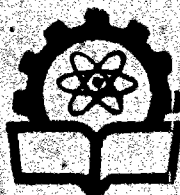
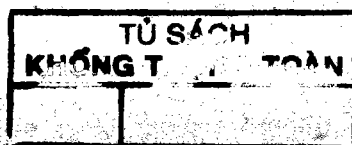


NGUYỄN THẾ HỒNG

TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO NHÀ LẮP GHÉP NHIỀU TẦNG

TẬP I

LỜI GIỚI THIỆU CỦA THỦ TRƯỞNG BỘ XÂY DỰNG BÙI VĂN CẮC



NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
Hà Nội — 1982

LỜI GIỚI THIỆU

Xây dựng công trình bằng phương pháp lắp ghép là một giải pháp có hiệu quả để công nghiệp hóa ngành xây dựng, cho phép tiết kiệm được vật tư, lao động, thời gian và tiền vốn. Tuy vậy cho đến nay nước ta vẫn chưa có tài liệu nào viết một cách có hệ thống về vấn đề này. Việc Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật cho ra quyển sách « Tính toán và cấu tạo nhà lắp ghép nhiều tầng » của tác giả Nguyễn Thế Hồng là điều rất đáng hoan nghênh.

Công tác thiết kế nhà lắp ghép nhiều tầng bao gồm nhiều vấn đề liên quan, nhưng tác giả đã chọn lọc đưa vào sách những vấn đề cơ bản, thiết thực nhất. Đặc biệt sách đã cung cấp cho bạn đọc một số phương pháp tính toán và cấu tạo đã được tổng kết trong các tài liệu của CHDC Đức và CHLB Đức, làm cho các cán bộ kỹ thuật nước ta có dịp làm quen, thu lượm một lượng thông tin mới, có những màu sắc riêng. Tác giả đã có trình bày các lý thuyết phức tạp cho ngắn gọn, hệ thống để người thực hành ứng dụng một cách dễ dàng trong lúc thiết kế cụ thể.

Sách có hai phần chính. Phần thứ nhất nêu lên các phương pháp tính toán và cấu tạo nhà khung nhà tấm lớn. Trong phần này có nhiều ví dụ tính toán áp dụng cụ thể. Phần thứ hai trình bày các giải pháp liên kết hiện đang được áp dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới cũng như ở nước ta và vấn đề tính toán các liên kết đó. Những mối nối chủ yếu trong nhà khung như mối nối giữa các tấm tường ngoài, tường hồi, tường trong, vách ngăn; hai tường, ba tường và bốn tường gặp nhau; liên kết góc, v.v... các liên kết sàn với sàn, giằng dầm với cột, v.v... của các loại khung có sơ đồ kết cấu khác nhau, đều được trình bày tương đối phong phú.

Quyển sách này giúp cho những người làm công tác thiết kế cụ thể trong lĩnh vực lắp ghép hình dung được các bộ phận nhà hợp lại thành một tổng thể như thế nào, sau đó tính toán và cấu tạo các kết cấu tổng thể, các bộ phận, các liên kết, mối nối ra sao. Sách mang tính chất thực dụng cao, do vậy sẽ không thỏa mãn những người muốn có lý thuyết chặt chẽ.

Tuy tác giả là người đã tham gia thiết kế và thi công nhiều nhà lắp ghép nhưng không thể tránh khỏi những thiếu sót khi trình bày một vấn đề rộng lớn này. Dù sao quyển sách này ra đời cũng là một cống hiến cho sự nghiệp chung của ngành xây dựng, đáp ứng yêu cầu của các bạn đọc trong và ngoài quân đội.

BÙI VĂN CẮC

Thư trưởng Bộ Xây dựng

LỜI NÓI ĐẦU

Trên thế giới, xây dựng bằng phương pháp lắp ghép đã được áp dụng từ lâu, nhất là các nước đã công nghiệp hóa được khâu sản xuất các cấu kiện trong công xưởng hoặc ở ngay trên hiện trường. Nhưng xây dựng bằng phương pháp lắp ghép đòi hỏi người thiết kế phải đi sâu nghiên cứu các phương pháp tính toán và cấu tạo cho phù hợp với công việc định hình hóa các cấu kiện và tiêu chuẩn hóa các kích thước thiết kế, cho phép áp dụng rộng rãi các mẫu thiết kế định hình với các cấu kiện tối ưu nhất để lắp được nhiều công trình có mặt bằng khác nhau, đa dạng về hình dáng, phong phú về kiến trúc, nhưng lại thi công nhanh, tiết kiệm được nhiều nguyên vật liệu, giảm được giá thành; đồng thời công trình phải ổn định và an toàn cho người sử dụng.

Việc giải quyết các liên kết trong lắp ghép có tầm quan trọng đặc biệt, vì khi công trình đưa vào sử dụng thì các liên kết phải đảm bảo chịu được các tác dụng của ngoại lực nằm ngang của gió bão, động đất, chấn động do nổ, v.v... Hiện nay trong nhà lắp ghép người ta sử dụng hai giải pháp thông thường cho các liên kết: liên kết khô và liên kết ướt. Khi liên kết khô, các cấu kiện được hàn lại với nhau, còn liên kết ướt thì không dùng hàn mà dùng bê tông sỏi nhỏ để đổ liền khối. Hiện nay liên kết ướt được sử dụng rộng rãi vì nó có chất lượng cao, tuổi thọ dài, tránh được công tác phức tạp bảo vệ chống sự ăn mòn của cốt thép liên kết và kết hợp được các ưu điểm của bê tông và cốt thép. Các công trình nhiều tầng (từ 10 tầng trở lên) cũng áp dụng liên kết ướt. Việc chống các hiện tượng thấm thấu của hơi nước, mưa gió, không khí lạnh qua các khe liên kết cũng cần phải đề cập tới, nhất là đối với các nước có độ ẩm trong không khí cao. Đồng thời những cấu kiện được liên kết lại phải hết sức gọn nhẹ, đơn giản, chủng loại phải ít.

Nhằm đạt được các yêu cầu nêu trên, nhiều nhà nghiên cứu thiết kế như Albiges, Arcan, Dukhovits, Rosman, Beck, Vlaxov, Linovits, v.v... đã nêu lên các phương pháp tính toán và cấu tạo khác nhau. Tuy vậy đến nay các phương pháp tính toán và cấu tạo vẫn đang được tiếp tục nghiên cứu và cải tiến không ngừng nhằm đáp ứng đòi hỏi ngày càng cao do phát triển nhanh các biện pháp thi công bằng cơ giới hóa toàn bộ.

Ở nước ta từ năm 1960 đã tiến hành lắp ghép khu nhà ở Kim Liên (Hà Nội) bằng các bloc gạch - xi, sau đó tiến hành lắp thử các ngôi nhà hai tầng bằng các tấm tường bê tông ở Trương Định, Yên Lãng (Hà Nội) và một số tỉnh khác, tiếp đến tiến lên lắp ghép các khu nhà năm tầng bằng tấm tường bê tông cốt thép cỡ lớn ở Giảng Võ, Trưng Tự, Khương Thượng v.v... (Hà Nội) do một nhóm kỹ sư và kiến trúc sư dưới sự chủ trì của phó tiến sĩ KHKT Phạm Sĩ Liêm và Trương Tùng. Các tấm tường bằng gạch rung cũng được ra đời. Tất cả những kinh nghiệm đó đã giúp cho các nhà thiết kế và thi công rút ra được nhiều bài học nhằm cải tiến công tác của mình hợp lý hơn, chất lượng hơn. Ngoài ra những bước thử nghiệm đó đã góp được một phần vào việc giải quyết về nhà ở của nhân dân.

Nhằm giúp những người làm công tác thiết kế có thêm tài liệu để tham khảo, chúng tôi mạnh dạn biên soạn quyển sách này. Nội dung của sách trình bày những phương

pháp tính toán và cấu tạo cụ thể của các tác giả nổi tiếng đã được áp dụng rộng rãi trong các viện thiết kế, các hãng sản xuất nước ngoài như Coignet, Baret, Estios v.v... đã dùng trong tính toán, thiết kế các khu nhà năm tầng ở Hà Nội, Hải Phòng, Hà Nam Ninh, Thanh Hóa, v.v... và nhà 9, 11 tầng ở Hà Nội.

Sách này đề cập đến hai vấn đề cơ bản trong lắp ghép: tính toán các tải trọng nằm ngang lên công trình và cách giải quyết các mối nối khác nhau. Đây là hai vấn đề cơ bản trong thiết kế một công trình lắp ghép bằng khung hoặc tấm tường cỡ lớn.

Đối tượng của sách là những người làm công tác thiết kế ở các viện thiết kế, các sở, ty xây dựng hoặc các ngành liên quan trong và ngoài quân đội. Sách cũng bổ ích cho những người làm công tác giảng dạy, học sinh ở các trường liên quan và các cán bộ nghiên cứu về lắp ghép.

Nhân quyền sách được xuất bản, chúng tôi xin chân thành cảm ơn Thứ trưởng Bùi Văn Các đã viết lời giới thiệu, các đồng chí Vũ Công Ngũ, Hồ Anh Tuấn, Nguyễn Gia Lộc và một số đồng chí khác đã đóng góp nhiều ý kiến bổ ích trong quá trình biên soạn.

Do trình độ còn hạn chế, chắc rằng quyền sách này không tránh khỏi các thiếu sót, chúng tôi rất mong nhận được những ý kiến đóng góp của các bạn đọc.

Vì điều kiện ấn loát, quyền sách này được xuất bản thành hai tập.

Nguyễn Thế Hồng

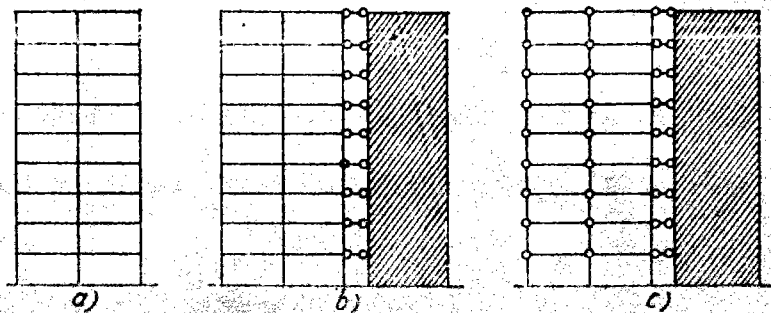
TỦ SÁCH
KHOẢNG TÍNH TOÁN

CHƯƠNG I
NHÀ KHUNG LẮP GHÉP

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Nhà khung có ưu điểm là tiết kiệm vật liệu (nhất là sắt thép và xi măng), cho phép dùng các vật liệu địa phương có cường độ thấp để xây vách ngăn trong nhà nhiều tầng và có thể xây dựng thuận lợi ở những vùng nền đất yếu.

Nhà khung có thể cấu tạo theo ba sơ đồ kết cấu khác nhau: sơ đồ khung cứng không có vách cứng riêng (h. 1-1a), sơ đồ khung cứng có vách cứng riêng (h. 1-1b) và sơ đồ khung khớp có vách cứng (có thể gọi tắt là sơ đồ khung khớp, hình 1-1c).



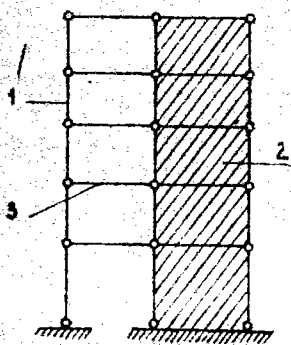
Hình 1-1. Các sơ đồ kết cấu của nhà khung:
a) khung cứng không có vách cứng riêng; b) khung cứng có vách cứng riêng; c) khung khớp.

Sơ đồ khung cứng không có vách cứng riêng rất quen thuộc với những người thiết kế. Với loại sơ đồ này, tải trọng thẳng đứng và tải trọng nằm ngang đều do khung chịu, do đó tiết diện khung phải lớn và số lượng cột phải nhiều. Việc tính toán kết cấu theo sơ đồ khung cứng khá phức tạp, nhất là khi gặp hệ khung phức tạp, nhưng có thuận lợi là đã có sẵn nhiều thuật toán quen thuộc. Sơ đồ khung cứng có ưu điểm là các phân tử của khung làm việc rành mạch nhưng nhược điểm lớn của nó là việc giải quyết các mối nối rất phức tạp, tốn kém, thi công các mối nối rất khó khăn và phải hết sức cẩn thận. Do tiết diện khung khá lớn và số lượng cột nhiều nên khối lượng vật liệu làm khung tăng

lên. Điều đó còn ảnh hưởng xấu đến mặt thẩm mỹ của nhà. Mặt khác vì khối lượng vật liệu tăng nên trọng lượng bản thân của nhà truyền xuống móng sẽ lớn, như vậy giá thành xây móng sẽ tăng và việc xử lý nền sẽ phức tạp và tốn kém hơn.

Người ta nhận thấy rằng, khi kết cấu chịu lực của nhà làm việc theo sơ đồ khung cứng, yếu tố lực chủ yếu làm cho tiết diện ngang của khung (cột, dầm, giằng,...) phải lớn là tải trọng nằm ngang. Vì vậy người ta đã xây dựng những nhà có kết cấu chịu lực là khung cứng kết hợp với vách cứng thẳng đứng. Nếu độ cứng của vách cứng thẳng đứng khá lớn so với độ cứng của hệ khung thì phần lớn tải trọng nằm ngang sẽ do vách cứng thẳng đứng tiếp thu. Nhờ vậy tiết diện ngang của hệ khung có thể giảm đi một cách đáng kể. Việc tính toán sơ đồ khung cứng có vách cứng kết hợp là phức tạp. Mặt khác, một số nhược điểm của sơ đồ khung cứng, chẳng hạn sự phức tạp của mối nối vẫn không giải quyết được.

Sơ đồ khung khớp mới được áp dụng ở nước ta. Đây là loại sơ đồ kết



Hình 1-2. Sơ đồ kết cấu của nhà khung khớp (mặt cắt đứng ngang nhà):

1 - hệ khung khớp (cột-dầm-giằng); 2 - vách cứng thẳng đứng; 3 - vách cứng nằm ngang.

cấu có nhiều ưu điểm. Với các loại sơ đồ này (h. 1-2) tải trọng thẳng đứng (trọng lượng bản thân nhà và các hoạt tải) được truyền qua khung xuống móng, còn tải trọng nằm ngang (gió, động đất, do thi công sai lệch, do thay đổi nhiệt độ và do biến dạng của nền móng) được truyền vào các vách cứng nằm ngang (sàn và trần) rồi từ đó truyền lên các vách cứng thẳng đứng (tường) để truyền xuống móng.

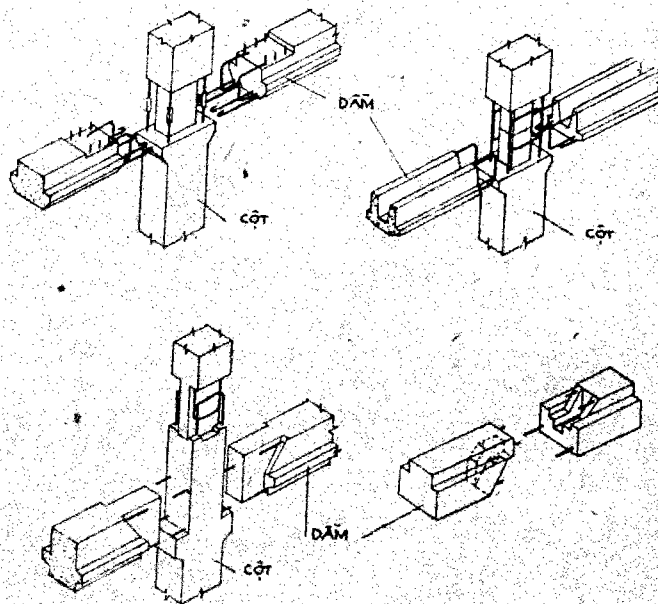
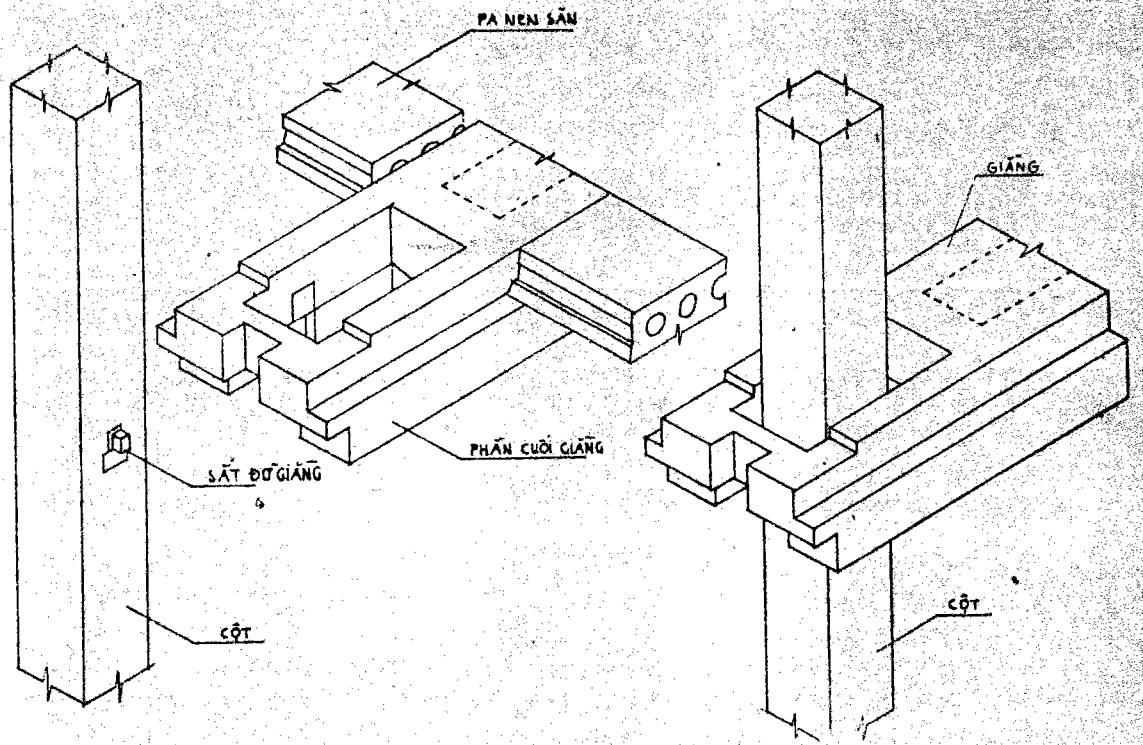
Trong nhà khung khớp, vì khung chỉ chịu tải trọng thẳng đứng (thực tế có chịu tải trọng nằm ngang nhưng rất nhỏ nên bỏ qua) nên các mối nối của khung khá đơn giản. Ở các cao độ ngang với mặt sàn thì mômen bằng không, vì vậy được gọi là khớp⁽¹⁾ (xem các hình 1-3, 1-4 và 1-5). Do kết cấu kiểu khớp nên khung được cấu tạo đơn giản, giúp cho việc tiêu chuẩn hóa kích thước và điển hình hóa các cấu kiện dễ dàng, khả năng công nghiệp hóa cao, các cấu kiện dễ đúc và dễ vận

chuyển nên tăng nhanh tốc độ thi công, giảm giá thành, nâng cao hiệu suất kinh tế xây dựng.

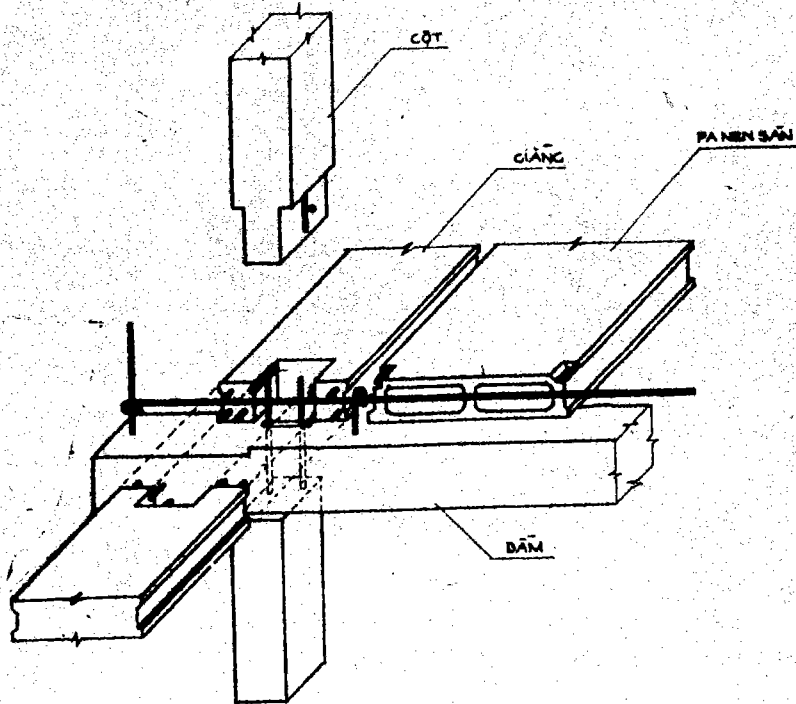
Cũng do cột chỉ chịu tải trọng thẳng đứng nên tiết diện cột bé, số lượng cột ít, như vậy tiết kiệm được vật liệu và giảm trọng lượng bản thân nhà. Do giảm trọng lượng bản thân nhà nên việc giải quyết cấu tạo móng và xử lý nền sẽ đơn giản hơn, đỡ tốn kém hơn⁽²⁾ và đặc biệt là có triển vọng áp dụng rất thích hợp ở các vùng đất yếu thường gặp ở đồng bằng các sông.

1. Cần chú ý rằng, khi thi công vẫn phải hàn các cột thép chờ ở khớp nhưng chỉ nhằm giữ ổn định tạm thời lúc lắp dựng các liên kết này, không có giá trị chịu lực trong quá trình sử dụng nhà. Các mối nối ở chỗ khớp được nhồi bê tông sỏi nhỏ có mac bằng hoặc lớn hơn mac bê tông cấu kiện.

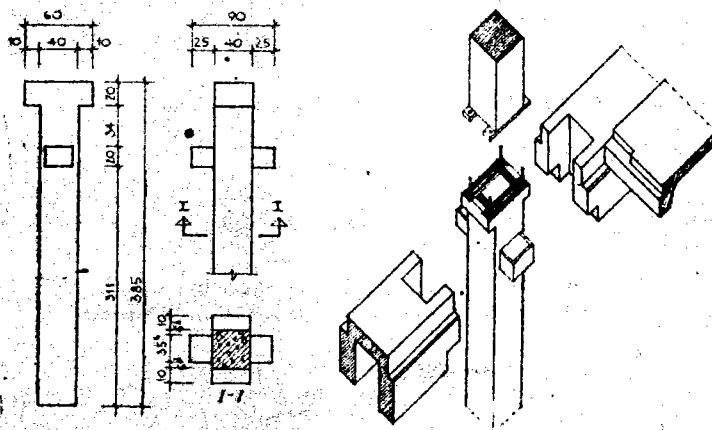
2. Chỉ riêng phần móng một nhà 5 tầng xây dựng ở Cát Linh (Hà Nội) có nền đất khá phức tạp đã giảm được 80 000 đồng so với các phương án khác.



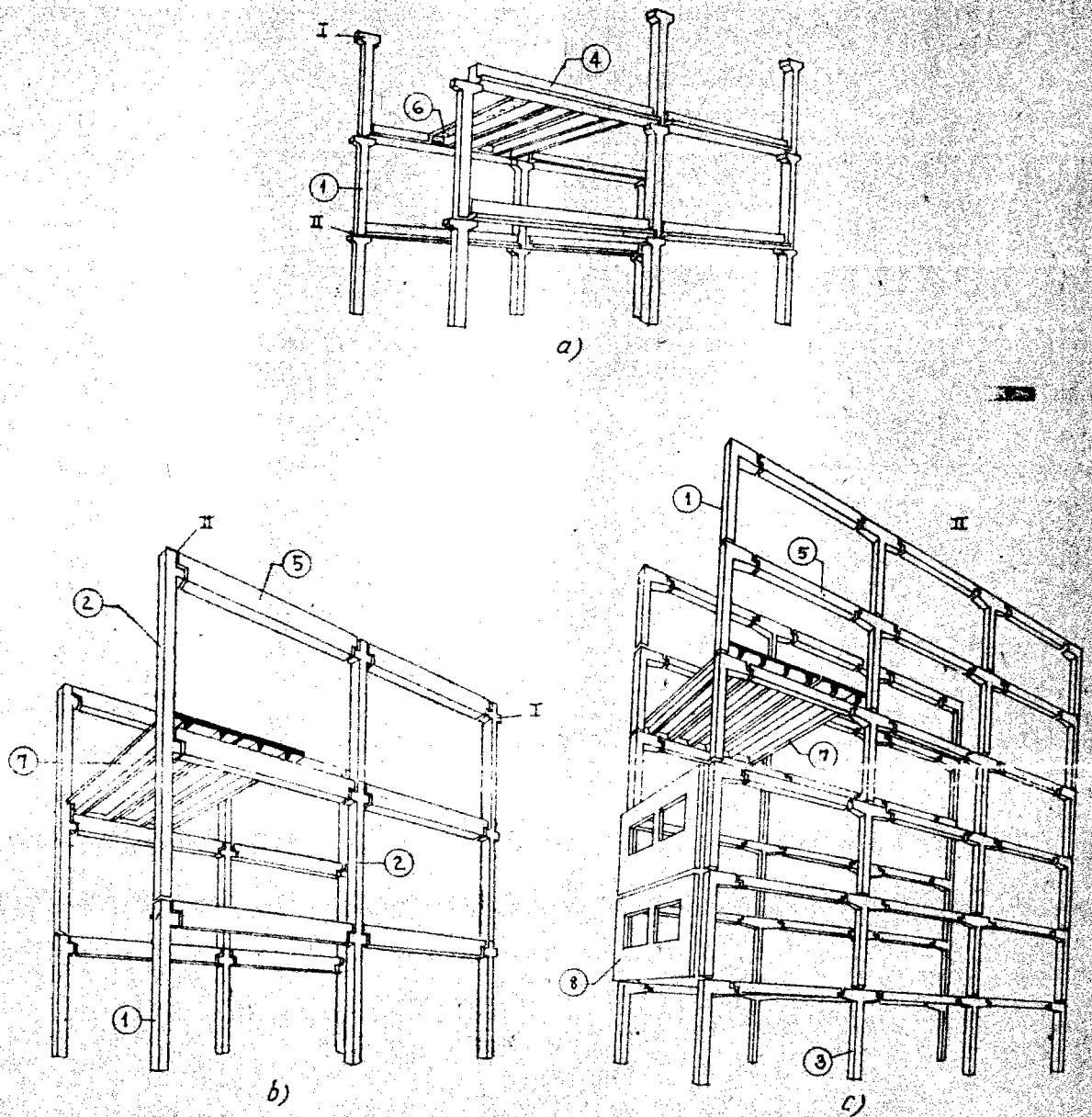
Hình 1-3. Một số hình thức liên kết khớp giữa cột, dầm và giăng (còn tiếp).



Tiếp hình 1-3



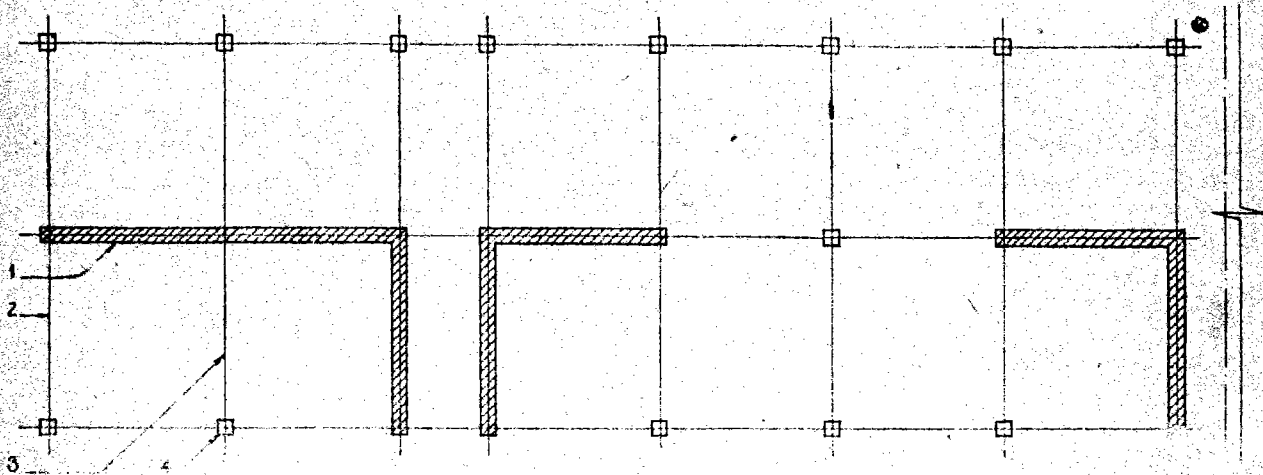
Hình 1-4. Cột được nối tại chỗ có mômen bằng không (khớp).
 Nối cột bằng thép bản đặt sẵn khi đúc cột và khi lắp xong th
 vận các bulông lại. Dầm chữ U được gối lên tại cột và ôm chặt
 chỗ liên kết ở hai đầu cột.



Hình 1-5. Toàn cảnh các mối nối trong nhà khung khớp lắp ghép:
 a) dùng cột dài 1 tầng; b) dùng cột dài 2 tầng; c) dùng cột chữ T; 1-cột đầu hồi; 2-cột 2 tầng; 3-cột chữ T; 4-dầm chữ T; 5-dầm chữ nhật; 6-panen sàn(chữ U); 7-panen sàn (chữ T); 8-tường treo (không chịu lực); I-tai đỡ; II-khớp.

Trong nhà khung khớp các vách cứng thẳng đứng rất quan trọng, chúng phải chịu tải trọng nằm ngang và là chỗ dựa của ngôi nhà. Hệ khung khớp (cột-dầm-giăng) nếu không có vách cứng thẳng đứng thì sẽ trở thành hệ biến hình.

Nhờ có hệ vách cứng thẳng đứng nên nhà khung khớp có thể xây dựng được nhiều tầng. Một số trường sẽ chọn làm vách cứng thẳng đứng, và trường cầu thang thường được kết hợp làm vách cứng thẳng đứng (h. 1-6).



Hình 1-6. Nửa mặt bằng nhà

1—vách cứng thẳng đứng; 2—tường bao; 3—tường ngăn; 4—cột.

Các vách cứng thẳng đứng được coi như dầm công-xon ngàm đàn hồi vào nền và tải trọng nằm ngang được phân theo tỷ lệ độ cứng của chúng. Các vách cứng này không có sự liên-kết cứng với mép cột nên khi chịu tải trọng nằm ngang thì không xuất hiện thêm lực phụ đối với cột.

Vi sàn và trần phải truyền tải trọng nằm ngang sang vách cứng thẳng đứng, nên chúng phải cấu tạo tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của chúng, do đó chúng được gọi là vách cứng nằm ngang. Vách cứng thẳng đứng được đổ bê-tông toàn khối hoặc lắp ghép bằng các cấu kiện bê-tông cốt thép liên tục từ móng đến mái (vì sự gián đoạn của chúng sẽ làm cho các vách cứng nằm ngang không bảo đảm được giả thiết là tuyệt đối cứng). Các vách cứng nằm ngang được lắp ghép bằng các tấm panen có lỗ, hoặc các tấm đan. Giữa hai panen hoặc tấm đan được đặt thép theo phương dọc nhà và phương ngang ở hai đầu gối, sau đó chèn bê-tông, sỏi nhỏ mác lớn hơn mác các cấu kiện bê-tông cốt thép đúc sẵn (sàn hoặc tấm đan). Cầu thang cũng được lắp ghép và liên kết với vách cứng buồng cầu thang. Các giằng ở buồng cầu thang được đổ tại chỗ bằng bê-tông cốt thép. Cột, dầm và giằng trong hệ khung đều là những cấu kiện đúc sẵn (chiều dài cột có thể bằng 1 hoặc 2 tầng nhà, xem hình 1-5).

Ngoài các tường cứng (vách cứng thẳng đứng), các tường bao tường ngăn (h. 1-6) có thể xây bằng gạch thủ công, gạch máy loại xấu hoặc đá ong và có chiều dày như nhau. Các tường không chịu lực này có thể xây lên dầm, giằng hoặc có thể gối lên các móng độc lập hay xây lên dầm móng (dầm này gối lên 2 móng độc lập hai đầu). Nếu cột chịu tải trọng ít thì có thể xây bằng gạch hoặc đá.

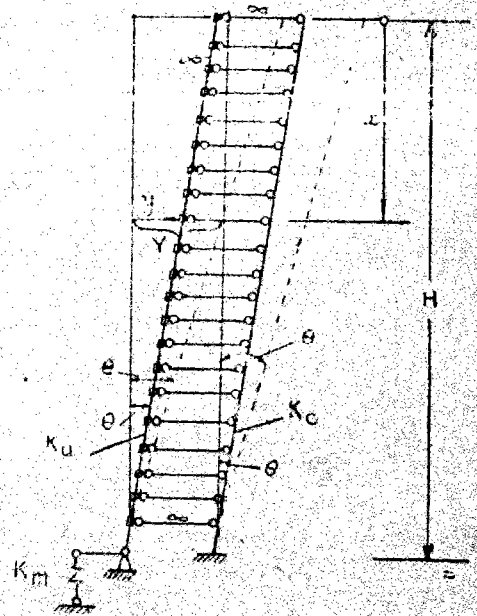
Do số loại cấu kiện ít (khoảng 45 loại, không kể móng) nên thuận lợi cho việc tiêu chuẩn hóa khâu đúc cấu kiện tại nhà máy và giảm thời gian thi công

(đến một nửa), đồng thời không cần nhiều người và nhiều thợ bậc cao (1). Do cấu kiện nhẹ (nặng nhất là 1,2t), ngắn gọn (dài nhất là 4,8 m) nên rất thuận lợi cho việc vận chuyển, lắp ghép trong điều kiện nửa cơ giới và có thể thi công nơi liên trường chật hẹp.

Qua nhiều năm nghiên cứu và thiết kế, Viện Thiết kế dân dụng và Viện Khoa học kỹ thuật xây dựng (Bộ Xây dựng) đã đưa ra nhiều mẫu nhà ở thiết kế theo sơ đồ khung khớp. Đến nay mẫu nhà ở 5 tầng với sơ đồ kết cấu khung khớp đã được hoàn thiện cả về phương pháp tính toán và thiết kế kiến trúc, thuận lợi cho việc sử dụng và phù hợp với phong cách sống của con người Việt Nam. Hàng loạt mẫu nhà này đã và đang được xây dựng ở Hà Nội, Hải Phòng, Quảng Ninh, Bắc Thái, Hà Nam Ninh, Thanh Hóa, v.v... Hiện nay Viện Khoa học kỹ thuật xây dựng đã nghiên cứu và thiết kế loại nhà 9-12 tầng và đang được xây dựng ở Giảng Võ (Hà Nội).

Để lắp ghép nhà khung khớp, dùng các loại cần trục sẵn có ở nước ta như cần trục bánh xích, cần trục bánh lốp chấp cần (chỉ yêu cầu có cần dài $\geq 25 m$ và sức nâng $\geq 15t$). Qua thực tế, nếu kết hợp cả hai chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật thì thứ tự ưu tiên khi chọn các loại cần trục như sau: ≥ -10011 , ≥ -754 , ADK-63 (có tháp), ≥ -801 (có mỏ), K-161, ≥ -505 (có mỏ), ≥ -1004 , v.v...

Trong các nhà khung, vách cứng có vai trò rất quan trọng, có nhiệm vụ điều phối các tầng và làm cho tính chất làm việc không gian của hệ kết cấu chịu lực tốt lên rất nhiều. Tất cả các vách cứng đều chịu lực trong mặt phẳng của nó và nhiều mặt liên kết với nhau tạo thành hệ chịu lực không gian. Trần và các sàn tầng giữa của nhà đồng thời cũng làm vách cứng nằm ngang, còn các vách cứng thẳng đứng thì có thể có ba dạng: vách cứng đặc, vách cứng có lỗ và khung cứng. Vách cứng đặc là những tấm tường hoặc những mảng tường không gian liên tục suốt chiều cao của tầng và của cả nhà, vách cứng có lỗ là những tấm tường hoặc mảng tường, do yêu cầu kiến trúc (yêu cầu sử dụng) phải có một hay nhiều hàng lỗ cửa. Do có lỗ cửa nên cấu tạo phức tạp hơn, tiết diện chịu lực giảm nhỏ, khả năng làm việc yếu hơn so với vách cứng đặc. Vách cứng dạng khung cứng là những tấm tường lắp ghép hoặc đổ tại chỗ giữa hai cột làm cho chúng trở thành khung cứng (mảng tường có thể thay bằng thanh chéo, hình 1-7).



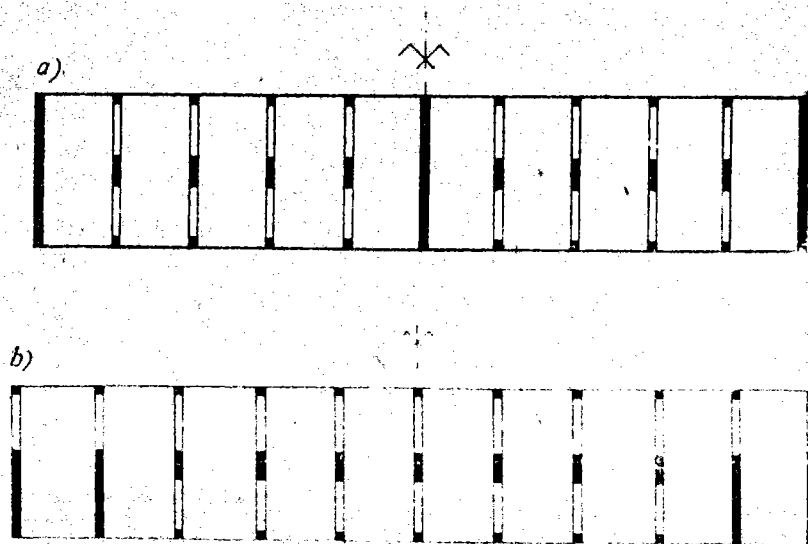
Hình 1-7. Mảng tường thay bằng thanh chéo

Việc bố trí các vách cứng trong sơ đồ mặt bằng công trình rất quan trọng vì nó có ý nghĩa lớn trong việc sắp xếp cần bộ, tiết kiệm vật liệu và nó có ảnh

1. Thi công nhà 5 tầng đầu tiên chỉ dùng 5 thợ bậc 3-5, 22 thợ bậc 2 và một số lao động phụ, mỗi ngày làm 1 ca và hoàn thành trong 5 tháng.

hướng lớn tới việc tính toán thiết kế. Cần nghiên cứu sắp xếp sao cho đạt yêu cầu kiến trúc và sử dụng, đồng thời đảm bảo khả năng chịu lực tốt nhất. Thông thường người ta bố trí sao cho trọng tâm tiết diện các vách cứng nằm trên trục đối xứng của công trình và trùng với đường tác dụng của lực ngang (gió và động đất) và như vậy tránh không để xuất hiện mômen xoắn trong công trình (dưới tác dụng của tải trọng nằm ngang).

Ở hình 1-8a hệ vách cứng bao gồm ba vách cứng đặc được sắp xếp hai cái ở hai đầu hồi và một cái ở chính giữa cùng với tám khung hai nhịp, ở hình 1-8b hệ vách cứng gồm bốn vách cứng đặc chiếm một nhịp, được sắp xếp mỗi đầu nhà hai cái cùng với bảy khung hai nhịp, tất cả đối xứng qua trục giữa.



Hình 1-8. Hai ví dụ về sơ đồ (mặt bằng) bố trí hệ vách cứng đặc và hệ khung.

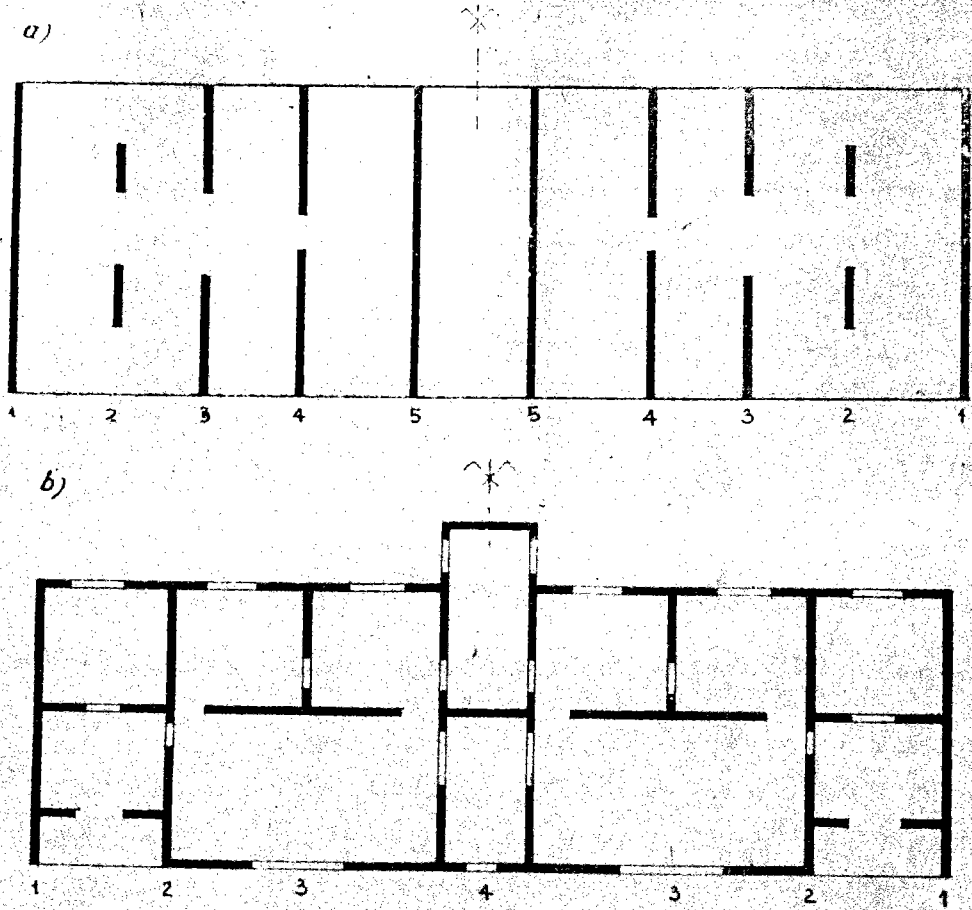
Ở hình 1-9a thấy rõ ở mỗi phía đối xứng qua trục có bố trí hai vách cứng đặc (1,5) và ba vách cứng có một lỗ cửa (2, 3, 4), ở hình 1-9b hệ vách cứng gồm các vách cứng đặc đặt ở hai đầu hồi (1), các vách cứng có một hàng lỗ (2,3) và vách cứng có ba hàng lỗ (4), tất cả đối xứng qua trục giữa của nhà.

Những vách cứng khi bị mômen uốn tác dụng có thay đổi cơ bản về hình dạng cấu trúc của nó thì ta gọi là vách cứng chịu uốn. Những vách cứng khi bị lực cắt tác dụng có thay đổi cơ bản về hình dạng cấu trúc của nó thì ta gọi là vách cứng chịu cắt. Để tiện tính toán các vách cứng có lỗ cửa cũng như các vách cứng đặc người ta đều xem là một hệ bản cứng kin. Đáng chú ý là sự bố trí và cách liên hệ giữa hệ vách cứng và hệ khung. Nếu các vách cứng bố trí tách rời khỏi hệ khung thì người ta xem như hệ vách cứng là rời rạc (giãn đoạn) (h. 1-9a). Trong trường hợp này hệ vách cứng thẳng đứng chỉ liên hệ với hệ khung qua các vách cứng nằm ngang (trần và các sàn trung gian). Nếu các vách cứng bố trí liên với hệ khung (h. 1-9b) thì người ta xem là hệ vách cứng liên tục. Lúc này hệ vách cứng liên hệ với hệ khung bởi các tường cứng trên suốt chiều cao từng tầng và cả nhà. Sự phân bố nội lực của hệ trong mỗi trường hợp một khác và trong tính toán người ta phải phân biệt hai trường hợp khác nhau. Sự làm việc của các vách cứng còn phụ thuộc vào điều kiện liên kết ở đầu mút của nó nữa. Như ta thấy

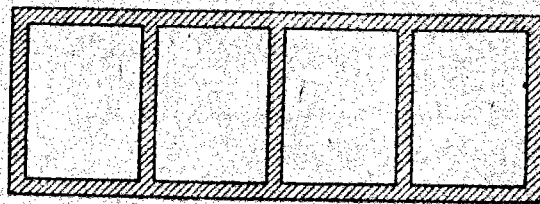
mép trên của liên kết vào móng hoặc phần ngầm của công trình. Nếu đế móng có dạng liên tục trên mặt bằng đồng thời nó được đổ bê tông liền khối với tầng hầm của công trình tạo thành phần ngầm kiên cố, có khối tích xây dựng lớn thì người ta xem đó là đế móng loại I của hệ vách cứng (h. 1-10). Nếu những vách cứng riêng được đặt trên những móng băng riêng không liên tục thì người ta xem đó là đế móng loại II cho hệ vách cứng.

Như đã nói ở trên, khi thiết kế nhà kiểu khung, người ta có thể cấu tạo và tính toán theo ba sơ đồ kết cấu khác nhau.

Sơ đồ khung cứng đã được sử dụng rộng rãi từ rất lâu. Trong các sách báo, tài liệu kỹ thuật phổ biến rộng rãi ở nước ta đã giới thiệu nhiều phương pháp



Hình 1-9. Ví dụ về sơ đồ (mặt bằng) bố trí hệ vách cứng đặc và hệ vách cứng có lỗ.



