

Ts. TRỊNH KIM ĐẠM

Ts. LÊ BÁ HUẾ

# **KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP**



**NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT**  
**HÀ NỘI - 2006**

**60 - 601**  

---

**КНКТ - 06** 179 - 06

## **Lời nói đầu**

Khung nhà một tầng bằng bê tông cốt thép lắp ghép là dạng kết cấu rất hay gặp trong thực tế như nhà công nghiệp một tầng có hoặc không có cầu chạy, nhà kho, nhà dân dụng một tầng như hội trường, rạp chiếu bóng...

Khi gặp kết cấu loại này người ta phải thiết kế phần mái lợp, kết cấu đỡ mái, cột, hệ giằng, tường và móng. Cuốn sách này giúp bạn đọc nắm vững cách xác định kích thước mặt cắt ngang của nhà, xác định nội lực trong cột khung do các loại tải trọng khác nhau gây ra và cách tổ hợp chúng, cách tính toán và bố trí cốt thép trong cột. Sách cũng giới thiệu những nét cơ bản về bố trí hệ giằng trong nhà. Để tiện cho việc sử dụng chúng tôi đã đưa vào một số ví dụ tính toán bằng số. Đối với phần thiết kế mái và móng bạn đọc có thể tham khảo các tài liệu khác.

Sách được biên soạn trên cơ sở các tài liệu giảng dạy và hướng dẫn thiết kế từ nhiều năm nay của Bộ môn bê tông cốt thép Trường đại học xây dựng Hà Nội. Các vấn đề về tính toán và cấu tạo được giới thiệu ở đây là dựa vào các tiêu chuẩn thiết kế, quy trình quy phạm đã được nhà nước ban hành.

Sách dùng cho sinh viên các ngành xây dựng cơ bản. Các cán bộ thiết kế cũng có thể tìm được ở đây những điều cần thiết và bổ ích.

Phân công biên soạn như sau : Ts. Trịnh Kim Dạm viết phần thiết kế chung và phần phụ lục đồng thời chịu trách nhiệm chung về bản thảo ; Ts. Lê Bá Huế viết phần ví dụ tính toán và chỉnh lý bản thảo theo tiêu chuẩn tải trọng TCVN 2737 - 1995.

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn Gs. Ngô Thế Phong, Gs. Nguyễn Đình Cống đã góp nhiều ý kiến nhận xét, cảm ơn tập thể cán bộ giảng dạy Bộ môn kết cấu bê tông cốt thép Trường đại học xây dựng Hà Nội đã giúp đỡ chúng tôi rất nhiều trong quá trình biên soạn.

Tuy đã có nhiều cố gắng trong khi biên soạn nhưng khó tránh khỏi thiếu sót, chúng tôi mong nhận được sự góp ý của bạn đọc.

