VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS
TRUNG TÂM ĐÀO TẠO XÂY DỰNG VIETCONS
CHƯƠNG TRÌNH - MỖI NGÀY MỘT ĐIỂN SÁCH

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
PGS. TS LÊ THANH HUẤN

KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP



Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI
PGS. TS LÊ THANH HUẤN

KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

TRƯỜNG ĐHDL - KTCN
THƯ VIỆN
SỐ 2000821326
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2007

VIETCONS
ALWAYS BESIDE YOUR SUCCESS

LỜI NÓI ĐẦU

Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép *là một trong những nội dung của bộ giáo trình* ***Nhà cao tầng*** *do Trường Đại học Kiến trúc chỉ đạo biên soạn.*

Kết cấu chịu lực nhà cao tầng thường bao gồm nhiều hệ kết cấu (hệ thanh, hệ sàn cứng, tường cứng, hệ lõi cứng) được liên kết với nhau sao cho chúng cùng có khả năng chịu được các tác động tĩnh và động của các loại tải trọng như một hệ liên tục và thống nhất. Bởi vậy việc tìm hiểu bản chất về sự làm việc của từng hệ chịu lực có ý nghĩa hàng đầu trong thiết kế xây dựng nhà cao tầng.

Sách giới thiệu những nguyên tắc cơ bản lựa chọn các giải pháp kết cấu hợp lý liên quan mật thiết và đôi khi có ý nghĩa quyết định đối với giải pháp kiến trúc, công nghệ; cung cấp cho bạn đọc cách phân tích, áp dụng các giả thiết, sơ đồ tính toán, các yêu cầu cấu tạo sao cho phù hợp với thực tế làm việc của từng dạng kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép đổ tại chỗ hay lắp ghép.

Sách được dùng cho sinh viên ngành Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, đồng thời là tài liệu cho các kỹ sư thiết kế các thể loại kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng.

Tác giả xin chân thành cảm ơn các cán bộ giảng dạy trong Bộ môn Kết cấu bê tông - gạch đá Trường đại học Kiến trúc Hà Nội, GS. TSKH Nguyễn Trâm; PGS. TS Trần Quốc Dũng đã đóng góp nhiều ý kiến trong quá trình biên soạn.

Chắc chắn sách xuất bản lần này không tránh khỏi thiếu sót, tác giả mong nhận được ý kiến nhận xét của bạn đọc.

Tác giả

Chương 1

CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG

1.1. KHÁI NIỆM VỀ CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC

1.1.1. Đặc điểm chịu lực nhà cao tầng

Theo định nghĩa của Ủy ban quốc tế nhà cao tầng thì nhà mà chiều cao của nó ảnh hưởng đến ý đồ và phương pháp thiết kế được gọi là nhà cao tầng. Bởi vậy nhà nhiều tầng, theo định nghĩa trên còn có thể gọi là nhà nhiều tầng để phân biệt với nhà thông thường ít tầng. Tuy nhiên, định nghĩa trên đây cũng chỉ là những quy ước và thay đổi theo điều kiện kinh tế kỹ thuật và xã hội của từng nước. Thí dụ:

Các nước SNG	: Nhà ở 10 tầng trở lên, loại nhà khác 7 tầng.
Trung Quốc	: Nhà ở 10 tầng trở lên. Công trình khác ≤ 24m.
Hoa Kỳ	: Nhà trên 7 tầng hoặc cao trên 22 - 25m.
Pháp	: Nhà ở cao trên 50m, loại nhà khác cao trên 28m.
Vương quốc Anh	: Nhà có chiều cao từ 24, 3m trở lên.
Nhật Bản	: Nhà 11 tầng và cao từ 31m trở lên.
CHLB Đức	: Nhà cao trên 22m tính từ mặt nền.
Bỉ	: Nhà cao bằng và trên 25m kể từ mặt sân ngoài.

Tuy nhiên nhiều nước trên thế giới còn thừa nhận sự phân loại sau đây:

- Nhà cao tầng loại I, từ 9 đến 16 tầng (từ 40 đến 50m),
- Nhà cao tầng loại II từ 17 đến 25 tầng (dưới 80m),
- Nhà cao tầng loại III từ 26 đến 40 tầng (dưới 100m),
- Nhà rất cao trên 40 tầng (trên 100m).

Về phương diện chịu lực, những nhà loại I, II, III đều có thể sử dụng chung những giả thiết và sơ đồ tính toán được trình bầy trong các chương

sau, còn đối với những ngôi nhà rất cao (nhà điểm, nhà tháp,.) còn phải tuân thủ những tiêu chuẩn, quy phạm thiết kế và tính toán bổ sung đặc biệt khác.

Để phân biệt với nhà thấp tầng, theo các tiêu chuẩn, quy phạm thiết kế, tính toán kết cấu hiện hành trong nước và một số nước khác (TCVN 2737-1995- Tải trọng và tác động TCXD 198- 1997; Tiêu chuẩn thiết kế nhà cao tầng bê tông toàn khối), đối với những ngôi nhà có chiều cao từ 40m trở lên, kết cấu chịu lực phải được tính toán cả với thành phần động của tải trọng gió và kiểm tra theo tải trọng động đất từ cấp 7 trở lên (theo thang MSK-64) được xem là nhà cao tầng.

Tuỳ thuộc vào đặc điểm của các hệ chịu lực và cấp động đất phải tính toán, trong một số tiêu chuẩn hiện hành nước ngoài còn quy định các chiều cao lớn nhất thích hợp cho nhà bê tông cốt thép liền khối (Bảng 1-1).

Bảng 1-1. Chiều cao lớn nhất thích hợp công trình bê tông cốt thép toàn khối (m)

Hệ kết cấu	Không có động đất	Cấp động đất thiết kế (MSK-64)			
		6	7	8	9
Khung	60	60	55	45	25
Khung - Vách - lõi	130	130	120	100	50
Vách - Tường cứng	140	140	120	100	60
Lõi - ống, ống trong ống	180	180	150	120	70

Ghi chú:

- *Độ cao nhà được tính từ mặt đất ngoài nhà đến điểm mái công trình, không kể độ cao của các bộ phận nhô lên khỏi mái như bể nước, buồng thang máy;*
- *Đối với công trình lắp ghép hoặc lắp ghép từng phần thì cần xem xét mức độ để chọn chiều cao hợp lý.*

1.1.2. Đặc điểm sử dụng vật liệu

Trong xây dựng nhà cao tầng, việc sử dụng vật liệu cho kết cấu chịu lực và kết cấu bao che có những đòi hỏi nhất định.

a) Đặc điểm nổi bật về phương diện chịu lực của nhà cao tầng là các cấu kiện đều chịu các tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang lớn. Để đủ khả năng chịu lực đồng thời đảm bảo tiết diện các kết cấu thanh như cột, dầm,

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

các kết cấu bản như sàn, tường có kích thước hợp lý, phù hợp với giải pháp kiến trúc mặt bằng và không gian sử dụng, vật liệu dùng trong kết cấu nhà cao tầng cần có cấp độ bền chịu kéo, nén, cắt cao. Trong kết cấu nhà cao tầng cần dùng bê tông có cấp cường độ từ B25 đến B60 (tương đương bê tông mác 300 đến 800) và cốt thép có giới hạn chảy từ 300 MPa trở lên.

Trong không ít trường hợp, nhất là đối với các kết cấu lắp ghép cần đến tính điển hình cao trong sản xuất hàng loạt tại công xưởng, chỉ thay đổi số hiệu bê tông và cốt thép từ dưới lên trên, để giữ nguyên tiết diện cấu kiện như cột và dầm nên việc sử dụng các cấp cường độ khác nhau cho cùng loại cấu kiện, bộ phận kết cấu là rất thích hợp.

b) Bê tông là vật liệu đàn - dẻo, nên có khả năng phân phối lại nội lực trong các kết cấu, sử dụng rất hiệu quả khi chịu tải trọng lặp lại (động đất, gió bão). Bê tông có tính liền khối cao (khi dùng công nghệ đổ liền khối) giúp cho các bộ phận kết cấu của ngôi nhà liên kết lại thành một hệ chịu lực theo các phương tác động của tải trọng. Tuy vậy, bê tông có trọng lượng bản thân lớn nên thường được sử dụng có hiệu quả cho các ngôi nhà dưới 30 tầng. Khi nhà cao trên 30 tầng nhất thiết phải dùng bê tông có cấp cường độ cao, bê tông ứng lực trước hay bê tông cốt cứng (với hàm lượng μ cốt thép cứng không quá 15%) hoặc dùng kết cấu thép hoặc kết cấu thép - bê tông liên hợp.

c) Trong nhà cao tầng thường sử dụng các lưới cột rộng kích thước từ 6×6m trở lên nhưng chiều cao tầng điển hình thường không lớn, nên giải pháp kết cấu sàn phải lựa chọn sao cho các dầm đỡ sàn có chiều cao tối thiểu. Bởi vậy bê tông ứng lực trước thường được sử dụng cho kết cấu sàn đổ toàn khối hay lắp ghép nhất là hệ sàn phẳng không dầm. Ngoài kết cấu chịu lực, kết cấu bao che trong nhà cao tầng cũng chiếm tỷ lệ đáng kể trong tổng khối lượng công trình. Bởi vậy cần sử dụng các vật liệu nhẹ, có khối lượng riêng nhỏ, tạo điều kiện giảm đáng kể không những chỉ đối với tải trọng thẳng đứng mà còn cả đối với tải trọng ngang do lực quán tính gây ra.

1.1.3. Các hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng.

Các cấu kiện chịu lực chính tạo thành các hệ chịu lực nhà cao tầng bao gồm:

- Cấu kiện dạng thanh: cột, dầm, thanh chống, thanh giằng.

- Cấu kiện dạng tấm: Tường (vách đặc hoặc có lỗ cửa), sàn (sàn phẳng, sàn sườn, các loại panen đúc sẵn có lỗ hoặc nhiều lớp ...).

Trong nhà cao tầng, sàn các tầng, ngoài khả năng chịu uốn do tải trọng thẳng đứng, còn phải có độ cứng lớn để không bị biến dạng trong mặt phẳng khi truyền tải trọng ngang vào cột, vách, lõi nên còn gọi là những sàn cứng (tấm cứng).

- Cấu kiện không gian là các vách nhiều cạnh hở hoặc khép kín, tạo thành các hộp bố trí bên trong nhà, được gọi là lõi cứng. Ngoài lõi cứng bên trong, còn có các dãy cột bố trí theo chu vi nhà với khoảng cách nhỏ tạo thành một hệ khung biến dạng tường vây. Tiết diện các cột ngoài biên có thể đặc hoặc rỗng. Khi là những cột rỗng hình hộp vuông hoặc hình tròn sẽ tạo nên hệ kết cấu được gọi là ống trong ống. Dạng kết cấu này thường sử dụng trong nhà có chiều cao lớn.

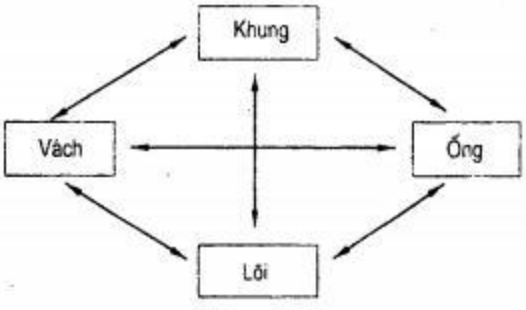
Từ các thành phần kết cấu chính nêu trên, tuỳ thuộc vào các giải pháp kiến trúc, khi chúng được liên kết với nhau theo những yêu cầu cấu tạo nhất định sẽ tạo thành nhiều hệ chịu lực khác nhau theo sơ đồ dưới đây (hình 1.1).

Tuỳ theo cách tổ hợp các kết cấu chịu lực có thể chia thành 2 nhóm:

Nhóm thứ nhất, chỉ gồm một loại cấu kiện chịu lực độc lập như khung, tường, vách, lõi hộp (ống).

Nhóm thứ hai là các hệ chịu lực được tổ hợp từ 2 hoặc3 loại cấu kiện cơ bản trở lên chẳng hạn:

- Kết cấu khung + vách.
- Kết cấu khung + lõi.
- Kết cấu khung + vách + lõi v.v...



Hình 1.1. *Sơ đồ tổ hợp các hệ chịu lực nhà cao tầng*

Sự phân chia trên chỉ là những quy ước tương ứng với từng giả thiết và mô hình tính toán công trình cụ thể, và phụ thuộc vào chiều cao, tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều dài mặt bằng nhà v.v... Khi chiều cao tăng lên thì vai trò khung cột dầm giảm dần đối với tác động của tải trọng ngang. Dầm, cột khung chủ yếu chịu các loại tải trọng thẳng đứng truyền từ sàn tầng vào. Bởi vậy trong thực tế, ngay cả các hệ vách, lõi, ống vẫn luôn kết hợp với hệ

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

thống khung cột được bố trí theo các ô lưới nhất định, phù hợp với giải pháp mặt bằng kiến trúc.

Đặc điểm kết cấu chịu lực nhà cao tầng không chỉ phụ thuộc vào hình dạng, tính chất làm việc của các bộ phận kết cấu mà còn phụ thuộc vào cả công nghệ sản xuất và xây lắp cũng như phương án sử dụng vật liệu :

- Nhà cao tầng kết cấu BTCT có thể được xây dựng theo công nghệ bê tông đổ liền khối hay lắp ghép.

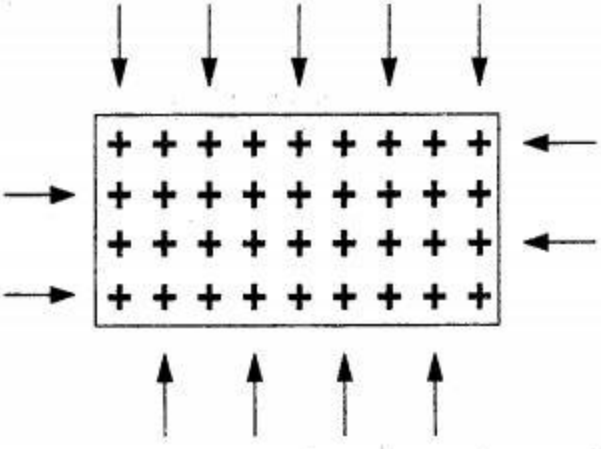
- Nhà cao tầng kết cấu kim loại hoặc thép - bê tông.

Căn cứ vào khả năng tiếp thu tải trọng, nhất là đối với tải trọng ngang có thể chia thành các hệ chịu lực như sau.

a) Hệ khung

- Hệ khung chịu lực được tạo thành từ các cấu kiện thanh như cột, dầm, liên kết cứng tại các nút tạo thành các hệ khung phẳng hoặc khung không gian dọc theo các trục lưới cột trên mặt bằng nhà.

- Khung bê tông cốt thép thường đổ liền khối. Tuy nhiên đối với nhà cao tầng việc thi công các kết cấu dạng thanh như dầm, cột càng trở nên phức tạp trên những độ cao lớn. Nhược điểm này có thể khắc phục bằng việc sử dụng các cấu kiện đúc sẵn tại công xưởng rồi lắp ghép. Khung BTCT lắp ghép khó thực hiện các liên kết cứng, đòi hỏi độ ehính xác cao trong lắp ghép và đều được xét đến trong quá trình tính toán.

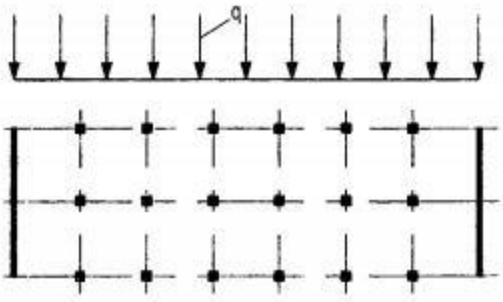


Hình 1.2. *Sơ đồ gây ứng lực trước trong hệ kết cấu khung - vách lắp ghép IMS*

- Hệ khung chịu lực thuần tuý có độ cứng uốn thấp theo phương ngang nên bị hạn chế sử dụng trong nhà có chiều cao trên 40m. Trong kiến trúc nhà cao tầng luôn có những bộ phận như hộp thang máy, thang bộ, tường ngăn hoặc bao che liên tục trên chiều cao nhà có thể sử dụng như lõi, vách cứng nên hệ kết cấu khung chịu lực thuần tuý trên thực tế không tồn tại.

- Các hệ khung bê tông cốt thép lắp ghép có thể được thực hiện bằng công nghệ căng sau các cấu kiện bê tông ứng lực trước theo cả hai phương, và được sử dụng có hiệu quả trong vùng có động đất (chương 6).

b) Hệ khung - vách



Hình 1.3. *Sơ đồ hệ khung - vách.*

Hệ kết cấu này thường được sử dụng cho những nhà có mặt bằng chữ nhật kéo dài, chịu lực chủ yếu theo phương ngang nhà. Các vách cứng được bố trí chủ yếu dọc theo phương ngang ngôi nhà. Trong các kiểu nhà lắp ghép tấm lớn nhiều tầng có thể xem các tấm tường liên kết với nhau tạo thành một hệ tường cứng ngang dọc liên tục. Các mô hình tính toán phụ thuộc nhiều vào cấu tạo các mạch lắp ghép tường với tường và tường với sàn.

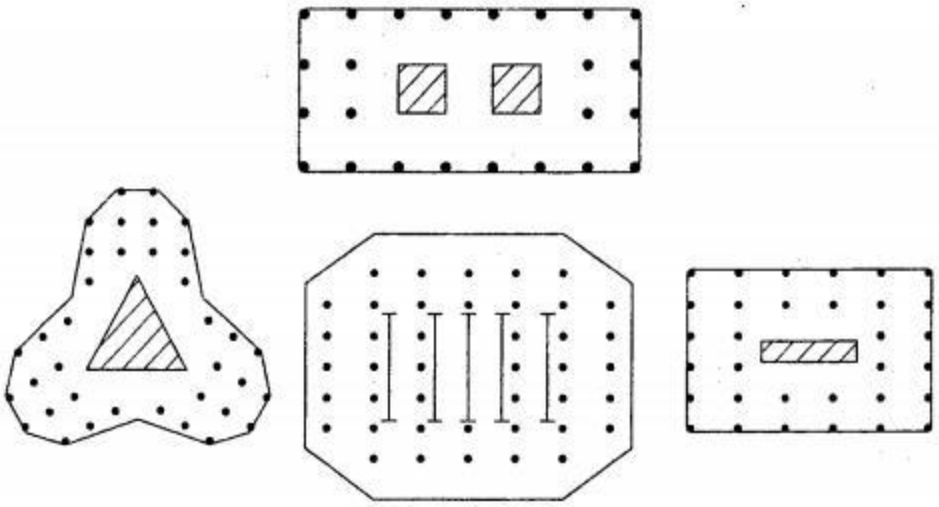
Kết cấu khung- vách thường sử dụng phổ biến hơn cả vì hệ này phù hợp với hầu hết các giải pháp kiến trúc nhà cao tầng. Hệ kết cấu này tạo điều kiện ứng dụng linh hoạt các công nghệ xây dựng khác nhau như vừa có thể lắp ghép vừa đổ tại chỗ các kết cấu bê tông cốt thép. Có thể chỉ đổ tại chỗ các vách cứng bằng công nghệ dùng ván khuôn trượt, còn phần khung (cột, dầm), sàn lắp ghép, thậm chí với các liên kết khớp giữa cột với cột và dầm sàn với vách cứng. Với công nghệ xây dựng lắp ghép, bán lắp ghép cho phép sử dụng hệ kết cấu chịu lực một cách hợp lý và đem lại những hiệu quả kinh tế kỹ thuật nhất định.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Có thể lắp ghép toàn bộ các cấu kiện khung, cột, dầm, tường cứng bằng công nghệ gây ứng lực trước bằng phương pháp căng sau cho toàn bộ hệ dầm dọc theo 2 phương như hệ kết cấu IMS. Hệ kết cấu này có xuất xứ từ CHLB Nam Tư trước đây và được nhiều nước ứng dụng, đặc biệt ở Cu Ba. Hệ kết cấu này có khả năng tiếp thu tốt các tải trọng gió và động đất (hình 1.2).

c) Hệ khung - lõi

Hệ khung - lõi chịu lực thường được sử dụng có hiệu quả cho các nhà có độ cao trung bình và thật lớn, có mặt bằng đơn giản dạng như hình chữ nhật, hình vuông. Lõi (ống) có thể đặt trong hoặc ngoài biên trên mặt bằng (hình 1.4). Hệ sàn các tầng được gối trực tiếp vào tường lõi - hộp hoặc qua các hệ cột trung gian. Phần trong lõi thường dùng để bố trí thang máy, cầu thang và các hệ thống kỹ thuật nhà cao tầng.

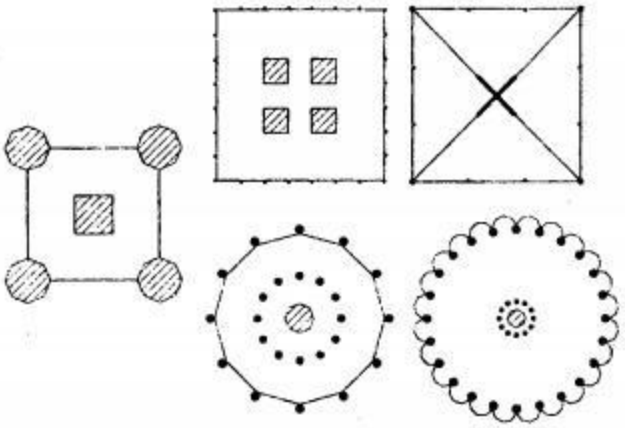


Hình 1.4. *Hệ khung - lõi chịu lực*

d) Hệ lõi - hộp

Hộp là những lõi có kích thước lớn thường được bố trí cả bên trong và gần biên ngôi nhà. Khác với hệ khung- lõi, hệ hộp chịu lực toàn bộ tải trọng đứng và ngang do sàn truyền vào, không có hoặc rất ít cột trung gian đỡ sàn (hình 1.5).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 1.5. *Các giải pháp lõi - ống, ống trong ống*

Hộp trong nhà cũng giống như lõi, được hợp thành từ các tường đặc hoặc có lỗ cửa.

Hộp ngoài biên có diện tích mặt phẳng lớn, được tạo thành từ các cột có khoảng cách nhỏ liên kết với nhau bởi các thanh ngang có chiều cao lớn theo hai phương ngang hoặc chéo tạo nên những mặt nhà dạng khung - lưới, có hình dáng phù hợp với các giải pháp kiến trúc mặt đứng. Tiết diện cột ngoài biên có thể đặc hoặc rỗng tạo nên những dãy ống nhỏ nên còn gọi là kết cấu hộp trong hộp hay ống trong ống, thường được sử dụng trong các ngôi nhà rất cao.

1.2. PHƯƠNG PHÁP LỰA CHỌN HỆ KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

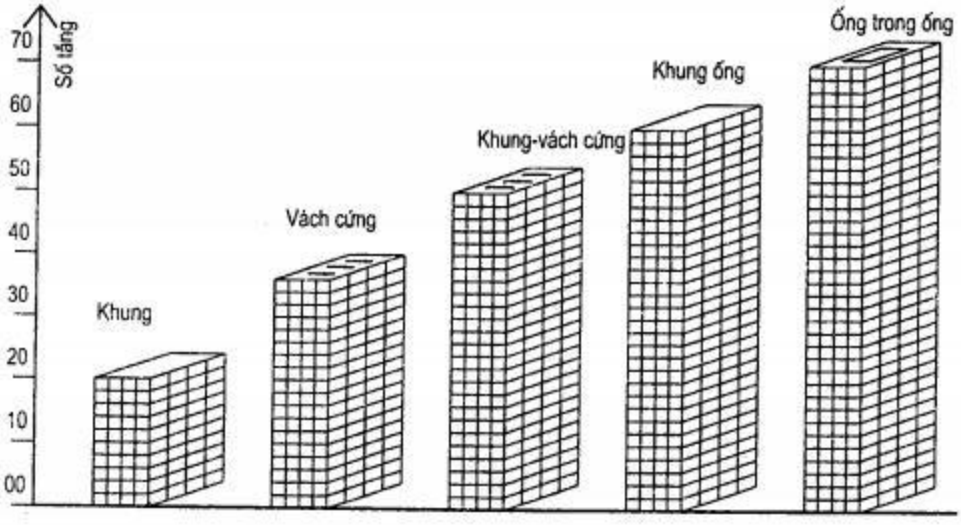
1.2.1. Lựa chọn kết cấu theo chiều cao, số tầng

Trong thiết kế và xây dựng nhà cao tầng, việc lựa chọn hệ kết cấu chịu lực hợp lý phụ thuộc vào nhiều yếu tố như chiều cao, các điều kiện địa chất thuỷ văn, bản đồ phân vùng động đất khu vực hoặc toàn lãnh thổ đất nước và các giải pháp kiến trúc công trình.

Có thể lựa chọn hợp lý hệ kết cấu chịu lực theo số tầng như trên đồ thị (hình 1.6).

Để đảm bảo độ cứng, hạn chế chuyển vị ngang, tránh mất ổn định tổng thể cần hạn chế chiều cao và độ mảnh (tỷ lệ chiều cao trên chiều rộng công trình) lấy theo bảng (1.2).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 1.6. Sơ đồ lựa chọn hệ kết cấu theo số tầng

Bảng 1. 2. Chiều cao tối đa (m) và tỷ số giới hạn giữa chiều cao và chiều rộng H/B

Hệ kết cấu		Trường hợp không có động đất	Trường hợp có động đất cấp		
			6 và 7	8	9
Nhà khung	MaxH = H/B	60 m 5	60-55 m 5 - 5	45 m 4	25 m 2
Nhà vách và khung ống	MaxH = H/B	130 m 5	130-120 m 5 - 5	100 m 4	50 m 3
Nhà vách	MaxH = H/B	140 m 5	140-120 m 6 - 6	120 m 5	60 m 4
Nhà ống và ống trong ống	MaxH = H/B	180 m 6	180-150 m 6-6	120 m 5	70 m 4

1.2.2. Bố trí mặt bằng kết cấu

Mối quan hệ giữa các giải pháp kiến trúc và kết cấu nhà cao tầng phải được xem xét một cách khoa học và hợp lý trong suốt quá trình thiết kế trên cơ sở các quy phạm, chỉ dẫn kỹ thuật. Cần đạt tới sự thống nhất và hợp lý trong các giải pháp kiến trúc và kết cấu cũng như những giải pháp kỹ thuật khác.

Mặt bằng nhà cần chọn hình đơn giản, có trục đối xứng ít nhất là một phương, đặc biệt là đối xứng trong cách bố trí các kết cấu chịu lực. Đây là

tiêu chí quan trọng trong giải pháp kết cấu, bởi đạt được yêu cầu này có thể tránh được những bất lợi do biến dạng xoắn mà trong tính toán, cấu tạo không dễ khắc phục được.

Khi bố trí kết cấu chịu lực nhà cao tầng chịu tải trọng động đất còn cần chú ý những điều sau đây:

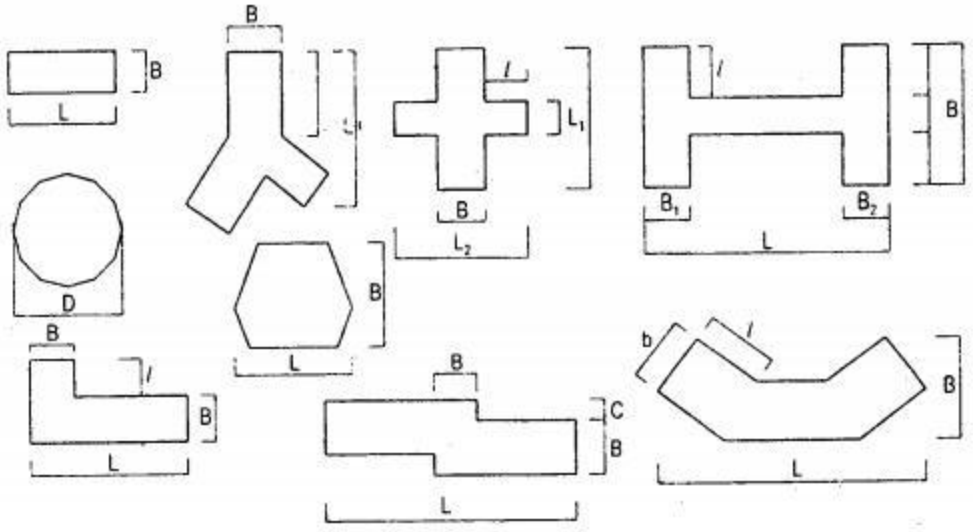
- Mặt bằng nên đối xứng cả hai phương trục nhà;

- Mối quan hệ giữa chiều dài (L), chiều rộng công trình (B), độ nhô ra của các bộ phận công trình (l), vị trí các góc lõm (hình 1.7) trên mặt bằng cần thoả mãn các yêu cầu trong bảng 1.3.

Bảng1.3. Giới hạn của L, B, l

Cấp động đất	L/B	L/B_{max}	l/b
7	≤ 6	≤ 5	≤ 2
8 và 9	≤ 5	≤ 4	≤ 1,5

Ghi chú: Các ký hiệu trong bảng xem trên hình (1.7).



***Hình 1.7.** Các dạng mặt bằng công trình*

1.2.3. Bố trí khe co dãn nhiệt, khe lún, khe kháng chấn

Khi gặp các mặt bằng kiến trúc phức tạp, có những bộ phận chênh tầng thì trước hết nên điều chỉnh bằng cách phân chia thành những khối nhỏ kết hợp với việc bố trí các khe co dãn nhiệt, khe lún, hoặc khe kháng chấn (bảng 1.4). Thông thường các loại khe biến dạng được kết hợp làm một.

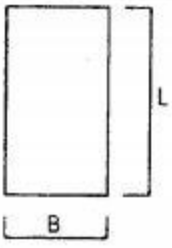
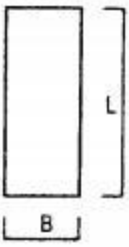
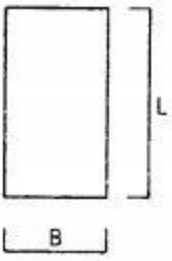
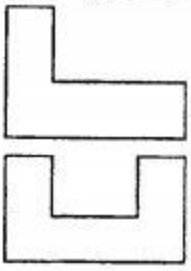
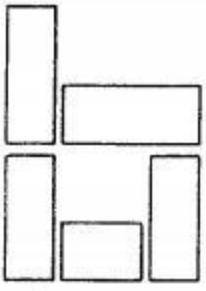
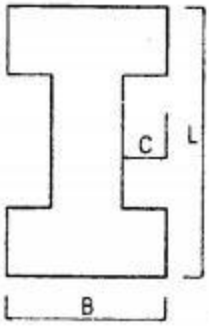
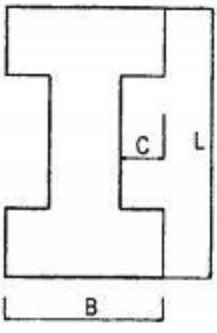
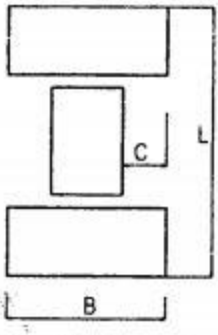
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khe kháng chấn phải đặt theo suốt chiều cao công trình, và có thể không phải kéo tới móng. Khe biến dạng còn được xác định trên cơ sở xác định chuyển vị lớn nhất thường ở tầng mái công trình do các tổ hợp tải trọng bất lợi gây ra theo công thức:

$$D_{min} = u_1 + u_2 + 20mm \qquad (1.1)$$

Trong đó: u_1 và u_2 là chuyển vị lớn nhất theo phương nằm ngang của hai khối kết cấu kề nhau.

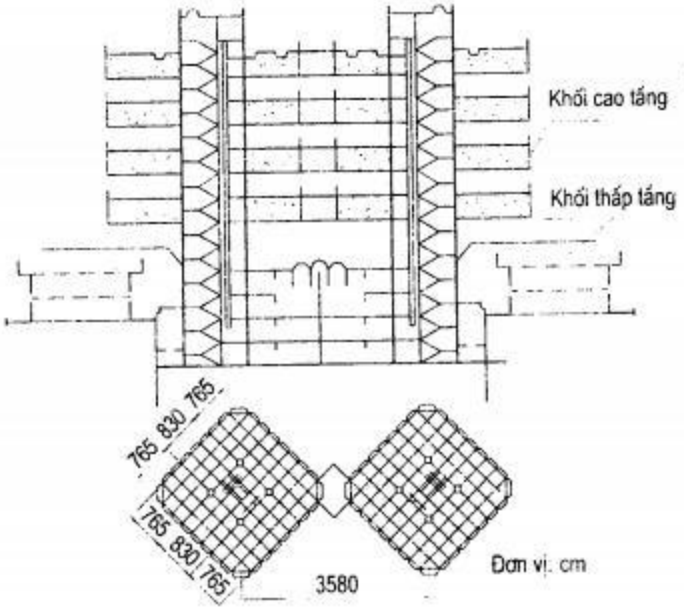
Bảng 1.4. Các giải pháp phân chia mặt bằng

Hình thức hợp lí	Hình thức không hợp lí nên tránh hoặc chuyển đổi	
Nên chọn	Nên tránh	Dùng khe kháng chấn k
 Tỉ lệ cạnh L/B< 3.5	 Tỉ lệ cạnh L/B > 3.5	 Tách mặt bằng thành các đơn nguyên nhỏ
 Tỉ lệ cạnh L/B < 3.5	 Mặt bằng đơn nguyên không đối xứng	 Tách mặt bằng thành các đơn nguyên nhỏ
 Giật cấp c < B/4	 Giật cấp c > B/4	 Tách mặt bằng thành các đơn nguyên nhỏ

Trong nhà cao tầng thường có tầng hầm nên việc bố trí các khe biến dạng, nhất là khe lún gây nhiều phức tạp cho kỹ thuật chống thấm. Giữa khối cao tầng và thấp tầng có thể không bố trí khe lún (hình 1.8) mà chỉ có khe co dãn nhiệt từ mặt móng trở lên một khi áp dụng các biện pháp sau:

- Sử dụng cọc chống vào tầng đá hoặc vào tầng cuội sỏi với độ sâu thích hợp đồng thời chứng minh được sự lún lệch nằm trong phạm vi cho phép;

- Tiến hành thi công phần cao tầng trước, phần thấp tầng sau, có xét đến độ chênh lún của hai khối.



***Hình 1.8.** Mặt cắt công trình có các tầng hầm liên tục*

Khi công trình nằm trong vùng có động đất thì chiều rộng khe lún, khe co dãn phải lấy bằng hoặc lớn hơn bề rộng tối thiểu của khe kháng chấn theo bảng (1.5).

Bảng 1.5. Bề rộng tối thiểu của khe kháng chấn (mm)

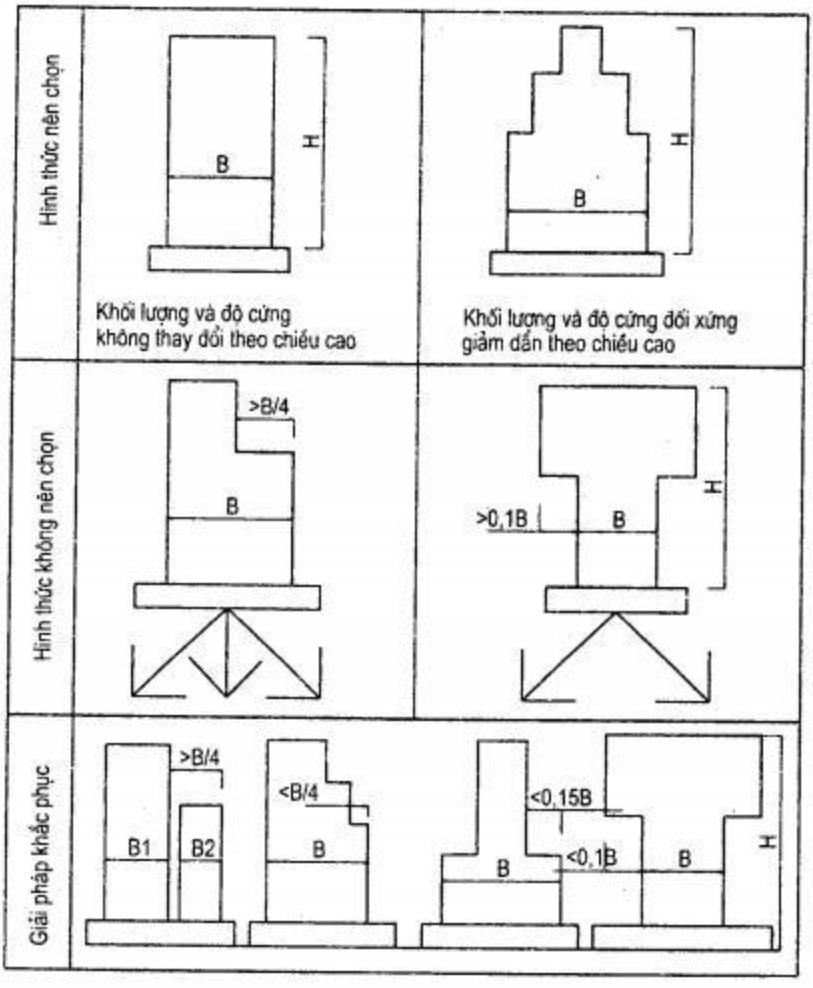
Hệ kết cấu	Cấp động đất thiết kế (MSK-64)			
	6	7	8	9
Khung	4H + 10	5H - 5	7H - 35	10H - 80
Khung - vách cứng	3,5H + 9	4,2H - 4	6H - 30	8,5H - 68
Vách - lõi	2,8H + 7	3,5H - 3	5H - 25	7H - 55

Ghi chú: H - Độ cao mái của đơn nguyên thấp hơn trong các đơn nguyên kề nhau tính bằng mm.

1.2.4. Bố trí kết cấu theo phương thẳng đứng

Trong nhà cao tầng cần thiết kế các kết cấu chịu lực có độ cứng đồng đều, tránh sự thay đổi đột ngột theo chiều cao. Trên mặt cắt thẳng đứng kết cấu cũng cần đạt đến độ đối xứng về hình học cũng như về khối lượng (chất tải). Trong trường hợp không có trục đối xứng hình học theo phương thẳng đứng thì có thể dùng các biện pháp khắc phục như trong bảng (1.6).

Bảng 1.6. Sơ đồ nguyên tắc thiết kế mặt đứng



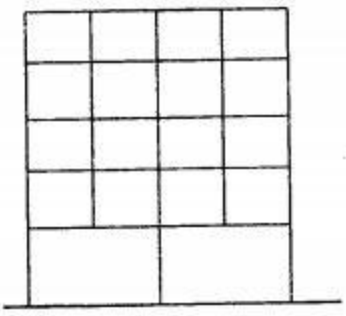
Sự thay đổi đột ngột độ cứng của hệ kết cấu (như việc thông tầng, giảm cột hoặc dạng cột hẫng, dạng sàn dật cấp) cũng như việc dùng các sơ đồ kết cấu có các cánh mỏng và kết cấu dạng công xon dài theo phương ngang nhà đều gây ra sự bất lợi dưới tác động của các tải trọng động.

Trong trường hợp đặc biệt phải đặt những tải trọng lớn (thiết bị kỹ thuật điện, nước, điều không) tại một số tầng trung gian phải có các biện pháp thiết kế tương ứng như tăng cường độ cứng các kết cấu tầng kỹ thuật để tránh sự phá hoại ở các vùng xung yếu.

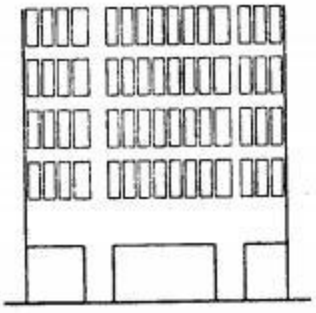
a) Bố trí khung chịu lực

Khi thiết kế nhà khung nên chọn các khung đối xứng và có độ siêu tĩnh cao. Nếu là khung nhiều nhịp thì các nhịp khung nên chọn bằng nhau hoặc không chênh nhau quá 10 - 20% chiều dài. Nếu phải thiết kế các nhịp khác nhau thì nên chọn độ cứng (tiết diện dầm ngang) giữa các nhịp tương ứng với khẩu độ của chúng.

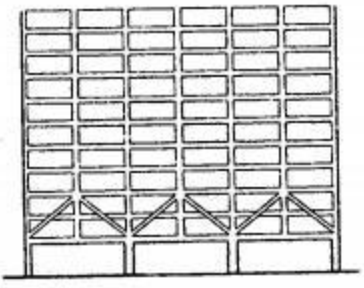
Nên chọn sơ đồ khung sao cho tải trọng tác động theo phương ngang và thẳng đứng được truyền trực tiếp và ngắn nhất xuống móng. Tránh sử dụng sơ đồ khung hẫng cột tầng dưới. Nếu bắt buộc phải hẫng cột như vậy, phải có giải pháp tăng cường các dầm đỡ có đủ độ cứng chống uốn và cắt dưới tác động của các tải trọng tập trung lớn (hình 1.9). Không nên thiết kế dạng khung thông tầng.

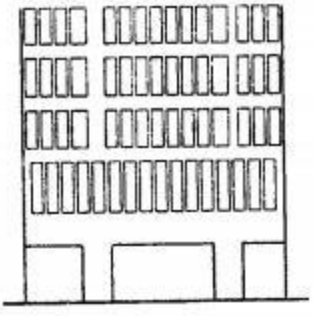


a) Sơ đồ không nên chọn



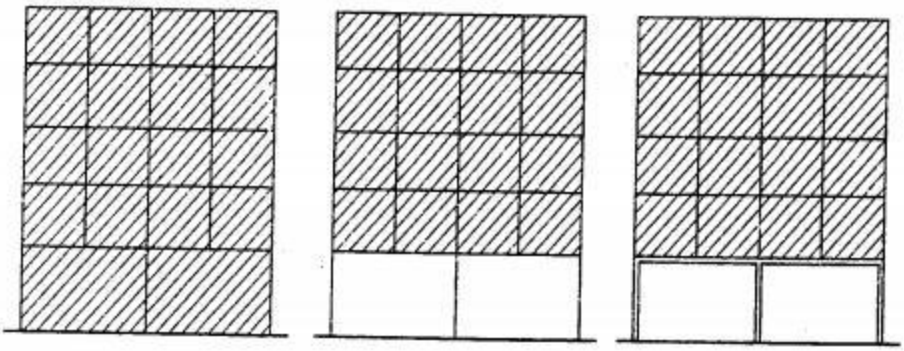
b) Các sơ đồ khắc phục





Hình 1.9. *Các phương án khắc phục trong nhà khung cao tầng*

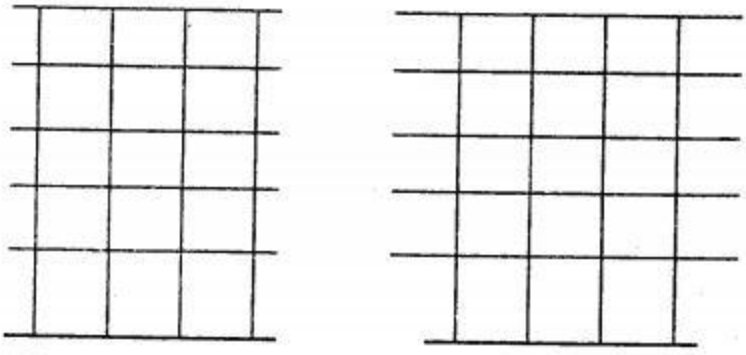
Khung bê tông cốt thép trong nhà cao tầng nếu có chèn gạch thì trước hết phải chèn các tầng dưới. Trong trường hợp phải xây chèn các tầng trên mà tầng dưới không xây thì phải chọn tiết diện cột, dầm tầng dưới có độ cứng lớn hơn độ cứng kết cấu tầng trên nó (hình 1.10).



a) Sơ đồ nên chọn *b) Sơ đồ không nên chọn* *c) Sơ đồ khắc phục*

***Hình 1.10.** Sơ đồ khung chèn*

Nên tránh thiết kế công xon (kể cả dầm và bản sàn công xon). Trong trường hợp cần thiết phải hạn chế độ vươn của công xon đến mức tối thiểu và phải tính toán kiểm tra với các dạng dao động theo phương thẳng đứng do các tải trọng ngang (hình 1.11).



a) Khung có công xon ngắn *b) Khung có công xon dài*

***Hình 1.11.** Khung có công xon*

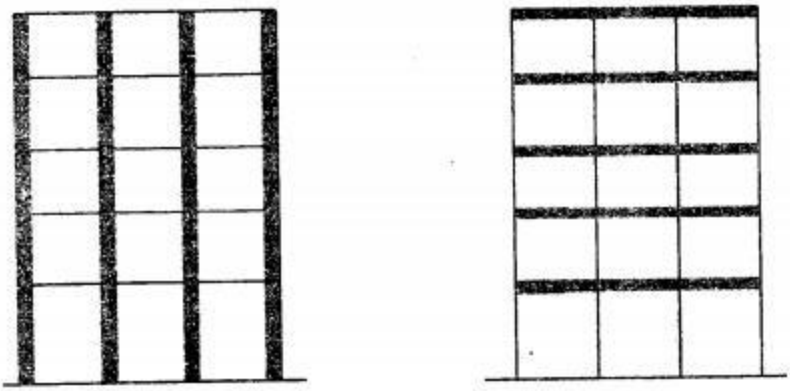
Khi thiết kế khung cần chọn độ cứng tương đối của dầm nhỏ hơn của cột nhằm tránh khả năng cột bị phá hoại trước dầm. Điều này đặc biệt có ý nghĩa khi kết cấu chịu tải trọng động và phải làm việc ngoài giới hạn đàn hồi (hình 1.12).

b) Bố trí vách cứng

Trừ trường hợp nhà tấm lớn, các vách cứng chịu lực bố trí kết hợp với tường ngăn, tường bao che còn trong nhà khung - vách - lõi, cần tuân theo các yêu cầu sau:

- Trong các mặt bằng nhà hình chữ nhật nên bố trí từ 3 vách trở lên theo cả 2 phương. Vách theo phương ngang cần bố trí đều đặn, đối xứng tại các vị trí gần đầu hồi công trình, gian thang máy, tại các vị trí có biến đổi hình dạng trên mặt bằng và những vị trí có tải trọng lớn (sàn đặt bể nước hoặc các thiết bị kỹ thuật khác).

- Nên thiết kế các vách giống nhau (về độ cứng cũng như kích thước hình học) và bố trí sao cho tâm cứng (chương 3) của hệ kết cấu trùng với tâm trọng lực (trọng tâm hình học mặt bằng) ngôi nhà. Trường hợp chỉ có đối xứng về độ cứng mà không đối xứng về hình học (hình 1.13) thì khi kết cấu phải làm việc ngoài giai đoạn đàn hồi (xuất hiện các khớp dẻo) có thể dẫn đến việc thay đổi độ cứng và lúc này giả thiết về cùng biến dạng và chuyển vị của toàn bộ các tường cứng trong hệ không còn đúng nữa và công trình có thể bị phá hoại chủ yếu do tác động xoắn.



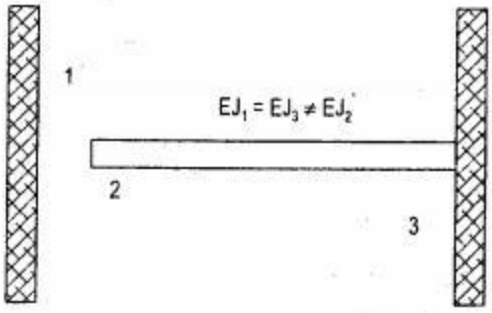
a) Nên chọn EJ (cột) > EJ (Dầm) *b) Không nên chọn EJ (cột) > EJ (Dầm)*

***Hình 1.12.** Tương quan độ cứng giữa cột và dầm khung*

- Độ cứng của các vách thường chiếm tỷ lệ lớn trong tổng độ cứng của toàn hệ. Vì vậy, các vách nên có chiều cao chạy suốt từ móng lên mái và có độ cứng không đổi trên toàn bộ chiều cao hoặc nếu phải giảm thì giảm dần dần từ dưới lên trên.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Không nên chọn vách có khả năng chịu tải trọng lớn nhưng số lượng ít mà nên chọn nhiều vách có khả năng chịu tải tương đương và phân bố đều trên mặt bằng công trình.



Hình 1.13. *Vách đối xứng chỉ về độ cứng*

- Không nên chọn khoảng cách giữa các vách và khoảng cách từ vách đến biên quá lớn. Trong nhà cao tầng sàn bê tông cốt thép đổ liên khối có thể chọn khoảng cách giữa các vách theo bảng 1.7

Bảng 1.7. Khoảng cách giữa các vách cứng

Công trình không tính động đất	Công trình chịu động đất cấp (MSK-64)		
	6 và 7	8	9
≤ 5B và ≤ 60m	≤ 4B và ≤ 50m	≤ 3B và ≤ 40m	≤2B và ≤ 30m

Ghi chú: B - chiều rộng công trình.

- Chiều dày vách đổ toàn khối chọn không nhỏ hơn 200mm và không nhỏ hơn 1/20 chiều cao tầng.

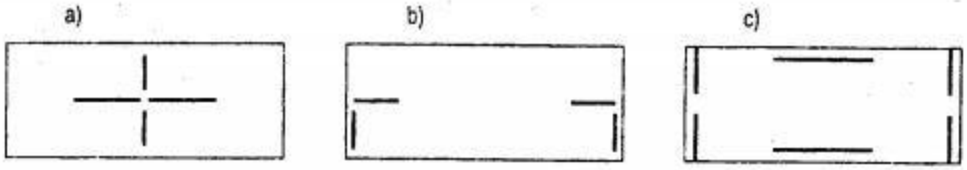
- Vách cứng theo phương dọc cần bố trí ở khoảng giữa đơn nguyên nhà. Khi chiều dọc nhà khá dài thì không nên bố trí tập trung vách ở hai đầu hồi nhà để giảm bớt ảnh hưởng của biến dạng nhiệt và co ngót bê tông trong quá trình thi công.

- Vách cứng theo phương dọc nhà có thể bố trí thành nhóm hình chữ L, T, I. và hết sức tránh các vách không vuông.

- Vách cứng theo phương dọc nhà dài có thể được chia thành nhiều đoạn độc lập được liên kết với nhau bằng hệ dầm lanh tô trên ô cửa có chiều cao lớn.

- Các lỗ cửa trên các vách cần bố trí đều đặn và thẳng hàng từ trên xuống dưới, không bố trí lệch nhau. Hiệu quả của việc bố trí các vách trên mặt bằng có thể xem hình thí dụ hình (1.13 và 1.14).

TRƯỜNG ĐẠI HỌC
THƯ VIỆN
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org
SỐ 2-8124



Hình 1.14. *Bố trí vách trên mặt bằng hình chữ nhật:*
a) Hầu như không có khả năng chống xoắn; b) Ngăn cản biến dạng nhiệt và co ngót theo phương dọc sàn BTCT đổ liền khối; c) Thoả mãn các điều kiện xoắn, biến dạng nhiệt và chịu tải trọng ngang tốt theo cả 2 phương.

Trong nhà cao tầng, ở các tầng dưới thường có không gian rộng nên các vách đặc phải giảm tiết diện ở một số vị trí. Bởi vậy cần hạn chế tỷ số độ cứng của vách theo phương ngang nhà giữa tầng trên không bị giảm yếu và tầng dưới (bị giảm yếu) khi không có động đất không được lớn hơn 3 và khi nằm trong vùng động đất không được lớn hơn 2.

Tỷ số này có thể xác định như sau:

$$\gamma = \frac{G_{i+1}.A_{i+1}.h_i}{G_i.A_i.h_{i+1}} \qquad (1.2)$$

Ở đây: $A = A_w + 0{,}12A_c$;

G_i, G_{i+1}: môđun trượt của bê tông ở tầng thứ i và i+1;

A_i, A_{i+1}: diện tích mặt cắt chịu cắt tính toán của vách thứ i và i+1 được tính theo công thức (1.2);

A_w: diện tích toàn bộ mặt cắt hữu hiệu theo phương tính toán;

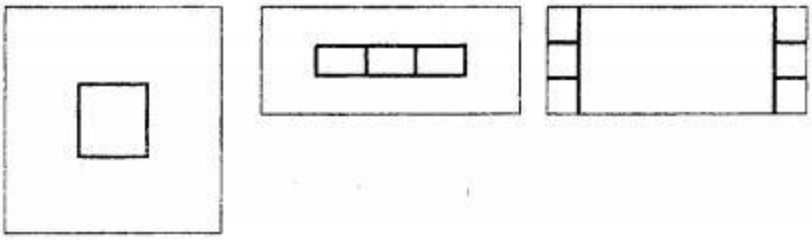
A_c: diện tích mặt cắt toàn bộ cột;

h_i, h_{i+1}: chiều cao tầng thứ i và i +1.

c) Bố trí lõi - ống

Những ngôi nhà có chiều cao trên 100m thường dùng hệ lõi, ống, ống trong ống. Vai trò khung cột, nếu có chỉ để giảm khẩu độ sàn, hầu như không tham gia vào chịu các tải trong ngang. Khi hệ khung cột được bố trí dầy đặc dọc theo chu vi công trình và có độ cứng lớn đáng kể so với độ cứng của lõi tạo thành một hệ kết cấu khung không gian cùng tham gia chịu lực với lõi, ống bên trong thì ta có thể xem như hệ hộp trong hộp (hình 1.4, 1.5b). Cũng như các hệ chịu lực khung - vách, nên bố trí các lõi, hộp đối xứng trên mặt bằng và không bố trí lõi lệch một bên như trên hình (1.15).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
https://www.vietcons.org



Hình 1.15. *Các sơ đồ bố trí lõi, hộp trên mặt bằng*

Việc thiết kế ống trong ống cần thoả mãn các yêu cầu sau:

- Tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng của ống cần lớn hơn 3.