Hình 1-10. Đế móng loại I (gọi tựa loại I).

khác nhau (chính xác hoặc gần đúng) để tính toán hệ khung cứng. Trong tài liệu này chúng tôi chủ yếu giới thiệu việc tính toán và cấu tạo nhà có sơ đồ khung cứng kết hợp với vách cứng thẳng đứng và nhà có sơ đồ khung khớp.

Kết cấu nhà bao gồm các khung cứng kết hợp với các vách cứng là một hệ kết cấu rất phức tạp. Ở đây chúng tôi giới thiệu phương pháp gần đúng được sử dụng rộng rãi để tính hệ kết cấu này.

§ 2. TÍNH TOÁN NHÀ KHUNG CỨNG CÓ VÁCH CỨNG GIẢN ĐƠN

1. Tính toán độ cứng của từng bộ phận

a) Tính toán độ cứng của vách cứng

Độ cứng chịu uốn và độ cứng chịu cắt của vách cứng i tầng j được tính theo các biểu thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} K_{uj} &= E_{ij} J_{ij}; \quad (lm^2) \\ K_{cj} &= G_{ij} \frac{F_{ij}}{\mu_{ij}}, \quad (l) \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

trong đó E_{ij} và G_{ij} — môđun đàn hồi⁽¹⁾ và môđun cắt của vật liệu vách cứng tầng j :

$$G_{ij} = \frac{E_{ij}}{2(1 + \nu_{ij})}, \quad (2-2)$$

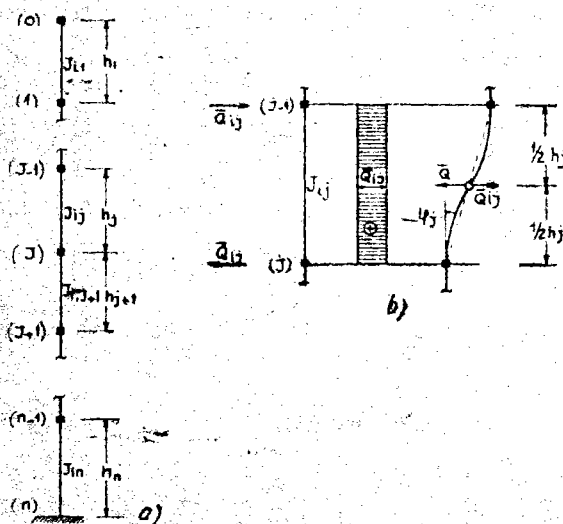
μ_{ij} — hệ số phân bố lực cắt của vách cứng i tầng j ;

J_{ij} và F_{ij} — mômen quán tính và diện tích tiết diện của vách cứng i tầng j ;

ν_{ij} — hệ số Poisson của vật liệu vách cứng i tầng j .

Để tính toán độ cứng của vách cứng có lỗ cửa, có thể xem nó như khung đứng tự do.

b) Tính toán độ cứng của khung,



Hình 2-1. Thanh côngxon thay thế khung i (a) và tách tầng j của côngxon thay thế i để tính toán (b).

Người ta thay khung i bằng một thanh côngxon i và gọi là côngxon thay thế i (h.2-1a).

Mômen quán tính của côngxon thay thế khung i được tính bằng tổng mômen quán tính của tất cả các cột của khung đó. Ví dụ mômen quán tính của côngxon thay thế i tầng j được tính theo biểu thức

$$J_{ij} = \sum_k^s J_{ijk}, \quad (2-3)$$

trong đó J_{ijk} — mômen quán tính của cột k , khung i , tầng j ($j = 1, 2, \dots, n$);
 s — số lượng hàng cột trong khung i .

1. Nếu giả thiết là tất cả các vách cứng có môđun đàn hồi bằng nhau thì ta chỉ cần viết E .

Điểm uốn trên đường độ võng của tầng i thì nằm giữa chiều cao của tầng (h.2-1b). Góc xoay của tầng j tính theo biểu thức

$$\varphi_j = \frac{\bar{Q}_{ij} h_j}{12EJ_{ij}} \quad (2-4)$$

Trong đó φ_j , \bar{Q}_{ij} và h_j — xem ở hình 2-1b.

Độ cứng của khung i tầng j có thể gọi tắt là độ cứng tầng (K_{ij}). Tương tự ta gọi mômen tầng.

Biến đổi biểu thức (2-4) ta sẽ được biểu thức để tính mômen tầng j :

$$\bar{M}_j = \bar{Q}_{ij} h_j = \frac{12EJ_{ij}}{h_j} \varphi_j \quad (2-5)$$

Độ cứng tầng có trị số bằng mômen tầng khi góc xoay φ của tầng bằng 1. Do đó từ biểu thức (2-5) ta có biểu thức để tính độ cứng tầng như sau:

$$K_{ij} = \frac{12EJ_{ij}}{h_j} \quad (tm) \quad (2-6)$$

Từ các biểu thức (2-4) và (2-6) ta có:

$$\varphi_j = \frac{\bar{Q}_{ij} h_j}{K_{ij}} \quad (2-7)$$

Thông thường ở các tầng đều sinh ra mômen tầng và sự xoay của từng tầng sẽ có kể đến ảnh hưởng của các tầng khác và khoảng cách của các tầng.

Thực tế thì những thanh giằng giữa các khung không phải là bất động, không phải là vô cùng cứng. Biến dạng của nó có ảnh hưởng đến độ cứng tầng. Ảnh hưởng của một thanh thì không đáng kể nhưng ảnh hưởng của nhiều thanh thì có thể lớn. Nếu xét đến ảnh hưởng biến dạng của các thanh giằng, thì độ cứng tầng được tính theo biểu thức

$$K_{ij} = \frac{12EJ_{ij}}{h_j \left(1 + \frac{J_{ij}}{h_j \sum \frac{J_{thg}}{l_{thg}}} \right)} \quad (tm) \quad (2-8)$$

trong đó J_{thg} , l_{thg} — mômen quán tính và chiều dài thanh giằng

Tính toán gần đúng thì có thể bỏ qua ảnh hưởng biến dạng của thanh giằng. Nếu xem các thanh giằng là cứng vô cùng ($J_{thg}/l_{thg} = \infty$) thì đại lượng trong dấu ngoặc của biểu thức (2-8) sẽ bằng 1 và ta được biểu thức đơn giản (2-6).

c) *Tính toán độ cứng của móng.*

Móng phải có độ cứng để có thể chịu được mômen uốn và góc xoay sinh ra ở đáy móng.

Đặc trưng của nền được thể hiện qua hệ số nền c (tm^3) đối với vùng nền nằm dưới móng. Người ta cũng quy ước hệ số nền cho góc xoay và gọi là hệ số nền xoay, lấy bằng $2c$ cho mỗi điểm giữa của móng ở vùng chịu nén.

Độ cứng của nền ứng với móng vách cứng i mà gọi tắt là độ cứng của móng vách cứng i được tính theo biểu thức

$$K_{mi} = 2cJ_{mi} \quad (tm) \quad (2-9)$$

trong đó c — hệ số nền, phụ thuộc ứng suất nén cho phép của nền, lấy theo bảng 2-1 hoặc bảng 2-2;

J_{mi} — mômen quán tính của móng vách cứng i .

Bảng 2-1

Trị số của hệ số nền c
(phụ thuộc loại đất nền)

Loại đất	$c(10^4 t/m^3)$
Đất xấu	0,1—0,3
Đất trung bình	0,3—0,7
Đất cứng	0,7—1,5
Đất rất cứng	1,5—3,0

Bảng 2-2

Trị số của hệ số nền c
phụ thuộc ứng suất nén cho phép của nền đất

Ứng suất nén cho phép (kG/cm^2)	$c(10^4 t/m^3)$
1	0,2
2	0,4
3	0,5
4	0,6
5	0,7

Trường hợp móng chữ nhật, hệ số nền có thể tính theo biểu thức

$$c = \frac{a_{1i}}{\sqrt{F_{mi}}} \cdot \frac{K_n}{1 - \nu_n^2}, \quad (t/m^3) \quad (2-10)$$

trong đó a_{1i} — hệ số, phụ thuộc vào tỷ số a giữa các cạnh của đáy móng vách cứng i , lấy theo bảng 2-3;

F_{mi} — diện tích đáy móng vách cứng i ;

K_n và ν_n — độ cứng (t/m^2) và hệ số nở ngang của nền lấy theo bảng 2-4.

Bảng 2-3

Trị số của hệ số a_1

a	2	3	5	10	100
a_1	1,09	1,13	1,22	1,41	2,71

Bảng 2-4
Trị số của độ cứng K_n và hệ số nở ngang ν_n của nền

Cấu tạo của đất	Loại đất	$K_n(kG/cm^2)$	ν_n
Kết dính	Than bùn	4-10	0,0- 0,5
	Than bùn không hòa tan, sâu hơn 4 - 6m	8-20	
	Bùn hữu cơ hoặc bùn cát:		
	- nhiều	5-30	
	- ít	20-50	
	Á cát	30-80	
	Á sét mềm, hạt rời	40-80	
	Á sét cứng, đất đồi	60-500	
	Sét:		
	- nhão, dẻo nhão	10	
	- dẻo mềm	15-30	
	- dẻo cứng	30-60	
Không kết dính	- nửa cứng	60-200	
	- rất cứng	80-500	
	Cát:		
	- hạt tròn	100-500	
	- hạt nhọn	400-2000	
	Đá dăm	1000-2000	
Đá cuội	1500-3000		

Khi nền là lớp đất đồng nhất, có giới hạn (h. 2-2) thì độ cứng của móng vách cứng i có thể tính gần đúng theo biểu thức

$$K_{mi} = \frac{b_{mi} l_{mi}^2 E_n}{a_{2i} b_i} \quad (2-11)$$

trong đó b_{mi} và l_{mi} — các cạnh của đáy móng chữ nhật vách cứng i ;
 a_{2i} — hệ số, phụ thuộc vào tỷ số a giữa các cạnh của đáy móng, lấy theo bảng 2-5;

b_i — hệ số, phụ thuộc vào tỷ số $b = \frac{l_i}{l_{mi}}$ và ν_n (l_i — chiều sâu lớp đất nền dưới đáy móng), lấy theo bảng 2-6.

Góc xoay của móng vách cứng i tính theo biểu thức

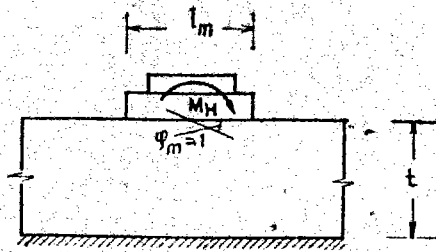
$$\varphi_{mi} = \frac{M_{Hi}}{K_{mi}} \quad (2-12)$$

trong đó M_{Hi} — mômen tác dụng lên móng vách cứng i .

Bảng 2-5

Trị số của hệ số a_2

a	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
a_2	1,00	0,95	0,89	0,84	0,80	0,76	0,72	0,68	0,65	0,62	0,59	0,54	0,50	0,43	0,30



Hình 2-2 Nền dưới đáy móng là lớp đất đồng nhất, có giới hạn.

Bảng 2-6

Trị số của hệ số b_i

b	ν_n					
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,35	0,4
0,2	2,330	2,294	2,330	2,547	2,838	3,491
0,4	3,159	3,133	3,213	3,561	4,003	4,980
0,6	3,689	3,677	3,799	4,251	4,808	6,028
0,8	4,047	4,051	4,205	4,738	5,382	6,782
1,0	4,296	4,312	4,492	5,085	5,793	7,326
1,2	4,473	4,497	4,697	5,334	6,090	7,720
1,4	4,600	4,632	4,847	5,517	6,308	8,010
1,6	4,694	4,732	4,957	5,653	6,470	8,226
1,8	4,764	4,807	5,041	5,755	6,593	8,390
2,0	4,819	4,864	5,105	5,834	6,687	8,517
2,5	4,908	4,960	5,212	5,966	6,845	8,728
3,0	4,961	5,016	5,275	6,044	6,938	8,853
3,5	4,994	5,051	5,314	6,093	6,997	8,932
4,0	5,017	5,075	5,341	6,126	7,037	9,985
5,0	5,044	5,104	5,373	6,115	7,084	9,049
6,0	5,058	5,120	5,391	6,187	7,111	9,084
8,0	5,073	5,136	5,409	6,210	7,138	9,120
10,0	5,081	5,143	5,418	6,220	7,150	9,137
15,0	5,088	5,151	5,426	6,231	7,163	9,154
20,0	5,090	5,153	5,429	6,234	7,167	9,160
∞	5,093	5,157	5,433	6,239	7,172	9,167

2. Hệ liên kết từ các vách cứng và khung

a) Xây dựng hệ thay thế

α) Độ cứng lồng thè.

Hệ liên kết từ các vách cứng và khung khi phân tích ra thì tỷ lệ giữa độ cứng và tải trọng tác dụng tương ứng ở mọi chỗ phải bằng nhau. Nếu độ cứng của vách cứng và của khung thay đổi trong từng đoạn dài theo chiều cao thì người ta có thể biến đổi thành một độ cứng suốt chiều cao.

Để tính toán cho đơn giản người ta thay thế toàn bộ vách cứng của hệ liên kết trong tầng phải tính toán bằng một vách cứng duy nhất và gọi là vách

cứng tổng thể. Ký hiệu K_{uj} là độ cứng chịu uốn, K_{cj} là độ cứng chịu cắt của vách cứng tổng thể đó (cho mỗi tầng). Các độ cứng của vách cứng tổng thể đó được tính theo biểu thức sau đây :

$$\left. \begin{aligned} K_{uj} &= \sum_i K_{uij}; \\ K_{cj} &= \sum_i K_{cij}, \end{aligned} \right\} \quad (2-13)$$

trong đó K_{uij} và K_{cij} — độ cứng chịu uốn và độ cứng chịu cắt của vách cứng i tầng j .

Mép dưới của vách cứng tổng thể được coi là ngàm đàn hồi. Gộp móng của các vách cứng lại thì được móng vách cứng tổng thể và độ cứng của nó gọi là độ cứng móng vách cứng tổng thể. Những móng này cũng có thể biểu thị như những cái lò xo có độ cứng K_m và độ cứng móng vách cứng tổng thể bằng tổng độ cứng của tất cả các móng vách cứng thành phần :

$$K_m = \sum_i K_{mi}. \quad (2-14)$$

Riêng từng khung đã được thay bằng công-xon thay thế. Thay cho tất cả các khung, ta hợp tất cả các côngxon thay thế lại thành côngxon thay thế tổng thể. Như vậy, mômen quán tính của côngxon thay thế tổng thể, chẳng hạn ở tầng j , sẽ bằng tổng mômen quán tính của các côngxon thay thế, nghĩa là bằng tổng mômen quán tính của tất cả các cột ở tất cả các khung trong tầng ấy.

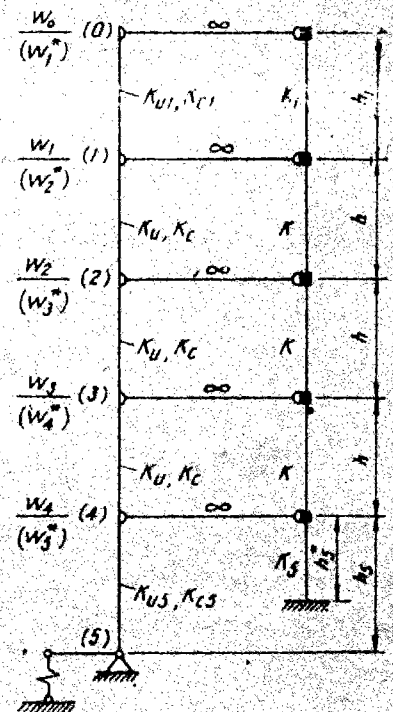
Độ cứng chịu uốn tầng j của côngxon thay thế tổng thể bằng tổng độ cứng của tất cả các côngxon thay thế :

$$K_j = \sum_i K_{ij}, \quad (2-15)$$

trong đó K_{ij} — độ cứng tầng j của côngxon thay thế i .

Đối với các vách cứng, ảnh hưởng của lực cắt đến biến dạng của nó rất lớn, trong tính toán phải xét đến độ cứng chống cắt K_c của vách cứng. Đối với các khung, ảnh hưởng của lực cắt không đáng kể có thể bỏ qua được (khi tỷ số giữa chiều dài cột và chiều cao tiết diện cột lớn hơn 5-6).

Ví dụ xét ngôi nhà 5 tầng ($n = 5$). Hệ kết cấu của ngôi nhà bao gồm nhiều vách cứng bất kỳ liên kết với hệ khung được thay bằng



Hình 2-3. Hệ liên kết từ các vách cứng và khung được thay bằng hệ thay thế (trong hình có biểu thị độ cứng và tải trọng toàn hệ).

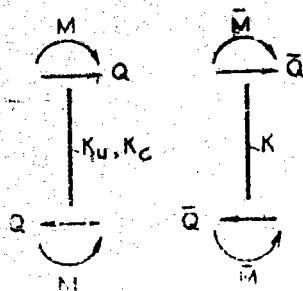
một hệ thay thế như ở hình 2-3. Phía bên trái là vách cứng tổng thể, phía bên phải là côngxon thay thế tổng thể. Vách cứng tổng thể được liên kết với côngxon thay thế tổng thể bằng các vách cứng nằm ngang (sàn và trần) với giả thiết là cứng và được thể hiện bằng những thanh di động.

Trong thực tế người ta lấy cùng độ cứng và cùng chiều cao (theo một tỷ lệ thích ứng) cho các tầng giữa (từ tầng thứ hai đến tầng giáp cuối, xem hình 2-3), tức là :

$$\left. \begin{aligned} K_{uj} &= K_u; \\ K_{cj} &= K_c; \\ K_j &= K; \\ h_j &= h. \end{aligned} \right\} [j = 2, 3, 4, \dots, (n-1)] \quad (2-16)$$

β) Nội lực tổng thể

Nội lực của hệ thay thế tổng thể được gọi là nội lực tổng thể. Những nội lực đó là :



Hình 2-4. Chiều dương của các nội lực tổng thể.

M_j — mômen ở tầng j (cao độ j) của vách cứng tổng thể;

Q_j — lực cắt ở tầng j của vách cứng tổng thể;

\bar{M}_j — mômen ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể;

\bar{Q}_j — lực cắt ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể.

Chiều dương của lực cắt tổng thể (Q và \bar{Q}) là chiều mà dưới tác dụng của chúng thì hệ quay cùng chiều kim đồng hồ. Mômen tổng thể (M và \bar{M}) có chiều dương nếu chúng làm cho phía bên trái của hệ sinh ứng suất kéo (h. 2-4).

Đối với phần trên của hệ (h.2-5), ta có hai điều kiện cân bằng sau đây :

$$M_j + \bar{M}_j = m_j; \quad (j = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (2-17)$$

$$Q_j + \bar{Q}_j = W_j^* \quad (2-18)$$

trong đó m_j — mômen do tải trọng nằm ngang gây ra tại cao độ j :

$$m_j = m_0 + W_1^* h_1 + \dots + W_j^* h_j; \quad (2-19)$$

W_j^* — tải trọng nằm ngang của toàn bộ phần trên của hệ (từ cao độ j trở lên) :

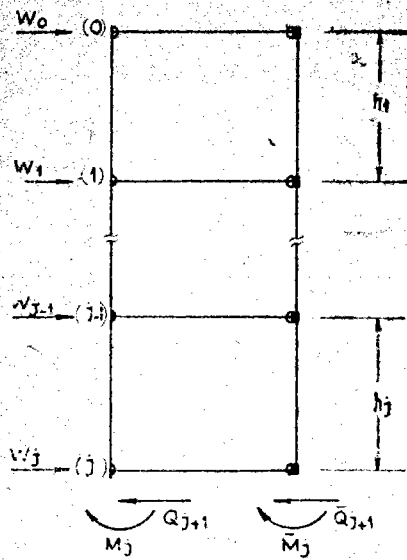
$$W_j^* = W_0 + W_1 + \dots + W_{j-1}; \quad (2-20)$$

h_j — chiều cao tầng j .

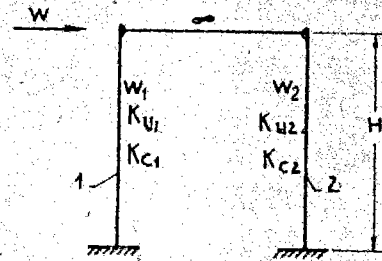
b) Sự phân bố tải trọng nằm ngang lên các thanh côngxon.

Ta xét hệ đơn giản gồm hai thanh côngxon 1 và 2 nối với nhau bằng một thanh ngang có độ cứng vô cùng (h. 2-6). Độ võng ngang của các thanh 1 và 2 xác định theo các biểu thức sau đây :

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \frac{W_1 H^3}{3K_{u1}} + \frac{W_1 H}{K_{c1}} = \frac{W_1 H^3}{3K_{u1}} \left(1 + \frac{3}{H^2} \cdot \frac{K_{u1}}{K_{c1}} \right); \\ \Delta_2 &= \frac{W_2 H^3}{3K_{u2}} \left(1 + \frac{3}{H^2} \cdot \frac{K_{u2}}{K_{c2}} \right). \end{aligned} \right\} \quad (2-21)$$



Hình 2-5. Cân bằng nội ngoại lực phân trên của hệ.



Hình 2-6. Hệ đơn giản để giải thích sự phân bố tải trọng nằm ngang W lên hai thanh công xon.

Từ biểu thức (2-21) và điều kiện $\Delta_1 = \Delta_2$ ta có :

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{K_{u1}}{K_{u2}} \frac{1 + \frac{3K_{c2}}{H^2 K_{c1}}}{1 + \frac{3K_{c1}}{H^2 K_{c2}}} \quad (2-22)$$

Từ biểu thức (2-22) ta thấy, sự phân bố tải trọng nằm ngang lên hai thanh công xon không những phụ thuộc độ cứng uốn K_u và độ cứng cắt K_c , mà còn phụ thuộc chiều cao H của các thanh đó. Tuy vậy, nếu giả thiết

$$\frac{K_{u1}}{K_{u2}} = \frac{K_{c1}}{K_{c2}} \quad (2-23)$$

thì từ các biểu thức (2-22) và (2-23) ta có :

$$\frac{W_1}{W_2} = \frac{K_{u1}}{K_{u2}} = \frac{K_{c1}}{K_{c2}}, \quad (2-24)$$

nghĩa là tải trọng nằm ngang phân bố tỷ lệ theo độ cứng chịu uốn và độ cứng chịu cắt.

Giả thiết (2-23) có thể chấp nhận được khi

$$Q = \frac{dM}{dx}, \quad (2-25)$$

trong đó Q — lực cắt;
 M — mômen;
 x — cao độ.

3. Hệ phương trình liên tục về biến dạng

a) Hệ cơ bản

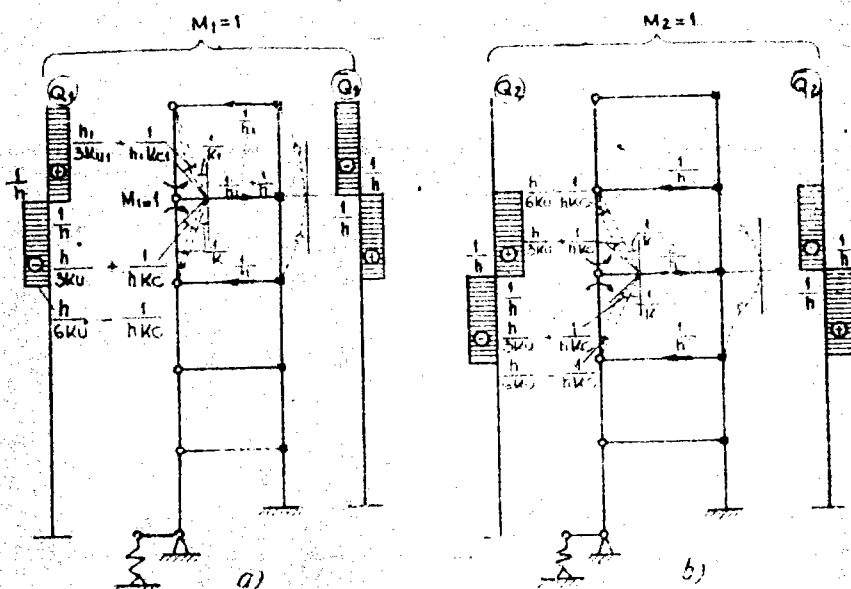
Hệ kết cấu của nhà bao gồm các khung cứng và các vách cứng được mô tả bằng hệ thay thế tổng thể như trình bày ở hình 2-3. Giải hệ siêu tĩnh này ta được nội lực tổng thể.

Ta áp dụng phương pháp lực để lập biểu thức nội lực và lập phương trình liên tục về biến dạng của hệ. Muốn giải bài toán được thuận lợi phải chọn hệ cơ bản phù hợp với hệ thay thế tổng thể. Ở đây lập hệ cơ bản bằng cách đặt các khớp vào vách cứng tổng thể ở cao độ các sàn trung gian và trần, ở những cao độ ấy vách cứng tổng thể liên kết với côngxon thay thế tổng thể bằng các thanh ngang khớp hai đầu, còn bản thân vách cứng tổng thể trở thành một thanh có khớp từng đốt (mà ta gọi tắt là thanh khớp).

b) Trạng thái biến dạng của hệ cơ bản

Xét trạng thái biến dạng do ảnh hưởng của mômen tổng thể $M_j = 1$ (j — cao độ nút đang xét, $j=1, 2, 3, \dots, n$) và tải trọng ngoài gây ra ở hệ cơ bản.

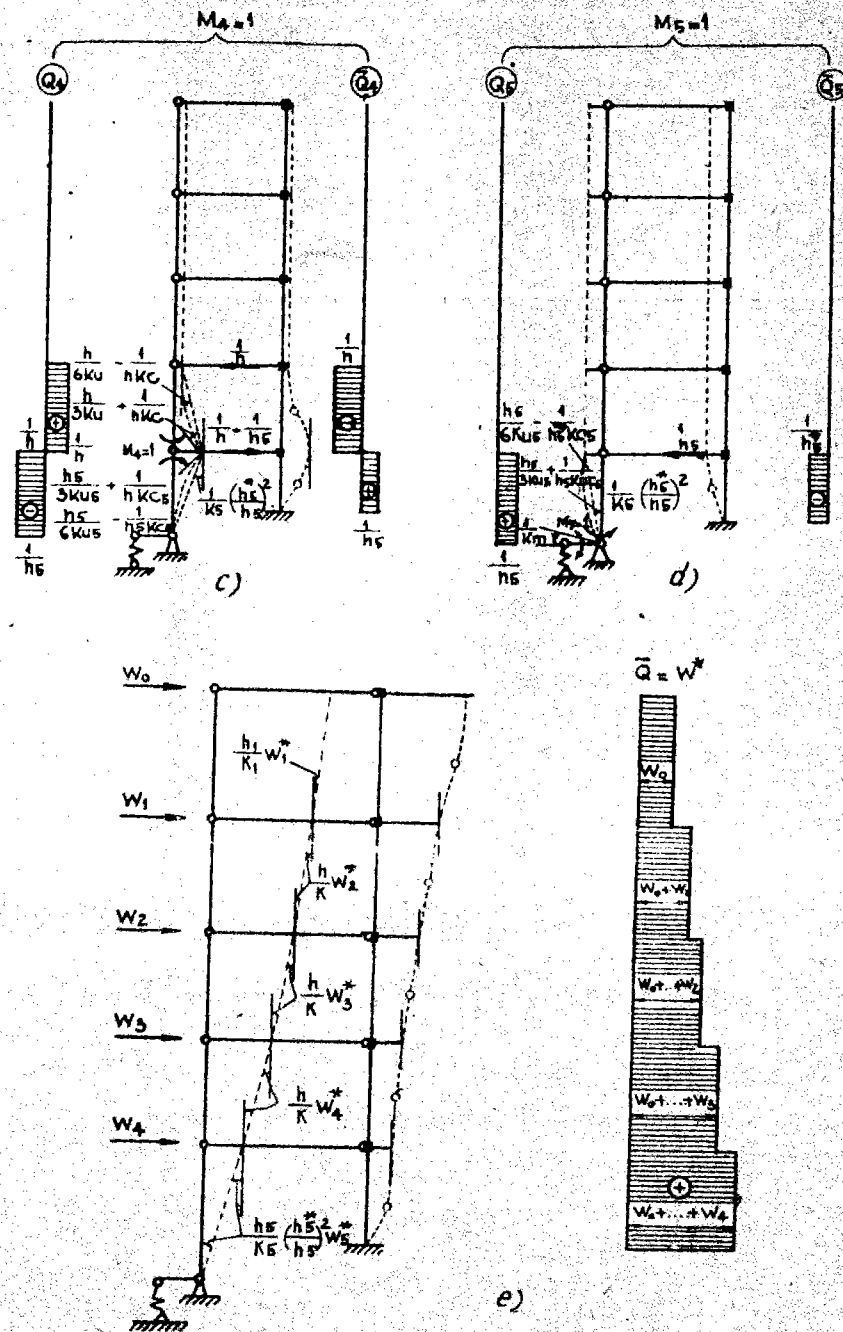
Khi cho $M_1 = 1$; $M_2 = 1$; $M_4 = 1$; $M_5 = 1$ thì trạng thái biến dạng của hệ cơ bản như ở hình 2-7a-d. Các biểu đồ lực cắt của thanh khớp và của côngxon thay thế tổng thể phù hợp với các trạng thái biến dạng đó.



Hình 2-7. Các trạng thái biến dạng của hệ cơ bản (còn tiếp).

Trạng thái biến dạng tại cao độ bất kỳ, chẳng hạn tại nút j do tác dụng của mômen tổng thể $M_j = 1$ gây ra sẽ làm các côngxon thay thế tổng thể có biến dạng uốn và biến dạng ngang.

Biểu đồ mômen trong thanh khớp do $M_j = 1$ gây ra có dạng hình tam giác [trị số lớn nhất bằng 1 tại nút j và bằng không tại hai nút lân cận (nút $j-1$ và nút $j+1$)]. Lực cắt của thanh khớp có trị số không đổi: thanh trên nút j



Tiếp hình 2-7.

thì bằng $\frac{1}{h_j}$ và thanh dưới nút j thì bằng $\frac{1}{h_{j+1}}$. Các lực cắt này sẽ gây ra độ võng ngang của các thanh khớp.

Phần lực gối của các thanh công xon thay thế lỏng thể gây ra trong thanh ngang j một lực nén có trị số bằng $\frac{1}{h_j} + \frac{1}{h_{j+1}}$ và trong các thanh ngang lân cận

($j-1$ và $j+1$) một lực kéo có trị số bằng $\frac{1}{h_j}$ và $\frac{1}{h_{j+1}}$. Các lực này sẽ làm cho tầng j xuất hiện mômen tầng có chiều ngược chiều quay của kim đồng hồ và tầng $j+1$ xuất hiện mômen tầng có chiều cùng chiều quay của kim đồng hồ. Hai mômen tầng này sẽ sinh ra lực xoay tầng bằng $\frac{1}{K_j}$ và $\frac{1}{K_{j+1}}$.

Giữ những ký hiệu thường dùng: δ_{mn} là chuyển vị tại m do lực 1 đặt tại n gây ra. Chú ý rằng các tầng trung gian đều có chiều cao h và độ cứng chống uốn của côngxon thay thế đều bằng K . Ta có (khi $n=5$):

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{h_1}{3K_{u1}} + \frac{h}{3K_u} + \frac{1}{h_1K_{c1}} + \frac{1}{hK_c} + \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K}; \\ \delta_{22} &= \delta_{33} = \frac{2h}{3K_u} + \frac{2}{hK_c} + \frac{2}{K}; \\ \delta_{44} &= \frac{h}{3K_u} + \frac{h_5}{3K_{u5}} + \frac{1}{hK_c} + \frac{1}{h_5K_{c5}} + \frac{1}{K} + \\ &\quad + \frac{1}{K_5} + \left(\frac{h_5^*}{h_5}\right)^2; \\ \delta_{55} &= \frac{h_5}{3K_{u5}} + \frac{1}{h_5K_{c5}} + \frac{1}{K_5} \left(\frac{h_5^*}{h_5}\right)^2 + \frac{1}{K_m}; \\ \delta_{12} &= \delta_{23} = \delta_{34} = \delta_{21} = \delta_{32} = \delta_{43} = \\ &= \frac{h}{6K_u} - \frac{1}{hK_c} - \frac{1}{K}; \\ \delta_{45} &= \delta_{54} = \frac{h_5}{6h_{u5}} - \frac{1}{h_5K_{c5}} - \frac{1}{K_5} \left(\frac{h_5^*}{h_5}\right)^2; \end{aligned} \right\} \quad (2-26)$$

với thứ nguyên là $\frac{1}{tm}$.

Trạng thái biến dạng của hệ cơ bản do ảnh hưởng của tải trọng nằm ngang tác dụng tại các nút thể hiện ở hình 2-7e. Biểu đồ lực cắt của côngxon thay thế tổng thể hoàn toàn như biểu đồ lực cắt của thanh khớp.

Góc xoay của tầng được tính theo biểu thức (2-7), phụ thuộc mômen tầng và độ cứng của tầng.

Đồng thời ta có các đại lượng không thứ nguyên (các số hạng tự do, chuyển vị của hệ do tải trọng gây ra) sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1w} &= \frac{h}{K} W_2^* - \frac{h_1}{K_1} W_1^*; \\ \Delta_{2w} &= \frac{h}{K} W_2^*; \quad \Delta_{3w} = \frac{h}{K} W_3^*; \\ \Delta_{4w} &= \frac{h_5}{K_5} \left(\frac{h_5^*}{h_5}\right)^2 W_5^* - \frac{h}{K} W_4^*; \\ \Delta_{5w} &= -\frac{h_5}{K_5} \left(\frac{h_5^*}{h_5}\right)^2 W_5^*. \end{aligned} \right\} \quad (2-27)$$

Trong các biểu thức (2-26) và (2-27) có chứa tỷ số $\frac{h_5^*}{h_5}$ vì chiều cao tầng dưới cùng của vách cứng lồng thể và côngxon thay thế lồng thể khác nhau (xem hình 2-3); trường hợp chiều cao tầng này bằng nhau ($h_5^* = h_5$) thì tỷ số đó bằng 1.

c) Hệ phương trình chính tắc

Hệ phương trình liên tục về biến dạng có dạng chung như sau (khi $n \geq 4$):

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}M_1 + \delta_{12}M_2 &= -\Delta_{1w}; (j=1) \\ \delta_{j,j-1}M_{j-1} + \delta_{jj}M_j + \delta_{j,j+1}M_{j+1} &= -\Delta_{jw}; \\ &[j=2, \dots, (n-1)] \\ \delta_{n,n-1}M_{n-1} + \delta_{nn}M_n &= -\Delta_{nw}. (j=n) \end{aligned} \right\} \quad (2-28)$$

Từ các biểu thức (2-26) — (2-28) ta có thể biến đổi thành:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= 1 + \frac{K}{K_1} + \frac{K}{3} \left(\frac{h_1}{K_{u1}} + \frac{h}{K_u} \right) + K \left(\frac{1}{h_1 K_{c1}} + \frac{1}{h K_c} \right); \\ &(j=1) \\ \delta_{jj} &= 2 + \frac{2hK}{3K_u} + \frac{2K}{hK_c}; \quad [j=2, \dots, (n-2)] \\ \delta_{n-1,n-1} &= 1 + \frac{K}{K_n} \left(\frac{h_n^*}{h_n} \right)^2 + \frac{K}{3} \left(\frac{h}{K_u} + \frac{h_n}{K_{un}} \right) + \\ &+ K \left(\frac{1}{hK_c} + \frac{1}{h_n K_{cn}} \right); \quad (j=n-1) \\ \delta_{nn} &= \frac{K}{K_n} \left(\frac{h_n^*}{h_n} \right)^2 + \frac{h_n K}{3K_{un}} + \frac{K}{h_n K_{cn}} + \frac{K}{K_m}; \quad (j=n) \\ \delta_{j,j+1} = \delta_{j+1,j} &= -1 + \frac{hK}{6K_u} - \frac{K}{hK_c}; [j=1, 2, \dots, (n-2)] \\ \delta_{n-1,n} = \delta_{n,n-1} &= -\frac{K}{K_n} \left(\frac{h_n^*}{h_n} \right)^2 + \frac{h_n K}{6K_{un}} - \frac{K}{h_n K_{cn}} \end{aligned} \right\} \quad (2-29)$$

và

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1w} &= hW_2^* - h_1 \frac{K}{K_1} W_1^*; \quad (j=1) \\ \Delta_{jw} &= hW_j; \quad [j=2, \dots, (n-2)] \\ \Delta_{n-1,w} &= h_n \frac{K}{K_n} \left(\frac{h_n^*}{h_n} \right)^2 W_n^* - hW_{n-1}^*; \quad (j=n-1) \\ \Delta_{nw} &= -h_n \frac{K}{K_n} \left(\frac{h_n^*}{h_n} \right)^2 W_n^*. \quad (j=n) \end{aligned} \right\} \quad (2-30)$$

Nếu $h_n^* = h_n$ và hệ vách cứng có gối tựa loại I ($K_m = \infty$, hình 1-10) thì các biểu thức (2-29) và (2-30) sẽ đơn giản hơn:

$$\begin{aligned}
\delta_{11} &= 1 + \frac{K}{K_1} + \frac{K}{3} \left(\frac{h_1}{K_{u1}} + \frac{h}{K_u} \right) + K \left(\frac{1}{h_1 K_{c1}} + \frac{1}{h K_c} \right); \\
\delta_{jj} &= 2 + \frac{2hK}{3K_u} + \frac{2K}{hK_c}; \quad [j = 2, \dots, (n-2)] \\
\delta_{n-1, n-1} &= 1 + \frac{K}{K_n} + \frac{K}{3} \left(\frac{h}{K_u} + \frac{h_n}{K_{un}} \right) + \\
&\quad + K \left(\frac{1}{hK_c} + \frac{1}{h_n K_{cn}} \right); \quad (j = n-1) \\
\delta_{nn} &= \frac{K}{K_n} + \frac{h_n K}{3K_{un}} + \frac{K}{h_n K_{cn}}; \quad (j = n) \\
\delta_{j, j+1} &= \delta_{j+1, j} = -1 + \frac{hK}{6K_u} - \frac{K}{hK_c}; \quad [j = 1, 2, \dots, (n-2)] \\
\delta_{n-1, n} &= \delta_{n, n-1} = -\frac{K}{K_n} + \frac{h_n K}{6K_{un}} - \frac{K}{h_n K_{cn}}.
\end{aligned} \tag{2-31}$$

và

$$\begin{aligned}
\Delta_{1w} &= hW_2^* - h_1 \frac{K}{K_1} W_1^*; \quad (j = 1) \\
\Delta_{jw} &= hW_j; \quad [j = 2, \dots, (n-2)] \\
\Delta_{n-1, w} &= h_n \frac{K}{K_n} W_n^* - hW_{n-1}^*; \\
&\quad (j = n-1) \\
\Delta_{nw} &= -h_n \frac{K}{K_n} W_n^*. \quad (j = n)
\end{aligned} \tag{2-32}$$

Từ các biểu thức (2-29) và (2-31) ta sẽ được các hệ số của hệ phương trình chính tắc (2-28). Từ các biểu thức (2-30) và (2-32) ta sẽ được các số hạng tự do (ứng với tải trọng) của hệ phương trình (2-28).

4. Tính toán nội lực

a) Tính toán nội lực của vách cứng

Trị số mômen M_j ($j = 1, \dots, n$) của vách cứng tổng thể tìm được nhờ việc giải hệ phương trình (2-28). Có thể giải hệ phương trình này một cách thuận lợi theo phương pháp Fakinset (xem § 4.A.3).

Mômen M_j sẽ được phân bố vào các vách cứng độc lập tỷ lệ theo độ cứng chịu uốn của từng vách cứng.

Ta đặt hệ số phân phối nội lực:

$$a_{ki} = \frac{K_{ui}}{K_u}, \tag{2-33}$$

trong đó K_{ui} và K_u — độ cứng chịu uốn của vách cứng i và của vách cứng tổng thể.

Dùng tỷ số (2-33) và giả thiết là tất cả các vách cứng có môđun đàn hồi bằng nhau thì ta có biểu thức để tính mômen của một vách cứng i nào đó như sau:

$$M_{ij} = a_{ki} M_j, \quad (2-34)$$

trong đó M_j — mômen tổng thể ở tầng j của vách cứng tổng thể.

Xác định lực cắt tổng thể Q_j của vách cứng tổng thể theo biểu thức sau đây (h. 2-8):

$$Q_j = \frac{M_j - M_{j-1}}{h_j}, \quad (2-35)$$

trong đó M_j và M_{j-1} — các mômen tổng thể (mômen gối tựa) ở tầng j và tầng $j-1$ của vách cứng tổng thể;

h_j — chiều cao tầng j .

Sự phân bố lực cắt tổng thể lên các vách cứng độc lập cũng tỷ lệ theo độ cứng của chúng và tương tự như biểu thức (2-34), ở đây ta có:

$$Q_{ij} = a_{ki} Q_j, \quad (2-36)$$

trong đó Q_j — lực cắt tổng thể ở tầng j của vách cứng tổng thể.

b) Tính toán nội lực của khung

Lực cắt tổng thể Q_j ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể tính được như biểu thức (2-18), lúc là:

$$\bar{Q}_j = W_j^* - Q_j. \quad (2-37)$$

Giả thiết là các côngxon thay thế độc lập có môđun đàn hồi bằng nhau. Tương tự như biểu thức (2-33) ta có thể đặt hệ số phân phối theo mômen quán tính J_{ij} . Lực cắt tổng thể Q_j ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể sẽ được phân bố vào các côngxon thay thế độc lập tỷ lệ theo mômen quán tính của chúng. Lực cắt của côngxon thay thế cũng được phân bố vào các cột độc lập của khung tỷ lệ theo mômen quán tính của cột.

Ta đặt

$$J_j = \sum_i J_{ij} = \sum_i \sum_k J_{ijk}. \quad (2-38)$$

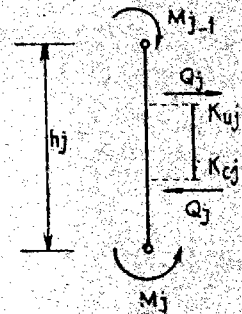
Lực cắt của cột k khung i tầng j được tính theo biểu thức

$$\bar{Q}_{ijk} = \frac{J_{ijk}}{J_j} \bar{Q}_j, \quad (2-39)$$

trong đó J_{ijk} và J_j — mômen quán tính của cột k khung i tầng j và của côngxon thay thế tổng thể;

\bar{Q}_j — lực cắt tổng thể ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể.

Mômen của cột và của dầm (giằng) có thể tính theo phương pháp gần đúng, theo lực cắt \bar{Q}_{ijk} của cột. Điểm giữa thanh lấy mômen bằng không.



Hình 2-8. Sơ đồ để xác định lực cắt tổng thể của vách cứng tổng thể.

Tải trọng đặt tại nút của côngxon thay thế tổng thể là đường khi có chiều từ trái sang phải.

Tải trọng đặt tại nút O và nút j được tính theo biểu thức sau đây :

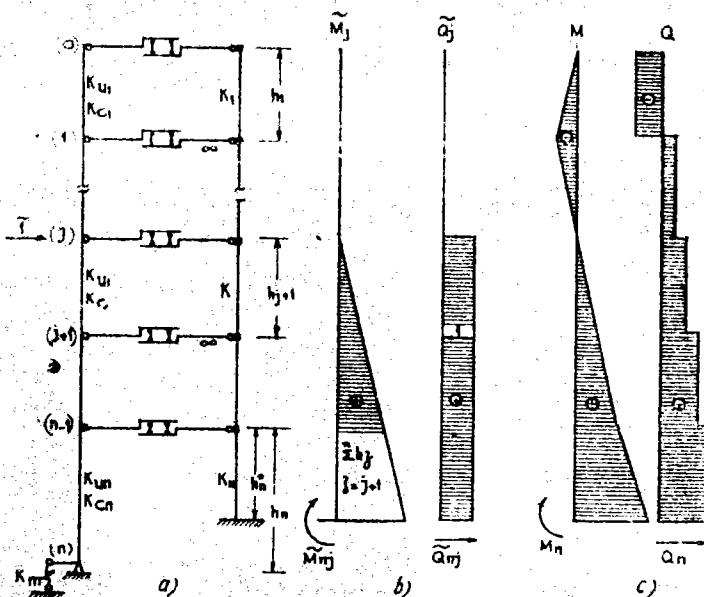
$$\left. \begin{aligned} W_0^n &= Q_1; \\ W_j^n &= \bar{Q}_{j+1} - \bar{Q}_j \cdot [j = 1, 2, \dots, (n-1)] \end{aligned} \right\} \quad (2-40)$$

Trong nhiều trường hợp, lực ở các cột của khung có thể lấy từ các trị số mômen tổng thể \bar{M}_j ở tầng j của côngxon thay thế tổng thể đã xác định được [theo biểu thức (2-29)] hoặc của phân lực gối tựa của dầm (giằng).