**Các tác giả**



## Phần 1

# THIẾT KẾ KHUNG NGANG

## 1. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC KHUNG NGANG

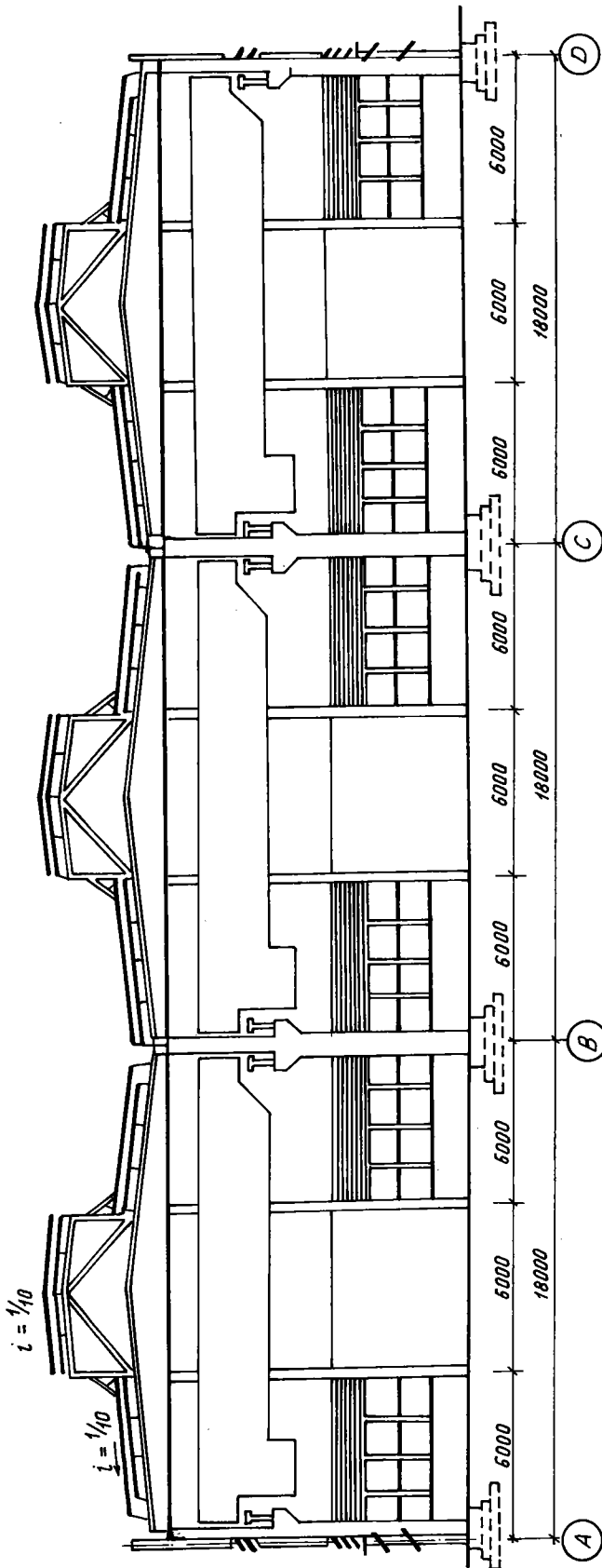
### 1. Sơ đồ khung ngang

*Kết cấu mái, cột, móng* tạo thành khung ngang nhà. Phần trên cùng của nhà là mái bao gồm panen mái và các lớp phủ. Kết cấu chịu lực chính của mái là dầm mái, dàn mái hoặc vòm mái, chúng tựa lên cột hoặc lên tường dọc của nhà. Nếu dùng tấm mái cỡ lớn đủ chiều dài gác từ kết cấu chịu lực mái này sang kết cấu chịu lực kia thì không cần xà gồ. Nếu dùng các tấm mái cỡ nhỏ thì phải dùng xà gồ. Xà gồ gác lên kết cấu chịu lực mái, còn tấm mái thì tựa lên xà gồ. Để lấy ánh sáng và thông gió trên mái có thể bố trí cửa mái. Khi kết cấu mái kê trực tiếp lên cột thì tường dọc chỉ đóng vai trò bao che, tường tựa lên móng tường hoặc dầm móng. Cột tựa lên móng (thường là móng đơn hoặc móng cọc). Trong nhà có cầu trục, cột phải có vai để đỡ dầm cầu trục. Trên hình 1.1.1 thể hiện mặt cắt ngang nhà một tầng ba nhịp có cầu trục.

### 2. Kết cấu mái

Việc chọn hình thức kết cấu mái tùy thuộc chủ yếu vào nhịp nhà. Khi nhịp nhà  $L$  từ 18 m trở xuống nên chọn kết cấu mái là dầm. Khi nhịp nhà từ 18 m trở lên nên dùng dàn hoặc vòm. Nếu chọn phương án dầm thì sơ bộ lấy chiều cao giữa dầm bằng  $(1/10 \div 1/15) L$ . Chiều cao đầu dầm có thể lấy bằng  $(1/20 \div 1/35) L$ . Tuy vậy để tiện cho định hình hóa tấm panen úp vào mảng tường đầu dầm, thường lấy chiều cao đầu dầm là 800 mm. Độ dốc của dầm phụ thuộc độ dốc thoát nước của mái, thường lấy bằng  $1/10 - 1/12$ . Nếu chọn phương án dàn, chiều cao giữa dàn thường lấy bằng  $(1/7 \div 1/9) L$ . Khoảng cách giữa các mắt dàn ở thanh cánh thượng thường lấy bằng 3 m. Khoảng cách giữa các mắt dàn ở thanh cánh hạ thường lấy là 6 m.

Căn cứ vào yêu cầu kiến trúc và yêu cầu sử dụng để quyết định hình dáng kích thước và cấu tạo của mái. Cửa mái được bố trí chạy dọc theo nhà. Chiều rộng của mái thường lấy bằng 6 m khi nhịp nhà nhỏ hơn hoặc bằng 18 m, lấy bằng 12 m khi nhịp nhà lớn hơn 18 m. Chiều cao của mái lấy theo yêu cầu về chiếu sáng.



Hình 1.1.1. Mặt cắt ngang nhà ba nhịp có cấu trúc

### 3. Dầm cầu trục

Trong nhà công nghiệp khi bước cột của nhà từ 12 m trở xuống và sức trục không quá 30 t thì thường dùng dầm cầu trục bằng bê tông cốt thép lắp ghép. Dầm cầu trục gác lên vai cột theo phương dọc nhà. Nhịp dầm cầu trục chính bằng bước cột. Căn cứ vào sức trục và nhịp của dầm để quyết định hình thức và kích thước tiết diện dầm. Thông thường tiết diện ngang của dầm cầu trục là tiết diện chữ T. Cánh của tiết diện chữ T có tác dụng tăng độ cứng theo phương ngang khi chịu lực hãm của xe trục, đồng thời tạo thuận tiện cho việc lắp đường ray và sử dụng cầu trục. Kích thước tiết diện lấy theo yêu cầu về độ cứng và yêu cầu để liên kết với ray. Các dầm cầu trục nhịp 6 m định hình thường có kích thước như sau : chiều cao tiết diện  $H_c = (600 \div 1000)$  mm, bề rộng sườn  $b = (200 \div 300)$  mm, bề rộng cánh  $b_c = (570 \div 700)$  mm. Với sức trục từ 5 đến 30 tấn có thể tham khảo số liệu ở bảng 1.1.1. Dầm cầu trục nhịp 12 m bằng bê tông cốt thép, sức trục đến 30 tấn, tiết diện chữ I được thiết kế định hình cùng một loại kích thước :  $H_c = 1400$  mm,  $b = 140$  mm,  $b_c = 650$  mm, bề rộng cánh dưới 340 mm, chiều cao cánh trên 180 mm, chiều cao cánh dưới 300 mm, trọng lượng một dầm 11,3 t.

