bao che. Đường cong $\delta = 0,15$ ứng với các tháp trụ thép, ống khói, các thiết bị dạng cột có bệ bằng bê tông cốt thép.

ψ – Hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành r phần, trong phạm vi mỗi phần đó, tải trọng gió được xem là không đổi:

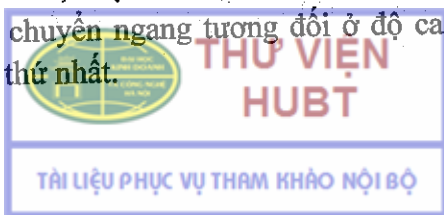
$$\Psi = \frac{\sum_{k=1}^r y_k W_{pk}}{\sum_{k=1}^r y_k^2 M_k} \quad (5.8)$$

Ở đây: M_k – Khối lượng của phần công trình thứ k ;

y_k – Dịch chuyển ngang tương đối của trọng tâm phần thứ k ứng với dạng dao động riêng thứ nhất;

W_{pk} – Thành phần động phân bố đều của tải trọng gió ở phần thứ k của công trình, được xác định theo công thức (5.5);

y – Dịch chuyển ngang tương đối ở độ cao z ứng với dạng dao động riêng thứ nhất.



154 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Đối với nhà nhiều tầng có độ cứng, khối lượng và bề rộng mặt đón gió không đổi theo chiều cao, cho phép xác định giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao z theo công thức:

$$W_p = 1,4 \cdot \frac{z}{H} \cdot \xi \cdot W_{pH} \quad (5.9)$$

Trong đó: W_{pH} – Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao H của đỉnh công trình, xác định theo công thức (5.5).

Đối với nhà có tần số dao động riêng cơ bản thứ s thỏa mãn bất đẳng thức:

$$f_s < f_L < f_{s+1} \quad (5.10)$$

cần tính toán thành phần động của tải trọng gió có kể đến s dạng dao động đầu tiên.

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j ứng với dạng dao động thứ i được xác định theo công thức:

$$W_{p(j)} = M_j \xi_i \Psi_i y_{ji} \quad (5.11)$$

Trong đó: M_j – Khối lượng tập trung của phần nhà thứ j ;

ξ_i – Hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i , khi đó, trong công thức (5.7) phải thay f_1 bằng f_i ;

y_{ji} – Dịch chuyển tương đối của trọng tâm phần nhà thứ j tương ứng với dạng dao động riêng thứ i ;

Ψ_i – Hệ số, được xác định bằng cách chia nhà thành n phần, trong phạm vi mỗi phần, tải trọng gió được xem là không đổi:

$$\Psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ji} W_{F(j)}^*}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2 M_j} \quad (5.12)$$

Trong đó: y_{ji} – Được xác định theo Bảng 5.1 hoặc công thức (5.4);

$W_{F(j)}^*$ – Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác động



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

lên phần thứ j của nhà, ứng với dạng dao động thứ i khi chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, xác định theo công thức:

$$W_{F(j)}^* = W_{F(j)} S_j \quad (5.13)$$

Ở đây: $W_{F(j)}$ – Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió, tác động lên phần thứ j của nhà, được xác định theo công thức (5.5);
 S_j – Diện tích đón gió của phần thứ j của nhà.

c. Tổ hợp nội lực và chuyển vị

Tổ hợp nội lực và chuyển vị do thành phần tĩnh và động của tải trọng gió gây ra theo một phương của luồng gió được xác định như sau:

$$X = X^t + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^d)^2} \quad (5.14)$$

Trong đó: X – Tổng nội lực hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh và động;

X^t – Nội lực hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra;

X_i^d – Nội lực hoặc chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió gây ra ứng với dạng dao động thứ i ;

s – Số dạng dao động đã được đưa vào tính toán.

3. Tải trọng động đất

3.1. Nguyên tắc chung

Động đất tạo ra chấn động, gây ra lực quán tính tác dụng lên công trình. Lực quán tính đó có thể theo phương ngang hoặc phương thẳng đứng. Nhà cửa, đặc biệt là nhà nhiều tầng xây dựng trong vùng có động đất cần phải được tính toán và cấu tạo chống động đất. Sự nguy hiểm của động đất được đánh giá qua cấp động đất. Trong ngành xây dựng, trên thế giới nhiều nước quen dùng thang *MSK – 64*, trong đó cấp 6 là cấp động đất nhỏ chỉ cần tuân thủ các giải pháp cấu tạo phòng chống động đất là đủ. Cấp 7, 8 và cấp 9 là các cấp động đất được tính toán cho các công trình xây dựng. Động đất to hơn nữa thì không tính đối với các công trình xây dựng thông thường.



156 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Khi xảy ra động đất, kết cấu công trình vẫn phải mang các tải trọng khác, do đó khi tính toán nhà chịu động đất cần phải tổ hợp các tải trọng (nội lực).

Theo tiêu chuẩn của Cộng hòa Liên bang Nga: *Xây dựng trong vùng có động đất CHu II II-71-81** được áp dụng từ năm 1996 thì việc tổ hợp tải trọng thực hiện như sau:

Tính toán kết cấu và nền móng nhà và công trình xây dựng trong vùng có động đất cần phải theo các tổ hợp cơ bản và *tổ hợp đặc biệt* có xét đến tác động của động đất.

Trong *tổ hợp đặc biệt*, giá trị tính toán của tải trọng phải được nhân với hệ số tổ hợp lấy theo Bảng 5.2.

Bảng 5.2. Hệ số tổ hợp trong tổ hợp đặc biệt

Loại tải trọng	Giá trị của hệ số tổ hợp n_c
Tải trọng thường xuyên	0,9
Tải trọng tạm thời dài hạn	0,8
Tải trọng tạm thời (trên sàn và mái)	0,5

Tải trọng động đất tính toán được kể đến toàn bộ, còn tải trọng gió thì không cần tính toán đến.

Theo *CHu II II-71-81**, việc tính toán nhà và công trình đối với tổ hợp đặc biệt của tải trọng có sự tham gia của tải trọng động đất cần phải được tiến hành:

- Theo phương pháp tải trọng ngang thay thế, sẽ được trình bày dưới đây, ở đó thành phần nằm ngang của lực quán tính (động) được thay bằng lực tĩnh có hiệu lực tương đương. Phương pháp này áp dụng cho tất cả các loại nhà và công trình.
- Theo phương pháp sử dụng các biểu đồ gia tốc của đất nền khi xảy ra động đất có khả năng gây nguy hiểm nhất cho công trình. Phương pháp này được áp dụng đối với các công trình đặc biệt quan trọng và đối với những nhà cao hơn 16 tầng. Khi đó gia tốc cực đại của đất nền không nhỏ hơn 100, 200 và 400 cm/s^2 ứng với các cấp động đất 7, 8 và 9. Tính toán theo phương pháp này cần phải xét đến khả năng phát triển biến dạng không đàn hồi của kết cấu. Bạn đọc có thể tìm hiểu phương pháp này trong các tài liệu chuyên khảo.

Tác động của động đất có thể xảy ra theo mọi phương. Đối với những nhà và công trình có hình dạng hình học đơn giản, thành phần nằm ngang của tải trọng động đất được tính toán riêng rẽ cho phương dọc và phương ngang nhà. Đối với những nhà và công trình có hình dạng hình học phức tạp thì cần phải xét phương tác dụng của tải trọng đất gây ra nguy hiểm nhất cho kết cấu hoặc các cấu kiện của nó.

Thành phần thẳng đứng của tải trọng động đất cần phải được xét đến đối với các kết cấu gạch đá, đối với kết cấu nhà khung và mái không gian có nhịp 24 m và lớn hơn, đối với các kết cấu côngxôn nằm ngang và nghiêng. Vấn đề này sẽ không được trình bày ở đây.

Sóng động đất truyền qua đất nền làm rung động công trình, gây ra lực quán tính. Vì vậy đất nền dưới công trình có ảnh hưởng đến lực quán tính và cần phải được đưa vào trong tính toán tải trọng động đất. Tần suất xuất hiện một cấp động đất nào đó trên một vùng lãnh thổ nhất định cũng cần được quan tâm.

Theo *CHu II II-71-81** tính chất động đất của nền được chia ra ba loại I, II, và III, có thể tóm tắt sơ lược như sau:

Loại I: Là nền đá cứng và đá phong hóa yếu,...

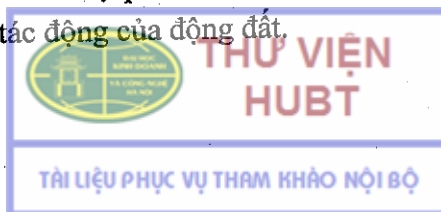
Loại II: Là nền đá bị phong hóa và phong hóa mạnh, nền cát sỏi có độ chặt lớn, nền đất sét có độ sệt $\leq 0,5$ v.v...

Loại III: Là nền cát rời, cát ngậm nước, nền đất sét có độ sệt $> 0,5$ v.v...

Bạn đọc cần xem quy định chi tiết trong *CHu II II-71-81**

Các cấp động đất quy định trong bản đồ phân vùng động đất được tính với đất nền có tính chất động đất trung bình (loại II). Nếu không có số liệu cho các tiểu vùng thì có thể giảm cấp động đất tính toán cho vùng I xuống một cấp và tăng cấp động đất tính toán lên một cấp cho vùng III.

Trong tính toán động đất cho nhà và công trình, cần phải xét đến tính chất quan trọng của chúng bằng cách tăng cấp động đất tính toán lên một cấp hoặc tăng thêm tải trọng tính toán với một hệ số nào đó. Còn đối với các công trình tạm thời, hoặc các công trình mà sự phá hoại của chúng không gây nên thiệt hại về người thì không xét đến tác động của động đất.



3.2. Tính toán thành phần nằm ngang của tải trọng trong động đất theo phương pháp của CHU II II-71-81*

Thành phần nằm ngang của tải trọng động đất tính toán S_{ji} đặt ở điểm k ứng với dao động thứ i của nhà hoặc công trình được xác định theo công thức:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik} \tag{5.15}$$

Trong đó: K_1 – Hệ số xét đến những hư hại cho phép xảy ra đối với công trình, xem Phụ lục 6, Bảng 1. Theo đó, đối với nhà ở và công trình công cộng nếu cho phép có biến dạng dư, có khe nứt, có hư hại các cấu kiện riêng lẻ... gây khó khăn cho việc sử dụng bình thường những vẫn bảo đảm an toàn cho người và bảo vệ được thiết bị thì $K_1 = 0,25$; K_2 – Hệ số xét đến giải pháp kết cấu của nhà và công trình, xem Phụ lục 6, Bảng 2;

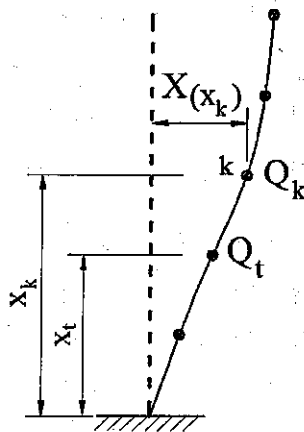
S_{oik} – Giá trị tải trọng động đất đối với dạng dao động thứ i của nhà và công trình được xác định với giả thiết kết cấu làm việc đàn hồi theo công thức:

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_w n_{ik} \tag{5.16}$$

ở đây: Q_k – Trọng lượng của nhà và công trình đặt ở điểm k (Hình 5.9) được xác định theo tải trọng tính toán trong tổ hợp đặc biệt với các hệ số cho trong Bảng 5.2;

A – Hệ số có giá trị bằng 0,1; 0,2; 0,4 với cấp động đất 7, 8 và 9;

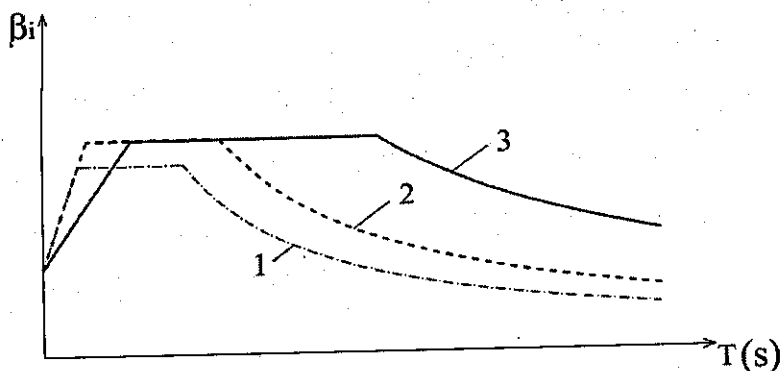
β_i – Hệ số động ứng với dạng dao động riêng thứ i của nhà và công trình, lấy như sau:



Hình 5.9. Sơ đồ tính toán tải trọng động đất.

* Đối với đất loại I theo tính chất động đất của đất nền (đường cong 1 trên Hình 5.10):





Hình 5.10. Đồ thị thể hiện hệ số β_i

Khi $T_i \leq 0,08s$ $\beta_i = 1 + 15T_i$
 $0,08s < T_i \leq 0,318s$ $\beta_i = 2,2$
 $T_i > 0,318s$ $\beta_i = 0,7/T_i$ (5.17)

* Đối với đất loại II và III mà chiều dày của tầng đất bằng và nhỏ hơn 30 m (đường cong 2):

Khi $T_i \leq 0,1s$ $\beta_i = 1 + 15T_i$
 $0,1s < T_i \leq 0,4s$ $\beta_i = 2,5$
 $T_i > 0,4s$ $\beta_i = 1/T_i$ (5.18)

* Đối với đất loại II và III mà chiều dày của tầng đất lớn hơn 30 m (đường cong 3):

Khi $T_i \leq 0,2s$ $\beta_i = 1 + 7,5T_i$
 Khi $0,2s < T_i \leq 0,76s$ $\beta_i = 2,5$
 Khi $T_i > 0,6s$ $\beta_i = 1,9/T_i$ (5.18a)

Trong mọi trường hợp, hệ số β_i không được nhỏ hơn 0,8

K_w – Hệ số lấy bằng:

160 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

1,5 – Đối với nhà khung mà tường chèn trong đó không ảnh hưởng đến tính biến dạng của nó, khi tỷ số chiều cao cột h và kích thước b của tiết diện cột theo phương tác dụng của tải trọng động đất tính toán bằng và lớn hơn 25;

1,0 – Đối với trường hợp như trên nhưng tỷ số $h/b \leq 15$.

Đối với những giá trị trung gian của tỷ số h/b hệ số K_w được lấy theo nội suy.