5. Tính toán độ võng

a) Phương pháp thứ nhất

Độ võng ngang tại cao độ bất kỳ j [$j = 0, 1, \dots, (n-1)$] có thể tính một cách đơn giản theo phương pháp Mohr với biểu thức dưới dạng rút gọn. Khi tính toán độ võng ta chọn hệ cơ bản là hệ tĩnh định như ở hình 2-9a. Như vậy là hợp lý để cho vách cứng tổng thể và côngxon thay thế tổng thể liên kết với nhau bằng những thanh ngang (thanh treo) có lực dọc bằng không. Ta cho tải trọng



Hình 2-9. Sơ đồ để xét độ võng ngang ở độ cao của hệ thay thế:

- a) cho lực bằng đơn vị tác dụng tại cao độ j của hệ cơ bản; b) biểu đồ mômen tổng thể \bar{M}_j và biểu đồ lực cắt tổng thể \bar{Q}_j khi có lực bằng đơn vị tác dụng vào hệ cơ bản; c) biểu đồ mômen tổng thể M và lực cắt tổng thể Q của vách cứng tổng thể.

bằng đơn vị tác dụng tại nút đang tìm độ võng của vách cứng tổng thể. Khi đó biểu đồ mômen tổng thể \bar{M}_j và biểu đồ lực cắt tổng thể \bar{Q}_j sẽ như ở hình 2-9b.

Từ đó ta được mômen \tilde{M}_{nj} và lực cắt \tilde{Q}_{nj} tại mép dưới (nút n) của hệ (móng tổng thể). Nếu tải trọng nằm ngang tác dụng lên hệ thay thế như ở hình 2-3 thì ta được biểu đồ mômen tổng thể M và biểu đồ lực cắt tổng thể Q như ở hình 2-9c. Từ đó được mômen M_n và lực cắt Q_n tác dụng lên móng tổng thể. Ở đây không cần dùng mômen \bar{M} và lực cắt \bar{Q} của côngxon thay thế tổng thể.

Độ võng ngang tại nút o và nút j tính theo biểu thức sau đây :

$$\left. \begin{aligned} \Delta_o &= \sum_{j=1}^n \int_0^{h_j} \frac{M\tilde{M}_o}{K_{uj}} dh_j + \sum_{j=1}^n \int_0^{h_j} \frac{Q\tilde{Q}_c}{K_{cj}} dh_j + \frac{M_n\tilde{M}_{no}}{K_m}; \\ \Delta_j &= \sum_{z=j+1}^n \int_0^{h_z} \frac{M\tilde{M}_j}{K_{uz}} dh_z + \sum_{z=j+1}^n \int_0^{h_z} \frac{Q\tilde{Q}_j}{K_{cz}} dh_z + \frac{M_n\tilde{M}_{nj}}{K_m}, \end{aligned} \right\} \quad (2-41)$$

$\{z = (j+1), \dots, n\}$

b) Phương pháp thứ hai

Độ võng ngang có thể được xét theo góc xoay tầng của côngxon thay thế tổng thể.

Góc xoay tầng j và tầng dưới cùng ($j = n$) của côngxon thay thế tổng thể tính theo biểu thức sau đây ⁽¹⁾ :

$$\left. \begin{aligned} \varphi_j &= \frac{\tilde{Q}_j h_j}{K_j}; \quad [j = 1, \dots, (n-1)] \\ \varphi_n &= \frac{\tilde{Q}_n h_n^*}{K_n} \end{aligned} \right\} \quad (2-42)$$

Độ võng ngang tại nút $j-1$ được tính theo biểu thức thu gọn sau đây :

$$\Delta_{j-1} = \Delta_j + \varphi_j h_j. \quad [j = (n-1), \dots, 1] \quad (2-43)$$

Vì độ võng ngang tại nút n bằng không, do đó độ võng ngang tại nút $n-1$ sẽ được tính theo biểu thức

$$\Delta_{n-1} = \varphi_n h_n^*. \quad (2-44)$$

§ 3. TÍNH TOÁN NHÀ KHUNG CỨNG CỖ VÁCH CỨNG LIÊN TỤC

1. Tính toán độ cứng của từng bộ phận

a) Tính toán độ cứng của vách cứng

Biểu thức để tính độ cứng chịu uốn của vách cứng đặc hay của mảng tường hai bên lỗ cửa trong vách cứng có lỗ cửa cũng tương tự như đã giới thiệu ở § 2 [biểu thức (2-1)]:

$$\left. \begin{aligned} K_{ui} &= E_i J_i; \quad (Im^2) \\ K_{uik} &= E_{ik} J_{ik}; \end{aligned} \right\} \quad (3-1)$$

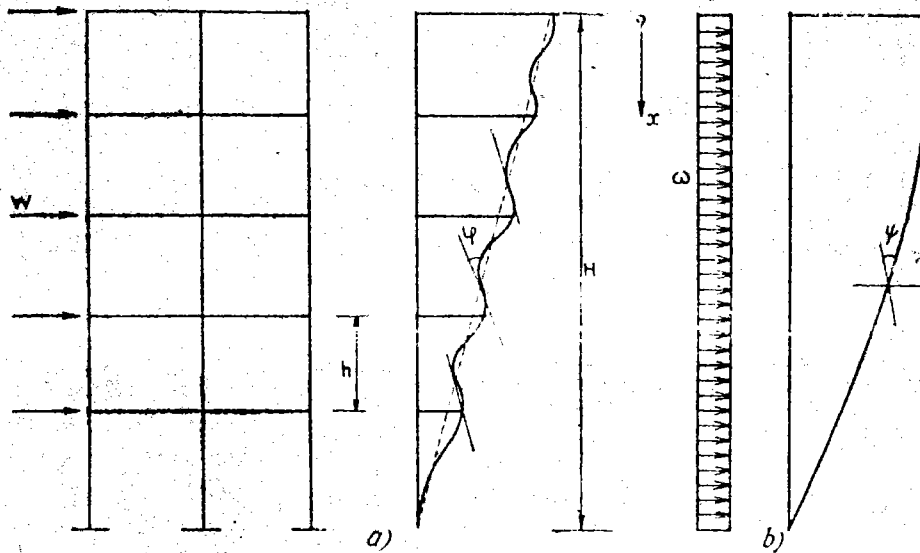
trong đó i và k — thứ tự vách cứng và mảng tường.

1. Tương tự biểu thức (2-7) — NBT.

b) *Tính toán độ cứng của khung.*

Các mômen không ảnh hưởng đến chuyển vị ngang của các nút của khung. Trong quá trình chuyển vị, các tiết diện ngang của khung sẽ giữ song song với nhau (không có sự xoay). Các nút của khung sau khi chuyển vị sẽ nằm trên đường biến dạng (h. 3-1a).

Ở đây người ta thay thế khung nhiều tầng bằng vách cứng chịu cắt với các điều kiện tải trọng, độ võng, góc xoay phải tương ứng bằng nhau. Vì các khung có trường liên kết một cách liên tục, ta xem như liên kết này là vô số những vách cứng nằm ngang mỏng vô cùng, do đó chiều cao h (giữa các thanh ngang của khung) xem như tiến đến không và ta chỉ còn quan tâm tới chiều cao H của hệ. Ở hệ thay thế liên tục này tải trọng nằm ngang không phải là những lực tập trung W đặt tại các nút khung, mà là lực phân bố ω (phân bố đều hoặc phân bố theo quy luật hình tam giác, hình thang trên chiều cao H của hệ).



Hình 3-1. Sơ đồ để tính độ cứng của khung :
 a) khung có các thanh ngang (dầm) cứng và đường độ võng của cột ;
 b) công-xon (vách cứng) chịu cắt và đường độ võng.

Góc xoay của cột khung, góc xoay của tầng tính tương tự như ở §2 [biểu thức (2-7)] :

$$\varphi_t = \frac{M_t}{K_t}, \quad (3-2)$$

trong đó M_t và K_t — mômen và độ cứng của tầng.

Độ cứng của tầng bằng độ cứng của khung (bằng lực cắt nhân với chiều cao tầng). Để tính góc nghiêng (so với phương nằm ngang) của đường độ võng của vách cứng chịu cắt, chúng ta dùng biểu thức quen thuộc trong sức bền vật liệu :

$$\psi = \frac{\bar{Q}}{K_c}, \quad (3-3)$$

trong đó \bar{Q} — lực cắt;

K_c — độ cứng chịu cắt của vách cứng.

Tương tự biểu thức để tính độ cứng của tầng j khung i [biểu thức (2-5)], ở đây độ cứng của vách cứng chịu cắt tính theo biểu thức

$$K_{ci} = \frac{12EJ_i}{h^2}, \quad (1) \quad (3-4)$$

trong đó J_i — tổng mômen quán tính của tất cả các cột của khung i .

Tương tự biểu thức (2-8), nếu không xét đến độ cứng của các thanh giằng thì ta có: ⁽¹⁾

$$K_{ci} = \frac{12EJ_i}{h^2 \left(1 + \frac{J_i}{h \sum \frac{J_{thg}}{l_{thg}}} \right)} \quad (3-5)$$

Đại lượng trong dấu ngoặc của biểu thức (3-5) lớn hơn 1; nếu xem thanh giằng là cứng vô cùng thì đại lượng này sẽ lấy bằng 1 và ta lại được biểu thức đơn giản (3-4).

2. Hệ liên kết từ các vách cứng và khung

a) Xây dựng hệ thay thế

α) Độ cứng tổng thể

Tương tự §2, hệ liên kết từ các vách cứng và khung khi phân tích ra thì tỷ lệ giữa độ cứng và tải trọng tác dụng, tương ứng ở mọi chỗ phải bằng nhau. Mép dưới của vách cứng thay thế được coi là ngàm đàn hồi. Khi xét vách cứng chịu uốn thì ta có thể thay thế nó bằng một vách cứng chịu uốn tổng thể. Độ cứng chịu uốn của vách cứng tổng thể bằng tổng độ cứng chịu uốn của tất cả các vách cứng chịu uốn ⁽²⁾:

$$K_u = \sum_i K_{ui}, \quad (3-6)$$

trong đó K_{ui} — độ cứng chịu uốn của vách cứng i .

Độ cứng của vách cứng có lỗ cửa được tính theo biểu thức

$$K_{ui} = \sum_{k=1}^s K_{uik}, \quad (3-7)$$

trong đó k — thứ tự mảng tường hai bên lỗ cửa.

1. Ở đây xét hệ liên tục, ta tính toán với độ cứng trên đơn vị dài, cho nên ở mẫu số là h^2 (NBT).

2. Tương tự biểu thức (2-13) — NBT.

Móng của tất cả các vách cứng chịu uốn cũng chuyển qua móng vách cứng chịu uốn tổng thể. Độ cứng của móng vách cứng chịu uốn tổng thể cũng bằng tổng độ cứng của tất cả các móng vách cứng chịu uốn thành phần (1):

$$K_m = \sum_i K_{mi} \quad (3-8)$$

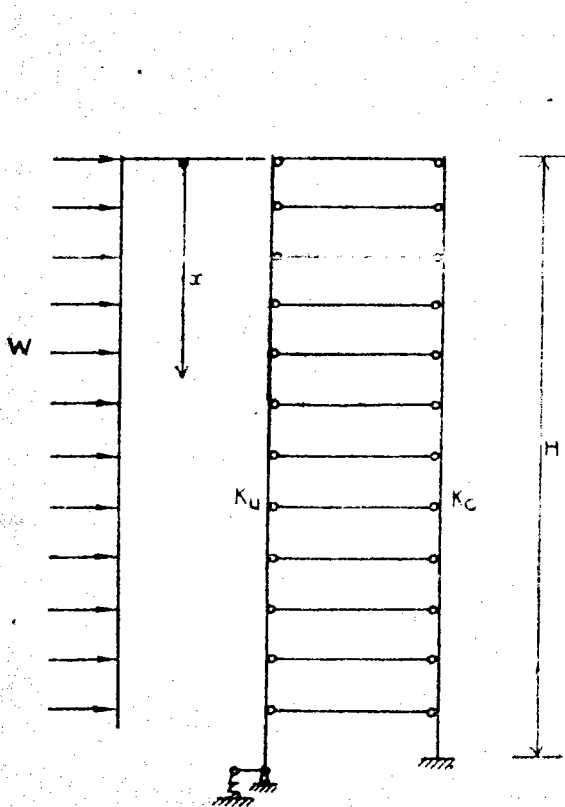
trong đó K_{mi} — độ cứng chịu uốn của móng vách cứng i .

Người ta còn thay thế các vách cứng chịu cắt ứng với các khung độc lập bằng một vách cứng chịu cắt và gọi là vách cứng chịu cắt tổng thể. Độ cứng chịu cắt của vách cứng tổng thể bằng tổng độ cứng của tất cả các vách cứng chịu cắt thành phần:

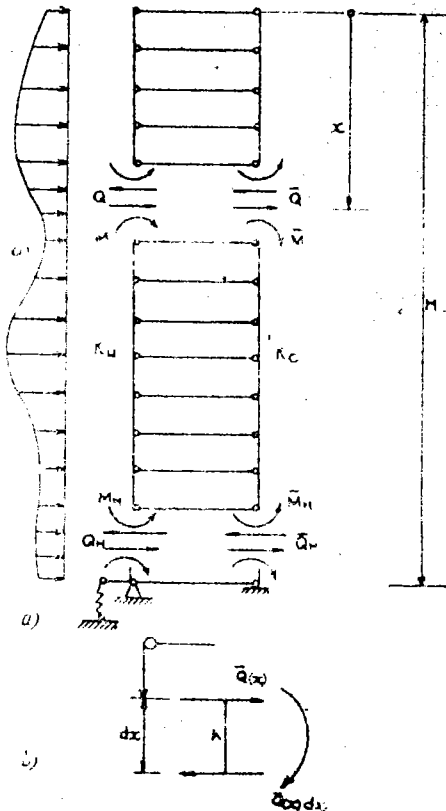
$$K_c = \sum_i K_{ci} \quad (3-9)$$

trong đó K_{ci} — độ cứng chịu cắt của vách cứng i .

Độ cứng của các bộ phận trong hệ thay thế (tổng thể) cũng được gọi là độ cứng tổng thể.



Hình 3-2. Hệ thay thế của một hệ vách cứng liên kết từ các vách cứng đặc và khung.



Hình 3-3. Sơ đồ hệ thay thế để tính lực cắt tổng thể:

- a) lực cắt tổng thể (Q và \bar{Q}) tại cao độ x bất kỳ và tại mép dưới ($x = H$) của hệ;
- b) tách một vi phân vách cứng chịu cắt tổng thể.

1. Tương tự biểu thức (2-14)—NBT.

Hệ thay thế được thể hiện như ở hình 3-2: phía bên trái là vách cứng chịu uốn tổng thể được gối lên móng tổng thể, phía bên phải là vách cứng chịu cắt tổng thể. Góc tọa độ x tính từ mép trên của hệ, chiều từ trên xuống dưới. H là chiều cao tổng thể.

β) Nội lực tổng thể

Tương tự như ở §2, nội lực của hệ thay thế tổng thể (h. 3-3a) được gọi là nội lực tổng thể. Những nội lực đó là:

M — mômen của vách cứng chịu uốn tổng thể;

Q — lực cắt của vách cứng chịu uốn tổng thể;

\bar{M} — mômen của vách cứng chịu cắt tổng thể;

\bar{Q} — lực cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể.

Chiều của nội lực tổng thể quy định như đã nói ở §2.

Đối với phần trên của hệ (từ tọa độ x trở lên) ta có hai điều kiện cân bằng sau đây⁽¹⁾:

$$M + \bar{M} = m; \quad (3-10)$$

$$Q + \bar{Q} = W^*, \quad (3-11)$$

trong đó m — mômen do tải trọng nằm ngang gây ra tại x ;

W^* — tải trọng nằm ngang của toàn bộ phần trên của hệ.

Trị số của \bar{M} tính được nhờ biểu thức sau đây (h. 3-3b):

$$\bar{M} = \int_0^x \bar{Q}(u) du, \quad (3-12)$$

trong đó u tọa độ của tiết diện vách cứng chịu cắt tổng thể mà ta đang xét, có giá trị trong khoảng từ 0 đến x .

b) Biểu dạng của hệ thay thế

Độ võng ngang của vách cứng chịu uốn tổng thể ở cao độ bất kỳ, góc nghiêng (so với phương nằm ngang) của đường độ võng của vách cứng chịu cắt tổng thể ở cao độ bất kỳ và góc xoay của móng vách cứng tổng thể được tính theo các biểu thức sau đây:

$$\Delta'' = \frac{M}{K_u}; \quad (3-13)$$

$$\psi = \frac{\bar{Q}}{K_c}; \quad (3-14)$$

$$\varphi_m = \frac{M_H}{K_m}. \quad (3-15)$$

3. Tìm nội lực của hệ thay thế.

a) Lập phương trình vi phân cơ bản của hệ thay thế

Tương tự như §2.3, các vách cứng chịu uốn được thay bằng các thanh khớp. Các thanh khớp ổn định được là nhờ các vách cứng chịu cắt tổng thể. Ở mép trên của hệ ($x = 0$) nếu không có mômen tập trung thì mômen bằng không ($M_0 = 0$). Đây là điều kiện biên ở mép trên.

1. Tương tự các điều kiện (2-17) và (2-18) — NBT.

Ta có phương trình năng lượng của hệ như sau :

$$I = \int_0^H \left[\frac{M^2}{2K_u} + \frac{(W^* - Q)^2}{2K_c} \right] dx + \frac{M_H^2}{2K_m} \quad (3-16)$$

Ở đây thành phần thứ nhất là thế năng biến dạng uốn của vách cứng chịu uốn tổng thể, thành phần thứ hai là thế năng biến dạng cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể, thành phần thứ ba là thế năng biến dạng của móng vách cứng tổng thể.

Phương trình (3-16) có thể viết theo dạng tổng quát như sau :

$$I = \int_0^H F(x, M, Q) dx + G(M_H) \quad (3-17)$$

Theo nguyên lý thế năng cực tiểu ta có :

$$\delta I = 0, \quad (3-18)$$

do đó :

$$\delta I = \int_0^H (F_M \delta M + F_Q \delta Q) dx + G_{M_H} \delta M_H = 0. \quad (3-19)$$

Từ các biểu thức (3-16) và (3-19) ta có :

$$\left. \begin{aligned} F_M &= \frac{M}{K_u} \\ F_Q &= \frac{Q - W^*}{K_c} \\ G_{M_H} &= \frac{M_H}{K_m} \end{aligned} \right\} \quad (3-20)$$

Thay biểu thức (3-20) vào biểu thức (3-19) ta được :

$$\delta I = \int_0^H \left(\frac{M}{K_u} \delta M + \frac{Q - W^*}{K_c} \delta Q \right) dx + \frac{M_H}{K_m} \delta M_H = 0. \quad (3-21)$$

Nếu tính riêng thành phần chứa δQ trong biểu thức (3-21) thì ta có :

$$\left. \begin{aligned} \int_0^H Q \delta Q dx &= Q_H \delta M_H - Q_0 \delta M_0 - \int_0^H M'' \delta M dx; \\ \int_0^H W^* \delta Q dx &= W_H^* \delta M_H - W_0^* \delta M_0 - \int_0^H W'^* \delta M dx, \end{aligned} \right\} \quad (3-22)$$

trong đó $\delta M_0 = 0$;

M'' — đạo hàm bậc hai của mômen uốn.

Đạo hàm của tải trọng nằm ngang W chính là tải trọng nằm ngang phân bố ω :

$$W' = \omega. \quad (3-23)$$

Từ các biểu thức (3-21), (3-22) và (3-23) ta có :

$$\int_0^H \left(\frac{M}{K_u} + \frac{\omega - M''}{K_c} \right) \delta M dx + \left(\frac{Q_H - W_H^*}{K_c} + \frac{M_H}{K_m} \right) \delta M_H = 0. \quad (3-24)$$

Phương trình (3-24) bằng không, với mọi δM và δM_H nếu những biểu thức trong dấu ngoặc bằng không.

Viết điều kiện cân bằng lực ngang ở mép dưới của hệ ($x = H$) như sau :

$$Q_H + \frac{K_c}{K_m} M_H = W_H^* \quad (3-25)$$

ta có ngay

$$\frac{Q_H - W_H^*}{K_c} + \frac{M_H}{K_m} = 0, \quad (3-26)$$

nghĩa là số hạng thứ hai của phương trình (3-24) bằng 0.

Cũng chú ý rằng $\frac{M_H}{K_m}$ là góc xoay của móng vách cứng tổng thể, từ biểu thức (3-26) ta có :

$$\varphi_m = \frac{W_H^* - Q_H}{K_c} \quad (3-27)$$

Đặt :

$$\alpha^2 = \frac{K_c}{K_u}, \quad (3-28)$$

trong đó K_u , K_c — độ cứng của vách cứng chịu uốn tổng thể và của vách cứng chịu cắt tổng thể.

Cho số hạng thứ nhất của phương trình (3-24) bằng không ta được phương trình vi phân nội lực của vách cứng chịu uốn dưới dạng

$$M'' - \alpha^2 M = \omega. \quad (3-29)$$

Đây là phương trình vi phân cấp 2, tuyến tính với hệ số là hằng số.

Lại đặt :

$$A = \sqrt{\frac{K_c}{K_u}} H; \quad (3-30)$$

$$B = \frac{K_u}{K_m H}, \quad (3-31)$$

trong đó A và B — các thông số độ cứng của hệ và của móng.

Từ các biểu thức (3-28) và (3-30) ta có :

$$A = \alpha H. \quad (3-32)$$

Khi độ cứng của hệ vách cứng đặc lớn hơn rất nhiều so với độ cứng của hệ khung thì ta có thể lấy $\alpha = 0$ và do đó $A = 0$. Trường hợp này ứng với vách cứng chịu uốn tổng thể có gối tựa bị xoay đàn hồi.

Ngược lại, ta cũng có thể có $\alpha = \infty$, tức là $A = \infty$. Trường hợp này ứng với vách cứng chịu tải tổng thể có gối tựa ngàm đàn hồi.

Nếu mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I (h. 1-10), tức là $K_m \doteq \infty$ thì $B = 0$. Ngược lại, nếu mép dưới của hệ vách cứng là khớp thì $K_m = 0$, do đó $B = \infty$.

Từ các biểu thức (3-30) và (3-31) ta có:

$$\frac{K_c}{K_m} = \frac{A^2 B}{H} \quad (3-33)$$

Từ các biểu thức (3-26) và (3-32) ta có thể viết lại phương trình vi phân nội lực của vách cứng chịu uốn tổng thể:

$$M'' - \frac{A^2}{H^2} M = \omega \quad (3-34)$$

Từ các biểu thức (3-25) và (3-33) ta có:

$$Q_H + \frac{A^2 B}{H} M_H = W_H^* \quad (3-35)$$

Phương trình (3-35) là điều kiện biên ở mép dưới.

Nếu mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I, tức là $B = 0$ thì phương trình (3-35) có dạng đơn giản hơn:

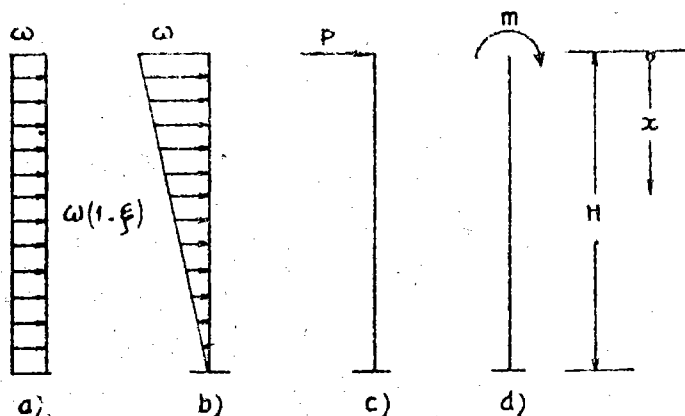
$$Q_H = W_H^* \quad (3-36)$$

b) Biểu thức chung của nội lực tổng thể

Chúng ta sẽ xét các trường hợp tải trọng sau đây:

1. Tải trọng nằm ngang phân bố đều (h. 3-4a);
2. Tải trọng nằm ngang phân bố theo hình tam giác (h. 3-4b);
3. Tải trọng nằm ngang tập trung ở mép trên (h. 3-4c);
4. Mômen tập trung ở mép trên (h. 3-4d).

Trường hợp tải trọng nằm ngang phân bố theo hình thang thì phân tích thành tải trọng nằm ngang phân bố đều và tải trọng nằm ngang phân bố theo hình tam giác.



Hình 3-4. Các trường hợp tải trọng.

Như vậy để tính toán nhà chịu tải trọng gió ta cần tính với các tải trọng có các quy luật:

$$\omega(\xi) = \begin{cases} \omega(\xi); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \omega(1 - \xi); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ 0; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-37)$$

trong đó $\xi = \frac{x}{H}$. (3-38)

Vì x thay đổi từ 0 đến H nên ξ sẽ có giá trị từ 0 đến 1.

Ta có thể viết: $m = \eta_m m_H$; (3-39)

$W^* = \eta_w^* W_H^*$, (3-40)

trong đó η_m và η_w^* — các hệ số không thứ nguyên, gọi là hệ số mômen và hệ số lực cắt của côngxon, lấy theo bảng 3-1;

m_H và W_H^* — mômen và lực cắt ở mép dưới của côngxon ($x = H$, tức là $\xi = 1$), lấy theo biểu thức trong bảng 3-1.

Như vậy, để tìm được mômen nội lực M của vách cứng chịu uốn tổng thể, ta phải giải phương trình (3-34) với các điều kiện biên ở mép trên và mép dưới [biểu thức (3-35)] dưới tác dụng của các tải trọng biểu thị ở các biểu thức (3-37) và (3-38).

Phương trình (3-34) viết lại với biến số ξ là:

$$M'' - A^2 M = H^2 \omega. \quad (3-34a)$$

Nghiệm của phương trình này có dạng

$$M = M_{dh} + M_{tp}, \quad (3-41)$$

trong đó M_{dh} — mômen điều hòa (là nghiệm tổng quát của phương trình thuần nhất);

M_{tp} — mômen thành phần (là nghiệm riêng ứng với vế phải ω).

Biểu thức để xác định mômen điều hòa như sau:

$$M_{dh} = C \operatorname{sh} A \xi + D \operatorname{ch} A \xi, \quad (3-42)$$

trong đó C và D — các hằng số tích phân, xác định theo các điều kiện biên.

Từ các biểu thức (3-34) và (3-37) ta tìm được mômen thành phần theo các trường hợp tải trọng như sau:

$$M_{tp} = \begin{cases} -\frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ -\frac{\omega H^2(1 - \xi)}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ 0; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-43)$$

Bảng 3-1

Biểu thức để xác định m_H ; W_H^* và trị số của các hệ số η_m ; η_{W^*}

Sơ đồ tải trọng						
m_H		$\frac{1}{2} \omega H^2$	$\frac{5}{12} \omega H^2$	$\frac{1}{3} \omega H^2$	PH	
W_H^*		ωH	$\frac{3}{4} \omega H$	$\frac{1}{2} \omega H$	P	
η_m	$\omega H =$	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
		0,1	0,010	0,012	0,015	0,100
		0,2	0,040	0,046	0,056	0,200
		0,3	0,090	0,103	0,122	0,300
		0,4	0,160	0,179	0,208	0,400
		0,5	0,250	0,275	0,313	0,500
		0,6	0,360	0,389	0,432	0,600
		0,7	0,490	0,519	0,564	0,700
		0,8	0,640	0,666	0,704	0,800
		0,9	0,810	0,826	0,851	0,900
		1,0	0,960	1,000	1,000	1,000
η_{W^*}	$\omega H =$	0,0	0,000	0,000	0,000	1,000
		0,1	0,100	0,130	0,190	1,000
		0,2	0,200	0,253	0,360	1,000
		0,3	0,300	0,370	0,510	1,000
		0,4	0,400	0,480	0,640	1,000
		0,5	0,500	0,583	0,750	1,000
		0,6	0,600	0,680	0,840	1,000
		0,7	0,700	0,770	0,910	1,000
		0,8	0,800	0,853	0,960	1,000
		0,9	0,900	0,930	0,990	1,000
		1,0	1,000	1,000	1,000	1,000

Từ các biểu thức (3-41), (3-42) và (3-43) ta có :

$$M = C \operatorname{sh} A \xi + D \operatorname{ch} A \xi + \begin{cases} -\frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ -\frac{\omega H^2(1-\xi)}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ 0; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-44)$$

Từ biểu thức (2-5) ta có :

$$Q = \frac{dM}{dx} = \frac{dM d\xi}{d\xi dx} = \frac{1}{H} \cdot \frac{dM}{d\xi} \quad (3-45)$$

Nếu lấy đạo hàm biểu thức (3-44) theo ξ thì ta được phương trình của lực cắt tổng thể sau đây :

$$Q = \frac{A}{H} (C \operatorname{ch} A \xi + D \operatorname{sh} A \xi + \begin{cases} 0; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ 0; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases}) \quad (3-46)$$

Hằng số D xác định theo điều kiện biên ở mép trên :

$$D = \begin{cases} \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ m; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-47)$$

Trường hợp này (tổng quát) ở mép trên có mômen thay thế cân bằng m do đó

$$M_0 = m$$

Từ các biểu thức (3-35) và (3-47) ta có :

$$C = \begin{cases} \frac{A - AB(\operatorname{ch} A - 1) - \operatorname{sh} A}{\operatorname{ch} A + AB \operatorname{sh} A} \cdot \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\frac{A}{2} - \frac{1}{A} - \operatorname{sh} A - AB \operatorname{ch} A}{\operatorname{ch} A + AB \operatorname{sh} A} \cdot \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{1}{\operatorname{ch} A + AB \operatorname{sh} A} \cdot \frac{WH}{A}; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ \frac{\operatorname{sh} A + AB \operatorname{ch} A}{\operatorname{ch} A + AB \operatorname{sh} A} \cdot m; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-48)$$

Biểu thức (3-48) có thể viết gọn như sau :

$$C = \begin{cases} C_1 \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ C_1 \frac{\omega H^2}{A^2}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ C_1 \frac{WH}{A}; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ C_1 m; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-49)$$

Từ các biểu thức (3-48) và (3-49) ta có :

$$C_1 = \begin{cases} \frac{A - AB(\operatorname{ch}A - 1) - \operatorname{sh}A}{\operatorname{ch}A + AB\operatorname{sh}A}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\frac{A}{2} - \frac{1}{A} - \operatorname{sh}A - AB\operatorname{ch}A}{\operatorname{ch}A + AB\operatorname{sh}A}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{1}{\operatorname{ch}A + AB\operatorname{sh}A}; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ \frac{\operatorname{sh}A + AB\operatorname{ch}A}{\operatorname{ch}A + AB\operatorname{sh}A}; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-50)$$

Nếu mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I ($B = 0$) thì biểu thức (3-50) có dạng như sau :

$$C_0 = C_1 = \begin{cases} \frac{A - \operatorname{sh}A}{\operatorname{ch}A}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\frac{A}{2} - \frac{1}{A} - \operatorname{sh}A}{\operatorname{ch}A}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \operatorname{sech}A; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ \operatorname{th}A; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-51)$$

Nếu mép dưới của hệ vách cứng là khớp ($B = \infty$) thì các hệ số C_1 sẽ không xác định (có dạng vô định $\frac{\infty}{\infty}$), lúc đó người ta lấy theo quy tắc Lopitan :

$$C_1 = C_\infty = \begin{cases} \frac{\operatorname{ch}A - 1}{\operatorname{sh}A}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ -\operatorname{coth}A; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ \operatorname{coth}A; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-52)$$

Mômen tổng thể \bar{M} của vách cứng chịu tải tổng thể có thể xác định được nhờ biểu thức (3-10) hay biểu thức (3-12) hoặc theo biểu thức

$$\bar{M} = H \int_0^{\xi} \bar{Q}(y) dy, \quad (3-53)$$

trong đó

$$y = \frac{u}{H}$$

u — như ở biểu thức (3-12).

Trị số của tải trọng phân bố (chiều dương từ trái sang phải) của vách cứng chịu cắt tổng thể bằng đạo hàm đối với y của $\bar{Q}(y)$ hoặc đạo hàm bậc hai của $\bar{M}(y)$.

Đem các hằng số D [biểu thức (3-17)] và C [các biểu thức (3-50) — (3-52)] thay vào các biểu thức (3-44) và (3-45) ta có biểu thức tổng quát của mômen và lực cắt của vách cứng chịu uốn lồng thể.

Lực cắt trong vách cứng chịu cắt tổng thể dễ dàng xác định theo biểu thức (3-11).

c) *Biểu thức rút gọn của nội lực. Ảnh hưởng của các thông số độ cứng*

Trong tự các biểu thức (3-39) và (3-40) ta có thể viết các biểu thức (3-44) và (3-16) như sau :

$$M = \eta_M m_H ; \quad (3-54)$$

$$Q = \eta_Q W_H^* ; \quad (3-55)$$

trong đó η_M và η_Q — các hệ số không thứ nguyên, gọi là hệ số mômen và hệ số lực cắt của vách cứng chịu uốn tổng thể :

$$\eta_M = \begin{cases} \frac{2}{A^2} (C_1 \text{sh} A\xi + \text{ch} A\xi - 1) ; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{3}{A^2} (C_1 \text{sh} A\xi + \text{ch} A\xi + \xi - 1) ; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{1}{A} C_1 \text{sh} A\xi ; & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-56)$$

$$\eta_Q = \begin{cases} \frac{1}{A} (C_1 \text{ch} A\xi + \text{sh} A\xi) ; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{2}{A} \left(C_1 \text{ch} A\xi + \text{sh} A\xi + \frac{1}{A} \right) ; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ C_1 \text{ch} A\xi ; & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-57)$$

Người ta đã lập bảng cho η_M và η_Q (bảng 1 hoặc bảng 2 của phụ lục)⁽¹⁾.

Tương tự ta có thể viết :

$$\bar{Q} = \eta_Q \bar{W}_H^* ; \quad (3-58)$$

trong đó η_Q — hệ số không thứ nguyên, gọi là hệ số lực cắt của vách cứng chịu cắt lồng thể :

$$\eta_Q = \begin{cases} \xi - \frac{1}{A} (C_1 \text{ch} A\xi + \text{sh} A\xi) ; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ 2\xi - \xi^2 - \frac{2}{A} \left(C_1 \text{ch} A\xi + \text{sh} A\xi + \frac{1}{A} \right) ; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 1 - C_1 \text{ch} A\xi ; & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-59)$$

1. Các bảng từ 1 đến 5 của phụ lục lập cho thông số độ cứng A có trị số $0 - \infty$ nhưng ở đây chỉ trích một đoạn, bạn đọc muốn có các trị số ứng với A khác trong các bảng đó thì xem ở [37].

Người ta cũng đã lập bảng cho $\tau_{\bar{0}}$ (bảng 1 hoặc bảng 2 của phụ lục).

Từ các biểu thức (3-57) và (3-59) ta tính được η_w^* (hệ số lực cắt của công-xon) theo biểu thức sau đây :

$$\eta_w^* = \tau_{\bar{0}} + \eta_{\bar{0}} \quad (3-60)$$

Từ các biểu thức (3-53) và (3-56) ta có :

$$\bar{M} = HW_{II}^* \int_0^{\xi} \eta_{\bar{0}}(y) dy \quad (3-61)$$

Trong tự như trên ta cũng có thể viết biểu thức (3-61) như sau :

$$\bar{M} = \tau_{\bar{M}} m_H \quad (3-62)$$

trong đó $\tau_{\bar{M}}$ — hệ số không thứ nguyên, gọi là hệ số mômen của vách cứng chịu cắt tổng thể :

$$\tau_{\bar{M}} = \frac{HW_{II}^*}{m_H} \int_0^{\xi} \tau_{\bar{0}}(y) dy \quad (3-63)$$

Nếu khai triển biểu thức (3-63) theo các trường hợp tải trọng thì ta có :

$$\tau_{\bar{M}} = \begin{cases} \xi^2 - \frac{2}{A^2} (C_1 \text{sh} A\xi + \text{ch} A\xi - 1) & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{1}{2} (3\xi^2 - \xi^3) - \frac{3}{A^2} (C_1 \text{sh} A\xi + \text{ch} A\xi + \xi - 1) & \text{(tải trọng phân} \\ & \text{bố tam giác)} \\ \xi - \frac{C_1}{A} \text{sh} A\xi & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-64)$$

Người ta cũng đã lập bảng cho $\eta_{\bar{M}}$ (bảng 1 hoặc bảng 2 của phụ lục).

Tương tự biểu thức (3-60), ta có :

$$\tau_m = \tau_{\bar{M}} + \tau_m \quad (3-65)$$

Để kiểm tra điều kiện cân bằng (3-10), ta dùng các biểu thức (3-39), (3-54) và (3-62). Để kiểm tra điều kiện cân bằng (3-11) ta dùng các biểu thức (3-40), (3-55) và (3-58).

Từ biểu đồ ở hình 3-5 ta thấy, đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I ($B = 0$) và tải trọng nằm ngang phân bố đều thì hệ số lực cắt ở mép trên, ($x = 0, \xi = 0$) của vách cứng chịu uốn tổng thể sẽ phụ thuộc vào thông số độ cứng A của hệ :

$$\eta_{Q, 0, B=0} = \eta_{Q, 0, B=0}(A) \quad (3-66)$$

và biểu thức (3-56) trong trường hợp này sẽ có dạng

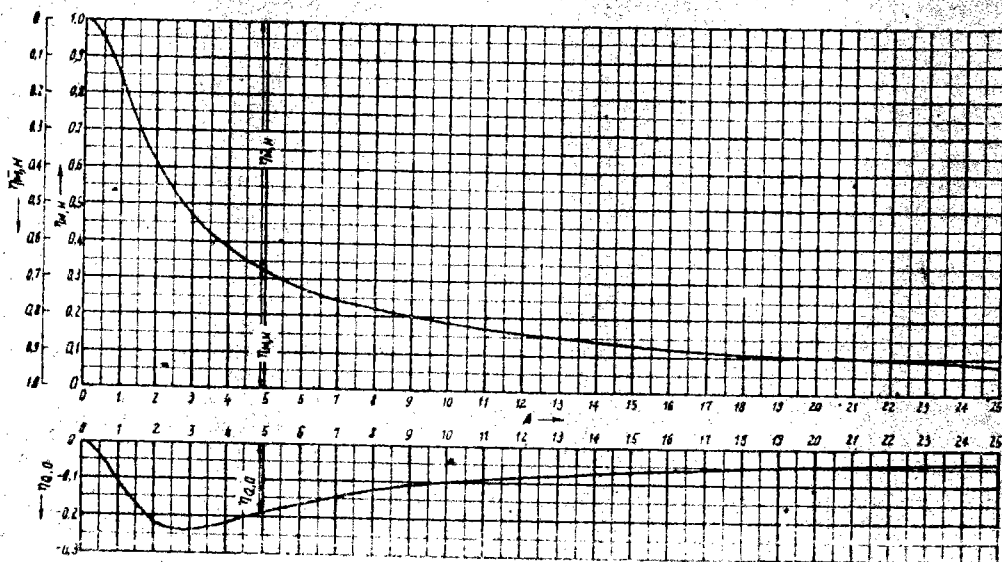
$$\eta_{M, 0, B=0} = 0 \quad (3-67)$$

Từ các biểu thức (3-54) và (3-67) ta thấy mômen tổng thể ở mép trên ($x = 0, \xi = 0$) của vách cứng chịu uốn tổng thể sẽ bằng không ($M_0 = 0$).

Đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là khớp ($B = \infty$), ta có:

$$\tau_{Q, 0, B = \infty} = \begin{cases} \frac{C_1}{A} & ; \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{2}{A} \left(C_1 + \frac{1}{A} \right) & ; \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ C_1 & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-68)$$

trong đó C_1 lấy theo biểu thức (3-52).



Hình 3-5. Các biểu đồ quan hệ $\eta_{M, H} = f(A)$; $\tau_{M, H} = f(A)$ và $\eta_{Q, 0} = f(A)$.

Như vậy từ các biểu thức (3-52) và (3-38) ta có:

$$\tau_{Q, 0, B = \infty} = \begin{cases} \frac{1}{A} (\operatorname{cosech} A - \operatorname{coth} A) & ; \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{2}{A} \left(\frac{1}{A} - \operatorname{coth} A \right) & ; \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0 & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-69)$$

Ngoài điều kiện $B = \infty$ ta còn có điều kiện phụ thuộc thông số độ cứng A nữa.

Khi $A = 0$ (vách cứng chịu uốn tổng thể có gối tựa xoay đàn hồi) thì

$$\lim_{A \rightarrow 0} \tau_{Q, 0, B = \infty} = \begin{cases} -\frac{1}{2} & ; \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ -\frac{2}{3} & ; \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0 & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-70)$$

Những vách cứng chịu uốn tổng thể khi chịu tác dụng của tải trọng nằm ngang trong trường hợp này thì ở mép trên và mép dưới được coi là liên kết

khớp, khi đó tính toán vách cứng như một dầm cứng chịu ngoại tải. Lực gối tựa mép trên Q_0 lấy là dương khi có chiều từ trái sang phải và được tính theo biểu thức (3-55) cho cả ba trường hợp tải trọng.

Tương tự ta có:

$$\eta_{\bar{Q}, 0} = \begin{cases} -\frac{C_1}{A}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ -\frac{2}{A} \left(C_1 + \frac{1}{A} \right); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 1 - C_1. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-71)$$

Trường hợp tải trọng nằm ngang phân bố đều và phân bố tam giác ta có:

$$\eta_{Q, 0} + \eta_{\bar{Q}} = 0; \quad (3-72)$$

$$Q_0 + \bar{Q}_0 = 0. \quad (3-73)$$

Trường hợp tải trọng nằm ngang tập trung ta có:

$$\eta_{Q, 0} + \eta_{\bar{Q}, 0} = 1; \quad (3-74)$$

$$Q_0 + \bar{Q}_0 = P. \quad (3-75)$$

Các biểu thức (3-73) và (3-75) thể hiện điều kiện cân bằng lực cắt tổng thể tại mép trên của hệ. Trong trường hợp tải trọng phân bố đều và phân bố tam giác thì Q_0 bằng \bar{Q}_0 nhưng ngược dấu [xem biểu thức (3-73)], còn trường hợp tải trọng tập trung thì tổng lực cắt tổng thể của vách cứng chịu uốn Q_0 và vách cứng chịu cắt \bar{Q}_0 bằng ngoại tải P [xem biểu thức (3-75)]. Từ đó ta có thể tính được \bar{Q}_0 trong cả ba trường hợp tải trọng.

Đối với cả ba trường hợp tải trọng nằm ngang (phân bố tam giác và tập trung) ta đều có:

$$\eta_{\bar{M}, 0} = 0. \quad (3-76)$$

Từ các biểu thức (3-52) và (3-76) ta thấy mômen tổng thể ở mép trên ($x=0; \xi=0$) của vách cứng chịu cắt tổng thể sẽ bằng không ($\bar{M}_0 = 0$).

Tương tự như trên đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I ($B=0$) và tải trọng nằm ngang phân bố đều thì các hệ số mômen tổng thể ở mép dưới ($x=H, \xi=1$) cũng phụ thuộc thông số độ cứng A của hệ (xem hình 3-5):

$$\eta_{M, H, B=0} = \eta_{M, H, B=0}(A); \quad (3-77)$$

$$\eta_{\bar{M}, H, B=0} = \eta_{\bar{M}, H, B=0}(A). \quad (3-78)$$

Từ biểu thức (3-56) ta có:

$$\eta_{M, H, B=0} = \begin{cases} \frac{2}{A^2} (C_1 \text{sh}A + \text{ch}A - 1); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{3}{A^2} (C_1 \text{sh}A + \text{ch}A); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{1}{A} C_1 \text{sh}A. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-79)$$

Từ các biểu thức (3-51) và (3-79) ta có :

$$\eta_{M,H,B=0} = \begin{cases} \frac{2}{A^2} (\operatorname{sech} A + A \operatorname{th} A - 1); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{3}{A^2} \operatorname{sech} A + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{A} \right) \operatorname{th} A; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{\operatorname{th} A}{A}. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-80)$$

Ngoài điều kiện $B = 0$ ta còn có điều kiện phụ thuộc thông số độ cứng A nữa.

Khi $A = 0$ (vách cứng chịu uốn tổng thể có gối tựa xoay đàn hồi) thì ta có các hàm số không xác định :

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{th} A &= A - \frac{A^3}{3} + \frac{2A^5}{15} - \dots \\ \operatorname{sech} A &= 1 - \frac{A^2}{2} + \frac{5A^4}{24} - \dots \end{aligned} \right\} \quad (3-81)$$

Ta có :

$$\lim_{A \rightarrow 0} \eta_{M,H,B=0} = 1. \quad (3-82)$$

Như vậy, với cả ba trường hợp tải trọng ta đều có :

$$M_{B,B=0, A=0} = m_H. \quad (3-83)$$

Khi $A = \infty$ (vách cứng chịu cắt tổng thể có gối tựa ngàm đàn hồi) thì ta có :

$$(\operatorname{sech} A)' = \frac{2}{\sqrt{A^2 - 1}} (\operatorname{th} A)^2 + (\operatorname{sech} A)^2; \quad (3-84)$$

$$\lim_{A \rightarrow \infty} \eta_{M,H,B=0} = 0; \quad (3-85)$$

$$M_{H,B=0, A=\infty} = 0 \quad (3-86)$$

cho cả ba trường hợp tải trọng.

Đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là khớp ($B = \infty$), ta có $C = C_\infty$ và

$$\eta_{M,H,B=\infty} = 0; \quad (3-87)$$

$$\eta_{H,B=\infty} = 0 \quad (3-88)$$

cho cả ba trường hợp tải trọng.

Từ biểu thức (3-57) ta có :

$$\eta_{Q,H} = \begin{cases} \frac{1}{A} (C_1 \operatorname{ch} A + \operatorname{sh} A); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{2}{A} \left(C_1 \operatorname{ch} A + \operatorname{sh} A + \frac{1}{A} \right); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ C_1 \operatorname{ch} A. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-89)$$

Áp dụng các biểu thức (3-51) và (3-89) cho trường hợp $B = 0$ (mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I) ta có :

$$\eta_{Q,H,B=0} = 1. \quad (3-90)$$

Từ các biểu thức (3-55) và (3-90) ta thấy lực cắt tổng thể tại mép dưới ($x = H, z = 1$) của vách cứng chịu uốn tổng thể sẽ bằng lực cắt ở mép dưới của côngxon ($Q_H = W_H^*$). Như vậy toàn bộ lực cắt của côngxon sẽ truyền sang vách cứng chịu uốn tổng thể để xuống nền.