- Khoảng cách giữa các trụ - ống ngoài chu vi không nên lớn hơn chiều cao tầng và nên nhỏ hơn 3m. Mặt cắt trụ -ống ngoài cần dùng dạng chữ nhật hoặc chữ T. Diện tích của cột góc có thể dùng vách góc hình chữ L hoặc ống góc.

- Khoảng cách giữa ống trong và ống ngoài khi không tính đến động đất không nên lớn hơn 12m, trường hợp ngược lại không nên lớn hơn 10m. Khi cần vượt qua giới hạn này cần dùng các hệ dầm sàn có độ cứng lớn và bê tông ứng lực trước, hoặc sàn bê tông - thép kết hợp.

Thông thường giữa ống trong và ống ngoài không bố trí cột để tạo thuận tiện sử dụng các không gian lớn.

Tại các góc thường bố trí các cột, ống, hoặc vách có độ cứng lớn hơn độ cứng uốn của khung, cột ống ngoài biên nhưng không nên quá 50 lần.

Chương 2

TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

2.1. KHÁI NIỆM CHUNG

2.1.1. Giả thiết tính toán

Tính toán kết cấu nhà cao tầng là việc xác định trạng thái ứng suất - biến dạng trong từng hệ, từng bộ phận cho đến từng cấu kiện chịu lực dưới tác động của mọi loại tải trọng. Ở đây chúng ta chủ yếu xét đến phản ứng của hệ kết cấu thẳng đứng khung, vách, lõi dưới tác động của các loại tải trọng ngang.

Hầu như trong các loại nhà cao đến 30 tầng đều kết hợp sử dụng cả 3 hệ chịu lực khung - vách - lõi. Việc lựa chọn hệ chịu lực và giả thiết tính toán làm sao vừa phù hợp với thực tế bố trí, cấu tạo các kết cấu chịu lực còn phải thoả mãn điều kiện về sự cùng làm việc của các hệ kết cấu có hình dạng, kích thước, độ cứng khác nhau. Mỗi giả thiết thường chỉ phù hợp với từng mô hình tính toán, không có giả thiết chung cho mọi sơ đồ tính toán. Giả thiết nào phản ánh được mối quan hệ truyền lực giữa các hệ với nhau thông qua giải pháp thiết kế, cấu tạo cụ thể trong công nghệ xây lắp sẽ được xem là phù hợp và cho ta những kết quả đáng tin cậy. Cũng cần phân biệt giữa độ chính xác trong sơ đồ kết cấu với độ chính xác trong mô hình toán học, hai vấn đề này không phải luôn thống nhất. Tuy nhiên có thể nêu một số giả thiết thường được sử dụng trong tính toán nhà cao tầng sau đây:

- Giả thiết ngôi nhà làm việc như một thanh công xon có độ cứng uốn tương đương độ cứng của các hệ kết cấu hợp thành. Giả thiết này đơn giản nhưng không hoàn toàn phản ánh đúng thực tế chịu lực của cả hệ. Giả thiết này thuận tiện cho việc xác định các đặc trưng động của công trình.

- Giả thiết mỗi hệ kết cấu chỉ có thể tiếp thu một phần tải trọng ngang tỷ lệ với độ cứng uốn (xoắn) của chúng, nhưng được liên kết chặt chẽ với các

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

hệ khác qua các thanh giằng liên kết khớp hai đầu. Độ cứng của các thanh giằng có giá trị lớn để có thể xem như không bị biến dạng co hoặc dãn dài. Các giằng ngang này chính là mô hình của hệ kết cấu dầm sàn có độ cứng lớn vô cùng trong mặt phẳng nằm ngang.

- Giả thiết về các hệ chịu lực cùng có một dạng đường cong uốn. Giả thiết này chỉ thích hợp cho các nhà chỉ có một hệ khung hoặc vách hoặc lõi. Còn đối với nhà hệ khung - vách - lõi thì đường cong uốn của mỗi hệ khác nhau, trong cùng một sơ đồ tính toán.

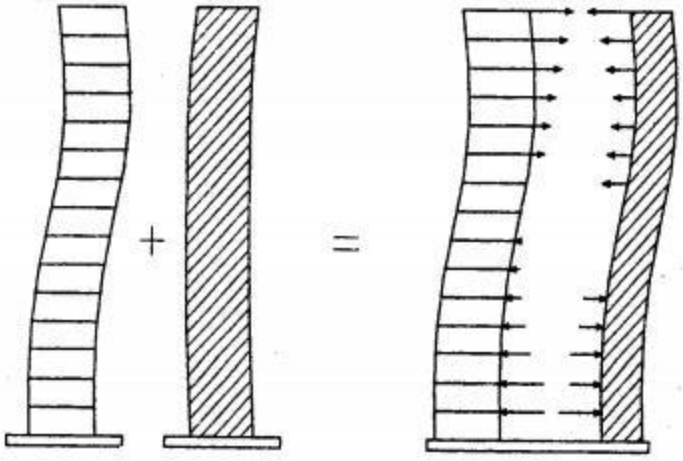
2.1.2. Ảnh hưởng của kết cấu sàn đến sự làm việc của các hệ chịu lực thẳng đứng

Với giả thiết sàn cứng tuyệt đối trong mặt phẳng, chỉ là sự tương đối. Trong thực tế xây dựng kết cấu sàn nhà có nhiều loại: Sàn bê tông đổ liền khối, sàn bê tông lắp ghép, sàn bê tông thép, sàn nhiều lớp từ các vật liệu khác nhau. Mỗi loại sàn đều có liên kết cấu tạo riêng nhưng không phải lúc nào cũng có khả năng làm việc như một kết cấu liền khối, không chỉ có các chuyển vị thẳng hoặc xoay mà không có biến dạng góc. Với kết cấu sàn có dầm bê tông đổ liền khối dùng giả thiết sàn cứng tuyệt đối là phù hợp.

Trong nhà cao tầng thường dùng các lưới cột kích thước lớn từ 6 đến 10m, nhưng chiều cao tầng lại hạn chế đến mức có thể. Sự trái ngược này thường được giải quyết bằng việc ứng dụng các kết cấu sàn không dầm hay gọi là sàn phẳng. Bản sàn được kê trực tiếp lên các đầu cột, tường, vách, lõi và thường dùng bê tông ứng lực trước để tăng khả năng chống uốn, võng, và nứt. Đã có những nghiên cứu chứng tỏ, ứng với các giá trị độ cứng nhất định của sàn phẳng cần phải xét tới biến dạng của sàn trong tính toán

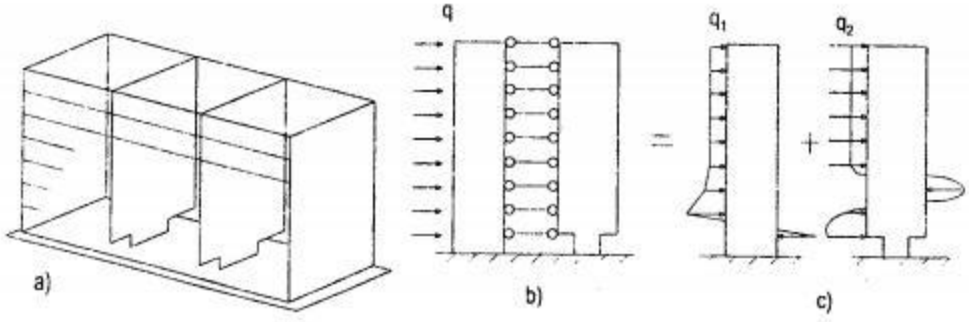
Vai trò của sàn cứng đặc biệt quan trọng khi nhà có hệ khung vách hoặc khung - lõi. Ví dụ trong hệ khung - vách, nhà sẽ có đường cong uốn như trên (hình 2.1c). Đường cong uốn của hệ khung có dạng trên hình (2.1a) tại chân ngàm có lực cắt và góc nghiêng lớn nhất. Ngược lại, tường cứng hoặc lõi cứng có đường cong uốn như thanh công xon, và góc nghiêng lớn nhất lại ở vị trí đỉnh tường. Song để đạt được sự đồng điệu trong biến dạng uốn cho toàn hệ thì trong các liên kết sẽ xuất hiện những phản ứng, nội lực khác nhau về giá trị và vị trí (hình 2.1c). Kích thước chiều dài các mũi tên chỉ độ lớn của các phản lực. Và nhờ vai trò của hệ giằng ngang mà hệ khung dường như đẩy ngang hệ vách cứng ở phía trên và co nó lại ở phía dưới. Kết quả lực

cắt sinh ra do tải trọng ngang được hệ khung tiếp thu phần lớn ở phía trên còn vách, lõi tiếp thu phần còn lại ở phía dưới.



Hình 2.1. *a) Khung; b) Vách (lõi);*
c) Sơ đồ biến dạng của hệ thống qua các liên kết (giằng) đặt ở các mức sàn

Trong các ngôi nhà lõi hoặc hộp thì không những độ cứng của sàn mà khi có các tầng cứng (dạng dàn hoặc dầm kiểu Virendel có chiều cao bằng chiều cao tầng) ảnh hưởng rõ rệt đến đường cong uốn và các giá trị và dạng biểu đồ mômen uốn (hình 3.2, chương 3).



Hình 2.2. *a) Sơ đồ kết cấu chịu tải trọng ngang;*
b, c) Sơ đồ liên kết và tải trọng thành phần

Trong trường hợp tổng quát, khi chấp nhận những giả thiết nêu trên thì mọi bộ phận kết cấu bố trí rời rạc trong công trình đều cùng chịu lực và tuân theo một quy luật nhất định trong một hệ kết cấu thống nhất, kể cả trường

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

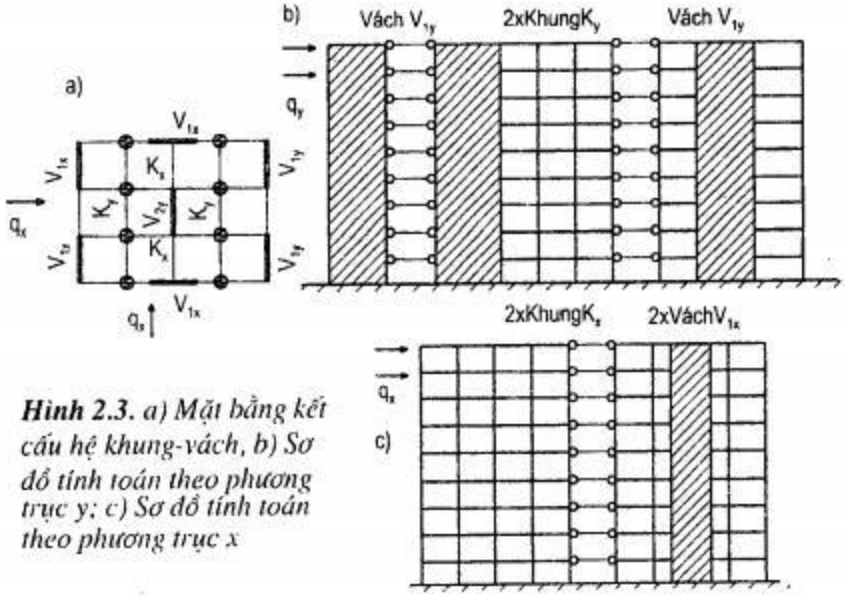
hợp các vách, lõi, khung bị giảm yếu ở những tầng dưới (hình 2.2). Trong sơ đồ này, tải trọng ngang tác động vào công trình có thể được xem như tổng các thành phần tải trọng do các kết cấu đơn vị tiếp nhận tương ứng với độ cứng uốn của chúng.

2.1.3 Sơ đồ tính toán

Căn cứ vào những giả thiết tính toán có thể phân chia thành các sơ đồ tính toán theo nhiều cách khác nhau:

a) Sơ đồ phẳng tính toán theo hai chiều

Công trình được mô hình hoá dưới dạng những kết cấu phẳng theo hai phương mặt bằng chịu tác động của tải trọng trong mặt phẳng của chúng. Giữa các hệ được giằng với nhau bởi các dãy liên kết khớp hai đầu và ở ngang mức sàn các tầng (hình 2.3).



Hình 2.3. *a) Mặt bằng kết cấu hệ khung-vách, b) Sơ đồ tính toán theo phương trục y; c) Sơ đồ tính toán theo phương trục x*

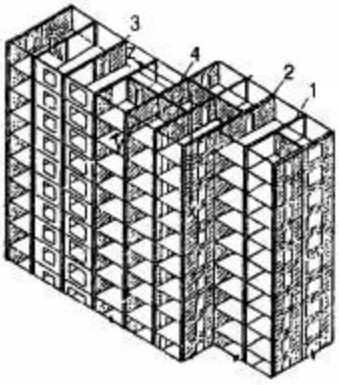
Các sơ đồ tính toán trên đây được dùng phổ biến cho hệ kết cấu khung - vách phẳng. Trong trường hợp dùng các vách hình chữ L, H, T, v.v... thiên về an toàn vẫn có thể chỉ xét tới một cánh của vách theo một trong hai phương cùng trong mặt phẳng khung đang xét.

Đôi khi trong hệ khung - vách - lõi với tổng độ cứng của lõi nhỏ hơn tổng độ cứng vách và khung, cũng có thể sử dụng sơ đồ tính toán theo 2 phương.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

b) Sơ đồ tính toán không gian.

Công trình được mô hình như một hệ khung và tấm không gian chịu tác động đồng thời của ngoại lực theo phương bất kỳ (hình 2.4).



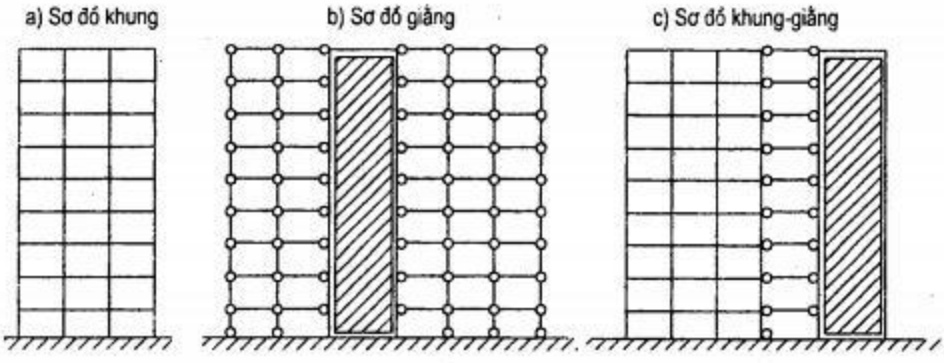
Hình 2.4. *Hệ khung - vách - lõi trong ngôi nhà có mặt bằng gãy khúc cần tính toán theo sơ đồ không gian.*

1. Khung phẳng;
2. Vách cứng liên tục;
3. Vách liền khung;
4. Lõi kết hợp với vách dọc, ngang.

Sơ đồ tính toán ba chiều thường sử dụng cho tính toán nhà có mặt bằng phức tạp. Dùng sơ đồ này để tính toán có thể cho ta hình ảnh về trạng thái ứng suất biến dạng của từng hệ kết cấu với những liên kết theo 3 chiều. Tuy nhiên đòi hỏi khối lượng tính toán khá lớn, nhất là khi số tầng lớn.

Theo các giả thiết về liên kết và các quan niệm về khả năng tiếp thu các tải trọng ngang của từng hệ, các hệ chịu lực khác nhau đều có thể đưa về một trong ba sơ đồ tính toán là sơ đồ *khung*, sơ đồ *khung - giằng* và sơ đồ *giằng*.

Trong sơ đồ *khung - giằng* (hình 2.5a) ta quan niệm sự cùng chịu tải trọng ngang của các hệ tuân theo quy luật tỷ lệ thuận với độ cứng của từng hệ theo từng phương tác động của tải trọng.



Hình 2.5.

Trong thực tế trong các hệ vách, lõi mặc dù không thể thiếu các khung phẳng nhưng thiên về an toàn ta có thể bỏ qua phần tải trọng ngang do hệ

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

khung tiếp thu nên ta gọi đây là *sơ đồ giằng* (hình 2.5b). Như vậy các hệ lõi, hộp đều được tính toán như hệ giằng.

2.1.4. Các phương pháp tính toán

Dựa theo các sơ đồ tính toán chúng ta có thể sử dụng nhiều phương pháp khác nhau trong cơ học kết cấu và trong toán học để xác định các nội lực và chuyển vị trong hệ và từng cấu kiện kết cấu chịu lực.

Các phương pháp trong cơ học kết cấu như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp lực - chuyển vị vẫn được sử dụng có hiệu quả và cho những kết quả tin cậy cho từng trường hợp cụ thể. Các phương pháp biến phân, sai phân hữu hạn để giải các hệ phương trình vi phân bậc cao cũng vậy còn được sử dụng để giải các sơ đồ giằng, khung giằng phức tạp.

Trong số các phương pháp tính toán nhà cao tầng, phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) được sử dụng rộng rãi hơn cả vì hầu hết trong các phần mềm chương trình tính toán thực hiện trên máy tính đều xuất phát từ phương pháp này.

Các kết cấu ngôi nhà được chia thành những phần tử nhỏ dạng thanh hay bản, và số phần tử có thể là hàng nghìn tuỳ theo số tầng nhà. Do vậy số lượng các ẩn số là các nội lực và chuyển vị cũng tăng theo ít nhất là 3 lần số phần tử. Nhờ có máy tính, khi khối lượng tính toán số học không còn là vấn đề trở ngại nữa, thì việc giải các phương tình đại số tuyến tính bậc cao cũng được giải quyết nhanh chóng và chính xác. Những phần mềm mạnh hiện nay cho phép chúng ta đi sâu nghiên cứu trạng thái ứng suất biến dạng của các hệ kết cấu phức tạp với các sơ đồ tính toán không gian phù hợp với sự làm việc thực của công trình. Tuy nhiên kết quả của bài toán còn phụ thuộc vào kỹ năng của người sử dụng các chương trình, nên những kết quả nhận được từ máy luôn phải được kiểm tra theo các điều kiện:

- Cân bằng lực.
- Tính liên tục của các chuyển vị.
- Sự phù hợp với các tiêu chuẩn quy phạm thiết kế hiện hành.

Các bước tính toán

Căn cứ vào giải pháp kiến trúc và bố trí mặt bằng các kết cấu chịu lực có thể tiến hành tính toán theo các bước sau đây:

- Chọn sơ đồ tính toán.

- Xác định các loại tải trọng.

- Xác định các đặc trưng hình học và độ cứng của kết cấu.

- Phân phối tải trọng ngang vào các hệ chịu lực.

- Xác định nội lực, chuyển vị trong từng hệ từng cấu kiện.

- Kiểm tra các điều kiện bền, chuyển vị và các đặc trưng động.

- Kiểm tra ổn định cục bộ và ổn định tổng thể công trình.

Chúng ta sẽ xem xét tiếp các nội dung trên đây sau khi đã tiến hành lựa chọn sơ đồ tính toán cho ngôi nhà.

2.2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

Tải trọng tác động lên nhà và công trình bao gồm:

- Tải trọng thẳng đứng gồm:

+ *Tĩnh tải* là tải trọng tác động thường xuyên thường có vị trí,phương, chiều tác động và giá trị không đổi trong quá trình sử dụng. Đó là trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực, các kết cấu bao che, các lớp cách âm, cách nhiệt v.v...

+ *Hoạt tải* là tải trọng tác động không thường xuyên như người và vật dụng trong nhà.

- Tải trọng ngang gồm:

+ *Tải trọng gió* do tác động của khí hậu và thời tiết thay đổi theo thời gian, độ cao, và địa điểm dưới dạng áp lực trên các mặt hứng gió hoặc hút gió của ngôi nhà.

+ *Tải trọng động đất* là một trong những tải trọng đặc biệt là các lực quán tính phát sinh trong công trình khi nền đất chuyển động. Tải trọng động đất có thể tác động đồng thời theo phương thẳng đứng và phương ngang. Trong tính toán kết cấu nhà cao tầng thường chỉ xét tới tác động ngang của tải trọng động đất.

Ngoài ra còn các tải trọng đặc biệt khác phát sinh do hoạt động của con người như hoả hoạn, cháy nổ, máy móc, xe cộ, thiết bị va đập vào công trình.

Dưới đây sẽ xem sét cụ thể hai loại tải trọng cơ bản thường tác động vào nhà và công trình là tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang do gió và động đất.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

2.2.1. Tải trọng thẳng đứng

Tải trọng thẳng đứng tác động lên hệ kết cấu chịu lực của nhà bao gồm hai loại: *tĩnh tải* do trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực và kết cấu bao che; và *hoạt tải* là tải trọng sử dụng tác động thường xuyên hoặc ngắn hạn trên sàn và mái nhà.

Tĩnh tải được xác định theo kích thước hình học, tải trọng khối vật liệu sử dụng cho kết cấu chịu lực và không chịu lực trong nhà và công trình.

Hoạt tải được lấy theo quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế của từng nước. Trong tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động TCVN 2737-1995 quy định các giá trị tải trọng sử dụng tiêu chuẩn phân bố đều trên sàn và cầu thang các loại nhà và công trình. Ngoài những giá trị nêu trong tiêu chuẩn còn có thể sử dụng các giá trị tải trọng thường gặp sau đây trong nhà cao tầng:

- Các tường ngăn cố định, vách ngăn tạm thời, đặt trên sàn có thể tính gần đúng như tải trọng phân bố đều và phải lấy theo tác dụng thực tế. Nếu là vách ngăn bằng vật liệu nhẹ cần lấy không ít hơn 75 daN/m^2.

- Mái bằng sử dụng có trồng cây trên mái lấy không ít hơn 500 daN/m^2

Mái bằng nhà cao tầng còn có thể sử dụng làm bãi đỗ máy bay trực thăng. Tải trọng lớn nhất khi trực thăng cất hạ cánh có thể tính theo công thức:

$$Q = \frac{kP}{S} \qquad (2.1)$$

Trong đó:

k - hệ số động lực lấy bằng 3;

P - trọng lượng của trực thăng căn cứ vào loại máy bay sử dụng. Khi không có số liệu chính xác, trọng lượng của trực thăng loại nhỏ lấy bằng 20-30 kN, trực thăng loại trung bình từ 30 đến 50 kN;

S - diện tích chịu lực trong phạm vi khoảng cách giữa các bánh xe lấy theo số liệu thực tế hoặc lấy bằng 2×2m cho loại nhỏ và 2×3m cho loại trung bình (m^2).

Theo TCVN 2737-1995 quy định được phép giảm các giá trị hoạt tải khi tác dụng đồng thời trên các sàn nhà cho hai trường hợp sau đây:

- Khi tính dầm, dầm khung, bản sàn, cột và móng chịu tải trọng từ một sàn, thì tải trọng sử dụng toàn phần ứng với các mục 1, 2, 3, 4, 5 bảng 3 tiêu chuẩn đều được nhân với hệ số:

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6\sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (2.2)$$

khi $A > A_1 = 9m^2$ với A là diện tích truyền tải.

Đối với các phòng nêu ở các mục 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14 (bảng 3 TCVN 2737 - 1995) và:

$$\psi = 0,5 + 0,5\sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (2.3)$$

khi $A > A_1 = 36\ m^2$.

- Khi xác định lực dọc trong cột, tường và móng chịu tải trọng từ 2 sàn trở lên, giá trị toàn phần tải trọng ở các mục 1, 2, 3, 4, 5 của tiêu chuẩn được phép giảm bằng cách nhân với hệ số:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (2.4)$$

và hệ số:

$$\psi = 0,5 + \frac{\psi_{A2} - 0,5}{\sqrt{n}} \quad (2.5)$$

với các phòng nêu ở mục 6,7,8,10,12,14 (bảng 3 TCVN 2737 - 1995).

Ở đây: ψ_{A1}, ψ_{A2} lấy như trong các công thức (2.2), (2.3).

n - số sàn đặt tải trên tiết diện đang xét.

Trong nhà cao tầng xác suất xuất hiện đồng thời tải trọng sử dụng trên toàn bộ các sàn là rất thấp và thực tế cho thấy có sự giảm dần ở các tầng trên. Trong nhiều tiêu chuẩn nước ngoài cũng đều quy định các hệ số giảm tải khi tính toán các cấu kiện thẳng đứng chịu lực. Ví dụ, theo tiêu chuẩn Pháp NFP 06-001 trong trường hợp tại các tầng (trừ sân thượng) đều có cùng giá trị tải trọng sử dụng thì mỗi tầng được phép giảm 10% và giới hạn tổng cộng không quá 50% và được lấy như sau:

- Đối với sân thượng Q_0
- Đối với tầng 1 kể từ trên xuống Q;
- Đối với tầng 2 kể từ trên xuống $0,9\ (Q - Q_r) + Q_r$;
- Đối với tầng 3 kể từ trên xuống $0,8\ (Q - Q_r) + Q_r$;
- Đối với tầng 4 kể từ trên xuống $0,7\ (Q - Q_r) + Q_r$;
- Đối với tầng 5 kể từ trên xuống $0,6\ (Q - Q_r) + Q_r$;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Đối với tầng 6 kể từ trên xuống $0,5\ (Q - Q_t) + Q_t$;

Ở đây: Q_t - tải trọng sử dụng tại tầng đang xét.

Tuy nhiên hoạt tải thường không lớn so với tải trọng bản thân (bằng 15 đến 20%) nên khi thiên về an toàn có thể không xét tới các hệ số giảm tải. Trong tính toán khung nhiều tầng nhiều nhịp, nhất là hệ khung không gian còn cho phép không xét tới các phương án chất tải bất lợi (hoạt tải) trên các sàn.

Ảnh hưởng độ lệch tâm của tải trọng thẳng đứng

Khi tính toán theo các sơ đồ khung - vách tải trọng thẳng đứng xem như tác động đúng tâm. Nhưng trong thực tế tải trọng thẳng đứng tác động lệch tâm trong các trường hợp do thay đổi tiết diện cột, do tải trọng sàn truyền vào tường - vách một bên, do sai lệch tim trục trong thi công.

Đối với các kết cấu khung cột cho phép chỉ xét tới độ lệch tâm khi kiểm tra tiết diện, tính toán cốt thép.

Đối với tường - vách cứng độ lệch tâm có thể xảy ra ở cả hai phương: trong mặt phẳng và theo hướng vuông góc với mặt phẳng tường.

Độ lệch tâm theo hướng thẳng góc gây ra những mômen uốn phụ cũng có thể chỉ xét tới khi kiểm tra tiết diện như trường hợp cột khung. Độ lệch tâm trong mặt phẳng của tường - vách do tải trọng truyền từ dầm, sàn truyền vào không trùng với đường trọng tâm của vách hay của từng nhánh vách và của trường hợp các nhánh vách chịu các phần tải trọng khác biệt nhau nhiều về giá trị. Trong trường hợp này ta có thể xem tác dụng lệch tâm của tải trọng thẳng đứng trong mặt phẳng vách (hình 2.6a) tương đương với tác dụng phối hợp của tải trọng phân bố đúng tâm và mômen phân bố (hình 2.6b). Mômen phân bố theo đơn vị chiều cao nhà xác định như sau:

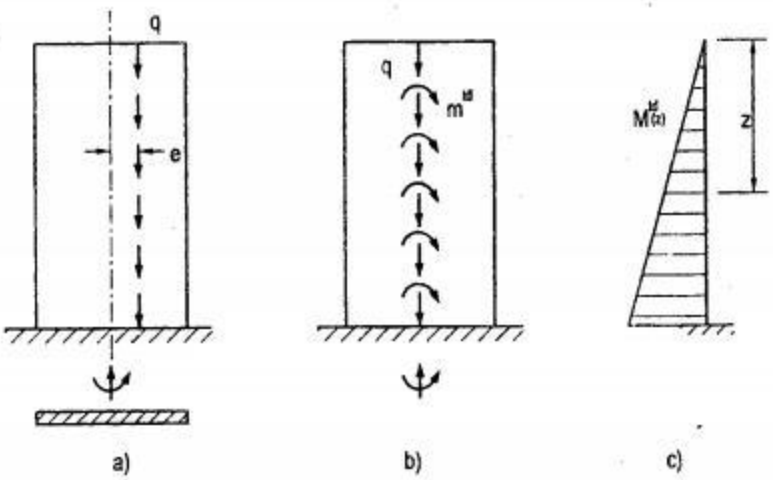
$$m_i^{td} = q^{tb} e_i \qquad (2.6)$$

Ở đây:
$$q_i^{tb} = \frac{\Sigma Q_{i\ tầng}}{H}$$

$Q_{i\ tầng}$ - tải trọng thẳng đứng tác dụng lên cấu kiện i theo diện tích truyền tải tương ứng của từng tầng;

H - chiều cao nhà.

Mômen lệch tâm gây ra mômen uốn $M_i^{td}(z) = m_i^{td}.z$ (hình 2.6c).



***Hình 2.6.** Tải trọng đứng tác dụng lệch tâm*

Tải trọng phân bố đều tác dụng đúng tâm lên vách nếu được liên kết khớp với các hệ chịu lực khác (khung giằng) sẽ chỉ gây ra nén đều và không ảnh hưởng đến các hệ kết cấu khác. Nhưng nếu các nhánh của vách được liên kết với nhau hoặc với các cột khung bằng các liên kết trượt (những lanh tô trên lỗ cửa có chiều cao lớn, hoặc xà ngang trong các khung liền vách chủ yếu chống cắt) thì phần tải trọng chính tâm này vẫn có thể ảnh hưởng tới các hệ chịu lực khác (khung, khung - vách) và gây nên những biến dạng không gian của toàn hệ. Điều này có thể xảy ra nếu tỷ số giữa tải trọng q_i^o trên diện tích tiết diện ngang của cấu kiện thẳng đứng được gọi là tải trọng riêng tác dụng vào các nhánh vách hay cột không bằng nhau (hình 2.7a):

$$\frac{q_i^0}{A_i} \neq \frac{q_{i+1}^0}{A_{i+1}} \qquad (2.7)$$

Ở đây:

A = EF - độ cứng dọc trục;

E - mô đun biến dạng;

F - diện tích tiết diện ngang cấu kiện thẳng đứng đang xét.

Trong trường hợp này mỗi nhánh tường có xu hướng biến dạng khác nhau dưới tác dụng của các tải trọng riêng khác nhau. Nhưng các liên kết trượt cản trở các biến dạng này và gây ra biến dạng của toàn hệ. Ví dụ cho trường hợp điển hình vách có một dãy lỗ cửa với hai nhánh chịu các tải trọng như trên hình (2.7b) ta luôn có thể đưa về trường hợp các tải trọng riêng bằng nhau và các mômen lệch tâm của chúng là m_i^{td} và:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$m^0_{i+1} = \Delta q_i a = \frac{q^0_{i+1} - \beta q^0_i}{1+\beta} a \qquad (2.8)$$

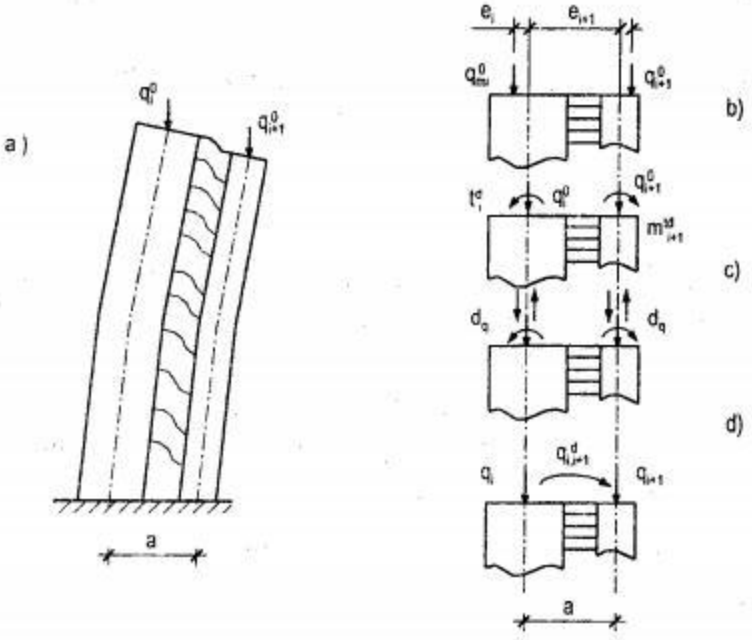
Ở đây

$$\beta = \frac{A_{i+1}}{A_i}\beta \qquad (2.9)$$

$$\pm\Delta q = \frac{q^0_i + q^0_{i+1}}{1+\beta} - q^0_i = q^0_{i+1} - \frac{q^0_i + q^0_{i+1}}{1+\beta}\beta \qquad (2.10)$$

a - khoảng cách giữa tâm các nhánh tường - vách.

Biểu đồ mômen $M^{td}(z) = m^{td}.z$ cũng có dạng như biểu đồ M^{td} trên (hình 2.7).



Hình 2.7. *Sơ đồ các mảng tường cùng biến dạng dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng lệch tâm*

2.2.2. Tải trọng gió

Tác động của gió thể hiện dưới dạng các ngoại lực phân bố và tăng dần theo chiều cao công trình. Thông thường quy ước từ mặt đất hoặc từ cao độ san nền công trình đến chiều cao 10m áp lực gió được xem là phân bố đều và càng lên cao biểu đồ áp lực gió có dạng đường cong thoải, và thường thay bằng dạng hình thang (hình 2.10).

Áp lực gió tính theo tác động thẳng góc với mặt ngoài ngôi nhà và công trình và được xem là tĩnh đối với nhà cao dưới 40m. Khi chiều cao nhà trên

40m ngoài áp lực tĩnh còn phải xét tới *thành phần động* của gió do lực quán tính gây ra khi dao động của nhà và công trình.

Theo TCVN-2737-1995 giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao so với mốc chuẩn xác định theo công thức:

$$W = W_0.k.c, \qquad (2.11)$$

Trong đó: W_0 - giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng lãnh thổ

Theo TCVN 2737-1995, lãnh thổ Việt Nam được chia thành năm vùng I, II, III, IV và V tương ứng với áp lực tiêu chuẩn 65, 95, 125, và 185 daN/m^2.

Đối với nhà và công trình xây dựng ở các địa điểm đặc biệt thuộc vùng núi, vùng biển, hải đảo với địa hình phức tạp giá trị áp lực gió W_0 phải lấy theo số liệu thống kê đáng tin cậy của nhiều năm đo đạc tại chỗ hoặc ở địa điểm gần nhất. Khi đó áp lực gió W xác định theo công thức:

$$W_0 = 0{,}0613\ v_0{}^2, \qquad (2.12)$$

Ở đây:

v_0 - vận tốc gió (m/s) ở độ cao 10m so với với mốc chuẩn (vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây bị vượt trung bình một lần trong 20 năm) tương ứng với địa hình dạng B;

k - hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình xác định theo bảng 2 tiêu chuẩn;

c - hệ số khí động lấy theo bảng 2 tiêu chuẩn;

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió W_p ở độ cao Z được xác định như sau:

a) Đối với công trình và các bộ phận kết cấu công trình có tần số dao động riêng cơ bản f lớn hơn giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f quy định ở bảng 2 tiêu chuẩn được xác định theo công thức:

$$W_p = W\zeta\nu, \qquad (2.13)$$

Trong đó:

W - giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh tải trọng gió ở độ cao tính toán xác định theo (2.6);

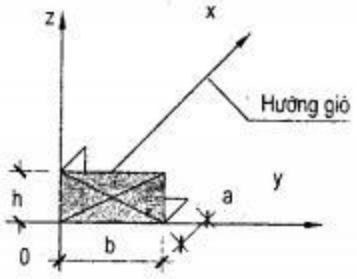
ξ - hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao Z lấy theo bảng phụ lục TCVN 2737 - 1995.

ν - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió. Hệ số này được lấy theo bề mặt tính toán của công trình trên đó xác

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

định các tương quan động. Bề mặt tính toán gồm có phần bề mặt tường đón gió, khuất gió, tường bên, mái và các kết cấu tương tự mà qua đó áp lực gió truyền lên các bộ phận kết cấu công trình.

Nếu bề mặt kết cấu công trình có dạng hình chữ nhật và được định hướng song song với các trục cơ bản (hình 2.8) thì hệ số ν xác định theo bảng 2 tiêu chuẩn theo các tham số ρ và χ.



Hình 2.8. *Hệ tọa độ xác định hệ số tương quan ν*

b) Đối với các nhà có mặt bằng đối xứng có $f_1 < f_L$ và mọi công trình có $f_L < f_2$ với f_1 và f_2 là tần số dao động riêng thứ nhất và thứ hai của công trình được xác định theo công thức:

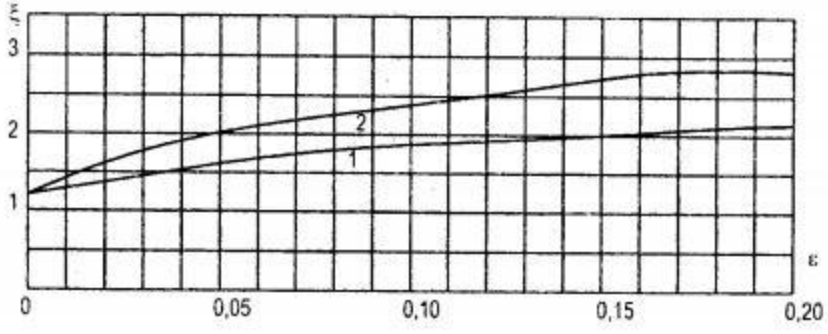
$$W_p = m.\xi.\psi.y, \qquad (2.\ 14)$$

Trong đó:

m - khối lượng của phần công trình mà trọng tâm ở độ cao z;

ξ - hệ số động lực được xác định bằng đồ thị ở hình 2.9 phụ thuộc vào thông số ε và độ giảm lô- ga δ của dao động;

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_i} \qquad (2.\ 15)$$



Hình 2.9. *Đồ thị xác định hệ số động lực, ε*

Trên hình (2.9) đường cong 1 ứng với công trình bê tông, gạch đá, các công trình bằng khung thép có kết cấu bao che ($\delta = 0,3$); đường cong 2 ứng với các tháp, trụ bằng thép, ống khói, các thiết bị dạng cột bằng thép, có bệ bằng bê tông cốt thép ($\delta = 0,15$);

$\gamma = 1,2$ - hệ số độ tin cậy của tải trọng gió cho nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm. Khi thời gian sử dụng giả định khác đi thì phải nhân với hệ số cho trong bảng phụ lục 2 tiêu chuẩn ;

W_0- giá trị áp lực gió tiêu chuẩn;

y - chuyển vị ngang của công trình ở độ cao z ứng với dạng dao động riêng thứ nhất (đối với nhà có mặt bằng đối xứng cho phép lấy y bằng chuyển vị do tải trọng ngang phân bố đều đặt tĩnh gây ra);

ψ - hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành từng phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió không đổi ta có:

$$\psi = \frac{\sum y_k W_{pk}}{\sum y_k^2 M_k} \qquad (2.16)$$

Ở đây:

M_k - khối lượng thứ k của công trình, đường cong "1" ứng với các công trình bê tông cốt thép và gạch đá;

y_k - chuyển vị ngang của trọng tâm phần thứ k ứng với dạng dao động riêng thứ nhất;

W_{pk}- thành phần động phân bố đều của tải trong gió ở phần thứ k của công trình xác định theo công thức (2.18).

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động tải trọng gió ở độ cao z xác định theo công thức

$$w_p = \frac{1,4 z \xi W_{ph}}{h} \qquad (2.17)$$

Ở đây: W_{ph}- giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió ở độ cao H tại đỉnh công trình xác định theo công thức (2.13).

Các công trình có $f_s < f_L$ cần tính toán động lực có kể đến s dạng dao động đầu tiên, được xác định từ điều kiện:

$$f_s < f_L < f_{s+1} \qquad (2.18)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Theo tiêu chuẩn hiện hành các giá trị tải trọng gió thay đổi liên tục theo chiều cao nhà và công trình và biểu đồ tải trọng gió có dạng đường gẫy khúc (hình 2.10) kể từ điểm cách đế nhà và công trình 10m. Để tiện việc tính toán đường gẫy khúc 1 được thay bằng đường thẳng 2 với các giá trị q ở đỉnh nhà và aq ở đế nhà xuất phát từ điều kiện cân bằng diện tích và vị trí trọng tâm của hai biểu đồ theo các quan hệ sau đây:

$$a = \frac{2H - 3C}{3C - H} \qquad (2.19a);$$

$$q = \frac{2F}{(1+a)H} \qquad (2.19b)$$

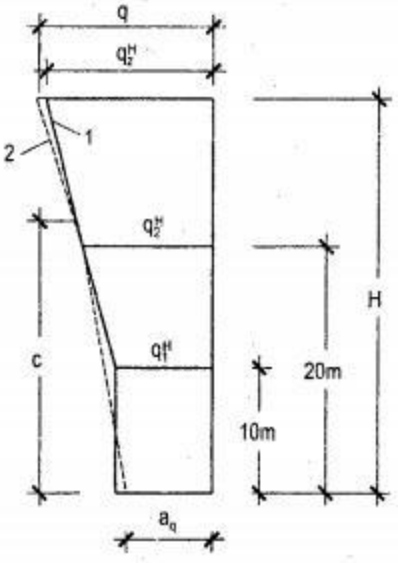
Trong đó:

C = S/H - vị trí trọng tâm biểu đồ;

S - mômen tĩnh đối với đế nhà;

F - diện tích biểu đồ gẫy khúc.

Các công thức (2.19a), (2.19b) luôn thoả mãn điều kiện đưa các biểu đồ gãy khúc về dạng hình thang tương ứng với các giá trị mômen ngàm và lực cắt ngang tại đế nhà là không đổi.



Hình 2.10. *1. Biểu đồ áp lực gió tiêu chuẩn; 2. Biểu đồ áp lực gió quy về dạng hình thang tương đương*

Thành phần động của tải trọng gió phụ thuộc vào chu kỳ T dao động riêng của ngôi nhà. Tuy nhiên việc xác định chính xác những giá trị của T không phải lúc nào cũng cần thiết bởi độ chính xác này ít ảnh hưởng đến thành phần động của tải trọng gió. Theo tính toán thiết kế và xây dựng hàng loạt nhà cao tầng ở nước ngoài cho phép tính theo công thức gần đúng sau đây:

$$T = 0{,}021H \qquad (2.20)$$

Ở đây:

T- chu kỳ dao động riêng của ngôi nhà tính bằng giây (s);

H- chiều cao nhà tính từ đế đến đỉnh nhà bằng mét,(m).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tương tự như xác định tải trọng gió tĩnh theo biểu đồ hình thang (hình 2.10) các giá trị thành phần động tính toán của áp lực gió được xác định như sau:

Tại đỉnh nhà:

$$q^{aq} = W_0 (1+ \xi).k.c.1,2 \quad (2.21)$$

Tại đế nhà:

$$q^{p} = 0,65\ W_0 c.\ 1,2, \quad (2.22)$$

Ở đây:

W_0 - áp lực gió tiêu chuẩn lấy theo bảng phân vùng tải trọng gió;

1,2 - hệ số độ tin cậy;

k - hệ số tăng áp lực gió theo chiều cao;

c - hệ số khí động lấy theo tiêu chuẩn;

ξ - hệ số áp lực động tính tại đỉnh nhà theo dạng địa hình.

Tại bất kỳ điểm nào trên chiều cao ngôi nhà cũng được xác định theo công thức:

$$q_{(x)} = q^{p}\left(1+\frac{a-1}{H}x\right) \quad (2.23)$$

Trong đó: x - toạ độ tính từ đỉnh nhà.

2.2.3. Tải trọng động đất

Khái niệm chung

Động đất hoặc địa chấn là những rung động tự nhiên của vỏ trái đất có phương hướng và cường độ thay đổi theo thời gian. Trong thời gian động đất, chuyển động của nền đất làm phát sinh ra các lực quán tính ở các bộ phận công trình. Bởi vậy động đất không chỉ ảnh hưởng trực tiếp tới nền móng công trình mà còn gây dao động, biến dạng kết cấu thân nhà dẫn tới nứt nẻ, hư hỏng, phá hoại cục bộ hoặc toàn bộ ngôi nhà.

Việc thiết kế kháng chấn (chống động đất) là nhằm bảo vệ, hạn chế đến mức thấp nhất tác hại do động đất gây ra cho nhà và công trình xây dựng trong vùng có động đất. Trước hết chúng ta hãy xem xét một số khái niệm cơ bản về động đất sau đây:

- Sóng địa chấn là sóng đàn hồi vật lý hình thành do việc giải phóng năng lượng từ điểm (chấn tiêu) phát ra năng lượng do động đất.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Cường độ động đất. Để đánh giá cường độ động đất người ta dựa vào hậu quả của nó đối với nhà và công trình hoặc năng lượng gây ra trận động đất ấy. Hiện nay trên thế giới sử dụng nhiều thang đo cường động đất, trong số đó hai thang sau đây được dùng phổ biến:

Thang MSK-64

Để đáp ứng với yêu cầu kỹ thuật trong lĩnh vực xây dựng, xét tới mức độ ảnh hưởng của động đất tới công trình, năm 1964 Medvedev cùng Sponhuer và Karnic đã đề ra thang đo cường độ động đất MSK-64. Để xây dựng thang MSK-64 các tác giả trước hết phân loại tác dụng phá hoại của động đất đến các công trình xây dựng, sau đó đánh giá cường độ động đất qua hàm chuyển dịch cực đại của con lắc tiêu chuẩn có chu kỳ dao động riêng T = 0,25s. Thang MSK-64 có 12 cấp. Từ cấp 1 đến cấp 6 là động đất nhẹ không gây ảnh hưởng lớn đến nhà và công trình.

Từ cấp 7 đến cấp 9 là động đất mạnh cần được xét đến trong thiết kế nhà, công trình. Từ cấp 10 trở lên là động đất có mức độ huỷ diệt.

Thang Richter

Thay cho việc đánh giá cường độ thông qua việc đánh giá hậu quả của nó, năm 1935 Ch. Richter đã đề ra thang đo cường độ động đất bằng cách đánh giá gần đúng năng lượng được giải phóng ở chấn tiêu. Theo định nghĩa, độ lớn M (Magnitud) của một trận động đất bằng logarit thập phân của biên độ cực đại A(μm) ghi được tại một điểm cách chấn tâm D = 100 km trên máy do địa chấn có chu kỳ dao động riêng T = 0,8s:

$$M = \log A$$

Quan hệ giữa năng lượng (Egi) được giải phóng ở chấn tiêu với Magnitud được tính theo công thức:

$$\log E = 9,9\ 1,9M - 0,024M^2$$

Về mặt lý thuyết thang M. Richter bắt đầu bằng con số 0 và không có giới hạn trên. Nhưng cho đến nay người ta chưa đo được trận động đất nào có M đạt đến 9.

Bản đồ phân vùng động đất

Để dự báo các trận động đất có thể xảy ra trong tương lai và làm cơ sở cho việc xây dựng tiêu chuẩn kháng chấn, ở mỗi quốc gia đều phải nghiên

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

cứu tình hình động đất trong khoảng thời gian dài tới nghìn năm và lập ra hai loại bản đồ phân vùng động đất: bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ, và bản đồ vi phân vùng động đất. Trên các bản đồ thể hiện các đặc trưng động đất lớn nhất có thể xảy ra và tác động của nó đến các công trình xây dựng, ảnh hưởng của nền đất, gia tốc cực đại và chu kỳ trội của nền đất, tương tác động lực của nền - công trình.

Bản đồ phân vùng động đất theo thang MSK-64 trên toàn lãnh thổ nước ta đã được đưa vào bộ Quy chuẩn xây dựng Việt Nam từ năm 1997. Theo TCXDVN – 375: 2006 - Tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất đã đưa vào bản đồ phân vùng động đất mới theo gia tốc nền lãnh thổ Việt Nam với chu kỳ lặp 500 năm, nền loại A (đá gốc).

2.2.4 Các phương pháp xác định tải trọng động đất

Việc xác định tải trọng động đất (lực quán tính) tác dụng lên công trình một cách chính xác là một việc làm rất khó khăn vì phụ thuộc nhiều vào tính chất chuyển động địa chấn, các tính chất động học công trình và đặc trưng cơ lý của nền đất. Hiện nay trong nhiều tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của các nước đều sử dụng một trong hai phương pháp xác định tải trọng động đất sau đây:

- Phương pháp động lực: xác định trực tiếp trạng thái ứng suất - biến dạng các kết cấu chịu tải từ các gia tốc do ghi được chuyển động của nền đất khi động đất xảy ra.

Nội dung phương pháp này đã được trình bầy trong tiêu chuẩn mới được ban hành TCXDVN 375: 2006, tuy nhiên việc xác định tải trọng tác động vào công trình còn cần đến các phần mềm chuyên dụng.

- Phương pháp tĩnh lực: thay thế các lực động đất thực tác dụng lên công trình bằng các lực tĩnh ảo có hiệu ứng tương đương nên còn gọi là phương pháp tải trọng ngang thay thế. Việc xác định tải trọng động đất theo phương pháp này tương đối đơn giản và đã được sử dụng vào thiết kế các công trình, nhà cửa ở trong và ngoài nước từ trước đến nay, trong đó có tiêu chuẩn của CHLB Nga và của Hoa Kỳ được giới thiệu sau đây đã và đang được sử dụng để tính toán các công trình xây dựng quan trọng trong nước.

Xác định tải trọng động đất theo tiêu chuẩn SNiPII-7-81* (CHLB Nga)

Tiêu chuẩn thiết kế kháng của CHLB Nga СНиП II-7-81* là tiêu chuẩn của Liên Xô trước đây đã được biên soạn bổ sung và có hiệu lực từ năm

1998. Tải trọng động đất được xác định theo cấp động đất theo thang MSK-64. Nếu sử dụng các giá trị từ đỉnh gia tốc nền tại địa điểm xây dựng có thể chuyển đổi sang cấp thang MSK- 64 hay thang M - Richter theo phụ lục K tiêu chuẩn TCXDVN 375: 2006.

Động đất có thể tác động lên nhà theo phương bất kỳ trong không gian. Nhà cao tầng thường được thiết kế với hình dáng mặt bằng và mặt đứng đơn giản, nên tải trọng động đất được xem như tác động theo hai phương theo các trục dọc và ngang của nhà. Tuy nhiên, khi mặt bằng nhà phức tạp cần chọn phương tính toán bất lợi nhất.

Tác động của tải trọng động đất theo phương thẳng đứng của nhà cao tầng có thể không xét tới. Theo tiêu chuẩn, đối với các kết cấu công xon nằm ngang hoặc xiên, kết cấu vòm, dàn khẩu độ từ 24m trở lên xây dựng trong vùng động đất còn phải tính toán theo phương thẳng đứng.

Tải trọng động đất tính toán ngang theo phương đã chọn trên tầng thứ k ở dạng dao động thứ i, được xác định theo công thức

$$S_{ik} = K_1 . K_2 . S_{o\,ik}, \qquad (2.24)$$

Trong đó:

K_1- hệ số xét tới sự hư hỏng cho phép trong ngôi nhà, công trình, được lấy bằng:

1- khi không cho phép có biến dạng dư và các hư hỏng cục bộ (lún, nứt,...), đồng thời không vượt quá 1,5;

0,25 - khi cho phép có biến dạng dư, có nứt và hư hỏng cục bộ, gây khó khăn cho sử dụng bình thường công trình, nhưng vẫn an toàn cho người, cho các thiết bị trong nhà và công trình;

0,12 - cho phép có biến dạng dư lớn, nứt, hư hỏng từng bộ phận, làm ngưng trệ tạm thời sử dụng công trình (nhà công nghiệp, nông nghiệp một tầng).

K_2 - hệ số kết cấu lấy bằng:

1 + 0,1 (n – 5) cho nhà khung, blôc lớn có số tầng lớn hơn 5;

0,9 - cho nhà tấm lớn hay tường bê tông đổ liền khối có số tầng ít hơn 5, và khi n > 5 thì lấy bằng 0,9 + 0,75 (n – 5);

S_{oik}- giá trị tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình được xác định theo công thức:

$$S_{oik} = Q_k . A . \beta_i . K_w . n_{ik} \qquad (2.25)$$

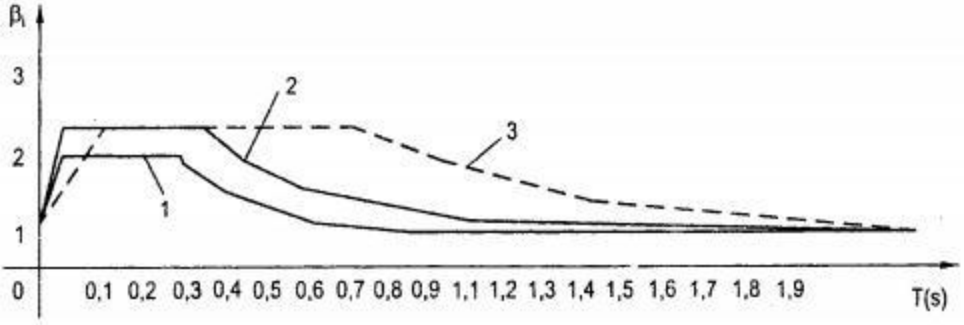
Ở đây:

Q_k - trọng lượng tầng nhà thứ k tính ngang mức sàn có xét tới các hệ số giảm tải;

A - hệ số lấy bằng 0,1; 0,2; 0,4 ứng với động đất cấp 7, 8, 9 thang MSK-64.