Đối với những giá trị khác nhau của chiều cao tầng, hệ số K_w được lấy là giá trị trung bình.

n_{ik} – Hệ số phụ thuộc vào dạng dao động thứ i của nhà và vào vị trí đặt tải khi tính theo sơ đồ côngxôn:

$$n_{ik} = \frac{X(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2(x_j)} ; \quad (5.19)$$

trong đó: $X_i(x_k)$ và $X_i(x_j)$ – Chuyển dịch (trùng đối) của nhà và công trình ứng với dạng dao động bản thân thứ i ở điểm đang xem xét thứ k và ở tất cả những điểm j mà trên sơ đồ tính toán có trọng lượng tập trung;

Q_j – Trọng lượng của nhà hoặc công trình đặt tại điểm j , được xác định có kể đến các hệ số tổ hợp tải trọng cho trong Bảng 5.2.

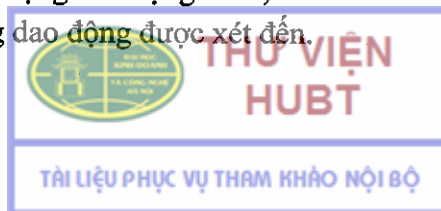
Khi tính toán kết cấu nhà và công trình chịu động đất, nếu chu kỳ dao động riêng T_1 lớn hơn 0,4 s thì phải xét không ít hơn ba dạng dao động riêng; nếu $T_1 \leq 0,4$ s thì chỉ cần tính với dạng dao động riêng đầu tiên.

Giá trị tính toán của nội lực khi quy tác dụng động của nhiều dạng dao động về tác dụng tĩnh được xác định theo công thức:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (5.20)$$

Trong đó: N_i – Giá trị nội lực trong tiết diện đang xét gây nên bởi tải trọng động đất ứng với dạng dao động thứ i ;

n – Số dạng dao động được xét đến.



Khi tính toán nội lực trong kết cấu chịu tác dụng của tải trọng động đất cần phải xét đến mômen xoắn xuất hiện do độ lệch giữa tâm khối lượng và tâm xoắn (tâm cứng) của hệ kết cấu. Giá trị tính toán của độ lệch tâm đó không được nhỏ hơn $0,1 B$, trong đó B là kích thước mặt bằng nhà theo phương thẳng góc với lực động đất S_{ik} .

§5. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

Kết cấu nhà nhiều tầng là một hệ thống không gian liên kết khung, vách, lõi và sàn với nhau. Để tính nội lực trong các cấu kiện có thể sử dụng các phần mềm thông dụng được xây dựng trên cơ sở của phương pháp phần tử hữu hạn, coi bê tông cốt thép là vật liệu đàn hồi, đồng chất và đồng hướng. Vì số liệu đầu vào và đầu ra rất lớn nên người thiết kế dễ bị mắc sai lầm trong tính toán, một phần là do quản lý số liệu, phần khác là do không nắm được hình ảnh về trạng thái làm việc của hệ kết cấu.

Dưới đây sẽ trình bày những phương pháp tính toán cơ bản, qua đó bạn đọc có thể nắm được trạng thái ứng suất, biến dạng của hệ kết cấu nhà nhiều tầng. Trong tính toán nhà nhiều tầng, việc phân chia tải trọng thẳng đứng từ sàn, mái về các kết cấu phát triển theo phương thẳng đứng và tính toán nội lực trong các cấu kiện về cơ bản không khác với các kết cấu nhà ít tầng, ngoại trừ việc không cho phép bỏ qua biến dạng dọc trục trong các cột, vách và lõi. Trong khi đó, việc phân phối tải trọng ngang (gió, động đất) cho các kết cấu phát triển theo phương đứng lại là vấn đề khó và không thể tính toán một cách đơn giản. Vì vậy ở đây chỉ tập trung vào vấn đề phân phối tải trọng ngang.

1. Phân phối tải trọng ngang cho nhà có sơ đồ giằng

Trong sơ đồ giằng, khung không chịu tải trọng ngang do đó tải trọng ngang sẽ được phân cho vách và lõi.

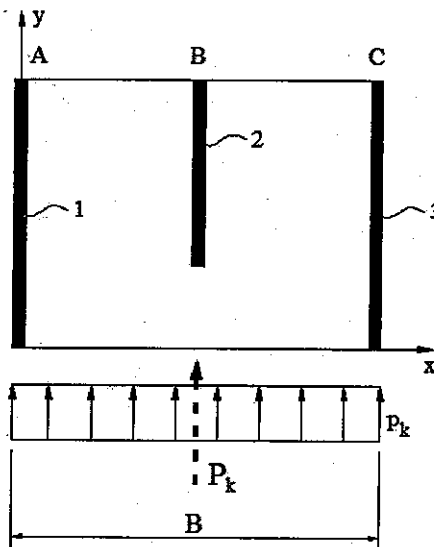


1.1. Phân phối tải trọng ngang cho các vách đặt theo một phương

a. Trường hợp vách đối xứng trên mặt bằng và tải trọng đối xứng

Tải trọng ngang ở đây là tải trọng gió, được xem là phân bố đều trên phương ngang B . Tải trọng gió truyền qua tường ngoài vào các sàn, từ các sàn tải trọng gió truyền vào các vách. Gọi P_k là tải trọng gió tác động lên sàn thứ k , P_k là hợp lực của p_k trên mặt đón gió B ($P_k = B.p_k$). Cần phải phân phối P_k cho các vách 1, 2 và 3 (Hình 5.11). Các giả thiết tính toán:

- Giả thiết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó.
- Bỏ qua biến dạng trượt (cắt) trong các vách, tức là xem độ cứng cắt $GA = \infty$.



Hình 5.11. Trường hợp vách đối xứng và tải trọng đối xứng.

Gọi T_1 , T_2 và T_3 là phần tải trọng P_k phân phối cho các vách 1, 2 và 3. Do tính chất đối xứng, vách 1 và 3 giống nhau nên $T_1 = T_3$.

Từ điều kiện cân bằng tĩnh học ta có:

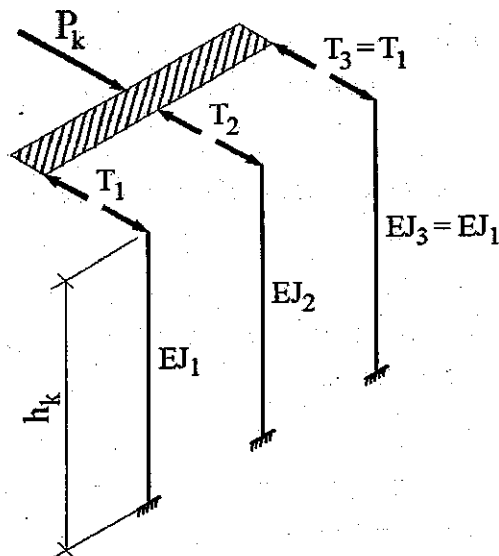
$$P_k = 2T_1 + T_2 \tag{5.21}$$

Vì tính chất đối xứng, sàn không bị xoay mà chỉ có chuyển vị tịnh tiến theo phương của P_k . Gọi w_A , w_B và w_C là chuyển vị ngang của vách ở ngang mức sàn thứ k thì do sàn tuyệt đối cứng, ta có:



$$w_A = w_B = w_C \quad (5.22)$$

Hình 5.12 thể hiện sơ đồ tính T_1, T_2, T_3



Hình 5.12. Sơ đồ tính T_1, T_2, T_3

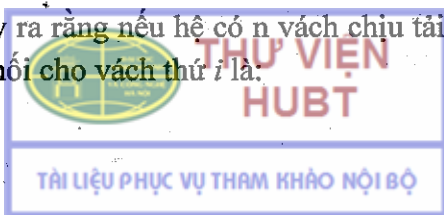
Từ (5.22) ta có:

$$T_1 \frac{h_k^3}{3EJ_1} = T_2 \frac{h^3}{3EJ_2} \quad (5.23)$$

Kết hợp (5.21) và (5.23) ta được:

$$\begin{aligned} T_1 &= P_k \frac{EJ_1}{EJ_1 + EJ_2 + EJ_3} \\ T_2 &= P_k \frac{EJ_2}{EJ_1 + EJ_2 + EJ_3} \\ T_3 &= P_k \frac{EJ_3}{EJ_1 + EJ_2 + EJ_3} \end{aligned} \quad (5.24)$$

Từ (5.24) có thể suy ra rằng nếu hệ có n vách chịu tải trọng ngang P_k thì phân tải trọng ngang phân phối cho vách thứ i là:

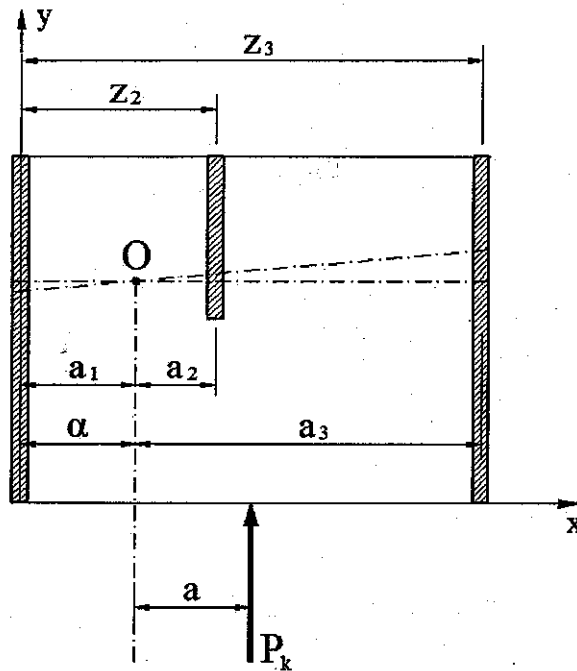


$$T_i = P_k \frac{EJ_i}{\sum_{j=1}^n EJ_j} \quad (5.25)$$

Từ (5.24) và (5.25) có thể thấy vách nào có EJ lớn, vách đó sẽ chịu nhiều tải trọng ngang. Công thức (5.25) được gọi là công thức phân phối tải trọng ngang theo độ cứng.

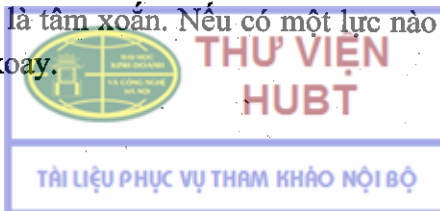
b. Trường hợp hệ có vách không đối xứng trên mặt bằng chịu tải trọng đối xứng (Hình 5.13)

Trong trường hợp này nhà vừa có chuyển vị tịnh tiến theo phương của P_k vừa có chuyển vị xoay. Vẫn dùng các giả thiết tính toán như trên (sàn tuyệt đối cứng và bỏ qua biến dạng trượt của vách).

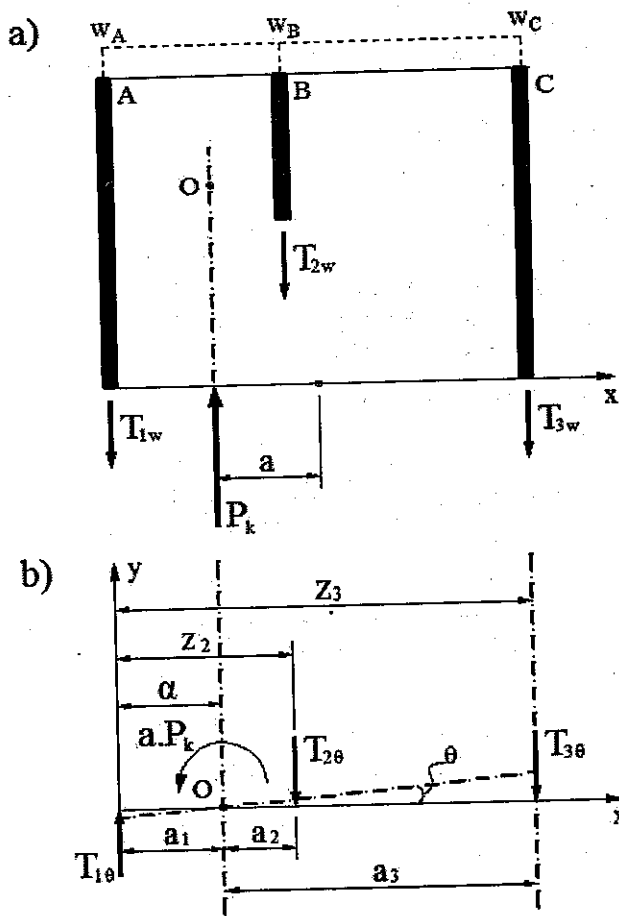


Hình 5.13. Nhà có vách không đối xứng trên mặt bằng.

Sàn bị xoay quanh một điểm O nào đó nằm cách trục tác dụng của P_k một khoảng cách a . Gọi điểm O đó là tâm xoắn. Nếu có một lực nào đó (ví dụ P_k) đi qua tâm xoắn thì nhà không bị xoay.



Để phân phối được P_k cho các vách, ta chuyển P_k về tâm xoắn và phải cộng thêm một mômen $M_k = aP_k$ như Hình 5.14

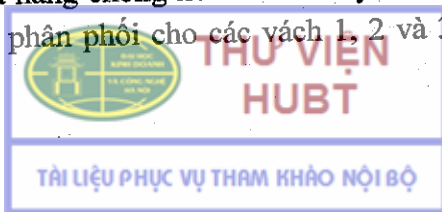


Hình 5.14. Phân phối tải trọng ngang cho nhà có vách không đối xứng trên mặt bằng
 a) Chỉ xét chuyển vị tịnh tiến; b) Chỉ xét chuyển vị xoay

Các giá trị T_{1w} , T_{2w} , T_{3w} khi chỉ xét đến chuyển vị tịnh tiến được xác định theo (5.24) hoặc (5.25).