Trường hợp $B = \infty$ (mép trên của hệ vách cứng là khớp) thì dùng các biểu thức (3-52), và (3-89) :

$$\eta_{Q,H,B=\infty} = \begin{cases} \frac{1}{A} (\coth A - \operatorname{cosech} A); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{2}{A} \left(\frac{1}{A} - \operatorname{cosech} A \right); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (9-91)$$

Trong trường hợp $B = \infty$, tương tự các hàm (3-81), khi $A = 0$ thì ta có các hàm không xác định :

$$\left. \begin{aligned} \coth A &= \frac{1}{A} + \frac{A}{3} - \frac{A^3}{45} + \dots; \\ \operatorname{cosech} A &= \frac{1}{A} - \frac{A}{6} + \frac{7A^3}{360} - \dots \end{aligned} \right\} \quad (3-92)$$

Tương tự biểu thức (3-70), ta có :

$$\lim_{A \rightarrow 0} \eta_{Q,H,B=\infty} = \begin{cases} \frac{1}{2}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{1}{3}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 0. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-93)$$

Khi mép trên và mép dưới của vách cứng chịu uốn tổng thể là liên kết khớp thì nó được xem như là một dầm cứng chịu tác dụng của ngoại lực. Các tải trọng đó được truyền xuống gối tựa của dầm ở mép dưới và lấy dấu dương khi có chiều từ trái sang phải; nghĩa là tải trọng đó tính theo biểu thức (3-55) cho cả ba trường hợp tải trọng.

Khi $A = \infty$, ta có :

$$\lim_{A \rightarrow \infty} \eta_{Q,H,B=\infty} = 0. \quad (3-94)$$

Như vậy toàn bộ lực cắt W_H^* của côngxon sẽ truyền sang vách cứng chịu uốn tổng thể để xuống nền.

Tương tự biểu thức (3-59) ở đây ta có :

$$\bar{\eta}_{Q,H} = \begin{cases} 1 - \frac{1}{A} (C_1 \operatorname{ch} A + \operatorname{sh} A); & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ 1 - \frac{2}{A} \left(C_1 \operatorname{ch} A + \operatorname{sh} A + \frac{1}{A} \right); & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 1 - C_1 \operatorname{ch} A. & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-95)$$

Trong tự biểu thức (3-94) ở đây ta có:

$$\eta_{M,H} = \begin{cases} 1 - \frac{2}{A^2} (C_1 \text{sh} A + \text{ch} A - 1); & (\text{tải trọng phân bố đều}) \\ 1 - \frac{3}{A^2} (C_1 \text{sh} A + \text{ch} A); & (\text{tải trọng phân bố tam giác}) \\ 1 - \frac{C_1}{A} \text{sh} A. & (\text{tải trọng tập trung}) \end{cases} \quad (3-96)$$

Đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I thì biểu đồ nội lực tổng thể dọc theo chiều cao của hệ sẽ được tính theo bảng 1 hoặc bảng 2 của phụ lục.

Ở các hệ mà vách cứng chịu uốn và móng của nó có độ cứng lớn, còn vách cứng chịu cắt tương đối yếu thì mômen tổng thể hoàn toàn dương và đạt trị số cực đại ở mép dưới của hệ.

Ở các hệ mà vách cứng chịu uốn và móng của nó tương đối mềm, còn vách cứng chịu cắt có độ cứng khá lớn thì mômen tổng thể ở phía trên và ở giữa hệ là âm. Thông thường trị số lớn nhất của mômen ở phần âm bé hơn nhiều so với trị số mômen dương lớn nhất M_H ở mép dưới của hệ.

Ở những hệ mà móng có độ cứng bé (độ mềm lớn) thì mômen dương lớn nhất không xuất hiện ở mép dưới của hệ (ngay cao độ móng) mà cực điểm mômen nằm cao hơn. Trong trường hợp cần thiết phải xác định vị trí đó thì ta sẽ tìm điểm có hoành độ không thứ nguyên ξ thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$\frac{d\eta_M}{d\xi} = 0. \quad (3-97)$$

Nếu kết cấu móng rất mềm, muốn tăng cường độ cứng thì sẽ thay vách cứng chịu uốn tổng thể bằng vách cứng chịu cắt tổng thể.

Lực cắt Q của vách cứng chịu uốn chính là các trị số Q_0 và Q_H tại mép hệ trên và dưới). Lực cắt \bar{Q} của vách cứng chịu cắt tổng thể xác định theo điều kiện

$$\frac{d\eta_{\bar{Q}}}{d\xi} = 0. \quad (3-98)$$

Đối với trường hợp mép dưới của hệ vách cứng là gối tựa loại I, biểu đồ \bar{Q} ngắn và chính xác. Trị số của hệ số $\eta_{\bar{Q}}$ tra theo bảng 1 hoặc 2 của phụ lục. Trị số $\eta_{\bar{Q}}$ lấy theo các bảng này lớn hơn khi xác định theo biểu thức (3-59) nhưng chính xác hơn.

Đối với hệ vách cứng có móng mềm, \bar{Q} và \bar{M} rất lớn. Trị số \bar{M}_{\max} xảy ra khi $x = H$ (tại mép dưới của hệ) và xác định $\eta_{\bar{M}}$ theo biểu thức (3-96).

4. Tính toán nội lực

a) Tính toán nội lực của vách cứng

Mômen tổng thể M và lực cắt tổng thể Q sẽ được phân bố vào các vách cứng độc lập tỷ lệ theo độ cứng chịu uốn của từng vách cứng. Ta vẫn dùng tỷ số (2-33) và trong tự các biểu thức (2-34) và (2-36) ở đây ta có:

$$\left. \begin{aligned} M_i &= a_{ki} M; \\ Q_i &= a_{ki} Q. \end{aligned} \right\} \quad (3-99)$$

trong đó M_i và Q_i —mômen và lực cắt của vách cứng i .

Nếu môđun đàn hồi của vật liệu tất cả các vách cứng đều như nhau thì hệ số phân phối a_{ki} trong biểu thức (3-99) sẽ giống như ở biểu thức (2-34). Ở đây như ta đã thấy, nội lực trong các vách cứng thành phần chỉ phụ thuộc độ cứng của nó mà không phụ thuộc vị trí của nó trên mặt bằng của nhà. Nói cách khác là ở đây ta xem như các vách cứng thành phần đều có chuyển vị như nhau. Để đạt được điều này, với giả thiết là vách cứng nằm ngang tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó, thì cần phải làm sao cho trục chính của tiết diện các vách cứng trùng với phương tác dụng của tổng tải trọng nằm ngang. Vì vậy, khi thiết kế tốt hơn hết là cấu tạo các vách cứng thẳng đứng có tiết diện đối xứng qua trục tác dụng của tải trọng nằm ngang. Nếu bố trí các vách cứng thẳng đứng không đối xứng thì chuyển vị của các vách cứng thành phần sẽ không giống nhau và bài toán sẽ trở nên phức tạp hơn rất nhiều.

b) *Tính toán nội lực của khung.*

Việc tính toán nội lực của khung cũng tương tự như § 2, tức là dùng các biểu thức từ (2-37) đến (2-40).

Mômen \bar{M} cũng như lực cắt \bar{Q} của vách cứng chịu cắt tổng thể sẽ được phân bố vào các khung độc lập, tỷ lệ theo độ cứng chịu cắt của chúng, hoặc tỷ lệ theo tổng mômen quán tính của các cột.

Trong tự như biểu thức (2-33) ở đây ta đặt

$$a_{ji} = \frac{J_i}{J} \quad (3-100)$$

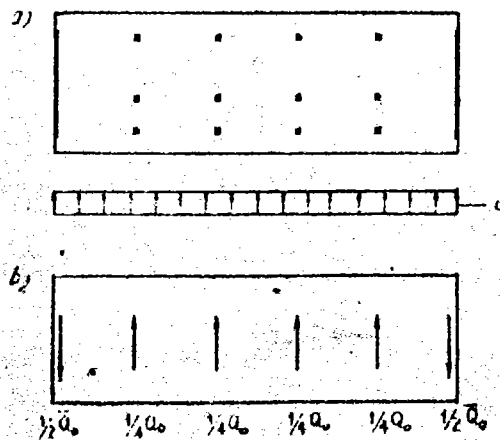
Như vậy biểu thức để tính mômen tổng thể của khung i sẽ là:

$$\bar{M}_i = a_{ji} \bar{M} \quad (3-101)$$

Lực dọc ở cao độ bất kỳ của cột dầm ngoài của khung i tính theo biểu thức

$$N_i = \frac{\bar{M}_i}{s_i} = \frac{a_{ji}}{s_i} \bar{M} \quad (3-102)$$

trong đó s_i — khoảng cách giữa các cột dầm ngoài của khung i .



Hình 3-6. Ví dụ để tính lực truyền lên vách cứng sàn:
a) mặt bằng của hệ vách cứng nằm ngang (sàn);
b) lực truyền lên vách cứng sàn.

Lực dọc của cột khung cũng có thể tính toán theo mômen M của vách cứng chịu uốn tổng thể hoặc tính theo lực ngang của dầm.

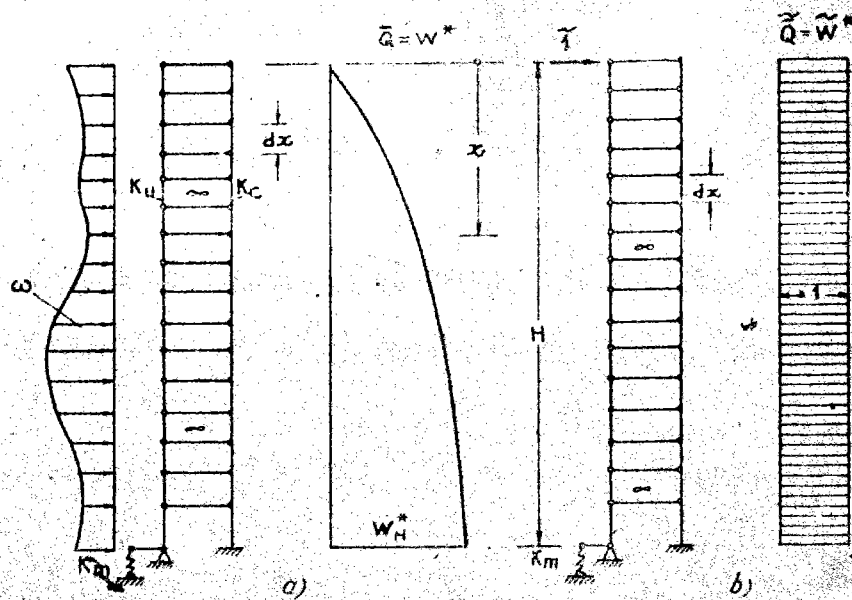
Lực dọc là lực kéo nếu có chiều từ phía trong cột ra, là lực nén nếu có chiều từ ngoài vào cột.

Trên đây chúng ta đã nói đến nội lực trong các vách cứng thẳng đứng và trong các hệ khung. Khi nhà chịu tải trọng nằm ngang thì nhờ có các vách cứng nằm ngang (mái và các sàn trung gian) mà tải trọng này truyền đến các khung và các vách cứng thẳng đứng. Hơn nữa có sự phân bố lực xác định giữa các vách cứng thẳng đứng và các khung. Đó chính là nguyên nhân gây ra lực trong các vách cứng nằm ngang. Lực này có hướng ngược với hướng của tải trọng (h. 3-6) và có trị số bằng M/h . Nói chung các lực này có trị số nhỏ và thông thường có thể bỏ qua được.

5. Tính toán độ võng

Trước hết ta tính độ võng của vách cứng chịu cắt tổng thể. Trên hệ cơ bản có tải trọng ω phân bố bất kỳ tác dụng thì ta được biểu đồ lực cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể có dạng đường cong (h.3-7a).

Ta cho tải trọng nằm ngang bằng đơn vị tác dụng tại mép trên của hệ thì



Hình 3-7. Hệ cơ bản, các dạng tải trọng nằm ngang tác dụng và biểu đồ lực cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể tương ứng:

- a) tải trọng nằm ngang ω phân bố bất kỳ;
- b) tải trọng nằm ngang bằng đơn vị tác dụng tại mép trên của hệ.

biểu đồ lực cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể sẽ có dạng như ở hình 3-7b.

Độ võng ngang tại mép trên của hệ cơ bản tính theo biểu thức

$$\delta_0 = \int_0^H \frac{W^* \tilde{W}^*}{K_c} dx. \quad (3-103)$$

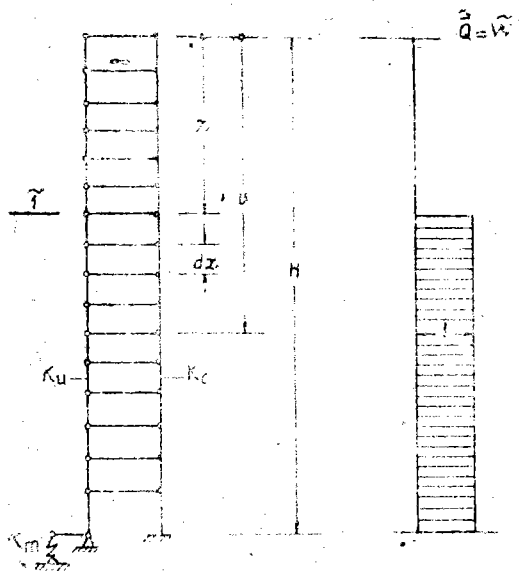
Nếu $\tilde{W}^* = 1$ và $m_0 = 0$ thì

$$\delta_0 = \int_0^H \frac{W^*}{K_c} dx = \frac{m_H}{K_c} \quad (3-104)$$

Đối với ba trường hợp tải trọng nằm ngang (phân bố đều, phân bố tam giác và tập trung) ta có :

$$\delta_0 = \begin{cases} \frac{\omega H^2}{2K_c} & ; \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{\omega H^2}{3K_c} & ; \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{PH}{K_c} & . \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-105)$$

Hình 3-8 thể hiện tải trọng nằm ngang bằng đơn vị tác dụng tại cao độ x của hệ cơ bản và biểu đồ lực cắt của vách cứng chịu cắt tổng thể.



Hình 3-8. Tải trọng nằm ngang bằng đơn vị tác dụng tại cao độ x và biểu đồ lực cắt.

Độ võng ngang ở cao độ bất kỳ x có thể tính theo phương pháp đơn giản, bằng cách áp dụng các biểu thức của Mohr.

Biểu thức tổng quát của độ võng ngang ở cao độ đang xét như sau :

$$\Delta = \int_x^H \frac{\bar{Q}(v) \tilde{W}^*(v)}{K_c} dv, \quad (3-106)$$

trong đó $\bar{Q}(v)$ — lực cắt của vách cứng chịu cắt do tải trọng tác dụng vào hệ thay thế ;

$W^*(v)$ — lực cắt của côngxon do tải trọng bằng đơn vị gây ra.

v — biến số phụ, có giá trị trong khoảng từ x đến H , tức là không xét đến phần trên (từ cao độ x trở lên) của vách cứng chịu cắt tổng thể.

Nếu chuyển qua tọa độ không thứ nguyên ξ thì ta có :

$$\Delta = \int_{\xi}^1 \frac{\bar{Q}(z) \tilde{W}^*(z)}{K_c} dz. \quad (3-107)$$

Kết hợp với biểu thức (3-58) và chuyển sang biến số x ta sẽ được :

$$\Delta = \frac{H W_H^*}{K_c} \int_0^H \tau_Q dx. \quad (3-108)$$

Phương trình vi phân của đường độ võng của vách cứng chịu cắt tổng thể trong hệ tọa độ ở hình 3-9 như sau :

$$-\Delta' = \frac{\bar{Q}}{K_c}. \quad (3-109)$$

Từ các biểu thức (3-58) và (3-109) ta có :

$$-\Delta' = \frac{W_H^*}{K_c} \eta_Q. \quad (3-110)$$

Về ý nghĩa hình học ta có đạo hàm của độ võng ngang sẽ bằng góc xoay của đường độ võng tức là :

$$-\Delta' = \varphi. \quad (3-111)$$

Ngược lại quy ước rằng, góc xoay φ là dương nếu như đường độ võng quay cùng chiều kim đồng hồ.

Ta có :

$$\Delta' = \frac{d\Delta}{dx} = \frac{d\Delta}{d\xi} \cdot \frac{d\xi}{dx} = \frac{1}{H} \cdot \frac{d\Delta}{d\xi}. \quad (3-112)$$

Từ các biểu thức (3-110) và (3-112) ta có :

$$-\frac{d\Delta}{d\xi} = \frac{H W_H^*}{K_c} \tau_Q. \quad (3-113)$$

Lấy tích phân biểu thức (3-113) ta được :

$$-\Delta = \frac{H W_H^*}{K_c} \int \tau_Q d\xi + R, \quad (3-114)$$

trong đó R — hằng số tích phân, xác định từ điều kiện biên

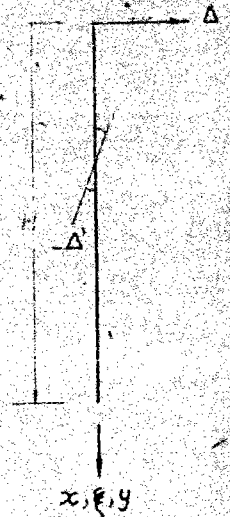
$$\Delta_H = 0. \quad (3-115)$$

Tại mép dưới ($x = H$) của hệ ta có :

$$R = -\frac{H W_H^*}{K_c} \left(\int \tau_Q d\xi \right)_H. \quad (3-116)$$

Từ các biểu thức (3-114) và (3-116) ta có :

$$\Delta = \frac{H W_H^*}{K_c} \left[\left(\int \tau_Q d\xi \right)_H - \int \tau_Q d\xi \right]. \quad (3-117)$$



Hình 3-9. Hệ tọa độ để tính độ võng.

Chuyển biểu thức (3-117) sang biến số z ta được:

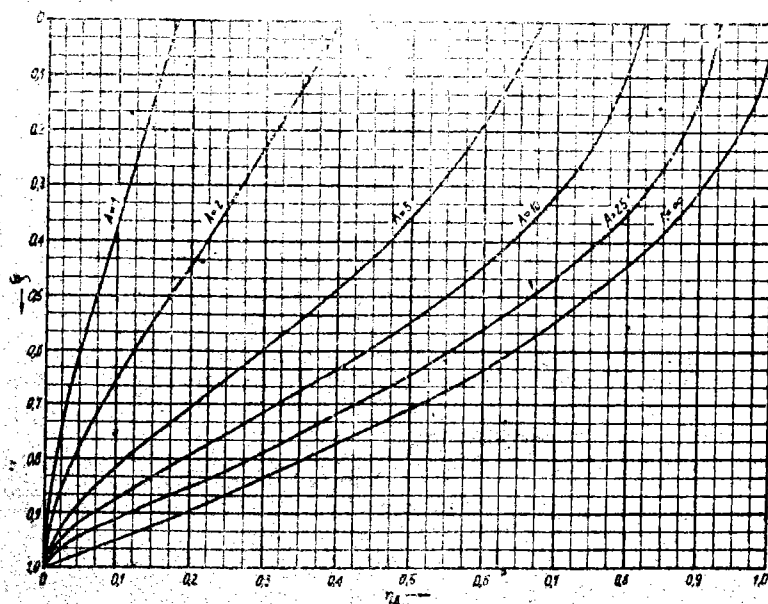
$$\Delta = \frac{H \sqrt{\eta_0}}{K_c} \int_{\eta_0}^1 \eta_0 dz \quad (3-118)$$

Từ các biểu thức (3-58), (3-117) và (3-118) ta lấy tích phân cho ba trường hợp tải trọng nằm ngang (phân bố đều, phân bố tam giác và tập trung) để tính độ võng và hệ số võng như sau:

$$\int_{\eta_0}^1 \eta_0 dz = \begin{cases} \frac{1}{2} (1 - \xi^2) - \frac{1}{A^2} [C_1(\text{sh} A - \text{sh} A\xi) + \text{ch} A - \text{ch} A\xi]; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{1}{3} (2 - 3\xi^2 + \xi^3) - \frac{2}{A^2} [C_1(\text{sh} A - \text{sh} A\xi) + \text{ch} A - \text{ch} A\xi + 1 - \xi]; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ 1 - \xi - \frac{C_1}{A} (\text{sh} A - \text{sh} A\xi); & \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-119)$$

Nếu ta đặt:

$$\eta_{\Delta} = \begin{cases} 1 - \xi^2 - \frac{2}{A^2} [C_1(\text{sh} A - \text{sh} A\xi) + \text{ch} A - \text{ch} A\xi]; \\ \frac{1}{2} (2 - 3\xi^2 + \xi^3) - \frac{3}{A^2} [C_1(\text{sh} A - \text{sh} A\xi) + \text{ch} A - \text{ch} A\xi + 1 - \xi]; \\ 1 - \xi - \frac{C_1}{A} (\text{sh} A - \text{sh} A\xi) \end{cases} \quad (3-120)$$



Hình 3-10. Biểu đồ quan hệ $\eta_{\Delta} = f(\xi, A)$.

thì từ các biểu thức (3-108) và (3-118) ta có :

$$\Delta = \eta_{\Delta} \delta_0. \quad (3-121)$$

Người ta đã lập bảng cho η_{Δ} (bảng 3 hoặc bảng 4 của phụ lục).

Trị số của hệ số độ võng η_{Δ} của vách cứng chịu cắt tổng thể có thể lấy theo biểu đồ ở hình 3-10 (trong trường hợp tải trọng phân bố đều và mép dưới của hệ là gối tựa loại I).

Biểu thức (3-121) nói lên rằng, độ võng ngang của vách cứng chịu cắt tổng thể ở cao độ bất kỳ có liên quan đến độ võng ngang của mép trên của hệ cơ bản.

Bây giờ ta tính độ võng của vách cứng chịu uốn.

Từ biểu thức (3-30) ta có :

$$\frac{1}{K_c} = \frac{H^2}{A^2 K_u}. \quad (3-122)$$

Từ các biểu thức (3-118) và (3-122) ta có :

$$\Delta = \frac{H^2 W_{\xi}^*}{A^2 K_u} \int_{\xi}^1 \eta_0^* dz. \quad (3-123)$$

Đồng thời ta có các biểu thức quen thuộc sau đây trong sức bền vật liệu (tại mép trên của hệ) :

$$\delta_0^u = \begin{cases} \frac{\omega H^4}{8F_u}; & \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \frac{13 \omega H^4}{120 K_u}; & \text{(tải trọng phân bố hình thang)} \\ \frac{11 \omega H^4}{120 K_u}; & \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \frac{PH^3}{3K_u}; & \text{(tải trọng tập trung)} \\ \frac{mH^2}{2K_u}; & \text{(mômen tập trung)} \end{cases} \quad (3-124)$$

$$\eta_{\Delta}^u = \begin{cases} \frac{1}{A^2} \\ \frac{40}{11A^2} \\ \frac{3}{A^2} \end{cases} \eta_{\Delta} \quad \begin{cases} \text{(tải trọng phân bố đều)} \\ \text{(tải trọng phân bố tam giác)} \\ \text{(tải trọng tập trung)} \end{cases} \quad (3-125)$$

Tương tự biểu thức (3-121) ở đây ta có :

$$\Delta = \eta_{\Delta}^u \delta_0^u. \quad (3-126)$$

Độ võng ngang lớn nhất tại mép trên của hệ ($\Delta_{\max} = \Delta_0$), tức là tại $x = 0$ ($\xi = 0$) do đó từ biểu thức (3-120) ta có :

$$\eta_{\Delta,0} = \begin{cases} 1 - \frac{2}{A^2} (C_1 \operatorname{sh} A + \operatorname{ch} A - 1); & (\text{tải trọng phân bố đều}) \\ 1 - \frac{3}{A^2} (C_1 \operatorname{sh} A + \operatorname{ch} A); & (\text{tải trọng phân bố tam giác}) \\ 1 - \frac{C_1}{A} \operatorname{sh} A; & (\text{tải trọng tập trung}) \end{cases} \quad (3-127)$$

Trường hợp mép dưới của hệ là gối tựa loại I ($B=0$), tức là $C_0 = C_1$ và tính theo biểu thức (3-51) thì

$$\eta_{\Delta,0, B=0} = \begin{cases} 1 - \frac{2}{A^2} (\operatorname{sech} A + A \operatorname{th} A - 1); & (\text{tải trọng phân bố đều}); \\ 1 - \frac{3}{A^2} \left[\operatorname{sech} A + \left(\frac{A}{2} - \frac{1}{A} \right) \operatorname{th} A \right]; & (\text{tải trọng phân bố tam giác}) \\ 1 - \frac{\operatorname{th} A}{A}; & (\text{tải trọng tập trung}) \end{cases} \quad (3-128)$$

Trong tự như trên ta có:

$$\lim_{A \rightarrow 0} \eta_{\Delta,0, B=0} = 0. \quad (3-129)$$

Khi $B = \infty$ (mép dưới của hệ là khớp) thì ta dùng biểu thức (3-52), tức là $C_1 = C_\infty$ và ta được:

$$\eta_{\Delta,0, B=\infty} = 1. \quad (3-130)$$

Từ các biểu thức (3-121) và (3-130) ta thấy trong trường hợp này độ võng ngang của vách cứng chịu uốn tổng thể ở độ cao bất kỳ đều bằng độ võng ngang của mép trên của hệ cơ bản ($\Delta = \delta$).

Biểu đồ hệ số độ võng của mép trên của vách cứng chịu uốn tổng thể trong trường hợp mép dưới ($x=H, \xi=1$) là gối tựa loại I ($B=0$) phụ thuộc thông số độ cứng A của hệ (h. 3-11):

$$\eta_{\Delta,0, B=0}^u = \eta_{\Delta, H, B=0}(A). \quad (3-131)$$

Trường hợp này (mép dưới của hệ là gối tựa loại I) ta xác định hệ số độ võng của mép trên của vách cứng chịu uốn tổng thể theo biểu thức

$$\eta_{\Delta, H, B=0}^u = \begin{cases} \frac{1}{A^2} \left[1 - \frac{2}{A^2} (\operatorname{sh} A + A \operatorname{th} A - 1) \right]; & (\text{tải trọng phân bố đều}) \\ \frac{50}{13A^2} \left\{ 1 + \frac{6}{5A^2} \left[1 - 2 \operatorname{sh} A - \left(1,5A - \frac{1}{A} \right) \operatorname{th} A \right] \right\}; & (\text{tải trọng phân bố hình thang}) \\ \frac{40}{11A^2} \left\{ 1 - \frac{3}{A^2} \left[\operatorname{sh} A + \left(\frac{A}{2} - \frac{1}{A} \right) \operatorname{th} A \right] \right\}; & (\text{tải trọng phân bố tam giác}) \\ \frac{3}{A^2} \left(1 - \frac{\operatorname{th} A}{A} \right); & (\text{tải trọng tập trung}) \\ \frac{2}{A^2} (1 - \operatorname{sh} A). & (\text{mômen tập trung}) \end{cases} \quad (3-132)$$

Người ta cũng đã lập bảng cho $\eta_{\Delta,0, H=0}^u$ trong trường hợp này (bảng 5 của phụ lục).

§ 4. TÍNH TOÁN ĐỘNG LỰC CHO NHÀ KHUNG CÓ VÁCH CỨNG

Động lực học trong các công trình xây dựng là một vấn đề lớn đã được nhiều nhà nghiên cứu đề cập đến, nhất là xây dựng các công trình nhiều tầng. Do đòi hỏi về sự ổn định và đặc tính làm việc của các công trình nhiều tầng nên ngoài việc phải giải quyết bài toán về tải trọng tĩnh còn phải giải quyết vấn đề tác dụng của tải trọng động nữa.

Các tải trọng động tác dụng lên công trình là: tải trọng gió, tải trọng động đất, chuyển động của cơ giới, các vụ nổ, v.v... gây ra dao động làm cho công trình mất ổn định. Vì vậy lúc thiết kế các công trình nhiều tầng, nhất là ở các vùng thường xảy ra động đất người ta phải kể đến các tải trọng động lực trong tính toán và phải có cấu tạo cho thích hợp. Việc nghiên cứu tải trọng động lực tác dụng lên công trình và các giải pháp tính toán về động đất, gió, v.v... đã được nhiều nước, nhiều tác giả đề cập đến. Như ở Liên Xô từ năm 1921 có xảy ra các vụ động đất ở Leningrad, Krum, Gruzia người ta đã bắt đầu nghiên cứu và tổ chức các cuộc thi thiết kế có kể đến động đất. Cho đến năm 1925 đã đưa ra được một số quy định nhưng chưa thành chính thức. Đầu thế kỷ 20 một số lý thuyết ổn định công trình do tác dụng của động đất đã ra đời ở Nhật Bản. Trên cơ sở các lý thuyết đó ở Mỹ và Nhật Bản người ta đã tiến hành các giải pháp chống động đất và phát triển dần cho đến bây giờ. Trong những năm gần đây người ta sử dụng các công cụ của lý thuyết xác suất và thống kê toán học để giải quyết tính toán động đất.

Như đã nói, lý thuyết động lực học các công trình xây dựng là một vấn đề rất lớn và rất phức tạp. Chủ ý tới việc áp dụng thực hành, ở đây chúng tôi chỉ giới thiệu những tính toán động lực học cho vách cứng nhà nhiều tầng theo cách làm của R. Rosman mà người thiết kế có thể áp dụng để đáng trong công tác của mình.

I. Đặt vấn đề

Giả thiết có một hệ vách cứng gồm các vách cứng bất kỳ (vách cứng đặc, vách cứng có lỗ, khung cứng, xem hình 4-1). Nó tương ứng với một hệ thay thế gồm có vách cứng chịu uốn tổng thể (thay cho vách cứng đặc, vách cứng có lỗ, khung cứng, v.v...) và vách cứng chịu cắt tổng thể (thay cho những khung và thanh giằng, các xà bậu cửa của các vách cứng có lỗ được liên kết lại).

Vách cứng chịu uốn tổng thể được đặt lên trên một móng chung tổng thể. Móng này thay thế cho các móng của các vách cứng đặc, vách cứng có lỗ, khung cứng. Các thanh giằng được giả thiết là cứng. Các vách cứng chịu uốn tổng thể và các vách cứng chịu cắt tổng thể được liên kết liên tục với nhau bằng các sàn cứng.

Ta gọi:

K_u — độ cứng của vách cứng chịu uốn tổng thể;

$K = K_c + K_{lk}$ — tổng độ cứng của vách cứng chịu cắt tổng thể và của các liên kết;

K_m — độ cứng của móng tổng thể;

m — khối lượng;

$q = m_g$ — tải trọng phân bố đều (giả thiết) dọc chiều cao hệ;

x — tọa độ hướng từ mép trên (gốc) của hệ xuống móng.

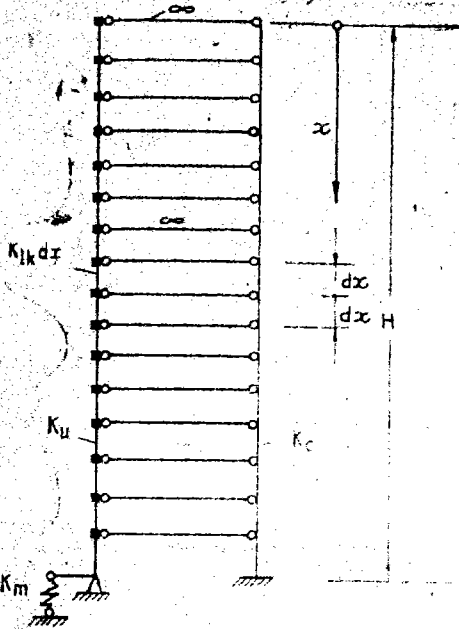
Khi hệ dao động, phần tử khối lượng $m dx$ có chuyển vị ngang y (cần chú ý rằng chuyển vị ngang Δ là do tải trọng tĩnh gây ra). Chuyển vị y được giả thiết là dương nếu nó chuyển dịch từ trái sang phải.

Chuyển vị ở mép dưới của hệ sẽ bằng không :

$$y_H = 0. \quad (4-1)$$

Điều kiện (4-1) được xem là điều kiện biên của phép tính biến phân.

Việc nghiên cứu dao động riêng của hệ thay thế (h. 4-1) được tiến hành theo nguyên lý Haminton. Theo nguyên lý này, tích phân theo thời gian của hiệu động năng và thế năng của hệ lấy giữa hai thời điểm cố định t_1 và t_2 đối với quá trình dao động thực tế sẽ đạt trị số cực tiểu lúc đem so sánh với các biến phân khả dĩ khác, tức là các biến phân thỏa mãn điều kiện biên (4-1). Như vậy ta có :



$$\int_{t_1}^{t_2} (\mathcal{E}_d - \mathcal{E}_t) dt = \min. \quad (1-2)$$

Hiệu giữa động năng và thế năng của hệ được gọi là thế động.

Khi ứng dụng thực tế, phương trình (1-2) viết dưới dạng biến phân

$$\int_{t_1}^{t_2} (\delta \mathcal{E}_d - \delta \mathcal{E}_t) dt = 0. \quad (1-3)$$

Biến thức (1-3) chỉ rằng, đối với quá trình dao động thực tế, tích phân theo thời gian của $\delta \mathcal{E}_d - \delta \mathcal{E}_t$ của các biến phân bậc nhất của động năng và thế năng của hệ phải bằng không.

2. Lập biểu thức động năng và thế năng của hệ và biến phân bậc nhất của chúng

Biểu thức động năng của hệ có dạng quen thuộc như sau :

$$\mathcal{E}_d = \frac{1}{2} \int_0^H m \dot{y}^2 dx, \quad (4-4)$$

trong đó \dot{y} — đạo hàm bậc nhất của y theo thời gian, tức là vận tốc của phần tử $m dx$ ở thời điểm t .

Biến phân bậc nhất của $\mathcal{E}_d = \mathcal{E}_d(x, \dot{y})$ nhận được từ biểu thức (4-4) của \mathcal{E}_d theo quy tắc tìm vi phân trong đó dấu vi phân d được thay bởi dấu biến phân δ :

$$\delta \varpi_d = \int_0^H m \dot{y} \delta x \, dx \quad (4-5)$$

Tích phân theo thời gian của biến phân động năng chứa trong phương trình (4-3) có thể biến đổi bằng cách thay đổi hai lần thứ tự lấy tích phân và ứng dụng quy tắc tích phân từng phần :

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} \delta \varpi_d dt &= \int_{t_1}^{t_2} \left\{ \int_0^H m \dot{y} \delta y \, dx \right\} dt = \\ &= \int_0^H m \left\{ \int_{t_1}^{t_2} \dot{y} \delta y \, dt \right\} dx = \int_0^H m \left\{ y \delta y \Big|_{t_1}^{t_2} - \int_{t_1}^{t_2} \ddot{y} \delta y \, dt \right\} dx = \\ &= - \int_0^H m \left\{ \int_{t_1}^{t_2} \ddot{y} \delta y \, dt \right\} dx = - \int_{t_1}^{t_2} \left\{ \int_0^H m \ddot{y} \delta y \, dx \right\} dt, \quad (4-6) \end{aligned}$$

ở đây biến phân δy của vận tốc \dot{y} được chuyển thành biến phân của hàm y , tức là được chuyển thành biến phân của chuyển vị.

Biểu thức $\dot{y} \delta y \int_{t_1}^{t_2}$ trong phép biến đổi ở trên được cho bằng không, vì

biến phân δy của chuyển vị y ở thời điểm đầu t_1 và thời điểm cuối t_2 của khoảng thời gian (t_1, t_2) cần triệt tiêu.

\ddot{y} là đạo hàm bậc hai của chuyển vị y theo thời gian, tức là gia tốc của phần tử khối lượng được khảo sát ở thời điểm xét.

Đối với thế năng của hệ, từ các biểu thức cơ bản của sức bền vật liệu với ký hiệu dấu phẩy là đạo hàm lấy theo tọa độ x , ta có biểu thức

$$\varpi_i = \frac{1}{2} \int_0^H K_a \overset{\text{II}}{y}{}^2 dx + \frac{1}{2} \int_0^H K_y \overset{\text{I}}{y}{}^2 dx + \frac{1}{2} K_m \overset{\text{I}}{y} H^2. \quad (4-7)$$

Trong biểu thức (4-7), số hạng thứ nhất ứng với giá trị thế năng biến dạng của vách cứng chịu uốn lồi lõng thể, số hạng thứ hai — của vách cứng chịu cắt tổng thể và các thanh chịu xoắn, số hạng thứ ba — của móng lồi lõng thể. Vì sự khảo sát dao động chỉ hạn chế trong giới hạn đàn hồi nên thế năng ϖ_i của hệ phải bằng năng lượng bù u [phương trình (3-16)]. Quả vậy, nếu trong phương trình (3-16), nội lực được biểu diễn qua các đại lượng biến dạng $\overset{\text{I}}{y}$ và $\overset{\text{II}}{y}$ theo các biểu thức quen biết :

$$M = K_a \overset{\text{II}}{y}; \quad (4-8)$$

$$M_H = -K_m y_H^1; \quad (4-9)$$

$$\bar{M} = -K y^1 \quad (4-10)$$

thì chúng có dạng (4-7), điều đó có thể dùng để kiểm tra lại.

Nhờ các biểu thức (4-4) và (4-7) đối với động năng và thế năng của hệ trong quá trình dao động cùng với tiêu chuẩn (4-2) và điều kiện biên cơ bản (4-1) bài toán trị số riêng đang xét đã được thiết lập một cách duy nhất.

Biến phân bậc nhất $\delta \varpi_1 = \delta \varpi_1(x, y, y, y_H)$ nhận được bằng cách lấy vi phân ϖ_1 trong đó dấu d của phép vi phân được thay bằng dấu δ của phép biến phân. Ta có:

$$\delta \varpi_1 = K_u \int_0^H y^{\text{II}} \delta y^{\text{II}} dx + K \int_0^H y^{\text{I}} \delta y^{\text{I}} dx + K_m y_H^1 \delta y_H. \quad (4-11)$$

Trong biểu thức (4-11), đối với biến phân của thế năng, các biến phân của đạo hàm y^{II} và y^{I} của hàm y sẽ được chuyển thành biến phân của hàm y . Điều đó thực hiện được bằng cách ứng dụng nhiều lần biểu thức tích phân từng phần cho hai số hạng đầu.

Sự biến đổi số hạng đầu của vế phải phương trình (4-11) được tiến hành như sau:

$$\begin{aligned} \int_0^H y^{\text{II}} \delta y^{\text{II}} dx &= y^{\text{II}} \delta y^{\text{II}} \Big|_0^H - \int_0^H y^{\text{III}} \delta y^{\text{I}} dx = y^{\text{II}} \delta y^{\text{II}} \Big|_0^H - y^{\text{III}} \delta y^{\text{I}} \Big|_0^H + \\ &+ \int_0^H y^{\text{IV}} \delta y^{\text{I}} dx = y_H^{\text{II}} \delta y_H^{\text{II}} - y_0^{\text{II}} \delta y_0^{\text{II}} - y_H^{\text{III}} \delta y_H^{\text{I}} + y_0^{\text{III}} \delta y_0^{\text{I}} + \int_0^H y^{\text{IV}} \delta y^{\text{I}} dx. \end{aligned} \quad (4-12)$$

Tương tự, ta biến đổi biểu thức tích phân số hạng thứ hai của vế phải phương trình (4-11) có dạng cuối cùng:

$$\int_0^H y^{\text{I}} \delta y^{\text{I}} dx = y_H^{\text{I}} \delta y_H^{\text{I}} - y_0^{\text{I}} \delta y_0^{\text{I}} - \int_0^H y^{\text{II}} \delta y^{\text{I}} dx, \quad (4-13)$$

trong đó δy_H^{I} — biến phân của chuyển vị y_H ở mép dưới của hệ.

Chuyển vị y_H phải thỏa mãn điều kiện biên cơ bản (4-1) nên các số hạng chứa δy_H của các biểu thức (4-12) và (4-13) sẽ bằng không. Từ đó đối với biến phân của thế năng nhờ có phương trình (4-11) sẽ có dạng cuối cùng là:

$$\begin{aligned} \delta \varpi_1 &= K_u \int_0^H y^{\text{IV}} \delta y^{\text{I}} dx - K \int_0^H y^{\text{II}} \delta y^{\text{I}} dx + K_u y_H^{\text{II}} \delta y_H - \\ &- K_u y_0^{\text{II}} \delta y_0^{\text{II}} + K_u y_0^{\text{III}} \delta y_0^{\text{I}} - K y_0^{\text{III}} \delta y_0^{\text{I}} + K_m y_H^1 \delta y_H. \end{aligned} \quad (4-14)$$

3. Nghiệm của bài toán giá trị riêng

Sau khi thay thế tích phân theo thời gian của biến phân động năng bằng biểu thức (4-6) và biến phân thế năng của hệ bằng biểu thức (4-14) ta xếp đặt lại phương trình (4-3) dưới dạng cuối cùng :

$$\int_{t_1}^{t_2} \left\{ \int_0^H (-m\ddot{y} - K_u y + Ky) \delta y dx + (Ky_0 - K_u y_0) \delta y_0 + (K_u y_0) \delta y_0 - (K_u y_H + K_m y_H) \delta y_H \right\} dt = 0. \quad (4-15)$$

Vi khoảng thời gian tích phân (t_1, t_2) có thể tùy ý nên trong phương trình (4-15) biểu thức đứng trong dấu móc phải bằng không. Hơn nữa vì biến phân δy trong toàn bộ cũng như giá trị biên δy_0 của nó và các giá trị biên δy_0 và δy_H của hàm y có thể tùy ý, nên các biểu thức trong dấu ngoặc cũng phải triệt tiêu. Cho biểu thức trong dấu ngoặc thứ nhất của phương trình (4-15) bằng không ta sẽ nhận được phương trình vi phân :

$$K_u y - Ky + m\ddot{y} = 0 \quad (4-16)$$

của quá trình dao động của hệ. Đây là một phương trình đạo hàm riêng cấp 4 với các hệ số không đổi.

Cho ba biểu thức trong dấu ngoặc còn lại của phương trình (4-15) bằng không ta nhận được ba điều kiện biên tự nhiên cho bài toán :

$$K_u y_0 - Ky_0 = 0; \quad (4-17)$$

$$y_0 = 0; \quad (4-18)$$

$$K_u y_H + K_m y_H = 0. \quad (4-19)$$

Người ta gọi các điều kiện biên tự nhiên là các điều kiện biên được thỏa mãn cùng với phương trình vi phân của bài toán giá trị riêng tương ứng. Về mặt toán học, đối với phương trình vi phân cấp 4, các điều kiện biên (4-17) — (4-19) có đặc điểm là chỉ chứa các đạo hàm cấp hai hoặc cấp cao hơn, trong lúc đó các điều kiện biên chỉ chứa các đạo hàm cấp không hoặc cấp một gọi là các điều kiện biên cơ bản. Về mặt dấu hiệu cơ học thì các điều kiện biên hình học là các điều kiện biên cơ bản, còn các điều kiện biên tự nhiên là các điều kiện biên động lực học vì nó có chứa các lực tác dụng. Nhìn vào các điều kiện biên (4-1) và (4-14) — (4-19) của bài toán đang xét ta thấy rằng chúng tương ứng với các dấu hiệu tổng quát này.

Nội dung cơ học của ba điều kiện biên tự nhiên (4-17) — (4-19) có thể dễ dàng khẳng định như sau : số hạng thứ nhất $K_u y_0$ của điều kiện biên (4-17) là tổng các lực ngang M_0^I ở mép trên của hệ ; từ phương trình (4-10) thấy số hạng thứ hai Ky_0 của điều kiện biên (4-17) là tổng lực ngang của vách cứng chịu cắt tổng thể \bar{M}_0^I và của mômen liên kết tổng thể \bar{M}_0^k ở mép trên của hệ. Nếu ch

rằng \overline{M}'_{k_0} dr của thanh xoắn tại mép trên của hệ được thay bằng một ngẫu lực ngang có cánh tay đòn dr thì điều kiện biên (4-17) có ý nghĩa như điều kiện cân bằng, chứng tỏ là tổng của các lực ngang tác dụng ở mép trên của hệ phải bằng không.

Điều kiện biên (4-18) chứng tỏ rằng độ của cong đường dao động ⁽¹⁾ mép trên của hệ và mômen tổng thể \overline{M} phải bằng không. Điều kiện biên này thể hiện điều kiện cân bằng của mômen uốn ở mép trên của hệ.

Từ phương trình (4-8) ta thấy số hạng thứ nhất K_{uyH}^{II} của điều kiện biên (4-19) biểu diễn mômen tổng thể, tức là mômen uốn của vách cứng chịu uốn tổng thể ở mép dưới của hệ. Còn số hạng thứ hai K_{myH}^I biểu diễn vách cứng chịu uốn tổng thể tác dụng lên móng tổng thể với mômen có dấu ngược lại. Do đó điều kiện biên (4-19) là điều kiện cân bằng của mômen uốn đối với mép dưới của hệ. Nó đòi hỏi tổng mômen uốn tác dụng lên mặt tiếp xúc tại mép dưới của hệ ($x=H$) từ phía vách cứng chịu uốn tổng thể và từ móng tổng thể phải bằng không. Phương trình vi phân (4-16) của quá trình dao động sẽ đơn giản hơn, có thể nhận được từ phương trình vi phân (3-29) của tổng mômen. Nếu trong phương trình (3-29) mômen tổng M và đạo hàm bậc hai của nó \overline{M}^{II} biểu diễn qua đạo hàm của chuyển vị y theo phương trình (4-8) và thay cường độ của tải trọng ω bởi cường độ $-m\ddot{y}$ của lực khối lượng.