β_i - hệ số động lực, phụ thuộc vào chu kỳ dao động riêng và vào loại đất nền và có thể tính theo các công thức dưới đây hoặc theo đồ thị (hình 2.11).

Cho đất nền loại I (nền đá gốc chưa bị phong hoá, đá hòn lớn, chứa không quá 30% đất sét và cát lấy theo đường cong 1 (hình 2.11);



***Hình 2.11.** Biểu đồ xác định hệ số động lực*

Khi	$T_i \le 0,08s$	$\beta_i = 1+ 15T_i$	
Khi	$0,08s < T_i \le 0,318s$	$\beta_i = 2,2$	(2.26)
Khi	$T_i > 0,38s$	$\beta_i = 0,7/T_i$	

Cho đất loại II, III - đá gốc phong hoá mạnh, đá hòn lớn, cát sạn, sỏi chặt đến chặt vừa, cát hạt nhỏ có chiều dày bằng hoặc nhỏ hơn 30m - lấy theo đường cong 2 (hình 11.4):

Khi	$T_i \le 0,1s$	$\beta_i = 1 + 15T_i$	
Khi	$0,1s < T_i \le 0,4s$	$\beta_i = 2,5s$	(2. 27)
Khi	$T_i > 0,4s$	$\beta_i=1/T_i$	

Cho đất loại II, III như trên nhưng có chiều dầy lớn hơn 30m lấy theo đường cong 3 (hình 2.11):

Khi	$T_i \le 0,2s$	$\beta_i = 1 + 7,5T_i$	
Khi	$0,2 < T_i \le 0,76s$	$\beta_i = 2,5$	(2. 28)
Khi	$T_i > 0,76s$	$\beta_i = 1,9/ T_i$	

Trong các công thức 2.26 ÷ 2.28:

T_i - chu kỳ dao động riêng dạng thứ i và trong mọi trường hợp β_i không được nhỏ hơn 0,8.

K_w - hệ số xét đến mối tương quan giữa các kích thước, của kết cấu, của nhà hoặc công trình được lấy bằng:

1,5 - cho công trình chiều cao lớn và kích thước mặt bằng nhỏ như tháp, trụ, ống khói, lõi thang máy đứng độc lập, và nhà khung mà tường chèn không chịu lực, khi có tỷ lệ chiều cao khung H trên chiều cao tiết diện cột khung h theo phương tác động của tải trọng động đất $H/h \geq 25$;

1 - cũng như trên khi tỷ số $H/h < 15$.

n_{ik} - hệ số phụ thuộc vào chuyển vị của công trình ở dạng dao động riêng thứ i, và vào điểm đặt tải trọng, được xác định như sau:

Đối với nhà được tính theo sơ đồ thanh công xon:

$$n_{ik} = \frac{X_i(x_k)\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_i^2(x_j)} \qquad (1.29)$$

Ở đây:

$X_i(x_k)$, $X_i(x_j)$ - chuyển vị công trình ở dạng dao động thứ i tại điểm k đang xét và trên tất cả các điểm j khi trọng lượng của tầng nhà được xem như tải trọng tập trung;

Q_j - trọng lượng tầng nhà tính ở điểm j, có xét tới hệ số giảm tải n_c.

x_k, x_j - khoảng cách từ các điểm k và j đến mặt trên móng.

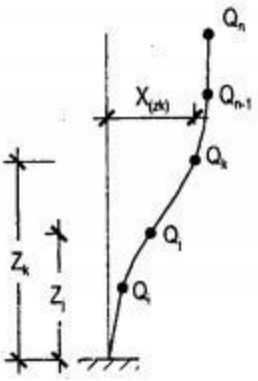
Đối với nhà cao đến 5 tầng, khi tải trọng và độ cứng ít thay đổi theo chiều cao tầng, khi chu kỳ dao động riêng $T_j < 4s$ thì hệ số n_k được tính như sau:

$$n_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^{n} Q_j x_j}{\sum_{j=1}^{n} Q_j x_j^2} \qquad (2.30)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi xác định nội lực trong kết cấu chịu lực của ngôi nhà có thể chỉ xét tới 3 dạng dao động riêng ban đầu, nếu như ở dạng dao động thứ nhất chu kỳ dao động $T_1 > 0,4$ s. Lúc này tải trọng động đất toàn phần S_{ik} cho ba dạng dao động được xác định theo công thức:

$$S_{ik} = \sqrt{S_{ki}^2 + S_{k2}^2 + S_{k3}^2} \qquad (2.31)$$



Hình 2.12

Ở đây:

S_{k1}, S_{k2}, S_{k3} - tương ứng với các giá trị tải trọng động đất ở dạng dao động thứ 1, 2, 3.

Còn khi $T_1 \leq 0,4$s thì chỉ xét tới dạng dao động thứ nhất.

Các nội lực tính toán N_p như mômen uốn, lực dọc, lực cắt, mômen lật, ứng suất pháp, ứng suất tiếp sinh ra trong kết cấu do tải trọng động đất với giả thiết tác động tĩnh vào công trình có thể xác định theo công thức:

$$N_p = \sqrt{\sum_{j=1}^{n} N_i^2} \qquad (2.32)$$

Ở đây:

N_i - giá trị nội lực hay ứng suất trong tiết diện đang xét do tải trọng động đất ở dạng dao động thứ i;

n - số dạng dao động được xét.

Khi xét tới tổ hợp tải trọng đặc biệt có tác động của tải trọng động đất cần lấy hệ số tổ hợp n_c như sau:

0,9 - cho tải trọng thường xuyên;

0,8 - cho tải trọng tạm thời dài hạn;

0,5 - cho tải trọng tạm thời ngắn hạn tác động trên sàn và mái.

Khi tính toán kết cấu theo cường độ và ổn định, ngoài các hệ số điều kiện làm việc lấy như trong tiêu chuẩn, còn cần bổ sung hệ số điều kiện làm việc m_{kp} bằng:

1,2 - cho bê tông nặng, cốt thép nhóm AI, AII, AIII;

1,1 - như trên, nhưng với cốt thép nhóm khác.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi kiểm tra theo tiết diện nghiêng trong kết cấu bê tông cốt thép dùng cốt thép thanh và sợi:

Cột nhà nhiều tầng $m_{kp} = 0,9$;

Các cấu kiện khác $m_{kp} = 1$.

Xác định tải trọng động đất theo tiêu chuẩn kháng chấn UBC (Uniform Building Code 1979) của Hoa Kỳ

Theo tiêu chuẩn kháng chấn của Mỹ cũng như của một số nước khác tải trọng động đất được xác định từ việc xác định lực cắt ngang ở chân công trình trước rồi sau đó mới phân phối lên các tầng. Tổng lực cắt tại chân công trình do chuyển động địa chấn gây ra ở dạng dao động thứ i được xác định theo biểu thức:

$$F_i = C_i Q \qquad (2.33)$$

Trong đó:

Q - trọng lượng toàn bộ công trình;

C_i - hệ số địa chấn ở dạng thứ i;

$$C_i = ZIKCS \qquad (2.34)$$

Ở đây:

Z - hệ số cường độ địa chấn, Z = (3/16) – 1;

I - hệ số tầm quan trọng công trình lấy bằng 1 - 1,5;

K- hệ số giảm chấn, lấy bằng 0,67 cho kết cấu mềm; 0,8 cho hệ khung giằng; 1,3 cho hệ kết cấu hỗn hợp và bằng 1 cho các loại kết cấu khác;

C - hệ số động lực:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T_i}} \le 0,12$$

S - hệ số cộng hưởng nền đất - kết cấu:

$$S = 1 + \frac{T_i}{T_0} - 0,5\left(\frac{T_i}{T_0}\right)^2 \ge 1 \text{ khi } \frac{T_i}{T_0} \le 1,0$$

Và:
$$S = 1,2 - 0,6\left(\frac{T_i}{T_0}\right) - 0,3\left(\frac{T_i}{T_0}\right)^2 \ge 1 \text{ khi } \frac{T_i}{T_0} \ge 1,0$$

Ở đây: T_0 là chu kỳ dao động đặc trưng của nền đất.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Sau khi xác định được lực cắt toàn phần tại chân công trình do động đất theo công thức (2. 32) được xem như tổng tải trọng để phân phối cho các tầng trung gian như sau:

$$F_i = \frac{Q - F_i}{\sum Q_i h_i} \tag{2.35}$$

Trong đó:

Q_i - tải trọng thẳng đứng tác dụng lên tầng thứ i;

h_i - chiều cao tầng thứ i kể từ mặt nền nhà.

Theo một số tiêu chuẩn thiết kế nhà và công trình trong vùng động đất của nước ngoài thì có thể không tính toán với tải trọng động đất tới cấp 7 theo thang MSK - 64, nhưng phải tuân thủ các yêu cầu cấu tạo kháng chấn đối với kết cấu chịu lực và kết cấu tự mang như tường bao che, vách ngăn (xem chương 6).

Những công trình xây dựng trong vùng áp lực gió từ II đến V của Việt Nam, khi tính toán có xét tới thành phần động của gió, các giá trị nội lực trong kết cấu thường lớn hơn các giá trị tính theo động đất cấp 7, nên tuỳ cấp độ, tầm quan trọng công trình mà có thể chỉ cần dùng các biện pháp cấu tạo kháng chấn cho kết cấu theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 3

TÍNH TOÁN CÁC HỆ CHỊU LỰC THEO SƠ ĐỒ PHẲNG

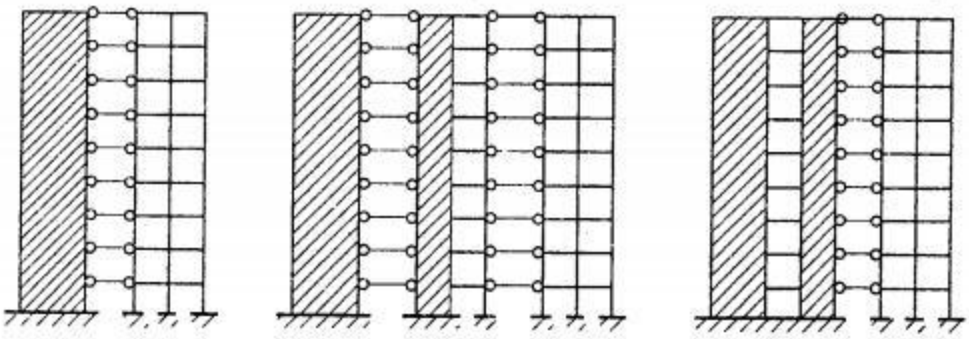
3.1. HỆ KHUNG - VÁCH

Trong nhà cao tầng hệ chịu lực khung - vách thường được bố trí song song với nhau theo một hay hai phương trên mặt bằng nên có thể dùng sơ đồ khung - giằng phẳng để tính toán cho toàn hệ.

Tuỳ theo cấu tạo của các vách cứng có thể có các sơ đồ tính toán khác nhau như trên hình (3.1):

- Khung - vách đặc (hình 3.1a).
- Khung - vách đặc và vách liền khung (hình 3.1b).
- Khung - vách có lỗ cửa (hình 3.1c).

Trước khi tính toán cả hệ ta hãy xem xét sự làm việc độc lập của hệ khung nhiều tầng nhiều nhịp dưới tác dụng của tải trọng ngang.



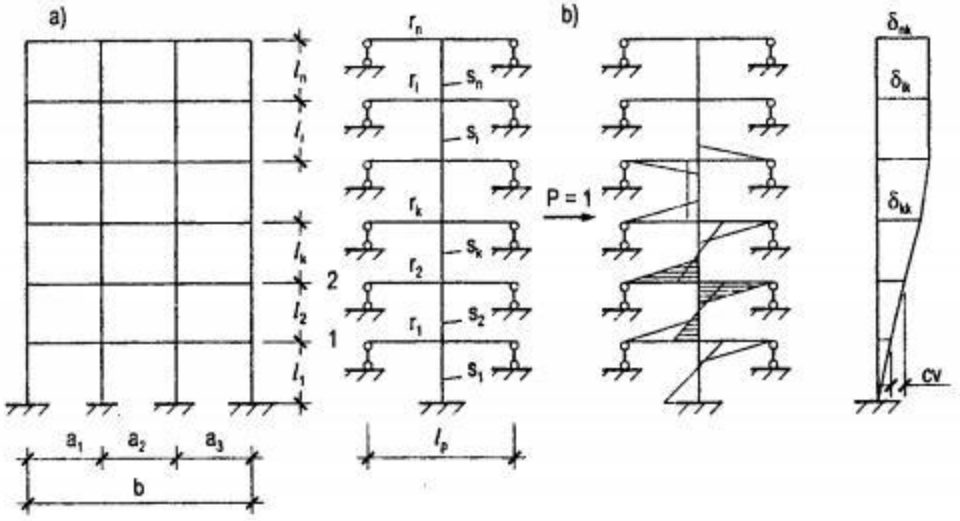
Hình 3.1. *Các sơ đồ tính toán hệ chịu lực hệ khung - vách*

3.2. CHUYỂN VỊ NGANG CỦA KHUNG NHIỀU TẦNG, NHIỀU NHỊP

Khi tính toán chuyển vị ngang của khung nhà nhiều tầng dưới tác dụng của tải trọng ngang có thể xem là một cách gần đúng rằng góc xoay của các

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

nút trên một xà ngang là bằng nhau. Như vậy có thể đơn giản hoá sơ đồ tính chuyển vị của khung như trên hình (3.2b).



Hình 3.2. *Sơ đồ tính chuyển vị ngang của khung:*
a) Sơ đồ kết cấu; b) Sơ đồ tính chuyển vị

Gọi S_i là tổng độ cứng đơn vị của các cột của tầng thứ i, r_i là tổng độ cứng đơn vị của xà ngang của tầng thứ i tính với l_p là giá trị trung bình của các nhịp xà ngang, l_i - chiều cao của tầng thứ i, n là số tầng của khung.

Trong sơ đồ cơ bản này, chuyển vị ngang do P = 1 được tính theo các công thức sau:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12}\left(S_1 + R_1\right) \tag{3.1}$$

$$\delta_{kk} = \frac{1}{12}\left(S_k + R_k + \frac{l_k^2}{4r_k}\right) \tag{3.2}$$

Trong đó: k = 2, 3,..., n;

$$\delta_{ki} = \delta_{ik} = \delta_{k,k+1} = \ldots = \delta_{kn} = \delta_{kk} + \frac{l_k l_{k+1}}{48r_k} \tag{3.3}$$

Trong đó:

$$S_k = \sum_{1}^{n} \frac{k l^2}{s_i} \tag{3.4}$$

$$R_1 = \frac{l_1^2}{4r_1 + 0,33s_1} \tag{3.5}$$

$$R_2 = \frac{(l_1 + l_2)^2}{4r_1 + 0,33s_1} \tag{3.6}$$

$$R_k = R_{k-i} + \frac{(l_1 + l_2)^2}{4r_{k-1}};\ k = 3,4,\ldots n \tag{3.7}$$

Trong công thức (3-1) và (3-2) số hạng S_k biểu thị ảnh hưởng độ cứng của cột tới chuyển vị của khung, còn R_k biểu thị ảnh hưởng độ cứng của xà ngang.

Chuyển vị ngang của khung do tải trọng ngang đặt ở tất cả các tầng được tính theo công thức:

$$y = \delta_{k1} P_1 + \delta_{k2} P_2 + \ldots + \delta_{kn} P_n; \tag{3.8}$$

Khi số tầng $n \geq 6$ và nếu như cho rằng các lực cắt tầng:

$$Q_k = \sum_{i=1}^{n} P_i\ ;\ i \geq k \tag{3.9}$$

thì chuyển vị của khung có thể xác định như tổng các chuyển vị ngang đầu mút các cột:

$$y = \sum_{i=1}^{k} Q_i c_i\ ;\ i \leq k \tag{3.10}$$

c_i - độ lệch của tầng do lực đơn vị tác dụng theo phương ngang như trên hình (3.2).

Đối với khung nhà nhiều tầng có kết cấu đều đặn với chiều cao tầng l như nhau và độ cứng theo đơn vị chiều dài là s và r giống nhau cho tất cả các tầng, độ lệch c do lực đơn vị P = 1 có thể tìm được bằng cách nhân phần biểu đồ có đường gạch với nhau như trên hình (3.2):

$$c = \sum \int \frac{M^2}{B} dx = \frac{l^2}{12}\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{r}\right); \tag{3.11}$$

Gọi A là độ cứng chống trượt của khung với ý nghĩa là lực gây nên góc lệch $\psi = A\frac{c}{l} = 1$, suy ra ta có $A = \frac{l}{c}$ hay:

$$A = \frac{12}{l\left(s^{-1} + r^{-1}\right)} \tag{3.12}$$

Khi số tầng n ≥ 16 có thể xem các xà ngang như được bố trí liên tục trên chiều cao khung. Do vậy, các tải trọng tập trung có thể xem như phân bố đều p(x) và từ công thức (3.9) có thể viết:

$$y = \int_0^x Q_0 \frac{c}{l} dx = \int_0^x \frac{Q_0}{A} dx \qquad (3.13)$$

Ở đây:

Q_0 - lực cắt do tải trọng phân bố đều;

x - toạ độ tiết diện ngang khung.

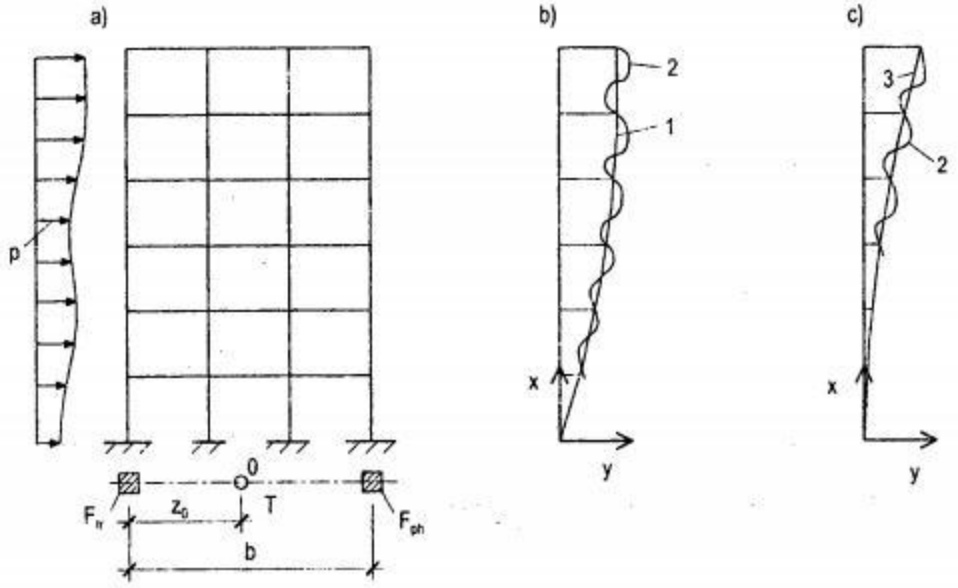
Lấy tích phân lần lượt biểu thức (3.13) ta được:

$$Ay' = Q_0; \qquad (3.14)$$

$$Ay'' = - p(x). \qquad (3.15)$$

Từ đó cho thấy mối quan hệ giữa lực cắt và tải trọng với chuyển vị là đạo hàm bậc một và bậc hai của hàm chuyển vị.

Trên biểu đồ chuyển vị (hình 3.3) ta thấy khung chịu uốn như một hệ chịu cắt. Đường cong số 1 hướng vào phía xuất phát, còn đường cong số 2 thay đổi độ cong trong phạm vi mỗi tầng. Đây là trường hợp khi độ cứng của cột tương đương hoặc nhỏ hơn độ cứng của xà ngang.



Hình 3.3

Khi độ cứng của cột lớn hơn độ cứng của xà ngang (trường hợp thường gặp trong nhà cao tầng) thì đường cong uốn của cột thay đổi theo đường số 3 vì lực cắt By''' phụ thuộc vào tổng độ cứng uốn của cột $B = \sum B_j$. Ngoài ra do ảnh hưởng của biến dạng nén, kéo do lực dọc trục khi chịu tải trọng ngang, các cột biên làm việc tương tự như thanh công xon tổ hợp với khoảng cách hai nhánh là b (hình 3.3) và độ cứng B_0. Tại các cột giữa khung nhiều nhịp có các nhịp thường không chênh nhau nhiều, lực cắt thường không lớn vì chúng bằng hiệu các giá trị lực cắt của các xà ngang liền kề. Mômen $M = N_b$ làm xoay các cột một góc có giá trị:

$$\int_0^x \frac{M}{B_0} dx = \frac{b}{B_0} \int_0^x N dx \tag{3.16}$$

Vậy khi xét tới các biến dạng dọc trục biểu thức(3.14) lực cắt có dạng:

$$A\left(y' + \frac{b}{B_0} \int_0^x N dx \right) = Q_0 \tag{3.17}$$

Phương trình tổng quát cân bằng lực cắt trên tiết diện ngang của khung có dạng:

$$-By''' + Ay' + \frac{Ab}{B_0} \int_0^x N dx = Q_0 \tag{3.18}$$

Lực dọc được xác định theo phương trình cân bằng mômen cũng trên tiết diện đó:

$$N = \frac{M_0 - M}{b} = \frac{M_0 - By''}{b} \tag{3.19}$$

Trong đó:

M_0 - mômen do ngoại lực tại tiết diện x;

$M = -By''$ là tổng mômen của cột khung.

Đưa giá trị N từ công thức (3.19) vào (3.18) rồi lấy tích phân theo x ta có:

$$By^{IV} - Av^2 y'' - \frac{AM_0}{B_0} - p(x) = 0 \tag{3.20}$$

Nếu thay biến mới $w = By$ vào (3.19) ta có phương trình giải cuối cùng sau đây:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$s^2 w^{IV} - w'' - \frac{\nu^2 - 1}{\nu^2} M_0 - s^2 p(x) = 0 \qquad (3.21)$$

ở đây: $$s = \frac{B}{A\nu^2} \qquad (3.22)$$

Nghiệm của phương trình (3.21) có dạng:

$$w = C_1 + C_2 m\varphi + C_3 ch\varphi + C_4 sh\varphi + C_0 \qquad (3.23)$$

Trong đó:

C_i - các hằng số tích phân;

C_0 - nghiệm riêng, phụ thuộc dạng tải trọng;

$\varphi = x/s$ - toạ độ không thứ nguyên; (3.24)

$\lambda = H/s$ - đặc trưng độ cứng khi $x = H$; (3.25)

$H = H_0\, n/(n - 0{,}5)$ - chiều cao tính toán ngôi nhà; (3.26)

H_0 - chiều cao kể từ chân ngàm đến trục xà ngang trên cùng.

Đối với những khung thông thường, độ cứng của cột nhỏ so với độ cứng của xà ngang, nên có thể bỏ qua số hạng thứ nhất trong công thức (3.20), $\nu^2 = 1$, $B \approx 0$, do đó (3.20) có dạng:

$$Ay'' + A\, M_o / B_o + q(x) = 0 \qquad (3.27a)$$

Điều kiện biên để giải phương trình (3. 27a) là:

$$1)\ y(0) = 0; \quad 2)\ Ay'(0) = Q_o(0) \qquad (3.27b)$$

Khi tải trọng phân bố đều $p(x) = p$, suy ra điều kiện:

$$3)\ M_o = -0{,}5p\,(H - x)^2 \qquad (3.27c)$$

Từ kết quả giải phương trình (3.27a), với các điều kiện biên ta có biểu thức chuyển vị ngang của khung như sau:

$$y = \frac{ph^2}{2A}\left(2\xi - \xi^2\right) + \frac{ph^4}{8B_0}\left(2\xi^2 - \frac{4\xi^3}{3} + \frac{\xi^4}{3}\right). \qquad (3.28)$$

Ở đây: $\xi = x/H$ - là toạ độ không thứ nguyên.

Chuyển vị ngang tại đỉnh khung khi $\xi = 1$ là:

$$f = \frac{QH^2}{2A} + \frac{QH^4}{8B_0} = \left(\frac{QH^2}{2A}\right)\left(\frac{1 + \lambda_p^2}{4}\right) \qquad (3.29)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó:

H- chiều cao tính toán nhà lấy theo (3.26), nếu $n \geq 16$ lấy $H = H_o$.

λ_p - đặc trưng độ cứng của khung có xét đến ảnh hưởng của lực dọc trong cột:

$$\lambda_p = H\sqrt{\frac{A}{B_0}}\lambda_p \tag{3.30}$$

Kết quả nghiên cứu cho thấy nếu $\lambda_p < 0,7$ ta có thể bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trong cột và trong tính toán cho $\nu^2 = 1$.

Để xác định độ cứng B_o của khung ta quy ước như sau:

F_{tr}, F_{ph} là tổng diện tích tiết diện các cột trái và cột phải so với đường trọng tâm của khung, nếu là khung nhiều nhịp hoặc đối xứng thì lấy theo trục đối xứng; z_0 - khoảng cách từ trục cột trái đến trọng tâm tiết diện ngang khung (hình 3.3) khi đó ta có:

$$z_0 = \frac{F_{ph}b}{F_{ph}+F_{tr}} = \frac{b}{1+\frac{F_{tr}}{F_{ph}}} \tag{3.31}$$

Mômen quán tính của tiết diện ngang khung:

$$J_0 = F_{tr}z_0^2 + F(b-z_0)^2 = \frac{F_{tr}b^2}{1+\frac{F_{tr}}{F_{ph}}}; \tag{3.32}$$

Độ cứng uốn của khung:

$$B_0 = \frac{E_bF_{tr}b^2}{1+\frac{F_{tr}}{F_{ph}}} \tag{3.33}$$

Trường hợp khung đối xứng $F_{tr} = F_{ph} = F$ ta có:

$$B_0 = \frac{E_bFb^2}{2} \tag{3.34}$$

Như vậy ta thấy độ cứng B_0 phụ thuộc vào độ cứng dọc trục E_bF của cột khung.

3.3. TÍNH TOÁN HỆ KHUNG - VÁCH ĐẶC

Ta hãy xét trường hợp hệ có vách đặc giằng với khung theo sơ đồ khung giằng. Từ giả thiết sàn cứng vô cùng trong mặt phẳng, khung và vách có chuyển vị ngang nên độ cứng của hệ có thể viết như sau:

$$B = \Sigma Bj + Bv$$

Ở đây: ΣBj - tổng độ cứng cột khung;

Bv - tổng độ cứng của vách cứng.

Khi tổng độ cứng của cột khung quá nhỏ so với tổng độ cứng của vách có thể cho $B = B_v$. Như vậy hệ có dạng đường cong uốn tuân theo công thức(3.21) và ta dùng lời giải (3.24) với các điều kiện biên sau:

1) $w(0) = 0$; 2) $w'(0) = 0$; 3) $-w''(0) = Q_0(0)$; 4) $w''(\lambda) = 0$.

Để tìm lời giải riêng C_0 trong (3.24) ta xét trường hợp tải trọng ngang phân bố đều theo chiều cao: $p(x) = p$ và có mômen uốn và lực cắt:

$$M_0 = -0{,}5pH^2(1-\xi)^2; \qquad Q_0 = pH(1-\xi)^2;$$

Vậy:

$$C_0 = -\frac{ps^4\varphi^2}{2\nu^2} + \frac{ps^4\lambda^4(\nu^2-1)}{2\nu^2}\left(\frac{\xi^2}{2} - \frac{\xi^3}{3} + \frac{\xi^4}{12}\right) \tag{3.35}$$

Từ các điều kiện biên ta lập được hệ phương trình đại số tuyến tính với các ẩn là các hằng số tích phân, kết quả giải ta có:

$$C_1 = -C_3 = -ps^2\frac{\chi}{\nu^2} \tag{3.36}$$

$$C_4 = -sC_2 = -ps^4\frac{\lambda}{\nu^2} \tag{3.37}$$

Trong đó:
$$\chi = \frac{1+\lambda sh\lambda}{ch\lambda} \tag{3.38}$$

Đưa các kết quả vừa nhận được vào (3.24) ta được phương trình chuyển vị của hệ:

$$w = \frac{ps^4}{\nu^2}\left[\lambda\varphi - \frac{\varphi^2}{2} + \chi ch\varphi - \chi sh\varphi - \chi + \frac{\lambda^4(\nu^2-1)}{2}\left(\frac{\xi^2}{2} - \frac{\xi^3}{3} + \frac{\xi^4}{12}\right)\right] \tag{3.39}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi $\varphi = 1$, và $\xi = 1$ cho ta có độ võng tại đỉnh hệ:

$$f = \frac{pH^4}{2\nu^2\lambda^2 B}\left[1 - \frac{2(\chi - 1)}{\lambda^2} + \frac{\lambda^2(\nu^2 - 1)}{4}\right] \quad (3.40)$$

Khi xác định nội lực trong hệ, ta sử dụng quan hệ: $dx = Sd\varphi = H\,d\xi$; $\lambda s = H$

Mômen uốn trong vách:

$$M = -w'' = -\frac{pH^2}{\nu^2}\left[\frac{1}{2}(1-\xi)^2(\nu^2 - 1) - \frac{1}{\lambda^2}(1 - \chi ch\varphi + sh\varphi)\right] \quad (3.41)$$

Lực cắt trong vách:

$$Q = M' = \frac{pH}{\nu^2}\left[(1-\xi)(\nu^2 - 1) + ch\varphi - \frac{\chi}{\lambda}sh\varphi\right] \quad (3.42)$$

Lực cắt trong cột khung:

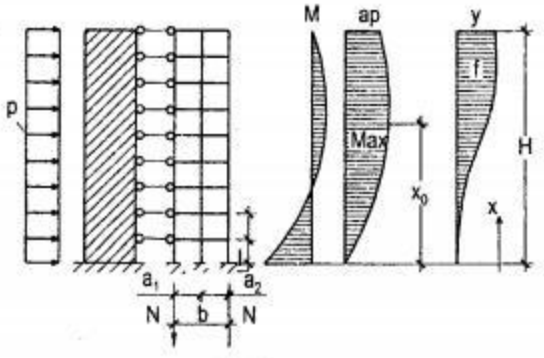
$$Q_p = Q_0 - Q = \frac{pH}{\nu^2}\left(1 - \xi + \frac{\chi}{\lambda}sh\varphi - ch\varphi\right) \quad (3.43)$$

Lực dọc trong các cột biên của khung xác định từ phương trình cân bằng mômen:

$$N = \frac{M_0 - M}{b} = -\frac{pH^2}{b\nu^2}\left[\frac{1}{2}(1-\xi)^2 + \frac{1}{\lambda^2}(1 - \chi ch\varphi + \lambda sh\varphi)\right] \quad (3.44)$$

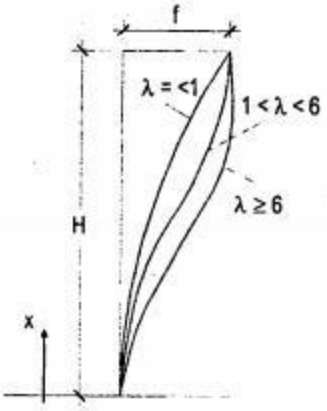
Mômen uốn, lực cắt của hệ được phân phối vào các vách tỷ lệ với độ cứng của chúng. Biểu đồ nội lực và chuyển vị của hệ được thể hiện trên hình (3.5). Trên biểu đồ lực cắt Q_p của cột có giá trị lớn nhất tại tiết diện có φ_0 được xác định từ phương trình đạo hàm bậc nhất của $Q_p' = 0$.

$$Q_q' = -1 + \chi\, ch\varphi_0 - \lambda sh\varphi_0 = 0, \quad (3.45)$$



Hình 3.4

Lực cắt trong cột $Q_p \neq 0$ khi $\varphi = \lambda$ (tại đỉnh hệ) Lực cắt được phân phối vào các cột khung tỷ lệ với độ cứng của chúng. Mômen uốn, lực cắt trong cột và xà ngang được xác định theo giá trị lực cắt được phân phối như đã trình bày ở mục 3.1.1.1.



Hình 3.5

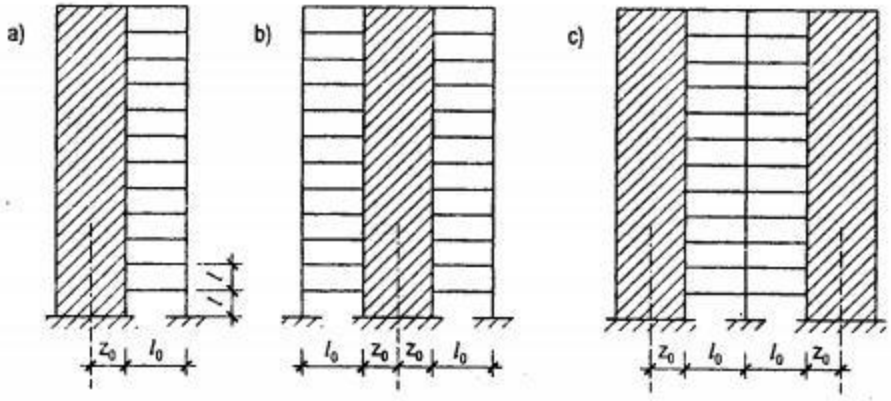
Kết quả nghiên cứu cho thấy hình dạng đường cong uốn của hệ phụ thuộc vào đặc trưng độ cứng λ. Nếu hệ có độ cứng lớn khi $\lambda \leq 1$ - hệ biến dạng như thanh công xon. Khi λ tăng đường uốn thay đổi chiều cong và khi $\lambda \geq 6$ thì đường cong uốn hoàn toàn hướng vào trong (hình 3.4). Như vậy các dạng đường cong uốn có ảnh hưởng lớn tới các đặc trưng động của nhà cao tầng.

3.4. TÍNH TOÁN HỆ KHUNG - VÁCH LIỀN KHUNG

Đối với các vách liền khung (hình 3.6) ta chỉ cần xác định tổng độ cứng của hệ cho từng trường hợp cụ thể rồi tiến hành tính toán tương tự như hệ vách đặc.

Tổng độ cứng của hệ, trường hợp chung xác định như sau:

$$B = B_K + B_{VK}, \text{ hoặc } B \approx B_{VK}$$



Hình 3.6

Ở đây: B_{VK} - tổng độ cứng của vách liền khung. Độ cứng uốn của vách liền khung bao gồm độ cứng của vách và phần khung. Để xác định độ cứng

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

uốn của phần khung thuộc vách ta phải xét đến các biến dạng đàn hồi của các nút liên kết giữa vách và dầm, cột, khung. Độ cứng này được gọi là độ cứng trượt của hệ khung - vách và được xác định theo công thức:

$$A_{KV} = \frac{3i_d(1+\eta_0)\left[i_d(1+\eta_0)+(1+2\eta_0)\right]}{l(i_d+3i_c)} \qquad (3.46)$$

Ở đây: l - chiều cao tầng;

i_d - độ cứng tương đối của dầm khung liền vách;

i_c - độ cứng tương đối của cột khung liền vách;

$\eta_0 = \frac{z_0}{l_0}$ ở đây: l_0 - chiều dài dầm (xem hình 3.6).

Trường hợp khung liền vách hai phía (hình 3.6b), độ cứng A_{VK} theo công thức (3.46) được tăng lên gấp đôi. Nếu khung ở giữa hai vách, độ cứng trượt cũng được nhân đôi nhưng giá trị i_c được nhân với hệ số 0,5. Độ cứng của hệ khung vách có vách liền khung bằng tổng của độ cứng các khung và của vách liền khung:

$$A = \frac{12}{l\left(s^{-1}+r^{-1}\right)} + A_{kv} \qquad (3.47)$$

Trong khung nhiều tầng có $\lambda_d < 0,7$ thì lực dọc trong cột ít ảnh hưởng đến hệ, trường hợp này lấy $v^2 = 1$, thì nội lực và chuyển vị hệ khung vẫn có thể xác định theo như hệ khung- vách đặc nêu trên.

Tổng lực cắt của hệ được phân phối vào cột khung Q_{kc} của hệ và vào cột liền vách Q_c tỷ lệ với độ cứng trượt của chúng:

$$Q_{kc} = Q_p \frac{A - A_{k.v}}{A}; \quad Q_c = Q_p \frac{A_{k.v}}{A} \qquad (3.48)$$

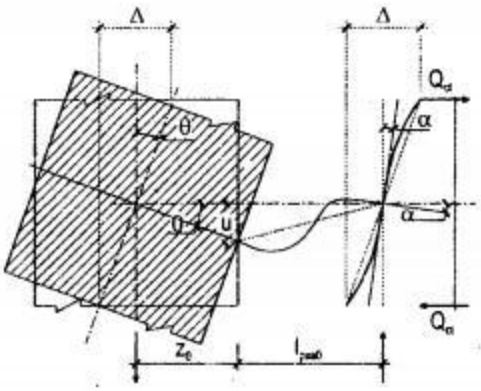
Trong đó: Q_p - lực cắt trong dầm khung nối với vách.

Mômen tại đầu mút dầm liền vách phụ thuộc vào Q_d và xác định như sau:

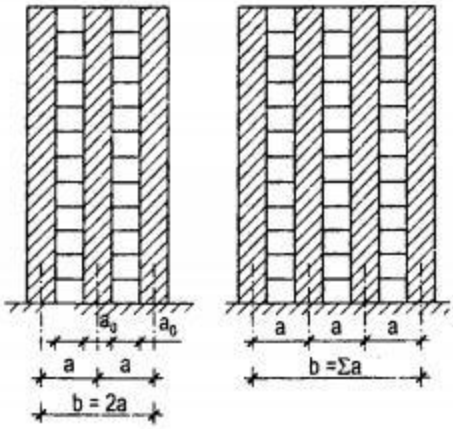
Tại mép cột:
$$M_d = \frac{3i_d(1+\eta_0)\left(6+\frac{i_d}{i_c}\right)}{3+\frac{i_d}{i_c}} \frac{Q_p}{A} \qquad (3.49)$$

Tại trục cột: $$M_d = \frac{18(1+\eta_0)i_p}{3+i_p/i_c}\frac{Q_p}{A} \quad (3.50)$$

Mômen uốn của cột khung liền vách lấy bằng một nửa mômen đầu mút xà ngang liền kề.



Hình 3.7. Sơ đồ biến dạng vách liền khung



Hình 3.8. Các sơ đồ vách có lỗ cửa trong hệ giằng chịu lực

3.4.1. Tính toán vách có lỗ

Ta hãy xem xét các hệ chịu lực trong nhà cao tầng khi là những vách cứng được liên kết theo sơ đồ giằng. Các vách này không chỉ đặc mà có một hay nhiều dãy lỗ cửa cùng kích thước (hình 3.8).

Các vách có lỗ có thể xem như những khung tương đương nhiều tầng, nhiều nhịp, mà các mảng tường của vách là các cột và các lanh tô cửa là xà ngang của khung. Như vậy độ cứng của cột - tường sẽ thường lớn gấp nhiều lần độ cứng xà ngang - lanh tô cửa do vậy có thể bỏ qua và giá trị 1/s - quá nhỏ so với giá trị *l*/r. Vậy theo công thức (3.12) độ cứng trượt của vách có lỗ thì:

$$A = 12r/l \quad (8.51)$$

Ở đây: $r = \Sigma i_{lt}$ - tổng độ cứng tương đối của các lanh tô trên cùng một tầng trong vách có nhiều dãy lỗ cửa.

Lanh tô có độ cứng hữu hạn trong khoảng ô cửa, còn vô hạn trong khoảng nằm trong các mảng tường. Như vậy trong tính toán phải lấy giá trị trung

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

bình độ cứng lanh tô trên chiều dài tính toán xà ngang khung tương đương và lấy bằng $B_{lt}\gamma^3$ với $\gamma = a/a_o$, ở đây:

a - khoảng cách giữa các trục tường vách;

a_o - khoảng cách thông thuỷ của lanh tô.

Độ cứng tương đối của lanh tô:

$$i_{lt} = B_{lt}\gamma^3/ak \tag{3.52}$$

Hệ số: k - xét ảnh hưởng biến dạng trượt của lanh tô xác định như sau:

$$k = 1 + 2{,}4(h/a_o)^2 \tag{3.53}$$

h - chiều cao của lanh tô.

Nếu các mảng tường trong hệ đều đặc thì tổng độ cứng uốn của hệ bằng tổng độ cứng của các mảng tường $B = \Sigma B_j$; ở đây B_j - độ cứng của từng mảng tường. Nếu các vách trong hệ vừa đặc vừa có lỗ (hình 3. 8) thì tổng độ cứng uốn:

$$B = B_V + \sum B_j$$

Tổng độ cứng uốn của vách B_0 (theo tiết diện cắt qua lỗ cửa, không kể tới độ cứng các mảng tường lấy theo các trục của chúng) được xác định theo công thức (3.32). Theo đây khoảng cách $b = \Sigma a$, và khi vách có 1 dãy lỗ cửa b = a. Bởi vậy đối với vách có lỗ cửa có thể sử dụng các công thức (3.39) và (3.40) để xác định độ võng, chuyển vị và mômen uốn của các mảng tường theo công thức (3.41).

Lực dọc trong các mảng tường của vách được xác định:

$$N = -\frac{1}{l}\int_x^H Q_{lt}\,dx \tag{3.54}$$

Từ đây tìm được lực cắt trong lanh tô:

$$N'l = -\frac{d}{dx}\int_X^H Q_{lt}\,dx = Q_{lt} \tag{3.55}$$

rồi lấy tích phân (3.44) ta được lực cắt trong lanh tô:

$$Q_{lt} = \frac{pHl}{bv^2}\left(1 - \xi + \frac{\chi}{\lambda}sh\varphi - ch\varphi\right) \tag{3.56}$$

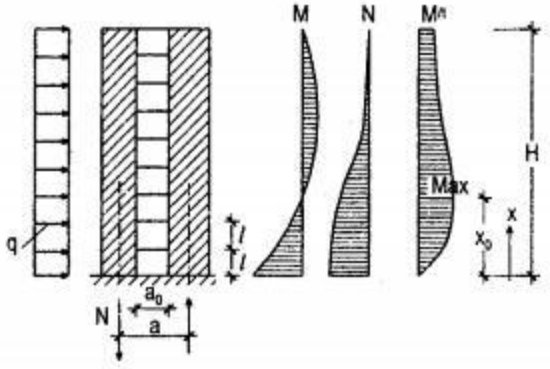
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong vách có hai dãy lỗ cửa đối xứng thì lực cắt trong lanh tô cùng tầng bằng nhau. Với nhiều dãy lỗ cửa cũng có thể cho chúng bằng nhau với sai số không đáng kể.

Mômen uốn trong lanh tô được xác định theo giả thiết điểm mômen bằng không trùng với điểm giữa chiều dài thông thuỷ lanh tô nên lấy bằng:

$$M_{lt} = Q_{lt}\frac{a_0}{2} \tag{3.57}$$

Biểu đồ nội lực của vách có lỗ cửa thể hiện trên hình (3.9). Mômen lớn nhất trên biểu đồ để phân phối được xác định theo công thức (3.45).



Hình 3.9. *Sơ đồ tính toán nội lực trong vách có một dãy lỗ cửa*

Mômen uốn trong từng mảng tường của vách cũng xác định bằng cách phân phối theo tỷ lệ độ cứng của chúng.

Theo điều kiện cân bằng lực cắt tầng, lực cắt do ngoại lực phải cân bằng với lực cắt tại các tiết diện của các mảng tường bằng đạo hàm bậc một của mômen các mảng tường và mômen được phân phối vào lanh tô M, tức là:

$$M' + \overline{M} = Q_0 \tag{3.58}$$

Ở đây:
$$\overline{M} = \frac{\sum(Q_{lt}a)}{l} = \frac{Q_{lt}b}{l} \tag{3.59}$$

Lực cắt trong từng mảng tường:

$$Q_j = M'\frac{B_j}{B} + \frac{Q_{lt}}{l}\left(a_{tr} + a_{ph}\right) \tag{3.60}$$

Ở đây: a_{tr}, a_{ph} - khoảng cách bên trái và phải kể từ trục của mảng tường tới điểm mômen lanh tô bằng không.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Như trên hình (3.11) cho thấy đường cong uốn của vách có lỗ tương tự đường cong uốn thanh công xon, và phụ thuộc vào giá trị λ = 1 đến 9 với ν^2 = 1,1 đến 1,3.

Để xác định độ võng đỉnh vách có lỗ, theo công thức (3.40) có thể viết $f = f_{lt} + f_{m.t}$, ở đây thành phần độ võng do uốn của lanh tô:

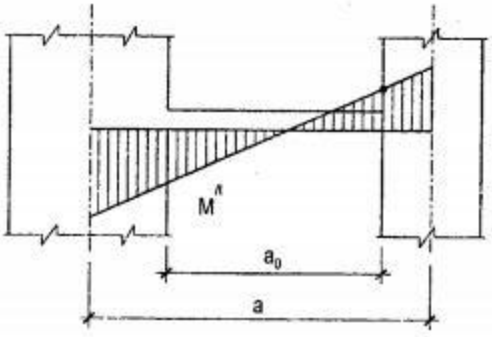
$$f_{lt} = \frac{qH^4}{2\nu^2\lambda^2 B}\left(1 - \frac{2(\chi - 1)}{\lambda^2}\right) \tag{3.61}$$

$$f_{mt} = \frac{qH^4(\nu^2 - 1)}{\nu^2 B} = \frac{qH^4}{8B_{vl}} \tag{3.62}$$

Độ cứng của vách tại tiết diện qua lỗ cửa được xác định:

$$B_{v.l} = \frac{\nu^2 B}{\nu^2 - 1} = B_0 + B_j \tag{3.63}$$

Với vách có lỗ λ = 1 đến 9 và ν^2 = 1,1 đến 1,3 cho vách đặc:



Hình 3.10. *Biểu đồ mômen trong lanh tô*

Các thông số λ và ν^2

Qua nghiên cứu tính toán thiết kế nhà khung cao tầng cho thấy hệ khung - giằng có λ = 0,5 đến 2. Đối với nhà cao 16 đến 18 tầng đặc trưng $\lambda_p < 0,7$ nên ảnh hưởng biến dạng dọc trục của cột tới toàn hệ không lớn và có thể bỏ qua, và khi xác định nội lực và chuyển vị có thể cho $\nu^2 = 1$.

Khi tính toán hệ giằng- vách có lỗ, các giá trị của λ có từ 3 đến 9. Nếu λ = 12 đến 15, biến dạng của lanh tô không gây ảnh hưởng đáng kể đến độ cứng ngang của ngôi nhà. Trong trường hợp này lấy ν^2 = 1,1 đến 1,3.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Cũng cần chú ý khi $\lambda \geq 3$ trong các công thức xác định chuyển vị và nội lực có thể cho ch λ = sh λ và $\chi = \lambda$.

Lập các bảng tính sẵn

Để tiện sử dụng trong tính toán cho các trường hợp thông dụng thiết kế các hệ chịu lực nhà cao tầng, trên cơ sở các công thức từ (3.40) đến (3.56) đưa ra những công thức rút gọn với các thông số lấy trong bảng tính sẵn sau đây:

- Tổng mômen uốn tại chân ngàm của vách đặc trong hệ khung - vách hoặc tại chân ngàm các mảng tường hệ vách - giằng xác định theo công thức:

$$M = -\left(\frac{\nu^2 - 1}{2} + \alpha_1\right)\frac{qH^2}{\nu^2}; \qquad (3.64)$$

- Tổng lực cắt trong các vách đặc thuộc khung - giằng hay của các mảng tường của vách có lỗ cửa hệ vách - giằng tại tiết diện chân ngàm Q = qH (khi tải trọng ngang phân bố đều) hay lấy bằng tải trọng thực tế:

$$Q = Q_{th,t} \qquad (3.65)$$

Các giá trị M và Q trên đây được phân phối vào các vách đặc và các vách có lỗ tỷ lệ với độ cứng của chúng.

Tổng lực cắt cột khung:

$$Q_c = \frac{k_1 qH}{\nu^2} \qquad (3.66)$$

Tổng lực cắt trong lanh tô thuộc vách có lỗ cửa:

$$Q_{lt} = \frac{k_1 qH}{\nu^2} \qquad (3.67)$$

Lực dọc trong các cột biên thuộc khung nhiều tầng hay của các mảng tường thuộc vách có lỗ cửa ở tầng dưới cùng:

$$N = \frac{M_0 - M}{b}; \quad M_0 = -0,5qH^2 \qquad (3.68)$$

Độ võng đỉnh khung trong thuộc hệ khung - giằng hay độ võng đỉnh các mảng tường thuộc vách có lỗ hệ vách - giằng:

$$f = \left(\frac{\nu^2 - 1}{8} + \alpha_2\right)\frac{qH^4}{B\nu^2} \qquad (3.69)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Các hệ số α_1, α_2, k_1 lấy trong các bảng 3.1. và 3.2.

Bảng 3.1. Các giá trị hệ số α_1, α_2 dùng để xác định mômen uốn và độ võng của vách cứng theo sơ đồ khung - giằng và của các mảng tường trong vách theo sơ đồ giằng

λ	0	0,5	0,75	1	1,,25	1,5	1,75	2	2,5	3	$\lambda \geq 4$
α_1	0,5	0,48	0,445	0,41	0,377	0,351	0,32	0,3	0,261	0,232	$\frac{\lambda-1}{\lambda^2}$
α_2	0,125	0,117	0,108	0,09	0,079	0,067	0,059	0,05	0,038	0,298	$\frac{0,5-\alpha_1}{\lambda^2}$

Bảng 3.2. Các giá trị hệ số k_1 và các toạ độ ξ_0 dùng để xác định tổng lực cắt lớn nhất trong cột theo sơ đồ khung giằng và tổng lực cắt lớn nhất trong các lanh tô của vách có lỗ cửa theo sơ đồ giằng

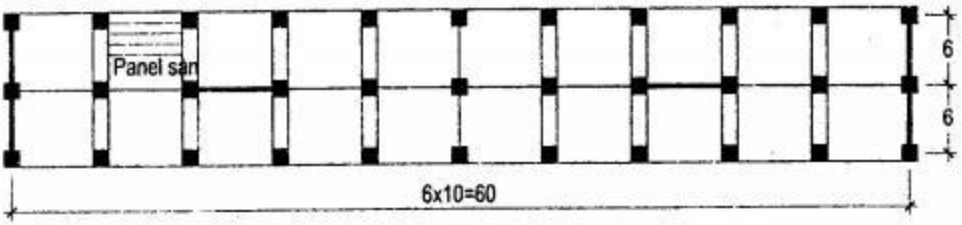
λ	0,5	0,6	0,75	1	0,25	1,5	1,75	2	2,5	3
k_1	0,037	0,052	0,075	0,115	0,153	0,187	0,218	0,247	0,297	0,34
ξ_0	0,93	0,9	0,85	0,77	0,7	0,63	0,58	0,54	0,47	0,38
λ	4	5	6	7	8	10	12	15	20	30
k_1	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,67	0,71	0,75	0,8	0,89
ξ_0	0,35	0,32	0,3	0,28	0,26	0,23	0,21	0,18	0,15	0,11

3.4.2. Thí dụ tính toán

Thí dụ 3.1

Xác định độ võng và nội lực trong các hệ chịu lực khung vách của ngôi nhà 16 tầng bê tông cốt thép, có mặt bằng trên hình (3.11). Lưới cột 6×6m; chiều cao tầng l = 3m; chiều cao nhà H_n = 48m. Tiết diện xà ngang 25×50cm; tiết diện cột không thay đổi trên các tầng 45×45cm. Vách cứng bố trí theo hai phương cùng chiều dày 14cm. Sàn tầng lắp ghép từ các tấm panen đúc sẵn được liên kết tạo thành hệ sàn cứng. Số hiệu bê tông 300. Tải trọng tiêu chuẩn ngang giả thiết phân bố đều tương đương trên chiều cao nhà là q_{tc}.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 3.11. Mặt bằng nhà hệ khung - giằng

Kết quả tính toán độ cứng của các cấu kiện được thể hiện trong bảng 3.3.

Bảng 3.3

Độ cứng	Cột	Dầm
Uốn	$B_c = 9{,}1.10^4$ kN.m^2	$B_d = 7.10^4$ kN.m^2
Theo đơn vị chiều dài	$i_c = 3.03.10^4$ kN.m	$i_d = 1{,}17.10^4$ kN.m
Tổng độ cứng uốn	$S = 7.3.10^4$ kNm	$r = 18{,}7.10^4$ kNm
Tổng độ cứng dọc trục các cột biên	$E_bF = 4{,}3.10^7$ kN	$r = 18{,}7.10^4$ kNm

Độ cứng uốn của 3 vách ngang: $B = 3.87.10^7 = 261.10^7$ kN.m^2

Độ cứng trượt các khung theo công thức (3.12):

$$A = \frac{12.10^4}{3\left(73^{-1} + 18{,}7^{-1}\right)} = 60.10^4 \text{ kN}$$

Độ cứng uốn của toàn bộ khung theo công thức (3.33):

$$B_0 = 0{,}5.\ E_b\, Fb^2 = 0{,}5.\ 4{,}3.10^7.12^2 = 310.10^7 \text{ kN.m}^2$$

Chiều cao tính toán ngôi nhà theo (3.25):

$$H = H_0 \frac{n}{n-0{,}5} = 48\frac{16}{16-0{,}5} \approx 48\text{m}$$

Đặc trưng độ cứng của hệ khung theo (3.29):

$$\lambda_d = H\sqrt{\frac{A}{B_0}} = 48\sqrt{\frac{60.10^4}{261.10^7}} = 0{,}67 < 0{,}7$$

Như vậy có thể bỏ qua ảnh hưởng của biến dạng dọc trục trong tính toán và cho $\nu^2 = 1$.