Các giá trị $T_{1\theta}$, $T_{2\theta}$, $T_{3\theta}$ khi chỉ xét đến chuyển vị xoay θ được xác định như sau:

Giả thiết bỏ qua khả năng chống xoắn thuần túy của các vách, gọi $T_{1\theta}$, $T_{2\theta}$, $T_{3\theta}$ là phần tải trọng được phân phối cho các vách 1, 2 và 3 từ mômen aP_k . Cân bằng



166 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

mômen của các lực đối với trục đi qua điểm O và thẳng góc với mặt phẳng uốn (Hình 5.14b)

$$aP_k = a_1T_{10} + a_2T_{20} + a_3T_{30} \quad (5.26)$$

Gọi chuyển vị của các vách là y_1, y_2, y_3 . Do sàn là tuyệt đối cứng nên ta có

$$\theta = \frac{y_1}{a_1} = \frac{y_2}{a_2} = \frac{y_3}{a_3} \quad (5.27)$$

Quan hệ giữa T và y như sau:

$$y_1 = \frac{T_{10}h_k^3}{3EJ_1}, \quad y_2 = \frac{T_{20}h_k^3}{3EJ_2}, \quad y_3 = \frac{T_{30}h_k^3}{3EJ_3} \quad (5.28)$$

Từ (5.26), (5.27), và (5.28) ta có:

$$\begin{aligned} T_{10} &= aP_k \left(\frac{a_1EJ_1}{a_1^2EJ_1 + a_2^2EJ_2 + a_3^2EJ_3} \right) \\ T_{20} &= aP_k \left(\frac{a_2EJ_2}{a_1^2EJ_1 + a_2^2EJ_2 + a_3^2EJ_3} \right) \\ T_{30} &= aP_k \left(\frac{a_3EJ_3}{a_1^2EJ_1 + a_2^2EJ_2 + a_3^2EJ_3} \right) \end{aligned} \quad (5.29)$$

Nếu nhà có n vách ta có:

$$T_{10} = aP_k \left(\frac{a_iEJ_i}{\sum_{j=1}^n a_j^2EJ_j} \right) \quad (5.30)$$

Tổng hợp (5.25) và (5.30) ta xác định được phân tải trọng ngang phân phối cho vách thứ i khi nhà vừa có chuyển vị tịnh tiến, vừa có chuyển vị xoay như sau:

$$T_i = P_k \frac{EJ_i}{\sum_{j=1}^n EJ_j} + aP_k \frac{a_iEJ_i}{\sum_{j=1}^n a_j^2EJ_j} \quad (5.31)$$

Trong các công thức trên a là khoảng cách từ lực P_k (đặt ở giữa mặt đón gió) đến tâm xoắn. Cần lưu ý rằng a_i có dấu âm khi vách i nằm ở bên trái của tâm xoắn (xem Hình 5.14b).

Từ (5.31) thấy rằng: vách nào ở xa tâm xoắn sẽ được phân phối nhiều tải trọng ngang.

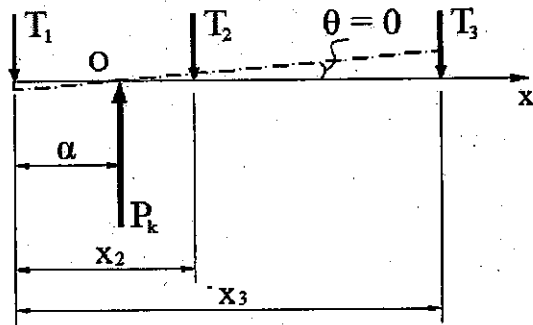
Giá trị $\sum_{j=1}^n a_j^2 EJ_j$ được gọi là độ cứng chống xoắn của hệ kết cấu (của nhà), giá trị này càng lớn càng tốt.

Tọa độ của tâm xoắn được xác định như sau:

Giả thiết P_k đi qua tâm xoắn như Hình 5.15.

Lấy gốc tọa độ là ở vị trí vách 1, khoảng cách từ gốc tọa độ đến các vách theo phương trục x lần lượt là x_1, x_2, x_3 cho các vách 1, 2 và 3. Gọi α là tọa độ của tâm xoắn.

Cân bằng mômen của các lực đối với trục đi qua gốc tọa độ và thẳng góc với mặt phẳng uốn:



Hình 5.15. Sơ đồ để xác định vị trí tâm xoắn.

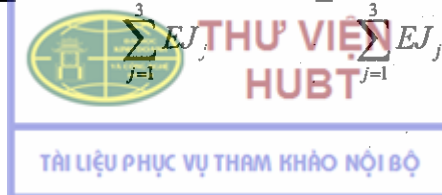
$$\alpha P_k = T_1 x_1 + T_2 x_2 + T_3 x_3 \quad (5.32)$$

Vì P_k đi qua tâm xoắn, góc quay θ phải bằng 0 và các T_i được tính theo (5.24). Đưa (5.24) vào (5.32) ta được:

$$\alpha P_k = P_k \frac{EJ_1}{\sum_{j=1}^3 EJ_j} x_1 + P_k \frac{EJ_2}{\sum_{j=1}^3 EJ_j} x_2 + P_k \frac{EJ_3}{\sum_{j=1}^3 EJ_j} x_3$$

do đó:

$$\alpha = \frac{x_1 EJ_1 + x_2 EJ_2 + x_3 EJ_3}{\sum_{j=1}^3 EJ_j} = \frac{\sum_{j=1}^3 x_j EJ_j}{\sum_{j=1}^3 EJ_j}$$



168 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

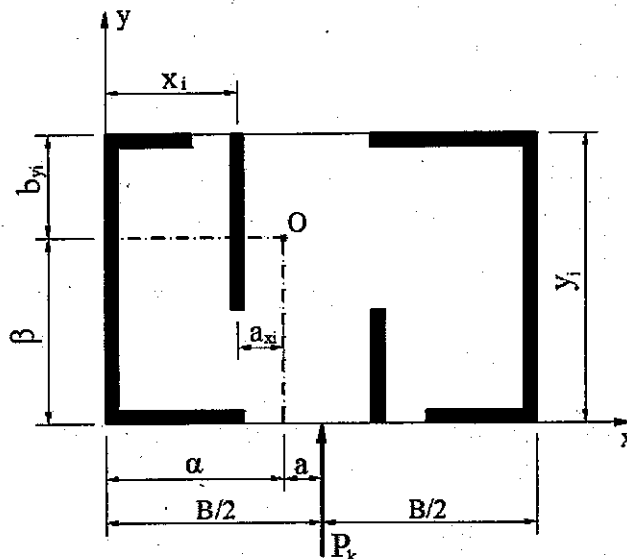
Trong trường hợp nhà có n vách thì tọa độ α của tâm xoắn được xác định theo công thức:

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^n x_j EJ_j}{\sum_{j=1}^n EJ_j} \quad (5.33)$$

Từ (5.33) có thể thấy α chính là tọa độ tâm của độ cứng. Do vậy người ta còn gọi tâm xoắn là tâm cứng.

c. Trường hợp nhà có vách đặt theo hai phương

Trong thực tế, tải trọng ngang có thể tác dụng theo phương ngang nhà hoặc dọc nhà, vì vậy trong nhà cần có vách đặt theo hai phương như Hình 5.16.



Hình 5.16. Sơ đồ vách đặt theo hai phương.

Các giả thiết dùng trong tính toán:

- Sàn có độ cứng vô cùng trong mặt phẳng của nó;
- Bỏ qua biến dạng trượt của vách;
- Bỏ qua khả năng chống uốn ngoài mặt phẳng của vách.

Dưới tác dụng của tải trọng ngang P_k , sàn sẽ bị quay quanh tâm xoắn O. Tọa độ của tâm xoắn α và β cũng được xác định tương tự như công thức (5.33):

$$\alpha = \frac{\sum_{j=1}^n x_j EJ_{xj}}{\sum_{j=1}^n EJ_{xj}} \quad (5.34 a)$$

$$\beta = \frac{\sum_{j=1}^m y_j EJ_{yj}}{\sum_{j=1}^m EJ_{yj}} \quad (5.34 b)$$

Trong đó: x_j – Tọa độ của các vách nằm theo phương trục y ;

y_j – Tọa độ của các vách nằm theo phương trục x ;

J_{xj} – Mômen quán tính của các vách nằm theo phương trục y đối với trục đi qua trọng tâm vách và hướng theo phương x ;

J_{yj} – Mômen quán tính của các vách nằm theo phương trục x đối với trục đi qua trọng tâm vách và hướng theo phương y ;

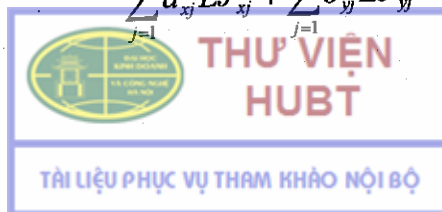
n, m – Số lượng các vách nằm theo phương y và theo phương x .

Việc phân phối tải trọng ngang P_k phân phối cho vách thứ i nằm theo phương trục y như sau:

$$T_{yi} = P_k \frac{EJ_{xi}}{\sum_{j=1}^n EJ_{xj}} + aP_k \frac{a_{xi} EJ_{xi}}{\sum_{j=1}^n a_{xj}^2 EJ_{xj} + \sum_{j=1}^m b_{yj}^2 EJ_{yj}} \quad (5.35a)$$

Vì không có tải trọng ngang tác dụng theo phương x nên các vách nằm theo phương x chỉ góp phần chịu mômen aP_k . Thành phần tải trọng ngang phân phối cho vách thứ i nằm theo phương x là:

$$T_{xi} = aP_k \frac{b_{yi} EJ_{yi}}{\sum_{j=1}^n a_{xj}^2 EJ_{xj} + \sum_{j=1}^m b_{yj}^2 EJ_{yj}} \quad (5.35b)$$



170 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

Khi tính các T_{xi} cần lưu ý đến dấu của b_{yi} để xác định đúng phương của lực cắt trong vách.

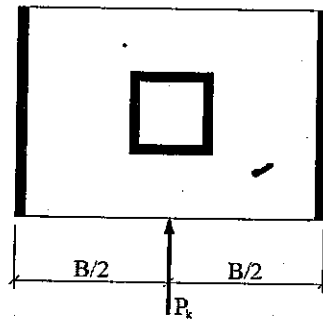
Trong các công thức (5.35a) và (5.35b)

$$\sum_{j=1}^n a_{xj}^2 EJ_{xj} + \sum_{j=1}^m b_{yj}^2 EJ_{yj} \quad (5.36)$$

là độ cứng chống xoắn của hệ có vách đặt theo hai phương. Khi độ cứng chống xoắn lớn thì theo (5.35a), (5.35b) nội lực xuất hiện trong vách do mômen xoắn aP_k sẽ nhỏ. Vì vậy, khi bố trí mặt bằng của hệ kết cấu, cần tăng giá trị của a_x và b_y cho các vách.

d. Trường hợp nhà có lõi

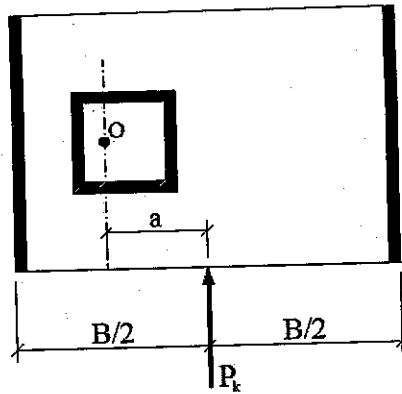
Nếu hệ kết cấu là đối xứng như trên Hình 5.17 thì dưới tác dụng của P_k , nhà không bị xoay, lõi làm việc giống như vách nhưng với độ cứng của tiết diện hình hộp. Khi đó vẫn dùng công thức (5.25) để phân phối tải trọng ngang P_k cho vách và lõi



Hình 5.17. Nhà có lõi bố trí đối xứng.

- Nếu hệ kết cấu là không đối xứng như trên Hình 5.18 thì nhà sẽ bị xoay. Khi đó lõi vừa có tác dụng chống lại chuyển vị thẳng theo phương của P_k , vừa có tác dụng, chính nó, chịu một phần mômen xoắn aP_k .

Phần mômen xoắn phân phối cho lõi phụ thuộc vào độ cứng chống xoắn của tiết diện hình hộp khép kín và đạo hàm của góc xoắn theo chiều cao của lõi ($d\theta/dz$) (z là trục hướng theo chiều thẳng đứng, thẳng góc với mặt phẳng xOy). Nội dung tính toán này không được trình bày ở đây.



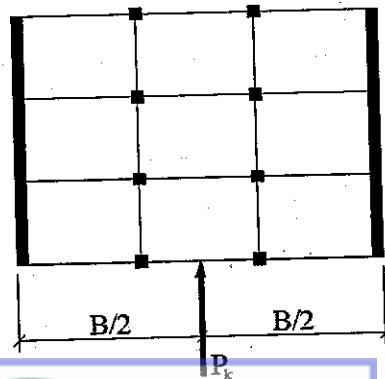
Hình 5.18. Nhà có bố trí không đối xứng

Cần lưu ý rằng tính toán với giả thiết sàn tuyệt đối cứng và bỏ qua biến dạng trượt sẽ gây ra sai số lớn bé khác nhau tùy theo tỷ số H/B của vách. Nói chung, tính toán như vậy có thể dùng trong thiết kế sơ bộ.

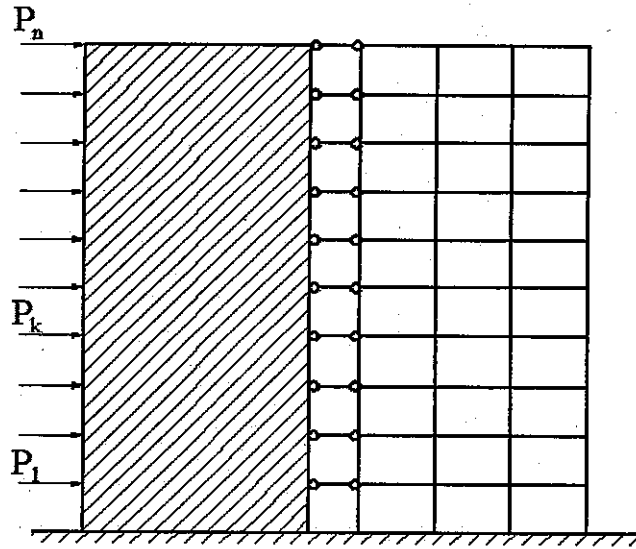
2. Phân phối tải trọng ngang cho nhà có sơ đồ khung giằng

2.1. Trường hợp hệ kết cấu đối xứng (Hình 5.19)

Nếu giả thiết sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó thì ở ngang mỗi mức sàn, khung và vách đều có chuyển vị tịnh tiến như nhau theo phương P_k . Để tính được nội lực trong khung và vách, có thể lập sơ đồ tính như trên Hình 5.20. Dùng các phương pháp của môn cơ học kết cấu để giải nội lực và chuyển vị trong vách và khung.