4. Phương trình vi phân dao động và phương trình vi phân dạng dao động

Ở trên ta đã xét bài toán giá trị riêng được đưa về phương trình vi phân (4-16) với bốn điều kiện biên (4-1) và (4-17) — (4-19).

Ta tìm nghiệm của phương trình vi phân (4-16) dưới dạng:

$$y = Yr. \quad (4-20)$$

trong đó $Y = Y(x)$ — hàm số mô tả dạng của đường chuyển vị dao động, được gọi là hàm dạng dao động;

$n = n(t)$ — hàm số mô tả quá trình thời gian của dao động, được gọi là hàm dao động.

Từ phương trình (4-20) ta thấy hai hàm số Y và n chỉ phụ thuộc một đối số y .

Thay phương trình (4-20) đối với chuyển vị y và các đạo hàm của nó đối với tọa độ x và thời gian t vào phương trình vi phân (4-16) của quá trình dao động, sau đó sắp xếp và phân nhóm các hàm Y và n , và các đạo hàm của chúng vào bên trái của phương trình ta sẽ được:

$$\frac{K_u^{IV} Y - K Y^{II}}{mY} = - \frac{\ddot{n}}{n}. \quad (4-21)$$

1. Đường dao động này vẽ với giả thiết là không có mômen tập trung tác dụng (NBT).

Các biểu thức ở vế trái và vế phải của phương trình (4-21) (vế trái là một hàm của x và vế phải là một hàm của t) chỉ có thể bằng nhau đối với mọi x và t nếu cả hai vế đều cùng bằng một hằng số. Hằng số này ký hiệu là P^2 . Phương trình (4-21) được phân thành hai phương trình vi phân tương ứng bậc hai và bậc bốn, là phương trình vi phân dao động và phương trình vi phân dạng dao động:

$$\ddot{n} + P^2 n = 0; \quad (4-22)$$

$$Y^{IV} - \frac{K}{K_u} Y'' - \frac{m}{K_u} P^2 Y = 0. \quad (4-23)$$

Việc thay chuyển vị y bằng biểu thức (4-20) cũng cần được tiến hành trong điều kiện biên.

Sau khi đơn giản cho hàm n (vi hàm này trong quá trình dao động được giả thiết khác không) ta được:

$$Y_{II} = 0; \quad (4-24)$$

$$K_u Y_{II} - K y_0 = 0; \quad (4-25)$$

$$Y_{II} = 0; \quad (4-26)$$

$$K_u Y_{II} + K_m Y_{II} = 0. \quad (4-27)$$

5. Nghiệm tổng quát của phương trình vi phân dao động và phương trình vi phân dạng dao động

Nghiệm tổng quát của phương trình vi phân dao động (4-22) xuất phát từ lực dòng của một chất điểm đã biết:

$$n = B_1 \sin pt + B_2 \cos pt. \quad (4-28)$$

Ở đây ta vận dụng bài toán sẵn có là sự dao động của mỗi phần tử khối lượng $m dx$ của hệ dao động điều hòa (p — tần số dao động cho tất cả phần tử khối lượng). Hằng số tích phân B_1 và B_2 xác định theo điều kiện ban đầu của dao động đã được khảo sát.

Ta khảo sát dao động riêng (tự do) của hệ biểu diễn bởi phương trình (4-23). Phương trình này có phương trình đặc trưng:

$$(r^2)^2 - \frac{K}{K_u} r^2 - \frac{m}{K_u} P^2 = 0 \quad (4-29)$$

là một phương trình trùng phương bậc hai.

Nghiệm của phương trình (4-29) theo r^2 là:

$$(r^2)_{1,2} = \frac{K}{2K_u} \pm \sqrt{\left(\frac{K}{2K_u}\right)^2 + \frac{m}{K_u} P^2}. \quad (4-30)$$

Nếu ta đặt:

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \sqrt{\sqrt{\left(\frac{K}{2K_u}\right)^2 + \frac{m}{K_u} P^2} + \frac{K}{2K_u}}; \\ \gamma &= \sqrt{\sqrt{\left(\frac{K}{2K_u}\right)^2 + \frac{m}{K_u} P^2} - \frac{K}{2K_u}} \end{aligned} \right\} \quad (4-31)$$

thì phương trình (4-30) sẽ có các nghiệm như sau :

$$\left. \begin{aligned} r_1 &= -r_2 = \beta ; \\ r_3 &= -r_4 = i\gamma, \end{aligned} \right\} \quad (4-32)$$

trong đó $i = \sqrt{-1}$.

Đại lượng β và γ luôn luôn là số thực, do đó từ phương trình (4-31) ta được :

$$\beta^2 \gamma^2 = \frac{m}{K_u} p^2, \quad (4-33)$$

Nghiệm tổng quát của phương trình (4-23) là :

$$Y = \sum_{i=1}^4 e^{r_i x}. \quad (4-34)$$

Chú ý tới các biểu thức quen thuộc :

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ch} \gamma x &= \cos \gamma x ; \\ \operatorname{sh} \gamma x &= i \sin \gamma x, \end{aligned} \right\} \quad (4-35)$$

ta có thể biểu thị nghiệm tổng quát của phương trình (4-23) qua các hàm hyperbôn dưới dạng :

$$Y = A_1 \operatorname{ch} \beta x + A_2 \operatorname{sh} \beta x + A_3 \cos \gamma x + A_4 \sin \gamma x. \quad (4-36)$$

6. Phương trình tần số chu kỳ dao động của dao động tự do

Nếu nghiệm tổng quát (4-36) và lấy đạo hàm theo x để thay vào các hệ phương trình (4-24) - (4-27) của biên điều kiện biên, ta khảo sát được bốn bằng số tích phân A_i của phương trình dao động (4-36). Ta có hệ phương trình

$$\left. \begin{aligned} A_1 \operatorname{ch} \beta H + A_2 \operatorname{sh} \beta H + A_3 \cos \gamma H + A_4 \sin \gamma H &= 0 ; \\ A_2 (K\beta - K_u \beta^3) + A_4 (K\gamma + K_u \gamma^3) &= 0 ; \\ A_1 \beta^2 - A_3 \gamma^2 &= 0 ; \\ A_1 (K_u \beta^2 \operatorname{ch} \beta H + K_m \beta \operatorname{sh} \beta H) + A_2 (K_u \beta^2 \operatorname{sh} \beta H + \\ + K_m \beta \operatorname{ch} \beta H) + A_3 (-K_u \gamma^2 \cos \gamma H - K_m \gamma \sin \gamma H) + \\ + A_4 (-K_u \gamma^2 \sin \gamma H + K_m \gamma \cos \gamma H) &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (4-37)$$

Tương tự các biểu thức (3-30) và (3-31) ta cũng có các thông số độ cứng không thứ nguyên :

$$A = \sqrt{\frac{K}{K_u}} H; \quad (4-38)$$

$$B = \frac{K_u}{HK_m} \quad (4-39)$$

của hệ vách cứng.

Biến số βH và γH trong phương trình (4-37) chứa trong hàm số hyperbôn và hàm số lượng giác. Do đó có thể tính bằng tay vẫn tính được để dạng biểu thức (4-31). Ta có hệ thức :

$$(\beta H)^2 - (\gamma H)^2 = A^2. \quad (4-40)$$

Người ta còn rút gọn đại lượng không thứ nguyên γH và βH bằng cách đưa vào thông số S với liên hệ

$$\gamma H = \sqrt{S^2 - A^2}. \quad (4-41)$$

Theo số hạng đầu của biểu thức (4-31) thì $S^2 > A^2$. Vậy đại lượng γH luôn luôn là số thực.

* Tiến hành thay thế các phương trình (4-38), (4-39) và (4-41) vào hệ phương trình (4-37) để khảo sát các hằng số tích phân của phương trình dạng dao động với biểu thức như sau:

$$\left. \begin{aligned} A_1 \operatorname{ch} S + A_2 \operatorname{sh} S + A_3 \cos \sqrt{S^2 - A^2} + A_4 \sin \sqrt{S^2 - A^2} &= 0; \\ A_2 (A^2 S - S^3) + A_4 (A^2 \sqrt{S^2 - A^2} + \sqrt{(S^2 - A^2)^3}) &= 0; \\ A_1 S^2 - A_3 (S^2 - A^2) &= 0; \\ A_1 (B S^2 \operatorname{ch} S + S \operatorname{sh} S) + A_2 (B S^2 \operatorname{sh} S + S \operatorname{ch} S) + A_3 [-B \times \\ \times (S^2 - A^2) \cos \sqrt{S^2 - A^2} - \sqrt{S^2 - A^2} \sin \sqrt{S^2 - A^2}] + A_4 \times \\ \times [-B (S^2 - A^2) \sin \sqrt{S^2 - A^2} + \sqrt{S^2 - A^2} \cos \sqrt{S^2 - A^2}] &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (4-42)$$

Như ta thấy, hệ phương trình (4-42) là một hệ phương trình đẳng cấp (vế phải bằng không). Điều kiện để hệ phương trình này có nghiệm không tầm thường (nghiệm khác không, nghĩa là có tồn tại một dạng dao động nào đó) là định thức của nó phải bằng không. Điều kiện này sẽ dẫn đến phương trình tần số. Thay đổi thứ tự của phương trình đầu và phương trình thứ ba trong hệ phương trình (4-42) ta có:

S^2	0	$A^2 - S^2$	
0	$A S^2 - S^3$	0	
$\operatorname{ch} S$	$\operatorname{sh} S$	$\cos \sqrt{S^2 - A^2}$	
$B S \operatorname{ch} S + S \operatorname{sh} S$	$B S^2 \operatorname{sh} S + S \operatorname{ch} S$	$-B (S^2 - A^2) \sqrt{S^2 - A^2} - \sqrt{S^2 - A^2} \sin \sqrt{S^2 - A^2}$	
0			
	$A^2 \sqrt{S^2 - A^2} + (S^2 - A^2)^{3/2}$		
	$\sin \sqrt{S^2 - A^2}$		= 0
	$-B (S^2 - A^2) \sin \sqrt{S^2 - A^2} + \sqrt{S^2 - A^2} \cos \sqrt{S^2 - A^2}$		(4-43)

Phương trình tần số (4-43) là phương trình siêu việt có dạng tổng quát

$$f(S, A, B) = 0$$

với ẩn số S chưa biết mà một vài trường hợp cá biệt có thể giải thử nghiệm trong dạng tổng quát. Như vậy với từng cặp thông số độ cứng A và B khác nhau của hệ vách cứng và của móng có thể dùng máy tính điện tử để giải. Sau lúc đã biết nghiệm S của phương trình tần số ta tìm được tần số theo biểu thức (4-33).

Tham số tương m của hệ theo một đơn vị chiều cao $m = \frac{q}{g}$, biểu thức xác định tần số có dạng:

$$p = \frac{S\sqrt{S^2 - A^2}}{H^2} \sqrt{g} \sqrt{\frac{K_u}{q}} \quad (s^{-1}) \quad (4-44)$$

Thời gian dao động của một dao động tự do là chu kỳ dao động:

$$T = \frac{2\pi}{p} \quad (s) \quad (4-45)$$

Trong biểu thức xác định chu kỳ dao động (4-45) thay p bằng biểu thức (4-44) nếu đặt

$$\tau_r = \frac{2\pi}{S\sqrt{S^2 - A^2}\sqrt{g}} \quad (sm^{-0.5}) \quad (4-46)$$

thì ta có biểu thức xác định chu kỳ dao động là:

$$T = \tau_r H^2 \sqrt{\frac{q}{K_u}} \quad (4-47)$$

Phương trình tần số cho ta nhiều nghiệm khác nhau ứng với những dạng dao động khác nhau (có chu kỳ khác nhau) của hệ. Thông thường ta chỉ hạn chế xét dạng dao động cơ bản của hệ. Như vậy ta sẽ chỉ xét nghiệm S bé nhất của phương trình (4-43) và dùng nó để tìm tần số và chu kỳ dao động của hệ.

7. Trị số gần đúng của tần số và chu kỳ dao động cơ bản

Khi khảo sát các hệ vách cứng đặc, vách cứng có lỗ, khung cứng cho trường hợp tổng quát ta phải giải hệ phương trình (4-43) để tìm thông số S , từ đó tìm được tần số và chu kỳ dao động của hệ theo các biểu thức (4-44), (4-45). Công việc này rất khó khăn và thường phải dùng máy tính điện tử mới làm được.

Những nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm cho thấy rằng, ta chỉ cần chú ý đến các dao động theo tổng (dạng) cơ bản. Người ta có thể tìm được trị số gần đúng của tần số và chu kỳ dao động cơ bản của hệ vách cứng, đủ dùng cho mục đích thiết kế thực hành, bằng phương pháp gần đúng đơn giản. Người ta nhận xét rằng đường vòng đo dao động của hệ và đường vòng đo tải trọng nằm ngang (lực tập trung W hoặc lực phân bố đều qH) gây ra là tương tự như nhau. Theo phương pháp gần đúng cũng tiến hành khảo sát chu kỳ, tần số dao động cơ bản của hệ hoàn toàn phù hợp với nguyên lý bảo toàn năng lượng.

a) Trường hợp vách cứng đặc giả thiết là tuyệt đối cứng, hệ vách cứng xem như hệ gián đoạn

Nếu các vách cứng đặc được xem là tuyệt đối cứng thì ta có hệ thay thế như trình bày ở hình 4-2a, trong đó $K_u = \infty$, $K_c = \infty$. Sơ đồ biến dạng của hệ và biểu đồ nội lực trong vách cứng tổng thể xem ở hình 4-2b, c, d. Theo sơ đồ này có thể dễ dàng tìm được thế năng biến dạng của hệ.

Thế năng biến dạng của móng là:

$$\Theta_{tm} = \frac{1}{2} K_m \varphi^2 \quad (4-48)$$

Gọi K^* là độ cứng tương đương của vách cứng chịu uốn :

$$K^* = K_1 + (n - 2) K + K_n \left(\frac{h_n}{h_n^*} \right)^2 \quad (4-49)$$

thì biểu thức thế năng biến dạng của vách cứng chịu uốn là :

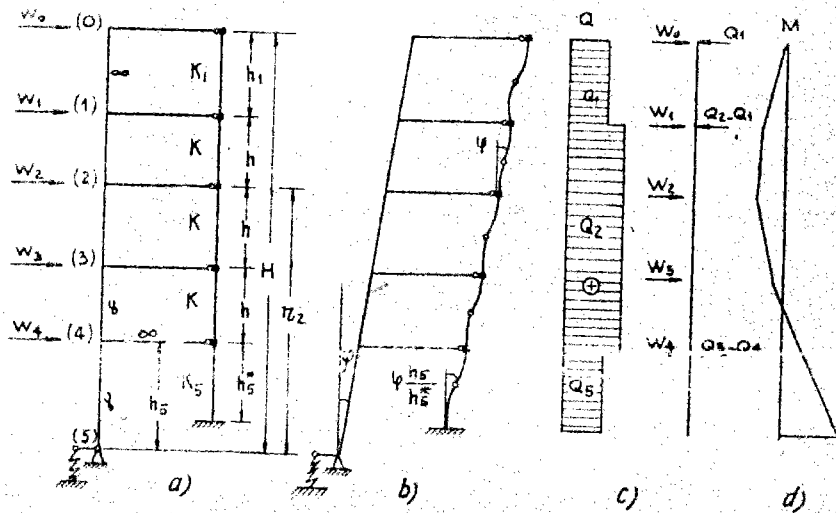
$$\Theta_{tu} = \frac{1}{2} K^* \varphi^2, \quad (4-50)$$

còn công do tải trọng gây ra được xét vào công biến dạng của vách cứng chịu cắt và ta có :

$$\Theta_A = -\bar{M}_n \varphi. \quad (4-51)$$

Như vậy tổng năng lượng của hệ là :

$$\Theta = \frac{1}{2} (K_m + K^*) \varphi^2 - \bar{M}_n \varphi. \quad (4-52)$$



Hình 4-2. Sơ đồ để tính thế năng biến dạng của hệ.

Từ điều kiện

$$\frac{d\Theta}{d\varphi} = 0 \text{ ta rút ra}$$

$$\varphi = \frac{\bar{M}_n}{K_m + K^*} \quad (4-53)$$

Để khảo sát dao động của hệ, ta xem như hệ gồm n khối lượng tập trung tại các nút j . Biểu diễn chuyển động dao động của nút j ($j = 0, 1, \dots, n - 1$) dưới dạng

$$y_j = Y_j \sin pt, \quad (4-54)$$

trong đó p — tần số của dao động;

Y_j — xem như biên độ của dao động;

$Y_j = \theta r_j$ ($j = 0, 1, \dots, n - 1$)

θ — biên độ góc xoay tại ngàm;

r_j — khoảng cách từ móng tới nút j .

Để tính động năng của hệ cần tìm vận tốc.

$$(4-55)$$

Ta lấy đạo hàm biểu thức (4-54) theo t :

$$\dot{y}_j = \theta p r_j \cos pt. \quad (4-56)$$

Dễ dàng suy ra rằng:

$$Y_j = y_{j\max} = \theta p r_j.$$

Gọi m_j là khối lượng tập trung tại nút j ($m_j = q_j/g$), ta tính động năng cực đại của hệ theo biểu thức:

$$\mathcal{E}_{h\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=0}^{n-1} m_j Y_j^2 = \frac{1}{2} \theta^2 p^2 \sum_{j=0}^{n-1} m_j r_j^2. \quad (4-57)$$

Mặt khác tính thế năng biến dạng của hệ tương tự như biểu thức (4-52), ở đây:

$$\mathcal{E}_{t\max} = \frac{1}{2} (K_m + K^*) \theta^2. \quad (4-58)$$

Theo nguyên lý bảo toàn năng lượng, thế động của hệ phải bằng không. Từ điều kiện

$\mathcal{E}_{h\max} - \mathcal{E}_{t\max} = 0$ ta rút ra biểu thức (gần đúng) xác định tần số dao động của hệ:

$$p = \sqrt{\frac{K_m + K^*}{\sum_{j=0}^{n-1} m_j r_j^2}} = \sqrt{\frac{(K_m + K^*)}{\sum_{j=0}^{n-1} q_j r_j^2}}. \quad (4-59)$$

Chu kỳ dao động của hệ suy ra từ tần số p là:

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{j=0}^{n-1} q_j r_j^2}{K_m + K^*}} = 2,006 \sqrt{\frac{\sum_{j=0}^{n-1} q_j r_j^2}{K_m + K^*}}. \quad (4-60)$$

Ngoài ra, người ta cũng hay dùng thông số gọi là hệ số dao động, ký hiệu η , xác định theo biểu thức

$$\eta = Y_j \frac{\sum_{j=0}^{n-1} Y_j}{\sum_{j=0}^{n-1} Y_j^2} = r_j \frac{\sum_{j=0}^{n-1} r_j}{\sum_{j=0}^{n-1} r_j^2}. \quad (4-61)$$

b) Trường hợp vách cứng không phải là tuyệt đối cứng, hệ vách cứng xem như hệ liên tục

Khảo sát dao động của hệ, ở cao độ x bất kỳ, ta tách ra một phân tử $m dx$ (m là khối lượng phân bố của hệ). Phương trình chuyển động dao động của phân tử viết dưới dạng

$$y = Y \cos pt, \quad (4-62)$$

trong đó p — tần số dao động của hệ;

Y — biên độ dao động của phân tử ta xét.

Nếu chuyển vị tĩnh của điểm xét dưới tác dụng của tải trọng nằm ngang phân bố đều cường độ qH là Δ thì ta có thể đặt $Y = \lambda \Delta$ (với λ là một hằng số nào đó). Lấy đạo hàm biểu thức (4-62) để có vận tốc:

$$\dot{y} = Y p \sin pt = \lambda \Delta p \sin pt. \quad (4-63)$$

Khi đi qua điểm 0 phân tử sẽ có vận tốc cực đại:

$$\dot{y}_{\max} = \lambda \Delta p. \quad (4-64)$$

Từ đó tính ra động năng cực đại của hệ:

$$\mathcal{E}_{\text{hmax}} = \frac{1}{2} \int_0^H \dot{y}_{\max}^2 dx = \frac{\lambda^2 p^2}{2g} q \int_0^H \Delta^2 dx. \quad (4-65)$$

Chú ý rằng, tương ứng với chuyển vị $\lambda \Delta$ là tải trọng toàn phần $\lambda q dx$ ta có thế năng cực đại của hệ là:

$$\mathcal{E}_{\text{tmax}} = \int_0^H \frac{\lambda^2 q}{2} \Delta dx. \quad (4-66)$$

Lực cản thì không đáng kể và ở vị trí một phần tư của dao động thì động năng chuyển thành thế năng và ngược lại. Cân bằng các biểu thức (4-65) và (4-66) để rút ra biểu thức tần số dao động riêng của hệ:

$$p = \sqrt{\frac{\int_0^H \Delta dx}{\int_0^H \Delta^2 dx}} g. \quad (4-67)$$

Tính độ võng Δ theo biểu thức thực hành (3-121) thì các tích phân trong biểu thức tần số p sẽ có dạng:

$$\int_0^H \Delta dx = H \delta_0 \int_0^1 \eta_{\Delta} d\xi;$$

$$\int_0^H \Delta^2 dx = H \delta_0^2 \int_0^1 \eta_{\Delta}^2 d\xi,$$

trong đó

$$\delta_0 = \frac{qH^2}{2K} = \frac{qH^4}{2K_v A^2}$$

Vậy biểu thức thực hành để tính tần số dao động riêng của hệ là :

$$p = \frac{A}{H_2} \sqrt{\frac{2K_v \cdot \frac{g}{q} \cdot \int_0^1 \eta_{\Delta} d\xi}{\int_0^1 \eta_{\Delta}^2 d\xi}} \quad (4-68)$$

Cũng có thể tính toán gần đúng một cách tho thien hơn bằng cách thay tích phân bằng tổng hữu hạn :

$$p = \sqrt{\frac{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j}{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j^2}} g \quad (4-69)$$

Gọi η_T là hệ số chu kỳ riêng :

$$\eta_T = \frac{2\pi}{A\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{\int_0^1 \eta_{\Delta}^2 d\xi}{\int_0^1 \eta_{\Delta} d\xi}} = \frac{1,4185}{A} \sqrt{\frac{\int_0^1 \eta_{\Delta}^2 d\xi}{\int_0^1 \eta_{\Delta} d\xi}} \quad (4-70)$$

thì chu kỳ T cũng sẽ tính theo biểu thức (4-47).

Có thể tính các tích phân trong biểu thức của η_T theo công thức Simpson, cụ thể ta viết :

$$\eta_T = \frac{1,4185}{A} \sqrt{\frac{\sum_{\xi=0}^1 \mathcal{H}_{\xi} \eta_{\Delta, \xi}^2}{\sum_{\xi=0}^1 \mathcal{H}_{\xi} \eta_{\Delta, \xi}}} \quad (4-71)$$

với các hệ số :

$$\mathcal{H}_{\xi=0} = 1; \mathcal{H}_{\xi=0,1} = 4; \mathcal{H}_{\xi=0,2} = 2; \mathcal{H}_{\xi=0,3} = 1; \dots$$

$$\mathcal{H}_{\xi=0,8} = 2; \mathcal{H}_{\xi=0,9} = 4; \mathcal{H}_{\xi=1} = 1.$$

Như vậy ta đã chia toàn bộ chiều cao H của hệ ra làm 10 đoạn. Hệ số độ võng η_{Δ} ứng với các ξ khác nhau lấy theo bảng 3 hoặc bảng 4 của phụ lục hay tính theo biểu thức (3-120).

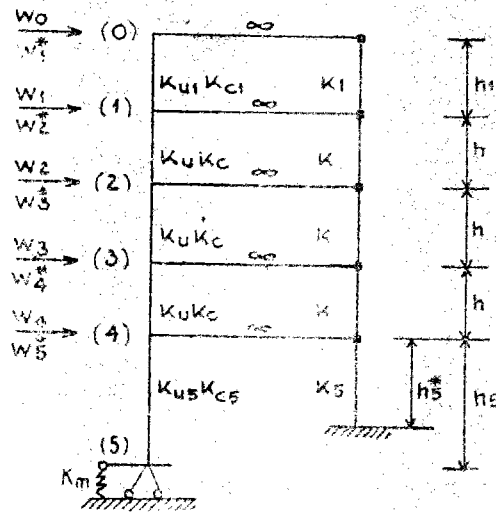
Người ta cũng lập bảng cho hệ số η_T tùy theo thông số độ cứng A .

§5. VÍ DỤ TÍNH TOÁN NHÀ KHUNG THEO ROSMAN

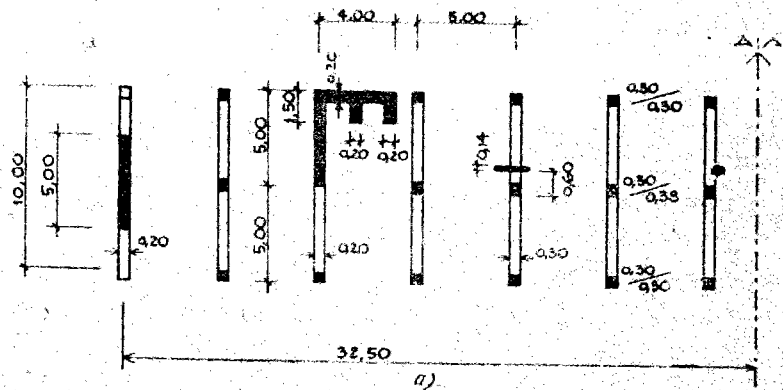
A - Tính toán theo tĩnh lực.

I. Số liệu cho trước.

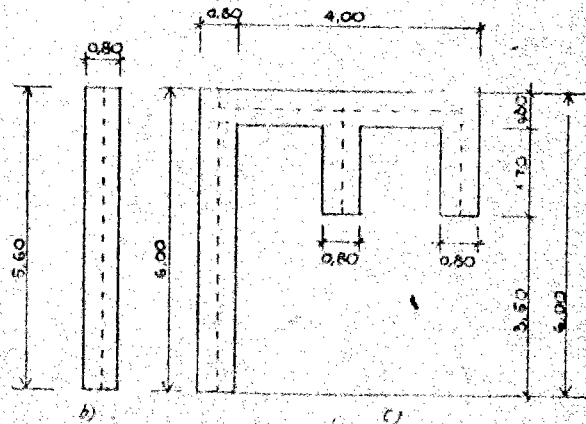
Tính nhà khung năm tầng chịu tải trọng nằm ngang của động đất (h. 5-1). Nhà có mặt bằng đối xứng nên chỉ xét một nửa (h. 5-2a).



Hình 5-1. Sơ đồ vách cứng đặc liên kết với khung, tải trọng và độ cứng.



Hình 5-2. Sơ đồ và kích thước (tính theo m) của mặt bằng:
a) nửa nhà; b) móng vách cứng phía ngoài;
c) móng vách cứng phía trong.



Chiều cao của bốn tầng trên : $h_1 = h = 3,0m$ và của tầng dưới : $h_5 = 5,0m$; $h_5^* = 4,0m$. Vách cứng có $E = 2,75 \cdot 10^6 t/m^2$; $G = \frac{3}{7} E$. Khung có $E = 3,50 \cdot 10^6 t/m^2$. Hệ số phân bố lực cắt $\mu = 1,2$. Nền có hệ số $c = 0,5 \cdot 10^4 t/m^3$. Tải trọng xung kích nằm ngang (của cả sàn và trần) đều lấy bằng $W = 250t$.

2. Tính toán độ cứng.

Tính mômen quán tính của vách cứng :

— phía ngoài :

$$J_1 = \frac{0,2 \cdot 5^3}{12} = 2,083m^4;$$

— phía trong :

$$J_2 = 5,160m^4.$$

Tổng cộng mômen quán tính của vách cứng :

$$\Sigma J = J_1 + J_2 = 2,083 + 5,160 = 7,243m^4.$$

Tính diện tích chịu cắt của các vách cứng :

$$\Sigma F = F_1 + F_2 = 2,60m^2.$$

Tính mômen quán tính của móng vách cứng :

— phía ngoài : $J_{m1} = 11,71m^4$;

— phía trong : $J_{m2} = 28,40m^4$.

Tổng cộng mômen quán tính của móng vách cứng :

$$\Sigma J_m = J_{m1} + J_{m2} = 11,71 + 28,40 = 40,11m^4.$$

Vậy :

$$\frac{J_{m1}}{J_1} = \frac{11,71}{2,083} = 5,62;$$

$$\frac{J_{m2}}{J_2} = \frac{28,40}{5,160} = 5,50.$$

Do đó :

$$\frac{J_{m1}}{J_1} \approx \frac{J_{m2}}{J_2}.$$

Tính mômen quán tính của khung :

— cột phía ngoài :

$$J_{cng} = \frac{0,30 \cdot 0,30^3}{12} = 0,675 \cdot 10^{-3}m^4;$$

— cột phía trong :

$$\begin{aligned} J_{ctr} &= 2 \cdot 0,675 \cdot 10^{-3}m^4; \\ J_d &= 11,2 \cdot 10^{-3}m^4. \end{aligned}$$

— dầm :

Tổng mômen quán tính của cột :

$$\Sigma J_c = 21 \cdot 0,675 \cdot 10^{-3} = 14,18 \cdot 10^{-3}m^4.$$

Tổng mômen quán tính của dầm :

$$\Sigma J_d = 11 \cdot 11,2 \cdot 10^{-3} = 123,2 \cdot 10^{-3}m^4.$$

Tính độ cứng chịu uốn của các vách cứng theo biểu thức (2-1):

$$K_u = 2,75 \cdot 10^6 \cdot 7,243 = 19,92 \cdot 10^6 tm^2.$$

Tính độ cứng chịu cắt của các vách cứng theo biểu thức (2-1):

$$K_c = \frac{3}{7} \cdot 2,75 \cdot 10^6 \cdot \frac{2,60}{1,2} = 2,55 \cdot 10^6 t.$$

Tính độ cứng của toàn móng theo biểu thức (2-9):

$$K_m = 2 \cdot 0,5 \cdot 10^4 \cdot 40,11 = 0,40 \cdot 10^6 tm.$$

Tính độ cứng của tầng theo biểu thức (2-8):

$$K_t = \frac{12 - 3,5 \cdot 10^6 \cdot 14,18 \cdot 10^{-3}}{3,0 \left(1 + \frac{5 \cdot 14,18 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 123,2 \cdot 10^{-3}} \right)} = 0,167 \cdot 10^6 tm.$$

3. Tính toán vách cứng đặc có kê đến biến dạng của nó

Ta tính tải trọng nằm ngang thay thế theo biểu thức (2-20) và được kết quả như ở hình 5-3.

Thay trị số đã có vào các biểu thức (2-20) và (2-30) ta được:

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \delta_{33} = 2,061;$$

$$\delta_{44} = 1,697;$$

$$\delta_{55} = 1,083;$$

$$\delta_{12} = \delta_{23} = \delta_{34} = -1,018;$$

$$\delta_{45} = -0,646;$$

$$\Delta_{1w} = \Delta_{2w} = \Delta_{3w} = 750 tm;$$

$$\Delta_{4w} = 1000 tm;$$

$$\Delta_{5w} = -4000 tm.$$

Sau khi tính được các hệ số $\delta_{11}, \delta_{12}, \dots$ và $\Delta_{1w}, \Delta_{2w}, \dots$ ta lập được bảng 5-1.

Có thể giải hệ phương trình (2-28) theo phương pháp Fajnsches.

Mômen phải tìm xác định theo biểu thức

$$M_j = \frac{-b_j}{a_j}, \quad (5-1)$$

trong đó a_j và b_j — các hằng số, xác định theo bảng 5-2 và bảng 5-3.

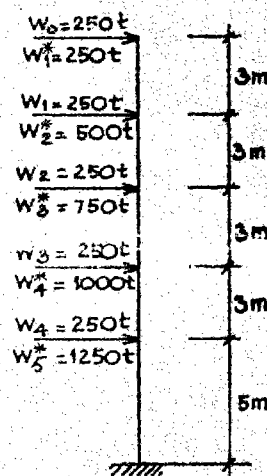
Cách lập bảng 5-2 như sau:

$$\frac{\delta_{12}}{\delta_{11}} = P_{21}; \delta_{21} \cdot P_{21} = \delta_{21}'; \delta_{22} - \delta_{21}' = \delta_{22}''; \dots$$

$$\delta_{54} \cdot P_{54} = \delta_{54}'; \frac{\delta_{54}}{\delta_{55}} = P_{45}; \delta_{45} P_{45} = \delta_{45}''; \dots$$

$$\delta_{12} \cdot P_{12} = \delta_{12}''; \delta_{11} - \delta_{12}'' = a_1;$$

$$\delta_{22} - \delta_{23}'' = a_2; \dots \delta_{55} - \delta_{54}'' = a_5.$$



Hình 5-3. Tải trọng nằm ngang của hệ thay thế.

Cách lập bảng 5-3 như sau :

$$\begin{aligned}
 P_{21} \cdot \Delta_{1w} &= \Delta_{21} ; \Delta_{2w} - \Delta_{21} = \Delta_2' ; P_{32} \cdot \Delta_2' = \Delta_{32}' ; \dots \\
 P_{54} \cdot \Delta_4' &= \Delta_{54}' ; P_{45} \cdot \Delta_{5w} = \Delta_{45}'' ; \Delta_{4w} - \Delta_{45}'' = \Delta_4'' ; \dots \\
 P_{12} \cdot \Delta_2'' &= \Delta_{12}'' ; \Delta_{1w} - \Delta_{12}'' = b_1 ; \Delta_{2w} - \Delta_{21}' - \Delta_{23}'' = b_2 ; \dots \\
 \Delta_{5w} - \Delta_{54}' &= b_5.
 \end{aligned}$$

Bảng 5-1

Các hệ số và các số hạng tự do trong hệ phương trình (2-28)

M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	Δ_{jw}	Δ_{j0}
2,061	- 1,018				750	-68,40
	2,061	- 1,018			750	-54,00
- 1,018						
	- 1,018	2,061	- 1,018		750	39,30
		- 1,018	1,697	- 0,646	1000	42,50
			- 0,646	1,083	- 4000	286,10

Bảng 5-2

Hàng số a_j

0	δ_{11}	P_{21}	δ_{21}'	δ_{22}'	P_{32}	δ_{32}'	δ_{33}'	P_{43}	δ_{43}'	δ_{44}'	P_{54}	δ_{54}'
δ_{11}	δ_{12}	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}	δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	δ_{54}	δ_{55}
δ_{12}''	P_{12}	δ_{22}''	δ_{23}''	P_{23}	δ_{33}''	δ_{34}''	P_{34}	δ_{44}''	δ_{45}''	P_{45}	δ_{55}	0
a_1		a_2			a_3			a_4				a_5

Bảng 5-3

Hàng số b_j

0		Δ_{1w}	Δ_{21}'		Δ_2'	Δ_{32}'		Δ_3'	Δ_{43}'		Δ_4'	Δ_{54}'
Δ_{1w}	P_{12}	P_{21}	Δ_{2w}	P_{23}	P_{32}	Δ_{3w}	P_{34}	P_{43}	Δ_{4w}	P_{45}	P_{54}	Δ_{5w}
Δ_{12}''	Δ_2''		Δ_{23}''	Δ_3''		Δ_{34}''	Δ_4''		Δ_{45}''	Δ_{5w}		0
b_1			b_2			b_3			b_4			b_5

Thay các trị số vào bảng 5-2 và bảng 5-3 ta lập được bảng 5-4 và 5-5.

Bảng 5-4

Hàng số a_j

0	2,061	-0,494	0,503	1,558	-0,653	0,635	1,396	-0,729	0,742	0,955	-0,676	0,437
2,061	-1,018	-1,018	2,061	-1,018	-1,018	2,061	-1,018	-1,018	1,697	-0,646	-0,646	1,083
0,832	-0,817	1,246	0,815	-0,801	1,271	0,790	-0,776	1,312	0,385	-0,596	1,083	0
1,229		0,743				0,606			0,570			0,646

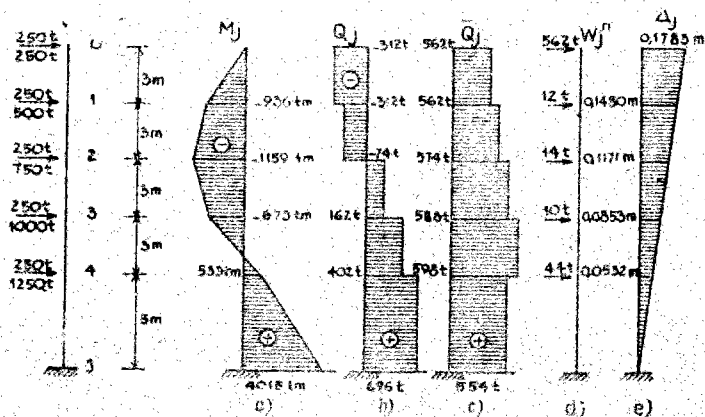
Bảng 5-5

Hàng số b_j

0		750	-370,5		1120,5	-731,7		1481,7	-1080,2		2080,2	-1406,2
750	-0,817	-0,494	750	-0,801	-0,635	750	-0,776	-0,729	1000	-0,596	-0,676	-4000
-400,7	490,5		259,5	-321,0		1074,0	-1384		2381	-1000		0
1150,7		861,0				407,7			-303,8			-2593,8

Thay trị số vào biểu thức (5-1) ta được các mômen của vách cứng tổng thể như sau (h. 5-4a):

$$M_1 = -963tm; M_2 = -1159tm; M_3 = -673tm; M_4 = 533tm \text{ và } M_5 = 4015tm.$$



Hình 5-4. Các biểu đồ tổng hợp:

- a) mômen tổng thể của vách cứng thay thế;
- b) lực cắt tổng thể của vách cứng thay thế;
- c) lực cắt tổng thể của côngxon thay thế;
- d) tải trọng của côngxon thay thế;
- e) độ võng ngang của côngxon thay thế.

Sau khi có các mômen tổng thể, ta xác định các lực cắt của vách cứng tổng thể theo biểu thức (2-35). Thay trị số vào biểu thức (2-35) ta được (h. 5-4b):

$$Q_1 = -312t; Q_2 = -74t; Q_3 = 162t; Q_4 = 402t \text{ và } Q_5 = 696t.$$

Thay trị số vào biểu thức (2-18) ta được các lực cắt của côngxon thay thế tổng thể như sau (h. 5-4c):

$$\begin{aligned} \bar{Q}_1 &= 562t; \bar{Q}_2 = 574t; \bar{Q}_3 = 588t; \\ \bar{Q}_4 &= 598t \text{ và } \bar{Q}_5 = 554t. \end{aligned}$$

4. Tính toán tải trọng nằm ngang tác dụng lên côngxon thay thế tổng thể

Tính toán tải trọng nằm ngang đặt tại các nút của côngxon thay thế tổng thể theo biểu thức (2-40). Thay trị số vào biểu thức (2-40) ta được (h. 5-4d):

$$\begin{aligned} W_0^n &= 562t; W_1^n = 12t; W_2^n = 14t; \\ W_3^n &= 10t \text{ và } W_4^n = 41t. \end{aligned}$$

Ta kiểm tra điều kiện cân bằng tại nút $j = 5$ theo điều kiện (2-17). Xác định mômen của côngxon theo biểu thức (2-19):

$$m_5 = 0 + 3(250 + 500 + 750 + 1000) + 1250 \cdot 5 = 13750 \text{ } tm.$$

Ta tính mômen của côngxon thay thế tổng thể:

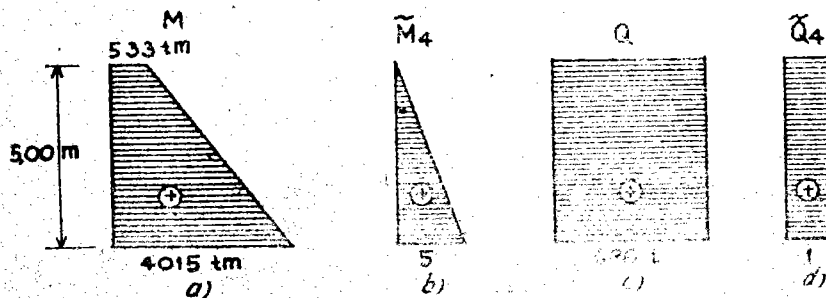
$$\bar{M}_5 = 562 \cdot 16 + 12 \cdot 13 + 14 \cdot 10 + 10 \cdot 7 + 41 \cdot 4 + 554 \cdot 1 = 9736 \text{ } tm.$$

Vậy xét lại điều kiện cân bằng (2-17) ở nút 5 ta có:

$$4015 + 9736 = 13751 \approx 13750 \text{ } tm.$$

Tính góc xoay của côngxon thay thế tổng thể theo biểu thức (2-42) ta được:

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 0,0101; \varphi_2 = 0,0103; \varphi_3 = 0,0105; \\ \varphi_4 &= 0,0107 \text{ và } \varphi_5 = 0,0133. \end{aligned}$$



Hình 5-5. Các biểu đồ nội lực của tầng dưới cùng để tính toán theo biểu thức (5-2):

- mômen tổng thể do tải trọng nằm ngang W ;
- mômen tổng thể do tải trọng nằm ngang bằng đơn vị đặt tại nút $j = 4$;
- lực cắt tổng thể do tải trọng nằm ngang W ;
- lực cắt tổng thể do tải trọng nằm ngang bằng đơn vị.

Tính độ võng ngang của côngxon thay thế lồng thế theo các biểu thức (2-43) và (2-44) ta được:

$$\Delta_5 = 0; \quad \Delta_4 = 0,0532m; \quad \Delta_3 = 0,0853m; \quad \Delta_2 = 0,1171m;$$

$$\Delta_1 = 0,1480m \text{ và } \Delta_0 = 0,1783m \text{ (h. 5-4c).}$$

Để kiểm tra độ võng ngang tại nút bất kỳ, ví dụ tại nút 4, ta tính lại Δ_4 theo biểu thức

$$\Delta_4 = \int_0^{h_5} \frac{M\tilde{M}_4}{K_{u5}} dh_5 + \int_0^{h_5} \frac{Q\tilde{Q}_4}{K_{c5}} dh_5 + \frac{M_5 \cdot M_{54}}{K_m} \quad (5-2)$$

Để tính toán theo biểu thức (5-2), ta lập các biểu đồ nội lực (h. 5-5).

Thay trị số vào biểu thức (5-2) ta được:

$$\Delta_4 = 0,0018 + 0,0014 + 0,0501 = 0,0533m.$$

Như vậy độ võng ngang tính được theo biểu thức (5-2) gần bằng khi tính theo biểu thức (2-43).

5. Tính toán các thông số (đặc trưng) động lực học

Tính tần số riêng theo biểu thức (4-69):

$$p = \sqrt{\frac{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j}{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j^2}} \quad (5-3)$$

Tính tổng độ võng ngang:

$$\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j = 0,1783 + 0,1480 + 0,1171 + 0,0853 + 0,0532 = 0,5819m.$$

Tính tổng bình phương độ võng ngang:

$$\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j^2 = 0,1783^2 + 0,1480^2 + 0,1171^2 + 0,0853^2 + 0,0532^2 = 0,0775m^2.$$

Ta có:

$$\frac{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j}{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j^2} = \frac{0,5819}{0,0775} = 7,507m^{-1}$$

Vậy:

$$p = \sqrt{7,507 \cdot 9,81} = 8,58s^{-1}.$$

Tính chu kỳ theo biểu thức (4-45):

$$T = \frac{2.3,1416}{8,58} = 0,732s.$$

Tính hệ số động lực theo biểu thức

$$\rho = \frac{0,75}{T} \quad (5-4)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-4) ta được:

$$\rho = \frac{0,75}{0,732} = 1,025.$$

Tính hệ số dạng dao động theo biểu thức

$$\phi_j = \Delta_j \frac{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j}{\sum_{j=0}^{n-1} \Delta_j^2} \quad (5-5)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-5) ta được:

$$\phi_0 = 0,1783 \cdot 7,507 = 1,338;$$

$$\phi_1 = 0,1480 \cdot 7,507 = 1,111;$$

$$\phi_2 = 0,1171 \cdot 7,507 = 0,879;$$

$$\phi_3 = 0,0853 \cdot 7,507 = 0,640;$$

$$\phi_4 = 0,0532 \cdot 7,507 = 0,399.$$

6. Tính toán lực trùng phục

Lực trùng phục (tải trọng tĩnh thay thế) tính theo biểu thức

$$W_j^* = d\rho\phi_j W_j \quad (5-6)$$

trong đó d — hệ số động đất, lấy theo bảng 5-6, ở đây ta lấy $d = 0,08$.

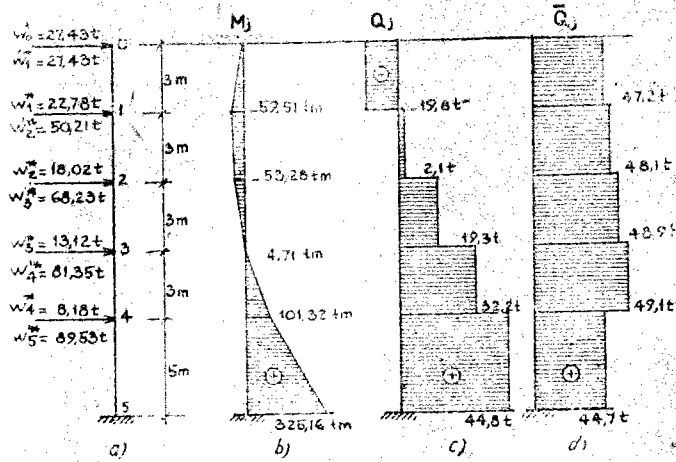
Bảng 5-6

Trị số của hệ số động đất d

Loại đất	Cấp động đất		
	VII	VIII	IX
Nếu	0,03	0,06	0,12
Trung bình	0,025	0,05	0,10
Tốt	0,02	0,04	0,08

Thay trị số vào biểu thức (5-6) ta được (h. 5-6a) :

$$\begin{aligned} W_0^* &= 0,08 \cdot 1,025 \cdot 1,338 \cdot 250 = 27,43t; \\ W_1^* &= 0,08 \cdot 1,025 \cdot 1,111 \cdot 250 = 22,78t; \\ W_2^* &= 0,08 \cdot 1,025 \cdot 0,879 \cdot 250 = 18,02t; \\ W_3^* &= 0,08 \cdot 1,025 \cdot 0,640 \cdot 250 = 13,12t; \\ W_4^* &= 0,08 \cdot 1,025 \cdot 0,399 \cdot 250 = 8,18t. \end{aligned}$$



Hình 5-6. Các biểu đồ nội lực khi tính toán theo tải trọng động đất :

- sơ đồ tải trọng động đất ;
- biểu đồ mômen của vách cứng tổng thể ;
- biểu đồ lực cắt của vách cứng tổng thể ;
- biểu đồ lực cắt của côngson thay thế tổng thể.