Đặc trưng độ cứng của toàn hệ khung giằng theo (3.24):

$$\lambda = H\sqrt{\left(\nu^2 A/B\right)} = 48\sqrt{\frac{60.10^4}{261.10^7}} = 0,73$$

Vậy độ võng đỉnh nhà theo (3.69) và bảng (3.2):

$$f = \frac{\alpha_2 pH^4}{B} = \frac{0,109.48^4 p}{261.10^7} = 2,20.10^{-4} p$$

Ở đây:

p - tải trọng ngang tiêu chuẩn phân bố theo 1 m chiều cao và nhân với chiều dài ngôi nhà $p_{tc} = W_o L$, (W_o - áp lực gió tiêu chuẩn kN/m^2);

L - chiều dài ngôi nhà;

Độ võng đỉnh nhà cần phải thoả mãn điều kiện $f \le H/1000 = 4800/1000 = 4,8$cm.

Nội lực xác định theo tải trọng tính toán q_{tt}.

Tổng mômen uốn tại chân ngàm vách cứng theo công thức (3.64) và bảng (3.1):

$$M = -\alpha_1 q_{tt} H^2 = 0,48.48^2 q_{tt} = -1035\ q_{tt}$$

Cho mỗi vách:

$$M_i = -(1/3).\ 1035\ q_{tt} = -345\ q_{tt}$$

Lực cắt của vách tại chân ngàm $Q = q_{tt}H$ hay theo tải trọng thực tế $Q = Q_{th.t}$

Tổng lực cắt lớn nhất trong cột khung theo (3.66) và bảng (3.2):

$$Q_d = k_1 p_{tt} = 0,072.48 q_{tt} = 3,46\ q_{tt}$$

cho mỗi khung (n = 8):

$$Q_d = \frac{1}{8} 3,46 q_{tt} = 0,43 q_{tt}$$

Lực cắt tại các cột liền khung tầng một (trên tầng hầm nếu có) theo (3.68):

$$N = \frac{(M_0 - M)}{b} = -(0,5 - 0,45)\frac{48^2}{12} q_{tt} = -9,6\ q_{tt}$$

Đối với mỗi cột biên:

$$N = -\frac{1}{8} 9,6 q_{tt} = -1,2 q_{tt}$$

Hệ số giảm độ cứng của các cột biên với $i_d/i_c = 1,17/3,03 = 0,39$, theo bảng (3.1) có $\beta = 0,55$ ta tính được lực cắt ở các cột biên:

$$Q = Q_p \frac{\beta}{1+2\beta} = \frac{0,55}{2.1} 0,43 q_{tt} = 0,11 q_{tt}.$$

và cột giữa: $Q = 0,21\ q_{tt}$.

Còn mômen uốn trong cột có thể xác định theo lực cắt được xác định theo các công thức sau đây:

- Đối với cột các tầng trừ tầng một:

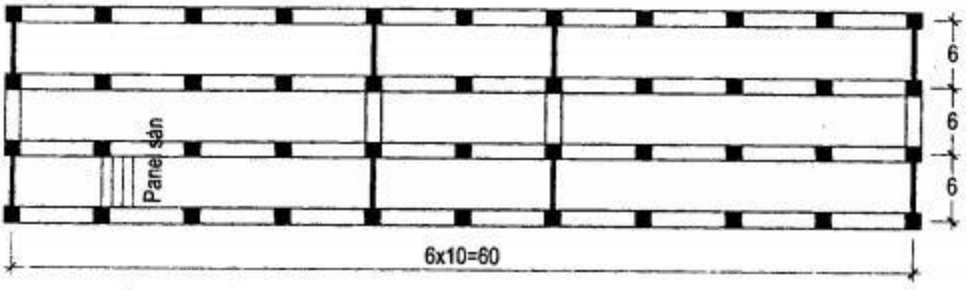
$$M = 0,5Ql.$$

- Đối với cột tầng một ở nút trên và dưới:

$$M_{tr} = Q\frac{l}{3}; \qquad M_{dưới} = Q\frac{2l}{3}.$$

Thí dụ 3.2:

Xác định độ võng và nội lực theo tải trọng ngang ngôi nhà 16 tầng, làm việc theo sơ đồ giằng với 4 vách có một dãy lỗ cửa giống nhau. Panen gác theo phương ngang, cột không chịu lực theo phương ngang (hình 3.12). Lưới cột 6 × 6 m; Chiều dài nhà L = 10 × 6 = 60m; Chiều cao tầng 4,2m; Chiều cao H_o = 67,2m. Cột cùng tiết diện 45 × 45cm. Tiết diện lanh tô cửa: 30 × 120cm. Bê tông M300. Chiều dày vách đúc sẵn không đổi được liên kết với cột và dầm: 14cm.



Hình 3.12. *Mặt bằng nhà với 4 vách có lỗ cửa*

Độ cứng của lanh tô khi chưa xét đến biến dạng trượt như tiết diện đặc: $B = E_\delta J = 116.10^4$ kN.m^2. Theo công thức (3.53):

$$k = 1 + 2,4(h/a_0)^2 = 1 + 2,4(1,3/(6 - 0,45))^2 = 1,13$$

vậy khi xét tới biến dạng trượt:

$$B_{lt} = 116.10^4/1,13 = 103.10^4 \text{ kN.m}^2$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khoảng cách giữa tâm của các mảng tường: b = a = 12m;

Chiều dài thông thuỷ lanh tô: $a_o = 5,55m$; $\gamma = a/a_o = 2,16$.

Độ cứng tương đối theo chiều dài của lanh tô xác định theo (3.52):

$$i_{lt} = 103.\ 10^3.\ 2,16^3/12 = 86.10^4\ kN.\ m^2$$

Độ cứng trượt của vách có một dãy lỗ cửa theo công thức (3.51):

$$A = 12.\ 86.\ 10^4/4,2 = 247\ 10^4\ kN,$$

Độ cứng uốn các mảng tường trong vách:

$$B_1 = B_2 = 15,8.10^7\ kN.m^2;$$

Tổng độ cứng uốn của 2 mảng tường:

$$B = 31,6.10^7\ kN.m^2;$$

Độ cứng dọc trục các mảng tường:

$$E_b F = 3,5.10^7\ kN$$

Theo công thức (3.33):

$$B_{t1} = 0,5\ E_b F\ b^2 = 0,5.3,5.10^7.12^2 = 252.10^7\ kN.m^2$$

Độ cứng uốn của vách theo tiết diện qua lỗ cửa:

$$B_v = B_0 + B = 283,6.10^7\ kN.m^2.$$

Theo công thức (3.23):

$$\nu^2 = 1 + B/B_0 = 1 + 31,6.252.10^7/252.10^4 = 1,125.$$

Chiều cao tính toán nhà: $H = H_o = 67,2m$.

Đặc trưng λ của vách theo (3.24) :

$$\lambda = H\sqrt{\frac{\nu^2 A}{B}} = 67,2\sqrt{\frac{1,125.247.10^4}{31,6.10^7}} = 6,3$$

Do vị trí 4 vách đặt cách đều nhau, nên tải trọng ngang tiêu chuẩn tác động vào mỗi vách bằng 1/4 q_{tc} tính trên toàn chiều dài nhà (các vách có độ cứng bằng nhau). Độ võng đỉnh vách theo công thức (3.69) và theo bảng (3.2):

$$f_2 = [(1,125 - 1)/8) + 0,0092)].[(67,2^4 q_{tc})/(31,6.10^7.1,125)] = 13,9.10^{-4} q_{tc};$$

còn độ võng của vách không có biến dạng của lanh tô:

$$f_1 = (q_{tc}\ H^4)/8B_v = 9.10^{-4} q_{tc}.$$

Như vậy do ảnh hưởng biến dạng của lanh tô, độ võng vách tăng lên $f_1/f_2 = 13,9/9 = 1,53$ lần.

Tổng mômen uốn của các mảng tường tại châm ngàm theo công thức (3.64) xác định như sau:

$$M = -\left(\frac{1,125-1}{2}+0,134\right)\frac{67,2^2}{1,125}q_{tt} = -790\ q_{tt};$$

và cho mỗi mảng tường $M_i = -790\ q_{tc}/2 = 390\ q_{tc}$.

Tổng lực cắt của các mảng tường tại chân ngàm:

$$Q = qH, \text{ hay } Q = Q_{thức}$$

Lực cắt lớn nhất của lanh tô theo công thức (3.67) và theo bảng (3.2):

$$Q_{lt} = (0,55.\ 67,2.\ 4,2\ q_{tt})/(12.\ 1,\ 125) = 11,6;$$

Mômen uốn lanh tô:

$$M = Q_{lt}\ a_0/2 = 0,5.\ 11,6.5,55\ q_{tt} = 32,2\ q_{tt};$$

Lực dọc trong các mảng tường tại tiết diện chân ngàm theo công thức (3.68):

$$N = 0,5.\ (67,2^2 - 790)q_{tt}/12 = -123\ q_{tt}.$$

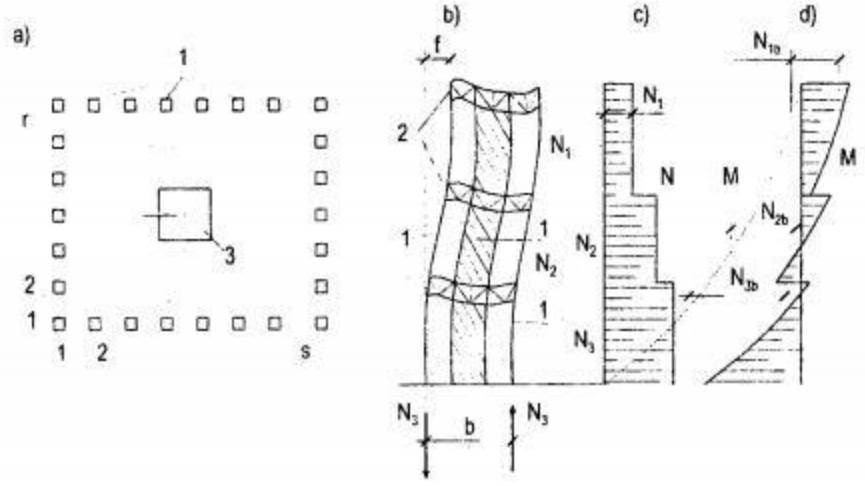
Cần chú ý trong hai thí dụ trên, tải trọng ngang tiêu chuẩn q_{tc} dùng cho tính độ vộng và tải trọng tính toán q_{tt} dùng cho tính nội lực, được quy đổi về phân bố đều trên chiều cao nhà. Qua thí dụ trên cho thấy cách xác định chuyển vị và nội lực trong các hệ theo sơ đồ khung - giằng và sơ đồ giằng khá đơn giản và thuận tiện, khi hệ tường, khung đặt song song với nhau theo phương chịu lực chính của ngôi nhà. Những kết quả tính toán trên đây đều có thể sử dụng trong thiết kế nhà cao tầng khi chịu tác động của các thành phần động của tải trọng gió động hay sau khi xác định được tải trọng động đất theo các tiêu chuẩn hiện hành.

3.5. TÍNH TOÁN HỆ LÕI (HỘP) CÓ TẦNG CỨNG

Hệ chịu lực lõi (hộp) hoặc hộp trong hộp thường dùng cho nhà có chiều cao lớn bởi vậy trên chiều cao nhà thường phải bố trí các tầng kĩ thuật. Các tầng kĩ thuật này là một hệ kết cấu có kích thước lớn có khi bằng chiều cao tầng. Đó là các dầm giao thoa bê tông cốt thép ứng lực trước hoặc bê tông cốt cứng (bê tông - thép). Cùng với các bản sàn tầng trên và bản trần tầng dưới tạo thành một hệ kết cấu hộp có độ cứng uốn rất lớn so với độ cứng các sàn thông thường, bởi vậy để phân biệt ta có thể gọi là các *kết cấu tầng cứng*.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong hệ nhà này thường không bố trí các cột khung trung gian bên trong mà chỉ có các hàng cột ngoài biên. Số lượng các tầng cứng thường không quá 5 và ít nhất có một tầng trên đỉnh nhà. Khoảng cách giữa các tầng cứng lớn và không bằng nhau nên không thể xem chúng như những liên kết liên tục như trong các hệ khung- vách như đã được xem xét. Nhà lõi hay nhà hộp có tầng cứng thường có mặt bằng đơn giản như hình tròn, hình vuông và có độ cứng uốn của lõi - ống gần bằng nhau theo hai phương. Bởi vậy ta có thể tính toán hệ chịu lực như một khung phẳng tương đương chịu tải trọng ngang theo từng phương riêng biệt.



Hình 3.13. *a) Mặt bằng kết cấu:* 1. Cột biên; 2. Tầng cứng; 3. Lõi
b) Sơ đồ biến dạng; c) Biểu đồ lực dọc trong cột; d) Biểu đồ mômen trong lõi

Trong trường hợp này các thanh đứng ngoài biên chỉ có thể tiếp thu lực dọc với độ cứng dọc trục bằng tổng độ cứng của các dãy cột biên (hình 3.14a,b).

Việc xác định các nội lực trong sơ đồ khung tương đương của hệ có thể bằng phương pháp lực với hệ cơ bản như trên hình 3.14b. Để xác định các hệ số (các chuyển vị đơn vị) trong phương trình chính tắc ta phân theo hai trường hợp sau đây:

A. Tính toán khung ngang theo giả thiết tầng cứng không biến dạng trong mặt phẳng

Với giả thiết tầng cứng không biến dạng các cột hiên liên tục giữa các sàn cứng kề nhau, ta có sơ đồ tính toán và hệ cơ bản như trên hình 3.14. Các chuyển vị đơn vị δ_{ij} luôn luôn bằng không, và ta nhận được n các phương trình riêng biệt có dạng sau đây:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\delta_{ii} X_i + \delta_{ip} = 0 \quad (i = 1, 2, \ldots, n) \tag{3.70}$$

Ở đây:

$$\delta_{11} = \int \frac{M_i^2}{EJ_i} dx + \int \frac{N_i^2}{EF_i} dx = \left(\frac{k^2 b^2}{EJ_i} + \frac{2}{EF_i} \right) H_i \; \delta_{ii}; \tag{3.71}$$

$$\delta_{ip} = \int \frac{M_i M_p}{EJ_i} = \frac{\Omega k b}{EJ_i} \; \delta_{ip}. \tag{3.72}$$

Trong các công thức (3.70 - 3.72):

X_i - nội lực trong mỗi thanh đứng biên;

Ω - diện tích biểu đồ M_p trong phạm vi H_i;

EJ_i - độ cứng uốn tiết diện ngang của lõi trong khoảng cách i;

EF_i - độ cứng dọc trục của một thanh đứng biên trong khoảng i;

$$k = r + \frac{s}{3}\left(\frac{s-1}{s+1} \right) \tag{3.73}$$

r - số lượng cột trên mỗi cạnh mặt bằng thẳng góc với mặt phẳng uốn, kể các cột góc;

s - số lượng cột trên mỗi cạnh khác song song với phương tác động tải trọng ngang.

Từ phương trình (3.70) ta sẽ xác định được lực dọc trong cột biên của khung: $N_i = X_i$ tại cao độ i, và mômen uốn trong các tiết diện của lõi:

$$M(x) = M_p(x) - N_i \, k \, b; \tag{3.74}$$

mômen tại tiết diện mép tầng cứng liên kết với lõi:

$$M_i = k \, (N_i - N_j) \, \frac{b-a}{2}; \tag{3.75}$$

Biểu đồ mômen trong cột và lõi có dạng như trong hình 3.14 .

B. Tính toán hệ khung có xét tới biến dạng của tầng cứng

Nếu biến dạng của tầng cứng xem gần đúng như dạng uốn trụ thì trong công thức (3.71) ta cộng thêm một phần biến dạng bằng:

$$\delta^p_{ii} = k^2 (b - a)^3 / 6B_p \tag{3.76}$$

$$\delta_{ij} = - k^2 (b - a)^3 / 12B_p; \tag{3.77}$$

Vậy ta có hệ n phương trình chính tắc theo phương pháp lực để xác định n ẩn số $X_1, .., X_n$ sau đây:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$(X_1)\ (X_2).\ (X_i)\ (X_j)\ (X_k).\ (X_m)\ (X_n)\ (\delta_p)$$

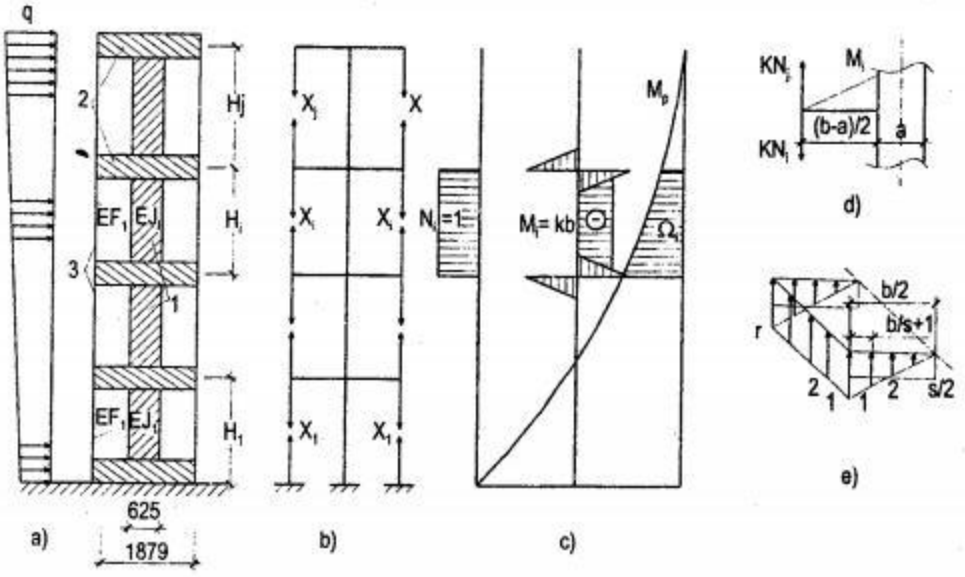
$$(1)\quad X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + 0 + 0 + 0 + \ldots + 0 + 0 = -\delta_{1p}$$

.....

$$(j)\quad 0 + 0 + X_i\delta_{ji} + X_j\delta_{jj} + X_k\delta_{jk} + \ldots + 0 + 0 = -\delta_{jp} \qquad (3.78)$$

.....

$$(n)\quad 0 + 0 + \ldots + 0 + 0 + 0 + X_m\delta_{nm} + X_n\delta_{nn} = -\delta_{np}$$



Hình 3.14. *a) Sơ đồ tính toán; b) Hệ cơ bản theo phương pháp lực; c) Biểu đồ lực dọc trong cột, biểu đồ mômen đơn vị do tải trọng; d) Sự phân bố lực dọc N trong cột; e) Mômen uốn trong tầng cứng*

Trong hệ phương trình (3-78) hệ số δ_{ip} không thay đổi vì các biểu đồ N và M bổ sung do các lực đơn vị $X_i = 1$ và do tải trọng đều bằng không.

Trong các công thức (3.76), (3.77) độ cứng uốn - trượt quy ước B_p tiết diện thẳng đứng của tầng cứng xác định theo công thức:

$$B_p = \frac{1}{\dfrac{1}{EJ_p} + \dfrac{12\psi k_1}{GF_p k^2 b^2}} \qquad (3.79)$$

EJ_p, GF_p - độ cứng uốn và độ cứng trượt tiết diện thẳng đứng của tầng cứng. Đối với tiết diện chữ H, U và hộp có thể lấy giá trị:

$$\Psi \approx F/F_c \qquad (3.80)$$

Trong đó: F, F_c - là diện tích toàn phần tiết diện và diện tích phần sườn của tiết diện (hoặc các thành dầm mỏng).

Thí dụ 3.3

Xác định nội lực trong hệ chịu lực ngôi nhà lõi có tầng cứng và mặt bằng 30 × 30m, chiều cao H = 151,8m dưới tác động của tải trọng gió theo hai phương án bố trí tầng cứng như trên hình 3.15a:

Phương án 1. Chỉ có một tầng cứng tại đỉnh nhà với chiều cao 3,3m.

Phương án 2. Có ba tầng cứng, một ở trên đỉnh lõi, hai ở trên các cao độ 49,5 và 99m.

Trong tính toán dùng hệ cơ bản như trên hình (3.15). Tải trọng gió phân bố theo hình thang quy đổi với giá trị q = 50,02kN/m và hệ số quy đổi a = 0,28 (xem hình 2.10 chương 2).

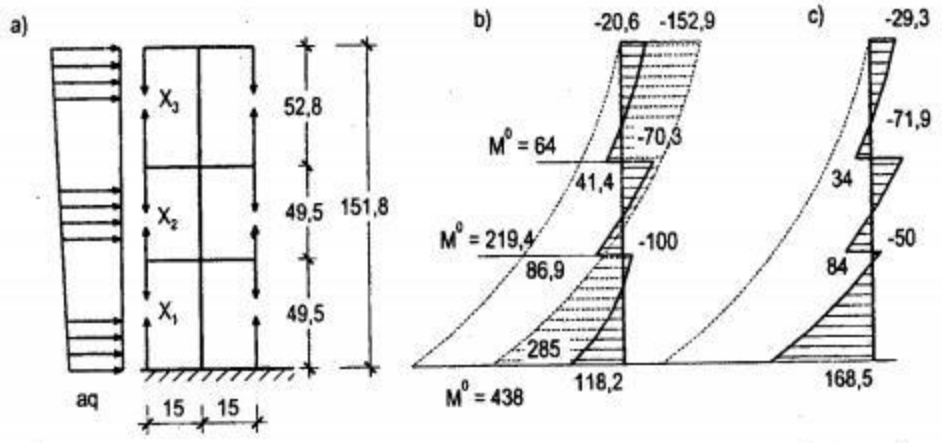
Theo giả thiết lõi như một thanh công xon chịu tải trọng ngang thì mômen trong bất kỳ tiết diện nào được tính theo công thức sau:

$$M(x)=\frac{qx^2}{2}\left(1+\frac{a-1}{3H}x\right)+M^g_{lt}. \qquad (3.81)$$

Ở đây: M^g_{lt} - mômen do tải trọng đứng đặt lệch tâm, nếu không xét tới thành phần này ta có mômen tại chân ngàm lõi - hộp bằng:

$$M^0(x=H)=\frac{50,02.151,8^2}{2}+\left(1+\frac{0,28-1}{3}\right)=438000\text{kN.m}$$

và biểu đồ mômen thể hiện trên hình (3.15a):



Hình 3.15. *a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ mômen khi không xét biến dạng tầng cứng; c) Biểu đồ mômen khi có xét tới biến dạng tầng cứng*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Phương án 1.

Cho trước các giá trị độ cứng của lõi và của cột như sau:

$$EJ = 11441.10^6\ kN.m^2; \quad EF = 13.10^6\ kN;$$

$$k = 7 + \frac{5}{3}\left(\frac{5-1}{5+1}\right) = 8,1$$

Theo công thức (3.71):

$$\delta_{11} = \left(\frac{8,1^2.30^2}{11441.10^6} + \frac{2}{13.10^6}\right)151,8 = 8068.10^{-4}$$

Theo công thức (3.72) và theo hình (3.15c):

$$\delta_{1p} = -\frac{2391,24.10^4.8,1.30}{11441.10^4} = -5078,85.10^4$$

Giải phương trình (3. 70) ta được:

$$X_1 = \frac{5078,85.10^4}{8,068.10^4} = 629,50kN$$

Theo công thức (3.74) xác định được mômen trong lõi:

$$M(0) = 629,5.\ 8,1.30 = 152968,5\ kN.m;$$

$$M(H) = 438\ 000 - 152\ 968,\ 5 = 285\ 031,5\ kN.m.$$

Theo công thức (3.75) xác định mômen tại nút khung tương đương:

$$M_p = 8,1.629,5\frac{30-12}{2} = 45890,55kN.m$$

Phương án 2.

Cho trước độ cứng uốn của lõi $EJ = 8358.106\ kN.m^2$; độ cứng dọc trục của các cột $EF_1 = 19.10^6\ kN$; $EF_2 = 13.10^6\ kN$; $EF_3 = 5,2.10^6\ kN$.

Theo các công thức (3-71) và (3-72) ta có:

$$\delta_{11} = \left(\frac{8,1^2.30^2}{8358.10^6} + \frac{2}{19.10^6}\right)49,5 = 3,55.10^{-4};$$

$$\delta_{22} = \left(\frac{8,1.30^2}{8358.10^6} + \frac{2}{13.10^6}\right)49,5 = 3,57.10^{-4};$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\delta_{33} = \left(\frac{8,1^2.30^2}{8358.10^6} + \frac{2}{5,2.10^6}\right)52,8 = 3,93.10^{-4};$$

$$\delta_{3p} = -\frac{8,1.30.115.10^4}{8358.10^6} = -3,34.10^{-2};$$

$$\delta_{2p} = -\frac{8,1.30.669.10^{-4}}{8358.10^6} = -19,45.10^{-2};$$

$$\delta_{1p} = -\frac{8,1.30.1607.10^4}{8358.10^6} = -46,72.10^{-2}.$$

Giải phương trình theo (3.70) ta được:

$$X_1 \frac{0,4672.10^4}{3,55} = 1316\text{kN};$$

$$X_2 = \frac{19,45.10^{-2}}{3,57.10^{-4}} = 545\text{kN};$$

$$X_3 = \frac{3,34.10^{-2}}{3,39.10^{-2}} = 85\text{kN}.$$

Theo các công thức (3.74), (3.75) xác định mômen uốn trong lõi và trong tầng cứng tại các tiết diện trên và dưới trong khoảng cách 1, 2, 3:

$$M_3^{tr} = 0 - 85.8,1.30 = \text{-}20655 \text{ kN.m};$$

$$M_3^{d} = 63903 - 20655 = 41439 \text{ kN.m};$$

$$M_2^{tr} = 63903 - 545.8,1.30 = -70341 \text{ kN.m};$$

$$M_2^{d} = 219404 - 545.\ 8,1.30 = 86969 \text{ kN.m};$$

$$M_1^{tr} = 219404 - 1316.8,1.30 = -100384 \text{ kN.m};$$

$$M_1^{d} = 438000 - 1316.8,1.30 = -118212 \text{ kN.m};$$

Mômen lớn nhất trong tiết diện tầng cứng theo (3.75):

$$M_{max}^{T} = 8,1(1316 - 545)\frac{30-12}{2} = 56206\text{kN.m}$$

Các giá trị nội lực tính được sẽ được điều chỉnh bằng việc xét tới biến dạng của tầng cứng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ta có mômen quán tính của tầng cứng $J^T = 36,8m^4$, tổng diện tích tiết diện ngang của sàn tầng cứng $F^T = 9,20m^2$ và của các sườn $F_s^T = 4,83\ m^2$, theo công thức (8.79), (8. 80) xác định các hệ số:

$$k_1 = 7^2 + \frac{5^2}{12}\left(\frac{5-1}{5+1}\right)^2 = 49,92.$$

và $$\psi = 9,18/4,83 = 1,9.$$

Theo công thức (3.78) xác định độ cứng uốn - trượt quy ước của tầng cứng:

$$B^T = \frac{1}{\frac{1}{26.10^6.36,8} + \frac{1,9.49,92.12}{11,6.10^6.4,83.8,1^2.30^2}} = 719,89.10^6\ C$$

Các hệ số chuyển vị đơn vị:

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{23} = \delta_{32} = -\frac{8,1^2(30-12)}{12.719,89.10^6} = 0,0443.10^{-4}.$$

Theo công thức (3-76) lượng chuyển vị bổ sung vào δ_{11} bằng:

$$\delta_{11}^P = \frac{8,1^2(30-12)^2}{6.719,8.10^6} = 0,886.10^{-4}$$

vậy ta có:

$$\delta_{11} = (3,55 + 0,866).10^{-4} = 4,436.10^{-4};$$
$$\delta_{22} = (3,57 + 0,866).10^{-4} = 4,456.10^{-4};$$
$$\delta_{33} = (3,93 + 0,866).10^{-4} = 4,816.10^{-4}.$$

Các hệ số tải trọng không thay đổi.

Thiết lập hệ phương trình theo (3.78) ta có:

$$4,436\ X_1 - 0,44\ X_2 = 4672;$$
$$-0,443\ X_1 + 4,456\ X_2 - 0,443\ X_3 = 1945;$$
$$-0,443\ X_2 + 4,861\ X_3 = 334.$$

Kết quả giải ta được:

$$X_1 = 1109,07\ kN;\ X_2 = 558,75\ kN;\ X_3 = 120,75\ kN.$$

Theo các công thức (3.74), (3.76) ta xác định được mômen uốn trong lõi và được thể hiện trên hình (3.17); và mômen lớn nhất trong tầng cứng:

$$M^{T}_{max} = 8,1(1109,07 - 558,75) = 40118 \text{ kN.m.}$$

Các kết quả cho trên hình(3.16b, c) và trong bảng so sánh sau đây:

Bảng 3.4

Mômen uốn, (kN. m)	Phương án 2		Phương án 1
	Có xét biến dạng	Không xét	Không xét
M(x=0)	29342	20 655	152 968,5
M(x=H)	168 496	118 212	285 031,5

Từ kết quả nêu trên cho thấy nếu không xét tới biến dạng của tầng cứng thì mômen uốn tại chân ngàm của lõi trong phương án 1 lớn hơn rất nhiều so với mômen uốn cũng tại đây trong phương án 2. Bởi vậy trong tính toán cần xét tới biến dạng của tầng cứng.

Sau khi đã xác định được nội lực trong các thanh đứng biên ta có thể phân phối vào từng cột biên và cột góc theo độ cứng dọc trục của chúng.

Việc tính toán động cho hệ chịu lực lõi - hộp có tầng cứng cũng được tiến hành theo sơ đồ thanh công xon nhưng có thể với số bậc tự do bằng số tầng

Kiểm tra ổn định cần được tiến hành theo các chỉ dẫn trong chương 4.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 4

TÍNH TOÁN CÁC HỆ CHỊU LỰC THEO SƠ ĐỒ KHÔNG GIAN

4.1. GIẢ THIẾT VÀ CÁC CÔNG THỨC TÍNH TOÁN

Trong chương này sẽ lần lượt trình bày các bước xác định nội lực trong hệ tường cứng, lõi cứng chịu tải trọng ngang ngoài các giả thiết nêu trong chương 1 còn cần chú ý những điểm sau đây:

- Độ cứng của các tường cứng không thay đổi đột ngột theo chiều cao ngôi nhà;

- Đường cong uốn của mọi tường cứng đều tương tự nhau về hình dạng;

- Biến dạng trượt trong các tường cứng do lực cắt ngang gây ra không lớn so với biến dạng do uốn và có thể xét tới bằng các hệ số điều chỉnh.

- Độ cứng chống xoắn của các tường cứng không khép kín nhỏ đến mức có thể bỏ qua.

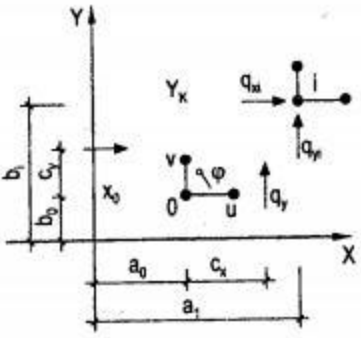
- Đối với tường cứng khép kín (lõi cứng) độ cứng chống xoắn cưỡng bức nhỏ so với độ cứng xoắn tự do.

Tuy nhiên đối với từng công trình có thể áp dụng một cách linh hoạt từng giả thiết nêu trên nhưng giả thiết sàn cứng tuyệt đối cần dùng cho mọi trường hợp tính toán. Về giả thiết các hệ tường cứng phải có cùng một đường cong uốn và ảnh hưởng của biến dạng trượt nhỏ chỉ chính xác khi cấu tạo các tường cứng cùng một kiểu (hoặc đổ liền khối hoặc lắp ghép). Nếu trong một ngôi nhà vừa sử dụng các hệ tường cứng liền khối, vừa sử dụng các hệ tường cứng kiểu khung chèn tường thì các đường đàn hồi không tương tự nhau. Tuy vậy trong thực tế ít gặp trường hợp này.

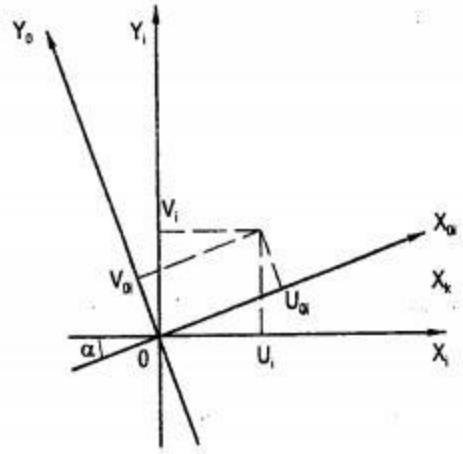
Trước khi xét tới sự phân phối tải trọng ngang vào từng tường cứng ta cần xác định chuyển vị của mỗi tường cứng tại bất kỳ vị trí nào trên tiết diện ngang ngôi nhà.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Dưới tác động của tải trọng ngang q_y (hình 4.1) tại điểm O bất kỳ trên mặt bằng, ngôi nhà sẽ bị xoay quanh trục thẳng đứng một góc φ và chuyển dịch một khoảng u và v theo phương trục X và Y.



Hình 4.1



Hình 4.2

Theo giả thiết, mọi tường cứng đều được liên kết với nhau bởi các sàn cứng nên những chuyển vị của chúng được xác định bởi các chuyển vị của điểm O. Chuyển vị tại tâm uốn của một hệ tường cứng i nào đó sẽ là:

$$u_i = u - (b_i - b_0) \tag{4.1}$$

$$v_i = v + (a_i - a_0) \tag{4.2}$$

$$\varphi_i = \varphi \tag{4.3}$$

Thông thường các trục chính của tường cứng thứ i không song song với trục X,Y bất kỳ và hợp với chúng một góc α. Vậy hình chiếu của các biến dạng U_i và V_i lên các trục chính sẽ là:

$$U_{0i} = U_i\cos\alpha_i + V_i\sin\alpha_i \tag{4.4}$$

$$V_{0i} = V_i\cos\alpha_i + U_i\sin\alpha_i \tag{4.5}$$

Tải trọng truyền vào tường cứng tỷ lệ với độ cứng và các chuyển vị tương ứng (hoặc theo mômen quán tính của các tiết diện đã được tính đổi theo cùng một loại vật liệu tương đương):

$$q_{xoi} = KJ_{yoi}(u_i\cos\alpha_i + v_i\sin\alpha_i) \tag{4.6}$$

$$q_{yoi} = KJ_{xoi}(u_i\cos\alpha_i - v_i\sin\alpha_i) \tag{4.7}$$

$$m_i = KJ_{\omega i}\varphi_i \tag{4.8}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó:

q_{xoi}, q_{yoi} - hình chiếu tải trọng trên các trục chính của tường cứng.

m_i - mômen xoắn phân bố đều theo chiều cao và do tường cứng chịu.

J_{xoi} và J_{yoi} - mômen quán tính đối với các trục chính đã được tính đổi.

K - hệ số tỷ lệ, xét tới mô đun đàn hồi của vật liệu tường cứng tại cao độ đang xét về sự đồng dạng của các đường cong uốn nên đối với tất cả hệ tường cứng trong ngôi nhà hệ số K đều bằng nhau.

Hình chiếu tải trọng xuống các trục X, Y bất kỳ:

$$q_{xi} = q_{xoi}\cos\alpha_i - q_{yoi}\sin\alpha_i \quad (4.9)$$

$$q_{yi} = q_{xoi}\sin\alpha_i - q_{yoi}\cos\alpha_i \quad (4.10)$$

hoặc có xét tới (4.6) và (4.7) ta có:

$$q_{xi} = K(U_i J_{yoi}\cos^2\alpha_i + J_{xoi}\sin^2\alpha_i) + v_i (J_{yoi} - J_{xoi})\sin\alpha_i\cos\alpha_i \quad (4.11)$$

$$q_{yi} = K[U_i(J_{yoi} - J_{xoi})\sin\alpha_i\cos\alpha_i + v_i (J_{xoi}\cos^2\alpha_i + J_{yoi}\sin^2\alpha_i)] \quad (4.12)$$

Nếu sử dụng các công thức xoay trục sau đây:

$$J_{xi} = J_{xoi}\cos^2\alpha_i + J_{yoi}\sin^2\alpha_i \quad (4.13)$$

$$J_{yi} = Y_{yoi}\cos^2\alpha_i + J_{yoi}\sin^2\alpha_i \quad (4.14)$$

$$J_{xyi} = (J_{yoi} - J_{xoi})\sin\alpha_i\cos\alpha_i \quad (4.15)$$

Ta được:

$$q_{xi} = K(u_i J_{yi} + v_i J_{xyi}) \quad (4.16)$$

$$q_{xi} = K(u_i J_{xyi} + v_i J_{xi}) \quad (4.17)$$

$$q_{xi} = K\{uJ_{yi} + vJ_{xyi} - \varphi[J_{xyi}(a_i - a_o) - J_{yi}(b_i - b_o)]\} \quad (4.18)$$

$$q_{yi} = K\{uJ_{xyi} + vJ_{xi} + \varphi[J_{xi}(a_i - a_o) - J_{xyi}(b_i - b_o)]\} \quad (4.19)$$

$$m_i = KJ_{\omega_i}\varphi \quad (4.20)$$

Các điều kiện cân bằng ngoại lực và tải trọng được truyền vào từng tường cứng phải là:

$$\Sigma q_{xi} = 0 \quad (4.21)$$

$$\Sigma q_{yi} = q_y \quad (4.22)$$

$$\Sigma q_{yi}(a_i - a_0) - \Sigma q_{xi}(b_i - b_0) + \Sigma m_i = q_y c_x \quad (4.23)$$

Dấu lấy tổng "Σ" trong (4.21) - (4.23) có nghĩa phải xét tới toàn bộ các hệ tường cứng.

Ta đưa vào tính toán định nghĩa "mômen quán tính của ngôi nhà" như sau: mômen quán tính theo trục và mômen quán tính ly tâm của ngôi nhà là tổng mômen quán tính của tất cả các hệ tường cứng:

$$J_x = \Sigma J_{xi};\ J_y = \Sigma J_{yi};\ J_x = \Sigma J_{xyi} \tag{4.24}$$

Mômen xoắn quán tính của ngôi nhà có dạng như sau:

$$J_\omega = \Sigma J_{xi};\ (a_i - a_o)^2 + \Sigma J_{yi}\ (b_i - b_o)^2 - 2\Sigma J_{xyi}(a_i - a_o)\ (b_i - b_o) + \Sigma J_{\omega_i} \tag{4.25}$$

Trên cơ sở các đặc trưng trên ta sẽ xác định chuyển vị của ngôi nhà do ngoại lực.

Đưa (4.18),(4.20) vào (4.21), (4.23) và có xét tới (4.24) và (4.25) ta được:

$$K\{uJ_y + vJ_{xy} + \varphi\ [\Sigma J_{xyi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{yi}\ (b_i - b_o)]\} = 0 \tag{4.26}$$

$$K\{uJ_{xy} + vJ_x + \varphi\ [\Sigma J_{xi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{xyi}\ (b_i - b_o)]\} = q_y \tag{4.27}$$

$$K\{u[[\Sigma J_{xyi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{yi}(b_i - b_o) + v[\Sigma J_{xi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{xyi}(b_i - b_o)]\} + \varphi J_\omega = q_y c_x \tag{4.28}$$

Toạ độ điểm O trên hình (4.1) là a_o và b_o chọn sao cho thoả mãn các điều kiện sau:

$$\Sigma J_{xyi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{yi}\ (b_i - b_o) = 0 \tag{4.29}$$

$$\Sigma J_{xi}(a_i - a_o) - \Sigma J_{xyi}\ (b_i - b_o) = 0 \tag{4.30}$$

Giải hệ phương trình (4.29) - (4.30) ta được:

$$a_o = A_y\ (\Sigma J_{xi}a_i - J_{xyi}b_i) - A_{xy}\ (\Sigma J_{xyi}a_i - \Sigma J_{yi}b_i) \tag{4.31}$$

$$b_o = A_x\ (\Sigma J_{yi}b_i - J_{xyi}a_i) - A_{xy}\ (\Sigma J_{xyi}b_i - \Sigma J_{xi}a_i) \tag{4.32}$$

Trong đó:

$$A_x = \frac{J_x}{J_x J_y - J_{xy}^2} \tag{4.33}$$

$$A_y = \frac{J_y}{J_x J_y - J_{xy}^2} \tag{4.34}$$

$$A_{xy} = \frac{J_{xy}}{J_x J_y - J_{xy}^2} \tag{4.35}$$

Điểm O có toạ độ xác định theo công thức (4.31) và (4.32) gọi là tâm uốn của ngôi nhà. Nếu hợp lực của tải trọng ngang đi qua tâm uốn sẽ không gây

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

ra góc xoay trên mặt bằng nhà: $\varphi = 0$. Vậy từ công thức (4.28) có thể suy ra $C_x = 0$ nếu điều kiện (4.29) và (4.30) thoả mãn.

Thay (4.29) và (4.30) vào (4.26) và (4.28) ta có:

$$uJ_y + vJ_{xy} = 0 \tag{4.36}$$

$$uJ_{xy} + vJ_x = \frac{q_y}{K} \tag{4.37}$$

$$\varphi J_\omega = \frac{q_y C_x}{K} \tag{4.38}$$

Từ đó ta được:

$$u = -\frac{q_y A_x}{K}; \quad v = \frac{q_y A_y}{K}; \quad \varphi = \frac{q_y C_x}{K J_\omega} \tag{4.39}$$

Đưa các giá trị của u, v, φ theo như (4.39) vào (4.18)-(4.20) ta được tải trọng truyền vào từng tường cứng do q_y:

$$q_{xi} = q_y\{A_y J_{xyi} - A_x J_{yi} + C_x[J_{xyi}(a_i - a_0) - J_{yi}(b_i - b_0)]: J_\omega\} \tag{4.40}$$

$$q_{yi} = q_y\{A_y J_{xi} - A_{xy} J_{xyi} + C_x[J_{xi}(a_i - a_0) - J_{xyi}(b_i - b_0)]: J_\omega\} \tag{4.41}$$

$$m_i = q_y C_x J_\omega i: J_\omega \tag{4.42}$$

Tương tự như trên đối với tải trọng q_x. Tác động theo chiều trục X ta có:

$$q_{xi} = q_x\{A_x J_{yi} - A_{xy} J_{xyi} + C_y[J_{xyi}(a_i - a_0) - J_{yi}(b_i - b_0)]: J_\omega\} \tag{4.43}$$

$$q_{yi} = q_x\{A_x J_{xyi} - A_{xy} J_{xi} + C_y[J_{xi}(a_i - a_0) - J_{xyi}(b_i - b_0)]: J_\omega\} \tag{4.44}$$

$$m_i = -q_y C_y J_\omega i: J_\omega \tag{4.45}$$

Để đơn giản trong cách ghi và tính toán theo công thức trên nếu ta đặt:

$$K_{xxi} = A_x J_{yi} - A_{xy} J_{xyi} \tag{4.46}$$

$$K_{yyi} = A_y J_{xi} - A_{xy} J_{xyi} \tag{4.47}$$

$$K_{xyi} = A_x J_{xyi} - A_{xy} J_{yi} \tag{4.48}$$

$$K_{\omega xi} = \frac{J_{xyi}(a_i - a_0) - J_{yi}(b_i - b_0)J}{J_\omega} \tag{4.49}$$

$$K_{\omega yi} = \frac{J_{xi}(a_i - a_0) - J_{xyi}(b_i - b_0)J}{J_\omega} \tag{4.50}$$

Và gọi những hệ số K... trên đây là hệ số phân phối tải trọng vào các tường cứng. Cách đọc các ký hiệu bằng chữ trong các hệ số K như sau:

Chỉ số chữ thứ nhất viết dưới hệ số K_{xxi}, K_{yyi}, K_{xyi} và K_{yxi} ứng với hướng của ngoại lực, trong các hệ số $K_{\omega xi}$ và $K_{\omega yi}$ ứng với ảnh hưởng xoắn trên mặt bằng ngôi nhà. Ký hiệu chữ thứ hai trong các hệ số trên ứng với hướng tác động của tải trọng vào hệ cứng thứ i.

Các hệ số trên nếu tính chính xác phải thoả mãn các điều kiện:

$$\Sigma K_{xxi} = \Sigma K_{yyi} = 1 \tag{4.51}$$

$$\Sigma K_{xyi} = \Sigma K_{yxi} = \Sigma K_{\omega xi} = \Sigma K_{\omega yi} = 0 \tag{4.52}$$

Nếu xét tới ảnh hưởng uốn dọc và ngang đồng thời một cách gần đúng ta có thể dùng các hệ số η_x, η_y, η_ω để hiệu chỉnh tải trọng được truyền vào các tường cứng được xác định theo các công thức (5.51) thuộc chương 5.

Cho tải trọng q_y ta xác định các thành phần tải trọng như sau:

$$q_{xi} = q_y (K_{yxi}\eta_y + C_x K_{\omega xi}\eta_\omega) \tag{4.53}$$

$$q_{yi} = q_y (K_{yyi}\eta_x + C_x K_{\omega yi}\eta_\omega) \tag{4.54}$$

$$m_i = q_y C_x \left(\frac{J_{\omega i}}{J_\omega}\right)\eta_\omega \tag{4.55}$$

Cho tải trọng q_x:

$$q_{xi} = q_x (K_{xxi}\eta_y - C_y K_{\omega xi}\eta_\omega) \tag{4.56}$$

$$q_{yi} = q_x (K_{xyi}\eta_x - C_y K_{\omega yi}\eta_\omega) \tag{4.57}$$

$$m_i = -q_y C_x \left(\frac{J_{\omega i}}{J_\omega}\right)\eta_\omega \tag{4.58}$$

Nếu cần xét tới hướng tác động của tải trọng ngang không song song với các hướng trục X và Y thì dùng phương pháp phân lực theo các trục trên được q_x và q_y rồi tổng cộng lại.

Khi xác định nội lực trong các hệ tường cứng không nhất thiết phải xác định tải trọng được phân phối.

Trong trường hợp này nên xác định tổng mômen uốn và tổng lực cắt ngang do tải trọng gió tác động vào ngôi nhà theo các công thức trong chương 3 rồi phân phối tổng nội lực đó vào các hệ tường cứng tương tự như

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

phân phối tải trọng. Nếu thay q_x và q_y bằng Q_y và Q_x vào (4.53) - (4.58) ta sẽ được lực cắt trong trường hợp tường cứng thứ i bất kỳ là Q_{yi}, Q_{xi} và mômen xoắn trong các hệ cứng khép kín là L_i.

Tương tự như trên, phân phối mômen uốn vào hệ tường cứng vẫn theo các công thức (4.53) - (4.58) hoặc theo tỷ lệ các lực cắt và có xét đến sự tác động dài hạn của tải trọng qua các hệ số η_x và η_y:

Với tải trọng q_y ta có:

$$M_{xi} = M_x (K_{yyi}\eta_x + C_x K_{\omega yi}\eta_\omega) \quad (4.59)$$

$$M_{yi} = M_x (K_{yxi}\eta_y + C_x K_{\omega xi}\eta_\omega) \quad (4.60)$$

Với tải trọng q_x ta có:

$$M_{xi} = M_y(K_{xyi}\eta_x + C_y K_{\omega yi}\eta_\omega) \quad (4.61)$$

$$M_{yi} = M_y(K_{xxi}\eta_y + C_y K_{\omega xi}\eta_\omega) \quad (4.62)$$

Những công thức trên đây được dùng trong trường hợp tổng quát: nhà có các hệ cứng tiết diện hở hoặc khép kín, và các trục chính không song song với các trục X và Y, các trường hợp đặc biệt gồm có:

Khi các trục chính song song với trục nhà nghĩa là $J_{xy} = \Sigma J_{xyi} = 0$. Tâm uốn xác định theo các công thức sau:

$$a_0 = \frac{\Sigma J_{xi} a_i - \Sigma J_{xyi} b_i}{J_x} \quad (4.63)$$

$$b_0 = \frac{\Sigma J_{yi} b_i - \Sigma J_{xyi} a_i}{J_y} \quad (4.64)$$

Hệ số phân phối tải trọng:

$$\begin{cases} K_{xxi} = \dfrac{J_{yi}}{J_y}; \quad K_{yyi} = \dfrac{J_{xi}}{J_x} \\ K_{xyi} = \dfrac{J_{xyi}}{J_y}; \quad K_{yxi} = \dfrac{J_{xyi}}{J_x} \end{cases} \quad (4.65)$$

$K_{\omega xi}$ và $K_{\omega yi}$ xác định theo công thức (4.49) - (4.50).

b) Các trục chính của các hệ tường cứng song song với các trục nhà. Tâm uốn xác định theo công thức:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$a_0 = \frac{\Sigma J_{xi} a_i}{J_x} \tag{4.66}$$

$$b_0 = \frac{\Sigma J_{yi} b_i}{J_x} \tag{4.67}$$

Các hệ số phân phối tải trọng:

$$\begin{cases} K_{xxi} = \dfrac{J_{yi}}{J_y}; \quad K_{yyi} = \dfrac{J_{xi}}{J_x}; \quad K_{xy} = K_{yxi} = 0 \\ K_{\omega yi} = -\dfrac{(b_i - b_0)J_{yi}}{J_\omega}; \quad K_{\omega yi} = \dfrac{(a_i - a_0)J_{xi}}{J_\omega} \end{cases} \tag{4.68}$$

Ngôi nhà chỉ có một hệ tường cứng. Toàn bộ tải trọng do hệ vách cứng này chịu.

4.2. CÁC ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC VÀ ĐỘ CỨNG CỦA VÁCH CỨNG VÀ CỦA NGÔI NHÀ

Trong tính toán cần xác định mômen quán tính của các tiết diện trong mỗi hệ tường cứng theo các trục chính tâm X_i và Y_i song song với các trục lưới cột của ngôi nhà. Những mômen quán tính này đều được tính đổi theo mô đun đàn hồi của các vật liệu tường cứng (cốt thép và bê tông). Thông thường nên quy đổi ra vật liệu chủ yếu là bê tông. Khi xác định các mômen quán tính ban đầu J_i theo trục X_i Y_i giả thuyết hệ cứng là một vật liền khối, không có các mạch nối. Nếu có lỗ cửa xác định mômen quán tính cho phần liền, trừ lỗ cửa. Trong tính toán cần xác định:

a) Mômen quán tính theo trục là J_{xi} và J_{yi} - cho toàn bộ các hệ cứng:

b) Mômen quán tính ly tâm J_{xyi} - đối với các hệ cứng mà không một trục nào của hệ đó (X_i hay Y_i) là trục đối xứng của các tường cứng.

c) Đối với các tường cứng khép kín (lõi cứng) mômen quán tính xoắn tự do $J_{xoắn\ i}$ bằng:

$$J_{xoắn,\,i} = \frac{\Omega^2}{\dfrac{\Sigma S_j}{\delta_j}} \tag{4.69}$$

Trong đó:

Ω - hai lần diện tích hình giới hạn bởi các đường bao quanh tâm tiết diện;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
https://www.vietcons.org

S_j - chiều dài đường bao phần có tiết diện không đổi là δ_j; dấu tổng Σ cho toàn bộ chu vi tiết diện.

d) Trường hợp chỉ có duy nhất một tường cứng có tiết diện hở, cần xác định mômen xoắn quán tính J_{ω_i} gần đúng bằng cách lấy tổng các tích số giữa mômen quán tính của từng phần tường bụng song song với bình phương khoảng cách từ tường bụng đó tới tâm uốn của hệ cứng.

e) Nếu trong các hệ tường cứng có lõi cứng thì mômen xoắn quy ước xác định theo công thức:

$$J_{\omega_i} = 0{,}05\, J_{xoắn\ i} H^2 \tag{4.70}$$

Trong đó: H - chiều cao hệ cứng;

$J_{xoắn\ i}$ - theo công thức (4.69).

Mômen quán tính tính toán bằng mômen quán tính ban đầu nhân với hệ số đồng nhất của hệ cứng:

$$J_{ij} = K_j J_{ij} \tag{4.71}$$

Hệ số đồng nhất xét tới mức giảm độ cứng của tường cứng do biến dạng của các liên kết và của lanh tô cửa. Hệ số này có thể xác định chính xác bằng thực nghiệm. Nhưng cũng có thể xác định bằng cách so sánh độ uốn của đỉnh tường cứng đang xét có kể tới các lỗ cửa và các mạch lắp ghép với độ võng của một thanh công xon có độ cứng không đổi. Khi xét tới các yếu tố giảm yếu dùng hệ số:

$$K_j = K_m K_{pj} \tag{4.72}$$

Ở đây: K_m - hệ số xét tới biến dạng của các liên kết.