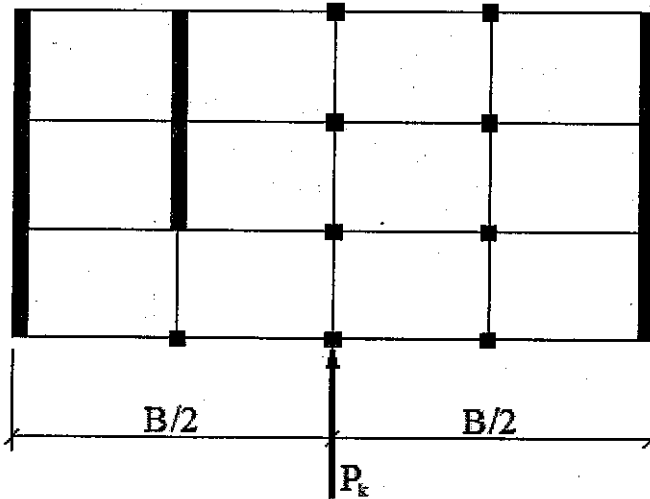


Hình 5.19. Sơ đồ nhà có khung, vách đối xứng



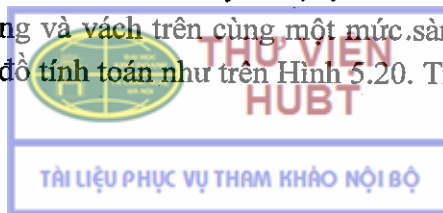
Hình 5.20. Sơ đồ tính toán nhà có sơ đồ khung giằng.

2.2. Trường hợp hệ kết cấu không đối xứng (Hình 5.21)



Hình 5.21. Sơ đồ nhà có khung, vách không đối xứng

Trong trường hợp này, nhà vừa có chuyển vị tịnh tiến vừa có chuyển vị xoay. Chuyển vị của các khung và vách trên cùng một mức sàn không giống nhau nên không thể thành lập sơ đồ tính toán như trên Hình 5.20. Trong tính toán gần đúng,



có thể chuyển khung thành vách tương đương sau đó dùng công thức (5.31) để phân phối tải trọng ngang. Độ cứng tương đương của khung EJ_k được xác định bằng cách cân bằng chuyển vị ở đỉnh vách và đỉnh khung khi chúng chịu tải trọng giống nhau (ví dụ $P = 1$ đặt ở đỉnh). Gọi là vách tương đương nên chỉ đúng đối với một dạng tải trọng và chuyển vị ở một vị trí (là đỉnh). Do vậy, sai số gặp phải sẽ không nhỏ và cần phải được lưu ý.

3. Vấn đề nội lực cấp hai (hiệu ứng cấp hai P- Δ)

Việc tính toán nội lực trong các hệ kết cấu xây dựng được dựa trên cơ sở chuyển vị của kết cấu là nhỏ, do đó có thể bỏ qua nội lực do tải trọng gây ra đối với chuyển vị đó. Nội lực tính được như vậy gọi là nội lực cấp một. Nếu chuyển vị của kết cấu là lớn thì tải trọng sẽ gây thêm nội lực trên chính chuyển vị của kết cấu đó, đó là nội lực cấp hai. Chúng ta đã gặp khái niệm này khi tính toán hệ số uốn dọc của cầu kiện chịu nén lệch tâm [3]. Đối với kết cấu nhà nhiều tầng, nên tăng cường độ cứng tổng thể của nhà để nhà có chuyển vị nhỏ, không gây lên hiệu ứng nội lực cấp hai đối với trọng lượng bản thân của nhà khi có tác dụng của tải trọng ngang gây ra chuyển vị ngang dẫn đến mất ổn định tổng thể hệ kết cấu của nhà. Theo [7], không cần xét hiệu ứng nội lực cấp 2 (hoặc hiệu ứng cấp hai) đối với trọng lượng bản thân nhà khi:

$$EJ_d \geq 2,7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.36)$$

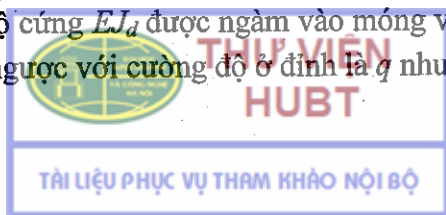
đối với nhà có kết cấu vách, khung – vách, ống

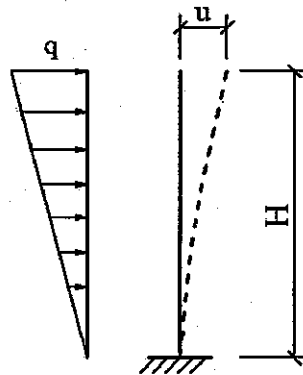
$$D_i \geq 20 \sum_{j=1}^n \frac{G_j}{h_j} \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (3.57)$$

đối với nhà có kết cấu khung.

Trong các công thức (5.36), (5.37):

EJ_d – Độ cứng tương đương của hệ kết cấu, có thể tính được theo công thức (5.38) xuất phát từ việc cân bằng chuyển vị u của hệ kết cấu nhà và côngxon tương đương có độ cứng EJ_d được ngàm vào móng và cùng chịu tải trọng phân bố có hình tam giác ngược với cường độ ở đỉnh là q như sơ đồ trên Hình 5.22.





Hình 5.22. Sơ đồ để tính EJ_d

$$EJ_d = \frac{11qH^4}{120u}; \quad (5.38)$$

trong đó H – Chiều cao nhà;

G_i, G_j – Giá trị tính toán của trọng lượng bản thân của tầng nhà thứ i và thứ j ;

h_i – Chiều cao của tầng nhà thứ i ;

D_i – Độ cứng quy ước tương đương của tầng thứ i , có thể tính bằng tỷ số lực cắt của tầng đó và chuyển vị ngang tương đối của sàn trên và sàn dưới;

u – Chuyển vị ngang của đỉnh nhà.

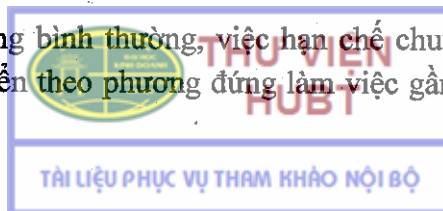
Nếu các điều kiện (5.36), (5.37) không được thỏa mãn thì phải xét đến hiệu ứng cấp hai hoặc phải điều chỉnh hệ kết cấu để cho các điều kiện đó được thỏa mãn.

§6. CHUYỂN VỊ NGANG CỦA NHÀ NHIỀU TẦNG

1. Hạn chế chuyển vị ngang

Hệ kết cấu của nhà cần phải có đủ độ cứng để bảo đảm chuyển vị ngang không vượt quá giới hạn cho phép. Chuyển vị ngang được tính với giả thiết vật liệu làm việc đàn hồi, mô đun đàn hồi là E_b , bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép.

Trong điều kiện sử dụng bình thường, việc hạn chế chuyển vị ngang nhằm bảo đảm hệ kết cấu phát triển theo phương đứng làm việc gần với trạng thái đàn hồi,



đối với kết cấu bê tông cốt thép sẽ không xuất hiện khe nứt trong tường và cột, đồng thời trong các cấu kiện dầm và sàn có thể hạn chế về số lượng, bề rộng và bề sâu của khe nứt trong phạm vi cho phép. Việc hạn chế chuyển vị ngang cũng nhằm bảo đảm không xảy ra những hư hỏng trong các kết cấu phụ như tường chèn, vật liệu ốp lát, khung cửa,... khi xảy ra gió bão.

Người ta thường hạn chế chuyển vị ngang tương đối ở đỉnh nhà f/H , chuyển vị tương đối giữa hai tầng liền kề ($\Delta u/h$) và có khi còn hạn chế góc xoắn (θ) ở đỉnh nhà hoặc góc xoắn tương đối giữa hai tầng nhà liền kề. Tiêu chuẩn thiết kế của các nước đưa ra những giá trị hạn chế khác nhau đối với các đại lượng kể trên và không phải nước nào cũng hạn chế cả ba đại lượng đó. Những tiêu chuẩn xuất bản gần đây thiên về hạn chế giá trị chuyển vị tương đối giữa hai tầng liền kề ($\Delta u/h$) thay vì hạn chế cả hai đại lượng f/H và $\Delta u/h$. Nhiều nước cảnh báo người thiết kế hạn chế độ lệch của tâm xoắn so với tâm hình học và tâm khối lượng của nhà để thay cho việc hạn chế góc xoắn θ .

Tùy thuộc vào dạng kết cấu chịu lực của nhà, vào vật liệu chèn khung và vật liệu ốp lát người ta thường hạn chế như sau:

$$\frac{\Delta u}{h} \leq \frac{1}{500} \div \frac{1}{1000}$$

$$\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500} \div \frac{1}{850}$$

2. Những giải pháp để hạn chế chuyển vị ngang

Nếu chuyển vị tính được vượt quá giá trị cho phép thì phải có giải pháp để giảm đi. Sau đây là một số giải pháp thông thường.

2.1. Tăng tiết diện ngang của cột, vách và lõi bằng cách tăng chiều dày của chúng

Giải pháp cho hiệu quả thấp nhưng ít ảnh hưởng đến mặt bằng và không gian kiến trúc của ngôi nhà. Tăng tiết diện ngang của dầm khung cũng góp phần giảm chuyển vị ngang nhưng hiệu quả thấp và nhiều khi ảnh hưởng bất lợi đến không gian và thẩm mỹ kiến trúc của ngôi nhà.



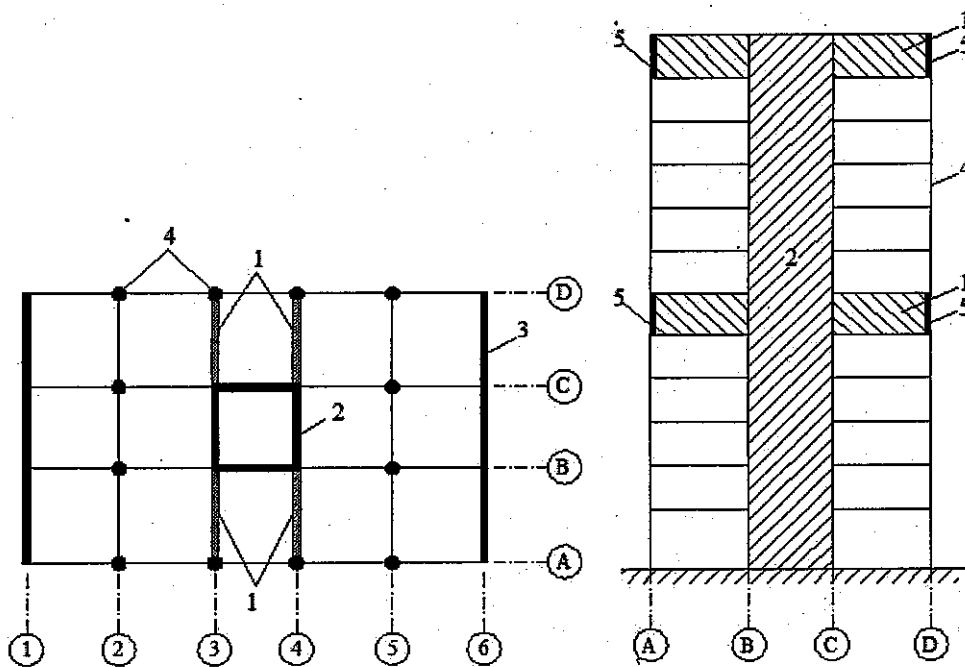
Cần lưu ý rằng, tăng tiết diện ngang của các cấu kiện có thể dẫn đến tình trạng dư thừa về cường độ của kết cấu làm tăng giá thành của công trình.

2.2. Bố trí lại hệ kết cấu phát triển theo phương đứng, trong đó bao gồm cả việc tăng thêm vách

Giải pháp này đòi hỏi sự phối hợp chặt chẽ giữa kiến trúc sư và kỹ sư kết cấu nhằm đạt tới sự hài hòa về không gian kiến trúc và việc bảo đảm cường độ và chuyển vị ngang của nhà.

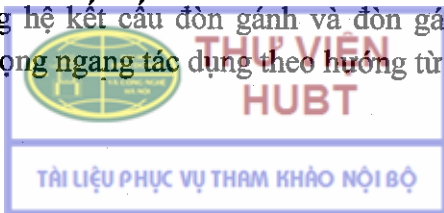
2.3. Sử dụng những dạng kết cấu phát triển theo phương đứng có hiệu quả trong việc chống chuyển vị ngang

Ví dụ kết cấu dạng khung có thanh chéo (dàn), đặt ở trong hoặc trên mặt đứng của nhà.



Hình 5.23. Sơ đồ kết cấu dòn gánh và dòn gánh – đái ngoài
 1 – Đòn gánh, 2 – Lõi, 3 – Vách, 4 – Cột, 5 – Đái ngoài.

Người ta cũng sử dụng hệ kết cấu dòn gánh và dòn gánh – đái ngoài như trên Hình 5.23. Khi có tải trọng ngang tác dụng theo hướng từ trái sang phải, cột 3D và



4D sẽ chịu nén, cột 3A và 4A sẽ chịu kéo cung cấp một ngẫu lực làm giảm mômen gây chuyển vị ngang của nhà. Đòn gánh 1 phải có độ cứng lớn, chiều cao của đòn gánh có thể chiếm một đến hai tầng nhà. Đòn gánh có thể đặt trên đỉnh hoặc cách đỉnh một số tầng nhà. Đối với những nhà cao thì có thể có nhiều lớp đòn gánh và cần được tính toán để đạt hiệu quả tối ưu. Đòn gánh có thể là tấm tường bê tông hoặc dàn thép.

Nếu thêm đai ngoài 5, ta sẽ được hệ kết cấu đòn gánh – đai ngoài. Trong trường hợp này, các cột ngoài của khung trục 2 và 5 cũng được huy động để tạo ra ngẫu lực làm giảm mômen gây chuyển vị ngang. Sử dụng hệ đòn gánh – đai ngoài rất có hiệu quả đối với những ngôi nhà có chiều cao rất lớn.

§7. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ CỦA CÁC CẤU KIỆN NHÀ NHIỀU TẦNG

1. Những nguyên tắc chung

1.1. Hạn chế ứng suất nén trong bê tông

Đối với những nhà nhiều tầng phải chịu tải trọng động đất, cần phải có nhiều giải pháp để bê tông chịu nén không bị sớm phá hoại.

Trong tính toán người ta thường giảm cường độ chịu nén tính toán của bê tông hoặc giảm khả năng chịu nén của cả vùng nén, cũng có thể hạn chế tỷ số nén của tiết diện như sau:

$$n_1 = \frac{N}{R_b A_b} \leq n_{1gh} \quad (5.39)$$

Trong đó: n_1 – Tỷ số nén của tiết diện;

N – Lực dọc tính toán;

R_b – Cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

A_b – Tiết diện của cấu kiện;

n_{1gh} – Giá trị giới hạn của tỷ số nén.



Giá trị của n_{1gh} được quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế, nó phụ thuộc vào cấp độ đất thiết kế, vào loại cấu kiện (cột, vách,...) và phụ thuộc vào tiêu chuẩn của các nước khác nhau, giá trị của n_{1gh} dao động trong khoảng 0,6 đến 0,9.