7. Tính toán theo tải trọng động đất

Từ tải trọng nằm ngang đặt tại các nút có trị số như ở hình 5-6 ta tính như trên [theo biểu thức (2-30)] sẽ được :

$$\begin{aligned} \Delta_{1w} &= 68,4tm; & \Delta_{2w} &= 54,0tm; \\ \Delta_{3w} &= 39,3tm; & \Delta_{4w} &= 42,5tm \text{ và} \\ \Delta_{5w} &= -286tm. \end{aligned}$$

Ta cũng tính mômen tổng thể của vách cứng tổng thể theo biểu thức (5-1) nhưng hằng số b_j lấy theo bảng 5-7 (cách lập bảng 5-7 cũng như bảng 5-5).

Bảng 5-7

Hằng số b_j

0		68,40	-33,79		87,79	-57,33		96,63	-70,44		112,94	-76,35
68,4	-0,817	-0,494	54,00	-0,801	-0,653	59,30	-0,776	-0,729	42,50	-0,596	-0,676	-286,40
-4,74	5,80		48,2	-60,18		99,48	-128,19		170,69	-286,1		0
73,14			39,59			-2,85			-57,75			-210,05

Thay các trị số vào biểu thức (5-1) ta được các ẩn số (mômen tổng thể):

$$M_1 = -59,51 tm; \quad M_2 = -53,28 tm; \quad M_3 = 4,71 tm;$$

$$M_4 = 101,32 tm \quad \text{và} \quad M_5 = 325,16 tm \quad (\text{h. 5-6b}).$$

Ta cũng tính các lực cắt của vách cứng tổng thể như trên [theo biểu thức (2-35)]:

$$Q_1 = -19,8t; \quad Q_2 = 2,1t; \quad Q_3 = 19,3t;$$

$$Q_4 = 32,2t \quad \text{và} \quad Q_5 = 44,8t \quad (\text{h. 5-6c}).$$

Tương tự như trên, thay trị số vào biểu thức (2-18) ta được các lực cắt của công-xôn thay thế tổng thể như sau:

$$\bar{Q}_1 = 47,2t; \quad \bar{Q}_2 = 48,1t; \quad \bar{Q}_3 = 48,9t$$

$$\bar{Q}_4 = 49,1t \quad \text{và} \quad \bar{Q}_5 = 44,7t \quad (\text{h. 5-6d}).$$

8. Tính toán nội lực của vách cứng thành phần

Như ta đã biết, nội lực của vách cứng tổng thể được phân vào các vách cứng thành phần tỷ lệ theo độ cứng (hay mômen quán tính) của chúng. Tương tự biểu thức (2-33) ta có tỷ số:

— đối với vách cứng phía ngoài:

$$a_{J_1} = \frac{J_1}{\Sigma J} = \frac{2,083}{7,243} = 0,288;$$

— đối với vách cứng phía trong:

$$a_{J_2} = \frac{J_2}{\Sigma J} = \frac{5,160}{7,243} = 0,712.$$

Theo biểu thức (2-34) ta có mômen của các vách cứng:

— phía ngoài:

$$M_{11} = 0,288 (-9936) = -289,57 tm;$$

$$M_{12} = 0,288 (-1159) = -333,79 tm;$$

$$M_{13} = 0,288 (-673) = -193,82 tm;$$

$$M_{14} = 0,288 \cdot 533 = 153,50 tm;$$

$$M_{15} = 0,288 \cdot 4015 = 1156,32 tm;$$

— phía trong:

$$M_{21} = 0,712 (-936) = -666,432 tm;$$

$$M_{22} = 0,712 (-1159) = -825,208 tm;$$

$$M_{23} = 0,712 (-673) = -479,176 tm;$$

$$M_{24} = 0,712 \cdot 533 = 379,196 tm;$$

$$M_{25} = 0,712 \cdot 4015 = 2858,67 tm.$$

Tương tự vậy ta tính lực cắt [theo biểu thức (2-36)]:

— đối với vách cứng phía ngoài:

$$Q_{11} = 0,288 (-19,8) = -5,702t,$$

$$Q_{12} = 0,288 \cdot 2,1 = 0,604t;$$

$$Q_{13} = 0,288 \cdot 19,3 = 5,560t;$$

$$Q_{14} = 0,288 \cdot 32,2 = 9,273t;$$

$$Q_{15} = 0,288 \cdot 44,8 = 12,900t;$$

— đối với vách cứng phía trong:

$$\begin{aligned} Q_{21} &= 0,172 (-19,8) = -14,097t; \\ Q_{22} &= 0,712 \cdot 2,1 = 1,495t; \\ Q_{23} &= 0,712 \cdot 19,3 = 13,741t; \\ Q_{24} &= 0,712 \cdot 32,2 = 22,926t; \\ Q_{25} &= 0,712 \cdot 44,8 = 31,897t. \end{aligned}$$

Lực cắt \bar{Q}_j của côngxon thay thế tổng thể sẽ được phân lên các cột tỷ lệ theo độ cứng (hoặc theo mômen quán tính). Ta có:

$$\text{— đối với cột phía ngoài: } \frac{J_{ng}}{\Sigma J} = \frac{1}{21};$$

$$\text{— đối với cột phía trong: } \frac{J_{tr}}{\Sigma J} = \frac{2}{21}.$$

Cách tính toán tương tự như trên.

9. Tính toán vách cứng đặc không kê đến biến dạng của nó

Tính thời gian dao động (chu kỳ) theo biểu thức

$$T = 2,006 \sqrt{\frac{\sum_{j=0}^{n-1} W_j H_j^2}{K_m + \Sigma K_k}} \quad (5-7)$$

trong đó W_j — đã cho (250t);

H_j — khoảng cách từ các cột đến nền;

K_m — độ cứng chịu uốn của móng vách cứng (đã tính ở trên: $K_m = 0,40 \cdot 10^6 tm$);

ΣK_k — tổng độ cứng của khung (côngxon thay thế tổng thể):

$$\Sigma K_k = K_1 + (n - 2)K + \left(\frac{h_n}{h_n^*}\right)^2 K_n. \quad (5-8)$$

$$\text{Ta có: } \sum_{j=0}^{n-1} H_j = 5 + 8 + 11 + 14 + 17 = 55m;$$

$$\sum_{j=0}^{n-1} H_j^2 = 5^2 + 8^2 + 11^2 + 14^2 + 17^2 = 695 m^2.$$

Thay trị số vào biểu thức (5-8) ta được:

$$\Sigma K_k = \left[1 + (5 - 2) + \left(\frac{5}{4}\right)^2\right] \cdot 0,167 \cdot 10^6 = 0,929 \cdot 10^6 tm.$$

Vậy:

$$K_m + \Sigma K_k = (0,400 + 0,929) \cdot 10^6 = 1,329 \cdot 10^6 tm.$$

Thay trị số vào biểu thức (5-7) ta được:

$$T = 2,006 \sqrt{\frac{250 \cdot 695}{1,329 \cdot 10^6}} = 0,724s.$$

Ở trên ta đã tìm được $T = 0,732s$ [theo biểu thức (4-45)]. Như vậy hai trị số của T gần bằng nhau.

Tính hệ số động lực theo biểu thức (5-4):

$$\rho = \frac{0,75}{0,724} = 1,036.$$

Tính hệ số dạng chuyển động theo biểu thức

$$\psi = H_j \frac{\sum_{j=0}^{n-1} H_j}{\sum_{j=0}^{n-1} H_j^2} \quad (5-9)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-9) ta được:

$$\psi_0 = 17 \cdot 0,0792 = 1,345;$$

$$\psi_1 = 14 \cdot 0,0792 = 1,108;$$

$$\psi_2 = 11 \cdot 0,0792 = 0,871;$$

$$\psi_3 = 8 \cdot 0,0792 = 0,633;$$

$$\psi_4 = 5 \cdot 0,0792 = 0,396.$$

Tính lực trùng phục theo biểu thức trong tự biểu thức (5-6):

$$W_j^* = d\rho\psi_j W_j \quad (5-10)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-10) ta được:

$$W_0^* = 0,08 \cdot 1,036 \cdot 1,345 \cdot 250 = 27,87 \text{ t};$$

$$W_1^* = 0,08 \cdot 1,036 \cdot 1,108 \cdot 250 = 22,95 \text{ t};$$

$$W_2^* = 0,08 \cdot 1,036 \cdot 0,871 \cdot 250 = 18,95 \text{ t};$$

$$W_3^* = 0,08 \cdot 1,036 \cdot 0,633 \cdot 250 = 13,12 \text{ t};$$

$$W_4^* = 0,08 \cdot 1,036 \cdot 0,396 \cdot 250 = 8,20 \text{ t}.$$

Như vậy các lực trùng phục tính theo biểu thức (5-10) (không kể đến biến dạng của vách cứng) và tính theo biểu thức (5-6) (có kể đến biến dạng của vách cứng) gần như nhau.

Mômen ô mép dưới của côngxon thay thế tổng thể do lực trùng phục gây ra là:

$$m_H = 27,87 \cdot 17 + 22,95 \cdot 14 + 18,95 \cdot 11 + 13,12 \cdot 8 + 8,20 \cdot 5 = 1140 \text{ t.m.}$$

Lực cắt của côngxon thay thế tổng thể tính theo các biểu thức sau đây :

$$\bar{Q}_j = \frac{K_j}{K_m + \sum K_k} \cdot m_H; [j = 1, 2, \dots, (n-1)] \quad (5-11)$$

$$\bar{Q}_n = \frac{K_n \cdot h_n}{K_m + \sum K_k} \cdot m_H \cdot (j = n) \quad (5-12)$$

Thay trị số vào các biểu thức (5-11) và (5-12) ta được :

$$\bar{Q}_1 = \bar{Q}_2 = \bar{Q}_3 = \bar{Q}_4 = \frac{0,167 \cdot 10^6}{1,329 \cdot 10^6} \cdot 1140 = 47,71 \text{ t};$$

$$\bar{Q}_5 = \frac{0,167 \cdot 10^6}{1,329 \cdot 10^6} \cdot \frac{5}{4} \cdot 1140 = 44,73 \text{ t},$$

Mômen ở mép dưới của côngxon thay thế tổng thể tính theo biểu thức

$$\bar{M}_n = \frac{1}{1 + \frac{\sum K_k}{K_m}} \cdot m_H \quad (5-13)$$

Vậy :

$$\bar{M}_5 = \frac{1}{1 + \frac{0,929}{0,400}} \cdot 1140 = 343,7 \text{ tm}.$$

Như vậy kết quả tính toán theo phương pháp chính xác (có kể đến biến dạng) và tính toán theo phương pháp gần đúng (không kể đến biến dạng) gần như nhau.

B - Tính toán theo động lực

1. Số liệu cho trước

Tính nhà khung khớp 10 tầng có sơ đồ và kích thước mặt bằng như ở hình 5-2. Xét thời gian dao động chính của hệ vách cứng đặc và khung nhà do tải trọng động đất gây ra nội lực và các trạng thái biến dạng. Xét ảnh hưởng của động đất theo phương ngang nhà.

Các tầng có chiều cao như nhau ($h_1 = h = h_n = h_n^* = 3,0 \text{ m}$). Vách cứng đặc có $E = 2,75 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$, khung có $E = 3,50 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$. Hệ số nền $c = 0,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^3$. Tải trọng phân bố đều

$$\omega = \frac{250}{3} = 83,33 \text{ t/m}.$$

2. Tính toán độ cứng

Mômen quán tính và độ cứng đã tính ở trên. Độ cứng của vách cứng chịu cắt tính theo biểu thức (3-5):

$$K_c = \frac{12 \cdot 2,75 \cdot 10^6 \cdot 7,243}{3^2 \left(1 + \frac{6 \cdot 7,243}{3 \cdot 0,1232} \right)} = 55,67 \cdot 10^3 \text{ t}.$$

3. Tính toán vách cứng đặc có kể đến biến dạng của nó

a) Tính toán thời gian dao động

Tính thời gian dao động (chu kỳ) theo biểu thức

$$T = kH^2 \sqrt{\frac{\omega}{K_u}}, \quad (5-14)$$

trong đó k — hệ số dao động:

$$k = \frac{1,4185}{A} \sqrt{\frac{\sum_{\xi=0,0}^{1,0} \gamma_{\xi} \eta_{\Delta\xi}^2}{\sum_{\xi=0,0}^{1,0} \gamma_{\xi} \eta_{\Delta\xi}}}. \quad (5-15)$$

A — thông số độ cứng, xác định theo biểu thức (3-30);

γ_{ξ} — lấy theo nguyên lý Simpson:

$\gamma_{0,0} = 1; \quad \gamma_{0,1} = 4; \quad \gamma_{0,2} = 2; \quad \gamma_{0,3} = 4; \dots$

$\gamma_{0,8} = 2; \quad \gamma_{1,0} = 1;$

$\eta_{\Delta\xi}$ — hệ số độ võng, xác định theo biểu thức (3-120);

ω — tải trọng phân bố đều (đã cho bằng 83,33 t/m).

Thay trị số vào biểu thức (3-30) ta được:

$$A = \sqrt{\frac{56,67 \cdot 10^9}{19,92 \cdot 10^6}} \cdot 3,0 = 1,585.$$

Tính hệ số nhàn C_1 trong biểu thức (3-120) theo biểu thức (3-50) với trường hợp tải trọng phân bố đều.

Tính thông số độ cứng B trong biểu thức (3-50) theo biểu thức (3-31):

$$B = \frac{19,92 \cdot 10^6}{30 \cdot 0,40 \cdot 10^6} = 1,656.$$

Thay trị số vào biểu thức (3-50) ta được:

$$C_1 = \frac{1,585 - 1,585 \cdot 1,656 (\operatorname{ch} 1,585 - 1) - \operatorname{sh} 1,585}{\operatorname{ch} 1,585 + 1,585 \cdot 1,656 \operatorname{sh} 1,585} = -0,5532.$$

Tính $\eta_{\Delta\xi}$ theo biểu thức (3-120) sau đó tính $\eta_{\Delta\xi}^2$ (xem bảng 5-8).

Thay trị số vào biểu thức (5-15) ta được:

$$k = \frac{1,4185}{1,585} \sqrt{\frac{6,8724}{12,529}} = 0,6628 \text{ sm}^{-0,5}.$$

Thay trị số vào biểu thức (5-14) ta được:

$$T = 0,6628 \cdot 30^2 \sqrt{\frac{83,33}{19,92 \cdot 10^6}} = 1,22 \text{ s.}$$

b) *Tính toán tải trọng động đất*

Tải trọng động đất xem như phân bố theo dạng tam giác (cường độ lớn nhất tại mép trên của hệ).

Cường độ lớn nhất tại mép trên của hệ tính theo biểu thức

$$\omega_0 = d \rho k_0 \omega, \quad (5-16)$$

trong đó d — hệ số động đất, lấy theo bảng 5-7 (ở đây lấy $d = 0,08$);

ρ — hệ số động lực, xác định theo biểu thức (5-4);

k_0 — hệ số dao động tại mép trên, lấy $k_0 = 1,5$;

ω — tải trọng phân bố đều (đã cho bằng $83,33 \text{ l/m}$).

Ta có:
$$\rho = \frac{0,75}{1,22} = 0,615.$$

Thay trị số vào biểu thức (5-16) ta có:

$$\omega_0 = 0,08 \cdot 0,615 \cdot 1,5 \cdot 83,33 = 6,15 \text{ l/m}.$$

Tính toán bộ tải trọng động đất:

$$W = \frac{1}{2} \omega_0 \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 6,15 \cdot 30 = 92,25 \text{ t}.$$

Tính phần trăm tải trọng động đất so với toàn bộ tải trọng:

$$\frac{92,25}{83,33 \cdot 30} \cdot 100 = 3,96\%.$$

Bảng 5-8

Tính η_{Δ} theo biểu thức (3-120)

ξ	$A\xi$	$\text{sh}A$	$\text{ch}A$	$\frac{\text{sh}A - \text{sh}A\xi}{\text{sh}A}$	$\frac{\text{ch}A - \text{ch}A\xi}{\text{ch}A}$	$1 - \xi^2$	$C_1(\frac{\text{sh}A - \text{sh}A\xi}{\text{sh}A})$	[...]	$\frac{2}{\Delta^2} [\dots]$	η_{Δ}	η_{Δ}^2
0,0	0,0000	0,0000	1,0000	2,3372	1,5421	1,0000	-1,2929	0,2492	0,1984	0,8016	0,6426
0,1	0,1585	0,1592	1,0126	2,1780	1,5285	0,990	-1,2049	0,3246	0,2584	0,7316	0,5325
0,2	0,3170	0,3223	1,0507	2,0149	1,4914	0,960	-1,1146	0,3768	0,3000	0,6600	0,4356
0,3	0,4755	0,4936	1,1152	1,8436	1,4269	0,910	-1,0199	0,4070	0,3240	0,5860	0,3434
0,4	0,6340	0,6773	1,2078	1,6599	1,3343	0,840	-0,9183	0,4160	0,3312	0,5088	0,2589
0,5	0,7925	0,8781	1,3308	1,4591	1,2113	0,750	-0,8072	0,4041	0,3217	0,4283	0,1834
0,6	0,9510	1,1010	1,4873	1,2362	1,0548	0,640	-0,6839	0,3709	0,2953	0,3447	0,1188
0,7	1,1095	1,3516	1,6813	0,9856	0,8608	0,510	-0,5452	0,3156	0,2513	0,2587	0,0669
0,8	1,2680	1,6362	1,9176	0,7010	0,6245	0,360	-0,3878	0,2367	0,1884	0,1716	0,0294
0,9	1,4265	1,9620	2,2021	0,3752	0,3400	0,190	-0,2076	0,1321	0,1054	0,0846	0,0072
1,0	1,5850	2,3372	2,5411	0,0000	0,0000	0,000	-0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Tính lực cắt tổng thể, mômen tổng thể, hệ số độ võng và độ võng

ξ	$C_{1sh}A\xi^2$	η_M	$\xi - 1$	$C_{1ch}A\xi^2$	τ_Q	τ_Q	τ_Q	τ_M	η_Δ	M	Q	\bar{Q}	\bar{M}	Δ
0,0	0,0000	0,0000	-1,0	-1,0197	-0,3888	-0,4906	0,4906	0,0000	0,8102	0	-45,3	45,3	0	0,0269
0,1	0,1623	-0,0497	-0,9	-1,0525	-0,2424	-0,3059	0,1959	0,0714	0,7358	-110	-28,2	45,7	137	0,0244
0,2	0,3286	-0,0779	-0,8	-1,0711	-0,1182	-0,1491	0,5091	0,1490	0,6612	-172	-13,8	47,0	275	0,0219
0,3	0,5033	0,0881	-0,7	-1,1372	-0,0127	-0,0160	0,5260	0,2272	0,5830	-194	-1,5	48,5	419	0,0193
0,4	0,6906	0,0828	-0,6	-1,2316	+0,0766	+0,0966	0,5134	0,3069	0,5033	-182	8,9	50,1	566	0,0167
0,5	0,8951	0,0646	-0,5	-1,3570	0,1520	-0,1918	0,5582	0,3901	0,4201	-142	17,7	51,5	720	0,0139
0,6	1,1227	0,0351	-0,4	-1,5166	0,2153	0,2717	0,5683	0,4743	0,3359	-78	25,1	52,4	875	0,0111
0,7	1,3782	0,0031	-0,3	-1,7114	0,2681	0,3383	0,5717	0,5603	0,2499	7	31,2	52,7	1034	0,0083
0,8	1,6684	0,0192	-0,2	-1,9551	0,3117	0,3933	0,5667	0,6452	0,1650	108	36,3	52,3	1190	0,0055
0,9	2,0007	0,1014	-0,1	-2,2455	0,3471	0,4383	0,5517	0,7299	0,0803	223	40,4	50,9	1347	0,0027
1,0	2,3832	0,1580	-0,0	-2,5922	0,3759	0,4743	0,5257	0,8102	0,0000	350	43,8	48,5	1495	0,0000

a) *Tính toán nội lực và độ võng.*

Nội lực tính theo các biểu thức (3-54), (3-55), (3-58) và (3-62), trong đó các hệ số tính theo các biểu thức (3-56), (3-57), (3-59) và (3-64) với trường hợp tải trọng tam giác; hệ số nhân C_1 tính theo biểu thức (3-50) với trường hợp tải trọng tam giác:

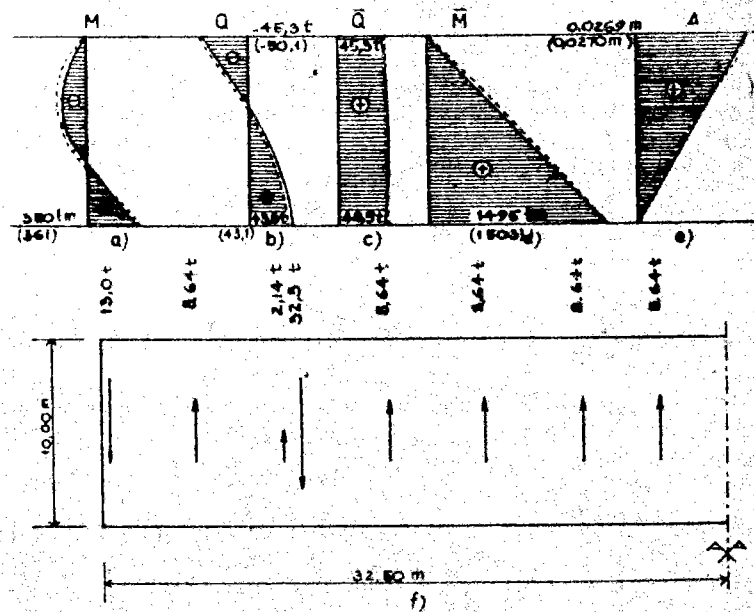
$$C_1 = \frac{\frac{1,585}{2} - \frac{1}{1,585} - \text{sh } 1,585 - 1,585 \cdot 1,656 \text{ ch } 1,585}{\text{ch } 1,585 + 1,585 \cdot 1,656 \text{ sh } 1,585} = -1,0197.$$

Ta tính m_H và W_H^* trong các biểu thức ở trên như sau:

$$m_H = \frac{1}{3} \omega_0 \cdot H^2 = \frac{1}{3} 6,15 \cdot 30^2 = 1845 \text{ tm};$$

$$W_H^* = \frac{1}{2} \omega_0 \cdot H = \frac{1}{2} 6,15 \cdot 30 = 92,25 \text{ t}.$$

Các trị số nội lực tính được (h.5-7) như ở bảng 5-9.



Hình 5-7. Các biểu đồ nội lực và độ võng:

- a) mômen tổng thể; b) lực cắt tổng thể; c) mômen tổng thể của vách cứng chịu cắt; d) lực cắt tổng thể của vách cứng chịu cắt; e) độ võng ngang (đường nét liền là kết quả tính có kể đến biến dạng, nét đứt - không kể đến biến dạng của vách cứng đặc); f) tải trọng truyền lên sàn.

Độ võng ngang được tính theo biểu thức (3-121), trong đó δ_0 là độ võng tại mép trên của hệ, tính theo biểu thức (3-104):

$$\delta_0 = \frac{1845}{55,67 \cdot 10^3} = 0,03314 \text{ m}.$$

Thay các trị số vào biểu thức (3-121) ta sẽ tính được Δ (xem bảng 5-9 và hình 5-7).

Tính lực cắt của khung :

— đối với cột phía ngoài :

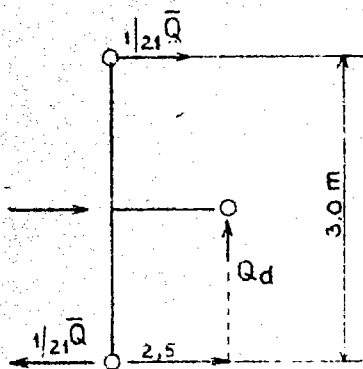
$$Q_{\text{cng}} = \frac{1}{21} \bar{Q} = 0,0476 \bar{Q};$$

— đối với cột phía trong :

$$Q_{\text{ctr}} = \frac{2}{21} \bar{Q} = 0,0952 \bar{Q};$$

— đối với dầm (h. 5-8) :

$$Q_d = \frac{3}{21 \cdot 2,5} \bar{Q} = 0,0571 \bar{Q}.$$



Hình 5-8. Sơ đồ xác định lực cắt của dầm.

Tính mômen của khung :

— đối với cột phía ngoài : $M_{\text{cng}} = 1,5 \cdot Q_{\text{cng}};$

— đối với cột phía trong : $M_{\text{ctr}} = 1,5 \cdot Q_{\text{ctr}};$

— đối với dầm : $M_d = 2,5 \cdot Q_d;$

Như vậy :

$$M_{\text{cng}} = 1,5 \cdot 0,0476 \cdot \bar{Q} = 0,0714 \bar{Q};$$

$$M_{\text{ctr}} = 1,5 \cdot 0,0952 \bar{Q} = 0,1428 \bar{Q};$$

$$M_d = 2,5 \cdot 0,0571 \bar{Q} = 0,1427 \bar{Q}.$$

Nếu xét theo phương dọc thì các cột phía trong không chịu lực, còn các cột phía ngoài sẽ

được phân một lực bằng $\frac{4}{21} \bar{M};$

$$N_{\text{cng}} = \frac{4}{21} \cdot \frac{\bar{M}}{21} = \frac{4}{21} \cdot \frac{\bar{M}}{2,5} = 0,0190 \bar{M}.$$

Tính nội lực lớn nhất ở mép dưới của hệ :

— đối với vách cứng phía ngoài :

$$M_{\text{ng}} = a_{J_1} \cdot M = 0,288 \cdot 350 = 100,7 \text{ tm};$$

$$Q_{\text{ng}} = a_{J_1} \cdot Q = 0,288 \cdot 43,8 = 12,6 \text{ t};$$

— đối với vách cứng phía trong :

$$M_{\text{tr}} = a_{J_2} \cdot M = 0,712 \cdot 350 = 249,3 \text{ tm};$$

$$Q_{\text{tr}} = a_{J_2} \cdot Q = 0,712 \cdot 43,8 = 31,2 \text{ t};$$

— đối với cột :

$$N_{\text{cng}} = 0,0190 \bar{M} = 0,0190 \cdot 1495 = 28,5 \text{ t};$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{\text{cng}} &= 0,0476 \cdot 52,7 = 2,51 \text{ t}; \\ Q_{\text{ctr}} &= 0,0952 \cdot 52,7 = 5,02 \text{ t}; \end{aligned} \right\} (x=0,7H)$$

$$M_{\text{cng}} = 1,5 \cdot 2,51 = 3,76 \text{ tm};$$

$$M_{\text{ctr}} = 1,5 \cdot 5,02 = 7,52 \text{ tm}.$$

Tính nội lực của dầm :

$$Q_d = 0,0571 \cdot 52,7 = 3,01l;$$

$$M_d = 2,5 \cdot 3,01 = 7,52 tm.$$

4. Tính toán vách cứng đặc không kê đến biến dạng của nó

Cường độ lớn nhất của tải trọng động đất tại mép trên tính theo biểu thức

$$\omega_o = 0,9712 \frac{K_c}{H} \sqrt{\left(K_c + \frac{K_m}{H}\right) \omega}. \quad (5-17)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-17) ta được:

$$\omega_o = 0,9712 \frac{55,67 \cdot 10^3}{30} \sqrt{\left(55,67 \cdot 10^3 + \frac{0,40 \cdot 10^6}{30}\right) 83,33} = 6,213 l/m.$$

Tính mômen tại mép dưới của côngxon:

$$m_H = \frac{1}{3} \omega_o H^2 = \frac{1}{3} \cdot 6,213 \cdot 30^2 = 1864 tm.$$

Tính hệ số nhân theo biểu thức

$$k_1 = \frac{1}{1 + \frac{K_m}{H \cdot K_c}} \quad (5-18)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-18) ta được:

$$k_1 = \frac{1}{1 + \frac{0,40 \cdot 10^6}{30 \cdot 55,67 \cdot 10^6}} = 0,8064.$$

Tính mô men tổng thể tại mép dưới theo biểu thức

$$M_H = (1 - k_1) m_H. \quad (5-19)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-19) ta được:

$$M_H = (1 - 0,8064) \cdot 1864 = 361 tm.$$

Tính lực cắt tổng thể theo biểu thức

$$\bar{Q}_H = k_1 \frac{m_H}{H}. \quad (5-20)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-20) ta được:

$$\bar{Q} = 0,8064 \cdot \frac{1864}{30} = 50,10l.$$

Tính độ võng ngang tại mép trên theo biểu thức

$$\Delta_o = k_1 \frac{m_H}{K_c}. \quad (5-21)$$

Thay trị số vào biểu thức (5-21) ta được:

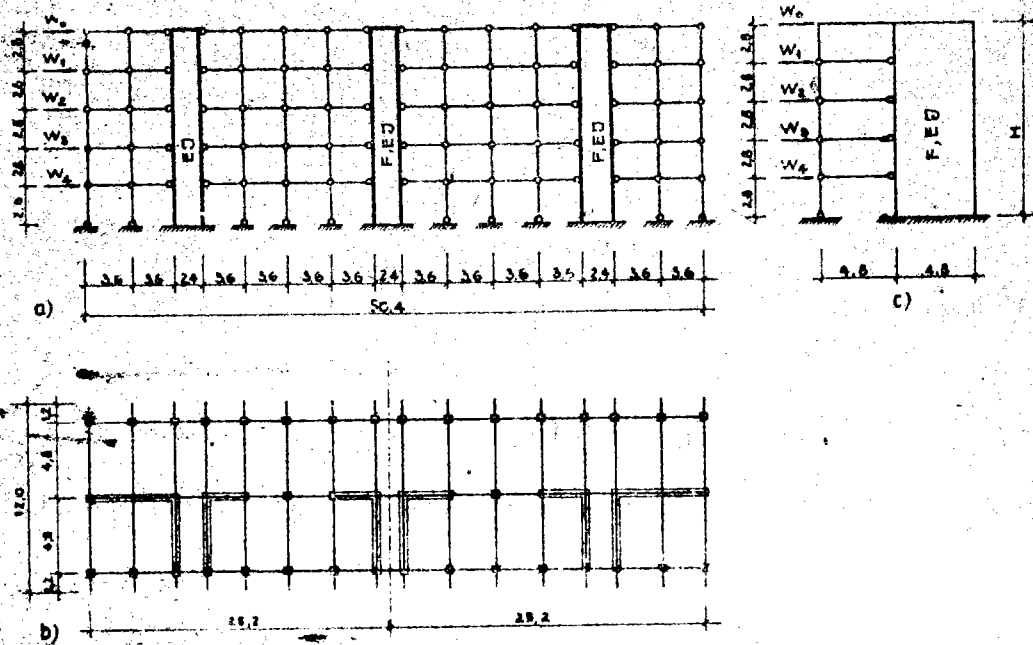
$$\Delta_o = 0,8064 \cdot \frac{1864}{55,67 \cdot 10^3} = 0,0270m.$$

Kết quả nội lực và độ võng tính được gần giống như khi tính có kê đến biến dạng (xem hình 5-7).

§6. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ NHÀ KHUNG KHỚP

Hình 6-1 trình bày một ví dụ về kiểu kết cấu nhà khung khớp.

Nhà gồm ba đơn nguyên và được bố trí đối xứng. Chiều dài nhà 50,4 m, chiều rộng nhà 12 m (hai bên có công-xôn 1,2 m). Chọn bước cột 3,6 m và 2,4 m. Chọn cột bê-tốt diện tích 25×25 cm, chiều cao tầng chọn như nhau (2,8 m).



Hình 6-1. Một sơ đồ khung khớp được chọn khi thiết kế nhà khung lắp ghép (kích thước trong hình tính bằng m): a) mặt cắt dọc; b) mặt bằng; c) mặt cắt ngang.

Theo phương ngang nhà, các vách cứng thẳng đứng là các tường cầu thang. Nhà có sáu vách cứng theo phương ngang (h. 6-1b). Theo phương dọc nhà, các vách cứng thẳng đứng được bố trí trùng với vị trí trục đối xứng (h. 6-1b). Các vách cứng thẳng đứng đều chọn là vách cứng đặc (không có lỗ cửa), chúng được lắp ghép bằng các cấu kiện bê-tốt cốt thép, chỉ đổ tại chỗ hai trụ hai bên liên tục từ móng đến mái.

Khoảng cách lớn nhất cho phép giữa hai vách cứng thẳng đứng là 36 m. Ở đây khoảng cách lớn nhất giữa hai vách cứng là 7,2 m (theo phương dọc nhà) và 14,4 m (theo phương ngang nhà). Như vậy là chưa vượt quá khoảng cách cho phép.

Khoảng cách lớn nhất cho phép giữa hai khe lún là 60 m. Ở đây chiều dài nhà 50,4 m nên cho phép không bố trí khe lún.

Các vách cứng nằm ngang (1) (sàn và trần) được lắp ghép bằng panen sau đổ đặt cốt thép và đổ bê-tốt sỏi nhỏ mac bằng hoặc lớn hơn của bê-tốt panen để

1. Để cho gọn, sau đây không nói vách cứng nằm ngang nữa, mà chỉ nói sàn nhưng phải hiểu là có cả trần (NBT).

liền thành khối liên tục suốt trong từng tầng. Xung quanh sàn có các giằng dài 2,4 m và 3,6 m; rộng 0,6 m và có chiều dày bằng chiều dày của sàn (lắp ghép hoặc đổ tại chỗ). Các tấm panen sàn được gối lên dầm.

I. Nguyên lý tính toán

Như đã nói ở trên, trong sơ đồ kết cấu khung khớp, tải trọng thẳng đứng (trọng lượng bản thân nhà và các hoạt tải) được truyền qua khung xuống các móng dọc lập, còn tải trọng nằm ngang (gió, động đất, do sai số thi công, do thay đổi nhiệt độ và do biến dạng của nền móng, được truyền từ các vách cứng nằm ngang (sàn và trần) qua vách cứng thẳng đứng (trường) xuống móng theo hai phương (ngang và dọc nhà).

Tất cả các vách cứng nằm ngang đều được giả thiết có độ cứng vô cùng (tuyệt đối cứng) và liền thành khối trong mỗi tầng để tiếp nhận tải trọng nằm ngang. Cũng chính vì vậy nên các vách cứng nằm ngang có khả năng đảm bảo độ cứng của nhà theo phương nằm ngang, nên trong tính toán được xem như các dầm liên tục gối trên các gối tựa là những vách cứng thẳng đứng.

Các vách cứng thẳng đứng tiếp nhận các tải trọng nằm ngang để truyền xuống móng và là chỗ dựa (ôn định) của ngôi nhà, chúng được cấu tạo liên tục từ móng đến mái và được coi như dầm công-xôn ngầm dân hồi vào nền. Các vách cứng này không có sự liên kết cứng với mép cột nên khi chịu tải trọng nằm ngang thì không xuất hiện thêm lực phụ đối với cột.

Các cấu kiện (cột, dầm, giằng) trong khung được liên kết với nhau bằng khớp. Khung ôn định được là nhờ các vách cứng thẳng đứng và các vách cứng nằm ngang. Nếu không có các vách cứng thẳng đứng thì hệ khung trở thành hệ biến hình.

Hai đầu cột được giả thiết là liên kết khớp và được tính toán như cấu kiện chịu nén trung tâm. Dầm đỡ sàn được tính như dầm liên tục gối tự do lên cột.

Khi có các vách cứng thẳng đứng có lỗ cửa (bị giảm yếu) thì việc tính toán khá phức tạp⁽¹⁾. Ở đây ta chọn các vách cứng thẳng đứng đều là vách cứng đặc (không có lỗ cửa) nên việc tính toán khá đơn giản.

Trường hợp các vách cứng thẳng đứng bố trí không đối xứng thì trục trọng tâm của nhà không trùng với trục tác dụng của tổng tải trọng nằm ngang, cho nên sẽ có mômen lệch tâm.

Tải trọng nằm ngang do thi công được kể đến khi tính toán sức bền của cột và sàn.

Tải trọng nằm ngang do gió và động đất sẽ được dùng để tính độ võng ngang của nhà. Độ võng ngang cho phép của nhà được tính theo điều kiện thực nghiệm

$$[\Delta] < \frac{H}{1000}, \quad (6-1)$$

trong đó H — chiều cao của nhà (từ móng đến mái).

1. Lúc đó không thể tính toán độ cứng một cách trực tiếp được, mà phải thông qua độ võng để tính độ cứng tính đổi EJ theo phương pháp Rosman hay phương pháp Sagin.

Tính toán giằng tường bao quanh sàn như các cấu kiện chịu uốn, vì chúng cùng chịu uốn với sàn. Các giằng này cũng phải liên tục (không gián đoạn) suốt cả nhà và cùng với các panen sàn tạo thành một khối liên tục (vách cứng sàn), cho nên hai đầu giằng có khâu để ôm lấy cột (h. 1-3) khi lắp ghép xong sẽ tạo thành hốc để chèn bê tông sỏi nhỏ mac bằng hoặc lớn hơn mac bê tông giằng.

2. Tính toán tải trọng nằm ngang

a) Tải trọng gió

Tải trọng gió phụ thuộc vào chiều cao nhà và các điều kiện: hệ số giảm áp, cấp công trình, địa điểm xây dựng. Nếu chiều cao nhà trên 20m thì biểu đồ phân bố tải trọng gió lấy theo dạng hình thang, nếu dưới 20m thì lấy theo dạng chữ nhật (đều). Nếu sơ đồ nhà có lôgia ở một hoặc cả hai phía (trước và sau) thì diện tích hứng gió sẽ tăng lên. Ta chuyển tải trọng gió phân bố thành tải trọng tập trung tác dụng vào các vách cứng nằm ngang và từ đó truyền vào các vách cứng thẳng đứng tỷ lệ theo độ cứng của từng vách cứng thẳng đứng.

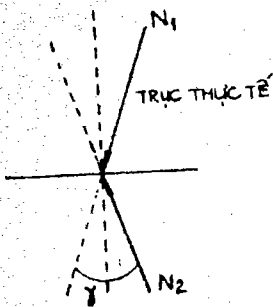
b) Tải trọng nằm ngang do sai số thi công

Do việc đúc cột không đúng thiết kế và việc lắp ghép cột không đúng làm nên đường tác dụng của lực pháp tuyến trong cột là gãy khúc (các điểm gãy tại cao độ mặt sàn). Sự gãy khúc đó tạo nên tải trọng nằm ngang T gọi là lực ổn định ngang và xác định theo biểu thức

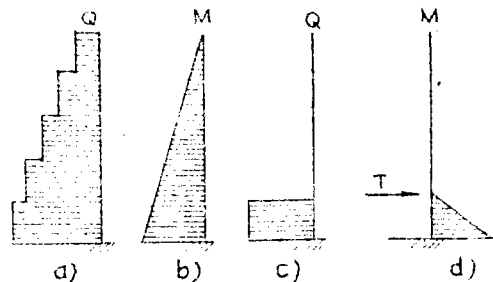
$$T = N \gamma, \quad (6-2)$$

trong đó N — lực dọc tác dụng lên cột (h. 6-2);

γ — góc lệch của cột.



Hình 6-2. Sơ đồ lực dọc tác dụng lên cột và góc lệch của cột.



Hình 6-3. Nội lực do tải trọng nằm ngang sinh ra: a, b) do gió; c, d) do lực ổn định ngang.

Lực ổn định ngang này được xem như phân bố đều và cho phép tính vào tổ hợp tải trọng chung cùng hướng với tải trọng gió và được truyền từ cột đến sàn đang xét. Lực ổn định ngang chỉ xét từng tầng mà không cộng nhiều tầng (khác với các tải trọng nằm ngang khác, xem hình 6-3).

Trong các sách chuyên môn và các tiêu chuẩn, quy phạm hiện hành người ta thường bỏ qua không trình bày phương pháp xác định tải trọng sinh ra do sự gãy khúc của trục cột tác dụng trong mặt phẳng sàn.

Đối với những nhà khung ít tầng, vì lực pháp tuyến trong cột nhỏ, do đó tải trọng nằm ngang do cột gây khúc tác dụng lên sàn không đáng kể.

Những nhà khung nhiều tầng đã xây dựng ở Liên Xô trong những năm năm mươi thường có sàn nhà làm bằng bê tông cốt thép đúc tại chỗ và có đủ số lượng cốt thép thừa sức chống đỡ tải trọng nằm ngang sinh ra do trục của cột nhà bị gãy khúc. Nhưng vấn đề sẽ trở nên nghiêm trọng khi trong những nhà khung nhiều tầng sàn lại làm bằng bê tông cốt thép lắp ghép. Trường hợp này sàn phải có đủ sức chịu lực cần thiết để chống đỡ mọi tải trọng sinh ra trong mặt phẳng của nó.

Ở phần trên của nhà khung nhiều tầng, khi lực pháp tuyến trong cột nhỏ, tải trọng cơ bản trong mặt phẳng sàn là tải trọng gió, còn ở phần dưới thì tải trọng gió giảm và lực pháp tuyến trong cột tăng. Như vậy lực do trục cột bị gãy khúc sinh ra trở thành nhân tố quyết định khi tính toán sức bền của sàn trong mặt phẳng của nó.

Góc lệch của cột có thể xác định từ độ lệch tiêu chuẩn cho phép khi lắp đặt cột. Trong bảng 6 của СНиП. I-A.4-62 quy định độ nghiêng cho phép khi lắp ghép cột dài 6 m theo độ chính xác 2-Y là 30 mm.

Nếu ta giả thiết rằng mỗi nối của hai cột lệch với vị trí thiết kế một khoảng bằng 15 mm, còn đầu mút kia của những cột đó cũng lệch một trị số như vậy nhưng về phía khác thì góc lệch của cột dài 6 m sẽ là:

$$\gamma = \frac{15 \cdot 4}{6000} = 0,01.$$

Để kiểm tra trị số đó và xác định góc lệch thực tế của trục cột, người ta đã phân tích kết quả lắp ghép một trong những công trình cao nhất ở Liên Xô: ngôi nhà của Viện thiết kế Thủy lực. Hàng nghìn lần đo đạc góc gãy thực tế của cột đã được đồng hợp theo phương pháp thống kê. Kết quả nghiên cứu đó đã chỉ rõ là góc lệch của cột $\gamma = 0,012$.

Cũng theo kết quả phân tích sự gãy khúc của cột khung ngôi nhà Viện thiết kế Thủy lực, khi xét đến tác dụng đồng thời của n điểm gãy của cột lên trên mặt sàn, góc lệch của cột có thể lấy bằng:

$$\gamma_n = \frac{0,012}{\sqrt{n}}, \quad (6-3)$$

trong đó n — số điểm gãy của cột tác dụng lên mặt sàn được đồng thời xét đến trong sơ đồ tính toán đang nghiên cứu.

Góc lệch γ_n có thể lấy theo biểu đồ ở hình 6-4.

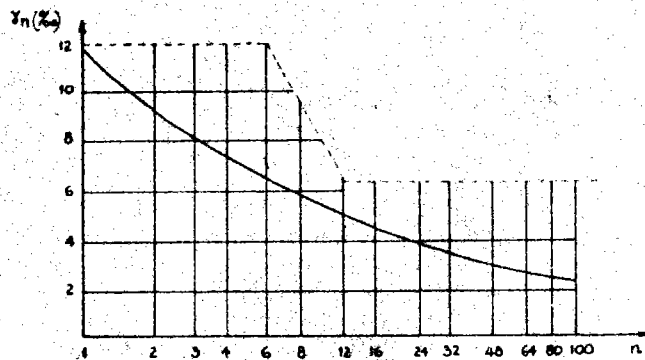
Theo quy phạm của Cộng hòa Dân chủ Đức, khi tính toán tải trọng tác dụng trong mặt phẳng sàn ta lấy tải trọng nằm ngang do sự gãy khúc của cột gây ra bằng 1% nội lực pháp tuyến trong cột khi có không quá sáu cột đồng thời tác dụng vào, bằng 0,67% khi có nhiều hơn 12 cột đồng thời tác dụng (thể hiện bằng đường nét đứt ở hình 6-4).

Theo СНиП III-B. 3-62, khi lắp ghép, độ lệch tâm hai đầu cột theo phương thẳng đứng không được lớn hơn $0,001h$ (h — chiều cao của cột). Như vậy sai số cho phép theo quy phạm tính toán an toàn hơn quy phạm thi công.

Quy phạm Công hòa Dân chủ Đức xác định lực ổn định ngang theo biểu thức

$$T = \frac{V}{100}, \quad (6-4)$$

trong đó V — toàn bộ tải trọng thẳng đứng ở phía trên sàn đang xét.



Hình 6-4. Biểu đồ để tra góc lệch γ_n .

Được phép giảm lực ổn định ngang theo quy định sau đây :

1. theo phương tải trọng thẳng đứng ít nhất phải có ba hàng cột song song;
2. số lượng cột gậy khúc trong phạm vi hai vách cứng thẳng đứng phải lớn hơn 6 ;
3. từng cột phải lắp ghép thẳng đứng.