K_{pj} - xét tới ảnh hưởng của biến dạng các lanh tô, các hệ số này xác định theo công thức:

$$K_m = \frac{1}{1+\beta m} \tag{4.73}$$

$$K_{pj} = \frac{1}{1+P_j} \tag{4.74}$$

Trong đó:

m - số mạch nối thẳng đứng của hệ tường lắp ghép.

β - hệ số xét tới biến dạng của mạch nối lấy bằng 0,05 đối với các mạch nối giữa hai cấu kiện đúc sẵn; bằng 0,25 đối với các mạch nối giữa các cấu kiện đúc sẵn với các cấu kiện đổ liền khối.

P_j - hệ số xét tới biến dạng của lanh tô cửa.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong các công thức (4.73) - (4.74) ký hiệu chữ "i" chỉ thứ tự tường cứng đang xét, "x,y" chỉ mômen quán tính đang xét J_x, J_y, J_{xy} hay $J_{xoắn}$ (J_ω).

Để xác định các mômen quán tính tính toán cho tường cứng có hai nhánh các hệ số p_i (p_x hay p_y) có thể tính theo công thức:

$$P_j = \frac{hl^3}{3J_{ll}H^2}\frac{F_1F_2}{F_1+F_2}\left(1-\frac{J_1+J_2}{J_j}\right) \qquad (4.75)$$

F_1, F_2 - diện tích tiết diện đã được quy đổi của các nhánh;

J_1, J_2 - mômen quán tính đã được quy đổi của các nhánh;

J_j - mômen quán tính của tường cứng chưa xét đến ảnh hưởng của lỗ cửa và mạch lắp ghép;

l - chiều rộng lỗ cửa,

h - chiều cao tầng nhà;

H - chiều cao tường cứng;

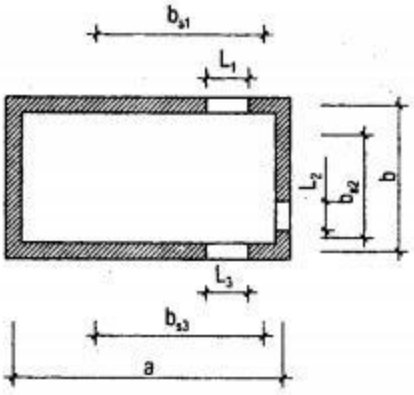
J_{ll} - mômen quán tính của lanh tô cửa cần giảm đi 1,5 lần để tránh xuất hiện vết nứt đối với lanh tô không có ứng suất trước.

Trường hợp có nhiều dãy cửa (nhiều nhánh) trong một tiết diện tường cứng có thể tính gần đúng bằng phương pháp sau:

Xác định các hệ số P_x và P_y đối với các tường cứng có nhiều dãy cửa theo công thức:

$$P_j = \Sigma P_{jk} \qquad (4.76)$$

Trong đó: P_{jk} hệ số tính theo công thức (4.75) cho dãy cửa theo chiều đứng thứ "k" nào đó như trong trường hợp tường cứng chỉ có hai dãy cửa sổ (giả thiết các lanh tô còn lại không bị biến dạng). Sau khi tính toán cho từng dãy cửa tiến hành tổng cộng lại theo công thức (4.76).



Hình 4.3

Để xác định gần đúng mômen ly tâm quán tính tính toán của tường cứng có lỗ hệ số P_{xy} trong (4.76) có thể tính theo công thức:

$$P_{xy} = 0{,}2(P_x + P_y) \qquad (4.77)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó: P_x P_y xác định theo (4.75) khi tường cứng chịu uốn theo trục X và Y.

Khi lõi cứng có lỗ cửa có thể tính bằng cách thay P_j bằng $P_{xoắn}$ trong công thức (4.74) ta được:

$$P_{xoắn} = \frac{8J_{xoắn}}{(a+b)^2}\left(\frac{c}{F} + \frac{h\nu}{30\Sigma J_h b_0^2 / l^3}\right) - c \qquad (4.78a)$$

Trong đó:

c - tỷ số giữa chiều cao lỗ cửa và chiều cao tầng;

F - diện tích tiết diện ngang của tường cứng bị giảm yếu bởi lỗ cửa;

h_h - khoảng cách giữa các trọng tâm của các nhánh của lõi cứng kề nhau theo phương song song với tường bụng có chứa lỗ cửa đang xét;

a, b - kích thước của tường cứng (hình 4.3);

ν - hệ số phụ thuộc vào tỷ số giữa chiều cao của lanh tô h_{lt} và chiều rộng lỗ cửa, theo bảng (4.1). Các ký hiệu khác như trong công thức (4.75).

Bảng 4.1

$\frac{h_{lt}}{l}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
ν	1,03	1,11	1,26	1,46	1,73	2,05	2,43	2,87	3,37	3,93

Trường hợp hệ *tường cứng có tiết diện thay đổi*, cần tính mômen quán tính và mômen ly tâm quán tính của một hệ tường cứng tương đương như sau:

$$J_{td} = \frac{H^4}{\Sigma \frac{1}{J_j}\left(h_j^4 + 4H_j^3 h_j + 6H_j^2 h_j + 4H_j h_j^3\right)} \qquad (4.78b)$$

Trong đó:

J_j - mômen quán tính phần thứ j của tường cứng;

h_j - chiều cao phần thứ j;

H_j - khoảng cách từ đỉnh của phần thứ j tới đỉnh tường cứng;

H - chiều cao tường cứng.

Mômen quán tính của tường cứng tương đương khi chịu xoắn tự do xác định theo công thức:

$$J_{xoắn} = \frac{H^2}{\sum \frac{1}{J_{xoắn}} \left(h_j^2 + 2h_j H_j \right)} \tag{4.79}$$

Đối với tường cứng, chỉ thay đổi tiết diện một lần, thay cho công thức (4.78) có thể sử dụng công thức sau:

$$J_i = \psi J_1 \tag{4.80}$$

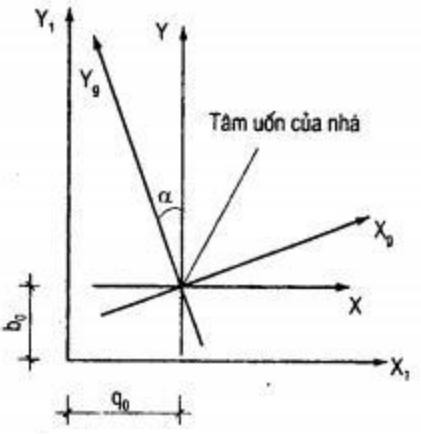
Hệ số ψ phụ thuộc vào tỷ số chiều cao và tỷ số mômen quán tính của hai phần tường cứng có tiết diện thay đổi và tính sẵn theo bảng (4.2).

Bảng 4.2. Hệ số ψ

$J_2 : J_1$	$h_1 : H$				
	0,1	0,2	0,5	0,6	0,8
0,2	0,276	0,379	0,659	0,907	0,994
0,4	0,504	0,619	0,837	0,963	0,998
0,6	0,696	0,786	0,920	0,983	0,999
0,8	0,859	0,907	0,969	0,998	1,000

Trường hợp trục chính của ngôi nhà không song song với các trục lưới cột.

Trong trường hợp tổng quát khi $J_{\dot{y}} = \Sigma J_{xyi} \neq 0$ thì các trục chính không song song với hệ trục lưới cột mặt bằng ngôi nhà. Mômen quán tính theo hệ trục song song với hệ trục lưới cột và đi qua tâm uốn xác định theo công thức (4.24) và (4.25). Trục chính của ngôi nhà hợp với trục X một góc α gọi là trục X_0 và với trục Y gọi là trục Y_0. Góc nghiêng này (hình 4.4) xác định theo công thức:



Hình 4.4

$$\text{tg}2\alpha = \frac{2J_{xy}}{J_y - J_x} \tag{4.81}$$

Chiều dương của góc kể từ trục X tới trục Y.

Mômen quán tính theo hệ số trục X_oY_o gọi là mômen quán tính chính của ngôi nhà, xác định theo công thức:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$J_{min}^{max} = \frac{J_x + J_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{J_x - J_y}{2}\right)^2 + J_{yx}} \qquad (4.82)$$

Nếu $J_y > J_x$ thì mômen quán tính chính đối với trục X_o sẽ có giá trị nhỏ nhất, khi $J_x < J_y$ sẽ được giá trị lớn nhất.

Thông thường ngôi nhà được tính toán theo hai phương của hệ trục lưới cột. Trong trường hợp, khi lấy một trong hai giá trị nhỏ nhất của các mômen quán tính J_x và J_y so với mômen quán tính chính J_{min} ta thấy không chênh nhau quá 20% thì không nhất thiết phải tính toán theo các phương trục chính.

Trong trường hợp tổng quát, khi mômen quán tính ly tâm của ngôi nhà khác "0" và tải trọng ngang không trùng với phương trục chính thì sẽ gây ra hiện tượng uốn xiên, khi đó cần xác định tải trọng tác dụng theo một phương nào đó gây ra nội lực hoặc biến dạng lớn nhất trong hệ tường cứng đang xét để tính toán (hình 4.4).

Thí dụ tìm hướng gió nào gây ra mômen uốn lớn nhất M_{xi} trong tiết diện ngang của tường cứng thứ "i" trong ngôi nhà. Mômen uốn tổng cộng theo phương ngang và phương dọc đã được xác định là M_y và M_x, khoảng cách từ mặt phẳng tác động của mômen tới tâm uốn ngôi nhà $C_x = C_y = 0$. Theo phương uốn xiên của gió hợp với trục X một góc β, ta có tổng mômen uốn:

$$M_{x\beta} = M_x \sin\beta; \quad M_{y\beta} = M_y \cos\beta \qquad (4.83)$$

Đưa các giá trị trên đây vào (4.59) và (4.60) ta được:

$$M_{xi} = M_x K_{yyi} \eta_x \sin\beta + M_y K_{xyi} \eta_x \cos\beta \qquad (4.84)$$

Lấy đạo hàm bậc nhất của M_{xi} theo β rồi cho bằng không ta sẽ có:

$$tg\beta = \frac{M_x K_{yyi}}{M_y K_{xyi}} \qquad (4.85)$$

Khi tải trọng gió xác định theo hướng xác định theo công thức(4.85) sẽ cho ta giá trị mômen uốn lớn nhất. Vì các hệ số K_{yyi} và K_{xyi} khác nhau đối với các hệ cứng, nên giá trị mômen M_{xi} lớn nhất trong mỗi hệ cũng khác nhau. Tuy nhiên trong thực tế tính toán cho ta kết quả là dù với hướng tính toán nào của tải trọng ngang cũng không làm tăng đáng kể nội lực trong các tường cứng, nên có thể bỏ qua phần tính toán này.

4.3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRONG CÁC TƯỜNG CỨNG DO TẢI TRỌNG THẲNG ĐỨNG ĐẶT LỆCH TÂM

Khi tải trọng thẳng đứng đặt vào các hệ cứng không chính tâm sẽ gây ra những mômen uốn M_{xi} và M_{yi} đối với các trục song song liên kết với sàn cứng nên các hệ tường cứng không thể uốn tự do được, các chuyển vị của chúng liên quan với nhau và được xác định bởi độ uốn chung của ngôi nhà.

Cộng các mômen uốn do tải trọng thẳng đứng ta sẽ được mômen tổng hợp lực:

$$M_x^{đứng} = \Sigma M_{xi} \tag{4.86}$$

$$M_y^{đứng} = \Sigma M_{yi} \tag{4.87}$$

$$M_y^{đứng} = \Sigma M_{xi} X_{ui} - \Sigma M_{yi} X_{ui} \tag{4.88}$$

Trong đó:

$X_{u.i}$ và $Y_{u.i}$ - toạ độ trọng tâm của tường cứng thứ i theo hệ trục X và Y đi qua tâm uốn ngôi nhà.

Tương tự như việc phân phối các tải trọng ngang ta có thể xác định được mômen uốn trong tường thứ i do tải trọng thẳng đứng:

$$M_{xi}^{đứng} = M_x^{đứng} K_{yyi} \eta_x^{dh} + M_y^{đứng} \times K_{xyi} \eta_x^{dh} + M_\omega^{đứng} K_{\omega yi} \eta_\omega^{dh} \tag{4.89}$$

$$M_{yi}^{đứng} = M_x^{đứng} K_{yxi} \eta_y^{dh} + M_y^{đứng} \times K_{xxi} \eta_y^{dh} + M_\omega^{đứng} K_{\omega xi} \eta_\omega^{dh} \tag{4.90}$$

Các hệ số η_x^{dh}, η_ω^{dh} ... xét tới tác động dài hạn của tải trọng lấy theo công thức trong mục.

Lực cắt do mômen gây ra xác định như sau:

$$Q_{yi}^{đứng} = \frac{2(M_{xi}^{đứng} - M_{xi}\eta_x^{dh})}{H_j} \tag{4.91}$$

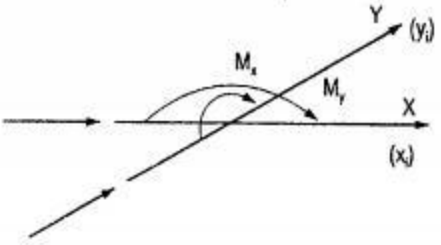
$$Q_{xi}^{đứng} = \frac{2(M_{yi}^{đứng} - M_{yi}\eta_x^{dh})}{H_j} \tag{4.92}$$

Trong đó: H_j - khoảng cách từ tiết diện đang xét tới đỉnh tường cứng.

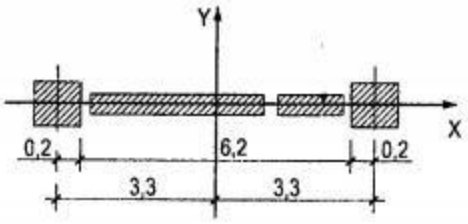
Chiều dương của mômen uốn và lực cắt do tải trọng đứng lấy theo chiều mũi tên chỉ trên hình 4.5. Nếu trong số những tường cứng có 1 lõi cứng thì tải trọng đứng sẽ gây ra mômen xoắn và bằng:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$L_i^{dung} = \frac{M_\omega^{dung}}{H_j}\frac{J_{\omega i}}{J_\omega}\eta_\omega^{dh} \qquad (4.93)$$



Hình 4.5



Hình 4.6

4.4. THÍ DỤ TÍNH TOÁN

Thí dụ 4.1

Xác định mômen quán tính của hệ tường cứng lắp ghép không có lỗ cửa (hình 4.6).

Tiết diện cột 40×40cm^2 bê tông mác 500. $E_b = 3{,}25\times10^4$ MPas. Cốt thép trong hai cột với $\mu = 2{,}5\%$ có $F_a = 80\text{cm}^2$; $E_a = 20\times10^4$MPas. Chiều dày thân tường 18cm. Bê tông thân tường mác 300 với $E_b = 2{,}6\times10^4$MPas không đặt thép đứng trong tường. Lấy vật liệu thân tường làm vật liệu chuẩn để tính đổi.

Diện tích cột tính đổi theo mô đun đàn hồi của bê tông thân tường như sau:

$$F_{cột} = \left[(0,4.0,4+0,008)\frac{20}{3,25}\right]\frac{3,25}{2,6} = 0,251\text{m}^2$$

ở đây vế thứ 2 trong ngoặc lớn là diện tích thép tính đổi ra bê tông.

Mômen quán tính ban đầu của tường cứng đối với trọng tâm O:

$$J_y = \frac{0,18.6,2^3}{12} + 0,251.3,3^2.2 = 9,04\text{m}$$

Hệ số đồng nhất theo công thức (4.73) và (4.74):

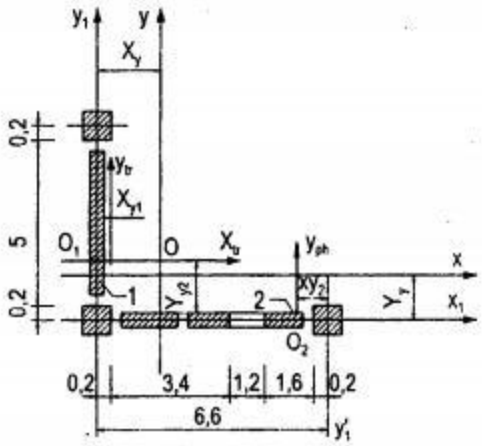
$$K_y = K_\omega = \frac{1}{1+\beta m} = \frac{1}{1+0,05.3} = 0,87$$

Trong đó: m = 3 mạch lắp ghép.

Vậy: $J_y = 0,87.9,04 = 7,90\text{m}^2$

Thí dụ 4.2

Xác định mômen quán tính của tường cứng lắp ghép có một lỗ cửa (hình 4.7). Chiều dầy thân tường 18cm. Tiết diện cột 40×40cm . Diện tích cột quy về diện tích tương đương với bê tông thân tường $F_{cột} = 0,234m^2$. Chiều cao hệ tường cứng 48m. Chiều cao tầng nhà 3m. Chiều cao lanh tô cửa 0,6m.



Hình 4.7

Diện tích nhánh trái có lỗ cửa:

$$F_1 = 0,234.2 + 0,18.5 + 0,18.3,4 = 0,468 + 0,900 + 0,616 = 1,984m^2$$

$$S_{x1} = 0,234.5,4 + 0,9.\ 2,7 = 3,68m^3$$

$$S_{y1} = 0,616.1,9 = 1,17m^3$$

Toạ độ trọng tâm của nhánh:

$$X_1^{trái} = \frac{1,17}{1,984} = 0,59m$$

$$Y_1^{trái} = \frac{3,68}{1,984} = 1,85m$$

Mômen quán tính của nhánh trái đối với trọng tâm của nhánh:

$$J_x^{trái} = \frac{0,18.5^3}{12} + 0,234.1,852 + 0,234.3,55^2 + 0,9.0,52^2 + 0,616.1,85^2 = 8,37m^4$$

$$Y_y^{trái} = \frac{0,18.3,43}{12} + 0,234.\ 0,592.2 + 0,9.0,593 + 0,616.1,312 = 2,104m^4$$

Nhánh bên phải lỗ cửa:

$$F_2 = 0,234 + 0,16.1.6 = 0,234 + 0,288 = 0,522cm^2$$

$$S_{y2} = 0,288.1 = 0,288m^3$$

$$X_{02}^1 = \frac{0,288}{0,522} = 0,55\,m$$

Đối với trọng tâm của nhánh ta có:

$$J_{yph} = \frac{0,18.1,6^3}{12} + 0,234.0,55^2 + 0,288.0,45^2 = 0,19m^2$$

$$J_{xph} = 0$$

Đối với toàn bộ tiết diện hệ cứng:

$$F = 1,984 + 0,522 = 2,506m^2$$

$$S_{x1} = 3,68m^3$$

$$S_{y1} = 1,17 + 0,288.6,05 = 4,33m^3$$

Trọng tâm của tiết diện có toạ độ sau đây:

$$X_t = \frac{4,33}{2,506} = 1,72m$$

$$Y_t = \frac{3,68}{2,506} = 1,46m$$

Mômen quán tính của tiết diện đối với hệ trục qua trọng tâm tiết diện:

$J_x = 8,37+1,984\ (1,85–1,46)^2 + 0,522.1,46^2 = 9,78m^4$

$J_y = 2,1+1,984\ (1,72–0,59)^2+0,19+0,522\times(6,6 - 1,72 - 0,55)^2 = - 6,54m^4$

Mômen quán tính tiết diện lanh tô:

$$J = \frac{(0,18.0,6^3)}{12} = 0,00324m^4$$

Nếu xét đến khả năng hình thành khe nứt trong lanh tô phải giảm độ cứng của lanh tô:

$$J_h' = \frac{0,00324}{1,5} = 0,00216m^4$$

Hệ số đồng nhất của hệ tường cứng với m = 5 mạch lắp ghép ta có:

$$K_m = \frac{1}{1+0,05m} = \frac{1}{0,05.5} = 0,08$$

Xét tới ảnh hưởng của lanh tô dùng hệ số P_x xác định theo công thức:

$$P_x = \frac{hl^3}{3J_{lt}H^2}\frac{F_1F_2}{(F_1+F_2)}\left(1-\frac{J_1+J_2}{J_y}\right) =$$

$$= \frac{3.1,2^3}{3.0,00216.48^2}\frac{1.984.0,522}{1,984+0,522}\left(1-\frac{8,37+0,000}{9,78}\right) =$$

$$= 0,347.0,413.0,144 = 0,021$$

$$P_y = 0,47.\ 0,413\left(1-\frac{2,1+6,9}{14,6}\right) = 0,121$$

$$P_{xy} = 0,5\ (0,021 + 0,121) = 0,98$$

$$K_{px} = \frac{1}{1+0,021} = 0,98$$

$$K_{py} = \frac{1}{1+0,121} = 0,89$$

$$K_{pxy} = \frac{1}{1+0,071} = 0,93$$

Vậy mômen quán tính tính toán của hệ tường cứng sẽ bằng:

$$J_x = 9,78.0,8.0,98 = 7,7m^4$$

$$J_y = 14,6.0,8.0,89 = 10,4m^4$$

$$J_{xy} = 6,54.0,8.0,93 = 4,9m^4$$

Thí dụ 4.3

Tính các mômen quán tính của hệ tường cứng dạng lõi đổ liền khối có tiết diện theo hình 4.8. Chiều cao hệ 48m, chiều cao tầng 3m. Mômen quán tính lanh tô $J_{lt} = 0,014m^4$ chiều cao lỗ cửa 2,25m. Lõi đối xứng nên có thể tính theo một nhánh trái hoặc phải:

$$F = 3,4.\ 0,4.2 + 0,2.9,4 = 2,72,+1,88 = 4,6m^2$$

$$S_{y1} = 2,72.1,8 = 4,896m^3$$

$$X_y = \frac{4,896}{4,6} = 1,66m$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Vậy mômen quán tính đối với trọng tâm nhánh:

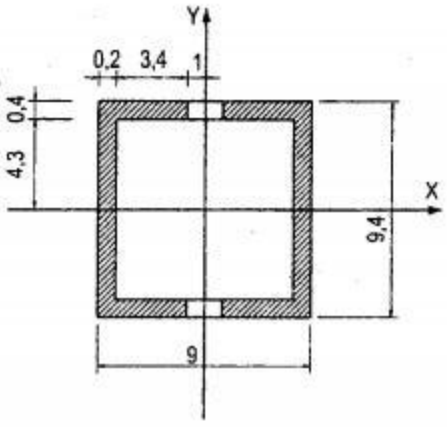
$$J_y = \frac{0,4.3.4^3.2}{12} + 2,72.0,74^2 + 1,88.1,06^2 = 6,22m^4$$

Đối với toàn bộ tiết diện đối với trọng tâm O:

$$J_x = \left[\frac{0,2.9,4^3}{12} + 2,72.4,5^2\right]2 = 137,8m^4$$

$J_y = (6,22 + 4,6.3,44^2)2 = 121,3\ m^4$

Hai lần diện tích giới hạn bởi đường trung tâm các tường chung quanh:



Hình 4.8

$$\Omega = 81.2 = 162m^2$$

$$\frac{S_j}{\delta_j} = \left(\frac{3,4}{0,4}\right)4 + \left(\frac{9,4}{0,2}\right)2 = 128$$

Theo (4.79):

$$J_{xoắn} = \frac{\Omega^2}{\left(\frac{\Sigma S_j}{\delta_j}\right)} = \frac{162^2}{128} = 205m^4$$

Hệ số đồng nhất: $P_y = \frac{3,2^3}{3.0,014.2.48^2}\frac{4,6^2}{4,6+4,6}\left(1-\frac{6,22.2}{121,3}\right) = 0,256$

$$K_{py} = \frac{1}{1+0,256} = 0,796$$

Tỷ lệ chiều cao lỗ cửa với chiều cao tầng:

$$c = \frac{2,25}{3} = 0,75;\ bs = 9 - 1,06.2 = 7,88m.$$

Tra bảng (4.1) với: $\frac{h_{lt}}{L} = \frac{0,75}{2} = 0,375$ ta có $\gamma = 1,41$.

Theo công thức (4.78) ta tính được:

$$P_{xoắn} = \frac{8J_{xoắn}}{a(+b)^2}\left(\frac{c}{F} + \frac{h\nu}{30\Sigma\frac{J_{lt}+b_s}{l^3}} - c\right) =$$

$$= \frac{8.205}{(9+9)^2}\left(\frac{0,75}{4,6.2} + \frac{3.1,41}{30((0,014.7,88^2.2)/2^3)^2}\right) - 0,75 = 2,94$$

Theo (4.78) xác định hệ số ảnh hưởng của lỗ cửa:

$$K_{pxoắn} = \frac{1}{1+P_j} = \frac{1}{1+2,94} = 0,254$$

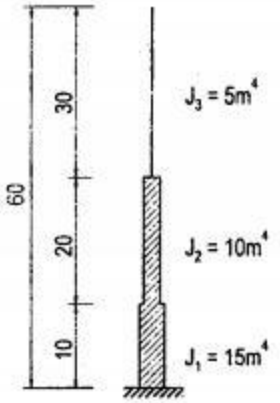
Mômen quán tính tính toán của lõi:

$J_x = 137,8m^4$;

$J_y = 2,796.121,3 = 96,6m^4$;

$J_{kp} = 0,254.205 = 52,1m^4$

Từ kết quả trên đây cho ta thấy lỗ cửa đã làm giảm yếu mômen quán tính J_y tới 20%, mômen quán tính chống xoắn tới 70%.



Hình 4.9

Thí dụ 4.4

Tính mômen quán tính tương đương có tiết diện thay đổi theo cao (hình 4.9).

Theo công thức (4,79):

$$J_{td} = \frac{60^4}{\frac{1}{15}(10^4 + 4.10.50^3 + 6.10^2.50^2 + 4.10^3.50)} +$$

$$+ \frac{60^4}{\frac{1}{10}(20^4.4.20.30^3 + 6.20^2.30^2 + 4.20^3.30) + \frac{30^4}{5}} = 6,31m^4$$

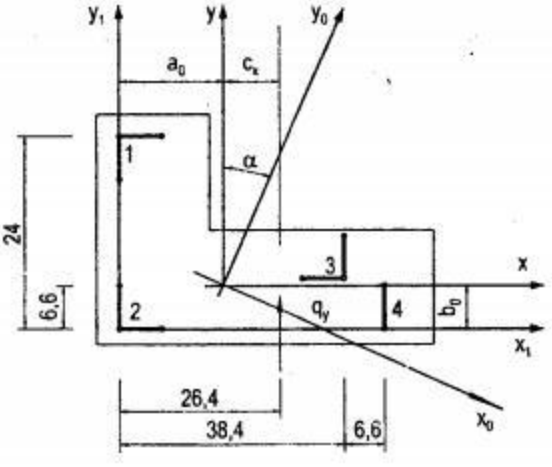
Thí dụ 4.5

Xác định tải trọng truyền vào các tường cứng theo tải trọng ngang đơn vị $q_y = 1$. Mômen quán tính cho sẵn trong bảng (4.2). Các hệ số: $\eta_x = 1,1$; $\eta_y = 1,2$; $\eta_\omega = 1,3$ (hình 4.10):

Theo các số liệu trong bảng (4.2):

$J_x = 36,1m^4$; $J_y = 25,7m^4$;

$J_{xy} = 4,9m^4$



Hình 4.10

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$J_x J_y - J_{xy}^2 = 36,1.25,7 - 4,9^2 = 904m^8$$

$$A_x = \frac{36,1}{904} = 0,0400m^{-4}$$

$$A_x = \frac{25,7}{904} = 0,0285m^4$$

$$A_x = \frac{4,9}{904} = 0,0054m^{-4}$$

$$a_0 = 0,0285(630 - 150) - 0,0054(188 - 251) = 14m$$

$$b_0 = 0,04(251 - 188) - 0,0054(150 - 630) = 5,1m$$

$$J_\omega = 15850 + 2940 + 2.147 = 21730m^6$$

Bảng 4.2

Các đặc trưng hình học	Tường cứng số				Tổng cộng
	1	2	3	4	
J_{xi}, m^4	10,5	10,5	7,6	7,6	36,1
J_{yi}, m^4	7,6	7,6	10,5	-	25,7
J_{xyi}, m^4	4,9	-4,9	4,9	-	4,9
a_i, m	0	0	38,4	45	-
b_i, m	24	0	16,6	-	-
$J_{xi}a_i$, m^5	0	0	292	338	630
$J_{xi}b_i$, m^5	182	0	69	-	251
$J_{xyi}a_i$, m^5	6	0	188	-	188
$J_{xyi}b_i$, m^5	118	0	32	-	150
$a_i - a_0$, m	-144	-14	2,4	31	-
$b_i - b_0$, m	18,9	-5,1	1,5	-	-
$J_{xi}(a_i - a_0)2$, m^6	2060	2060	4520	720	15850
$J_{yi}(a_i - a_0)^2$, m^6	2720	200	20	-	2940
$J_{xyi}(a_i - a_0)(b_i - b_0)$,$m^6$	-1300	-350	180	-	-1470

Tâm uốn và mômen quán tính được xác định theo các công thức (4.24), (4.25), (4.31) và (4.32).

Theo công thức (4.82) xác định góc xiên của trục chính đối với trục song song với các trục nhà:

$$tg2\alpha = \frac{2J_{xy}}{J_y - J_x} = \frac{2.4,9}{25,7 - 36,1} = 0,942$$

Từ đó: $2\alpha = -43^o18'$ và $\alpha = -21^o39'$

Mômen quán tính chính của ngôi nhà đối với hệ trục X_oY_o theo (4.83):

$$J_{min}^{max} = \frac{36,1 + 25,7}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{36,1 - 25,7}{2}\right)^2 + 4,9^2} = 30,9 \pm 11,5$$

vậy ta có: $J_{x0}^{max} = 42,4m^4; J_{y0}^{min} = 19,4m^4$

Mômen quán tính ngôi nhà đối với trục X_0 - cực đại; Y_0 - cực tiểu

Và chênh nhau quá 20% cho nên cần phải kiểm tra lại độ cứng của ngôi nhà chịu uốn theo trục Y_0. Theo các công thức (4.46) - (4.50) xác định các hệ số phân bố tải trọng và sau đó đưa vào bảng (4.3).

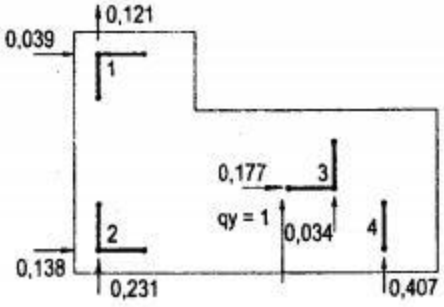
$K_{\omega xi}$ và $K_{\omega y}$ có đơn vị m^{-1} các hệ số khác không thứ nguyên. Độ chính xác như trong bảng là cho phép.

Tải trọng được phân phối vào các tường cứng xem trong bảng (4.3):

$C_x = 26,4 - 14 = 12,4m$. Cột tổng số trong bảng (4.4) là các số kiểm tra:

$$\Sigma qx_i = 0; \quad \Sigma qy_i = q_y\eta_x$$

Trên hình (4.11) lực gió đơn vị $q_y = 1$ đã được phân phối vào các tường cứng.



Hình 4.11

Từ thí dụ trên ta thấy vị trí của các tường- vách trên mặt bằng có ảnh hưởng lớn tới sự phân phối tải trọng ngang vào từng vách. Thí dụ: tải trọng gây uốn tường cứng số 1 và 2 đối với trục X chênh nhau gần gấp đôi (0,231 và 0,121) mặc dù chúng có mômen quán tính J_{xi} và khoảng cách tới trục Y bằng nhau. Và cũng do những ảnh hưởng trên đây các tường cứng còn bị uốn theo mặt phẳng thẳng góc với hướng gió, mà các trị số nội lực uốn cũng đáng kể so với các nội lực (tải trọng) tác động trong mặt phẳng tác động của tải trọng gió.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 4.3

Các hệ số phân phối	Các tường cứng số				
	1	2	3	4	Tổng số
$A_x J_{yi}$	0,304	0,304	0,420	-	-
$A_{xy} J_{xyi}$	0,027	-0,027	0,027	-	-
K_{xxi}	0,277	0,331	0,393	-	1,001
$A_y J_{xi}$	0,300	0,300	0,216	0,214	-
$A_y J_{xyi}$	0,027	-0,027	0,027	-	-
K_{yyi}	0,273	0,327	0,189	0,214	1,003
$A_x J_{xyi}$	0,196	-0,196	0,196	-	-
$A_{xy} J_{xi}$	0,057	0,057	0,041	0,040	-
K_{xyi}	0,139	-0,253	0,155	-0,040	0,001
$A_y J_{xyi}$	0,140	-0,140	0,140	-	-
$A_{xy} J_{yi}$	0,041	0,041	0,057	-	-
K_{yxi}	0,099	-0,181	0,083	-	0,001
$J_{xyi}(a_i - a_0)$: J	-0,0032	0,0032	0,0055	-	-
$J_{yi}(b_i - b_o)$: J	0,006	-0,0018	0,0007	-	-
$K_{\omega xi}$	-0,0098	0,0050	0,0048	-	0,000
$J_{xi}(a_i - a_0)$: J_ω	-0,0068	-0,0068	0,0086	0,0107	-
$J_{xyi}(b_i - b_o)$: J_ω	0,0043	0,0012	0,0003	-	
$K_{\omega y}$	-0,0111	-0,0080	0,0083	0,0107	0,0001

Bảng 4.4

Tải trọng vào các tường	Tổng số				Tổng số
	1	2	3	4	
$K_{yxi}\eta_y$	0,119	-0,218	0,099	-	-
$C_x K_{\omega xi}\eta_\omega$	-0,158	0,080	0,078	-	-
q_{bi}	-0,039	-0,138	0,177	-	0,000
$K_{yyi}\eta_x$	0,300	0,360	0,208	0,235	-
$C_x K_{\omega yi}$	-0,179	0,129	0,133	0,172	-
q_{yi}	0,121	0,231	0,341	0,407	-

Thí dụ 4.6

Trên cơ sở thí dụ 4.5 mômen uốn do gió tác động theo chiều trục Y bằng 10.000 kN.m. Xác định mômen uốn trong các tường cứng. Theo kết quả ghi trong bảng (4.4) ta có:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong tường số 1: $M_x = 10000.0,121 = 1210kN.m$

$M_y = 10000(-0,039) = -390$ kNm.

Tường số 2: $M_x = 2310kNm$; $M_y = -1380kNm$.

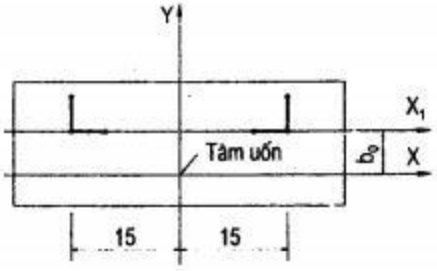
Tường số 3: $M_x = 3410kNm$; $M_y = 1770kNm$.

Tường số 2: $M_x = 4070kNm$; $M_y = 0$.

Phân phối lực cắt vào các tường cứng tương tự như chưa phân phối mômen trên đây.

Thí dụ 4.7

Trên mặt bằng ngôi nhà như trên hình (4.10) tại tiết diện tính toán cách đỉnh tường cứng 40m đã xác định các mômen uốn M_{xi} và M_{yi} do tải trọng đứng tác động trực tiếp vào các tường cứng đó. Mômen và khoảng cách từ trong tâm của mỗi tường cứng tới tâm uốn ngôi nhà (X_{xi} và Y_{yi}) cho sẵn trong bảng (4.5). Cho trước các hệ số: $\eta_x^{dh} = 1,2$; $\eta_y^{dh} = 1,4$ $\eta_\omega^{dh} = 1,6$. Xác định mômen uốn lực cắt trong các tường cứng của ngôi nhà do tải trọng đứng.



Hình 4.12

Bảng 4.5

Nội lực	Tường cứng				Tổng cộng
	1	2	3	4	
M_{xi}, kN. m	1000	-1000	-4000	1000	-3000
M_{yi}, kN. m	-2000	-2000	-1000	-	-3000
X_{ti}, m	-12,54	-12,54	22,68	31,00	-
Y_{ti}, m	17,18	-3,38	3,22	-	-
M_{di}, X_{ti}, kN m²	-12,540	12,540	-90,720	31000	-
M_{xi}, X_{ti}, kN m²	-34,360	6,760	3220	-	-
M_ω^R kNm²	21820	5780	-93940	31000	-35040

Tổng mômen uốn và tổng mômen xoắn xác định theo các công thức (4.87 - 4.89) và được đưa vào bảng (4.5).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Mômen uốn trong các tường cứng do tải trọng đứng gây ra và được truyền qua các sàn nhà, xác định theo các công thức (4.90) và (4.91). Kết quả tính toán ghi trong bảng (4.6).

Bảng 4.6

Nội lực trong tường cứng	Tường cứng số				Tổng số
	1	2	3	4	
$M_x^B K_{yi} \eta_x^{dh}$, kN.m	-980	-1180	-680	770	-
$M_y^B K_{xi} \eta_x^{dh}$, kN.m	-500	910	-560	140	-
$M_\omega^B K_{\omega i} \eta_\omega^{dh}$, kN.m	620	450	-460	-600	-
M_{xi}^B, kN.m	-860	180	-1700	-1230	-3610
$M_x^B K_{yx} \eta_y^{dh}$, kN.m	-420	760	-350	-	-
$M_y^B K_{xx} \eta_y^{dh}$, kN.m	-1160	-1390	-1650	-	-
$M_\omega^B K_{\omega x} \eta_y^{dh}$, kN.m	-550	-280	-270	-	-
M_{yi}^B, kN.m	-1030	-910	-2270	-	-4210
$M_{xi}^B \eta_x^{dh}$, kN.m	1200	-1200	-4800	1200	-
$M_{xi}^B \eta_x^{dh} - M_{xi}^B \eta_y^{dh}$, kN.m	-2060	1380	100	-2430	-
Q_{yi}^B, kN	103	69	155	-122	-1
$M_{yi} \eta_x^{dh}$, kN.m	-2800	-2800	1400	-	-
$M_{yi}^B - M_{yi} \eta_y^{dh}$, kN.m	1770	1890	-3670	-	-
Q_{xi}^B kN	88	94	-184	-	-2

Cùng trong bảng trên ghi kết quả tính toán các lực cắt trong tường cứng gây ra do tải trọng đứng theo các công thức (4.92) và (4.93). Từ bảng (4.5) ta có: $M^B = 3000$kN.m; $M^B = -3000$kN.m và $M_\omega^B = -35040$ kN.m^3.

Hệ số phân phối tải trọng lấy từ bảng (4.3) thí dụ (4.5).

Từ bảng (4.6) có thể kiểm tra độ chính xác các phép tính bằng cách xem xét các điều kiện sau đây:

$$\Sigma M_{xi}^B = M_x^B \eta_x^{dh}; \qquad \Sigma M_{yi}^B = M_y^B \eta_y^{dh}; \qquad \Sigma Q_{yi}^B = Q_{xi}^B = 0.$$

Thí dụ 4.8

Xác định toạ độ tâm uốn của ngôi nhà có hai hệ tường cứng có tiết diện chữ L, hình (4.12).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Mômen quán tính của chúng bằng nhau: $J_x = J_y = 10,5m^4$. Mômen quán tính ly tâm của tường cứng trái: $J_{xy} = -4,9m^4$. Của tường cứng phải $J_{xy} = 4,9m^4$.

Do tính chất đối xứng nên tâm uốn nằm trên trục Y tọa độ b_0 theo công thức (4.64) bằng:

$$b_o = \frac{-4,9.1,5.2}{1(10,5.2)} = -7m$$

4.5. TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG HỆ CHỊU LỰC THEO PHƯƠNG PHÁP THỰC HÀNH

Trong các tiêu chuẩn và quy phạm xây dựng hiện hành chưa có những nguyên tắc đánh giá thống nhất về trạng thái giới hạn thứ hai của ngôi nhà: đó là các giá trị biến dạng, độ võng đỉnh nhà. Ngoài yếu tố biến dạng còn xét tới độ nghiêng của các kết cấu chịu lực. Thực tế xây dựng nhà cao tầng cho thấy, đối với các cấu kiện không chịu lực như vách ngăn, tường bao che dùng vật liệu truyền thống như gạch, thạch cao, blốc xỉ, v.v... nếu cho phép xuất hiện vết nứt trong quá trình sử dụng thì góc nghiêng giới hạn phải nhỏ hơn 1/500. Với các vật liệu giòn và cứng như đá thiên nhiên dùng để ốp tường độ nghiêng giới hạn phải thấp hơn nữa, thậm chí tới 1/1500 khi không cho phép xuất hiện vết nứt

Các giá trị chuyển vị ngang đỉnh kết cấu (độ võng đỉnh nhà) cần được hạn chế bởi tỷ lệ giữa chuyển vị và chiều cao nhà theo các tiêu chuẩn hiện hành hoặc theo các giá trị sau đây:

Khung vách: $f/H \le 1/800$.

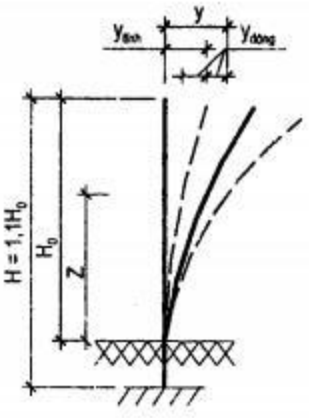
Khung vách lõi: $f/H \le 1/1000$.

Ở đây f và H là chuyển vị ngang đỉnh kết cấu và chiều cao tính toán ngôi nhà.

Các đặc trưng động cũng được giới hạn nhằm bảo đảm sinh hoạt bình thường của con người trong ngôi nhà như:

Chu kỳ dao động: $T \le 0,25$ s

Gia tốc: $a \le 150$ mm/s^2



Hình 4.13

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

4.5.1. Chuyển vị ngang của hệ chịu lực theo tải trọng gió

Dưới tác động của tải trọng gió chuyển vị ngang của kết cấu gồm hai thành phần: thành phần thứ nhất $y_{tĩnh}$ do gió tĩnh (hình 4.14); thành phần thứ hai hay là biên độ dao động của kết cấu do tác động của gió động gây ra $y_{động}$, bởi vậy chuyển vị lớn nhất tại tiết diện bất kỳ sẽ là:

$$y = y_{tĩnh} + y_{động}. \tag{4.94}$$

Nếu ký hiệu các chuyển vị tĩnh và động của độ võng $f_{tĩnh}$,$f_{động}$.f thì:

$$f = f_{tĩnh} + f_{động}. \tag{4.95}$$

Tương tự như trên ta có góc nghiêng của kết cấu chịu lực:

$$\varphi = \varphi_{tĩnh} + \varphi_{động} \tag{4.96}$$

Với mô hình thanh công xon tính toán cho ngôi nhà ta có thể đưa ra những công thức tính độ võng, góc nghiêng cho tiết diện bất kỳ cách mặt đất một đoạn z sau đây:

$$y_{tĩnh} = \frac{H_o^4 \eta_j}{B_j}(q_1 k_5 + q_2 k_6) \tag{4.97}$$

$$y_{động} = \frac{H_o^4 \eta_j}{B_j}(q_3 k_6) \tag{4.98}$$

$$\varphi_{tĩnh} = \frac{H_o^3 \eta_j}{B_j}(q_1 k_7 + q_2 k_8) \tag{4.99}$$

$$\varphi_{động} = \frac{H_o^3 \eta_j}{B_j}(q_3\, k_8) \tag{4.100}$$

Trong đó:

B_j - độ cứng ngôi nhà (B_x và B_y) tính theo các trục thẳng góc với các hướng gió;

η_j - các hệ số η_x hoặc η_y xác định theo các công thức (5.52);

k - hàm của toạ độ z, xác định theo các công thức sau hoặc theo bảng (4.7):

$$k_5 = \frac{1}{12}(0{,}012 + 0{,}23u + u^2 - u^3 + 0{,}5u^4 - 0{,}1u^5) \tag{4.101a}$$

$$k_6 = \frac{1}{12}(0{,}022 + 0{,}43u + 2u^2 - u^3 + 0{,}1u^5) \tag{4.101b}$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$k_7 = \frac{1}{12}(0{,}023 + 2u - 3u^2 + 2u^3 - 0{,}5u^4) \quad (4.101c)$$

$$k_8 = \frac{1}{12}(0{,}43 + 4u - 3u^2 + 5u^4) \quad (4.101d)$$

Trong đó: $u = \frac{z}{H_0}$ (4.102)

Bảng 4.7

$u = z / H_o$	k_5	k_6	k_7	k_8
1	0,0535	0,1294	0,0608	0,1608
1,0	0,0535	0,1294	0,0608	0,1608
0,9	0,0474	0,1132	0,0608	0,1607
0,8	0,0413	0,0972	0,0608	0,1597
0,7	0,0353	0,0814	0,0605	0,1567
0,6	0,0292	0,0660	0,0598	0,1512
0,5	0,0233	0,0519	0,0584	0,1426
0,4	0,0176	0,0376	0,0554	0,1302
0,3	0,0123	0,0254	0,0508	0,1137
0,2	0,0076	0,0150	0,0438	0,0926
0,1	0,0037	0,0070	0,0335	0,0667
0	0,0011	0,0018	0,0192	0,0358

Các giá trị tải trọng q_1, q_2, q_3 xác định theo các công thức (3.17, 3.19a,b) chương 3 hay các công thức và bảng tính sẵn cho các độ cao và vùng áp lực gió A và B sau đây:

$$q_1 = W_o C n \alpha_1 \quad (4.103a)$$

$$q_2 = W_o C n \alpha_2 \quad (4.103b)$$

$$q_3 = W_o C n \alpha_3 \quad (4.103c)$$

Ở đây:

W_o - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn;

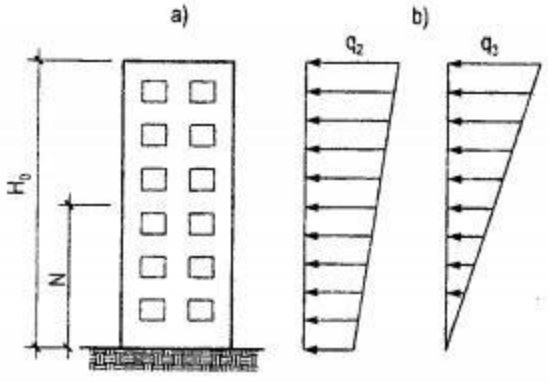
C - hệ số khí động lấy bằng 1,4 (kể cả áp lực đẩy và hút nếu nhà có mặt bằng chữ nhật);

n - hệ số độ tin cậy lấy bằng 1,2;

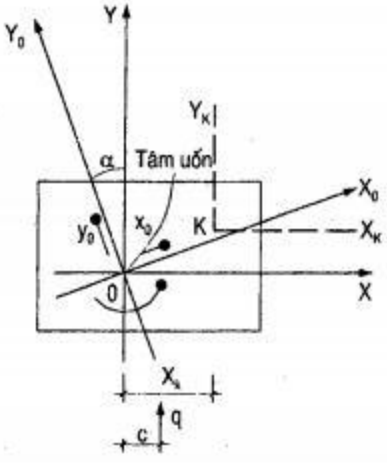
α_1, α_2,α_3 lấy theo bảng (4.8).

Bảng 4.8

Chiều cao, H_o (m)	10	20	40	60	80	100	200	350
Vùng A								
k	1	1,25	1,55	1,75	-	2,1	2,6	3,1
α_1	1	0,94	0,91	0,94	0,98	1,01	1,19	1,12
α_2	1	1,19	1,55	1,81	2,00	2,18	2,74	3,44
Vùng B								
k	0,65	0,90	1,20	1,45	-	1,50	2,45	3,
α_1	0,65	0,59	0,56	0,58	0,61	0,67	0,82	1,02
α_2	0,65	0,84	1,20	1,48	1,70	1,87	2,57	3,30
α_3	1,11	1,24	1,11	1,29	1,32	1,39	1,61	1,77



Hình 4.14



Hình 4.15

Trong bảng (4.8): k - là hệ số chiều cao, vùng A, B lấy theo tiêu chuẩn tải trọng gió. Các giá trị tải trọng gió tĩnh q_1, q_2 xác định theo công thức (4.103) phù hợp với biểu đồ gió dạng hình thang quy đổi và q_3 tương ứng với biểu đồ gió động hình tam giác (hình 4.15). Các công thức (4.98) - (4.101) cho ta chuyển vị của trục thẳng đứng đi qua các tâm uốn của tiết diện ngang và theo phương tác động của tải trọng ngang. Với tính toán trên đây ta có thể đánh giá được các dạng uốn của kết cấu hay là độ cứng của ngôi nhà dưới tác động của tải trọng gió. Khi cần thiết, ta có thể xác định thêm chuyển vị tại các điểm ngoài tâm uốn trên mặt bằng có xét tới uốn xiên và xoắn bằng các bước tính toán sau đây:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trước hết xác định chuyển vị tại tâm uốn và góc xoay quanh các trục chính X_o, Y_o theo các công thức sau đây:

$$X_o = \frac{H_o^4 \eta_{yo}}{B_{yo}} (q_1K_5 + q_2K_6 + q_3K_6) \sin\alpha \quad (4.104)$$

$$Y_o = \frac{H_o^4 \eta_{xo}}{B_{yo}} (q_1K_5 + q_2K_6 + q_3K_6) \cos\alpha \quad (4.105)$$

$$\theta = \frac{H_o^4 c_o}{B_{co}} (q_1K_5 + q_2K_6 + q_3K_6)C \quad (4.106)$$

Hình chiếu các chuyển vị tại điểm K trên mặt bằng tầng bất kỳ lên trục X,Y được xác định như sau:

$$X_k = X_o \cos\alpha - Y_o \sin\alpha - \theta Y_x \quad (4.107)$$

$$Y_k = X_o \sin\alpha - Y_o \cos\alpha + \theta X_k \quad (4.108)$$

Véc tơ chuyển vị toàn phần tại điểm K xác định bằng véc tơ tổng các chuyển vị hình chiếu theo công thức:

$$Y(k) = \sqrt{X_k^2 + Y_k^2} \quad (4.109)$$

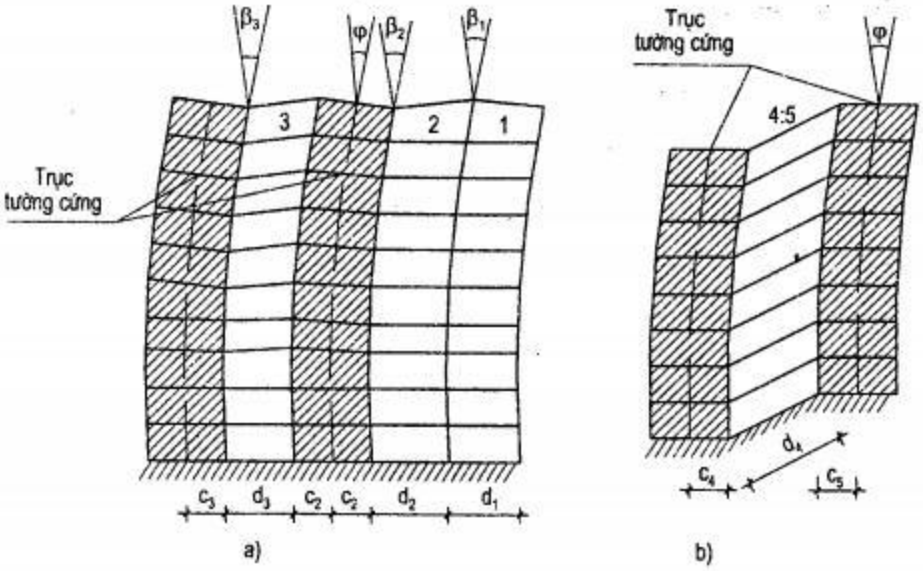
4.5.2. Độ nghiêng của hệ chịu lực

Dưới tác động của tải trọng ngang, độ nghiêng của từng bộ phận kết cấu phụ thuộc vào góc nghiêng của hệ kết cấu chịu lực, vào kích thước và vị trí các bộ phận đó.

Trên hình (4.16) trình bày sơ đồ một hệ thống khung ngang của ngôi nhà bị uốn trong và ngoài mặt phẳng tác động của gió, ngoài hai hệ tường cứng theo mặt cắt ngang có ba nhịp - khung có hoặc không có tường nhồi.

Nhịp thứ nhất nằm giữa hai cột tự do, cột khung không nằm trong hệ tường cứng. Do vậy độ xiên của của nhịp thứ nhất phải bằng độ xiên của kết cấu chịu lực nghĩa là $\beta_1 = \varphi$ (hình 4.16a). Còn đối với những tường cứng thẳng góc với phương tác động của gió (hình 4.16b) thì chỉ có nhịp nằm giữa hai tường cứng hoặc kề bên một tường thì mới có độ xiên, trường hợp này ngôi nhà không bị uốn xiên.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 4.16

Các kết cấu bị nghiêng không chỉ do tác động của tải trọng gió mà còn do các nguyên nhân khác như do các kết cấu chịu lực của ngôi nhà chịu nén không đều, do nền bị lún không đều. Nhưng những độ xiên này thường xảy ra ngay vào thời kỳ đầu sử dụng ngôi nhà và có thể phát hiện và tiến hành sửa chữa ngay được. Duy chỉ có độ nghiêng do tác động của gió sẽ xuất hiện trong suốt quá trình sử dụng nên có ảnh hưởng đáng kể đối với các bộ phận ngôi nhà.