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu xây dựng trong vùng có động đất của Cộng hòa Liên bang Nga *CHu II II-71-81** không quy định giá trị của tỷ số nén nhưng yêu cầu giảm bớt diện tích vùng chịu nén cực hạn của cấu kiện chịu uốn và cấu kiện chịu nén lệch tâm. Theo đó, khi xác định chiều cao giới hạn tương đối của vùng chịu nén ξ_R , đặc trưng giới hạn của vùng bê tông chịu nén (hệ số ω trong biểu thức tính ξ_R) đối với tiêu chuẩn thông thường phải được nhân với hệ số 0,85 khi có xét đến tải trọng động đất.

1.2. Cường độ của cốt thép

Khi tính toán với tải trọng động đất, có thể tăng chút ít cường độ tính toán của cốt thép dọc vì chỉ cần tránh kết cấu không bị hỏng nhưng có thể bị nứt, đồng thời giảm cường độ tính toán của cốt đai khi phải kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng để tránh phá hoại giòn đối với cột. Ví dụ trong *CHu II II-71-81** lấy hệ số giảm cường độ của đai trong cột là 0,9.

2. Nguyên tắc tính toán cốt thép trong vách

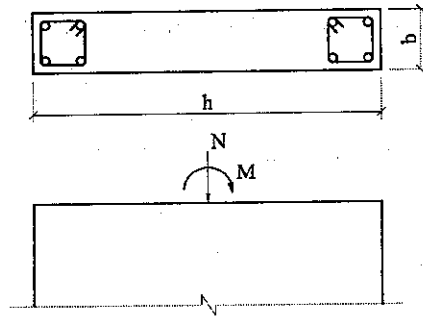
Trong vách thường xuất hiện lực dọc, mômen và lực cắt. Cốt thép trong vách gồm có cốt dọc đặt theo phương thẳng đứng và cốt ngang đặt theo phương ngang; cần phải tính toán số lượng cốt dọc và cốt ngang để chịu mômen, lực cắt và lực dọc.

2.1. Quan niệm vách như một cấu kiện chịu nén lệch tâm với mômen M và lực dọc N

Tính cốt thép dọc chịu kéo A_s và chịu nén A_s' theo cặp M_{max}^+ và N_{tu} trong tổ hợp cơ bản 1 và tổ hợp cơ bản 2 của bảng tổ hợp tải trọng (xem Chương 2). Cốt thép A_s và A_s' được bố trí ở hai đầu của tiết diện như Hình 5.24.

Cốt thép ngang được tính toán theo lực cắt có xét đến ảnh hưởng của lực nén dọc trục N .





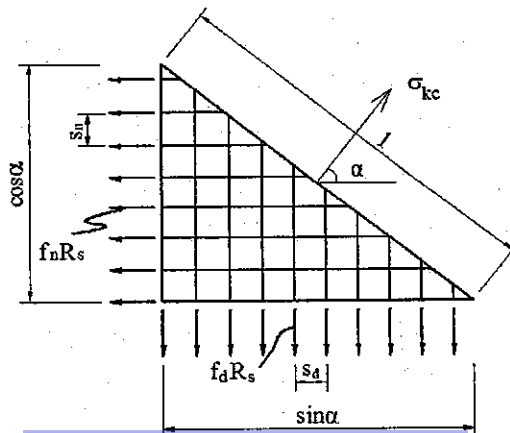
Hình 5.24. Sơ đồ tính toán vách bê tông cốt thép

2.2. Quan niệm vách như một côngxôn đặt đứng làm việc đàn hồi, chịu tác dụng đồng thời của các cặp M, N và Q

Dùng các công thức của môn học sức bền vật liệu để tính ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ , sau đó tính ứng suất kéo chính σ_{kc} và ứng suất nén chính σ_{nc} ở một số điểm trên tiết diện chân vách và ở một số tiết diện dọc theo chiều cao vách, ở đó thuận tiện cho việc thay đổi mật độ cốt thép do càng lên cao nội lực M, N và Q càng nhỏ đi.

Nếu $\sigma_{nc} > R_b$ tức là bê tông không đủ chịu nén thì phải tăng tiết diện hoặc tính toán có kể đến sự làm việc chịu nén của cốt thép.

Nếu $\sigma_{kc} > R_{bt}$ thì phải đặt cốt thép dọc và cốt thép ngang theo tính toán với giả thiết bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông.



Hình 5.25. Sơ đồ để tính cốt dọc và cốt ngang trong vách



180 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

Từ sơ đồ tính toán trên Hình 5.25 ta có biểu thức để tính cốt dọc và cốt ngang theo ứng suất kéo chính:

$$b\sigma_{kc} = \frac{f_d R_s}{s_d} \sin^2 \alpha + \frac{f_n R_s}{s_n} \cos^2 \alpha \quad (5.40)$$

Trong đó: σ_{kc} – Ứng suất kéo chính tại điểm tính toán;

b – Chiều dày của vách;

f_d, f_n – Diện tích tiết diện ngang của một hàng cốt dọc và cốt ngang trên bề dày vách (thông thường trong vách có hai lớp cốt thép);

s_d, s_n – Khoảng cách giữa hai thanh cốt dọc và cốt ngang;

R_s – Cường độ tính toán của cốt thép;

α – Góc nghiêng của ứng suất kéo chính.

Cách tính cốt thép này thích hợp cho vách và lõi có tiết diện ngang phức tạp.

§8. NHỮNG VẤN ĐỀ CẤU TẠO CỦA KẾT CẤU NHÀ NHIỀU TẦNG

1. Bố trí hệ kết cấu

1.1. Mặt bằng nhà

Mặt bằng nhà có dạng tròn, vuông hoặc đa giác đều cạnh sẽ dễ dàng cho việc bố trí một hệ kết cấu đối xứng theo nhiều trục. Điều đó có lợi cho việc đối phó với tải trọng gió và động đất mà khả năng gây ra xoắn hệ kết cấu là rất lớn.

Nếu phải xét đến động đất thì đối với mặt bằng nhà có hình chữ nhật dài là L và rộng là B nên hạn chế tỷ số L/B trong khoảng 5 đến 6 tùy theo cấp động đất lớn hay bé.

Đối với những nhà có mặt bằng lõi lõm thì cần phải hạn chế chiều dài của phần nhô ra để giảm nguy hiểm về xoắn cho hệ kết cấu nhà.



1.2. Mặt đứng của nhà

Mặt đứng của nhà nhiều tầng tốt nhất là có dạng hình chữ nhật, không có dật cấp theo chiều đứng. Nếu có dật cấp thì cũng vẫn giữ được dạng đối xứng và phân dật cấp về mỗi phía không nên quá 1/8 bề rộng nhà.

1.3. Bố trí hệ kết cấu

Cần bố trí hệ kết cấu phát triển theo phương đứng như thế nào để tâm xoắn trùng với tâm hình học và tâm khối lượng.

Trong trường hợp nhà bị xoắn thì chuyển vị ngang lớn nhất không nên vượt quá 1,2 lần chuyển vị ngang trung bình của mép sàn, đồng thời chu kỳ dao động xoắn thứ nhất không vượt quá 0,9 lần chu kỳ dao động uốn thứ nhất. Khoảng cách giữa hai vách không vượt quá 30 m và khoảng cách từ đầu nhà (đối với nhà không có vách đàn hồi) đến vách gần nhất ở phía trong không lớn quá 12 m. Tốt nhất là độ cứng của các vách đặt theo một phương là gần giống nhau, độ cứng của vách lớn nhất không nên vượt quá hai lần độ cứng của vách nhỏ nhất.

1.4. Khe kháng chấn

Giữa hai đơn nguyên nhà hoặc giữa hai khu vực có chiều cao lệch nhau đáng kể, cần cấu tạo khe kháng chấn để hai khối nhà không bị va đập khi xảy ra động đất.

Theo tiêu chuẩn *CHu II II-71-81** của Nga, khi chiều cao nhà từ 5 m trở xuống, bề rộng của khe kháng chấn không nhỏ hơn 30 mm. Khi chiều cao nhà lớn hơn 5 m thì cứ 5 m tiếp theo lại phải tăng bề rộng khe kháng chấn thêm 20 mm.

2. Cấu tạo dầm và cột

Đối với những nhà được thiết kế chịu động đất thì dầm và cột phải được cấu tạo như thế nào để bảo đảm khả năng xuất hiện khớp dẻo ở dầm trước khi xuất hiện khớp dẻo ở cột, nâng cao khả năng chịu nén của vùng nén trong cấu kiện chịu uốn và cấu kiện chịu nén lệch tâm, tránh xảy ra phá hoại về cắt trước khi phá hoại về uốn. Đồng thời các nút khung phải bền vững để không bị phá hoại trước khi các thanh quy tụ vào nút bị phá hoại.



2.1. Tiết diện dầm

Bề rộng của tiết diện dầm không được nhỏ hơn 200 mm, tỷ số giữa bề cao và bề rộng dầm h/b không được lớn hơn 4.

2.2. Cốt thép dọc trong dầm khung

Hàm lượng cốt thép dọc chịu kéo trong dầm không được nhỏ hơn giá trị μ_{min} và không lớn hơn giá trị μ_{max} , các nước quy định những giá trị này khác nhau. Có thể tham khảo quy định của Châu Âu:

$$\mu_{min} = \frac{1,4}{R_s} \leq \mu \leq \mu_{max} = \frac{7}{R_s}$$

Ở những tiết diện có khả năng xuất hiện khớp dẻo, vùng nén phải được gia cường bằng cách đặt cốt thép chịu nén với hàm lượng $\mu' \geq \mu/2$.

Cần phải bố trí ít nhất là bốn thanh cốt thép ở góc dầm chạy suốt chiều dài dầm. Diện tích cốt thép đó ở mặt trên không được ít hơn 1/4 diện tích cốt thép chịu lực ở tiết diện đầu dầm.

2.3. Cốt thép đai trong dầm khung

Ở những vùng có khả năng xuất hiện khớp dẻo và có đặt cốt thép chịu nén, cốt đai cần phải được tăng cường. Chiều dài của vùng tăng cường cốt đai được quy định khác nhau khá nhiều trong tiêu chuẩn thiết kế của các nước. Chiều dài đó có thể trong khoảng từ 0,5h đến 2h (h là chiều cao tiết diện dầm). Đường kính cốt đai không nhỏ hơn 8 mm và khoảng cách cốt đai không lớn hơn giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau; $h/4$, 8d, 150 mm (h là chiều cao dầm, d là đường kính cốt dọc)

Khoảng cách cốt đai trong vùng không cần phải tăng cường không nên lớn quá hai lần khoảng cách ở vùng tăng cường

Khoảng cách cốt đai tại vùng nối vùng cốt thép như sau:

– Đối với cốt thép chịu kéo, lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

$$s \leq 5 d_{min}$$

$$s \leq 100 \text{ mm}$$



– Đối với cốt thép chịu nén

$$s \leq 10 d_{\min}$$

$$s \leq 200 \text{ mm}$$

Ở đây: s – khoảng cách cốt đai.

d_{\min} – đường kính bé nhất của cốt dọc trong tiết diện.

Người ta còn quy định hàm lượng tối thiểu của cốt đai. Có thể tham khảo giá trị lớn nhất theo Quy định Kỹ thuật về Thiết kế nhà nhiều tầng của Trung Quốc (JGJ 3 – 2002) như sau:

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs} \geq 0,30 \frac{R_{bt}}{R_{sw}}$$

Trong đó: A_{sw} – Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện;

b – Bề rộng dầm;

s – Khoảng cách cốt đai theo chiều dọc dầm.

Khoảng cách của hai nhánh cốt đai trong khu vực tăng cường không nên vượt quá 250 mm và 20 lần đường kính cốt thép nhỏ nhất.

Đối với những nhà chỉ cần cấu tạo chống động đất mà không phải tính toán theo tải trọng động đất thì có những quy định riêng.

2.4. Tiết diện cột khung

Khi phải tính đến tải trọng động đất, kích thước bé nhất của cột là 300 mm và có độ mảnh $l/b \leq 16$. Không thiết kế cột quá ngắn để tránh tập trung lực cắt. Tỷ số l/h không nhỏ hơn 4 (l là chiều dài thông thủy của cột, h là cạnh của tiết diện chữ nhật theo phương của lực cắt).

2.5. Cốt thép dọc trong cột khung

Hàm lượng của toàn bộ cốt thép dọc trong cột không được nhỏ hơn 1 %, không nên lớn quá 5 % và không được lớn quá 6 %. Hàm lượng cốt thép ở một cạnh của cột có tiết diện chữ nhật không nhỏ hơn 0,2 %.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc không được vượt quá 200 mm.



2.6. Cốt thép đai trong cột khung

Khi có xét đến tải trọng động đất đường kính cốt đai nhỏ nhất là 8 mm.

Cốt đai phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, đồng thời ở hai đầu của cột trong phạm vi một tầng nhà, cốt đai phải được tăng cường. Chiều dài đoạn cột có cốt đai tăng cường là giá trị lớn nhất trong các giá trị sau; h , $1/6l$ và 450 mm.

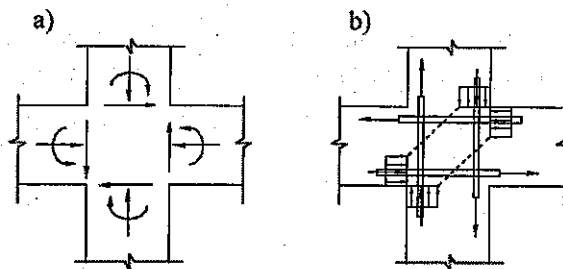
Yêu cầu về cốt đai tăng cường không giống nhau ở các tiêu chuẩn thiết kế trên thế giới. Các quy định trong tiêu chuẩn của Châu Âu đã có trong [2]. Có thể tham khảo thêm tài liệu của Trung Quốc như sau:

Đối với nhà có đẳng cấp kháng chấn bậc 2 (trong số 4 bậc mà bậc 1 là cao nhất) thì cốt đai có đường kính nhỏ nhất là 8 mm, khoảng cách đai là giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị: $8d$ và 100 mm.

Có nơi còn quy định hàm lượng cốt thép đai tối thiểu trong đoạn có cốt đai tăng cường. Hàm lượng cốt đai tối thiểu đó phụ thuộc vào tỷ số nén n_1 . Khi n_1 lớn, tức là lực dọc lớn, thì cốt đai phải đặt nhiều để hạn chế biến dạng ngang của bê tông trong cột.