Sự giảm lực ổn định ngang phụ thuộc vào số lượng cột được thể hiện trong biểu thức sau đây [sửa đổi biểu thức (6-4)] :

$$T = \frac{V}{100} W, \quad (6-5)$$

trong đó w — hệ số (%), phụ thuộc vào số lượng cột, lấy theo bảng 6-1.

Bảng 6-1

Giá trị của hệ số W

Số lượng cột	(W)%
6	100
12	67
25	50

Chỉ dẫn bảng 6-1. Các trị số không đúng trong bảng thì lấy theo phương pháp nội suy theo tỷ lệ đường thẳng.

3. Tính toán các bộ phận

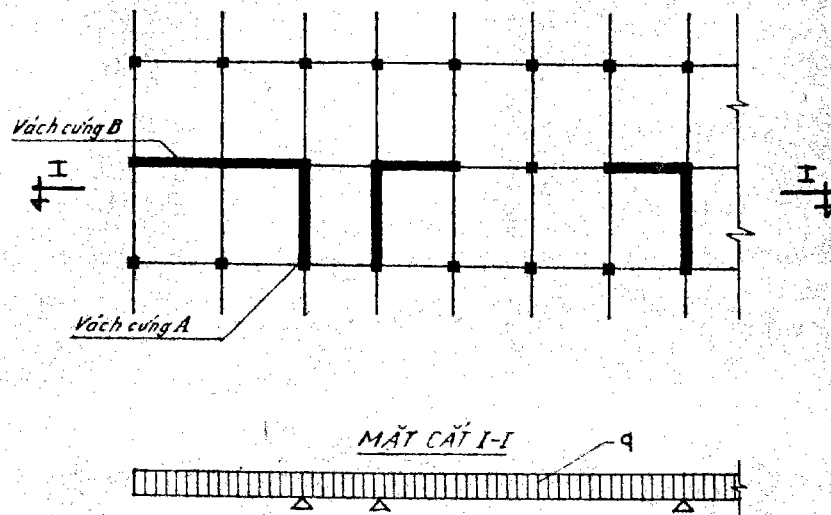
a) Tính toán vách cứng nằm ngang

Sàn của những ngôi nhà thuộc hệ khung lắp ghép thì ngôi chèn nặng chịu tải trọng thẳng đứng còn phải bảo đảm tính không biến hình của ngôi nhà trong

mặt phẳng nằm ngang, phân bố tải trọng nằm ngang lên các vách cứng thẳng đứng, đồng thời cùng với các vách cứng thẳng đứng (trường) bảo đảm ổn định tổng thể của công trình.

Khi xác định nội lực (lực cắt và mômen) trong sàn, ta xem sàn như một dầm liên tục, gối lên các gối tựa là các vách cứng thẳng đứng. Nói chung trường hợp mặt bằng ngôi nhà bố trí không đối xứng, các vách cứng thẳng đứng này có chuyển vị ngang không đều thì các vách cứng thẳng đứng xem như gối tựa đàn hồi của dầm liên tục (sàn). Trường hợp chiều cao nhà thấp và các vách cứng thẳng đứng bố trí đối xứng thì các vách cứng thẳng đứng được xem như gối tựa cố định của dầm liên tục (sàn).

Sơ đồ để tính nội lực trong sàn như ở hình 6-5 (vì mặt bằng nhà bố trí đối xứng nên chỉ cần tính cho một nửa).



Hình 6-5. Sơ đồ để tính nội lực trong sàn.

Tải trọng cơ bản tác dụng trong mặt phẳng sàn⁽¹⁾ gồm tải trọng gió, tải trọng động đất và tải trọng sinh ra do thi công⁽²⁾.

Tải trọng gió được xác định trên diện tích chịu tải có chiều cao bằng khoảng cách giữa các mặt sàn và thông thường thì phân bố đều theo chiều dài của mặt sàn.

Sau đây ta xét cho hai trường hợp.

a) Trường hợp sàn được xem như dầm liên tục gối trên các gối tựa cố định

Sau khi tính được các tải trọng truyền lên mặt sàn, bằng các phương pháp quen thuộc trong cơ học kết cấu, ta xác định được mômen và lực cắt tại các tiết diện cần tính toán (xem ví dụ 6-1).

Ví dụ 6-1. Tính nội lực trong sàn do lực ổn định ngang T sinh ra.

1. Trong một số trường hợp còn có tải trọng sinh ra do sự biến thiên của nhiệt độ, do biến dạng của nền móng.

2. Tải trọng sinh ra do thi công bao gồm việc đúc cột không đúng thiết kế và việc lắp ghép cột không đúng tâm khiến cho trục của cột bị gãy khúc tại những chỗ liên kết

Ở mỗi một cột của tầng một lấy tải trọng pháp tuyến trung bình là $50t$. Ở hai đầu hồi trong khoảng ngoài vách cứng thẳng đứng có sáu cột.

Tính lực ổn định ngang theo biểu thức (6-2).

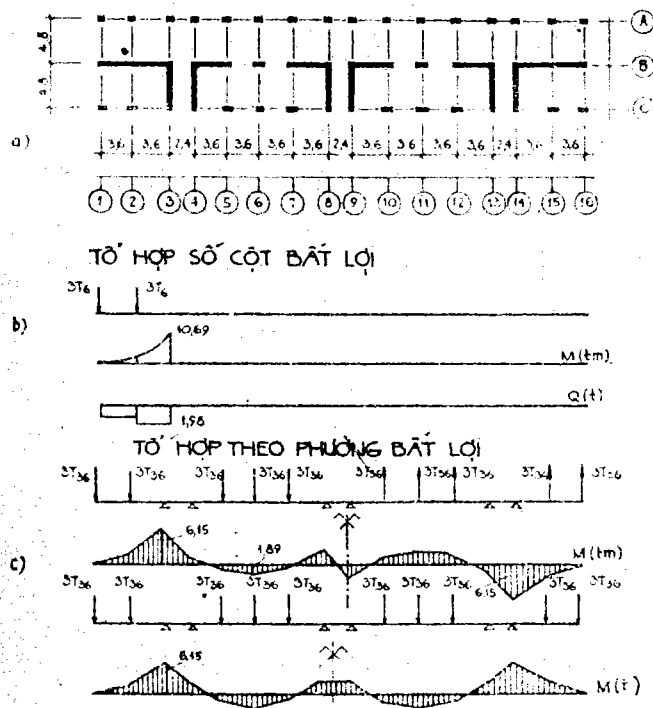
Theo biểu đồ ở hình 6-4 ta được góc lệch của cột $\gamma_6 = 0,0066$. Vậy :

$$T_6 = 50 \cdot 0,0066 = 0,330t.$$

Tất cả các cột tác dụng đồng thời, do đó đối với mặt sàn toàn nhà có góc lệch $\gamma_{36} = 0,0038$ (cũng lấy theo biểu đồ ở hình 6-4). Khi đó tải trọng nằm ngang sinh ra do sự gãy khúc của trục cột (lực ổn định ngang) bằng :

$$T_{36} = 50 \cdot 0,0038 = 0,190t.$$

Hình 6-6a trình bày mặt bằng ngôi nhà, hình 6-6b trình bày sơ đồ tính toán và các biểu đồ mômen và lực cắt do lực ổn định ngang T tác dụng trong mặt phẳng sàn (lực cắt khi xác định mômen, lực cắt khi các cột nhà lệch theo phương ngang nhà), hình 6-6c trình bày sơ đồ tính toán và các biểu đồ mômen, lực cắt tương ứng khi xác định mômen, lực cắt lớn nhất tại trục 4, 6, 8 (hoặc trục 13, 11, 9) khi các cột nhà lệch theo phương ngang nhà.



Hình 6-6. Mặt bằng, tải trọng và các biểu đồ nội lực do lực ổn định ngang T tác dụng trong mặt phẳng sàn.

Với các trị số lấy theo các biểu đồ ở hình 6-6 ta tìm được lực kéo lớn nhất tại các giằng đầu cột do lực ổn định ngang T sinh ra.

Theo phương ngang nhà, lực kéo lớn nhất đó sẽ là :

$$- \text{ ở trục 3 : } N_k = \frac{6,15}{9,6} = 0,64t;$$

$$- \text{ ở trục 6 : } N_k = \frac{1,89}{9,6} = 0,195t.$$

Khi các cột bị gãy khúc theo phương dọc nhà thì cũng sinh ra lực kéo trong các giằng đầu cột. Để xác định lực kéo lớn nhất khi đồng thời có sự gãy khúc theo phương ngang của sáu cột thuộc trục 1, 2 và sự gãy khúc theo phương dọc của ba cột thuộc trục 1, 2, 3 dãy A, tức là phải xét đến tác dụng của 9 điểm gãy. Khi đó :

$$\gamma_9 = 0,058;$$

$$T_9 = 50 \cdot 0,058 = 0,29t.$$

Vậy lực kéo lớn nhất trong giằng ở đầu cột thuộc trục 3 sẽ là :

$$N_k = 0,64 \frac{0,29}{0,33} + 0,29 \cdot 3 = 1,44t.$$

Đối với giằng ở đầu cột thuộc trục 5 dãy A, ngoài việc xét đến sự gãy khúc theo phương ngang nhà ta còn phải xét đến sự gãy khúc theo phương dọc nhà của cột dãy A. Những cột ở phía phải của trục 5 gãy khúc về phía phải những cột ở phía trái thì gãy khúc về phía trái, khi đó ta phải xét ảnh hưởng 51 cột :

$$\gamma_{51} = 0,0030;$$

$$T_{51} = 50 \cdot 0,0030 = 0,150t;$$

và lực kéo lớn nhất là :

$$N_k = 0,195 \cdot \frac{0,150}{0,190} + 0,15 \cdot 10 = 1,651t.$$

Sau khi xác định xong lực kéo lớn nhất ta tính lực trượt trong mặt phẳng sàn sinh ra do cột bị gãy khúc. Theo biểu đồ ở hình 6-6 lực cắt giữa hai trục 2 và 3 là $Q = 1,98t$.

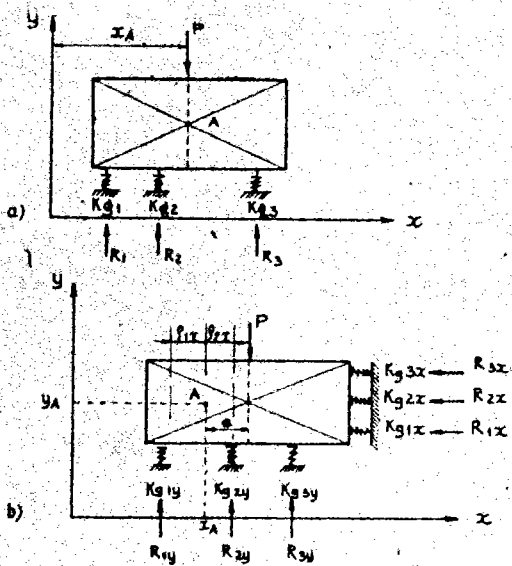
$$\text{Vậy : } q = \frac{1,98}{9,6} = 0,206t/m.$$

Mỗi cột ở phía mặt ngoài nhà phải liên kết với sàn để chịu được nội lực do sự gãy khúc của một cột :

$$\gamma_1 = 0,012 \text{ và } T_1 = 50 \cdot 0,012 = 0,60t.$$

• *β) Trường hợp sàn được xem như dầm liên tục gối lên các gối tựa dàn hồi*

Như ở trên đã nói, trong trường hợp phức tạp khi nhà có hệ thống tường cứng bố trí không đối xứng, do độ cứng của sàn rất lớn nên cho phép xác định nội lực trong sàn do tải trọng gió và tải trọng do sự gãy khúc của trục cột như đối với một dầm tuyệt đối cứng đặt trên các gối tựa dàn hồi (là những vách cứng thẳng đứng).



Hình 6-7. Phân bố tải trọng nằm ngang lên các vách cứng thang đứng:
 a) trường hợp lực P đi qua tâm xoắn A ; b) trường hợp lực P không đi qua tâm xoắn A .

Phần lực gối tựa được ký hiệu bằng R_1, R_2, R_3 (h.6-7a). Giả thiết rằng phần lực gối tựa tỷ lệ thuận với chuyển vị của gối tựa:

$$R_1 = \Delta_1 K_{g1}; \quad R_2 = \Delta_2 K_{g2};$$

$$R_3 = \Delta_3 K_{g3}, \quad (6-6)$$

trong đó $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ — chuyển vị của gối tựa 1, 2, 3;

K_{g1}, K_{g2}, K_{g3} — độ cứng của các gối tựa 1, 2, 3.

Nếu như sàn chỉ chuyển vị tịnh tiến thì $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 = \Delta$ và ta có sự liên hệ: $P = R_1 + R_2 + R_3 = K_{g1}\Delta + K_{g2}\Delta + K_{g3}\Delta = \Delta \Sigma K_g$. (6-7)

Từ biểu thức (6-7) ta tìm được chuyển vị tịnh tiến theo phương ngang của sàn:

$$\Delta = \frac{P}{\Sigma K_g}. \quad (6-8)$$

Nếu biết được đại lượng Δ thì tìm được phần lực gối tựa là:

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= K_{g1}\Delta = P \frac{K_{g1}}{\Sigma K_g}; \\ R_2 &= K_{g2}\Delta = P \frac{K_{g2}}{\Sigma K_g}; \\ R_3 &= K_{g3}\Delta = P \frac{K_{g3}}{\Sigma K_g}. \end{aligned} \right\} \quad (6-9)$$

Nếu tổng tải trọng P tác dụng đúng tâm xoắn⁽¹⁾ (chẳng hạn theo phương x) của sàn thì sàn sẽ chỉ chuyển vị tịnh tiến mà không xoay. Khi đó tổng mômen của tất cả các lực tác dụng lên sàn lấy với một điểm bất kỳ nào cũng bằng không (h.6-7a). Giả sử tâm xoắn là A , lấy điểm O bất kỳ làm gốc, hoành độ của A là x_A , còn hoành độ (vị trí) của các vách cứng là x_i , nhà có n vách cứng, ta có:

$$P x_A = \sum R_i x_i. \quad (6-10)$$

Vì

$$R_j = P \frac{K_{gj}}{\sum_{j=1}^n K_{gj}}$$

1. Còn gọi là tâm uốn hay tâm quán tính (NBT)

nên ta có biểu thức để xác định hoành độ của tâm xoắn là :

$$x_A = \frac{\sum_{j=1}^n K_{gyj} x_j}{\sum_{j=1}^n K_{gyj}}, \quad (6-11)$$

trong đó K_{gyj} — độ cứng theo phương y của vách cứng j .
Tương tự, ta tìm được tung độ của tâm xoắn là :

$$y_A = \frac{\sum_{i=1}^n K_{gxi} y_i}{\sum_{i=1}^n K_{gxi}}, \quad (6-12)$$

trong đó K_{gxi} — độ cứng theo phương x của vách cứng i .

Nếu đường tác dụng của tổng tải trọng P không đi qua tâm xoắn của sàn thì sàn không chỉ chuyển vị tịnh tiến mà còn bị xoay nữa. Như vậy ở một số vách cứng tải trọng sẽ tăng thêm còn một số khác thì tải trọng lại giảm đi. Phân lượng tải trọng của các vách cứng (phản lực của gối tựa đàn hồi) tìm được như sau (h. 6-7b) :

Ta lập phương trình cân bằng momen :

$$M = Pe = \sum_{j=1}^n R_{yj} s_{xj} + \sum_{i=1}^n R_{xi} s_{yi}, \quad (6-13)$$

trong đó M — momen xoắn tác dụng lên sàn đang tính toán ;

e — khoảng cách từ lực P đến tâm xoắn A ;

s_x, s_y — khoảng cách từ vách cứng đến tâm xoắn theo phương x và theo phương y ;

$\Sigma R_x s_y, \Sigma R_y s_x$ — tổng momen của các phản lực theo phương x và theo phương y .

Ký hiệu φ_s là góc xoay của sàn, ta tính chuyển vị của các gối tựa đàn hồi theo các biểu thức :

$$\Delta_1 = \varphi_s s_1; \quad \Delta_2 = \varphi_s s_2; \quad \dots \quad (6-14)$$

Tính momen theo chuyển vị :

$$\begin{aligned} M = Pe &= R_1 s_1 + R_2 s_2 + \dots \\ &= K_{g1} \Delta_1 s_1 + K_{g2} \Delta_2 s_2 + \dots \\ &= K_{g1} \varphi_s s_1^2 + K_{g2} \varphi_s s_2^2 + \dots \\ &= \varphi_s \left(\sum_{j=1}^n K_{gyj} s_{xj}^2 + \sum_{i=1}^n K_{gxi} s_{yi}^2 \right). \end{aligned} \quad (6-15)$$

Gọi K_x là độ cứng chống xoắn :

$$K_x = \sum_{j=1}^n K_{gyj} s_{xj}^2 + \sum_{i=1}^n K_{gxi} s_{yi}^2. \quad (6-16)$$

Từ các biểu thức (6-15) và (6-16) ta có :

$$\varphi_s = \frac{M}{K_x}. \quad (6-17)$$

Nội lực trong gối tựa đàn hồi của sàn do tác dụng của mômen xoắn sinh ra được xác định theo biểu thức

$$R_i = \pm K_{gi} \Delta_i = \pm K_{gi} \varphi_{si},$$

tức là :

$$R_i = \pm K_{gi} s_i \frac{M}{K_x}, \quad (6-18)$$

trong đó R_i — nội lực phụ trong gối tựa do mômen xoắn M sinh ra ;

K_{gi} — độ cứng của vách cứng i .

Trong biểu thức (6-18) dấu (+) lấy khi chuyển vị phụ do mômen xoắn sinh ra hướng theo phía chuyển vị tịnh tiến của sàn (trong trường hợp khi lực P tác dụng qua tâm xoắn), dấu (—) lấy khi chuyển vị theo hướng ngược lại. Khi tính R_y thì dùng K_{gy} với s_x và ngược lại.

Tổng nội lực trong mỗi gối tựa đàn hồi được xác định theo biểu thức

$$R_i = P \frac{K_{gi}}{\sum K_{gi}} \pm K_{gi} s_i \frac{Pe}{K_x}. \quad (6-19)$$

Thành phần thứ nhất trong vế phải của biểu thức (6-19) là phần lực ứng với chuyển vị tịnh tiến của sàn. Thành phần này chỉ có theo phương tác dụng của lực P ta xét, với K_g là độ cứng của vách cứng thẳng đứng theo phương đó. Thành phần thứ hai ứng với chuyển vị xoay của sàn. Ở đây K_x tính theo biểu (6-16), còn K_g là độ cứng của vách cứng thẳng đứng theo phương R ta xét, s là khoảng cách (theo phương vuông góc với phương R ta xét) từ vách cứng tới tâm xoắn. Thông thường dễ đơn giản ta chỉ chú ý đến độ cứng của vách cứng theo phương chiều cao tiết diện của nó mà thôi (bỏ qua độ cứng chống uốn theo phương chiều dày tiết diện vách cứng vì nó khá nhỏ).

Ví dụ 6-2. Xác định nội lực trong gối tựa đàn hồi của sàn do tải trọng gió gây ra.

Tìm tọa độ của tâm xoắn đối với trục x và trục y (h. 6-8) theo các biểu thức (6-11) và (6-12) :

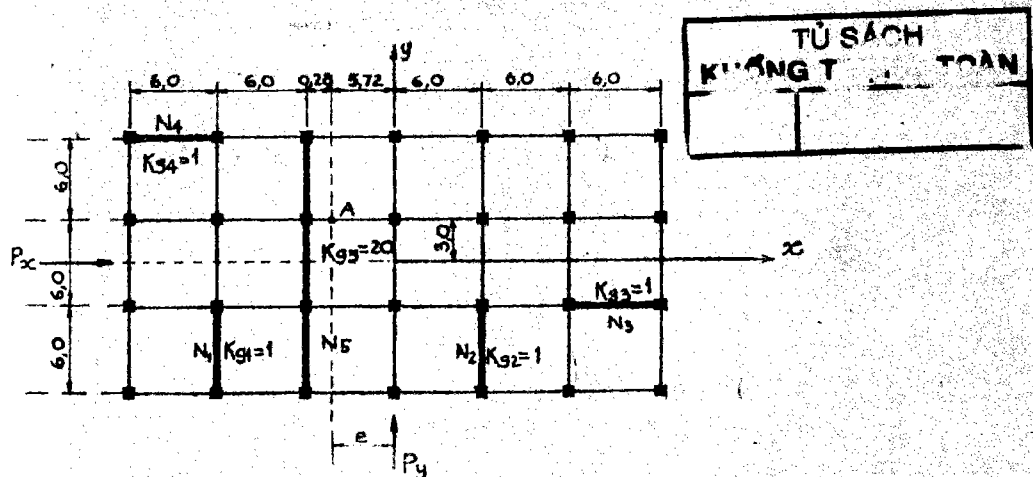
$$x_A = \frac{-1(-12) + 1 \cdot 6 - 20 \cdot 6}{1 + 1 + 20} = -5,72m ;$$

$$y_A = \frac{-1 \cdot 3 + 1 \cdot 9}{1 + 1} = 3,00m.$$

Khi lực P_y tác dụng thì sàn chuyển vị tịnh tiến theo phương ngang nhà (theo trục y). Nội lực của các vách cứng thẳng đứng 1, 2 và 5 sẽ là:

$$R'_1 = R'_2 = \frac{K_{g1}}{K_{g1} + K_{g2} + K_{g5}} P_y = \frac{1}{1 + 1 + 20} P_y = 0,045P_y;$$

$$R'_5 = \frac{K_{g5}}{K_{g1} + K_{g2} + K_{g5}} P_y = \frac{20}{1 + 1 + 20} P_y = 0,909P_y.$$



Hình 6-8. Sơ đồ để xác định nội lực trong gối tựa đàn hồi của sàn do tải trọng gió gây ra (ứng ví dụ với 6-2).

Xác định nội lực phụ do mômen xoắn:

$$M = P_y \cdot e = P_y \cdot 5,72 \text{ gây ra.}$$

Tim khoảng cách từ các vách cứng thẳng đứng đến tâm xoắn:

$$s_1 = 12 - 5,72 = 6,28; \quad s_1^2 = 39,4m^2;$$

$$s_2 = 6 + 5,72 = 11,72; \quad s_2^2 = 137,8m^2;$$

$$s_3 = s_4 = 6,0; \quad s_3^2 = s_4^2 = 36,0m^2;$$

$$s_5 = 6 - 5,72 = 0,28; \quad s_5^2 = 0,0784m^2.$$

Độ cứng xoắn của tất cả các vách cứng thẳng đứng xác định theo biểu thức (6-16):

$$K_x = 1 \cdot 39,4 + 1 \cdot 137,8 + 1 \cdot 36 + 1 \cdot 36 + 20 \cdot 0,0784 = 251.$$

Tính nội lực phụ N_{01} của vách cứng do mômen xoắn $M = 5,72 P_y$ gây ra:

$$R''_1 = -K_{g1} s_1 \cdot \frac{M}{K_x} = -1 \cdot 6,28 \cdot \frac{5,72 P_y}{251} = -0,143 P_y.$$

Tương tự như vậy, đối với các vách cứng khác ta có:

$$R''_2 = K_{g2} s_2 \cdot \frac{M}{K_x} = 1 \cdot 11,72 \cdot \frac{5,72 P_y}{251} = 0,267 P_y;$$

$$R''_5 = -K_{g5} \cdot s_5 \cdot \frac{M}{K_x} = -20 \cdot 0,28 \cdot \frac{5,72}{251} P_y = -0,127 P_y.$$

Kiểm tra :

$$R_1'' + R_2'' + R_5'' = 0;$$

$$(-0,143 + 0,267 - 0,127)P_y \approx 0.$$

Nội lực theo phương ngang nhà của các vách cứng thẳng đứng do lực P_y gây ra là:

$$R_1 = R_1' + R_1'' = (0,046 - 0,143)P_y = -0,097P_y;$$

$$R_2 = R_2' + R_2'' = (0,046 + 0,267)P_y = 0,313P_y;$$

$$R_5 = R_5' + R_5'' = (0,909 - 0,127)P_y = 0,782P_y.$$

Kiểm tra: $R_1 + R_2 + R_5 = P_y$;

$$(-0,097 + 0,313 + 0,782)P_y \approx P_y.$$

Tương tự như trên, ta tính được nội lực theo phương dọc nhà của vách cứng thẳng đứng do lực P_y gây ra là:

$$R_4 = R_4'' = K_{g4} \cdot s_4 \cdot \frac{M}{K_x} = 1 \cdot 6 \cdot \frac{5,72P_y}{251} = 0,137P_y;$$

$$R_3 = R_3'' = K_{g3} s_3 \frac{M}{K_x} = -R_4 = -0,137P_y.$$

Xem sàn như một dầm liên tục đặt trên các gối tựa (vách cứng thẳng đứng) biết phản lực gối tựa do gió gây ra ta tìm được mômen do gió gây ra trong sàn. Ta cũng đã có mômen trong sàn do lực ổn định ngang gây ra. Ứng suất trong sàn tính theo biểu thức

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq [\sigma], \quad (6-20)$$

trong đó M — mômen do gió và lực ổn định ngang T gây ra;

$$W = \frac{tL_s^2}{6}, \quad (6-21)$$

t và L_s — chiều dày và chiều rộng của sàn;

$[\sigma]$ — ứng suất cho phép, lấy bằng $20kG/cm^2$.

Khi tính toán, nếu $\sigma > [\sigma]$ thì phải cấu tạo lại sàn để thỏa mãn điều kiện (6-20).

Xung quanh sàn được bao bằng các giằng. Khi liên kết giữa giằng và panen sàn, giữa hai panen sàn với nhau, giữa hai đầu panen sàn giáp nhau sẽ được đặt cốt thép chịu uốn và đổ bê tông tạo thành các dầm nằm nhỏ liên kết sàn thành một khối (h.6-9).

Cốt thép giữa giằng và panen sàn tính theo biểu thức

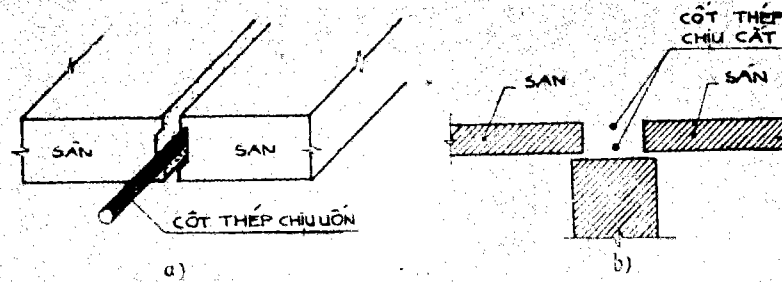
$$F_{ct} = \frac{1,7M}{[\sigma] H_0}, \quad (6-22)$$

trong đó M — mômen uốn của sàn;

H_0 — chiều cao các gối tựa đàn hồi;

$$H_0 = \frac{2}{3} L;$$

L — chiều rộng nhà.



Hình 6-9. Cốt thép chịu uốn trong các khe nối :

a) giữa hai panen sàn với nhau, b) giữa hai đầu panen sàn giáp nhau.

Nếu giằng không phải ở mép sàn (kẹp giữa hai panen sàn) thì cốt thép có thể lấy bằng nửa trị số tính được theo biểu thức (6-22).

Theo quy định của Cộng hòa Dân chủ Đức, đối với nhà cao hơn 10 tầng thì cốt thép này không ít hơn 2φ20 loại CT₃ hay 2φ14 loại CT₅.

Cốt thép giữa hai đầu panen sàn giáp nhau gối lên dầm tường ngang chịu lực tính theo biểu thức

$$F_{ct} = \frac{1,7 \tau s}{[\sigma]}, \quad (6-23)$$

trong đó τ — ứng suất tiếp trong sàn :

$$\tau = \frac{Q_{max}}{lH_0} \leq 2,5 kG/cm^2, \quad (6-24)$$

Q_{max} — lực cắt lớn nhất của sàn ;

s — khoảng cách giữa hai cột (bước cột).

Theo quy định, cốt thép này không ít hơn 2φ20 loại CT₃ hoặc 2φ14 loại CT₅.

Nếu tính cốt thép ở dầm nằm giữa hai panen sàn thì vẫn dùng biểu thức (6-23) nhưng

$$\tau = \frac{Q}{l.s} \leq 2,0 kG/cm^2, \quad (6-25)$$

trong đó Q — lực cắt ở gối tựa.

Nếu tính cốt thép giữa hai đầu panen sàn giáp nhau gối lên vách cứng thẳng đứng thì vẫn dùng biểu thức (6-23) nhưng

$$\tau = \frac{R}{lL_t} \leq 2,0 kG/cm^2, \quad (6-26)$$

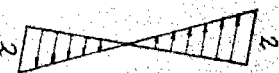
trong đó R — phản lực ở gối tựa ;

L_t — chiều dài của vách cứng thẳng đứng.

Biểu đồ ứng suất tiếp trong sàn như ở hình 6-10.

b) Tính toán vách cứng thẳng đứng

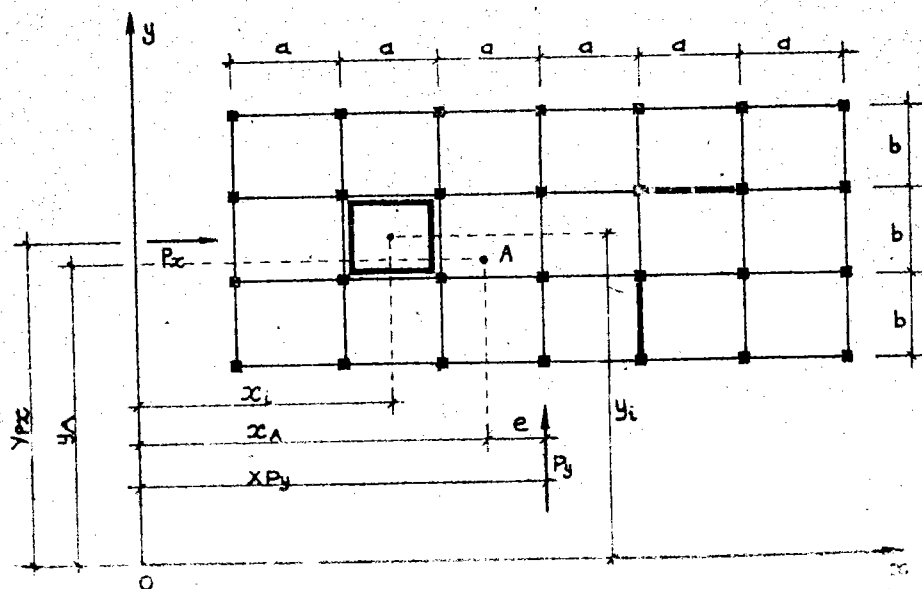
Nếu các vách cứng thẳng đứng bố trí đối xứng (trên mặt bằng) thì trục tác dụng của tải trọng gió đi qua tâm xoắn của nhà. Mômen xoay do lệch tâm



Hình 6-10.
[Biểu đồ ứng
suất tiếp
trong sàn.

gây ra sẽ không có (bằng không). Ta chỉ cần phải xác định độ cứng của vách cứng thẳng đứng và độ cứng tổng thể của nhà.

Nếu các vách cứng thẳng đứng bố trí không đối xứng thì cần phải xác định tâm xoắn A của nhà, khi đó ta sẽ lập trục tọa độ như ở hình 6-11. Khi biết được khoảng cách lệch tâm thì ta tính được mômen xoay.



Hình 6-11. Một ví dụ về các vách cứng thẳng đứng bố trí không đối xứng (trên mặt bằng) và các vách cứng có độ cứng khác nhau.

Biểu thức để tính tọa độ tâm xoắn của nhà như sau :

$$\left. \begin{aligned} x_A &= \frac{\sum J_{xi} x_i}{\sum J_{yi}}; \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \\ y_A &= \frac{\sum J_{yi} y_i}{\sum J_{xi}} \end{aligned} \right\} \quad (6-27)$$

Từ đó ta tính được tải trọng gió tác dụng vào toàn bộ nhà. Tải trọng này được phân vào các vách cứng thẳng đứng tỷ lệ theo độ cứng (hoặc mômen quán tính) của chúng. Ta có :

$$\left. \begin{aligned} P_{yi} &= \frac{P_y J_{xi}}{\sum J_{xi}} + \frac{P_y (x_{py} - x_A) + P_x (y_{px} - y_A)}{\sum J_{xi} (x_i - x_A)^2 + \sum J_{yi} (y_i - y_A)^2} (x_i - x_A) J_{xi}; \\ P_{xi} &= \frac{P_x J_{yi}}{\sum J_{yi}} + \frac{\sum P_y (x_{py} - x_A) + P_x (y_{px} - y_A)}{\sum J_{xi} (x_i - x_A)^2 + \sum J_{yi} (y_i - y_A)^2} (y_i - y_A) J_{yi}; \end{aligned} \right\} \quad (6-28)$$

trong đó P_x, P_y — tải trọng nằm ngang theo phương x và y ;

P_{yi}, P_{xi} — tải trọng nằm ngang theo phương y và x của vách cứng i ;

x_A, y_A — khoảng cách tính từ tâm xoắn A đến tâm tọa độ quy định trước, được xác định theo biểu thức (6-27).

Tải trọng nằm ngang truyền qua vách cứng nằm ngang và được phân vào các vách cứng thẳng đứng tỷ lệ theo độ cứng của chúng. Từ biểu thức (6-28) ta tính được phân lượng tải trọng nằm ngang ở mỗi vách cứng thẳng đứng.

Sau khi tính được nội lực ta sẽ tính cốt thép trong các vách cứng thẳng đứng theo cấu kiện chịu uốn.

Để kiểm tra an toàn và ổn định của các vách cứng thẳng đứng, ta dùng các điều kiện sau đây :

1. ứng suất không vượt quá ứng suất cho phép của bê tông ;
 2. độ uốn trong phạm vi cho phép ;
 3. độ gầy trong phạm vi cho phép ;
 4. ứng suất chịu cắt không vượt quá ứng suất chịu cắt cho phép.
- Kiểm tra theo điều kiện 1 như sau :

— khi $e_0 \leq \frac{t}{6}$:

$$\sigma_x = \frac{N}{tL_d} (1 + n) k_2 \leq [\sigma_{bt}] ; \quad (6-29)$$

— khi $\frac{t}{6} < e_0 \leq \frac{t}{3}$:

$$\sigma_x = \frac{2N}{3aL_d} k_2 \leq [\sigma_{bt}] ; \quad (6-30)$$

trong đó σ_x — ứng suất pháp theo phương x ;

N — lực dọc tác dụng lên vách cứng thẳng đứng (6.6-12) ;

t — chiều dày của vách cứng thẳng đứng ;

a và e_0 — xem hình 6-12 ;

L_d — chiều rộng của vách cứng ;

$$n = \frac{6e_0}{t} ; \quad (6-31)$$

k_2 — hệ số xét đến sự phân bố ứng suất không tuyến tính, lấy bằng :

$$1 - 0,117n \text{ khi } 0 \leq n < 0,6 \quad (6-32)$$

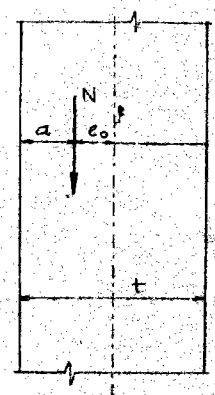
$$0,75 \text{ khi } 0,6 \leq n \leq 2 \quad (6-33)$$

$[\sigma_{bt}]$ — ứng suất cho phép của bê tông dùng để tính toán.

Khi $\sigma_x > [\sigma_{bt}]$ thì phải tăng mac bê tông để có cường độ tính toán lớn hơn.

Việc kiểm tra theo các điều kiện 2,3 và 4 không có gì đặc biệt (xem chương II).

Sau khi tính được cốt thép, kiểm tra an toàn và ổn định thì căn cứ vào biểu đồ ứng suất của các tầng để chọn mac bê tông thích hợp.



Hình 6-12. Mặt cắt của vách cứng thẳng đứng.

c) *Tính toán nền móng.*

Cũng như đối với nhà các kiểu khác, giải pháp nền móng cho nhà khung khớp được xác định theo điều kiện nền đất cụ thể. Tùy theo nền đất người ta có thể dùng móng nông trên nền thiên nhiên (móng đơn, móng băng, móng bè,...) móng cọc hoặc biện pháp làm nền nhân tạo nào đó. Việc tính toán thiết kế nền móng thực hiện theo đúng những quy định của các quy phạm hiện hành (TCXD 45-70, ...) và dùng những thuật toán thông dụng.

Chú ý rằng khi cùng làm việc với nền, độ cứng chịu uốn tổng thể của nhà khung khớp để tiếp thu (và san bằng) độ lún không đều của nền là do các vách cứng thẳng đứng tạo ra. Thông thường nhà có chiều rộng-không lớn, theo phương ngang nhà bị uốn không nhiều. Trái lại khi nhà có chiều dài lớn, tác động lún không đều (theo phương dọc) lớn có thể dẫn đến những nứt nẻ nghiêm trọng. Vì vậy trong trường hợp nền đất yếu, một mặt phải có giải pháp nền móng tốt, mặt khác cần chú ý tăng cường độ cứng chịu uốn tổng thể của nhà bằng các vách cứng thẳng đứng liên tục theo phương dọc.

4. Tính toán theo tải trọng động đất.

Để tính toán nội lực do động đất gây ra, người ta giả thiết là không phải tất cả các cấu kiện chịu lực đều ngàm chặt vào nền, mà chỉ có các cấu kiện phần dưới được ngàm chặt hoặc ngàm đàn hồi vào nền. Khi tính toán theo lực tĩnh thì tải trọng công trình được đặt ở tâm xoắn. Chính tải trọng này sẽ có liên quan đến tải trọng động đất. Căn cứ vào quy phạm để chọn tải trọng động đất tại cao độ các vách cứng nằm ngang. Theo quy phạm, tải trọng động đất (nằm ngang) ở tầng thứ j [$j = 1, 2, \dots, (n - 1)$] được tính theo biểu thức

$$D_j = P_j \bar{d} k_t, \quad (6-34)$$

trong đó P_j — trọng lượng tầng j (kể cả hoạt tải);

\bar{d} — hệ số động đất, phụ thuộc cấp động đất, lấy theo bảng 5-5;

k_t — hệ số tầng, phụ thuộc thứ tự tầng nhà, lấy theo bảng sau đây (theo SZN8 — 57):

Tầng thứ	Số tầng nhà				
	1	2	3	4	5
I	3,8	2,7	1,9	1,3	1,0
II		3,8	3,3	2,1	1,8
III			3,8	3,2	2,5
IV				3,4	2,9
V					3,0

Tải trọng động đất tác dụng theo cả phương ngang và phương dọc nhà.
 Ở tầng j , tải trọng động đất sẽ phân vào các vách cứng thẳng đứng tỷ lệ theo độ cứng của chúng :

$$D_{ij} = a_3 n_1 \cdot a_F D_j + n_2 p_d l_i, \quad (6-35)$$

trong đó i — vách cứng thẳng đứng i ;

a_3 — hệ số, phụ thuộc đặc tính cấu tạo của vách cứng thẳng đứng (đặc hay có lỗ cửa), lấy theo bảng 6-2 ;

Tri số của hệ số a_3

Bảng 6-2

Đặc tính cấu tạo của vách cứng thẳng đứng		
đặc	có hai dãy lỗ cửa	có bốn dãy lỗ cửa
1,5	0,9	0,8

Bảng 6-3

Tri số của các hệ số n_1 và n_2

l_i	n_1	n_2
< 4	0,80	0,20

n_1 và n_2 — hệ số, lấy theo bảng 6-3 ;

$$a_F = \frac{F_{ij}}{\sum F_{ij}}, \quad (6-36)$$

F_{ij} — diện tích mặt chịu lực của vách cứng thẳng đứng i tầng j ;

p_d — tải trọng phân bố đều do động đất gây ra theo phương dọc nhà ;

l_i — chiều rộng chịu tải trọng của vách cứng thẳng đứng i .

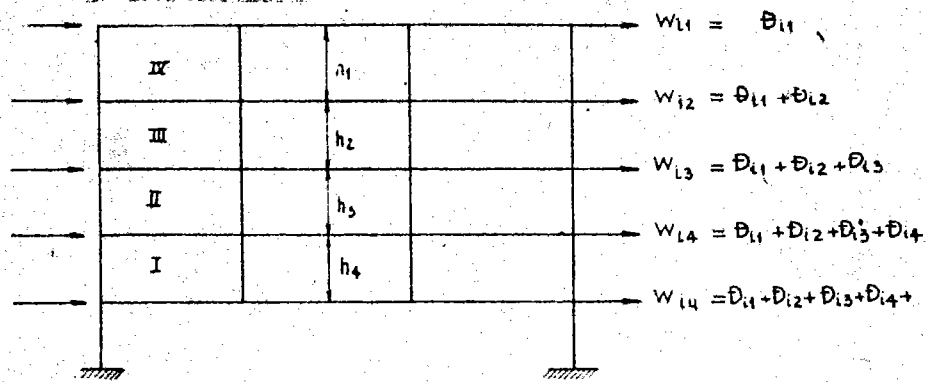
Sau khi tính được tải trọng động đất tại các vách cứng nằm ngang, ta sẽ tính được mômen tại mỗi sàn và trần. Ta có :

$$\left. \begin{aligned} M_{IV} &= h_1 W_{i1} ; \\ M_{III} &= h_2 (W_{i1} + W_{i2}), \end{aligned} \right\} \quad (6-37)$$

trong đó $h_1, h_2, \dots, W_{i1}, W_{i2}, \dots$ xem hình 6-13.

So sánh mômen này (do động đất gây ra) với mômen do gió gây ra để chọn trường hợp bất lợi nhất ⁽¹⁾ cho tính toán các mảng tường.

1. Chúng tôi đã tính toán cho trường hợp gió cấp 12 và động đất cấp VII thì thấy mômen do động đất gây ra ở các sàn lớn gấp ba lần so với gió gây ra.

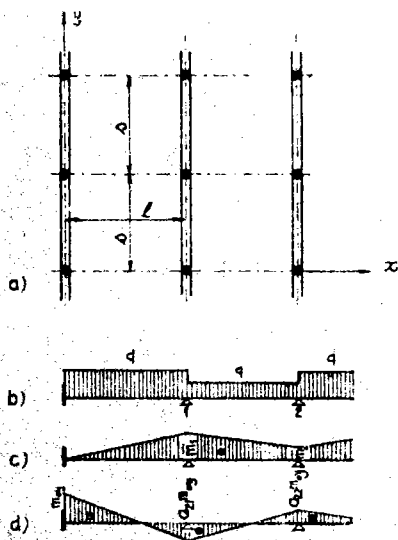


Hình 6-13. Tải trọng động đất ở các vách cứng nằm ngang.

5. Xét độ cứng xoắn của dầm biên chịu lực

a) Khái niệm

Các dầm biên chịu tải trọng truyền từ tường, sàn, dầm giữa tới rồi sau đó truyền cho cột biên. Tải trọng sàn và dầm giữa xem như tác dụng lệch tâm đối với dầm biên và làm cho dầm biên chẳng những bị uốn mà còn bị xoắn nữa. Đồng thời mômen xoắn dầm biên gây uốn cho cột biên. Theo quy phạm, khi thiết



Hình 6-14. Sơ đồ bố trí dầm biên, tải trọng và mômen:

- a) mặt bằng; b) tải trọng; c) mômen ở gối do kết quả tính toán bước 1; d) như trên, bước 2.

kế nhà nhiều tầng cần tính toán mômen ở các dầm biên, cột biên và dầm bảo cho các dầm biên đạt độ cứng cần thiết. Ta chú ý tới các dầm biên ở khoảng giữa nhà. Trong một phạm vi nhất định thì có thể xem như tác dụng gây xoắn chỉ xảy ra từ một phía. Khi đó có thể tính toán dầm biên chịu xoắn theo phương pháp đơn giản thông qua việc phân tích sự phân phối mômen giữa dầm biên và cột biên.

Theo phương y (ngang nhà), ta giả thiết tiết diện cột như nhau và khoảng cách giữa các cột bằng nhau (cách đều nhau). Theo phương x (dọc nhà) tiết diện cột và khoảng cách giữa các cột có thể khác nhau. Đồng thời ta giả thiết là tải trọng ở một vài nhịp không đổi và phân bố đều. Ngoài ra còn giả thiết dầm biên có thể xoay xung quanh trục trọng tâm của nó và tỷ lệ kích thước của các dầm biên như nhau.

b) Cột biên với dầm biên và sàn

Cũng giống như cấu tạo sàn năm, ở đây sàn được tạo thành những hệ giằng để thay thế khung. Chiều dài của đoạn giằng tính toán bằng khoảng cách giữa các cột ($2s$, hình 6-14a). Mômen

ngàm lớn nhất của sàn ở dầm biên và mômen lớn nhất ở nhịp biên là do tải trọng thẳng đứng sinh ra (h. 6-14b).

α) Bổ sung mômen cột ở trong sàn.

Việc tính toán kết cấu chịu lực được phân ra theo phương x trong hai bước tính toán nếu như sẽ bổ sung cho mômen ở dầm cột trong. Mômen này được xác định theo biểu thức

$$m_{ny} = -k_3 m_{oy} + \bar{m}_n, \quad (6-38)$$

trong đó m_{ny} — mômen trong sàn tại vị trí y bất kỳ ở cột n (tm) (xem hình 6-14c, d);

k_3 — hệ số truyền lực của mômen biên, tính toán theo phương pháp quen thuộc;

m_{oy} — mômen ngàm của sàn tại vị trí y bất kỳ ở dầm biên (tm);

\bar{m}_n — mômen trong sàn ở cột n tính cho một dầm liên tục với các vị trí xoay tự do không đổi theo phương y (tm).

Trong bước tính toán đầu tiên⁽¹⁾ sẽ xem sàn như dầm liên tục với gối tựa tự do. Bước tính toán thứ hai⁽²⁾ tính cho phạm vi biên của công trình.