Tuỳ thuộc vào góc nghiêng của hệ tường cứng chịu lực, vào kích thước và vị trí của các nhịp khung như trên hình (4.17) ta có thể xác định được các góc nghiêng của từng bộ phận ngôi nhà theo các công thức cho trong bảng 4.9.

Bảng 4.9

Mặt cắt	Vị trí nhịp khung	Góc nghiêng của kết cấu
Trong mặt phẳng tác động của tải trọng gió	Nhịp nằm giữa những cột " tự do"	$\beta_1 = \varphi$
	Nhịp kế với một của tường cứng	$\beta_2 = \varphi \times (1 + C_2/d_2)$
	Nhịp nằm giữa hai cột tường cứng	$\beta_3 = \varphi \times [1+(C_2+C3)/d_3]$
Trong mặt phẳng thẳng góc với hướng tải trọng gió	Nhịp kế với hai cột của hai tường cứng nằm cách nhau một bước cột (khẩu độ)	$\beta_4 = \varphi \times [(C_4 + C_5)/d_4]$
	Nhịp có một bên kế với tường cứng	$\beta_5 = C_5/d_4$

Ghi chú: Trong bảng (4.9), các ký hiệu theo hình (4.16).

Khi ngôi nhà có các khối cao, thấp chênh nhau nhiều thường gây ra lún không đều với các trị số vượt quá quy định cho phép, nhất là phần móng lại đặt trên nền thiên nhiên, khi xác định độ nghiêng của kết cấu cần xét tới ảnh hưởng lún không đều của nền móng.

4.5.3. Xác định các đặc trưng động của ngôi nhà

Với mô hình tính toán là một thanh công xon một đầu ngàm vào móng và với giả thiết trọng khối phân bố đều theo chiều cao ngôi nhà, ta có thể xác định được chu kỳ dao động bản thân dạng thứ nhất theo công thức sau:

$$T_j = \left(\frac{2\pi H^2}{1,875^2}\right)\sqrt{\frac{m}{B_j}} \qquad (4.110)$$

Trong đó:

m - trọng khối tính theo đơn vị chiều cao có thể lấy trong khoảng 3 đến 5 kN/m^3.

B_j - độ cứng của nhà Bx, By khi uốn theo trục X và Y;

H - chiều cao tính toán.

Thay chiều cao tính toán $H = 1,1H_o$ ta được:

$$T_j = 2,17\, H_o^2 \sqrt{\frac{m}{B_j}} \qquad (4.111)$$

Tần số dao động dạng thứ nhất:

$$\lambda_j = \frac{1}{T_j} \qquad (4.112)$$

Tần số dao động vòng:

$$\omega_j = \frac{2\pi}{T_j} \qquad (4.113)$$

Tương tự như công thức (4.111) có thể xác định chu kỳ dao động xoắn:

$$T_{xoắn} = 2,17\, H_o^2\ 2,17H_o^2 \sqrt{\frac{\lambda.m}{B_\omega}} \qquad (4.114)$$

Trong đó: γ - xác định theo công thức (5.134);

m - trọng khối tính trên đơn vị chiều cao kN/m.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Công thức (4.114) cho kết quả chính xác khi trọng khối ngôi nhà phân bố đều theo thể tích.

Độ võng do phần gió động $y_{động}$ chính là biên độ dao động bản thân của ngôi nhà và được thể hiện trong phương trình của các dao động điều hoà:

$$y_{(t)} = y_d \sin\omega t \tag{4.115}$$

Vận tốc: $$y'_{\omega} = \omega . y_d \cos\omega t \tag{4.116}$$

Gia tốc: $$y''_{(t)} = -\omega^2 y \sin\omega t \tag{4.117}$$

Gia tốc lớn nhất tại đỉnh nhà với $z = H_o$:

$y = f_{động}$ và $\sin\omega t = -1$ sẽ là:

$$Y''_{max} = \omega^2 f_{động} \tag{4.118}$$

Trong (4.118) thay $f_{động}$ bằng độ võng tính theo (4.99) và tần số dao động vòng theo (4.101), đồng thời có xét tới (4.118) ta được:

$$Y''_{max} = 1{,}085 \frac{q_3}{m} \eta_j \tag{4.119}$$

Trong đó:

q_3- thành phần động của tải trọng tiêu chuẩn gió tại đỉnh nhà đã được nhân với chiều rộng mặt nhà, kN/m.

H_o - chiều cao nhà kể từ mặt đất, m;

G^{tich} - trọng lượng tiêu chuẩn phần trên mặt đất của ngôi nhà, kN;

η_j - hệ số xét tới chuyển vị tính theo công thức (5.51).

y''_{max}- gia tốc lớn nhất đỉnh nhà, m/s^2.

Theo công thức (4.119) ta thấy độ cứng kết cấu không ảnh hưởng trực tiếp đến gia tốc lớn nhất. Độ cứng kết cấu chỉ ảnh hưởng gián tiếp tới gia tốc qua hệ số η_j và thành phần gió động q_3. Như vậy ngoài yếu tố về tải trọng gió, tỷ số giữa trọng lượng và diện tích mặt đứng ngôi nhà cũng có ảnh hưởng đến gia tốc.

4.5.4. Thí dụ tính toán

Thí dụ 4.9

Xác định độ võng và góc nghiêng của hệ kết cấu chịu lực tại đỉnh nhà và tính các đặc trưng dao động của ngôi nhà có mặt bằng cho trên hình

(4.17). Biết $B_x = 966.10^6 kNm^2$; $B_y = 688.10^6 kN.m^2$; $B_{xo} = 1135.10^6 kN.m^2$; $B_{yo} = 519.10^6 kN.m^2$; $B_\omega = 582.10^9 kN.m^4$;

Các hệ số uốn dọc theo các phương trong sơ đồ biến dạng đã được xác định như sau: $\eta_x = 1,14$; $\eta_y = 1,21$; $\eta_{xo} = 1,12$; $\eta_{yo} = 1,3$; $\eta_\omega = 1,12$.

Góc lệch của các trục chính đối với hệ trục lưới cột X: $\alpha = 21^o39'$; $\sin\alpha = 0,369$; $\cos\alpha = 0,929$.

Chiều cao thân nhà, phần trên mặt đất $H_u = 45$ m. Trọng lượng tiêu chuẩn phần thân nhà trên mặt đất $G_{tch} = 200MN$. Giả thiết nhà nằm trong vùng gió B với áp lực gió tiêu chuẩn tại cao độ 10m kể từ mặt đất: $q_0 = 0,27kN/m^2$ và hệ số khí động $c = 0,8 + 0,6 = 1,4$; $q_0.c = 0,378kN.m^2$; với chiều cao nhà 50m, theo bảng (4.8) tìm được: $\alpha_1 = 0,57$; $\alpha_2 = 1,34$; $\alpha_3 = 1,175$.

Với chiều rộng mặt nhà bằng 64,8m và n = 1 tải trọng gió tính theo các công thức (4.103) ta được:

$$q_1^{tch} = 0,378.64,8.0,57 = 14kN/m$$

$$q_2^{tch} = 0,378.64,8.1,34 = 32,8kN/m$$

$$q_3^{tch} = 0,378.64,8.1,175 = 28,8kN/m.$$

Theo các công thức (4.98) - (4.101) với các hệ số k tương ứng trong bảng (9-8) và với u = 1, ta xác định được độ võng tại đỉnh nhà:

$$f_{tĩnh} = \left(\frac{45^2.1,14}{966.10^6}\right)(14.0,0535 + 32,8.0,1294) = 0,0224m$$

$$f_{động} = \left(\frac{45^4.1,14}{966.10^6}\right)(28,8.0,1294) = 0,018m$$

và góc nghiêng:

$$\varphi_{tĩnh} = \left(\frac{45^3.1,14}{966.10^6}\right)(14.0,0608 + 32,8.0,1608) = 0,00066m$$

$$\varphi_{động} = \left(\frac{45^3.1,14}{966.10^6}\right)(28,8.0,1608) = 0,00050m$$

Tổng độ võng và góc nghiêng tại tâm uốn của ngôi nhà:

$$f = 0,024 + 0,018 = 0,042m$$

$$\varphi = 0,00066 + 0,00050 = 0,00116$$

Độ võng tương đối tại tâm uốn:

$$\frac{f}{H_o} = \frac{0,042}{45} = \frac{1}{1070} < \frac{1}{1000}$$

Trên đây ta chưa xét tới ảnh hưởng của uốn xiên và xoắn. Ta sẽ xét như sau:

Theo các công thức (4.104) - (4.106) xác định chuyển vị của tâm uốn đối với các trục chính X_o và Y_o:

$$X_o = \left(\frac{45^4.1,3}{519.10^6}\right)(14.0,535 + 32,8.0,1294 + 28,80.0,1294)(-0,369)$$

$$= -\left(\frac{45^4.1,3}{519.10^6}\right)(872.0,369) = -0,331m$$

$$Y_o = \left(\frac{45^4.1,12}{1135.10^6}\right)(8,720.0,929) = 0,0328$$

$$\theta = \left(\frac{45^4.1,12}{582.10^9}\right)(8,72.12,4) = 0,000853$$

Chuyển vị ngang tổng cộng tại tâm uốn ngôi nhà:

$$f = \sqrt{0,03312^2 + 0,03282^2} = 0,047m$$

Như vậy tổng chuyển vị ngang của tâm uốn tăng lên 12% so với giá trị chuyển vị ngang khi chưa xét tới uốn xiên (xoắn).

Sở dĩ có sự khác biệt vì trong trường hợp này mômen quán tính đối với trục chính khác nhiều mômen quán tính đối với các trục ngôi nhà.

Để xét tới ảnh hưởng của xoắn, ta xác định chuyển vị tại điểm k (xem hình 4.17) là điểm xa tâm uốn hơn cả:

Ta có toạ độ của điểm K: $X_k = 44,2m$; $Y_k = 12,3m$

Theo các công thức (4.107) và (4.108) ta có:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

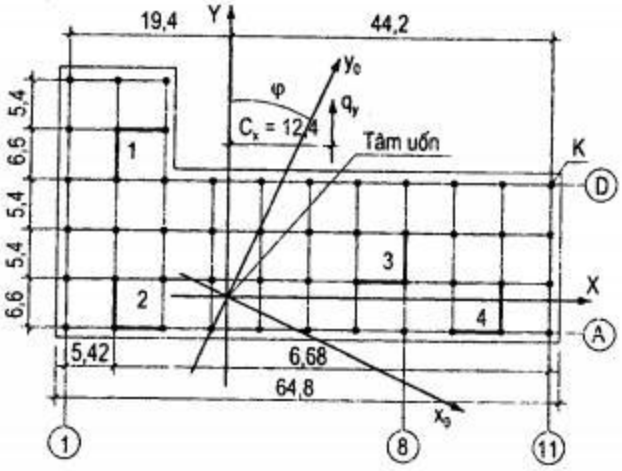
$$X_k = -0,0331.0,929 + 0,0328.0,929 - 0,000853.12,3 = 0,0306m.$$

$$Y_k = 0,0331.0,869 + 0,0328.0,929 + 0,000853.44,2 = 0,0804m.$$

Tổng chuyển vị ngang tại điểm K :

$$f_k = \sqrt{0,0306^2 + 0,0804^2} = 0,086m$$

$$\frac{f_k}{40} = \frac{0,086}{40} = \frac{1}{215}$$



Hình 4.17

Phân tích các kết quả tính độ uốn trên đây ta thấy ảnh hưởng của xoắn ngôi nhà tới chuyển vị của ngôi nhà rất đáng kể. Độ uốn của điểm K so với độ uốn của tâm uốn tăng 83%. Sở dĩ như vậy vì khoảng cách từ điểm đặt hợp lực gió tới tâm uốn khá lớn do sự bố trí tập trung nhiều tường cứng sang phía trái mặt bằng.

Xác định góc nghiêng có kể tới uốn xiên và xoắn ngôi nhà. Vì góc nghiêng tỷ lệ thuận với chuyển vị ngang nên:

$$\varphi_{x0} = 0,00116\frac{-0,0331}{0,042} = -0,000914$$

$$\varphi_{y0} = 0,00116\ \frac{0,0328}{0,042} = 0,000906$$

$$\varphi_x = -0,000914.0,929 + 0,000906 + 0,369 = -0,00052$$

$$\varphi_y = 0,000914.0,369 + 0,000906.0,926 = 0,00118$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Theo các góc nghiêng của tâm uốn và góc xoay θ = 0,000853 ta xác định độ nghiêng của các kết cấu tại bất kỳ điểm nào trên mặt bằng:

$$\varphi_{xn} = \varphi_x \left(1 - \theta \frac{Y_n}{f_x}\right);$$

$$\varphi_{yn} = \varphi_y \left(1 - \theta \frac{X_n}{f_y}\right).$$

Ở đây:

φ_{xn} và φ_{yn} - các góc nghiêng của kết cấu khi uốn ngôi nhà dọc trục X và Y tại các điểm có toạ độ tại tâm uốn;

φ_x và φ_y - các góc nghiêng của kết cấu tại tâm uốn;

f_x, f_y - chuyển vị của tâm uốn theo phương X và Y.

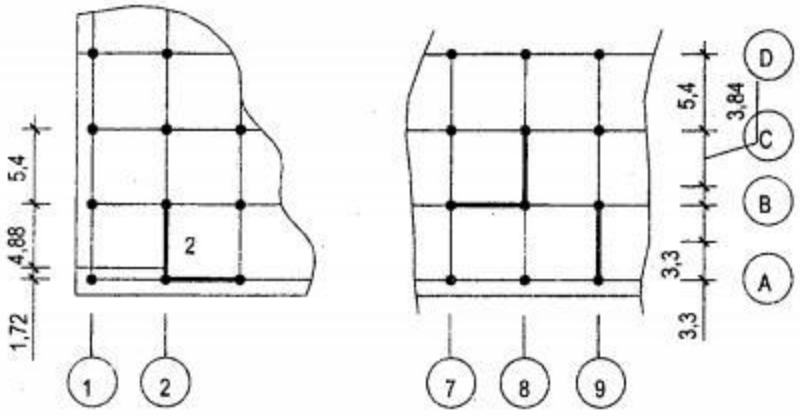
và được xác định như sau:

$$f_x = -0,0331.0,929 + 0,0328.0,369 = -0,0286\text{m}.$$

$$f_y = 0,0331.0,369 + 0,0328.0,929 = 0,0427\text{m}.$$

$$\varphi_{xn} = 0,0052 \cdot \frac{1 + 0,000853 y_n}{0,0286}$$

$$\varphi_{yn} = 0,00118 \cdot \frac{1 + 0,000853 x_n}{0,0427}$$



Hình 4.18

Kết quả tính theo các công thức trên được đưa vào bảng (4.10).

Bảng 4.10

Trục ngang nhà	x_n	y_n	Trục dọc nhà	y_n	φ_{xn}
1	-19,4	0,00072	A	-5,10	- 0,00044
2	-14,0	0,00085	B	1,50	-0,00054
3	-8,60	0,00098	C	6,90	-0,00063
4	-2,00	0,00113	D	12,30	-0,00071
5	4,60	0,00129	E	18,90	-0,00081
6	11,20	0,00144	G	24,30	-0,00090
7	17,80	0,00160			
8	24,40	0,00176			
9	31,00	0,00191			
10	37,60	0,00207			
11	44,20	0,00222			

Góc nghiêng β của các ô lưới khung không trực tiếp với các tường cứng bằng góc nghiêng φ. Các góc nghiêng phía bên phải rõ ràng lớn hơn phía trái. Góc nghiêng các khung theo trục 10 và 11 bằng 1/480 và 1/450, như vậy hơi lớn hơn độ xiên giới hạn 1/500, tuy vậy vẫn có thể chấp nhận được.

Xác định các góc nghiêng của các kết cấu trong các ô lưới cột kề sát với các tường của ô số 2 và 3. Sử dụng các công thức trong bảng (4.8) và các góc nghiêng của các kết cấu theo bảng (4.10) và hình (4.18). Ở đây cần xét tới tác động của gió theo phương ngang ngôi nhà và đồng thời gây ra các biến dạng ngang và dọc ngôi nhà.

Đối với ô lưới theo trục 2 và B - C: $\varphi_{y2} = 0,00085$; $\varphi_{xn} = -0,00044$.

$$c = 0,00055\ \frac{1+4,88}{5,4} + \frac{0,00044.1,46}{5,4} = 0,00174$$

Ô lưới B/1 - 2: $\beta = \frac{0,00085.4,88}{5,4} + \frac{0,00044.1,46}{5,4} + 0,00054 = 0,00133.$

Ô lưới 8/A - B; $\beta = 0,00176\ \frac{1+446}{6,6} + \frac{0,00054.1,72}{6,6} = 0,00229.$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ô lưới B/8 – 9:

$$\beta = 0{,}00054\ \frac{1+1{,}72}{6{,}6} + \frac{0{,}00176.1{,}46}{6{,}6} + \frac{0{,}000191.3{,}3}{6{,}6} = 0{,}00194.$$

Ô lưới 8/A - B có góc nghiêng vượt quá giới hạn vì:

$$\beta = 0{,}00229 = \frac{1}{440} > \frac{1}{500}$$

Đây cũng là do độ cứng các tường cứng phía bên phải ngôi nhà không đủ. Trên đây tính cho trường hợp chịu gió ngang. Đối với gió thổi dọc nhà tính toán cũng tương tự như trên.

Xác định các đặc trưng động của ngôi nhà

Trọng lượng phần trên mặt đất 200MN và chiều cao 45m trọng khối trên một mét chiều cao: $m = \frac{200.000}{9{,}8.45} = 454 kN/m$

Chu kỳ dao động bản thân theo dạng thứ nhất theo các công thức (4.111) và (4.114):

$$T_x = 2{,}17.45^2 \sqrt{\frac{454}{996.10^6}} = 3s$$

$$T_y = 2{,}17.45^2 \sqrt{\frac{454}{688.10^6}} = 3{,}6s$$

$$T_\omega = 2{,}17.45^2 \sqrt{\frac{542.354}{582.109}} = 2{,}9s$$

Theo các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, các chu kỳ dao động trên đây đều tương ứng với hệ số động $\xi = 1{,}8$ nhỏ hơn giá trị ban đầu dùng để xác định thành phần động của tải trọng gió theo công thức (4.103) lấy $\xi = 2{,}1$. Từ đó ta có thể thấy, nếu lấy hệ số động ξ lớn thì nội lực trong các tường cứng sẽ tăng lên 5-6%. Tuy nhiên trong thiết kế ta có thể chấp nhận sự sai lệch trên đây khi thiên về an toàn.

Gia tốc lớn nhất tại đỉnh nhà khi dao động theo trục X xác định theo công thức (4.119) bằng:

$$\ddot{y}_{max} = 1{,}085.28{,}8.\ \frac{1{,}14}{454} = 0{,}080\ m/s^2$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Giá trị này thoả mãn điều kiện không được vượt quá giới hạn cho phép là 150 mm/s^2. Gia tốc xác định trên đây là cho tâm uốn ngôi nhà. Ta có thể xác định gia tốc của các điểm khác trên mặt bằng ngoài tâm uốn bằng cách tính theo tỷ lệ với các chuyển vị của những điểm đó.

Như trên đã xác định được chuyển vị lớn nhất do gió tại điểm K trên mặt bằng đỉnh nhà, vậy gia tốc của điểm này bằng:

$$Y_k'' = 0,08 \frac{0,086}{0,042} = 0,164 m/s^2$$

Ta thấy gia tốc tại điểm K lớn hơn gia tốc cho phép, điều này chứng tỏ các hệ cứng phía bên phải mặt bằng ngôi nhà không đủ độ cứng cần thiết.

Từ những kết quả tính toán trên đây, trong nhà khung - vách, độ cứng phụ thuộc nhiều vào cách bố trí mặt bằng và lưới cột và vào độ cứng của sàn. Bởi vậy để mọi điểm trên cùng một cao độ sàn có cùng một chuyển vị ta phải tuân thủ giả thiết về độ cứng sàn lớn vô cùng bằng các biện pháp cấu tạo tương ứng

Chương 5

KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ NGÔI NHÀ

5.1. GIẢ THIẾT VÀ CÁC CÔNG THỨC CƠ BẢN

Khi ngôi nhà đã bị uốn, dưới tác động của tải trọng thẳng đứng, nội lực và biến dạng của ngôi nhà sẽ tăng lên. Nếu trọng lượng của ngôi nhà lớn và độ cứng của ngôi nhà không đủ thì biến dạng sẽ tăng nhanh và dẫn tới mất ổn định tổng thể ngôi nhà. Trọng lượng có thể gây ra mất ổn định tổng thể ngôi nhà gọi là trọng lượng cực hạn (G_{kp}).

Để có thể xác định một cách gần đúng trọng lượng cực hạn của ngôi nhà ta đưa vào các giả thiết sau:

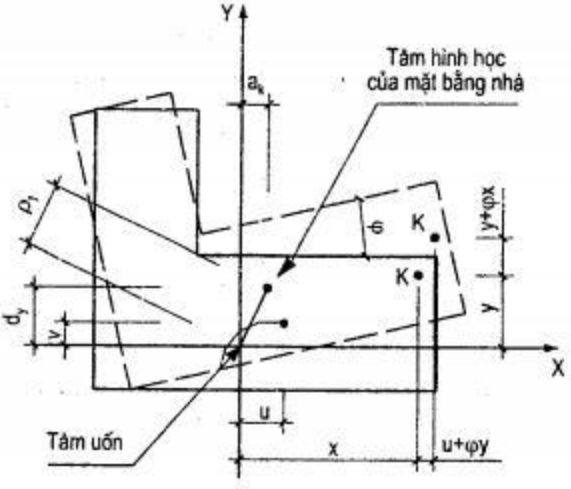
- Mô hình tính toán ngôi nhà là một hệ kết cấu các công xon, các tường cứng với một đầu ngàm vào móng.

- Độ cứng của các hệ cứng không thay đổi theo chiều cao (với các tường cứng có tiết diện thay đổi thì dùng độ cứng tương đương).

- Trọng khối nhà phân bố đều theo thể tích ngôi nhà.

- Biến dạng của các sàn trong mặt phẳng nằm ngang không đáng kể và có thể bỏ qua.

- Để giải bài toán ổn định ta giả thiết ngôi nhà bị nghiêng so với trục thẳng đứng ban đầu. Ta ký hiệu các chuyển vị tại tâm uốn của một tiết diện ngang bất kỳ cách đế nhà một khoảng là "u" và "v" còn góc xoay là "φ" (hình 5.1).



Hình 5.1

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Ta tìm các chuyển vị trên đây từ một hệ phương trình vi phân cho uốn và xoắn của ngôi nhà sau đây:

$$B_y u^{IV} - q_x = 0 \quad (5.1)$$

$$B_x v^{IV} - q_y = 0 \quad (5.2)$$

$$B_\omega \varphi^{IV} - B_{xoắn}\varphi'' - m = 0 \quad (5.3)$$

Trong đó:

m - mômen xoắn;

B_x, B_y - độ cứng chống uốn của ngôi nhà đối với các trục X và Y (chính là độ cứng của các hệ cứng) ;

B_ω . độ cứng chống xoắn uốn đồng thời của ngôi nhà;

$B_{xoắn}$ - tổng độ cứng của các hệ cứng khi xoắn tự do.

Phương trình (5.3) biểu thị đường xoắn của ngôi nhà với hệ các tường cứng trong đó có các lõi cứng. Nếu trong nhà không có những tường cứng có độ cứng chống xoắn lớn (không có những lõi cứng) thì thành phần thứ hai trong (5.3) bằng không, nếu trong nhà chỉ có một lõi cứng thì thành phần thứ nhất không có. Quy ước về dấu trong công thức (5.1) - (5.3) như sau:

Chiều chuyển vị thẳng u, v và tải trọng q_x và q_y cùng chiều với trục X và Y sẽ mang dấu dương. Chiều dương của góc xoay và mômen xoắn theo ngược chiều kim đồng hồ.

Trước hết giải bài toán với giả thiết ngôi nhà là một thanh công xon bị nén dọc, mà lực nén dọc bằng tổng áp lực phân bố đều trên tiết diện ngang bất kỳ và không đổi, theo chiều dài thanh (chiều cao nhà).

Mômen uốn đối với trục X và Y do tải trọng đứng gây ra trong trạng thái nhà đã bị uốn, tại thiết diện bất kỳ xác định theo công thức:

$$M_x = \int_F p(y + v + \varphi_x)dF \quad (5.4)$$

$$M_y = \int_F p(x + v - \varphi_y)dF \quad (5.5)$$

Từ đó suy ra:

$$q_x = \frac{d^2M_y}{dz^2} = -\int_F p(u'' - \varphi'' y)dF \quad (5.6)$$

$$q_y = \frac{d^2M_x}{dz^2} = -\int_F p(v'' - \varphi'' x)dF \quad (5.7)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

nhưng: $\int_F dF = F; \quad \int_F xdF = Fa_x; \quad \int_F ydF = Fa_y$ (5.8)

Trong đó a_x và a_y toạ độ tâm hình học mặt bằng nhà (trọng tâm của hình giới hạn bởi chu vi mặt bằng nhà) theo toạ độ X, Y.

Xét tới (5.8) ta có:

$$q_x = -p\,F\,(u'' - \varphi'' a_y) \tag{5.9}$$

$$q_y = -p\,F\,(v'' - \varphi'' a_x) \tag{5.10}$$

Khi nhà đã bị uốn, những thành phần tải trọng mới xuất hiện là q_x và q_y sẽ gây ra xoắn ngôi nhà quanh trục thẳng đứng. Mômen xoắn của một phân tố tiết diện do tải trọng tác động tính theo:

$$dm = xdq_y - ydq_x \tag{5.11}$$

Từ (5.6) và (5.7) có:

$$dq_x = -p(u'' - \varphi'' y)dF \tag{5.12}$$

$$dq_y = -p(v'' - \varphi'' x)dF \tag{5.13}$$

Vậy: $$dm = -p\,[x(v'' + \varphi'' x) - y(u'' - \varphi'' y)]dF \tag{5.14}$$

Lấy tích phân theo diện tích mặt bằng ta được:

$$m = Pu''\,[\int_F ydF - v''\int_F xdF - \varphi''\int_F (x^2 + y^2)dF] \tag{5.15}$$

Nếu đặt :

$$\gamma = \frac{\int_F \left(x^2 + y^2\right)dF}{F} = \frac{\int_F P^2 dF}{F} \tag{5.16}$$

Và theo (5.6) ta được:

$$m = PF(u''a_y - v''a_x - \varphi''\gamma'') \tag{5.17}$$

Thông số γ phụ thuộc vào vị trí tâm uốn và các yếu tố mặt bằng nên gọi là đặc trưng mặt bằng ngôi nhà.

Đưa các giá trị của q_x,q_y, m vừa tìm được vào (5-1)- (5.3) ta được hệ phương trình vi phân mới:

$$\begin{cases} B_y U^{IV} + pFu'' - pF\varphi'' a_y = 0 & (5.18) \\ B_x V^{IV} + pFv'' - pF\varphi'' a_x = 0 & (5.19) \\ -pFu''a_y + pFv''a_x + P_\omega \varphi^{IV} - (B_{xoắn} - pF\gamma)\varphi'' = 0 & (5.20) \end{cases}$$

Ta chọn hàm chuyển vị dưới dạng các hàm lượng giác:

$$U = C_1 f(Z); \quad v = C_2 f(Z); \quad \varphi = C_3 f(Z) \tag{5.21}$$

Trong đó:

$$f(Z) = 1 - \cos\lambda Z \tag{5.22}$$

Và:

$$\lambda = \frac{n\pi}{2H} \tag{5.23}$$

H - chiều cao mô hình tính toán ngôi nhà. Các hàm trên đều thoả mãn các điều kiện trên của mô hình tính toán:

$$f'(Z) = \lambda^2 \cos\lambda Z;$$

$$f^{v}(Z) = -\lambda^4 \cos\lambda Z \tag{5.24}$$

Dựa vào (5.18) - (5.22) các giá trị (5.23) rồi giản ước cho - $\lambda^2 \cos\lambda Z$ ta được:

$$\begin{cases} (B_y\lambda^2 - pF)\, C_1 - pFa_y C_3 = 0 \\ (B_x\lambda^2 - pF)\, C_2 - pFa_x C_3 = 0 \\ pFa_y C_1 - pFa_x C_2 + (B_\omega \lambda^2 + B_{xoắn} - pF\gamma) C_3 = 0 \end{cases} \tag{5.25}$$

Ký hiệu nội lực uốn cực hạn:

$$G_x = B_x\lambda^2 \text{ và } G_y = B_y\lambda^2 \tag{5.26}$$

Nội lực xoắn cực hạn:

$$G_\omega = \frac{B_\omega\lambda^2 + B_{xoắn}}{\gamma} \tag{5.27}$$

Lực nén trong mô hình tính toán:

$$G = pF \tag{5.28}$$

Ta được:

$$\begin{cases} (G_y - G)C_1 + Ga_y C_3 = 0 \\ (G_x - G)C_2 + Ga_x C_3 = 0 \\ Ga_y C_1 - Ga_x C_2 + (G_\omega - G)\gamma C_3 = 0 \end{cases} \tag{5.29}$$

Trong trạng thái cân bằng giới hạn thì $G = G_{kp}$ và các hệ số C_1, C_2, C_3 sẽ khác không, hệ phương trình (5.29) có nghiệm khác không khi định thức sau đây bằng không.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\begin{vmatrix} (G_y - G_{kp}) & 0 & G_{kp}a_y \\ 0 & (G_x - G_{kp}) & G_{kp}a_x \\ G_{kp}a_y & -G_{kp}a_x & (G_\omega - G_{kp})\gamma \end{vmatrix} = 0 \qquad (5.30)$$

Khai triển định thức (5.30) cho ta phương trình bậc ba để tính trọng lượng cực hạn của ngôi nhà:

$$A_1 G^3_{kp} - A_2 G^2_{kp} + A_3 G_{kp} - A_4 = 0 \qquad (5.31)$$

Trong đó:

$$A_1 = 1 - \frac{a_x^2 + a_y^2}{\gamma} \qquad (5.32)$$

$$A_2 = G_x + G_y + \frac{G_\omega - G_x a_y^2}{\gamma} - \frac{G_y - G_y a_x^2}{\gamma} \qquad (5.33)$$

$$A_3 = G_x G_y + G_x G_\omega + G_y G_\omega \qquad (5.34)$$

$$A_4 = G_x G_y G_\omega \qquad (5.35)$$

Trên đây ta giải bài toán cho một thanh chịu lực nén G không đổi theo chiều cao. Trong mô hình tính toán thực thì tải trọng nén phân bố đều theo chiều cao còn lực dọc thì tăng dần từ trên xuống dưới theo quy luật tuyến tính. Để lời giải bài toán trên phù hợp với mô hình tính toán thật ta có thể tiến hành điều chỉnh bằng cách thay đổi chiều dài tính toán tự do trong công thức (5.24) là 2H bằng chiều dài tự do của một thanh công xon chịu nén theo tải trọng phân bố đều l_0 = 1,12 H. Nếu chỉ xét tới dạng dao động thứ nhất (n = 1), ta sẽ được các thành phần trọng lượng cực hạn của ngôi nhà:

$$G_x = \frac{\pi^2 b_x}{(1,12H)^2} \; ; \; G_y = \frac{\pi^2 b_x}{(1,12H)^2} \; ; \qquad (5.36)$$

$$G_\omega = \left(\frac{\pi^2 B_\omega}{(1,12H)^2} + B_{xoắn} \right) \frac{1}{\gamma} \qquad (5.37)$$

Để tiện việc tính toán ta đưa ra định nghĩa độ cứng xoắn quy ước cho tường cứng khép kín và thay hai thành phần trong (5.37) bằng 1 ta có:

$$\frac{\pi^2 B_{\omega i}}{(1,12H)^2} = \frac{\pi^2 B_\omega}{(1,12H)^2} + B_{ixoắn} \qquad (5.38)$$

Từ độ cứng quy ước khi xoắn ta có:

$$B^{qu}{}_{\omega i} = B_{\omega i} + B_{ixoắn}\left(\frac{1,12H}{\pi}\right)^2 \tag{5.39}$$

hay:

$$EJ^{qu}{}_{\omega i} = EJ_{\omega i} + GJ_{ixoắn}\,GJ_{ixoắn}\left(\frac{1,12H}{\pi}\right)^2 \tag{5.40}$$

Vì đối với tường cứng khép kín, độ cứng chống xoắn cưỡng bức nhỏ so với độ cứng xoắn tự do nên từ (5.40) có thể viết:

$$J^{qu}_{\omega i} = J_{i,xoắn}\left(\frac{1,12H}{\pi}\right)^2 = 0.05\,J_{i,\ xoắn}\,H^2 \tag{5.41}$$

Vậy trọng lượng cực hạn của ngôi nhà tính theo ổn định xoắn sẽ là:

$$G_\omega = \frac{\pi^2 B^{qu}_\omega}{(1,12H)^2} \tag{5.42}$$

Ở đây: $B^{qu}_\omega = 0,85EJ_\omega$ và J_ω theo công thức (4.25).

Nếu ngôi nhà chỉ có một hệ tường cứng là lõi cứng thì trọng lượng cực hạn tính theo ổn định xoắn sẽ là:

$$G_\omega = \frac{B_{xoắn}}{\gamma} \tag{5.43}$$

Biến dạng và ổn định của ngôi nhà phụ thuộc trực tiếp vào độ cứng không chỉ vào phần trên của ngôi nhà mà còn cả phần chôn sâu xuống mặt đất cũng như cả nền móng của công trình cụ thể là nhà chôn sâu vào lòng đất thì càng ổn định và càng giảm biến dạng. Bởi vậy chiều cao tính toán ngôi nhà nếu chỉ tính toán từ móng trở lên cũng chưa đủ. Để xét đến những yếu tố trên bằng phương pháp gần đúng có thể lấy chiều cao tính toán bằng:

$$H = 1,1H_o \tag{5.44}$$

Ở đây H_o - chiều cao phần trên mặt đất.

Không thể sử dụng ngay các công thức (5.36) (5.42) và (5.43) để tính cho các kết cấu BTCT được vì theo thực nghiệm cho thấy đối với kết cấu BTCT tải trọng cực hạn tức thời chỉ xác định chính xác khi trong các công thức trên phải thay π^2 bằng 0,8 rad^2 .

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Thiên về an toàn còn cho phép thay π^2 bằng $0,64rad^2$. Ngoài ra còn xét đến ảnh hưởng của tác động dài hạn của tải trọng bằng cách giảm môđun biến dạng qua hệ số k_{dh}. Trong nhà dân dụng tải trọng ngắn hạn vào khoảng 15% tổng tải trọng nên có thể lấy $k_{dh} = 1,85$. Sau khi xét tới các yếu tố trên ta được công thức tính toán cuối cùng:

$$\begin{cases} G_x = \dfrac{2,3E_bJ_x}{H_0^2} \\ G_y = \dfrac{2,3E_bJ_y}{H_0^2} \\ G_\omega = \dfrac{2,3E_bJ_\omega}{H_0^2} \end{cases} \qquad (5.45)$$

Nếu nhà chỉ có một lõi cứng và cho mô đun trượt: $G = 0,4E$ ta có:

$$G_\omega = \frac{0,14.B_bJ_{xoắn}}{\gamma} \qquad (5.46)$$

Trong công thức (5.45) và (5.46):

E_b - môđun biến dạng ban đầu của bê tông đối với các cấu kiện trong tường cứng và được lấy làm căn cứ để xác định các mômen quán tính quy ước;

J_x, J_y, J_ω - mômen quán tính xác định theo công thức (4.24) và (4.25);

$J_{xoắn}$ - mômen quán tính của lõi cứng khi chịu xoắn tự do, xác định theo (4.61) và (4.71).

Trong trường hợp các trục chính của ngôi nhà không song song với các trục lưới cột ($J_{xy} \neq 0$), cần phải kiểm tra ổn định uốn theo các trục chính. Và trong (5.45) thay J_x và J_y bằng J_{max} và J_{min} xác định theo (4.82).

Trọng lượng cực hạn phụ thuộc nhiều vào vị trí tâm uốn và trọng tâm. Nếu các tâm này trùng nhau thì tải trọng cực hạn lấy bằng giá trị bé nhất trong ba giá trị của G_x, G_y và G_ω. Trong trường hợp không trùng nhau nhà sẽ bị mất ổn định theo dạng uốn xoắn. Trọng lượng cực hạn xác định bằng cách giải phương trình (5.31). Cả ba nghiệm đều là nghiệm thực trong đó có một nghiệm sẽ nhỏ hơn bất kỳ một trong ba số G_x, G_y và G_ω nghiệm thứ hai sẽ lớn hơn một trong ba trị số trên và nghiệm thứ ba có giá trị trung gian. Trên thực tế chỉ cần xác định một nghiệm nào tương ứng với trọng lượng cực hạn của ngôi nhà.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Sự khác nhau giữa giá trị của trọng lượng cực hạn G_{kp} cho dạng mất ổn định theo uốn xoắn (theo 5.31) với giá trị nhỏ nhất G_{min} trong ba giá trị G_x, G_y và G_ω phụ thuộc trước tiên vào khoảng cách p*l* (xem hình 4.20) giữa tâm uốn và trọng tâm và bằng:

$$pl = \sqrt{a_x^2 + a_y^2} \tag{5.47}$$

Tỷ số $\frac{p_l^2}{\gamma}$ là điều kiện để xét tới sự cần thiết giải phương trình (5.31) hay không, nếu $\frac{p_l^2}{\gamma} < 0,1$, trọng lượng cực hạn có thể xác định gần đúng theo công thức:

$$G_{kp} = \alpha G_{min} \tag{5.48}$$

Trong đó:

α - hệ số xác định theo đồ thị (4.21), phụ thuộc vào $\frac{p_l^2}{\gamma}$ và trọng lượng cực hạn trung bình $G_{tr.h}$:

$$G_{tr.h} = \frac{1}{3}(G_x + G_y + G_\omega) \tag{5.49}$$

Điều kiện cần thiết để công trình không mất ổn định tổng thể, đã được kiểm nghiệm qua thực tế thiết kế và xây dựng phải là:

$$\frac{G_{kp}}{G^{tch}} > 1,5 \tag{5.50}$$

Trong công thức (5.50):

G^{tch} - trọng lượng tiêu chuẩn ngôi nhà trong đó kể cả tải trọng dài hạn và tạm thời tiêu chuẩn. Vì trong công thức (5.45) lấy chiều cao tính toán bằng 1,1 H_o nên trọng lượng G^{tch} lấy bằng trọng lượng phần trên mặt đất của ngôi nhà nhân với 1,1.

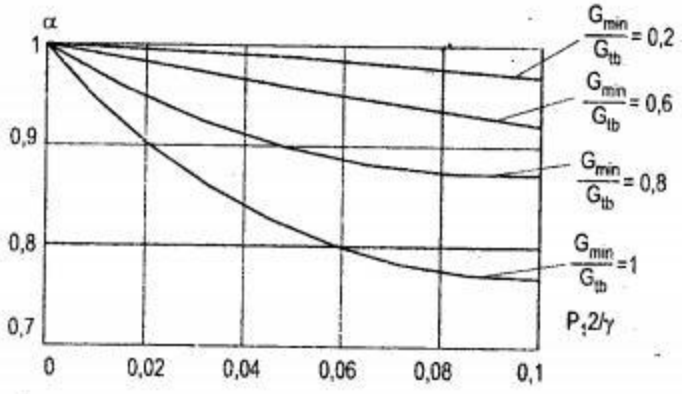
Như trên đã trình bày, khi ngôi nhà bị uốn tải trọng thẳng đứng sẽ tạo nên mômen làm tăng biến dạng và nội lực. Ảnh hưởng biến dạng của ngôi nhà tới nội lực trong các hệ cứng có thể xác định một cách gần đúng bằng cách nhân tải trọng ngang hay nội lực do tải trọng ngang và mômen uốn, lực cắt ngang do tải trọng đứng với các hệ số $\eta > 1$. Các hệ số này phụ thuộc vào

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

trọng lượng và độ cứng ngôi nhà. Các hệ số này xác định tương ứng theo từng phương chuyển vị của ngôi nhà (chuyển vị dọc, ngang và xoắn):

$$\left.\begin{aligned}\eta_x^{dh} &= \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{G_x}}\\ \eta_x^{dh} &= \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{G_y}}\\ \eta_x^{dh} &= \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{E_\omega}}\end{aligned}\right\} \qquad (5.51)$$

Hệ số η^{dh} tính theo (5.51) ứng với tải trọng thẳng đứng trong đó tải trọng thường xuyên chiếm tới 85% toàn bộ tải trọng. Dùng các hệ số này khi xác định mômen uốn và lực cắt trong các hệ cứng theo công thức (4.88) - (4.93).



Hình 5.2

Tải trọng gió là tải trọng ngắn hạn nên biến dạng do tải trọng gió khi xác định không xét tới hệ số k_{dh}. Nên các hệ số η ứng với tải trọng gió sẽ là:

$$\eta_x^{gió} = \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{1,85G_x}}; \quad \eta_y^{gió} = \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{1,85G_y}}; \quad \eta_\omega^{gió} = \frac{1}{1-\frac{G^{tch}}{1,85G_\omega}} \qquad (5.52)$$

Các công thức trong (5.52) xét tới khi xác định tải trọng gió theo công thức (4.53) - (4.56) và khi xác định nội lực trong tường cứng theo công thức (4.59) - (4.63). Các hệ số này còn được sử dụng để tính biến dạng công trình.

Trong trường hợp tải trọng giáo tác động không theo hướng trục X và Y của nhà thì cần lấy các giá trị của η được xác định theo công thức trên nhưng với các giá trị trọng lượng cực hạn tương ứng với phương của các trục chính.

5.2. ĐẶC TRƯNG CỦA MẶT BẰNG NHÀ

Đặc trưng mặt bằng nhà xác định theo công thức (5.16). Ta sẽ khai triển tích phân tử số trong công thức này với kích thước mặt bằng $a_i \times b_i$:

$$\int_{F_i}^{x_{0i}+a_i/2} p^2 dF = \int_{x_{0i}}^{y_{0i}+b_i/2} (x^2+y^2)xy =$$

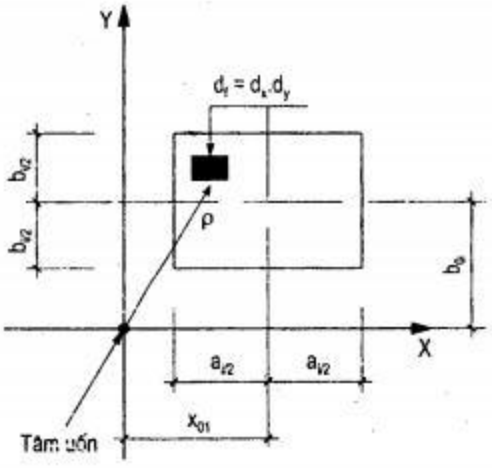
$$= \frac{b_i}{3}\left[\left(X_{0i}+\frac{a_i}{2}\right)^3 - \left(X_{0i}-\frac{a_i}{2}\right)^3\right] + \frac{a_i}{3}\left[\left(Y_{0i}+\frac{b_i}{2}\right)^3 - \left(Y_{0i}-\frac{a_i}{2}\right)^3\right]$$

Sau khi đơn giản ta có:

$$\int_{F_i} p^2 dF = a_i b_i \left[(X_{0i}^2 + Y_{0i}^2 + (a_i^2 + b_i^2)/12\right] \qquad (5.53)$$

Trong đó: X_{0i} và Y_{0i} - toạ độ của trọng tâm mặt bằng đang xét đối với hệ trục có tâm trùng với tâm uốn.

Nếu mặt bằng ngôi nhà bao gồm nhiều phần hợp lại thì lấy tích phân tử số trong (5.17) sẽ được xác định cho từng phần rồi cộng lại. Nếu cạnh của từng phần mặt bằng không song song với các trục X và Y thì ta giả định như các cạnh của hình đó đã được xoay sao cho song song với các trục rồi tính tích phân theo công thức (5.53).



Hình 5.3

5.3. THÍ DỤ TÍNH TOÁN

Thí dụ 5.1.

Xác định đặc trưng mặt bằng ngôi nhà trên hình (5.4) chia mặt bằng ngôi nhà ra làm hai hình chữ nhật:

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

- Phần mặt bằng bên trái: $a_1 = 15m$; $b_1 = 32,4m$; $X_{o1} = -12,5m$; $Y_{01} = 8,4m$.

$$\int_{F_1} p^2 dF = 15.32,4\,(12,5^2 + 8,4^2 + \frac{15^2 + 32,4^2}{12} = 162000m^4$$

- Phần mặt bằng bên phải: $a_2 = 48,9m$; $b_2 = 19,2m$; $x_{o2} = -1,8m$;

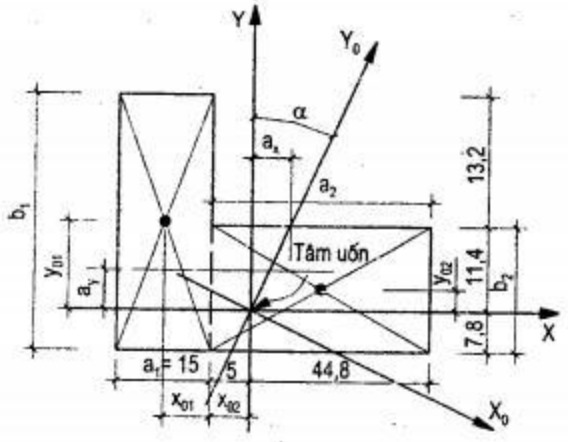
Diện tích mặt bằng:

$$\int_{F_2} p^2 dF = 49,8\,.19,2\,(19,9^2 + 1,8^2 + \frac{49,8^2 \div 19,2^2}{2} = 609900m^4$$

$$F = 15 \times 32,4 + 49,8 \times 19,2 = 1442m^2$$

Đặc trưng mặt bằng xác định theo công thức (5.37):

$$\gamma = \frac{162000 + 600000}{1442} = 542\ m^2$$



Hình 5.4

Để so sánh, nếu như có mặt bằng ngôi nhà nào khác là hình vuông có cạnh bằng 38m và diện tích tương đương bằng diện tích hình đã cho ta sẽ có:

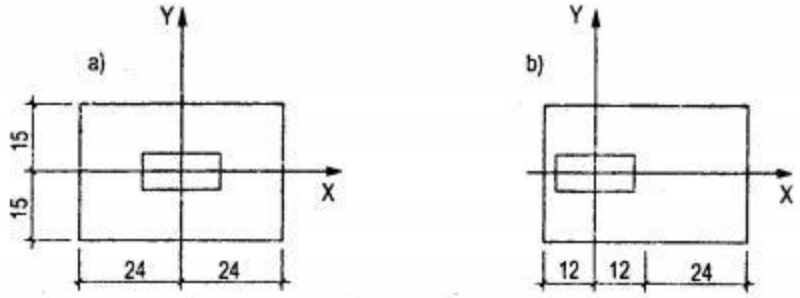
$$\int_F p^2 dF = 38.38\ \frac{38^2 \div 38^2}{12} = 340000m^4$$

và:

$$\gamma = \frac{348000}{1442} = 241m^2$$

So sánh các đặc trưng trên ta thấy trọng lượng cực hạn của ngôi nhà có mặt bằng như trên hình (5.5) trong điều kiện mất ổn định vì xoắn nhỏ hơn

2,2 lần so với ngôi nhà có mặt bằng vuông trong khi có hệ tường cứng đối xứng, diện tích mặt bằng, chiều cao và độ cứng chống xoắn tương tự như của ngôi nhà ban đầu.



Hình 5.5

Thí dụ 5.2

Kiểm tra ổn định tổng thể và xác định hệ số η cho ngôi nhà có mặt bằng trên hình (5.5). Ngôi nhà có hệ tường cứng chịu lực như trên hình (4.11). Trong thí dụ 4.5 đã xác định hệ trục chính X_o và Y_o của ngôi nhà hợp với hệ trục XOY một góc $\alpha = -21^0 39'$ và các trị số mômen quán tính:

$J_x = 36,1m^4$; $J_y = 25,7m^4$; $J_\omega = 21730m^6$; $J_{xo} = 42,4m^4$; $J_{yo} = 19,4m^4$.

Mômen quán tính xác định theo kích thước của các tường cứng đã được chuyển về bê tông mác 300 với mô đun biến dạng (mô đun đàn hồi ban đầu: $E = 2,6.10^4$ M.Pas).

Toạ độ trọng tâm mặt bằng theo hệ XOY: $a_x = 9m$; $a_y = 4m$. Chiều cao thân nhà phần trên mặt đất $H_0 = 54,4m$. Trọng lượng tiêu chuẩn phần trên mặt đất là 210MN; $G^{tch} = 210 \times 1,1 = 231MN$.

Đặc trưng mặt bằng ngôi nhà theo kết quả tính toán thí dụ 5.1: $\gamma = 542m^2$.

Theo công thức (5.45) xác định trọng lượng cực hạn của ngôi nhà:

$$G_x = \frac{2,3.2,6.10^4.36,1}{54,4^2} = 730MN$$

$$G_y = 857MN$$

$$G_{yo} = 392MN$$

$$G = \frac{2,3.2,6.10^4.21730}{642.54,42} = 811MN$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

$$\frac{p_1^2}{\gamma} = \frac{9^2 + 4^2}{542} = 0,179$$

Vì $\frac{p_1^2}{\gamma} > 0,1$ nên để xác định được trọng lượng cực hạn cần phải giải phương trình (5.31). Trước hết, theo các công thức xoay trục ta có:

$$a_x = a_x\cos\alpha + a_y\sin\alpha$$

$$a_y = a_y\cos\alpha + a_x\sin\alpha$$

Với $\sin\alpha = -0,369$ và $\cos\alpha = 0,929$ ta xác định khoảng cách từ trọng tâm mặt bằng tới các trục chính X_0 và Y_0:

$$a_x = 9.0,929 - 4.0,369 = 6,92m$$

$$a_y = 4.0,929 + 9.0,369 = 7,02m$$

theo công thức (5.32) - (5.35) xác định các hệ số:

$$A_1 = 1 - \frac{6,92 + 7,02^2}{542} = 0,82$$

$$A_2 = 857 + 392 + 811 - \frac{857.7,02^2}{542} - \frac{392.6,92^2}{542} = 1947MN$$

$$A_3 = 857.392 + 857.811 + 392.811 = 1349.10^3 MN^2$$

$$A_4 = 857.392.811 = 2725.10^5 MN^3$$

Phương trình (5.31) có dạng:

$$0,8210G_{kp}^3 - 1947G_{kp}^2 + 1349.10^3 G_{kp} - 2725.10^5 = 0$$

Bằng phương pháp gần đúng xác định nghiệm phương trình (bảng 5.11).

Ta sẽ tìm được một trong 3 nghiệm có giá trị nhỏ hơn $G_{min} = 392MN$. Theo kết quả trên bảng (5.1) ta có: $G_{kp} = 363MN$.

Ở đây trọng lượng cực hạn không khác nhiều G_{min} và G_{min} nhỏ hơn các trọng lượng cực hạn khác khá nhiều.

Bảng 5.1

G_{kp}MN	$0.8210.G_{kp}^3$	$-1947.G_{kp}^2$	1349.10^3G_{kp}	-2725.10^5	Tổng số
380	450	-2811	5126	-2725	40
370	416	-2665	4991	-2725	17
363	393	-2566	4897	-2725	-1
364	396	-2580	4910	-2725	-1

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Nếu các trọng lượng cực hạn chủ yếu gần bằng nhau thì trọng lượng cực hạn gây ra mất ổn định dưới dạng uốn xoắn sẽ khác nhau nhiều so với các trọng lượng trên. Điều kiện ổn định tổng thể xác định theo công thức (5.50):

$$\frac{G_{kp}}{G} = \frac{363}{231} = 1,57 > 1,5$$

Xác định các hệ số η cần thiết cho tính toán ngôi nhà theo tải trọng gió gây ra uốn ngôi nhà theo trục X và Y theo công thức (5.52):

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{231}{1,85.730}} = 1,21$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{231}{1,85.520}} = 1,31$$

$$\eta_\omega = \frac{1}{1 - \frac{231}{1,85.811}} = 1,18$$

Dưới tác động lâu dài của tải trọng theo công thức (5.51) ta có:

$$\eta_x^{dh} = \frac{1}{1 - \frac{231}{730}} = 1,46$$

$$\eta_y^{dh} = \frac{1}{1 - \frac{231}{730}} = 1,46$$

$$\eta_\omega^{dh} = \frac{1}{1 - \frac{231}{730}} = 1,46$$

Khi tính nhà theo tải trọng gây ra uốn ngôi nhà theo các trục chính.