2.7. Cấu tạo nút khung

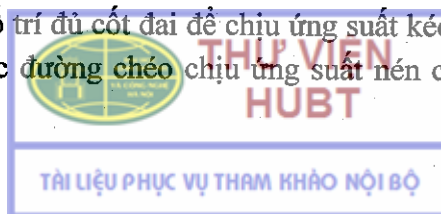
Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng và tải trọng động đất, nút khung sẽ phải chịu mômen, lực dọc, lực cắt như Hình 5.26



Hình 5.26. Sơ đồ chịu lực của nút khung

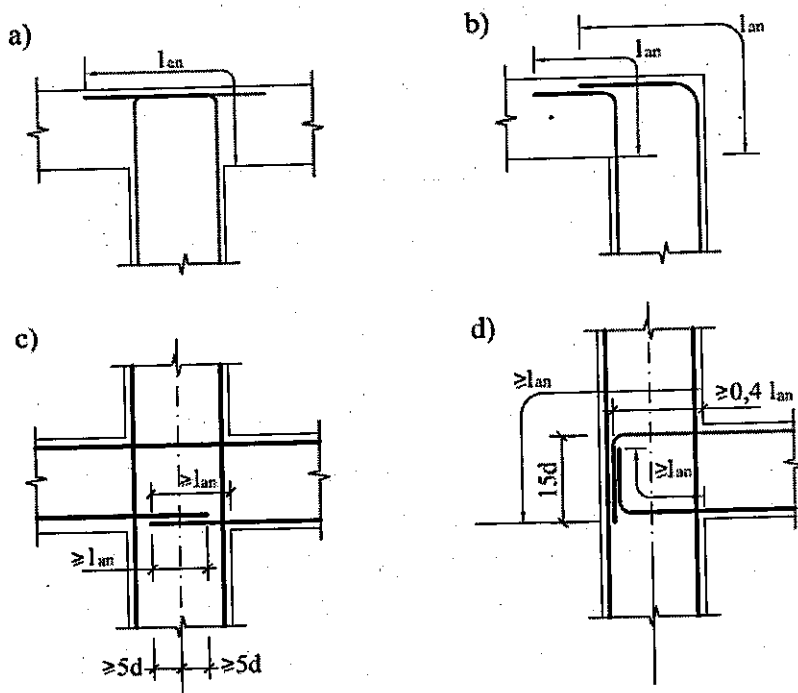
a) Nội lực trong dầm và cột; b) Nội lực trong cốt thép và trong bê tông vùng nén

Trong nút khung phải bố trí đủ cốt đai để chịu ứng suất kéo chính và hạn chế biến dạng ngang của khu vực đường chéo chịu ứng suất nén chính. Số lượng cốt đai



phải bố trí trong nút khung được lấy giống như cốt đai ở chân và đầu cột quy tụ vào nút. Đối với nút có bốn thanh quy tụ (như Hình 5.26) thì số cốt đai có thể giảm một nửa nhưng khoảng cách không được vượt quá $10d$ hoặc 200 mm .

Cốt thép dọc trong cột và dầm phải được neo chắc giống như trong Hình 5.27



Hình 5.27. Neo cốt thép dọc ở nút khung

- a) Cốt dọc của cột neo vào dầm; b) Neo cốt dọc ở cột biên
c) Neo cốt dọc ở mép dưới của dầm; d) Neo cốt dọc của dầm ở cột biên

3. Cấu tạo vách cứng

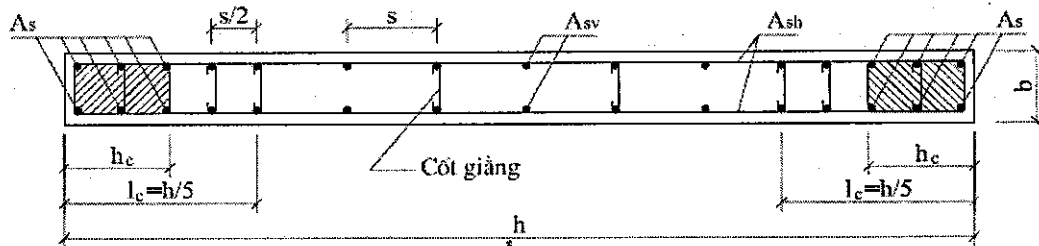
3.1. Tiết diện ngang

Gọi h là chiều cao, b là chiều dày của tiết diện vách và H là chiều cao của vách theo phương thẳng đứng. Chiều cao tiết diện vách h không nhỏ hơn $1/6$ đến $1/8$ chiều cao H , khi các vách được liên kết lại để thành lõi kín, tiết diện chữ I hoặc tiết diện chữ U thì có thể lấy $h = (1/8 \div 1/10)H$. Chiều dày b của vách có tiết diện hình chữ nhật không nhỏ hơn 150 mm và $1/20$ chiều cao của tầng nhà trong điều

kiện chống động đất. Người ta còn khuyên nên tăng chiều dày vách ở mấy tầng dưới cùng để tăng cường khả năng chống động đất tổng thể cho cả nhà. Tỷ số nén của vách ở trong khoảng $0,5 \div 0,6$.

3.2. *Bố trí cốt thép*

Căn cứ vào hình thái chịu lực, trong vách cứng bê tông cốt thép có bốn loại cốt thép như trên Hình 5.28.



Hình 5.28. *Bố trí cốt thép trong vách cứng.*

a. Cốt thép dọc A_s đặt ở hai đầu của vách, được xác định theo tính toán (có thể tính toán theo cấu kiện chịu nén lệch tâm đặt cốt thép đối xứng hoặc bằng các cách khác nhau). Cốt A_s có hàm lượng không nhỏ hơn 1 % và không ít hơn 6 $\Phi 12$. Cốt thép A_s được đặt trong vùng có chiều dài là h_c được lấy là giá trị lớn nhất trong ba giá trị: b ; $0,2h$ và 400 mm đối với vách có tiết diện đơn giản như trên Hình 5.28. Cốt đai trong vùng h_c là cốt đai kín với hàm lượng thể tích là μ_c .

$$\mu_c \geq 0,2 \frac{R_b}{R_s}$$

Khoảng cách tự do của cốt đai trong vùng h_c không được vượt quá 300 mm, đường kính cốt đai không nhỏ hơn 8 mm, khoảng cách đai không vượt quá 200 mm

b. Cốt thép phân bố theo phương đứng A_{sv}

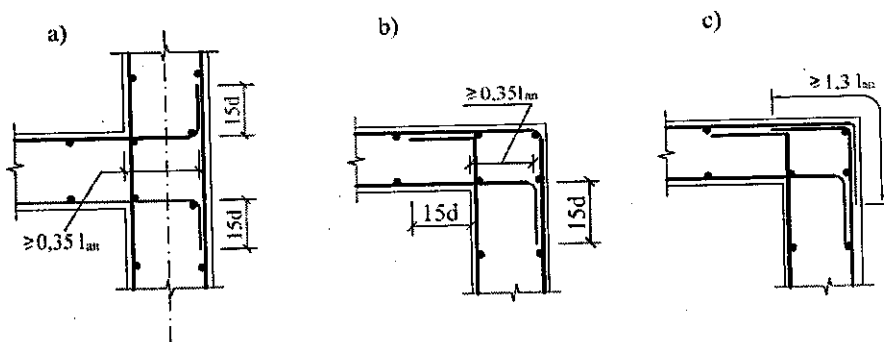
Hàm lượng của cốt thép này không được nhỏ hơn 0,25 %, đường kính cốt thép không nhỏ hơn 8 mm và khoảng cách s không lớn hơn 300 mm. Trong vùng h_c , A_{sv} được tăng gấp hai lần.

c. Cốt thép phân bố theo phương ngang A_{sh}

Hàm lượng tối thiểu của cốt thép này là 0,25 %, khoảng cách cốt thép không lớn hơn 200 mm, đường kính cốt thép không vượt quá 1/10 chiều dày của vách.

Hình 5.29 thể hiện yêu cầu về neo cốt phân bố theo phương ngang A_{sh} .

d. Cốt giằng. Cốt này có tác dụng giữ vị trí cho hai lưới thép đồng thời cũng có tác dụng hạn chế biến dạng nở ngang của bê tông khi chịu nén. Đường kính cốt giằng không nhỏ hơn 6 mm và khoảng cách không lớn hơn 600 mm. Trong khu vực h_c cốt giằng được tăng gấp hai lần.



Hình 5.29. Neo cốt thép A_{sh}

a) Góc có 3 vách ; b) Cốt phía ngoài không bị cắt; c) Cốt phía ngoài bị cắt rời



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

PHỤ LỤC

Phụ lục 1

1. Tải trọng sử dụng tiêu chuẩn phân bố đều trên sàn và cầu thang

TT	Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn, kG/m^2	
1	Phòng ngủ	a) Khách sạn, bệnh viện, trại giam	200	70
		b) Nhà ở kiểu căn hộ, nhà trẻ, mẫu giáo, trường học nội trú, nhà nghỉ, nhà điều dưỡng	150	30
2	Phòng ăn, phòng khách, buồng vệ sinh, phòng tắm	a) Nhà ở kiểu căn hộ	150	30
		b) Nhà trẻ, mẫu giáo, trường học, nhà nghỉ, nhà điều dưỡng, khách sạn, bệnh viện, trụ sở cơ quan	200	70
3	Bếp, phòng giặt	a) Nhà ở kiểu căn hộ	150	30
		b) Nhà trẻ, mẫu giáo, trường học, nhà nghỉ, điều dưỡng, khách sạn, bệnh viện, trại giam, nhà máy	300	100
4	Văn phòng, phòng thí nghiệm	Trụ sở cơ quan, trường học, bệnh viện, ngân hàng, cơ sở nghiên cứu khoa học	300	100
5	Phòng đọc sách	a) Có đặt giá sách	400	150
		b) Không đặt giá sách	200	70
6	Nhà hàng	a) Ăn uống, giải khát	300	100
		b) Triển lãm, trưng bày, cửa hàng	400	140
7	Phòng họp, khiêu vũ, phòng đờ, phòng khán giả, hòa nhạc, khán đài, phòng thể thao	a) Có gắn ghế cố định	400	140
		b) Không có gắn ghế cố định	500	180
8	Sân khấu		750	270



THƯ VIỆN
HUBT

190 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

TT	Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn, KG/m ²	
9	Kho	Tải trọng cho 1 mét chiều cao vật liệu chất kho: a) Kho sách lưu trữ (sách hoặc tài liệu xếp dài đặc) b) Kho sách ở các thư viện c) Kho giấy d) Kho lạnh e) Các loại kho khác	480/1m 240/1m 400/1m 500/1m 240/1m	480/1m 240/1m 400/1m 500/1m 240/1m
10	Phòng học	Trường học	200	70
11	Phòng áp mái	Các loại nhà	70	-
12	Ban công và lôgia	a) Tải trọng phân bố đều từng dải trên diện tích rộng 0,8m dọc theo lan can, ban công, lôgia b) Tải trọng phân bố đều trên toàn bộ diện tích ban công, lôgia được xét đến nếu tác dụng của nó bất lợi hơn khi lấy theo mục a.	400 200	140 70
13		a) Phòng ngủ, văn phòng, phòng thí nghiệm, bếp, phòng giặt, phòng vệ sinh, phòng kỹ thuật b) Phòng đọc, nhà hàng, phòng hội họp, khiêu vũ, phòng đợi, phòng khán giả, phòng hòa nhạc, phòng thể thao, kho, ban công, lôgia c) Sân khấu	300 400 500	100 140 180
14	Sảnh, phòng giải lao, cầu thang, hành lang thông với các phòng	a) Hành lang có thể tập trung đông người (đi ra từ các phòng sản xuất, giảng đường, các phòng lớn) b) Phần mái dùng để nghỉ ngơi c) Các phần khác	500 150 50	180 50 -
15	Mái bằng có sự dụng	a) Mái ngói, fibrô xi măng, mái tôn, trần vôi rom, trần bê tông đổ tại chỗ không có người đi lại, chỉ có người sửa chữa, chưa kể các thiết bị điện nước, thông hơi nếu có		



THƯ VIỆN
HUBT

TT	Loại phòng	Loại nhà và công trình	Tải trọng tiêu chuẩn, kG/m^2	
16	Mái bằng không sử dụng	b) Mái bằng, mái dốc bằng bê tông cốt thép, máng nước mái hắt, trần bê tông cốt thép lắp ghép không có người đi lại, chỉ có người sửa chữa, chưa kể các thiết bị điện nước, thông hơi nếu có	30	
			75	—
			400	140
17	Sàn nhà ga, bến tàu điện ngầm Gara ô tô	Đường cho xe chạy, dốc lên xuống dùng cho xe con, xe khách và xe tải nhẹ có tổng trọng lượng dưới 2.500 kG	500	180

2. Các giá trị của hệ số vượt tải đối với tải trọng thẳng đứng

a) Hệ số vượt tải đối với các tải trọng do trọng lượng kết cấu xây dựng và đất lấy theo bảng sau

Các kết cấu và đất	Hệ số vượt tải
1. Thép	1,05
2. Bê tông có khối lượng thể tích lớn hơn 1.600 kG/m^3 Bê tông cốt thép, gạch đá, gạch đá có cốt thép, gỗ	1,1
3. Bê tông có khối lượng thể tích không lớn hơn 1.600 kG/m^3 các vật liệu ngăn cách, các lớp trát và hoàn thiện (tấm, vữa, các vật liệu cuộn, lớp phủ, lớp vữa lót...) tùy theo điều kiện sản xuất	
– Trong nhà máy	1,2
– Ở công trường	1,3
4. Đất nguyên thổ	1,1
5. Đất đắp	1,15

b) Hệ số vượt tải đối với tải trọng phân bố đều trên sàn và cầu thang lấy bằng

1,3 khi tải trọng tiêu chuẩn nhỏ hơn 200 kG/m^2

1,2 khi tải trọng tiêu chuẩn lớn hơn hoặc bằng 200 kG/m^2



3. Các quy định về giải tải trọng sử dụng khi tính toán sàn, dầm và cột

a) Khi tính dầm chính, dầm phụ, bản sàn, cột và móng, tải trọng sử dụng toàn phần được phép giảm như sau:

– Nhân với hệ số:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}$$

Khi $A > A_1 = 9 \text{ m}^2$, với A là diện tích chịu tải

– Nhân với hệ số

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{A}{A_2}}}$$

Khi $A > A_2 = 36 \text{ m}^2$, với A là diện tích chịu tải.

b) Khi xác định lực dọc để tính cột, tường và móng chịu tải trọng từ hai sàn trở lên, giá trị tải trọng sử dụng toàn phần được phép giảm như sau

– Nhân với hệ số:

$$\psi_{n1} = 0.4 + \frac{\psi_{A1} - 0.4}{\sqrt{n}}$$

khi $A > A_1 = 9 \text{ m}^2$

– Nhân với hệ số:

$$\psi_{n2} = 0.5 + \frac{\psi_{A2} - 0.5}{\sqrt{n}}$$

khi $A > 36 \text{ m}^2$

trong đó: n – số sàn đặt tải trên tiết diện đang xét cần phải kể đến khi tính toán tải trọng.