β) Tính toán sự phân bố mômen của sàn và mômen xoắn

Tại vị trí y của dầm biên ta cắt ra một dải sàn rộng $1m$ và xét nó như một dầm (h.6-15) chịu tác dụng của mômen m_{oy} từ dầm biên, mômen m_{1y} từ dầm liên tục bản sàn và tải trọng phân bố q . Từ các biểu thức tính góc xoay của dầm đã biết, góc xoay của sàn tại vị trí y ở dầm biên xác định theo biểu thức

$$\varphi_s = m_{oy} \frac{l}{3EJ} + m_{1y} \frac{l}{6EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} \quad (6-39)$$

hoặc :

$$\varphi_s = a_4 m_{oy} + m_{1y} \frac{l}{6EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} \quad (6-40)$$

trong đó l — bước cột của nhịp biên theo phương x (m);

E — môđun đàn hồi của bê tông (tl/m^2);

J — mômen quán tính của sàn hoặc của bản dầm có chiều rộng $1m$ theo phương y ($10^{-4}m^4$);

q — tải trọng phân bố ở nhịp biên (tl/m);

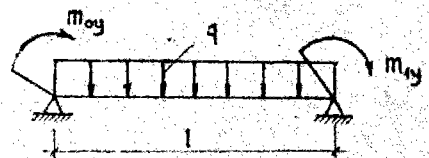
$$a_4 = \frac{(2 - k_4)l}{6EJ} \quad (6-41)$$

Vì sàn cùng đồng thời làm việc với dầm biên nên ta có các điều kiện sau đây :

1. Góc xoắn (cũng có thể gọi là góc khống chế) của dầm biên bằng với phân góc xoay của sàn :

$$M_x \theta_{0,1} dy = d\varphi_s + \frac{d\varphi_s}{dy} dy - d\varphi_s, \quad (6-42)$$

trong đó $\theta_{0,1}$ — góc xoắn của dầm biên dài $0,1m$ do mômen xoắn $M_x = 0,1tm$ gây ra :



Hình 6-15. Sơ đồ để tính sự phân bố mômen của sàn và mômen xoắn.

1. Tính toán theo phương pháp thông thường hoặc theo các bảng.
2. Sau đây sẽ nói kỹ.

$$\theta_{0,1} = \frac{l}{GJ_x}, \quad (6-43)$$

G — môđun chống cắt của vật liệu dầm biên, với bê tông khi hệ số Poisson $\mu = 1/6$ thì :

$$G = \frac{6}{14} E;$$

\bar{J}_x — mômen quán tính chống xoắn của dầm biên :

$$J_x \approx \frac{bd^3}{12} \cdot \frac{1}{0,3 \left(1 + \frac{d^2}{b^2}\right)}, \quad (6-44)$$

b, d — kích thước tiết diện dầm biên.

Từ biểu thức (6-42) ta suy ra biểu thức của mômen xoắn là :

$$M_x = \frac{1}{\theta_{0,1}} \cdot \frac{d\varphi_s}{dy}. \quad (6-45)$$

2. Vi phân mômen xoắn của dầm biên bằng mômen uốn ở ngàm m_{0y} của sàn :

$$M_x + \frac{dM_x}{dy} dy - M_x = m_{0y} dy, \quad (6-46)$$

nghĩa là

$$\frac{dM_x}{dy} = m_{0y}. \quad (6-47)$$

Lấy vi phân biểu thức (6-45) ta có :

$$\frac{dM_x}{dy} = \frac{l}{\theta_{0,1}} \cdot \frac{d^2\varphi_s}{dy^2}. \quad (6-48)$$

Lấy vi phân biểu thức (6-40) hai lần liên tiếp thì có :

$$\frac{d^2\varphi_s}{dy^2} = \frac{a_4 d^2 m_{0y}}{dy^2}. \quad (6-49)$$

Từ các biểu thức (6-47), (6-48) và (6-49) ta có :

$$\frac{d^2 m_{0y}}{dy^2} = \frac{\theta_{0,1} m_{0y}}{a_4}, \quad (6-50)$$

hay là :

$$\frac{d^2 m_{0y}}{dy^2} - \beta^2 m_{0y} = 0, \quad (6-51)$$

trong đó

$$\beta^2 = \frac{\theta_{0,1}}{a_4} = \frac{14J}{(2 - k_4)J_x}. \quad (6-52)$$

Nghiệm tổng quát của phương trình (6-51) là :

$$m_{0y} = C \operatorname{ch}\beta y + D \operatorname{sh}\beta y, \quad (6-53)$$

trong đó C và D — các hằng số tích phân, xác định theo các điều kiện biên tại $y = 0$ (điểm giữa).

Khi dầm đối xứng thì

$$\frac{dm_{oy}}{dy} = 0, \quad (6-54)$$

nghĩa là $D = 0$ (h. 6-15).

Cho $y = s$ thì $m_{oy} = m_{os}$ và ta có:

$$C = \frac{m_{os}}{\operatorname{ch}\beta s}, \quad (6-55)$$

trong đó s — kích thước chiều dài theo phương $y(m)$;

m_{os} — mômen ngàm của sàn tại trục cột khi $y = s$ ở dầm biên (tm).

Từ đó ta được:

$$m_{yo} = m_{os} \frac{\operatorname{ch}\beta y}{\operatorname{ch}\beta s}. \quad (6-56)$$

Từ các biểu thức (6-47) và (6-56) ta có biểu thức mômen xoắn ở vị trí y của dầm biên là:

$$M_{xy} = m_{os} \int_0^y \frac{\operatorname{ch}\beta y}{\operatorname{ch}\beta s} dy = \frac{m_{os}}{\beta} \cdot \frac{\operatorname{sh}\beta y}{\operatorname{ch}\beta s}. \quad (6-57)$$

Như vậy muốn có M_{xy} cần biết mômen ngàm m_{os} của sàn ở vị trí cột.

γ) Hiệu chỉnh mômen cân bằng.

Để tính mômen ngàm m_{os} , điều kiện đủ cho mômen cân bằng là:

$$\varphi_c + \varphi_{ss} = 0, \quad (6-58)$$

trong đó φ_c — góc xoay của cột;

φ_{ss} — góc xoay của sàn tại vị trí $y = s$.

* Góc xoay của cột

Trị số phân bố của mômen ngàm và mômen xoắn ở cột biên đều rất lớn (h. 6-16).

Mômen xoắn tại trục cột tính theo biểu thức

$$M_{xs} = m_{os} \frac{\operatorname{th}\beta s}{\beta}. \quad (6-59)$$

Các cột biên sẽ bị xoay do mômen xoắn có trị số $2M_x$.

Ta xác định góc xoay của cột theo biểu thức

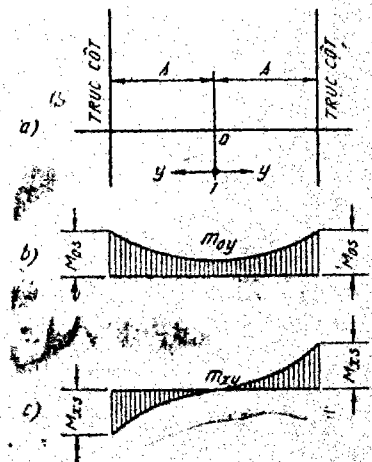
$$\varphi_c = \frac{2M_{xs}h_u}{(1+k_5)\varphi_{cu}EJ} = m_{os} \times \frac{2\operatorname{th}\beta s}{(1+k_5)\varphi_{cu}\beta} \cdot \frac{h_u}{EJ_u}, \quad (6-60)$$

trong đó k_5 — hệ số xét đến sự khác nhau về chiều cao (đối với một tầng thì $k_5 = 0$):

$$k_5 = \frac{\varphi_{co}}{\varphi_{cu}} \cdot \frac{J_o}{J_u} \cdot \frac{h_u}{h_o}, \quad (6-61)$$

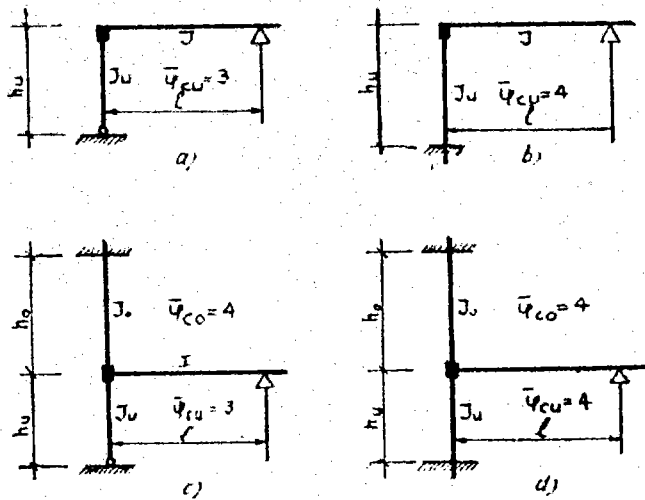
h_u và h_o — chiều cao của cột biên (m), xem hình 6-17;

J_o và J_u — mômen quán tính của cột biên ($20^{-4} m^4$).



Hình 6-16. Sơ đồ trục cột (a) để xác định mômen ngàm ở cột (b) và mômen xoắn (c).

Đối với các cột biên bố trí khác nhau thì $\bar{\varphi}_c$ lấy theo hình 6-17.



Hình 6-17. Trị số $\bar{\varphi}_c$ ứng với các sơ đồ bố trí cột biên khác nhau.

* Góc xoay của sàn

Từ biểu thức (6-49) ta có biểu thức để tính góc xoay của sàn ở vị trí $y = s$ như sau :

$$\varphi_{os} = m_{os} \frac{(2 - k_4) l}{6EJ} + \bar{m}_1 \frac{l}{3EJ} + \frac{ql^3}{24EJ} \quad (6-62)$$

* Sự cân bằng mômen

Sau khi thay các biểu thức (6-60) và (6-62) vào biểu thức (6-58) và nhân với đại lượng $\frac{6EJ}{l}$ ta sẽ được biểu thức để tính độ cứng :

$$K = \frac{J}{J_u} \cdot \frac{h_u}{l} \quad (6-63)$$

Ta có biểu thức cân bằng mômen :

$$m_{os} \left[\frac{12K}{(1 + k_5) \varphi_{cu}} \cdot \frac{\text{th}\beta s}{\beta} + 2 - k_4 \right] = \frac{ql^2}{4} - \bar{m}_1 \quad (6-64)$$

Từ biểu thức (6-64) ta tính được mômen ngàm m_{os} của sàn.

Khi $y = 0$ thì mômen ngàm của sàn sẽ có trị số nhỏ nhất, nghĩa là trong dải đó sẽ xuất hiện một mômen nhịp rất lớn. Vấn đề này cần thiết cho khi xét điều kiện sàn ở phương $y = 0$ và $y = s$.

Ở cột biên sẽ có mômen xác định theo biểu thức

$$M_s = 2M_x \quad (6-65)$$

Mômen M_s ở cột biên sẽ được phân bố lên đầu cột dưới và chân của cột trên.

c) Cột biên với dầm biên và sự liên kết của nhiều tấm bản dầm

Dùng phương pháp tính toán dựa vào sự cân bằng cơ bản nếu như một tấm sàn bản dầm được kết thúc ở dầm biên.

Ở vị trí biên độ mômen liên tục thì gặp một mômen đơn.

Tất cả bản dầm đều có mômen quán tính bằng nhau, các cột biên chịu tải trọng đối xứng bằng nhau.

a) Trường hợp một dầm giữa (h. 6-18)

Ở chỗ liên kết bản dầm cạnh dầm biên phải có các điều kiện sau đây:

— đối với dầm a:

$$\varphi_{cb} + \varphi_{da} = 0; \quad (6-66)$$

— đối với dầm b:

$$\varphi_{cb} + \theta + \varphi_{db} = 0, \quad (6-67)$$

trong đó φ_{cb} — góc xoay của cột biên [tương tự như biểu thức (6-60)]:

$$\varphi_{cb} = \frac{(M_{oa} + M_{ob}) h_u}{(1 + k_5) \varphi_{cu} EJ_u}; \quad (6-68)$$

φ_{da} — góc xoay của dầm a (góc xoay của sàn bản dầm tại nút dầm a) [tương tự như biểu thức (6-40)]:

$$\varphi_{da} = M_{oa} \frac{(2 - k_4)}{6EJ} l + \bar{M}_{1a} \frac{l}{6EJ} + \frac{q_a l^3}{24EJ}; \quad (6-69)$$

φ_{db} — góc xoay của dầm b:

$$\varphi_{db} = M_{ob} \frac{(2 - k_4)}{6EJ} l + \bar{M}_{1b} \frac{l}{6EJ} + \frac{q_b l^3}{24EJ}; \quad (6-70)$$

θ — góc xoắn của dầm biên, xem như một dầm ngàm hai đầu chịu tác dụng của mômen xoắn có trị số M_{ob} đặt tại giữa dầm:

$$\theta = \frac{M_{ob} s}{2GJ_x}. \quad (6-71)$$

Nếu thay $G = \frac{6}{14} E$ thì ta có:

$$\theta = \frac{7}{6} \cdot \frac{M_{ob} s}{EJ_x}. \quad (6-71a)$$

Thay biểu thức của φ_{cb} , φ_{da} , φ_{db} , θ vào các điều kiện (6-66), (6-67), nhân các số hạng với $\frac{6EJ}{l}$, ta thu được hệ phương trình xác định mômen M_{oa} của dầm a và M_{ob} của dầm b ở vị trí dầm biên là:

$$(2 + a_5 - k_4) M_{oa} + a_5 M_{ob} = - \frac{q_a l^2}{4} - \bar{M}_{1a}; \quad (6-72)$$

$$(2 + a_5 + a_6 - k_4) M_{ob} + a_5 M_{oa} = - \frac{q_b l^2}{4} - \bar{M}_{1b}, \quad (6-73)$$

trong đó

$$a_5 = \frac{6}{(1 + k_5) \varphi_{cu}} \cdot \frac{J}{J_u} \cdot \frac{h_u}{l}; \quad (6-74)$$

$$a_6 = 7 \cdot \frac{J}{J_x} \cdot \frac{s}{l}. \quad (6-75)$$

Khi giải các phương trình (6-72) và (6-73) thì tốt nhất là dành số các mômen \bar{M}_{1a} và \bar{M}_{1b} của dầm liên tục mà ta đã biết ở cách giải thứ nhất.

Mômen M_{ob} sẽ làm cho dầm biên phải xoay.

Mômen xoắn tính theo biểu thức

$$M_x = \frac{M_{ob}}{2}. \quad (6-76)$$

Biểu đồ của mômen xoắn như ở hình 6-18. Những cột biên sẽ tiếp nhận mômen M_s xác định theo biểu thức

$$M_s = M_{oa} + M_{ob}. \quad (6-77)$$

β) Trường hợp hai dầm giữa (h. 6-19)

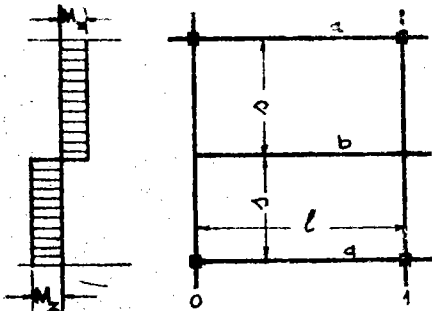
Tương tự như trên, trường hợp này ta có:

— góc xoay của cột:

$$\varphi_c = \frac{(M_{oa} + 2M_{ob})}{(1 + k_5) \varphi_{cu} EJ_c}; \quad (6-78)$$

— góc xoắn của dầm hai đầu ngàm chịu hai mômen tập trung:

$$\theta = \frac{7}{3} \cdot \frac{M_{ob} s}{EJ_s}. \quad (6-79)$$



Hình 6-18. Sơ đồ vị trí các dầm và biểu đồ mômen xoắn trong trường hợp một dầm giữa.

Cũng như trên thay các biểu thức (6-78) và (6-79) vào các biểu thức (6-66) và (6-67) ta có biểu thức để tính mômen ngàm của dầm a và dầm b như sau:

$$(2 + a_5 - k_4) M_{oa} + 2a_5 M_{ob} = - \frac{q_a l^2}{4} - \bar{M}_{1a}; \quad (6-80)$$

$$(2 + 2a_5 + 2a_6 - k_4) M_{ob} + a_5 M_{oa} = - \frac{q_b l^2}{4} - \bar{M}_{1b}. \quad (6-81)$$

Mômen xoắn ở đầu dầm biên giữa dầm a và dầm b tính theo biểu thức

$$M_x = M_{ob}. \quad (6-82)$$

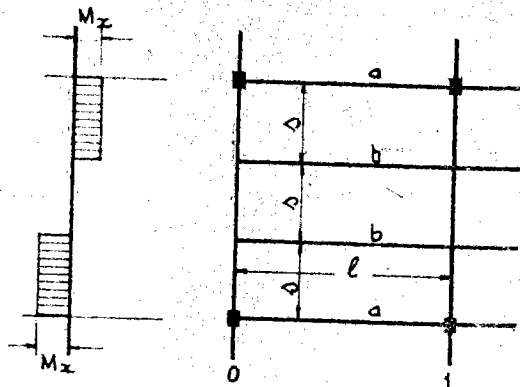
Biểu đồ của mômen xoắn như ở hình 6-19.

Cột biên sẽ tiếp nhận mômen M_s xác định theo biểu thức

$$M_s = M_{oa} + 2M_{ob}. \quad (6-83)$$

γ) Trường hợp ba dầm giữa (h. 6-20)

Tương tự như trên, trường hợp này ta có :



Hình 6-19. Sơ đồ vị trí các dầm và biểu đồ mômen xoắn trong trường hợp hai dầm giữa.

$$\varphi_c = \frac{(M_{oa} + 2M_{ob} + M_{oc})}{(1 + k_5) \varphi_{cu} EJ_u}; \quad (6-84)$$

$$\theta_c = \frac{7}{6} \frac{(2M_{ob} + M_{oc})s}{EJ_x}; \quad (6-85)$$

$$\theta_b = \frac{7}{3} \frac{(M_{ob} + M_{oc})s}{EJ_x}; \quad (6-86)$$

Tương tự các điều kiện (6-66) và (6-67), ở đây ta có :

$$\varphi_c + \varphi_{du} = 0; \quad (6-87)$$

$$\varphi_c + \theta_b + \varphi_{db} = 0; \quad (6-88)$$

$$\varphi_c + \theta_c + \varphi_{ac} = 0. \quad (6-89)$$

Tương tự các biểu (6-72) và (6-73), ở đây ta có các biểu thức để

tính mômen ngàm của các dầm a, b và c như sau :

$$(2 + a_5 - k_4)M_{oa} + 2a_5 M_{ob} + a_5 M_{oc} = -\frac{qal^2}{4} - \bar{M}_{1af}; \quad (6-90)$$

$$(2 + 2a_5 + 2a_6 - k_4) M_{ob} + (a_5 + a_6)M_{oc} + a_5 M_{oa} = -\frac{qbl^2}{4} - \bar{M}_{1b}; \quad (6-91)$$

$$(2 + a_5 + 2a_6 - k_4) M_{oc} + 2(a_5 + a_6)M_{ob} + a_5 M_{oa} = -\frac{q \cdot b^2}{4} - \bar{M}_{1c}; \quad (6-92)$$

Biểu thức để tính mômen xoắn ở dầm biên giữa dầm a và dầm b :

$$M_{xb} = M_{ob} + \frac{M_{oc}}{2}, \quad (6-93)$$

và giữa dầm b và dầm c :

$$M_{xc} = \frac{M_{oc}}{2}. \quad (6-94)$$

Biểu đồ mômen xoắn ở hình 6-20.

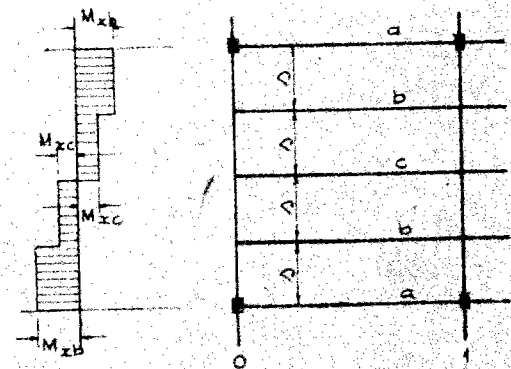
Cột biên sẽ tiếp nhận mômen M_s xác định theo biểu thức

$$M_s = M_{oa} + 2M_{ob} + M_{oc}. \quad (5-95)$$

ρ) Trường hợp bốn dầm giữa (h. 6-21)

Tương tự như trên, trường hợp này ta có :

$$\varphi_a = \frac{(M_{oa} + 2M_{ob} + 2M_{oc})h_u}{(1 + k_5) \varphi_{ca} EJ_u}; \quad (5-96)$$



Hình 6-20. Sơ đồ vị trí các dầm và biểu đồ mômen xoắn trong trường hợp ba dầm giữa.

$$\theta_c = \frac{7}{3} \cdot \frac{(M_{ob} + 2M_{oa})s}{EJ_x}; \quad (5-97)$$

$$\theta_b = \frac{7}{3} \cdot \frac{(M_{ob} + M_{oc})s}{EJ_x} \quad (5-98)$$

Các điều kiện cân bằng như các biểu thức (6-87), (6-88) và (6-89).

Tương tự các biểu thức (6-90), (6-91) và (6-92), ở đây ta có:

$$(2 + a_5 - k_4) M_{oa} + 2a_5 M_{ob} + 2a_5 M_{oc} = -\frac{q_x l^2}{4} - \bar{M}_{1a}; \quad (6-99)$$

$$(2 + 2a_5 + 2a_6 - k_4) M_{ob} + 2(a_5 + a_6) \times M_{oc} + a_5 M_{oa} = -\frac{q_b l^2}{4} - \bar{M}_{1b}; \quad (6-100)$$

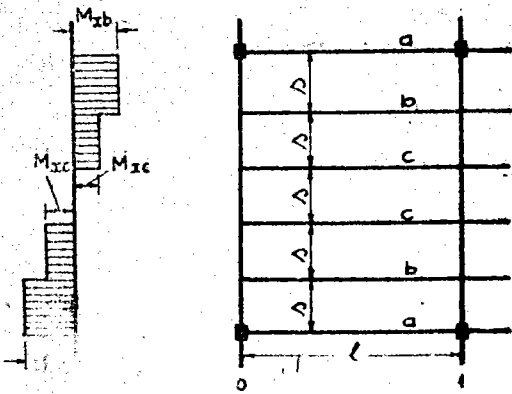
$$(2 + 2a_5 + 4a_6 - k_4) M_{oc} + 2(a_5 + a_6) \times M_{ob} + a_5 M_{oa} = -\frac{q_c l^2}{4} - \bar{M}_{1c}. \quad (6-101)$$

Tương tự các biểu thức (6-93) và (6-94), ở đây ta có:

$$M_{xb} = M_{ob} + M_{oc}; \quad (6-102)$$

$$M_{xc} = M_{oc}. \quad (6-103)$$

Hình 6-21. Sơ đồ vị trí các dầm và biểu đồ mômen xoắn trong trường hợp bốn dầm giữa.



Biểu đồ của mômen xoắn như ở hình 6-21

Cột biên sẽ tiếp nhận mômen M_s xác định theo biểu thức

$$M_s = M_{oa} + 2(M_{ob} + M_{oc}). \quad (6-104)$$

Nếu nhiều hơn bốn dầm giữa thì người ta sẽ phân bố mômen theo dầm liên tục (như trường hợp ba dầm giữa).

d) Ví dụ tính toán.

Ví dụ 6-3. Tính dầm biên với bản sàn bê tông mac 300. Dầm có nhiều nhịp bằng nhau theo phương x. Dầm chiều rộng theo phương y bằng 1m. Tải trọng sàn: $g = 0,4t/m$; $p = 0,5t/m$ và $q = 0,9t/m$. Các số liệu cho trước: $d = 0,14m$; $J = 2,3 \cdot 10^{-4} m^4$; $s = 3,0m$ và $l = 4,5m$, dầm biên có lan can bé: $b = 0,18m$; $d = 0,95m$ và $J_x = 14,9 \cdot 10^{-4} m^4$. Cột biên có kích thước: $b = 0,5m$ và $d = 0,22m$. Sơ đồ tính toán như ở hình 6-17d, trong đó: $h_o = h_u = 3,2m$; $k_5 = 1$ và $J_o = J_u = 4,4 \cdot 10^{-4} m^4$.

Tính toán mômen của cột (lấy theo bảng của Anger⁽¹⁾ hoặc các bảng tính sẵn đối với dầm liên tục):

$$\bar{m}_1 = -(0,1071 \cdot 0,4 + 0,0536 \cdot 0,5) 4,5^2 = -1,41 tm \text{ và } k_4 = 0,267.$$

Tính β theo biểu thức (6-52):

$$\beta = \sqrt{\frac{14}{(2 - 0,267)} \cdot \frac{2,3 \cdot 10^{-4}}{14,9 \cdot 10^{-4}}} = 0,52.$$

1. Anger — tác giả quyển sách « Tính dầm liên tục bằng bảng cho sẵn ». (Zehnteilige einflußlinien für durchlaufend Träger. Berlin — 1948).

Ta có :

$$\beta s = 0,52 \cdot 3,0 = 1,56.$$

Bước cột $y = s$, do đó $\text{th}\beta s = \text{th} 1,56 = 0,92$ và $\text{ch}\beta s = \text{ch} 1,56 = 2,48$.

Tính độ cứng theo biểu thức (6-63) :

$$K = \frac{2,3 \cdot 10^{-4}}{4,4 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{3,2}{4,5} = 0,37.$$

Tính môđun ngàm m_{os} của sàn theo biểu thức (6-64) :

$$m_{os} \left[\frac{12 \cdot 0,37}{(1+1) \cdot 4} \cdot \frac{0,92}{0,52} + 2 - 0,267 \right] = - \frac{0,9 \cdot 4,5^2}{4} = (-1,41);$$
$$m_{os} = -1,16 \text{ tm}.$$

Tính mômen ngàm ở cột 1 phía trong theo biểu thức (6-38) :

$$m_{1s} = -0,267(-1,16) - 1,41 = -1,10 \text{ tm}.$$

Mômen xoắn tại các trục cột tính theo biểu thức (6-59) :

$$M_{xs} = -1,16 \frac{0,92}{0,52} = -2,05 \text{ tm}.$$

Mômen ở cột biên tính theo biểu thức (6-65) :

$$M_s = 2(-2,05) = -4,10 \text{ tm}.$$

Dùng mômen xoắn ở cột biên để tính ứng suất chịu cắt do bị xoay :

$$y_r = (3,00 - 0,25) = 2,75 \text{ m}.$$

Dùng biểu thức (6-57) ta tính được :

$$M_{xr} = - \frac{1,16}{0,52} \cdot \frac{1,97}{2,48} = -1,76 \text{ tm}.$$

ở đây $\text{sh} ky_r = \text{sh} 0,52 \cdot 2,75 = 1,97$.

Những dải ở nhịp khi $y = 0$ thì $\text{ch} ky = 1$.

Mômen ngàm tính theo biểu thức (6-56) :

$$m_{os} = -1,16 \frac{1}{2,48} = -0,46 \text{ tm}.$$

Mômen ngàm ở cột 1 phía trong tính theo biểu thức (6-38) :

$$m_{10} = -0,267(-0,46) - 1,41 = -1,29 \text{ tm}.$$

Với một lực cắt $7t$ thì có ứng suất tiếp $\tau_c = 5,0 \text{ kg/cm}^2$.

Nếu chỉ có mômen xoắn M_{xr} thì ứng suất tiếp sẽ là :

$$\tau_x = 19,4 \text{ kg/cm}^2 < 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Cuối cùng ứng suất tiếp do uốn sẽ là :

$$\tau_c + \tau_x = 5,0 + 19,4 = 24,4 \text{ kg/cm}^2 < 26 \text{ kg/cm}^2.$$

Ví dụ 6-4. Tính dầm biên với dầm bản sàn bê tông mac 225. Dầm có nhiều nhịp bằng nhau theo phương x . Sơ đồ vị trí các dầm như ở hình 6-20. Bản dầm mái có $s = 1,50 \text{ m}$; $g = 0,60 \text{ t/m}$; $p = 0,75 \text{ t/m}$; $q = 1,35 \text{ t/m}$; $l = 4,5 \text{ m}$; $d = 0,08 \text{ m}$; $b_o = 0,20 \text{ m}$; $d_o = 0,28 \text{ m}$ và $J = 6,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$. Dầm biên có $b = 0,22 \text{ m}$; $d = 0,50 \text{ m}$ và $J_x = 12,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$. Vị trí và kích thước của cột biên như ở ví dụ 6-3.

Tương tự như ví dụ 6-3, ở đây ta có :

$$\bar{M}_{1a} = \bar{M}_{1b} = \bar{M}_{1c} = -1,5 \cdot 1,41 = -2,11 \text{ tm}$$

và $k_{4a} = k_{4b} = k_{4c} = 0,267 \approx 0,27$.

Tính a_5 theo biểu thức (6-74) :

$$a_5 = \frac{6}{(1+1)4} \cdot \frac{6,2 \cdot 10^{-4}}{4,4 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{3,2}{4,5} = 0,75.$$

Tính a_6 theo biểu thức (6-75) :

$$a_6 = 7 \cdot \frac{6,2 \cdot 10^{-4} \cdot 1,5}{12,2 \cdot 10^{-4} \cdot 4,5} = 1,18.$$

Tính thành phần tải trọng :

$$-\frac{ql^2}{4} - \overline{M}_1 = -\frac{1,35 \cdot 4,5^2}{4} - (-2,11) = -5,48 \text{ tm}.$$

Tính mômen ngàm của các dầm theo các biểu thức (6-90), (6-91) và (6-92) :

$$2,48 M_{oa} + 1,5 M_{ob} + 0,75 M_{oc} = -5,48;$$

$$0,75 M_{oa} + 5,59 M_{ob} + 1,93 M_{oc} = -5,48;$$

$$0,75 M_{oa} + 3,86 M_{ob} + 4,84 M_{oc} = -5,48.$$

Từ đó rút ra :

$$M_{oa} = -1,72 \text{ tm}; \quad M_{ob} = -0,62 \text{ tm} \text{ và}$$

$$M_{oc} = -0,37 \text{ tm}.$$

Mômen ngàm ở cột 1 phía trong tính theo biểu thức (6-38) :

$$M_{1a} = -0,267 (-1,72) - 2,11 = -1,65 \text{ tm};$$

$$M_{1b} = -0,267 (-0,62) - 2,11 = -1,91 \text{ tm};$$

$$M_{1c} = -0,267 (-0,37) - 2,11 = -2,01 \text{ tm}.$$

Mômen xoắn lớn nhất ở dầm giữa dầm a và b tính theo biểu thức (6-93) :

$$M_{xb} = -0,62 + \frac{-0,37}{2} = -0,80 \text{ tm}.$$

Những cột biên sẽ tiếp nhận mômen M_c xác định theo biểu thức (6-95) :

$$M_c = -1,72 - 2 \cdot 0,62 - 0,37 = -3,33 \text{ tm}.$$

Với một lực cắt $5,5t$ sẽ có ứng suất tiếp $\tau_c = 6,0 \text{ kg/cm}^2$.

Từ mômen xoắn $M_{xb} = -0,80 \text{ tm}$ sẽ cho ứng suất tiếp là

$$\tau_x = 13,5 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2.$$

Cuối cùng ứng suất tiếp do uốn sẽ là:

$$\tau + \tau_x = 6,0 + 13,5 = 19,5 \text{ kg/cm}^2 < 23 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Tính toán khung bê tông có chèn gạch

Như chúng ta thường gặp ở các công trình xây dựng từ trước đến nay, khi thiết kế khung chịu lực thì các vách ngăn sẽ xây bằng gạch hoặc các vật liệu khác. Gạch xây hoặc các vật liệu khác đặt vào khung thường chỉ đóng vai trò cách nhiệt, cách âm, làm vách ngăn giữa phòng này với phòng khác mà xem như không tiếp nhận mọi lực nào cả. Nhưng thực tế khi có tải trọng nằm ngang (gió, động đất) thì vì phần gạch xây có độ cứng rất lớn nên đã tham gia chịu lực. Qua các tài liệu phân tích sự phá hoại do động đất gây ra ở một số nước cho thấy rằng, nhờ có độ cứng lớn của gạch xây tham gia chịu lực với khung nên phần gạch đã nhận sự phá hoại khá lớn nếu như khi tính toán không kể đến.

Ngoài việc tính toán phần gạch chịu lực còn phải nghiên cứu sự liên kết vững chắc giữa gạch xây với hệ khung. Do đó việc nghiên cứu khả năng sử dụng gạch xây để chịu lực cùng với khung đã được nhiều tác giả đề cập đến. Giáo sư Polyakov (Liên Xô) cho rằng, khi có tải trọng nằm ngang tác dụng vào mặt phẳng của các tường được xây chèn trong các khung bê tông cốt thép hoặc thép thì phần gạch xây đó được xem như là một thanh chéo chịu lực (xem hình 6-22).

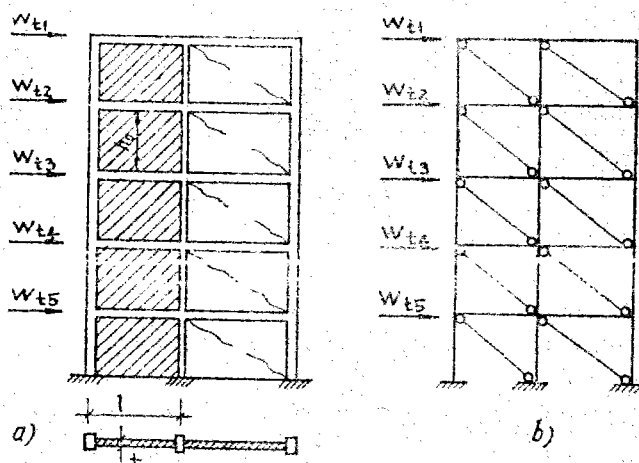
Khả năng chịu lực của thanh chéo trên hình chiếu ngang được tính theo biểu thức

$$X_p = \frac{0,7R_{kx}lt}{1 - k_6 \frac{h_0}{l}} k_7, \quad (6-105)$$

trong đó R_{kx} — cường độ khối xây cắt theo mạch vữa ngang;

k_6 — hệ số xét đến ảnh hưởng của gạch: đối với gạch xây đặc lấy bằng 0,5; đối với gạch xây có lỗ lấy bằng không;

k_7 — hệ số xét đến ảnh hưởng của lỗ cửa; l, t, h_0 — xem hình 6-22a.



Hình 6-22. Sơ đồ tính toán tường gạch chèn trong khung bê tông
a) thực tế; b) thay gạch bằng các thanh chéo.

Nếu tường xây đặc thì $k_7 = 1$; nếu tường xây có lỗ cửa có chiều rộng $b \leq 0,6l$ và chiều cao $h_c < 0,65h_0$. Xét trong điều kiện $h_c \leq 2l_1$ thì:

$$k_7 = 0,5 \left\{ 1 - 1,54 \left[1 - 0,25 \left(1 - \frac{b}{l} \right) \right] \frac{h_0}{h_c} \right\}, \quad (6-106)$$

trong đó b, h_c — chiều rộng và chiều cao của lỗ cửa;

l_1 — chiều rộng mảng tường.

Trong trường hợp khi tất cả các panen tầng có kích thước như nhau và độ cứng của khung và phần gạch xây như nhau thì khả năng chịu lực của các thanh chéo trên hình chiếu ngang xác định theo biểu thức

$$X_{tn} = r \left[\sqrt{\frac{\delta_{11}^2}{4c^2} + \frac{\delta_{11}}{r^2c} W_n} - \frac{\delta_{11}}{2c} \right], \quad (6-107)$$

trong đó r — số thanh chéo ;

$$W_n = \sum_{1}^n W_{1,n}, \quad (6-108)$$

$W_{1,n}$ — tải trọng nằm ngang (gió hoặc động đất) ở tầng n ;

δ_{11} — chuyển vị ngang của tầng trên khi tác dụng một đơn vị lực ;

c — đặc trưng độ cứng của phần gạch xây :

$$c = 2n_3 \left(a + \frac{l_2}{n_4} \right), \quad (6-109)$$

a, l_2 — một nửa chiều dài và chiều rộng của phần gạch xây (cm) ;

$$n_3 = \frac{n_5}{(at)^2} n_6 \cdot n_7, \quad (6-110)$$

$$n_5 = 12 \cdot 10^{-6} [n_4(n_4 - 2) + 2,93] ; \quad (6-111)$$

n_6 — hệ số ; khi phần gạch xây đặc thì $n_6 = 1$; khi thể xây có chiều cao như nhau thì $n_6 = 1$; khi phần gạch xây có một lỗ cửa :

$$n_6 = \frac{1}{\sqrt[3]{\left(1 - \frac{b}{2a}\right)^4}} ; \quad (6-112)$$

$$n_7 = \frac{7,5}{h_x} ; \quad (6-113)$$

h_x — chiều cao một lớp gạch xây ;

t — chiều dày của gạch xây ;

$$n_4 = \frac{a}{l_2} . \quad (6-114)$$

Mỗi thanh chéo được thay thế độ phải thỏa mãn điều kiện cường độ :

$$X_{1,n} \leq [X_{1,n}], \quad (6-115)$$

trong đó $[X_{1,n}]$ — khả năng tính toán chịu lực của phần gạch xây khi bị sai lệch :

$$[X_{1,n}] = \frac{n_8 R_{kx} at(1 - 0,1 n_4)}{1 - 0,75 \frac{f}{n_4}} ; \quad (6-116)$$

n_8 — hệ số, lấy như sau :

1,63 — khi tính tải trọng gió ;

2,00 — khi tính động đất ;

f — hệ số ma sát trong theo các mạch vữa của khối xây :

— đối với tường xây đặc : $f = 0,7 \cdot 0,8 = 0,56$;

— đối với tường có lỗ cửa : $f = 0$.

Khả năng chịu lực của các thanh chéo trên hình chiếu đứng là :

$$V_{1,n} = X_{1,n} \lg \alpha_{1,n}, \quad (6-117)$$

trong đó $\alpha_{1,n}$ — góc nằm giữa trục thanh chéo với dầm.

Một phương pháp khác để xác định được khả năng chịu lực của phần gạch xây trong khung là phân hệ khung chèn gạch thành những vách cứng riêng biệt. Trên cơ sở đó ta cần phân bố tải trọng nằm ngang (gió hoặc động đất) vào từng vách cứng riêng biệt sau đó tính từng vách cứng một.

Phương pháp phân bố tải trọng nằm ngang vào các vách cứng áp dụng phổ biến nhất là phân bố tỷ lệ theo độ cứng của các vách cứng. Ở đây ta xem tải trọng nằm ngang gây ra chuyển vị của hệ bằng một đơn vị.

Khi ngoại lực P tác dụng đối xứng với tiết diện ngang của công trình (tức là đi qua tâm xoắn A) và nếu các vách cứng bố trí đối xứng có cùng một độ cứng thì lực phân bố là:

$$W_i = \frac{K_i}{\sum K_i} P, \quad (6-118)$$

trong đó K_i — độ cứng của vách cứng đang xét.

Trong nhiều trường hợp thì vách cứng bố trí không đối xứng và các vách cứng có độ cứng khác nhau. Trong trường hợp này sẽ xuất hiện thêm mômen xoắn được phân bố cho các vách cứng (h. 6-23).

Xác định tọa độ (x_A, y_A) của tâm xoắn A :

$$x_A = \frac{K_i x_i}{\sum K_i^x}; \quad y_A = \frac{K_i y_i}{\sum K_i^y}, \quad (6-119)$$

trong đó x_i và y_i — tọa độ của vách cứng i ;

K_i^x và K_i^y — độ cứng của vách cứng i theo phương x và phương y .

Tất cả độ cứng của vách cứng được thể hiện qua độ cứng nhỏ nhất:

$$K_i = k_i K_1, \quad (6-120)$$

tức là

$$k_i = \frac{K_i}{K_1}, \quad (6-121)$$

trong đó K_1 — độ cứng của vách cứng 1.

Toàn bộ tải trọng nằm ngang phân bố lên vách cứng sẽ là:

$$W = W_i' + W_i'', \quad (6-122)$$

$$W_i'' = \frac{P e k_k s_k}{\sum k_i^2 s_i^2}, \quad (6-123)$$

trong đó W_i — lực do tải trọng nằm ngang truyền vào vách cứng i ;

W_i' — lực do tải trọng lệch tâm gây ra truyền vào vách cứng i ;

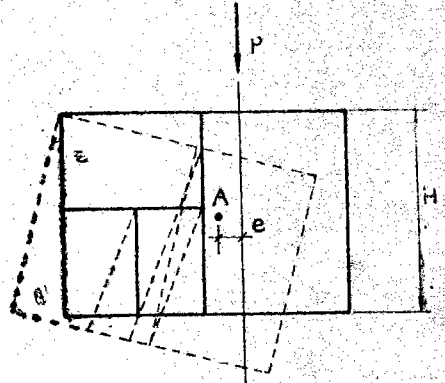
$P \cdot e$ — mômen xoắn;

s_k — khoảng cách từ vách cứng k đến tâm xoắn A ;

s_i — khoảng cách từ vách cứng i đến tâm xoắn A .

Cần chú ý rằng, khi tất cả các vách cứng bị xoắn thì những vách cứng ở cả hai hướng đều tham gia vào lực xoắn ấy, còn khi chuyển vị tịnh tiến thì chỉ có những vách cứng song song với phương của lực làm việc.

1. Tương tự các biểu thức (6-11), (6-12) — NBT.



Hình 6-23. Ngoại lực P tác dụng lệch tâm.

Khi tính toán, chúng ta cần phải lưu ý một số vấn đề sau đây :

1. khi có tải trọng nằm ngang (gió, động đất) tác dụng vào thì cần phải biết được phần gạch xây chịu bao nhiêu và phần khung chịu bao nhiêu ;

2. phải xác định được độ cứng của phần gạch xây và phần khung như thế nào để bảo đảm vấn đề phân bố lực vào cho đúng ;

3. quy cách xây dựng và chất lượng xây phải đảm bảo đúng quy trình để khi lực truyền vào thì phần gạch mới có khả năng chịu đựng được.

Đây là những vấn đề rất phức tạp mà lúc tính toán thiết kế cần thiết phải giải quyết.

Trong phạm vi quyển sách này chỉ giới thiệu những biểu thức tổng quát để giúp bạn đọc có thể áp dụng được ngay.

Khả năng chịu lực của phần gạch xây không có lỗ cửa tính theo biểu thức

$$N_{kl} = \frac{3at(n_4 - 0,3n_4^2)R_k}{n_9}, \quad (6-124)$$

trong đó

$$n_9 = 1 + n_4^2 - \sqrt{n_4^4 - 0,8n_4^2 + 1}, \quad (6-125)$$

R_k — cường độ chịu kéo của khối xây.

Biểu thức (6-124) chỉ dùng khi $n_4 < 2,5$.

Khả năng chịu lực của phần gạch xây có lỗ cửa tính theo biểu thức

$$N_{kl} = \frac{3n_{10}at(n_4 - 0,3n_4^2)R_k}{n_9}, \quad (6-126)$$

trong đó

$$n_{10} = 1 - \frac{2b}{5a} - \frac{3h_c}{5l_2}. \quad (6-127)$$

Độ cứng của phần gạch cho tường không có lỗ cửa khi chịu lực chuyển vị bằng một đơn vị là :

$$K_{kl} = \frac{22l}{l_2} \sqrt{\frac{a(a^2 + l_2^2)n_{11}E}{k_8}}, \quad (6-128)$$

trong đó n_{11} — hệ số, lấy như sau :

1,8 — cho vữa xi măng và gạch mac lớn hơn 100 kg/cm^2 ;

1,0 — cho vữa xi măng ;

0,8 — cho vữa vôi ;

k_8 — hệ số thể xây, lấy như sau :

— khi thể xây đã rắn :

$$k_8 = \frac{50R^{tc}}{l}; \quad (6-129)$$

— khi thể xây đang mềm :

$$k_8 = \frac{35R^{tc}}{l}; \quad (6-130)$$

E — môđun đàn hồi của gạch ;

R^{tc} — cường độ tiêu chuẩn của khối xây.

Độ cứng của tường gạch xây cho tường có lỗ cửa khi chịu lực chuyển vị bằng một đơn vị là:

$$K_{cl} = \frac{22ln_{10}^{4/3}}{l_2} \sqrt{\frac{a(a^2 + l_2^2)n_{11}E}{k_8}} \quad (6-131)$$

Độ cứng của khung bê tông ở các tầng được xác định với giả thiết là dầm khung liên kết với bản sàn có độ cứng vô cực:

$$K_k = \frac{12Eh_c}{l_2^3} \sum J_k, \quad (6-132)$$

trong đó J_k — mômen quán tính của khung.

Vậy độ cứng của bản khung sẽ là:

$$K_{bk} = K_k + \sum K_{pg}, \quad (6-133)$$

trong đó K_{pg} — độ cứng phần gạch, xác định theo biểu thức (6-128) hay biểu thức (6-131).

Tổng tải trọng nằm ngang mà bản khung tiếp nhận sẽ được phân bố tỷ lệ theo độ cứng cho phần khung và phần gạch. Để xác định phần tải trọng do gạch xây chịu, ta dùng điều kiện là chuyển vị của khung và của gạch phải bằng nhau. Vậy ta tính được phần tải trọng do gạch tiếp nhận là:

$$W_{pg} = \sqrt{(n_{12} - 2H + 1)n_{12}}, \quad (6-134)$$

trong đó

$$n_{12} = \frac{K_{pg}^2}{2K_k}. \quad (6-135)$$

Cách tính trên đây giới thiệu để ứng dụng tính toán nhà có dầm cột không quá 7m, còn khi lưới cột quá 7m thì chưa có thí nghiệm.