Cần xác định các hệ số:

$$\eta_{x\omega} = \frac{1}{1 - \frac{231}{1,85.857}} = 1,17$$

$$\eta_{y\omega} = \frac{1}{1 - \frac{231}{1,85.857}} = 1,17$$

$$\eta_{xo}^{dh} = \frac{1}{1 - \frac{231}{857}} = 1,37$$

$$\eta_{yo}^{dh} = \frac{1}{1 - \frac{231}{392}} = 2,44$$

Thí dụ 5.3

Kiểm tra ổn định tổng thể của hai ngôi nhà có mặt bằng khác nhau như trên hình (5.5a,b). Kết quả chịu lực của ngôi nhà có dạng lõi cứng với mômen quán tính $J_x = 200m^4$; $J_y = 250m^4$; $J_{xoắn} = 100m^4$. Bê tông lõi mác 300, đông cứng trong điều kiện tự nhiên. $E_b = 2,9\times10^4$MPas. Chiều cao phần trên mặt đất: $H_0 = 110$m, với trọng lượng tiêu chuẩn $G^{tch} = 600$MN.

Đối với ngôi nhà có mặt bằng theo hình (5.5a), đặc trưng mặt bằng được xác định theo công thức (5.17) và (5.53):

$$\gamma = \frac{48^2 + 30^2}{12} = 267\ m^2$$

Các trọng lượng cực hạn xác định theo các công thức (5.45) và (5.46).

$$G_x = \frac{2,3\times2,9.10^4\times200}{110^2} = 1102MN$$

$$G_y = \frac{2,3\times2,9.10^4\times250}{110^2} = 1378MN$$

$$G_{\omega} = \frac{0,14\times2,9.10^4\times100}{267^2} = 1521MN$$

Vì tâm trọng lực và tâm uốn ngôi nhà thứ nhất (xem hình 5.5a) trùng nhau nên trọng lượng cực hạn của ngôi nhà sẽ chọn theo giá trị nhỏ nhất trong 3 giá trị trên. Thực vậy ổn định của ngôi nhà đảm bảo vì:

$$\frac{G_{kp}}{G^{tch}} = \frac{1102}{600} = 1,84 > 1,5.$$

Đối với các ngôi nhà thứ hai tâm lõi cứng không trùng trọng tâm ngôi nhà (xem hình 5.5b) nên trọng lượng cực hạn tính theo trường hợp mất ổn định xoắn uốn.

$$\gamma = 12^2 + \frac{48^2 + 30^2}{12} = 411 m^2$$

$$G_\omega = \frac{0,14.2,9.10^4.100}{411} = 988MN$$

Tính các hệ số phương trình (5.31):

$$A_1 = 1 - \frac{12^2}{441} = 0,6496$$

$$A_2 = 1102 + 1378 + 988 - \frac{1388.12^2}{411} = 2982MN$$

$$A_3 = 1102.1378 + 1102.988 + 1378.988 = 3969.10^3 MN^2$$

$$A_4 = 1102.1378.988 = 1500.10^5 MN^2$$

Phương trình (5.32) có dạng:

$$0.6496\, G_{kp}^3 - 2982\, G_{kp}^2 + 3969.10^3\, G_{kp} - 1500.10^6 = 0$$

ẩn số nhỏ nhất được xác định theo bảng (5.2) và bằng: $G_{kp} = 652MN$; vậy:

$$\frac{G_{kp}}{G^H} = \frac{652}{600} = 1,09 < 1,5$$

Bảng 5.2

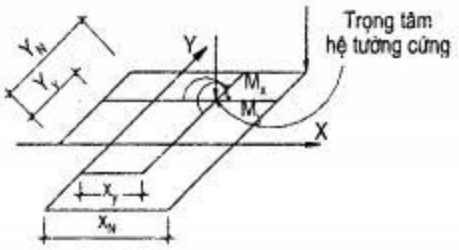
G_{kp}MN	$0.6496.G_{kp}^3$	$-2982.G_{kp}^2$	$369.10^3 G_{kp}$	-1500.10^6	Tổng số
100	474	-2415	-3752	-1500	134
800	333	-1908	3175	-1500	100
600	140	-1074	2381	-1500	-53
670	195	-1339	2659	-1500	15
655	183	-1279	2600	-1500	4
650	178	-1260	2580	-1500	-2
652	180	1268	2588	-1500	0

Khi tính toán bỏ qua thừa số 10^6.

Ta thấy ổn định ngôi nhà giảm khi trọng tâm của lõi lệch khỏi vị trí của tâm nhà. Với khoảng cách tâm lõi và tâm mặt bằng là 12m, trọng lượng của

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

ngôi nhà giảm đi 1,7 lần (1102/652 = 1,7). Như vậy trong thiết kế ta cố gắng giảm đến mức thấp nhất khoảng cách từ tâm lõi đến tâm ngôi nhà.



Hình 5.6

Ngoài việc tính toán như trên, khi kích thước chiều cao trên chiều rộng ngôi nhà lớn hơn 5 thì ổn định tổng thể của kết cấu được xem như thoả mãn nếu thoả mãn điều kiện sau đây:

$$G_{tc} \le \frac{\Sigma E_b J_{td}}{8H^2} \tag{5.54}$$

Ở đây:

G_{tc} - giá trị tải trọng tương đương tại đỉnh công trình, được xác định theo công thức sau:

$$G_i = \frac{1}{H^2}\Sigma G_i H_i \tag{5.55}$$

H - chiều cao công trình tính từ cổ móng trở lên;

G_i - trọng lượng tầng thứ i;

H_i - chiều cao tầng thứ i.

Trong công thức (5.54) độ cứng tương đương theo phương chịu tải của kết cấu có thể xác định như sau:

Khi tải trọng ngang phân bố đều:

$$E_b J_{td} = \frac{qH^4}{8u_1} \tag{5.56}$$

Khi tải trọng ngang phân bố tam giác:

$$E_b J_{td} = \frac{11q_{max}H^2}{120u_2} \tag{5.57}$$

Ở đây: u_1 và u_2 là các giá trị chuyển vị đỉnh nhà tương ứng với từng dạng tải trọng ngang và có thể xác định theo chương 4.

Khi tải trọng đứng của các tầng phân bố tương đối đều theo chiều cao, trọng lượng tương đương tại đỉnh công trình có thể tính theo công thức:

$$G_{tc} = \frac{1}{3}\sum G_i + P \qquad (5.58)$$

Ở đây P - giá trị tải trọng phụ thêm ở đỉnh công trình không phải là phân bố đều (do trọng lượng các thiết bị kỹ thuật như tháp ăng ten, bể nước, thiết bị điều không v.v...).

Chú ý, khi xét ổn định nghiêng công trình, mômen gây lật được tính riêng cho từng tải trọng gió và động đất. Khi tính mômen chống lật hoạt tải sàn cho phép lấy bằng 50%, tải trọng tĩnh lấy bằng 90%.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Chương 6

NGUYÊN TẮC KIỂM TRA BỀN VÀ CẤU TẠO KẾT CẤU CHỊU LỰC

6.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Việc kiểm tra các tiết diện cột, dầm khung trong nhà cao tầng được tiến hành như các kết cấu bê tông cốt thép thường hay ứng lực trước tuân theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành TCXDVN 356:2005.

Khi kiểm tra các tiết diện của vách, lõi theo điều kiện bền (theo cường độ) còn phụ thuộc vào phương pháp xác định nội lực trong kết cấu đó, bởi mỗi phương pháp đều xuất phát từ một giả thiết nhất định, thí dụ như:

- Xem vật liệu kết cấu chịu lực chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi và đẳng hướng. Từ các giá trị nội lực, được xác định theo các công thức trong các chương 3, 4, 5 ta tính các ứng suất pháp, tiếp tuyến cho các tiết diện đặc trưng theo các công thức trong sức bền vật liệu về nén lệch tâm rồi so sánh với cường độ tính toán về kéo, nén của bê tông. Nhược điểm của phương pháp này ở chỗ nó tách khỏi các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành được tính toán các cấu kiện theo các trạng thái giới hạn.

- Khi các tường, lõi cứng đổ liền khối hoặc lắp ghép có chiều dày nhỏ hơn các kích thước tiết diện các cột khung được liên kết tại các đầu mút, hay ở các góc trên tiết diện tường, lõi thì người ta coi các cột chịu toàn bộ nội lực dọc N và mômen M còn phần tường bụng của tiết diện chỉ chịu lực cắt. Cách tính này thường dẫn tới sự quá tải của các cột biên, trong khi phần lớn tiết diện của tường không được xét tới khả năng chịu nén, uốn.

- Chia tường, lõi thành những phần tử tấm chữ nhật bởi các mặt cắt theo phương đứng như trong các tường lắp ghép. Các giá trị nội lực được xem như ngoại lực tác dụng vào toàn hệ tường hay vách cứng. Cho trước các đặc trưng độ cứng của các phần tử và của các liên kết rồi giải bài toán theo phương pháp phần tử hữu hạn.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Các phương pháp tính toán nêu trên cùng có một nhược điểm khi giải bài toán đàn hồi siêu tĩnh bậc cao đều không tận dụng khả năng chịu lực của vật liệu tường, vách cứng là bê tông cốt thép.

Bởi vậy đối với các kết cấu vách, lõi bê tông cốt thép cần được xem như những cấu kiện liên tục và đồng thời chịu lực tới trạng thái giới hạn, nghĩa là kết cấu đã tận dụng hết khả năng của vật liệu và dẫn đến phá hoại cùng một lúc.

Để đảm bảo điều kiện các cấu kiện trong hệ đồng thời đạt tới các trạng thái giới hạn trong tính toán đưa vào các hệ số hiệu chỉnh còn gọi hệ số điều kiện làm việc. Các hệ số này dựa trên kết quả so sánh nội lực giới hạn theo tính toán lý thuyết với nội lực phá hoại thông qua thực nghiệm.

6.2. CÁC TIẾT DIỆN TÍNH TOÁN VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC

Trong nhà nhiều tầng tiết diện vách lõi thường thay đổi theo chiều cao nhà. Nội lực tăng dần từ trên xuống dưới, lực dọc ở các tầng trên thường tăng nhanh hơn mômen, còn ở phía dưới thì ngược lại mômen tăng nhanh hơn lực dọc. Bởi vậy đối với các tường, lõi có tiết diện không đổi thường chỉ phải kiểm tra một vài tiết diện ở tầng dưới là đủ. Khi tiết diện thay đổi nhiều lần nhất thiết phải kiểm tra ở mỗi vị trí thay đổi đó.

Các tiết diện ngang kiểm tra theo nén lệch tâm, các tiết diện thẳng đứng kiểm tra theo lực cắt tại các tiết diện ngang bị giảm yếu bởi các lỗ cửa cũng phải kiểm tra theo cắt và uốn. Tổng các lực nén dọc trong các phần tử, các nhánh (trong tường, lõi có lỗ) phải luôn luôn cân bằng với lực nén dọc trong từng hệ chịu lực. Trên mỗi tiết diện đang xét tại trọng tâm tiết diện còn có các mômen uốn do tải trọng thẳng đứng đặt lệch tâm M^{g}_{x}, M^{g}_{y} và các mômen M_x^{ng}, M_y^{ng} do tải trọng ngang tác động theo hai phương.

Nếu xét tới tác động theo hai phương thì mỗi tiết diện cần được lần lượt kiểm tra theo các tổ hợp nội lực sau đây:

- Bốn tổ hợp nội lực với giá trị lực dọc N_{max} và mômen $M_{tư}$ do tải trọng thẳng đứng.

- Bốn tổ hợp nội lực với các giá trị mômen do tải trọng ngang gây ra bao gồm:

a) M_x^{ng} max và M_y^{ng} tương ứng;

b) Cũng với giá trị tuyệt đối mômen như mục (a) nhưng ngược dấu (cho trường hợp thay đổi chiều tác động của tải trọng ngang);

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

c) M_y^{ng}max và M_x^{ng} tương ứng;

d) Cũng với giá trị tuyệt đối mômen như mục (c) nhưng ngược dấu.

Với bốn trường hợp nêu trên đều kết hợp với các giá trị lực dọc N_{min} tương ứng (bao gồm các tải trọng tính toán tác động dài hạn và ngắn hạn).

Trong tính toán có thể lấy:

$$N_{min} = 0,7\ N \tag{6.1}$$

Ở đây N là tổng nội lực của các cấu kiện hợp thành kết cấu trong trạng thái giới hạn được xác định như sau:

$$N = \sum_{i=1}^{n} N_i \tag{6.2}$$

Đối với vách, lõi đối xứng qua hai trục và không có uốn xiên chỉ cần kiểm tra theo hai (cho tường cứng phẳng) hay bốn (cho vách cứng nhiều cạnh và lõi cứng) tổ hợp nội lực.

6.3. NGUYÊN TẮC KIỂM TRA CÁC TIẾT DIỆN NGANG

Trong mỗi tổ hợp nội lực đều có ba thành phần: lực nén dọc N, các mômen tổng do tải trọng đứng và ngang là M_x và M_y. Ta có thể thay ba nội lực này bằng một lực tương ứng N_0 có giá trị tuyệt đối bằng N và điểm đặt lực có toạ độ được xác định theo các công thức sau (hình 6.1):

$$X_N = \frac{M_y}{N_0} + X_0\ ;\ Y_N = \frac{M_x}{N_0} + Y_0 \tag{6.3}$$

Ở đây:

X_0, Y_0 - toạ độ trọng tâm tiết diện tường, lõi theo trục toạ độ song song với trục chính ngôi nhà;

Điều kiện bền của tiết diện xác định như sau:

$$N_0 \le m_{tl}\ N \tag{6.4}$$

Ở đây:

N - xác định theo (6.2);

m_{tl} - hệ số điều kiện làm việc xét tới khả năng không cùng bắt đầu đạt tới giới hạn của các cấu kiện hợp thành, nếu là kết cấu bê tông đổ liền khối lấy bằng 1.

Trên hình (6.1) là sơ đồ tính toán cho tường tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm theo phương ngoài mặt phẳng, ở đây vị trí của tổng hợp lực phải trùng với điểm đặt lực N xác định theo (6.3).

Để thoả mãn điều kiện cân bằng nội ngoại lực ta dùng các công thức tính toán cho cấu kiện chịu nén lệch tâm như sau:

$$N_c = R_n\, bx(h_0 - 0{,}5x) + R_a' F'_a (h_0 - a');$$

$$N = R_n\, bx + R_a F_a' + \sigma_a F_a. \qquad (6.5)$$

Ở đây:

R_n - cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

R_a, R_a' - cường độ chịu kéo và chịu nén của cốt thép.

Ứng suất trong cốt thép vùng chịu kéo hoặc nén ít phụ thuộc vào tỷ số giới hạn vùng chịu nén ξ_{gh}. Đối với cốt thép có giới hạn chảy (CI, CII, CIII) tỷ số này được xác định như sau:

$$\xi = \frac{\xi_0}{1 + \frac{R_a}{400}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} \qquad (6.6)$$

Ở đây: $\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}08\, R_n$, chú ý các giá trị trong (6.6) đơn vị MPas.

Trường hợp lệch tâm lớn khi:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \xi_0 \qquad (6.7)$$

có thể cho $\sigma_a = -R_a$ để tính theo (6.5).

Nếu $\xi > \xi_{gh}$ thì:

$$\sigma_a = R_a \left(1 - 2\frac{1 - \xi}{1 - \xi_{gh}}\right) \qquad (6.8)$$

Cũng như các cấu kiện nén lệch tâm, khi tính toán các vách chịu nén lệch tâm cũng cần phải xét tới độ uốn dọc bằng hệ số $\eta > 1$ và được xác định theo công thức:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} \qquad (6.9)$$

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Trong đó:

$$N_{th} = \frac{6,4E_b}{l_o^2}\left(j\frac{K_t}{K_{dh}} + nJ_a\right) \qquad (6.10)$$

Ở đây: E_b - môđun biến dạng của bê tông;

l_0 - chiều cao tầng nhà;

J - mômen quán tính tiết diện đối với trục đi qua trọng tâm;

J_a - mômen quán tính tiết diện thép chịu kéo: $n = \frac{E_a}{E_b}$;

$K_{d.h}$ - hệ số giảm độ cứng do tác động dài hạn của tải trọng, khi xét tới tổ hợp tải trọng đứng và tải trọng ngang lấy bằng 1, khi chỉ xét tới tải trọng đứng lấy bằng 1,85.

Hệ số K_t:

$$K_t = \frac{0,11}{0,1+t} + 0,10 \qquad (6.11)$$

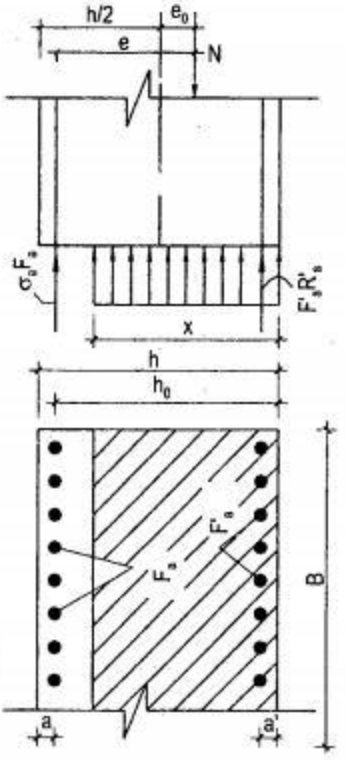
Ở đây: $t = \frac{e_o}{h_o}$ nhưng không được nhỏ hơn giá trị t_{min} sau đây:

$$t_{min} = 0,6 - 0,01\frac{e_0}{h} - 0,01R_n \qquad (6.12)$$

Khi sử dụng các công thức (6.5 - 6.10) ta chưa thể xác định ngay được khả năng chịu lực của tiết diện vì chưa biết ξ, bởi vậy ta phải cho trước các giá trị của ξ trong phạm vi $\xi < \xi_{G.h}$. Cứ mỗi giá trị ξ xác định N và e theo (6.5) tương ứng và σ_a theo (6.8), sau đó tìm e_0 từ công thức:

$$\eta = \frac{e + a - 0,5h}{e_0}$$

Theo công thức (6.10) ta xác định giá trị của lực tới hạn N_{th}. Nếu nhà có chiều cao không đổi thì ta chỉ cần tính một lần. Thông thường nhà cao tầng có những chiều cao tầng



***Hình 6.1**. Sơ đồ tính toán tiết diện ngang tường - vách theo phương ngoài mặt phẳng*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

khác nhau, nên phải lần lượt xác định các giá trị N_{th} rồi chọn giá trị lớn nhất. Kết quả tính toán cho thấy khi chiều cao nhà tăng (ở các tầng dưới) thì lực nén tới hạn - khả năng chịu lực của tường giảm.

6.4. CẤU TẠO HỆ KHUNG CHỊU LỰC

Ngoài những yêu cầu về thiết kế các hệ chịu lực đã được nêu trong các chương 1, chương 2 còn cần tuân thủ những điều sau đây:

Tiết diện cột nên chọn sao cho tỷ số giữa chiều cao thông thuỷ của tầng và chiều cao tiết diện cột không lớn hơn 25. Chiều rộng tiết diện cột không nên nhỏ hơn 400mm, bề rộng không nên nhỏ hơn 350mm. Việc thay đổi tiết diện cột không nên quá nhiều lần. Nên thay đổi mác bê tông và mác cốt thép hơn là thay đổi tiết diện cột.

Tiết diện cột được chọn nên kiểm tra theo điều kiện sau đây:

$$n = \frac{N}{F_b R_n} \tag{6.13}$$

với giá trị n trong khoảng 0,8 - 0,9;

Ở đây:

N- lực nén tính toán trong cột đang xét;

F_b và R_n - tương ứng diện tích tiết diện cột và cường độ tính toán bê tông;

Ngoài việc tính toán tiết diện cột khung theo nén lệch tâm còn phải kiểm tra theo khả năng chống cắt.

Lực cắt trong cột xác định theo các giá trị mômen tiết diện trên và dưới cột trong tầng như sau:

$$Q_{tầng} = \frac{M^t + M^d}{h_{tầng}} \tag{10.14}$$

$h_{tầng}$ - chiều cao thông thuỷ đoạn cột trong tầng.

Nếu xét tới động đất có thể thì nhân giá trị $Q_{tầng}$ với hệ số 1,1.

Các cột góc cần tính toán nén lệch tâm theo hai chiều (nén lệch tâm xiên).

Cần đặt cốt thép dọc đối xứng trong cột, hoặc đặt theo chu vi khi tiết diện cột vuông hoặc khi chiều rộng cột lớn hơn 0,5 lần chiều cao tiết diện.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tỷ lệ phần trăm của toàn bộ cốt thép dọc trong cột không vượt quá giá trị sau đây:

- Với kết cấu thông thường: $\mu_{max} < 5\%$;

- Khi xét tới động đất: $\mu_{max} < 3,5\%$.

Nếu không thoả mãn các điều kiện trên cần thay đổi kích thước tiết diện hoặc thay mác bê tông hay cốt thép, trong trường hợp có thể nên thay cốt thanh bằng cốt cứng (Kết cấu bê tông thép, xem chương 11).

Giá trị phần trăm tối thiểu μ_{min} của toàn bộ cốt thép cũng không được nhỏ hơn 0,5% cho kết cấu thông thường và 0,6 đến 0,80 khi xét tới động đất.

Khoảng cách giữa các trục cốt thép dọc không lớn hơn các giá trị sau:

- Với kết cấu thông thường: 400mm.

- Khi xét tới động đất: 250mm.

- Khoảng hở giữa cốt thép dọc không nhỏ hơn 50mm.

Mối nối cốt thép dọc trong cột đổ tại chỗ cần lấy như sau:

Khi đường kính cốt thép trên 25mm dùng nối hàn, khi xét tới động đất đều phải dùng nối hàn.

Khi nối buộc phải thoả mãn chiều dài đoạn nối đối với các nhóm thép có gờ:

$$l_{nối} = 1,3l_a + k\phi \qquad (6.15)$$

Trong đó:

l_a - chiều dài đoạn neo tính toán;

ϕ - đường kính cốt thép;

k = 5-10 khi xét tới động đất, khi không xét động đất k = 0.

Cốt thép dọc của cột gần đỉnh phải neo vào đỉnh cột hoặc bản, dầm với chiều dài đoạn neo không nhỏ hơn chiều dài neo tính toán l_a, đồng thời ở đầu cốt thép cần làm neo gập với chiều dài đoạn neo không nhỏ hơn 10ϕ.

Cốt đai trong cột có đường kính không nhỏ hơn 1/4 đường kính cốt thép dọc và phải ≥ 8mm (đối với động đất mạnh ≥ 10mm) Cốt đai cần bố trí liên tục qua nút khung với mật độ của vùng nút (hình 6.2).

Trong phạm vi vùng nút khung từ điểm cách mép trên đến điểm cách mép dưới của dầm một khoảng l_1 (l_1 ≥ chiều cao tiết diện cột và 1/6 chiều cao thông thuỷ của tầng, đồng thời ≥ 450mm) phải bố trí cốt đai dày hơn. Khoảng cách

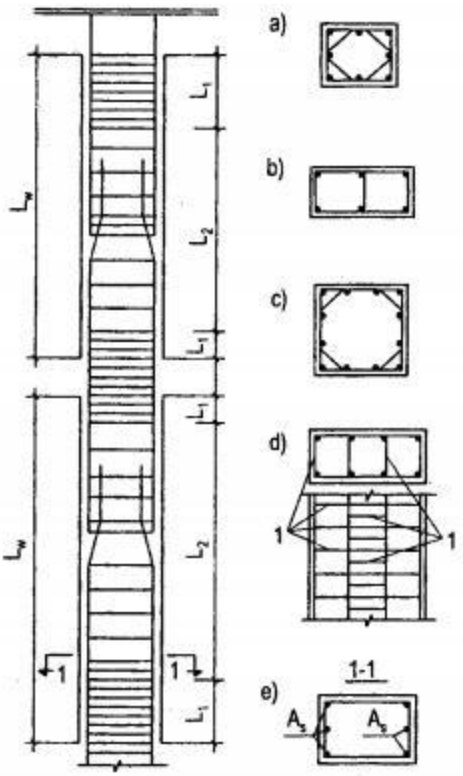
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

đai trong vùng này không lớn hơn 6 lần đường kính cốt thép dọc và cũng không lớn hơn 100mm. Tại các vùng còn lại, khoảng cách đai chọn nhỏ hơn cạnh nhỏ của cột và đồng thời nhỏ hơn 6 lần (đối với động đất mạnh hoặc 12 lần (đối với động đất yếu và trung bình) đường kính cốt thép dọc. Nên dùng cốt đai kín, tại các vùng nút nhất thiết phải sử dụng đai kín cho cả cột và dầm.

Khoảng cách cốt đai trong vùng tăng cường không nên nhỏ hơn các giá trị sau:

- 6 lần đường kính cốt dọc nhỏ nhất hoặc 100mm (đối với động đất mạnh).

- 8 lần đường kính cốt dọc nhỏ nhất hoặc 150mm (đối với động đất trung bình và nhẹ).



Hình 6.2

Tỷ lệ phần trăm theo thể tích của cốt đai trong vùng tăng cường không nên nhỏ hơn 1% đối với động đất mạnh và 0,8% đối với động đất trung bình và nhẹ.

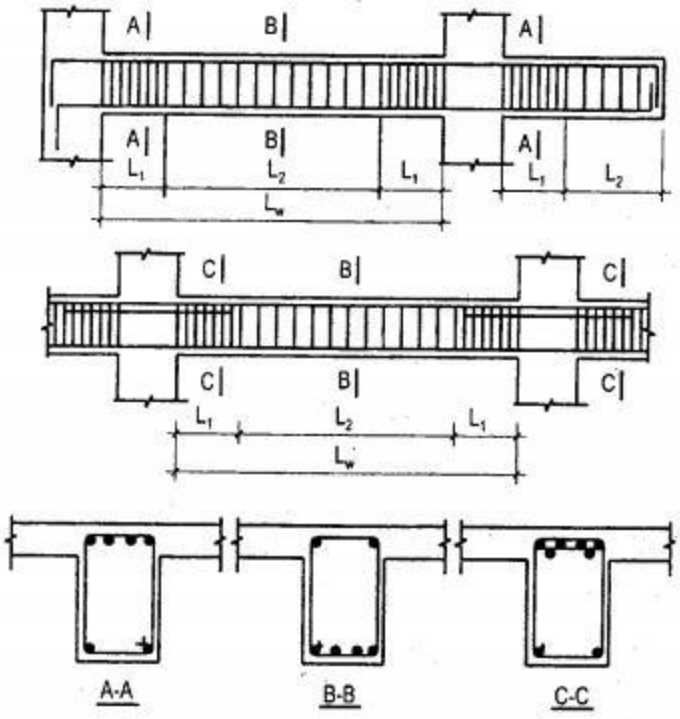
Khi thiết kế chống động đất, cốt đai ở vùng không tăng cường không ít hơn 50% cốt đai vùng tăng cường nhưng không lớn quá 12 lần đường kính cốt dọc.

Khi tỷ lệ cốt thép dọc vượt quá 3%, khoảng cách của cốt đai không được lớn hơn 200 mm hoặc 10 lần đường kính cốt dọc.

Ở chỗ nối buộc cốt thép dọc, khoảng cách của cốt đai không được lớn hơn 5 lần đường kính cốt dọc hoặc 100mmm khi cốt dọc chịu kéo, và không lớn hơn 10 lần đường kính cốt dọc hoặc 200mm khi cốt dọc chịu nén (hình 6.3).

Chiều cao của dầm khung chọn trong khoảng 1/8 - 1/12 nhịp dầm và không lớn hơn 1/4 nhịp thông thuỷ. Bề rộng tiết diện dầm không nhỏ hơn 1/4 chiều cao dầm và 1/2 bề rộng cột, cũng không nhỏ hơn 250mm.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 6.3

Trong trường hợp dùng dầm bẹt (b < h) cần tính toán theo các sơ đồ hệ khung vách chịu lực với độ cứng uốn hệ sàn dầm bẹt tương đương với hệ dầm sàn thông thường.

Khi thiết kế dầm cần lưu ý những điều sau đây:

- Đường kính cốt thép dọc không nhỏ hơn 14mm.

- Tỷ lệ phần trăm cốt thép dọc không lớn hơn 2% nhưng không nhỏ hơn 0,2% ở vùng mômen dương và không nhỏ hơn 0,25% ở vùng mômen âm.

Độ dài của cốt thép chịu mômen âm tính từ mép cột không nhỏ hơn 1/4 nhịp dầm thông thuỷ. Cốt thép ở phía dưới dầm neo vào cột không ít hơn 2 thanh, và độ dài neo thẳng không nhỏ hơn 20d (đường kính thép dọc). Khi không đủ chiều dài neo thẳng, cần uốn gập 90° lên phía trên thì đoạn nằm ngang của phần neo phải không nhỏ hơn 10 d.

Cốt đai trong dầm được tính toán và cấu tạo cần kết hợp với các yêu cầu chống động đất:

Tăng cường cốt đai trong đoạn dầm gần gối tựa dài bằng 2h (h chiều cao tiết diện dầm) đường kính cốt đai không nhỏ hơn d/4;

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Tỷ lệ cốt đai cần thoả mãn điều kiện:

$$\frac{F_{ad}}{bs} \geq \frac{0,3R_n}{R_a} \qquad (6.16)$$

Ở đây:

s - khoảng cách giữa các cốt đai,

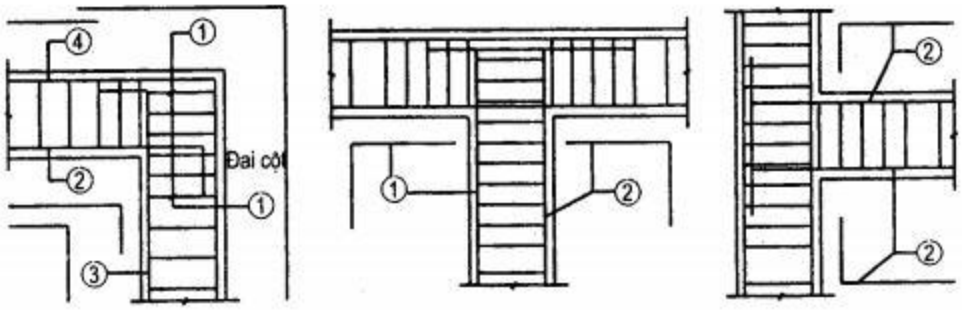
b - bề rộng dầm.

F_{ad} - diện tích tiết diện cốt đai trong dầm.

đồng thời đường kính cốt đai không được nhỏ hơn đường kính cốt dọc d/4.

Trong phạm vi chiều dài 3h dầm kể từ mép cột phải đặt cốt đai dày hơn khu vực giữa dầm. Khoảng cách giữa các đai không lớn hơn giá trị tính toán theo yêu cầu chịu lực cắt nhưng đồng thời phải ≤ 0,25 h_d và không lớn hơn 8 lần đường kính cốt thép dọc. Trong mọi trường hợp khoảng cách này không được vượt quá quá 150mm.

Tại khu vực giữa dầm (ngoài phạm vi nói trên) khoảng cách giữa các đai chọn nhỏ hơn 0,5 h_d và không lớn hơn 12 lần đường kính cốt dọc đồng thời không vượt quá 300mm.

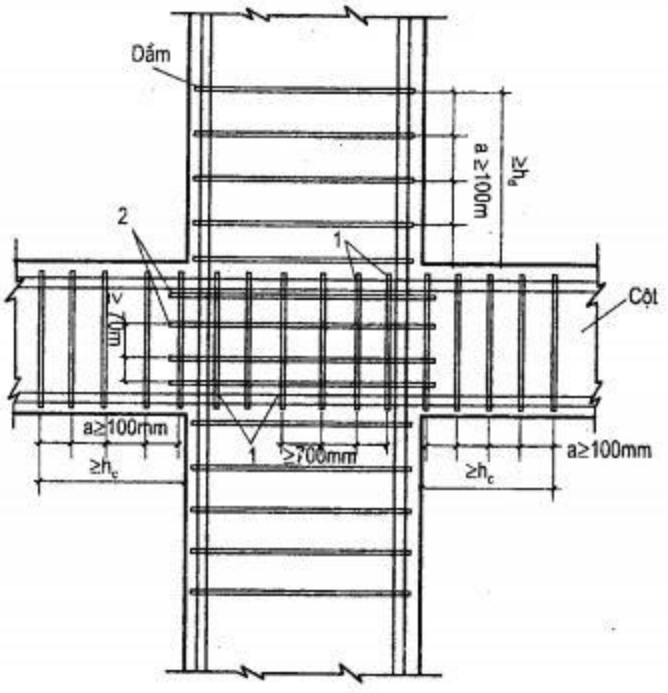


Hình 6.4. *Cấu tạo nút khung thông thường không tính động đất:*
1. Cốt đai bổ sung, 2, 3, 4 cốt dọc trong cột, dầm uốn cong tại nút góc và nút giữa trên cùng khung.

Các nút khung, các nút liên kết giữa cột vách và dầm nối ở vách hay lõi cứng là những vị trí tập rung nội lực lớn, nên ngoài việc bố trí các cốt thép chịu lực theo tính toán cần thêm cốt đai gia cường. Các cốt đai này phải bảo đảm sự liên kết của cột và dầm chống lại sự gia tăng lực cắt một cách đột ngột tại nút và tăng cường độ bền của nút khung theo các tiết diện nghiêng mà trong tính toán, thiết kế chưa định lượng được.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Đối với khung tính động đất cần cấu tạo như trên hình (6.5). Trong các nút khung bê tông đổ liền khối, ngoài việc đặt cốt ngang theo tính toán trong dầm, cột khung còn phải đặt bổ sung các cốt đai có đường kính 8-10 mm với khoảng cách 70 - 100mm hoặc bằng một nửa khoảng cách cốt đai trong dầm và trong cột tại vùng nút khung, nhưng không được lớn hơn 100mm. Cần bổ sung cốt dọc và cốt ngang trong phạm vi nút khung theo cả 4 phương.



Hình 6.5. Cấu tạo nút khung tính toán theo yêu cầu kháng chấn:
1. Cốt đai bổ sung, 2. Cốt dọc bổ sung.

6.5. CẤU TẠO VÁCH VÀ LÕI CỨNG

Bê tông để làm vách và lõi có mác không thấp hơn 250 (cấp cường độ B20).

Chiều dày vách, lõi cứng lấy không nhỏ hơn 1/20 chiều cao tầng nhà h_t và 150mm.

Chiều dày vách ngoài việc kiểm tra theo cường độ như đã nêu còn cần kiểm tra theo khả năng chịu ứng suất nén chính và có thể tính theo công thức sau:

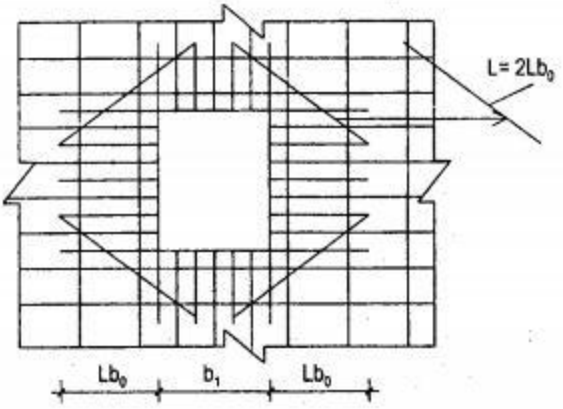
$$Q_v \le 0{,}25\, R_n b_v h_v \qquad (6.16)$$

Ở đây: Q_v - lực cắt tính toán của vách hoặc của nhánh vách cứng;

b_v,h_v - tương ứng là chiều dày và chiều cao tiết diện vách cứng.

Khi vách cứng chịu lực tập trung còn phải kiểm tra khả năng nén cục bộ.

Khi thiết kế chống động đất trong vách và trong lõi thường đặt các cột chìm ở hai đầu vách và ở các góc lõi. Khoảng cách giữa các cột chìm trong khoảng từ 15 đến 20 lần chiều dày vách. Khi cần thiết có thể mở rộng hai đầu vách phẳng theo chiều ngang (hình 6.6).



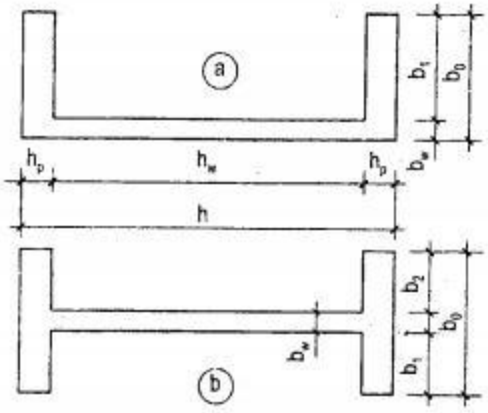
Hình 6.6

Trong vách và tường lõi phải đặt hai lớp lưới thép. Đường kính cốt thép kể cả đứng và ngang chọn không nhỏ hơn 10mm và không nhỏ hơn 0,1 b_v. Hai lớp lưới thép này phải được liên kết với nhau bằng các móc đai hình chữ S với mật độ 4 móc/m^2. Tỷ lệ phần trăm cốt thép thẳng đứng xác định theo tính toán, nhưng phải lớn hơn 0,4% đối với động đất yếu và 0,60% đối với động đất trung bình và mạnh đồng thời không vượt quá 3%.

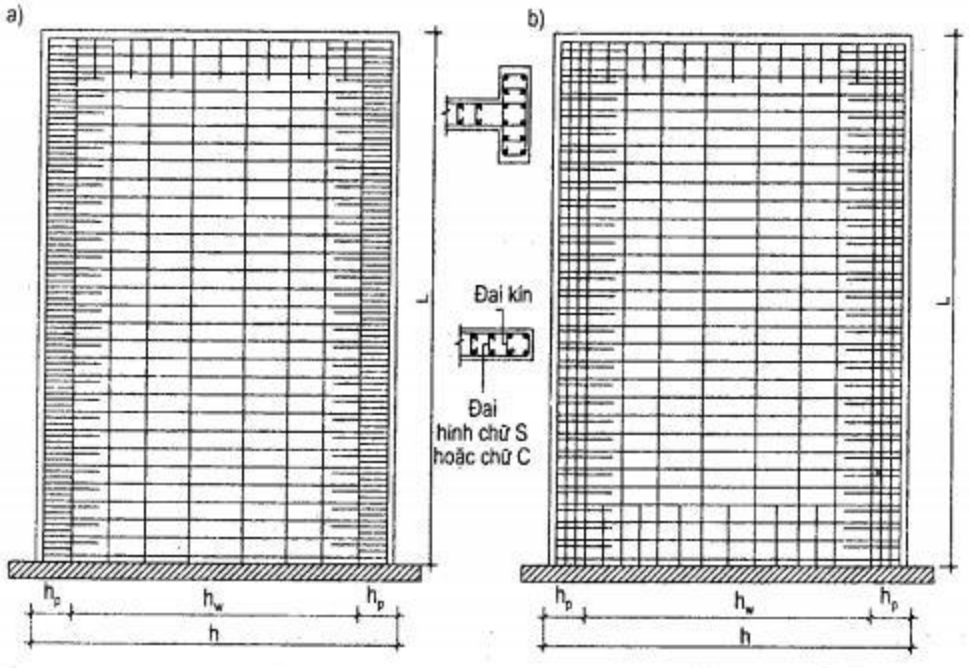
Cốt thép nằm ngang chọn không ít hơn 1/3 lượng cốt thép dọc với hàm lượng ≤ 0,25% đối với động đất yếu và ≤ 0,40% đối với động đất trung bình và mạnh. Khoảng cách giữa cốt thép dọc và ngang chọn ≥ 200mm nếu b_v 300mm và ≤ $2b_v/3$ nếu b_h > 300mm. Trường hợp thông thường, và động đất yếu có thể chọn khoảng cách cốt thép nằm ngang tới 250mm.

Chiều dài nối buộc cốt thép lấy bằng $1,5l_n$ đối với động đất yếu và $2l_n$ đối với động đất trung bình và mạnh. Trong đó l_n chiều dài đoạn neo tính toán cho trường hợp thông thường không xét động đất. Các điểm nối thép phải đặt so le.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 6.7. *Các dạng vách tiết diện chữ U và H*



Hình 6.8. *Chi tiết liên kết thép giữa vách với các cánh và với móng*

Trường hợp vách có lỗ mở nhỏ (b_1 và e ≤ 500mm (xem hình 3.11) phải đặt tăng cường ít nhất 2ϕ12 ở mỗi biên và mỗi góc lỗ mở. Nếu vách có lỗ mở lớn phải dùng biện pháp tăng chiều dày thành vách quanh lỗ và cấu tạo thành vách dưới dạng dầm bao có gờ hoặc ít nhất cũng phải gia cường bằng dầm bao chìm.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Khi tỷ số chiều rộng lỗ cửa trên chiều cao lanh tô $l/h < 1$ có thể đặt cốt thép chéo nghiêng giao nhau (hình 6.9). Tổng diện tích cốt thép chéo F_a có thể xác định như sau:

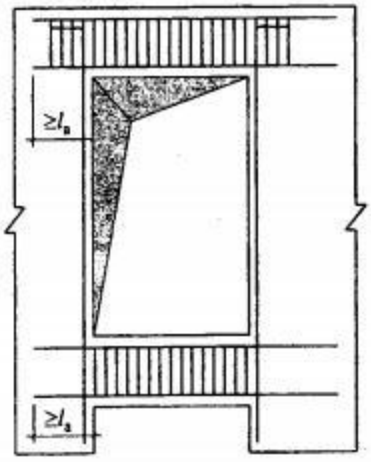
$$F_a = \frac{Q_{lt}}{2R_a \sin\alpha} \qquad (6.17)$$

Trong đó:

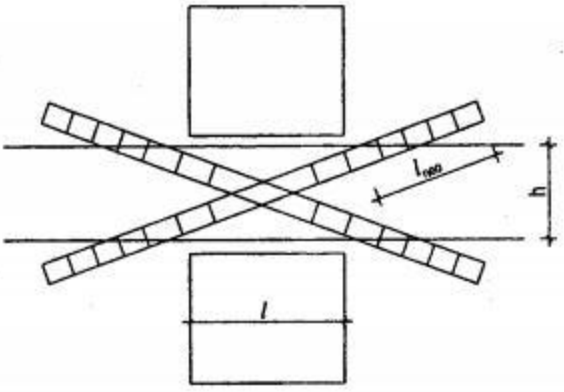
Q_{lt}- lực cắt trong lanh tô;

α - góc nghiêng của thanh chéo và phương nằm ngang.

Cốt chéo theo hai phương buộc thành khung, dùng cốt đai chữ nhật hoặc đai lò xo để liên kết, khoảng cách cốt đai không vượt quá 0,5b với b là chiều dày của lanh tô. Chiều dài đoạn neo l_{neo} lấy theo tính toán nhưng không nhỏ hơn 2b và 600mm.



Hình 6.9



Hình 6.10

Vách cứng không liên tục là vách mà chân của nó (tầng sát móng) được thay thế bằng khung nhằm tạo không gian rộng ở tầng dưới. Sàn ở mức từ vách sang khung gọi là sàn chuyển đổi. Bê tông sàn tầng chuyển đổi cần có mác tăng lên một cấp so với sàn thông thường (hình 6.12).

Cốt thép trong bản sàn chuyển đổi đặt hai lớp, hàm lượng cốt thép mỗi phương không nhỏ hơn 0,25%.

Mép ngoài của sàn cần được gia cường bằng các dầm, nhất là khi sàn bên trong không có dầm, hoặc dùng phương án dầm bản rộng. Mở lỗ trên sàn cần tránh xa mép sàn và không nên mở lỗ ở vùng sàn có không gian rộng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Kích thước tiết diện dầm khung đỡ vách cần chọn:

Bề rộng dầm không nhỏ hơn hai lần bề dày vách và không nhỏ hơn 400mm;

Chiều cao dầm $h_d \geq l_0/8$ và khi xét tới động đất $h_d \geq l_0/6$, ở đây l_0 - nhịp thông thuỷ của dầm.

Có thể làm nách dầm với h_d ở mép gối theo quy định trên còn ở khoảng giữa có thể lấy $h_{d\,nhỏ}$ hơn.

Khi cùng làm việc với vách dưới tác động của tải trọng ngang và thẳng đứng, ngoài chịu uốn, dầm chịu kéo lệch tâm nên tiết diện dầm cần được kiểm tra theo các điều kiện kéo lệch tâm. Tại các tiết diện nách dầm kiểm tra theo cắt.

Hàm lượng cốt thép tối thiểu ở phía trên và dưới không nhỏ hơn 0,2%.

Toàn bộ cốt dọc ở phía dưới phải được neo vào cột, và có ít nhất 50% tổng số cốt dọc phía trên kéo dài suốt dầm.

Các cốt thép đứng trong vách cần được neo xuống hết chiều cao dầm, và có đường kính không nhỏ hơn 16mm với khoảng cách không lớn hơn 200mm.

Cốt đai trong dầm đặt theo tính toán theo lực cắt và phải được tăng cường sát gối tựa, ở vùng hai bên mép lỗ cửa, khi trong vách có lỗ cửa mở sát mép trên của dầm. Cốt đai trong vùng tăng cường chọn đường kính không nhỏ hơn 10mm với khoảng cách không nhỏ hơn 100 mm. Nếu có nách dầm, cần dùng ít nhất 2 thanh cốt xiên đường kính không nhỏ hơn 16mm.

Kích thước và cấu tạo cột khung đỡ vách cứng cần tuân theo các yêu cầu sau:

Chiều cao tiết diện cột $h_c l_0/15$, và khi xét tới động đất chọn $h_c l_0/12$, ở đây: l_0 - chiều dài thông thuỷ của dầm.

Chiều rộng cột lấy không nhỏ hơn chiều rộng dầm và có thể lớn hơn 50mm mỗi bên.

Tỷ số giữa chiều cao thông thuỷ của cột với cạnh dài tiết diện cột lấy lớn hơn 4.

Hàm lượng cốt thép trong cột không nhỏ hơn 1% cả khi xét tới động đất.

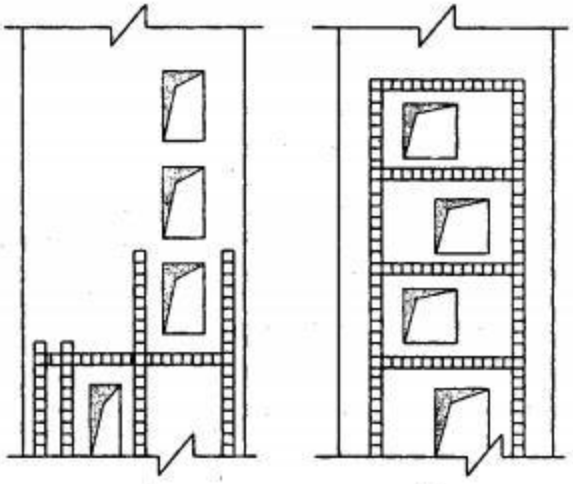
Đường kính cốt đai trong cột chọn không nhỏ hơn 10mm với khoảng cách không lớn hơn 200mm và không lớn hơn 100mm khi xét tới động đất.

Lực dọc tính toán trong cột lấy theo tổ hợp tải trọng đứng, tải trọng ngang và được nhân với hệ số 1,2.

Khi cần mở lỗ cửa trong vách, lõi cần phải đảm bảo sự liên tục của các nhánh và kích thước lỗ bằng nhau, thẳng hàng từ trên xuống dưới. Trong trường hợp kích thước chiều rộng lỗ lớn hơn 2/3 chiều rộng vách hoặc buộc phải mở lỗ lệch thì phải đặt khung chìm trong vách và đường kính các thanh thép trong khung chìm không nhỏ hơn16mm.

Khi tính toán và cấu tạo khung đỡ tường vách bê tông liền khối cần chú ý:

Dưới tác động của tải trọng thẳng đứng dầm khung và vách cùng làm việc theo mô hình chữ T ngược có chiều rộng cánh chịu kéo bằng chiều rộng dầm khung. Chiều cao vùng làm việc của vách phía trên dầm (sườn tiết diện chữ T) lấy bằng khẩu độ thông thuỷ L_0 của khung đỡ vách (hình 6.11).



a) *b)*

Hình 6.11

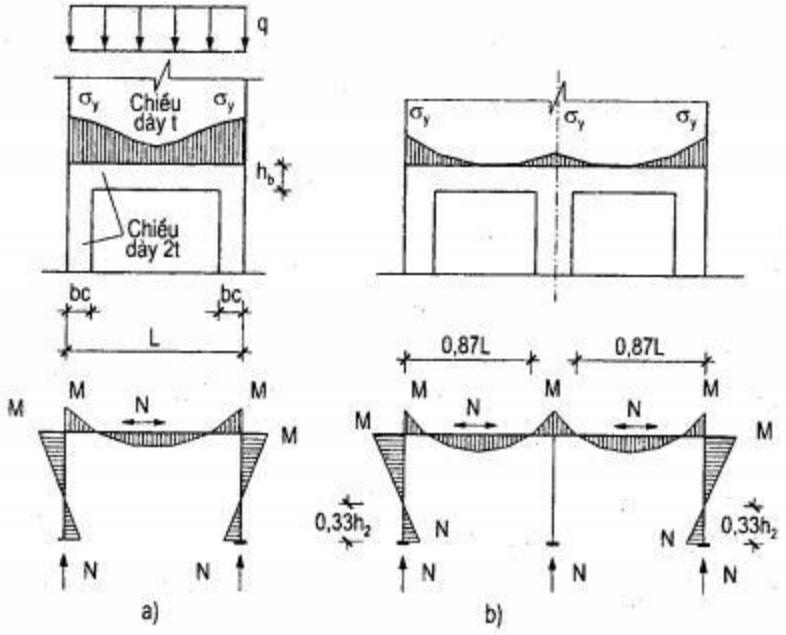
Khi xét tới sự cùng làm việc của vách và khung đỡ vách cho thấy vách làm việc như kết cấu tường treo (tường cao) và dầm khung làm việc như kết cấu dầm đỡ tường. Nhờ hiệu ứng vòm ứng suất pháp và ứng suất tiếp phân bố không đều trong phạm vi chiều cao tường có giá trị bằng L_0 (hình 6.11a và b).

Dưới tác động của tải trọng thẳng đứng, mômen uốn và lực cắt trong dầm khung giảm đáng kể so với trường hợp khung không liền tường, nên có thể giảm chiều cao dầm, nhưng đồng thời phải đảm bảo khả năng chịu kéo dọc trục khá lớn gây ra trong dầm.

Sau khi xác định được các giá trị ứng suất pháp và ứng suất tiếp trong vách theo cách tính dầm treo hoặc cách theo phương pháp số với sự trợ giúp

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

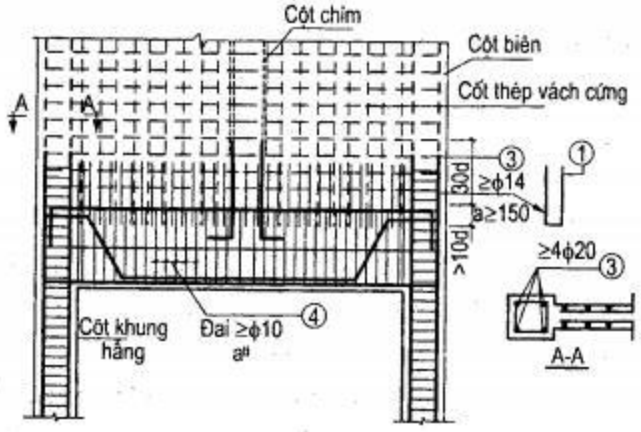
của các phần mềm máy tính ta dễ dàng tìm được nội lực trong khung đỡ tường theo các sơ đồ tính toán dưới đây (hình 6.12):



***Hình 6.12**: a) Sơ đồ tải trọng và dạng biểu đồ mômen trong khung một tầng một nhịp; b) Sơ đồ tải trọng và biểu đồ mômen trong khung một tầng hai nhịp*

Trên các hình 6.12, 6.13 ký hiệu t - chiều dày tường vách.

Kết quả tính toán theo tải trọng thẳng đứng của hệ khung đỡ tường-vách theo nguyên tắc nêu trên còn cần được tổ hợp với kết quả xác định nội lực trong hệ dưới tác động của tải trọng ngang.



***Hình 6.13.** Sơ đồ bố trí thép giữa tường và khung*

6.6. YÊU CẦU CẤU TẠO TRONG KẾT CẤU BÊ TÔNG LẮP GHÉP NHÀ CAO TẦNG

Trong xây dựng nhà cao tầng dùng bê tông đổ tại chỗ bộc lộ không ít nhược điểm. Đó là thi công phức tạp do dùng khối lượng lớn ván khuôn giáo chống, kéo dài thời hạn thi công, phụ thuộc nhiều vào điều kiện thời tiết dẫn đến khó khăn trong việc quản lý chất lượng xây dựng công trình.

Sử dụng các cấu kiện bê tông đúc sẵn, được sản xuất trên các dây chuyền công nghệ tiên tiến để lắp ghép các kết cấu chịu lực trong nhà cao tầng có thể khắc phục được hầu hết các nhược điểm của bê tông đổ liền khối. Với việc sử dụng các loại liên kết không hàn dùng các loại vữa không có cường độ cao, các kết cấu chịu lực lắp ghép đều có thể thoả mãn mọi yêu cầu tính toán dưới tác động của tải trọng tĩnh và động.

Qua các trận động đất lớn xảy ra nhiều nơi trên thế giới cho thấy kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép toàn phần hoặc từng phần nhất là khi dùng bê tông ứng lực trước đều tỏ ra có nhiều ưu việt trong việc tiếp thu và ứng xử với tác động của tải trọng động đất:

- Tại Mexico City sau trận động đất mạnh năm 1985 trong số 265 ngôi nhà bê tông cốt thép lắp ghép chỉ có 5 ngôi nhà bị sập đổ hoặc hư hỏng lớn.