**THƯ VIỆN
HUBT**

Phụ lục 2 TẢI TRỌNG GIÓ

1. Giá trị áp lực gió W_0

Bảng 2.1

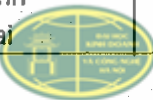
Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
$W_0, \text{kg/m}^2$	65	95	125	155	185

Chú thích: Đối với vùng ảnh hưởng cầu gió bão được đánh giá là yếu, giá trị áp lực gió W_0 được giảm đi 19 kg/m^2 đối với vùng I-A, 12 kg/m^2 đối với vùng II-A và 15 kg/m^2 đối với vùng III-A.

2. Phân vùng áp lực gió theo địa danh hành chính

Bảng 2.2

TT	Địa danh	Vùng	TT	Địa danh	Vùng
1	Thị xã Bạc Liêu	II-A	12	Thành phố Cần Thơ	II-A
2	Thị xã Bắc Kạn	I-A	13	Thị xã Cẩm Phả	III-B
3	Thành phố Bắc Giang	II-B	14	Thị xã Châu Đốc	I-A
4	Thành phố Bắc Ninh	II-B	15	Thành phố Đà Lạt	I-A
5	Thị xã Bến Tre	II-A	16	Thành phố Đà Nẵng	II-B
6	Thành phố Biên Hòa	I-A	17	Thị xã Điện Biên Phủ	I-A
7	Thị xã Buôn Ma Thuột	I-A	18	Thị xã Đông Hà	II-B
8	Thị xã Cà Mau	II-A	19	Thị xã Đồng Hới	III-B
9	Thị xã Cao Bằng	I-A	20	Thành phố Hà Nội	II-B
10	Huyện Cam Ranh	II-A	21	Thị xã Hà Giang	I-A
11	Thị xã Cao Lãnh	I-A	22	Thị xã Hà Đông	II-B
23	Thị xã Hà Nam	III-B	44	Thị xã Sơn La	I-A
24	Thị xã Hà Tĩnh	IV-B	45	Thị xã Sóc Trăng	II-A
25	Thị xã Hải Dương	III-B	46	Thị xã Sơn Tây	II-B
26	Thành phố Hải Phòng	IV-B	47	Thị xã Sầm Sơn	IV-B
27	Thị xã Hòa Bình	I-A	48	Thành phố Hồ Chí Minh	II-A
28	Thị xã Hòn Gai	III-A	49	Thị xã Tây Ninh	I-A



**THU VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

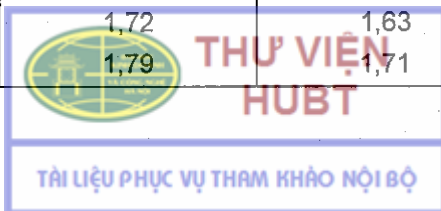
194 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

TT	Địa danh	Vùng	TT	Địa danh	Vùng
29	Thành phố Huế	II-B	50	Thị xã Tân An	II-A
30	Thị xã Hưng Yên	III-B	51	Thành phố Thanh Hóa	III-B
31	Thị xã Kon Tum	I-A	52	Thị xã Thái Bình	IV-B
32	Thị xã Lai Châu	I-A	53	Thành phố Thái Nguyên	II-B
33	Thị xã Lạng Sơn	I-A	54	Thị xã Thủ Dầu Một	I-A
34	Thị xã Lào Cai	I-A	55	Thị xã Tuy Hòa	III-B
35	Thành phố Mỹ Tho	II-A	56	Thị xã Tuyên Quang	I-A
36	Thành phố Nam Định	IV-B	57	Thị xã Trà Vinh	II-A
37	Thành phố Nha Trang	II-A	58	Thị xã Uông Bí	II-B
38	Thị xã Ninh Bình	IV-B	59	Thành phố Việt Trì	II-A
39	Thị xã Phan Thiết	II-A	60	Thành phố Vinh	III-B
40	Thị xã Phan Rang	II-A	61	Thị xã Vĩnh Long	II-A
41	Thị xã Phú Thọ	II-A	62	Thị xã Vĩnh Yên	II-B
42	Thị xã Pleiku	I-A	63	Thành phố Vũng Tàu	II-A
43	Thị xã Rạch Giá	I-A	64	Thị xã Yên Bái	I-A

3. Giá trị của hệ số k đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao

Bảng 2.3

Dạng địa hình Độ cao Z, m	A	B	C
3	1,00	0,80	0,47
5	1,07	0,88	0,54
10	1,18	1,00	0,66
15	1,24	1,08	0,74
20	1,29	1,13	0,80
30	1,37	1,22	0,89
40	1,43	1,28	0,97
50	1,47	1,34	1,03
60	1,51	1,38	1,08
80	1,57	1,45	1,18
100	1,62	1,51	1,25
150	1,72	1,63	1,40
200	1,79	1,71	1,52



Dạng địa hình \ Độ cao Z, m	A	B	C
250	1,84	1,78	1,62
300	1,84	1,84	1,70
350	1,84	1,84	1,78
≥ 400	1,84	1,84	1,84

Chú thích: Địa hình dạng A là địa hình trũng trải, không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5m (bờ biển thoáng, mặt sông, hồ lớn, đồng muối, cánh đồng không có cây cao).

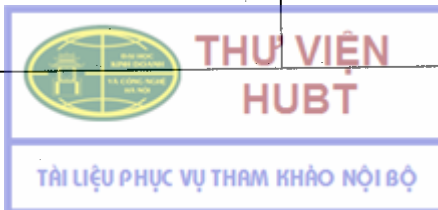
Địa hình dạng B là địa hình tương đối trũng trải có một số cột cản thưa thớt cao không qua 10m (vùng ngoại ô ít nhà, thị trấn, làng mạc, rừng thưa hoặc rừng non, vùng trồng cây thưa).

Địa hình dạng C là địa hình bị che chắn mạnh, có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (thành phố, vùng rừng rậm...)

4. Hệ số khí động C

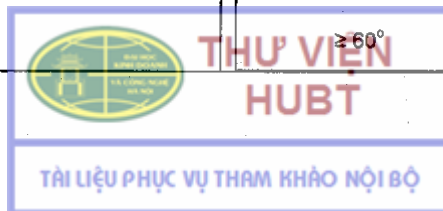
Bảng 2.4

TT	Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động
1	<p>Các mặt phẳng đứng:</p> <p>Đón gió $c = +0,8$</p> <p>Khuất gió $c = -0,6$</p> <p>Các mặt phẳng thẳng đứng hâu nghiêng với phương đứng không quá 15° nằm trong các nhà nhiều cửa trời hoặc các nhà có mặt phức tạp khác (nếu không có sơ đồ tương ứng trong bảng này):</p> <p>Mặt biên hay trung gian nhô cao lên</p> <p>Đón gió $c = +0,7$</p> <p>Khuất gió $c = -0,6$</p> <p>Mặt trung gian khác</p> <p>Đón gió $c = -0,5$</p> <p>Khuất gió $c = -0,5$</p>	



196 *Kết cấu nhà bê tông cốt thép*

TT	Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động						
2	Nhà có mái dốc hai phía	Hệ số	α độ	h, μ				
				0	0,5	1	≥ 2	
		C_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8	
			20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8	
			40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4	
			60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	
		C_{e1}	≤ 60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8	
b/l	Giá trị C_{e3} khi h_1/l bằng							
	$\leq 0,5$	1	≥ 2					
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6					
3	Mái vòm hoặc gần giống dạng mái vòm (ví dụ mái trên cá gián hình cánh cung).	Hệ số	α độ	F/l				
				0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
		C_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
			0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7
			≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7
C_{e2}		-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2		
Giá trị C_{e3} lấy theo sơ đồ 2								
4	Nhà kín mái dốc một chiều	α		C_{e1}				
		$\leq 15^\circ$		-0,6				
		30°		0				
		$\geq 60^\circ$		+0,8				



TT	Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động
5	Nhà một nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài mái nhà	<ul style="list-style-type: none"> - Giá trị C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} lấy theo sơ đồ 2. - Hệ số áp lực đối với cá mặt của cửa trời lấy bằng số -0,6 - Hệ số áp lực đối với mặt đón gió của cửa trời khi góc nghiêng mái dưới 20° lấy bằng -0,8
6	Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài mái nhà	<p>Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8.</p> <p>Đối với mái nhà trên đoạn AB, hệ số C_e lấy như sơ đồ 8</p> <p>Đối với cửa trời đoạn BC khi $\lambda \leq 2$ thì $c_x = 0,2$</p> <p>Khi $2 \leq \lambda \leq 8$ thì $c_x = 0,1 \lambda$</p> <p>Khi $\lambda > 8$ thì $c_x = 0,8$</p> <p>Với $\lambda = a/(h_1 - h_2)$.</p> <p>Đối với những đoạn có mái còn lại $C_e = -0,5$.</p>
7	Nhà kín có cửa trời và hai phần bán mái	Hệ số khí động xem sơ đồ bên
8	Nhà kín hai khẩu độ có cửa trời dọc nhà	<p>Hệ số c_{e1} lấy như sau:</p> <p>Khi $a \leq 4h$ thì $c_{e1} = +0,2$</p> <p>Khi $a > 4h$ thì $c_{e1} = +0,6$</p>
9	Nhà có mái răng cưa	<p>Hệ số c_{e1} và c_{e2} lấy theo sơ đồ 2.</p> <p>Lực ma sát W_f tính cho trường hợp hướng gió theo chiều mũi tên, cũng như theo phương vuông góc với mặt phẳng bản vẽ.</p>
10	Nhà có một mặt mở thường xuyên (mở hoàn toàn hoặc mở một phần)	<p>Gọi μ là độ thấm thấu gió của tường, bằng tỷ số giữa diện tích lỗ cửa mở và diện tích của mặt tường.</p> <p>Khi $\mu \leq 5\%$ thì $c_{11} = c_{12} = \pm 0,2$ tùy theo hướng đón hay khuất gió.</p> <p>Khi $\mu \geq 30\%$ thì $c_{11} = c_{e3}$ xác định theo sơ đồ 2 và $c_{12} = +0,8$</p> <p>Trường hợp mở một mặt hoàn toàn cũng lấy khi $\mu \geq 30\%$.</p> <p>Hệ số C_e lấy theo sơ đồ 2.</p>



THƯ VIỆN
HUBT

5. Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f_L

Bảng 2.5

Vùng áp lực gió	F_L (Hz) khi	
	$\delta = 0,3$	$\delta = 0,15$
I	1,1	3,4
II	1,3	4,1
III	1,6	5,0
IV	1,7	5,6
V	1,9	5,9

6. Hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao Z

Bảng 2.6

Độ cao z, m	Hệ số áp lực động ξ đối với các dạng địa hình		
	A	B	C
≤ 5	0,318	0,517	0,754
10	0,303	0,486	0,684
20	0,289	0,457	0,621
40	0,275	0,429	0,563
60	0,267	0,414	0,532
80	0,262	0,403	0,511
100	0,258	0,395	0,496
150	0,251	0,381	0,468
200	0,246	0,371	0,450
250	0,241	0,364	0,436
300	0,239	0,358	0,425
350	0,236	0,353	0,416
≥ 480	0,231	0,343	0,398



**THƯ VIỆN
HUBT**

7. Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió v

Bảng 2.7

p, m	Hệ số v khi χ (m) bằng						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,87	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

8. Các tham số ρ và χ

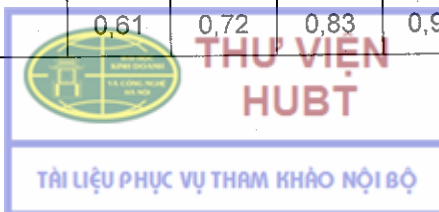
Bảng 2.8

Mặt phẳng tọa độ cơ bản song song với bề mặt tính toán	ρ	χ
Zoy	B	h
Zox	0,4a	h
Xoy	b	a

9. Hệ số kể đến thời gian sử dụng công trình

Bảng 2.9

Thời gian sử dụng giả định, năm	5	10	20	30	40	50	100
Hệ số	0,61	0,72	0,83	0,91	0,96	1	1,14



Phụ lục 3

CÁC SỐ LIỆU VỀ CẤU TRÚC CHẠY ĐIỆN

Giải thích ký hiệu:

Q – sức nâng của cầu trục, nếu cho bởi một con số là cầu trục chỉ có một móc cầu, nếu cho bởi hai con số cách nhau bằng gạch xiên là cầu trục có hai móc cầu;
 L_K – nhịp cầu trục, tính bằng khoảng cách giữa hai trục ray; B – bề rộng cầu trục;
 K – khoảng cách giữa hai trục bánh xe của cầu trục; H_{ct} – chiều cao cầu trục, là khoảng cách từ đỉnh ray đến mặt trên của xe con; B_1 – khoảng cách từ trục ray đến mút cầu trục; P_{max}^{tc} – áp lực tiêu chuẩn lớn nhất của một bánh xe cầu trục lên ray;
 P_{min}^{tc} – áp lực tiêu chuẩn nhỏ nhất của một bánh xe cầu trục lên ray; G – trọng lượng xe con.

1. Chỉ tiêu cầu trục chạy điện, chế độ làm việc nhẹ

Bảng 3.1

Sức trục Q, t	Nhịp cầu trục L_K, m	Kích thước cầu trục, mm				Áp lực bánh xe lên ray, t		Trọng lượng, t	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^{tc}	P_{min}^{tc}	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5.000	3.500	1.650	230	6,8	2,3	2,00	13,2
	14					7,3	2,7		15,0
	17					8,0	3,4		17,4
	20					8,7	4,0		20,4
	23	10,0	4,9	24,8					
	26	6.500	5.000	10,5	5,8	27,7			
	29	11,3	6,3	31,0					



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Sức trục Q, t	Nhịp cầu trục L_k, m	Kích thước cầu trục, mm				Áp lực bánh xe lên ray, t		Trọng lượng, t	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^{tc}	P_{max}^{tc}	Xe con G	Toàn cầu trục
10	11	6.300	4.400	2.300	260	11,5	2,0	3,8	17,0
	14					12,5	2,5		19,0
	17					12,5	2,8		20,5
	20					13,5	3,2		23,5
	23					14,5	3,8		26,5
	26					15,5	4,2		29,5
	29					17,0	5,2		34,5
15	11	6.300	4.400	2.300	260	14,5	2,8	5,2	19,5
	14					15,5	2,8		21,5
	17					16,5	3,2		24,5
	20					17,5	3,8		27,5
	23					18,5	4,2		30,5
	26					19,5	4,8		33,5
	29					21,0	6,8		40,5
20/5	10,5	6.300	4.400	1.650	230	7,0	4,0	8,4	23,0
	13,5					7,5	4,0		25,0
	16,5					8,2	4,5		28,0
	19,5					8,9	5,0		32,0
	22,5					10,1	5,8		35,5
	25,5					10,7	6,8		40,5
	28,5					11,5	7,5		46,0

202 Kết cấu nhà bê tông cốt thép

2. Chỉ tiêu cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình

Bảng 3.2

Sức trục Q, t	Nhịp cầu trục L_K , m	Kích thước cầu trục, mm				Áp lực bánh xe lên ray, t		Trọng lượng, t	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^{tc}	P_{min}^{tc}	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5.000	3.500	1.650	230	7,0	2,3	2,2	13,6
	14					7,5	2,7		15,4
	17					8,2	3,4		18,1
	20					8,9	4,0		20,8
	23	6.500	5.000	10,1	4,9	25,0			
	26			10,7	5,8	28,0			
	29			11,5	6,6	31,2			
10	11	6.300	4.400	1.900	260	11,5	2,0	4,0	17,5
	14					12,0	2,8		19,5
	17					12,5	3,0		21,0
	20					13,5	3,5		24,0
	23	5.000	14,5	4,0	27,0				
	26		15,5	4,5	30,0				
	29		17,0	5,4	34,8				
15	11	6.300	4.400	2.300	260	14,5	3,0	5,3	20,0
	14					15,5	3,0		22,0
	17					16,5	3,5		25,0
	20					17,5	4,0		28,0
	23	5.000	18,5	4,5	31,0				
	26		19,5	5,0	34,0				
	29		21,0	7,0	41,0				
20/5	10,5	6.300	4.400	2.400	260	17,5	4,2	8,5	23,5
	13,5					18,5	4,2		25,5
	16,5					19,5	4,8		28,5
	19,5					21,0	5,2		32,5
	22,5	5.000	22,0	6,0	36,0				
	25,5		23,5	7,0	41,0				
	28,5		25,5	7,8	46,5				



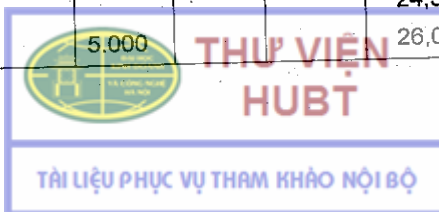
**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

3. Chỉ tiêu cầu trục chạy điện, chế độ việc nặng

Bảng 3.3

Sức trục Q, t	Nhịp cầu trục L_K, m	Kích thước cầu trục, mm				Áp lực bánh xe lên ray, t		Trọng lượng, t	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^{tc}	P_{min}^{tc}	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5.000	3.500	1.750	230	7,6	2,2	3,0	14,6
	14					8,1	2,6		16,4
	17					8,8	3,3		19,1
	20					9,5	3,9		21,8
	23	6.500	5.000	10,7	4,8	26,0			
	26			11,3	5,7	29,0			
	29			12,1	6,5	32,2			
10	11	6.300	4.400	2.100	260	12,5	2,0	5,6	19,0
	14					13,0	2,5		21,0
	17					13,5	3,0		23,0
	20					14,5	3,5		26,0
	23					15,0	4,0		28,0
	26					16,0	4,5		31,0
	29	17,5	5,9	36,8					
15	11	6.300	4.400	2.300	260	15,0	3,8	6,0	22,5
	14					16,0	3,8		24,5
	17					16,5	4,8		27,5
	20					17,5	5,8		31,5
	23					18,6	6,5		35,0
	26					19,5	7,2		38,5
	29	21,5	8,2	44,5					
20/5	10,5	6.300	4.400	2.400	260	18,5	4,0	9,3	25,0
	13,5					19,5	4,0		27,0
	16,5					20,5	4,5		30,0
	19,5					22,0	4,8		33,5
	22,5					23,0	5,5		37,0
	25,5					24,5	6,6		41,0
	28,5					26,0	7,2		46,5



Phụ lục 4

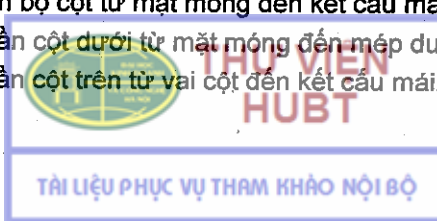
CHIỀU DÀI TÍNH TOÁN CỦA CỘT NHÀ MỘT TẦNG

<i>Đặc trưng của nhà và cột</i>				<i>L_o khi tính cột trong mặt phẳng</i>		
				<i>Cửa khung ngang</i>	<i>Thẳng góc với khung ngang</i>	
					<i>Khi có</i>	<i>Khi không có</i>
				<i>Liên kết trong mặt phẳng của hàng cột dọc</i>		
1. Nhà có cầu chạy	Khí có kể đến tải trọng cầu chạy	Phần cột dưới dầm cầu chạy	Liên tục	1,5H ₁	0,8H ₁	1,2H ₁
			Không liên tục	1,2H ₂	0,8H ₁	0,8H ₁
		Phần cột trên dầm cầu chạy	Liên tục	2H ₂	1,5H ₂	2H ₂
			Không liên tục	2H ₂	1,5H ₂	2H ₂
	Khí không kể đến tải trọng cầu chạy	Phần cột dưới dầm cầu chạy	Một nhịp	1,5H	0,8H ₁	1,2H
			Nhiều nhịp	1,2H	0,8H ₁	1,2H
		Phần cột trên dầm cầu chạy	Liên tục	2,5H ₂	1,5H ₂	2H ₂
			Không liên tục	2H ₂	1,5H ₂	1,5H ₂
2. Nhà không có cầu chạy	Cột có giằng cấp	Phần cột dưới cửa nhà	Một nhịp	1,5H	0,8H	1,2H
			Nhiều nhịp	1,2H	0,8H	1,2H
		Phần cột trên	2,5H ₂	2H ₂	2,5H ₂	
	Cột tiết diện không đổi	Nhà một nhịp	1,5H ₂	0,8H	1,2H	
		Nhà nhiều nhịp	1,2H	0,8H	1,2H	

Ghi chú: H – chiều cao toàn bộ cột từ mặt móng đến kết cấu mái.

H₁ – chiều cao phần cột dưới từ mặt móng đến mép dưới dầm cầu chạy.

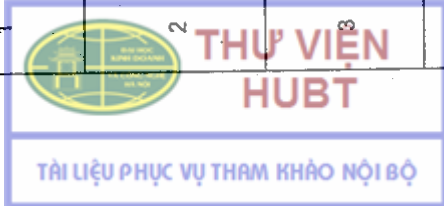
H₂ – chiều cao phần cột trên từ vai cột đến kết cấu mái.



Phụ lục 5
NỘI LỰC TRONG BĂNG ĐÀI ĐỠ TƯỜNG

Sơ đồ	Điều kiện sử dụng	Sơ đồ tải trọng	Mômen ở gối tựa	Mômen ở giữa nhịp
1	$a \leq \frac{L_c}{2}$		$\frac{-q_0 a(2L_c - a)}{12}$	$\frac{q_0 a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_c}{2}$ $a < S$			
3	$\frac{L_c}{2} \leq a \leq L_c$		$\frac{-q_0 a(2L_c - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_c^2 - 4aL_c + a^2) + \frac{L_c^3(L_c - 6a)}{a^2} \right]$
4	$a \geq L_c$		$\frac{-q_0 L_c^2}{12}$	$\frac{q_0 L_c^2}{24}$
5	$a > S$		$\frac{-q_0 S(3L_c - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

Ghi chú: L_0 – nhịp tính toán của băng đài, $L_0 = (L - d)1,05$.



Phụ lục 6

CÁC HỆ SỐ ĐỂ TÍNH TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

Bảng 6.1. Giá trị của hệ số K_1

Nhà và công trình	Giá trị của hệ số K_1
1. Công trình không cho phép có biến dạng dư và những hư hỏng cục bộ (lún, khe nứt,...) ¹	1
2. Nhà và công trình có thể cho phép có biến dạng dư, khe nứt, có hư hại các cấu kiện riêng rẽ, v.v... gây khó khăn cho việc sử dụng bình thường trong khi vẫn bảo đảm an toàn cho người và bảo vệ được thiết bị (nhà ở, nhà công cộng, nhà và các công trình công nghiệp, nông nghiệp; các công trình thủy lợi và giao thông; hệ thống cấp năng lượng và cấp nước, trạm chữa cháy, hệ thống dập đám cháy, một số các công trình liên lạc, v.v...)	0,25
3. Nhà và công trình có thể cho phép có biến dạng dư đáng kể, khe nứt, hư hại các cấu kiện riêng lẻ, có chuyển vị, v.v... cho phép khôi phục tạm thời chức năng sử dụng bình thường trong khi vẫn bảo đảm an toàn cho người (nhà công nghiệp và nông nghiệp một tầng không chứa thiết bị toàn bộ).	0,12

Bảng 6.2. Giá trị của hệ số K_2

Giải pháp kết cấu của nhà	Giá trị của hệ số K_2
1. Nhà khung, nhà tấm lớn có tường bằng kết cấu hỗn hợp và số tầng n lớn hơn 5	$K_2 = 1 + 0,1(n - 5)$
2. Nhà panen cỡ lớn hoặc nhà có tường bằng bê tông cốt thép toàn khối với số tầng từ 5 trở xuống	0,9
3. Như trên nhưng số tầng lớn hơn 5	$K_2 = 0,9 + 0,075(n - 5)$
4. Nhà có một hoặc một số khung tầng dưới và các tầng trên là tường chịu lực, vách cứng hoặc khung chèn, nếu tầng dưới không có tường chèn hoặc ảnh hưởng không đáng kể đến độ cứng của chúng.	1,5
5. Nhà có tường chịu lực bằng gạch hoặc khối xây đá được xây bằng tay không có phụ gia tăng cường lực dính	1,3
6. Nhà khung một tầng, chiều cao đến mép dưới của dầm hoặc dàn không lớn hơn 8 m và có nhịp không lớn hơn 18 m	0,8
7. Những nhà không thuộc diện nêu ở trên	1

Chú thích: 1. Hệ số K_2 không vượt quá 1,5

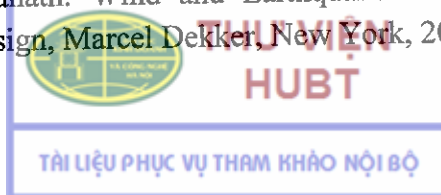
2. Cho phép xác định hệ số K_2 theo các nghiên cứu thực nghiệm.

¹ Những công trình có sự thỏa thuận của chủ đầu tư.



TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Đình Công, Ngô Thế Phong, Huỳnh Chánh Thiên. *Kết cấu bê tông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa)*, NXB Đại học và Trung học chuyên nghiệp, Hà Nội, 1979.
2. Ngô Thế Phong, Lý Trần Cường, Trịnh Kim Đạm, Nguyễn Lê Ninh. *Kết cấu bê tông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa)*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1998.
3. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công. *Kết cấu bê tông cốt thép (phần cấu kiện cơ bản)*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2011.
4. TCVN 5574 : 2012, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*.
5. TCVN 2737:1995, *Tải trọng và Tác động - Tiêu chuẩn thiết kế*.
6. *Các tiêu chí và phương pháp đánh giá chất lượng nhà cao tầng (hướng dẫn sử dụng)*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 2005.
7. *Quy trình kỹ thuật để thiết kế kết cấu nhà nhiều tầng bằng bê tông cốt thép*: JGJ-3-2002, J186-2002, Bắc Kinh, 2002.
8. Asanchev B. , Calcul des structures de bâtiment, Tome 1- Statique, CNTPE, Paris, 1979.
9. Памукчиев С. Сторманобетонни конструкции – общ курс , Изд. Техника , София 1998.
10. Строительство в сейсмических районах – СНиП II-7-81* , Москва 1995.
11. СП 52-101-2003 БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ
12. Bungale S. Taranath. *Wind and Earthquake Resistant Buildings: Structural Analysis and Design*, Marcel Dekker, New York, 2005.



KẾT CẤU NHÀ BÊTÔNG CỐT THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản
GIÁM ĐỐC - TỔNG BIÊN TẬP
PHẠM NGỌC KHÔI

Biên tập : THANH ĐỊNH, THANH NGÀ
LÊ THỊ HỒNG THỦY
Sửa bản in : LÊ THỊ HỒNG THỦY
Thiết kế bìa : NGUYỄN MINH THẢO

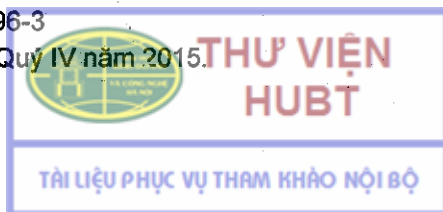
NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

70 Trần Hưng Đạo, Hoàn Kiếm, Hà Nội
ĐT: 04 3822 0686; Fax: 04 3822 0658
Website: <http://www.nxnbkht.com.vn>
Email: nxbkht@hn.vnn.vn

CHI NHÁNH NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

28 Đồng Khởi - Quận 1 - TP. Hồ Chí Minh. ĐT: 08 3822 5062

In 500 bản, khổ 18 × 24 cm, tại Công ty TNHH Trần Công.
Địa chỉ: Số 12 ngách 155/176 đường Trường Chinh, Hà Nội.
Số ĐKXB: 2717-2015/CXBIPH/1-118/KHKT.
Quyết định xuất bản số: 143/QĐXB-NXBKHT, ngày 22/9/2015.
Mã ISBN: 978-604-67-0596-3
In xong và nộp lưu chiểu Quy IV năm 2015.



Nhà xuất bản xin trân trọng giới thiệu cùng bạn đọc

BỘ SÁCH VỀ KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP

của môn Công trình bê tông cốt thép - Trường Đại học Xây dựng

Sách đã xuất bản

1. Kết cấu bê tông cốt thép - Phần cấu kiện cơ bản
2. Kết cấu nhà bê tông cốt thép
3. Kết cấu bê tông cốt thép - Phần kết cấu đặc biệt
4. Khung bê tông cốt thép toàn khối
5. Sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối
6. Sàn phẳng bê tông ứng lực trước căng sau
7. Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép

KẾT CẤU NHÀ BÊTÔNG CỐT THÉP

TRUNG TÂM PHÁT HÀNH - NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 Trần Hưng Đạo - Hoàn Kiếm - Hà Nội
Điện thoại: 04.3822 0686 * Fax: 04. 3822 0686



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

215125M00

ISBN: 978-604-67-0596-3



9 786046 705963

Giá: 98.000 đ