- Trận động đất lớn ở Kôbê Nhật Bản năm 1995 trong số hơn 150 ngôi nhà dùng bê tông cốt thép ứng lực trước lắp ghép chỉ có 3 ngôi nhà bị phá huỷ.

Các ngôi nhà lắp ghép tấm lớn sau trận động đất xảy ra năm 1988 tại thành phố Leninacan Acmêni tỏ ra an toàn hơn so với các kết cấu khác.

Các kết quả nghiên cứu, thực nghiệm cho thấy cốt thép chịu kéo trong các mối nối khi chịu tải trọng động đất có thể tạo ra các khớp dẻo theo ý đồ thiết kế tạo nên sự phân phối lại nội lực trong các hệ chịu lực, các cấu kiện dẫn tới tăng khả năng kháng chấn ngôi nhà. Khi dùng kết cấu bê tông ứng lực trước nhất là các kết cấu căng sau các biến dạng và chuyển vị thường nhanh chóng được phục hồi hơn so với kết cấu bê tông thường.

Các kết cấu khung, vách lõi chịu lực nhà cao tầng thường dùng cách phân chia thành các cấu kiện đúc sẵn phù hợp với điều kiện sản xuất, vận chuyển và lắp dựng sao cho hình dáng, kích thước tiết diện phải đơn giản, thông dụng theo yêu cầu điển hình hoá, để số chủng loại cấu kiện ít nhất nhưng có thể lắp dựng được nhiều kiểu nhà, công trình khác nhau.

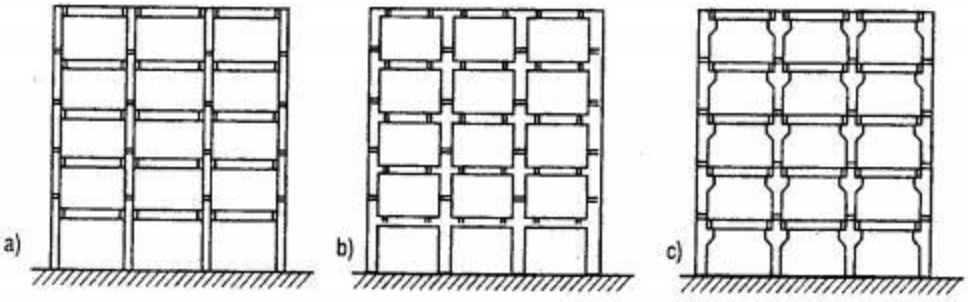
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Dựa vào tính chất chịu lực kết cấu nhà cao tầng: hệ khung chủ yếu chịu tải trọng thẳng đứng, còn các loại tải trọng ngang do các hệ vách lõi tiếp thu thông qua hệ sàn có độ cứng rất lớn trong mặt phẳng nên có thể thiết kế các mối nối cột với cột, cột với dầm và dầm, sàn với vách lõi một cách đơn giản hơn so với các liên kết cứng trong kết cấu đổ liền khối.

Kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép trong nhà nhiều tầng thường dùng các loại mối nối sau đây:

- Mối nối khớp lắp ghép toàn phần hoặc từng phần;
- Mối nối mềm lắp ghép toàn phần hay từng phần;
- Mối nối cứng lắp ghép - toàn khối.

Đối với hệ khung nhiều tầng thường chia cắt thành những cấu kiện thẳng với các liên kết khớp giữa dầm và cột, liên kết cứng giữa cột với cột với sàn như trên (hình 6.14).



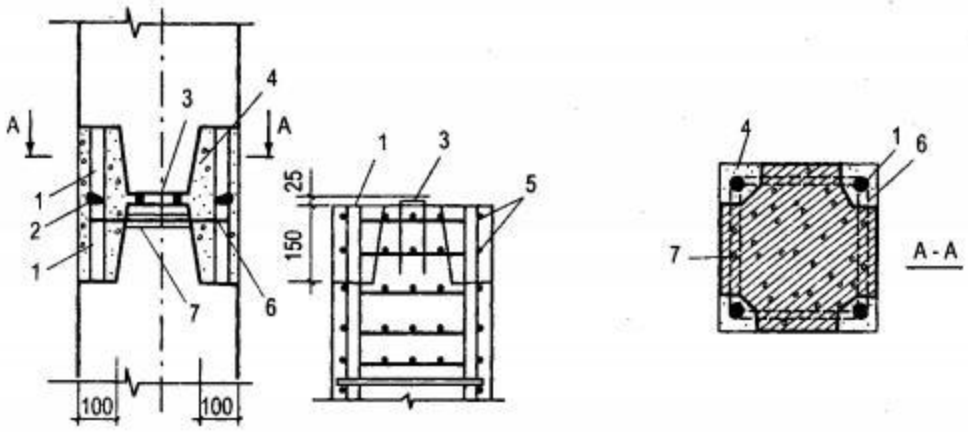
Hình 6.14. *Các phương án chia cắt khung thường dùng trong nhà nhiều tầng:*
a) Dầm liên kết với cột có vai lẩn vào dầm;
b) Cột chữ thập liên kết khớp với dầm; c) Dầm gối lên vai cột hở.

Trong các phương án chia cắt khung có thể dùng cột có công xon ngắn, công xon dài (hình 6.14a) hoặc không có công xon (hình 6.14b).

Trường hợp không có công xon thì tại vị trí nối cột và đầu dầm phải khắc rãnh rồi đổ bê tông sau chất lượng cao, và cốt thép vùng chịu kéo được hàn với các chi tiết đặt sẵn trong cột hoặc hàn vào các đoạn cốt thép xuyên qua lỗ chừa trong cột. Kiểu nối này chỉ nên dùng cho trường hợp kết cấu chịu tải trọng động đất (hình 6.16).

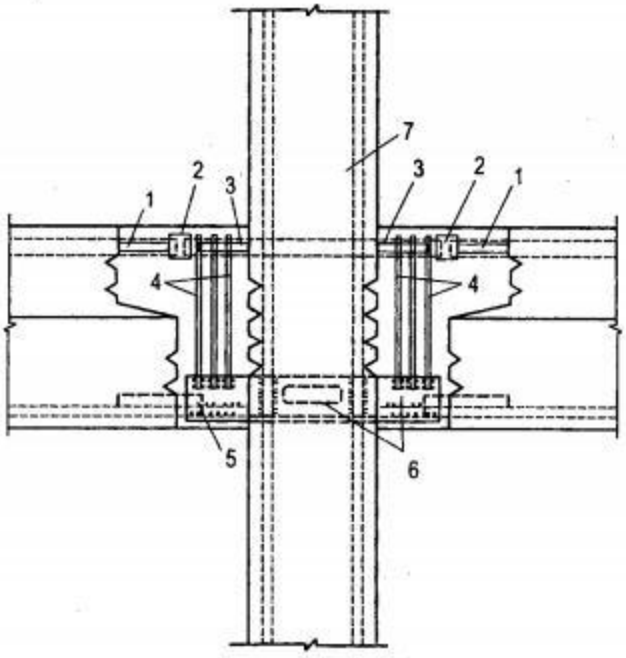
Nối cột với cột có thể dùng hàn đối đầu các thanh thép để chừa trong cột (hình 6.15). Và vị trí các cốt thép được nối đối đầu có độ chính xác nên gặp khó khăn trong điều kiện lắp ghép ngoài hiện trường. Phương pháp nối này yêu cầu kỹ thuật cao về hàn có máng.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



Hình 6.15. *Nối đối đầu cốt thép cột:*

1. Đầu nối; 2. Đường hàn; 3. Bản định vị trục cột; 4. Bê tông đổ sau; 5. Lưới thép; 6. Cốt đai bổ sung; 7. Rãnh đặt cốt đai.

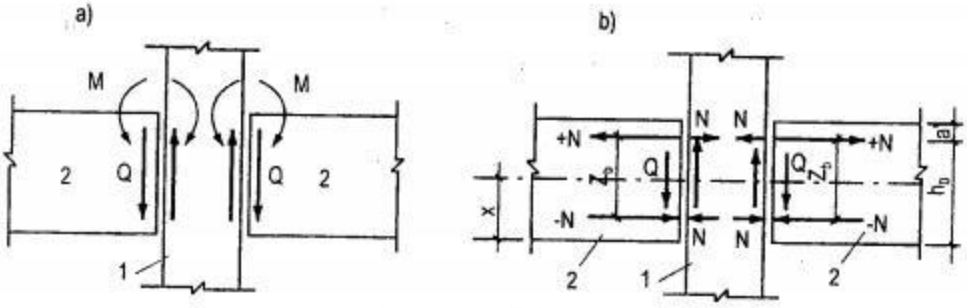


Hình 6.16.

1. Đoạn thép nối; 2. Hàn táp qua bản thép; cốt trong dầm để chừa; 4. Cốt bổ sung; 5. Thép góc để chừa có khoét lỗ để đổ bê tông; cột.

Các mối nối hàn cần được tính toán theo các sơ đồ hình 6.17a hay 6.17b tuỳ thuộc và điểm nối phương pháp nối.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org



***Hình 6.17**. Các sơ đồ tính toán mối nối dầm với cột: a) Có liên kết cốt dọc vùng nén và vùng kéo; b) Có cốt dọc được liên kết hàn chỉ ở vùng nén.*

Với mối nối hàn ốp các thanh liên kết, diện tích tiết diện các thanh được xác định theo công thức:

$$F_a = \frac{M_m}{R_a z} \tag{6.18}$$

Ở đây: M_m - mômen mép cột; z – cánh tay đòn ngẫu lực trong mối nối bằng khoảng cách từ tâm đến tâm tiết diện các chi tiết đặt sẵn ở trên và dưới.

Đối với mối nối chỉ liên kết bên trên còn lại đổ bê tông liền khối (hình 5b) diện tích tiết diện các thanh liên kết có thể lấy theo diện tích tiết diện cốt thép đặt trong tiết diện đầu dầm theo tỷ lệ:

$$F_a = \frac{F_{agoi} R_{agoi}}{R_a} \tag{6.19}$$

Ở đây: $R_{agối}$ cường độ tính toán của cốt thép tại vùng gối dầm.

Khi nối đối đầu cốt thép bằng hàn vào các bản thép chỉ hàn một bên, lực kéo đường hàn xác định:

$$N_h = 0{,}85\, h_h l_h\, R_h \tag{6.20}$$

Ở đây: h_h, l_h, R_h tương ứng là chiều cao, chiều dài, cường độ mối hàn.

Vậy tổng chiều dài đường hàn với các thanh được nối bằng:

$$\sum l_h = \frac{1{,}3N}{0{,}85 h_h R_h} \tag{6.21}$$

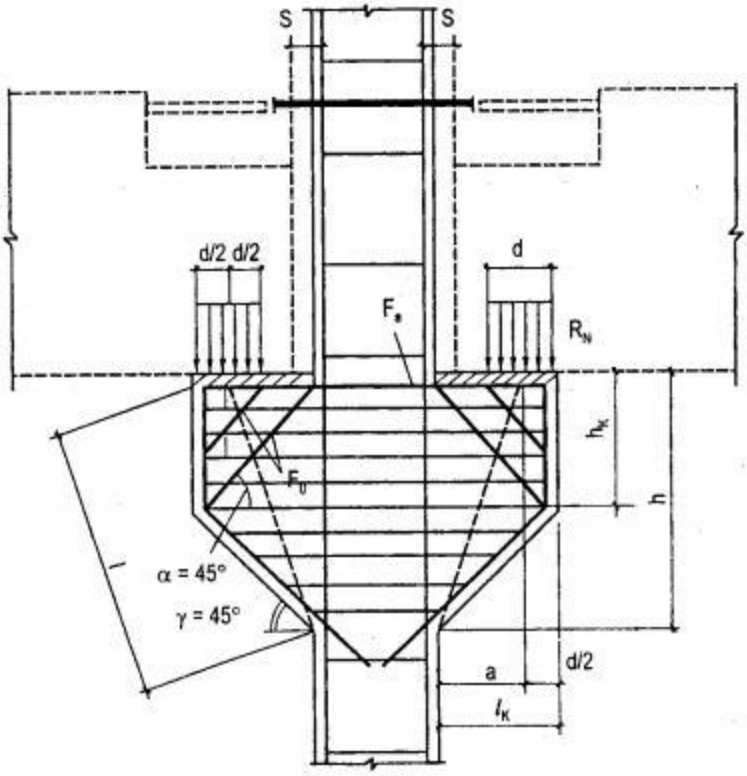
Ở đây: 1,3 là hệ số bảo đảm độ tin cậy của đường hàn khi tính toán điều chỉnh mômen trong dầm. Chiều dài tối thiểu đường hàn của thanh nối đồng thời phải $l_h \varepsilon$ 4-5d; d - đường kính thanh nối.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Kích thước công xon (hình 6.18) được xác định theo phản lực gối tựa Q. Chiều dài tính toán của bản đệm đặt trên công xon được xác định như sau:

$$d = \frac{Q}{b_d R_n} \tag{6.22}$$

Ở đây: b_d - chiều rộng dầm.



***Hình 6.18.** Sơ đồ tính toán vai cột*

Chiều dài tối thiểu của công xon có kể đến khoảng hở giữa dầm và mép cột s lấy bằng $l_k = d + s$ và thường lấy bằng 200 - 300 mm.

Khoảng cách từ mép cột tới điểm đặt lực Q lấy bằng:

$$a = l_k - \frac{d}{2} \tag{6.23}$$

Đối với công xon ngắn ($l_k \le 0{,}9h_0$)và góc vát nghiêng $\beta \ge 45°$. Chiều cao công xon tại tiết diện mép cột $h_k = (0{,}7 \ldots 0{,}8)\, h_{dầm}$, tại mép ngoài $h_k \ge h/2$.

Chiều cao tiết diện mép cột của công xon ngắn được xác định theo điều kiện:

$$Q \le \frac{1,25k\ R_k h_o^2}{a} \qquad (6.24)$$

nhưng không lớn hơn $2,5R_k bh_0$, ở đây k = 1,2 cho bê tông nặng và 0,8 cho bê tông nhẹ; h_0 chiều cao tính toán tiết diện mép cột.

Diện tích tiết diện cốt thép dọc của công xon được xác định theo giá trị mômen tại mép cột đã được tăng lên 25%:

$$F_a = \frac{1,25M_m}{R_a h_o} \qquad (6.25)$$

Khi chiều cao công xọn ngắn $h > 2,5l_k$ phải đặt cốt đai và cốt xiên. Khoảng cách giữa cốt xiên không lớn hơn 150 mm và không lớn hơn h/4, đường kính cốt xiên không lớn hơn 25 mm và không lớn hơn 1/15 chiều dài uốn xiên.

Tổng diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đường thẳng l (hình 6.18) không được nhỏ hơn $0,002bh_{0\ và}$ không nhỏ hơn:

$$F_x = \frac{Q - Q_b}{R_{ax} \sin\alpha} \qquad (6.26)$$

Ở đây: $\alpha = 45°$; Q_b - khả năng chịu cắt của bê tông được xác định theo tiết diện nghiêng trong đó hình chiếu bằng theo tiết diện vết nứt xiên được lấy bằng $c = a + h_0/3$.

Trong các mối nối dùng hàn cốt thép dưới của dầm vào công xon là thép góc thì lực Q do tải trọng truyền xuống sau khi đã được đổ bê tông toàn khối có thể được giảm 25%.

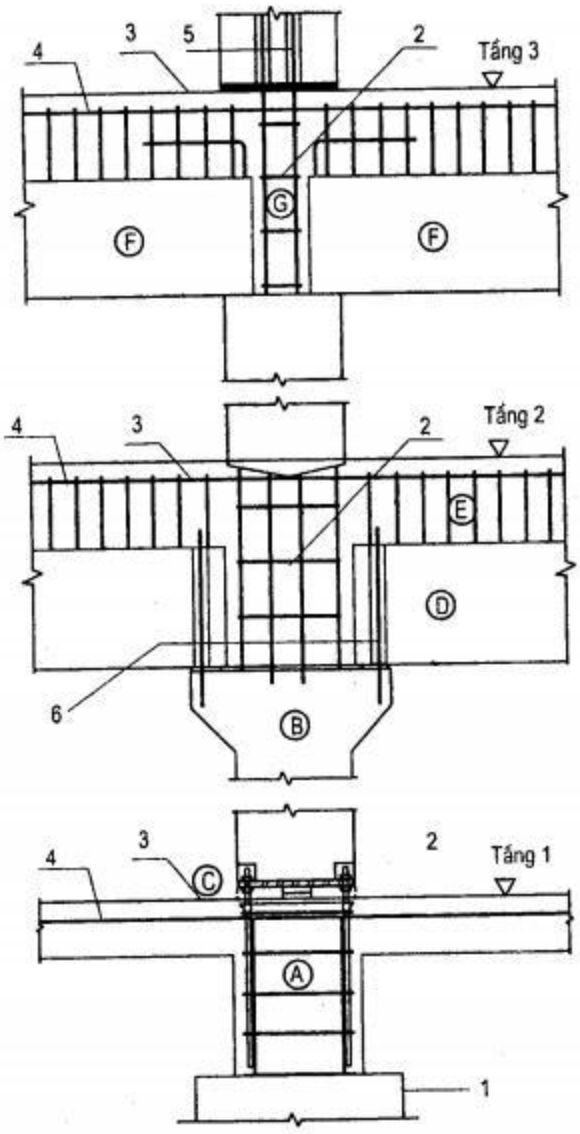
Trong các mối nối không dùng bê tông đổ sau thì lực nén N được truyền qua các đường hàn giữa các chi tiết đặt sẵn trong dầm với đoạn thép chừa trong cột. Tổng chiều dài đường hàn được xác định theo công thức:

$$\sum l_h = \frac{1,3(N - T)}{0,7h_h R_b} \qquad (6.27)$$

Ở đây: T = Qf - lực ma sát giữa thép với thép lấy bằng 0,15.

Các mối nối hàn thực hiện ngoài hiện trường tuy đơn giản song việc kiểm tra chất lượng đường hàn không cao nên người ta đã đưa vào ứng dụng nhiều kiểu mối nối không hàn cho hệ kết cấu lắp ghép - toàn khối (hình 6.19).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

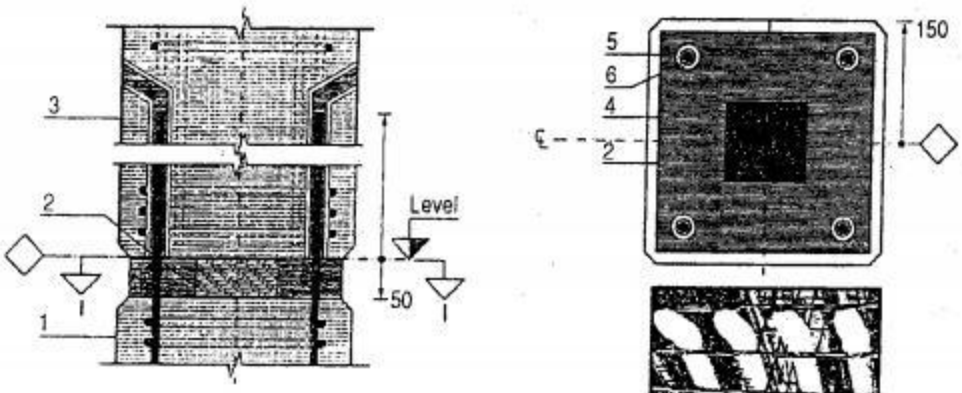


Hình 6.19. *Các mối nối dầm - cột - dầm không hàn*

1. Cổ móng; 2. Cốt đai đặt sau; 3. Bê tông đổ bù; 4. Cốt thép dọc đặt sau trong dầm;
5. Các ống thép đặt sẵn hoặc lỗ chừa sẵn trong cột; 6. Cốt thép để chừa trong vai cột;
A- Kết cấu sàn tầng trệt; B, C, D, F - phần đúc sẵn của cột, dầm; G- Bê tông đổ sau.

Các cốt thép để chờ từ cột hay dầm được xuyên qua các lỗ chừa sẵn trong đầu dầm hoặc trong cột rồi bơm vữa không co cường độ cao sau đó được toàn khối hoá cùng với phần bê tông đổ bù cho dầm hay sàn tạo nên các liên kết có độ tin cậy cao. Các ống đặt sẵn có thể dùng để nối cột với cột (hình 6.20) và các tấm tường với nhau (hình 6.21).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

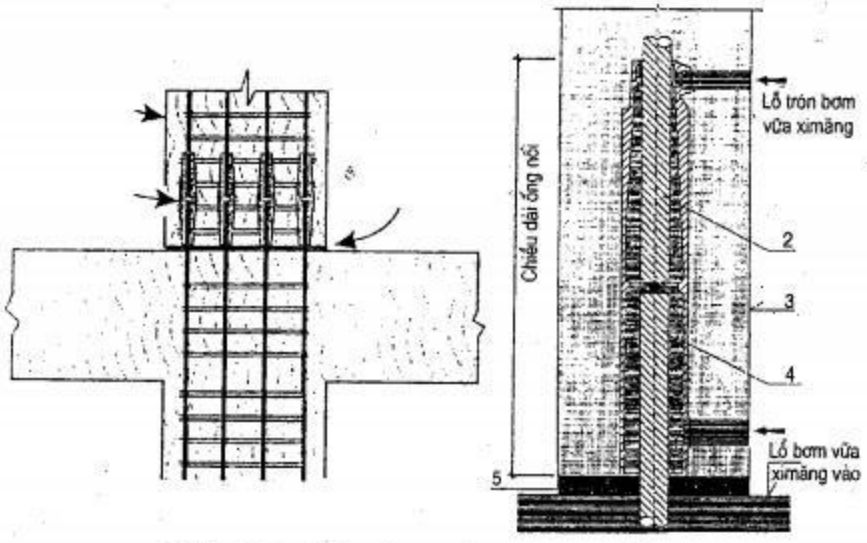


a) 1. Cột đưới đúc sẵn có 4 thanh thép để chừa;
2. Gối tựa chính tâm; 3. Cột trên đúc sẵn có đặt ống;
4. Vữa không co cường độ cao
5. Ống cong đặt sẵn; 6. Đoạn thép nối;

b) Ống cong đặt trong cột.

***Hình 6.20**. Mối nối cột với cột*

Trên hình (6.21) thể hiện mối nối cột với dầm đúc sẵn hay đổ toàn khối thông qua các ống lồng kim loại được đặt sẵn trong các cấu kiện bên trên. Vữa xi măng chất lượng cao được bơm từ dưới lên.



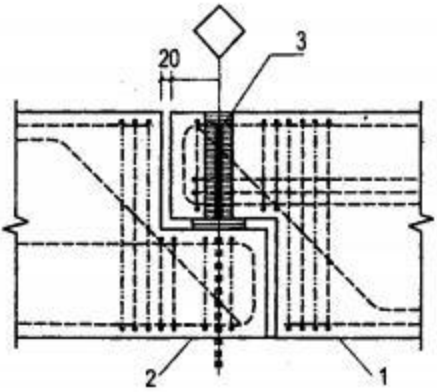
***Hình 6.21**. Mối nối cột bằng cốt thép để chừa:*

a) 1. Sàn đổ toàn khối. 2. Cốt thép để chừa trong ống lồng; 3. Tường bê tông cốt thép đúc sẵn; 4. Cốt thép để chừa trong sàn; 5. Vữa không co cường độ cao.
b) Chi tiết ống tạo lỗ một đầu cong.

Đối với cột có hình chữ T phần công xon có thể nối với đoạn nhịp của dầm bằng mối nối khớp đơn giản không hàn thông qua các thanh thép để chừa trong

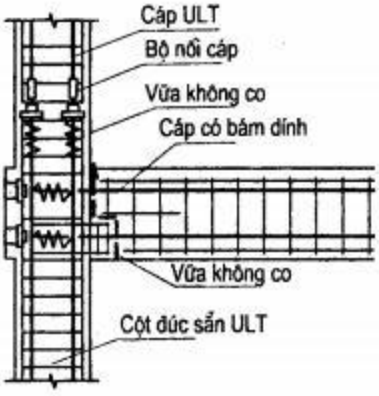
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

đoạn công xon. Trong trường hợp này vị trí mối nối cần đặt tại tiết diện có mômen uốn nhỏ nhất hoặc bằng không. Trong đầu công xon và trong đầu dầm nối cần được bổ sung cốt đai và cốt xiên chịu cắt và được tính toán tương tự như đối với công xon ngắn để không xảy ra phá hoại theo các vết nứt xiên.

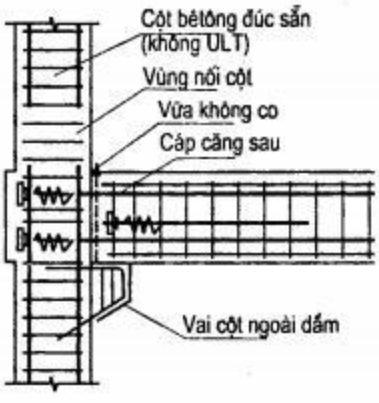


Hình 6.22. Mối nối trong nhịp dầm.
1. Đoạn giữa dầm; 2. Đoạn dầm công xon liền với cột; 3. Đoạn thép nối xuyên qua lỗ để chừa.

Hiện nay các loại mối nối trong kết cấu lắp ghép bê tông ứng lực trước bằng công nghệ căng sau được áp dụng ở nhiều nước cho xây dựng nhà cao tầng. Các cấu kiện dầm và cột đúc sẵn được nối với nhau nhờ căng sau cốt thép cường độ cao cho trường hợp cột có vai chìm trong dầm hay vai đặt dưới dầm. Cốt thép gây ứng lực trước có thể đặt cả trong vùng nén và vùng kéo của dầm và cột (hình 6.23).

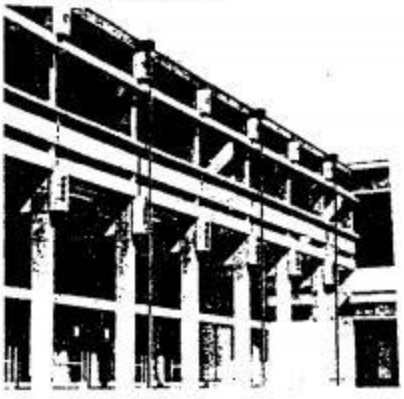


a) Cột ứng lực trước và có vai chìm trong dầm



b) Cột có vai dưới dạ dầm

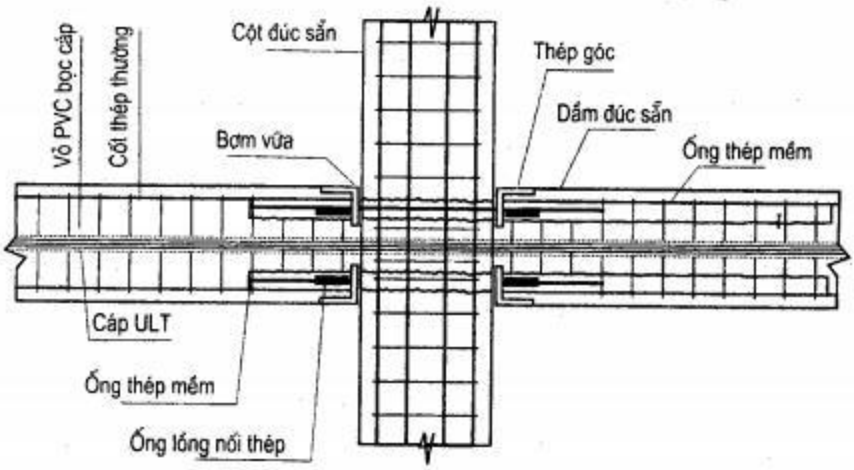
Hình 6.23. Mối nối dùng bê tông ứng lực trước căng sau



c) Công trình xây dựng dùng cốt căng sau để liên kết các cấu kiện đúc sẵn.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Cốt thép ứng lực trước căng sau có thể chỉ đặt dọc trục nằm ngang dầm đúc sẵn (hình 6.24).





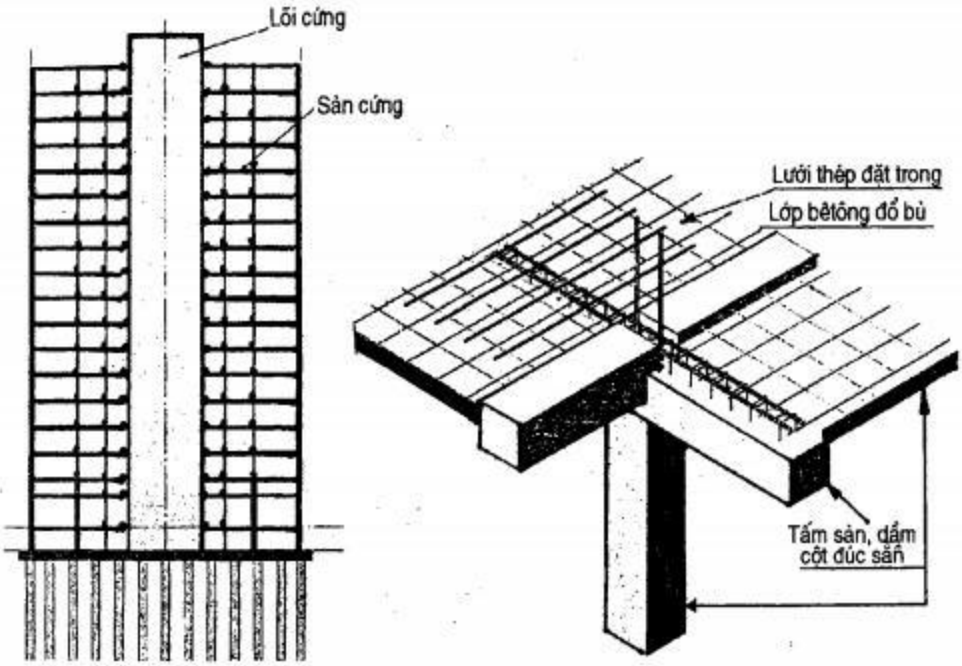
***Hình 6.24**. Mối nối dùng cáp căng sau không bám dính được bọc trong vỏ nhựa PVC. Cốt thép thường đặt trong ống thép mềm sau bơm vữa: a) Sơ đồ mối nối dầm cột bằng cáp căng sau; b) Ngôi nhà 39 tầng dùng kiểu nối này được xây dựng tại Hoa Kỳ*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

6.7. NHÀ CAO TẦNG BÁN LẮP GHÉP TỪ CÁC SẢN PHẨM ĐÚC SẴN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC CỦA CÔNG TY BÊ TÔNG – XÂY DỰNG VINACONEX XUÂN MAI

Nhờ ứng dụng các công nghệ tiên tiến trong lĩnh vực vật liệu, sản xuất, vận chuyển và lắp ghép cấu kiện bê tông ứng lực trước, kết hợp với thi công đổ tại chỗ một phần hay toàn phần các kết cấu, trong một thời gian ngắn vừa qua Công ty Bê tông Xây dựng Vinaconex - Xuân Mai đã góp phần xây lắp thành công hàng chục ngôi nhà cao từ 17 đến 34 tầng trong khu đô thị Trung Yên Hà Nội cùng nhiều công trình công nghiệp, khách sạn cao tầng, sân vận động, các trung tâm thương mại khẩu độ lớn trên khắp các tỉnh thành trong cả nước.

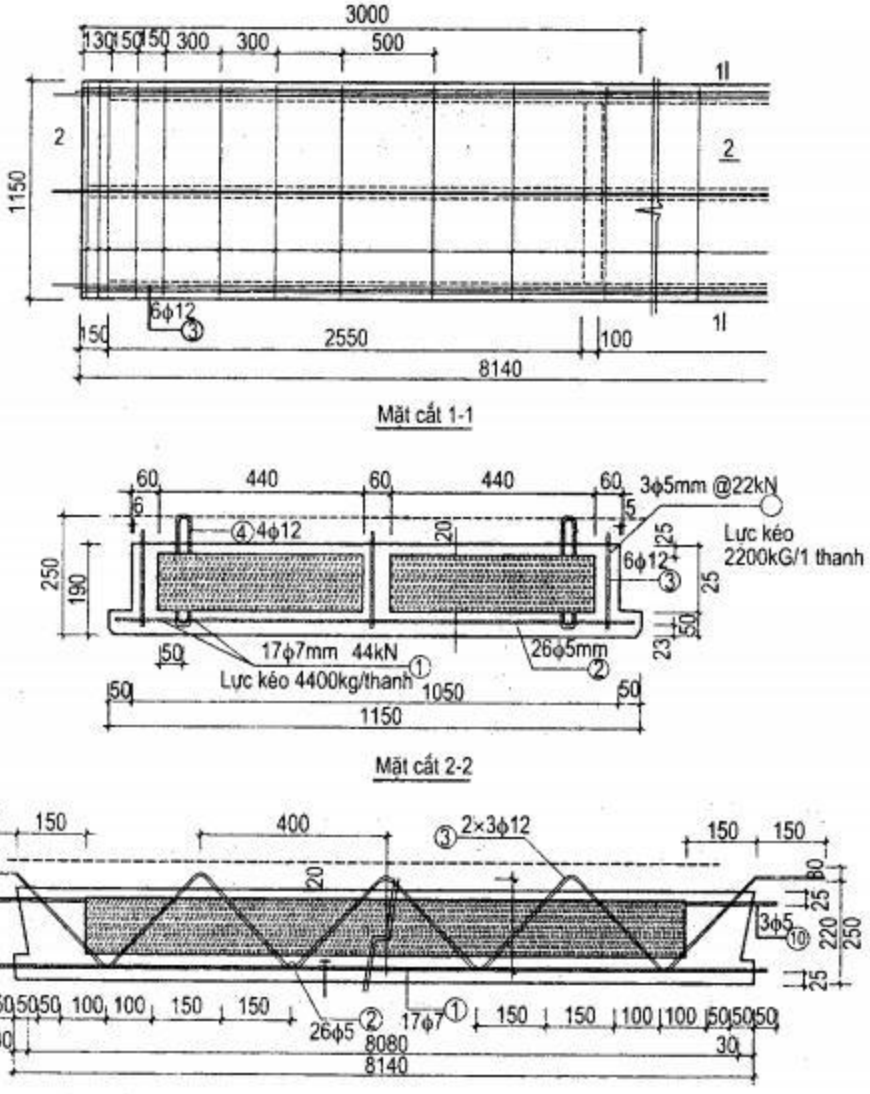
Trong thiết kế các kết cấu chịu lực nhà cao tầng đã sử dụng sơ đồ giằng (xem chương 1) với các lõi cứng đổ tại chỗ bằng công nghệ ván khuôn trượt hoặc các tường - vách cứng lắp ghép và hệ sàn bán lắp ghép bảo đảm sự làm việc của công trình phù hợp với giả thiết tính toán: tải trọng ngang hoàn toàn được truyền vào vách, lõi cứng thông qua hệ sàn cứng nhiều tầng, còn hệ khung cột chủ yếu chịu tải trọng thẳng đứng (hình 6.25a).



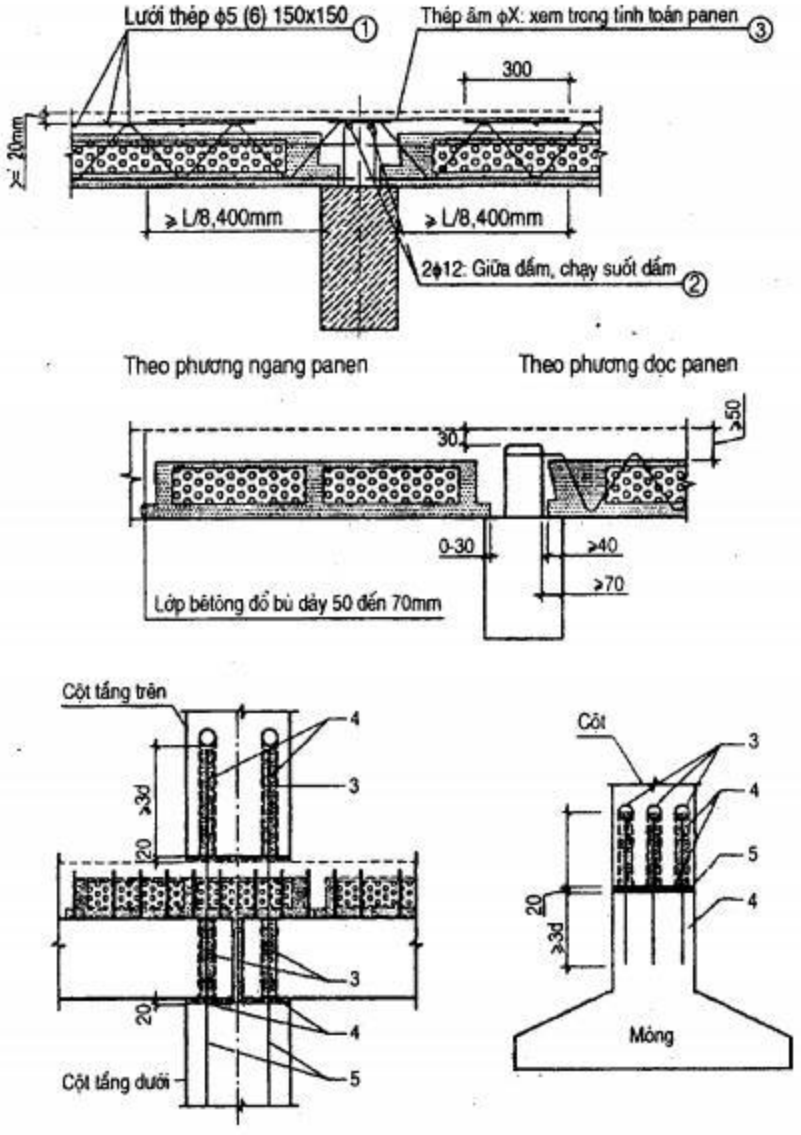
***Hình 6.25**. a) Mô hình kết cấu chịu lực hệ khung giằng;*
b) Sơ liên kết các cấu kiện lắp ghép và lớp bê tông đổ bù tại chỗ

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Hệ sàn cứng nhiều lớp được thiết kế từ các tấm đặc hoặc các panen 3 lớp ứng lực trước bê tông mác 400 và lớp xốp dùng làm cách âm cách nhiệt. Trên chiều rộng panen là 1100 mm đặt từ 11 đến 17 sợi thép cường độ cao đường kính 7mm được căng trước với chiều dài trên 8000 mm tuỳ thuộc và tải trọng sử dụng tính toán trên sàn từ 500 đến 1000 kg/m^2. Chiều cao phần đúc sẵn từ 15 đến 19 cm bê tông mác 400 trở lên và lớp bê tông cốt thép lưới đổ bù có chiều dày 6cm và mác 300. Trên hình 14 là chi tiết các mặt cắt panen 3 lớp khẩu độ 8,20m. Giữa các khe panen đặt bổ sung 1-2 thanh thép uốn ziczăc đường kính 10 đến 12mm.



***Hình 6.26**. Chi tiết panen 3 lớp ứng lực trước: a) Mặt cắt ngang; b) Mặt cắt dọc*



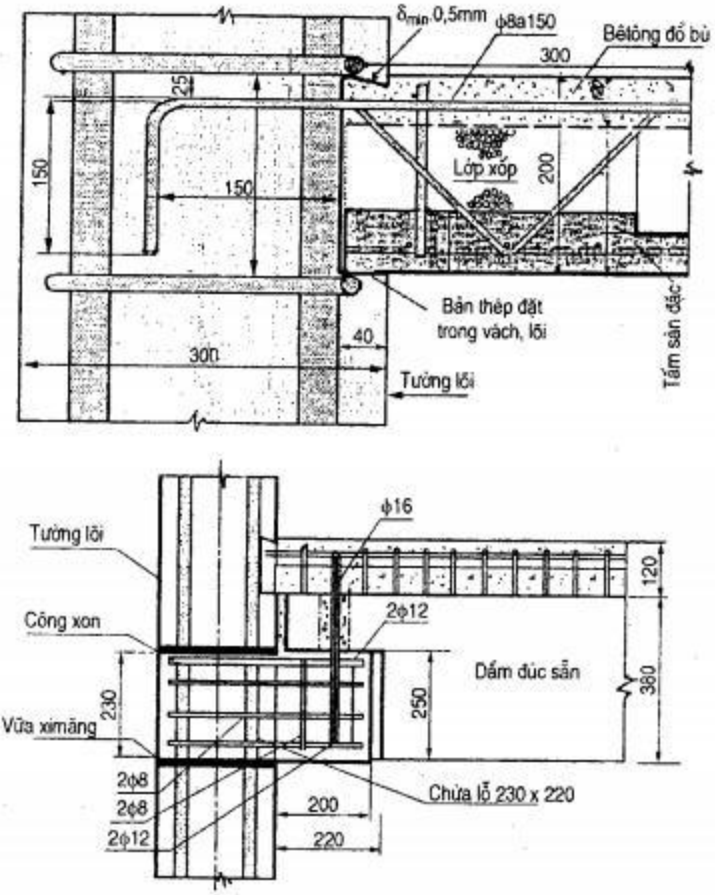
Hình 6.27. *a) Liên kết cột - cột - dầm không có vai cột; b) Panen sàn gác lên dầm theo phương chiều dài; c) Panen sàn gác lên dầm theo phương chiều dài và chiều ngang panen; d) Panen sàn gác lên dầm dầm biên theo phương cạnh dài panen; e) Liên kết giữa cổ móng hay dầm móng đổ liền khối với cột đúc sẵn.*

1. Lưới thép đặt trong lớp bê tông đổ bù;
2. Cốt thép dọc của dầm giữa hay dầm biên trong phần bê tông đổ bù.

Các cấu kiện dầm có gác panen một bên hay bên chỉ đúc sẵn với chiều cao bằng h-12cm; - h chiều cao thiết kế dầm, phần còn lại được đổ bù tại công trường với việc đặt cốt dọc theo tính toán.

Các mối nối cột - móng; cột- cột - dầm - sàn; dầm - cột đều được thực hiện bằng phương pháp không hàn.

Các liên kết cột với cột bằng cối thép chờ xuyên qua dầm hoặc từ móng, dầm móng lên không hàn được thể trên hình (6.27).

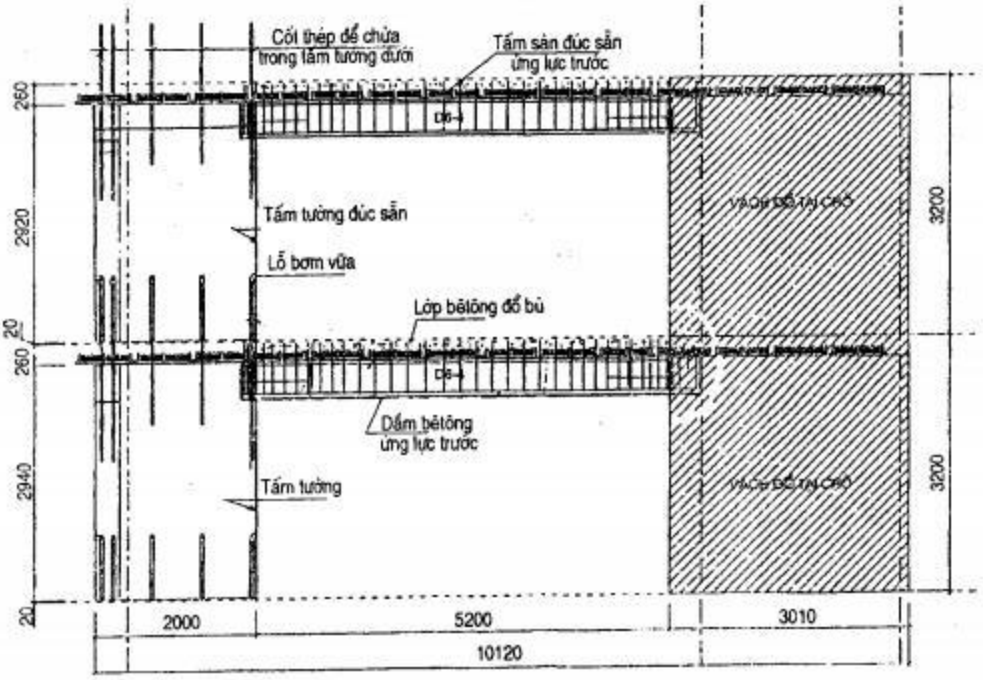


***Hình 6.28**. a) Chi tiết gối các tấm sàn dọc theo chu vi tường - lõi;*
b) Chi tiết liên kết dầm với tường vách, lõi cứng không hàn.

Các liên kết giữa dầm, tấm đúc sẵn với tường - vách, tường lõi có vách hết sức quan trọng nhằm đảm bảo các giả thiết tính toán cho hệ khung giằng là kết cấu sàn là một khối thống nhất có độ cứng rất lớn trong mặt phẳng đồng thời có thể thực hiện được yêu cầu liên kết khớp với vách, lõi cứng. Trên hình 15a cho thấy các tấm sàn được kê vào tường lõi qua chi tiết thép hình chữ U đặt sẵn. Còn đầu dầm được kê lên các công xon ngắn được đưa vào các lỗ chừa sẵn trong tường- lõi (hình 6.27b).

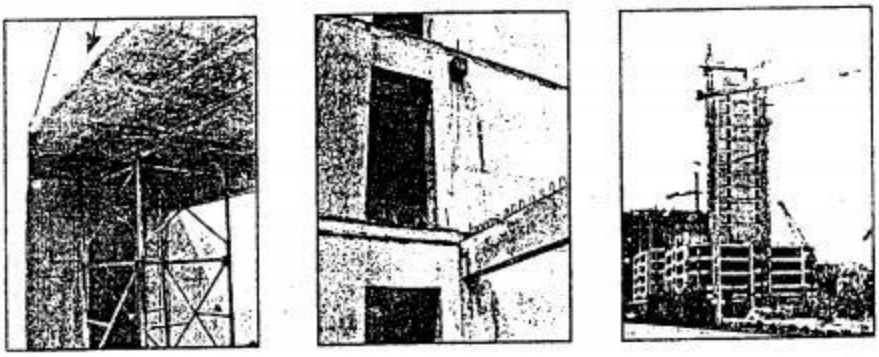
Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Các vách cứng cũng được chia thành nhiều phần đúc sẵn có chiều cao bằng chiều cao tầng nhà, rồi cũng được liên kết bằng phương pháp không hàn (hình 6.29).



***Hình 6.29**. Các liên kết giữa dầm bê tông ứng lực trước với tường lõi đổ liền khối và tường - vách cứng đúc sẵn*

Trên hình 6.30 thể hiện quá trình lắp các cấu kiện bê tông ứng lực trước đúc sẵn với lõi cầu thang sau khi được đổ tại chỗ bằng phương pháp dùng ván khuôn trượt cho các chung cư cao tầng tại Hà Nội.



***Hình 6.30**. a, b) Các panen sàn 3 lớp và dầm đúc sẵn đã được gối vào tường lõi cầu thang; c,d) Các lõi cầu thang đã được trượt xong.*

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

Bảng 6.1. So sánh các chỉ tiêu bê tông và cốt thép trong hai ngôi nhà 17 tầng đã được xây dựng tại Hà Nội theo công nghệ bê tông lắp ghép và đổ toàn khối có cùng một diện tích sàn

Tên công trình	Bê tông (m^3)	Cốt thép (tấn)	Tỷ lệ thép /m^3 bê tông (kg/m^3)
Nhà 17T1(đổ tại chỗ)	8702	2559	294
Nhà17T2 (lắp ghép)	7461	1109	149
Chênh lệch khối lượng	1241	1450	145
Tỷ lệ %	17	130	100
Tổng diện tích sàn mỗi nhà: 18700 m^2			

Ghi chú: Theo số liệu được công bố trong Báo cáo khoa học được xét tặng Giải thưởng Khoa học và Công nghệ Nhà nước năm 2005 của Công ty Bê tông và Xây dựng Vinaconex Xuân Mai.

Trong nhà cao tầng chi phí cho kết cấu phần thân thường chiếm trên 30% tổng chi phí xây dựng công trình, nên lượng tiêu hao vật liệu khi sử dụng kết cấu lắp ghép giảm đáng kể so với thi công đổ tại chỗ đã và sẽ mang lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật cao trong xây dựng nói chung và nhà cao tầng nói riêng.

Sử dụng kết cấu lắp ghép bê tông ứng lực trước là một trong những biện pháp làm tăng độ cứng uốn của kết cấu đồng thời làm giảm đáng kể trọng lượng kết cấu và trên thực tế xây dựng nhà cao tầng cũng như các công trình dân dụng và công nghiệp trong thời gian qua đã chứng tỏ nhiều đặc điểm nổi trội so với phương pháp xây dựng bê tông đổ tại chỗ: rút ngắn thời hạn thi công, nâng cao chất lượng công trình và mang lại hiệu quả kinh tế đáng kể (bảng 6.1).

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Khandzi. Lê Thanh Huấn. *Nhà cao tầng bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Xây dựng, 1984
2. Ngô Thế Phong và các tác giả. *Kết cấu bê tông cốt thép. Phần nhà cửa*. Nhà xuất bản KHKT, 1998.
3. Triệu Tây An. *Hỏi đáp thiết kế và thi công kết cấu nhà nhiều tầng*. Nhà xuất bản Xây dựng, 1996.
4. Байков В. Н. *и другие Железобетонные Конструкции*. Москва, 1981
5. Wolfgang Schueller. *High- Rise Buillding Structueres*. New York, London.
6. Bryan Stafford Smith. Alex Coull. *Tall Buillding St ructures :Analysis and Design*. John Wiley & Són. New York...
7. *Seismic design of precast concreê building structures*.CEB-FIB. State-of- art report prepared by Task Group 7.3. Octber, 2003.

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu

Chương 1. Các hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng

1.1. Khái niệm về các hệ kết cấu chịu lực 5
1.1.1. Đặc điểm chịu lực nhà cao tầng 5
1.1.2. Đặc điểm sử dụng vật liệu 6
1.1.3. Các hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng 7
1.2. Nguyên tắc lựa chọn kết cấu chịu lực nhà cao tầng 12
1.2.1. Lựa chọn kết cấu theo chiều cao, số tầng 12
1.2.2. Bố trí mặt bằng kết cấu 13
1.2.3. Bố trí kết cấu theo phương thẳng đứng 14
1.2.4. Bố trí khe co dãn nhiệt, khe lún, khe kháng chấn 17

Chương 2. Nguyên lý tính toán kết cấu nhà cao tầng

2.1. Khái niệm chung 24
2.1.1. Các giả thiết tính toán 24
2.1.2. Ảnh hưởng của kết cấu sàn đến sự làm việc của các hệ chịu lực thẳng đứng 25
2.1.3. Sơ đồ tính toán 27
2.1.4. Các phương pháp tính toán 29
2.2. Xác định tải trọng 30
2.2.1. Tải trọng thẳng đứng 31
2.2.2. Tải trọng gió 35
2.2.3. Tải trọng động đất 40
2.2.4. Các phương pháp xác định tải trọng đất 42

Chương 3. Tính toán các hệ chịu lực theo sơ đồ phẳng

3.1. Hệ khung - vách 49
3.2. Chuyển vị ngang của khung nhiều tầng, nhiều nhịp 49
3.3. Tính toán hệ khung - vách đặc 56
3.4. Tính toán hệ khung - vách liền khung 58

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

3.4.1. Tính toán vách có lỗ 60
3.4.2. Thí dụ tính toán 65
3.5. Tính toán hệ lõi (hộp) có tầng cứng 70

Chương 4. Tính toán các hệ chịu lực theo sơ đồ không gian

4.1. Giả thiết tính toán và các công thức tính toán 79
4.2. Các đặc trưng hình học và độ cứng của ngôi nhà 86
4.3. Xác định nội lực trong tường cứng do tải trọng thẳng đứng đặt lệch tâm 92
4.4. Thí dụ tính toán 93
4.5. Tính toán biến dạng hệ chịu lực theo phương pháp thực hành 104
4.5.1. Chuyển vị ngang của hệ chịu lực theo tải trọng gió 105
4.5.2. Độ nghiêng của hệ chịu lực 108
4.5.3. Xác định đặc trưng động của ngôi nhà 110
4.5.4. Thí dụ tính toán 111

Chương 5. Kiểm tra ổn định tổng thể ngôi nhà

5.1. Giả thiết tính toán và các công thức cơ bản 119
5.2. Đặc trưng mặt bằng nhà 128
5.3. Thí dụ tính toán 128

Chương 6. Nguyên tắc kiểm tra bền và cấu tạo kết cấu chịu lực

6.1. Nguyên tắc chung 137
6.2. Các tiết diện tính toán và tổ hợp nội lực 138
6.3. Kiểm tra các tiết diện ngang 139
6.4. Cấu tạo khung chịu lực 142
6.5. Cấu tạo vách, lõi cứng 147
6.6. Cấu tạo kết cấu bê tông lắp ghép nhà cao tầng 154
6.7. Nhà cao tầng bán lắp ghép từ các sản phẩm đúc sẵn bê tông ứng lực trước của Công ty bêtông - xây dựng Vinaconex Xuân Mai 172

Tài liệu tham khảo

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org

KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản:
BÙI HỮU HẠNH

Biên tập:	LƯƠNG CAO PHI
Chế bản:	ĐINH THỊ PHƯỢNG
Sửa bản in:	LƯƠNG CAO PHI
Trình bày bìa:	Hs. VŨ BÌNH MINH

Trung tâm đào tạo xây dựng VIETCONS
http://www.vietcons.org