**Bảng 1.1.1** Số liệu về dầm cầu trục nhịp 6 m

| Sức trục<br>$Q, t$ | Nhịp nhà<br>$L, m$ | Kích thước dầm cầu trục, mm |                     |                       |                        | Trọng lượng<br>một dầm,<br>$t$ |
|--------------------|--------------------|-----------------------------|---------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------------|
|                    |                    | Chiều cao<br>$H_c$          | Bề rộng sườn<br>$b$ | Bề rộng cánh<br>$b_c$ | Chiều cao cán<br>$h_c$ |                                |
| 5 - 10             | 12 - 30            | 800                         | 200                 | 570                   | 120                    | 3,3                            |
| 15 - 30            | 12 - 30            | 1000                        | 200                 | 570                   | 120                    | 4,2                            |

### 4. Xác định chiều cao nhà

Trong nhà công nghiệp có cầu trục, chiều cao nhà được quyết định bởi cao trình đỉnh ray ( ký hiệu là  $R$  ), là chiều cao tính từ mặt nền đến đỉnh ray. Chiều cao này phụ thuộc vào chiều cao các thiết bị cố định đặt trong nhà máy, vào chiều cao của sản phẩm, vào vị trí cao nhất của móc cầu, v.v... và được quy định bởi nhiệm vụ thiết kế. Các kích thước chính của khung ngang được thể hiện trên hình 1.1.2, trong đó chiều cao cầu trục  $H_{ct}$  phụ thuộc vào sức trục tra trong bảng chỉ tiêu về cầu trục (phụ lục I). Các kích thước và ký hiệu ở hình 1.1.2 xác định như sau

$H_c$  - chiều cao dầm cầu trục ;

$H_r$  - chiều cao ray và các lớp đệm ;

$a_1$  - khe hở giữa mặt trên cầu trục và mặt dưới kết cấu mang lực mái ;

$a_2$  - khoảng cách từ mặt nền đến mặt trên móng.

Cao trình mặt nền 0.00

Cao trình vai cột  $V$

$$V = R - (H_r + H_c). \quad (1)$$

Cao trình đỉnh cột  $D$

$$D = R + H_{ct} + a_1.$$

Chiều dài phần cột trên  $H_t$

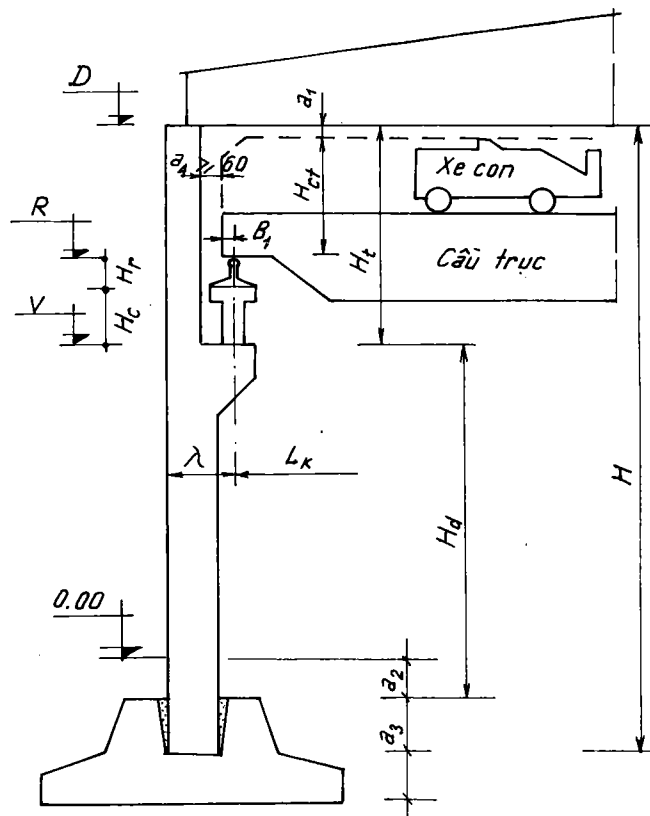
$$H_t = D - V = H_{ct} + a_1 + H_r + H_c.$$

Chiều dài phần cột dưới  $H_d$

$$H_d = V + a_2.$$

Chiều dài toàn bộ cột  $H$

$$H = H_t + H_d + a_3.$$



Hình 1.1.2. Các kích thước chính của khung ngang

Các số liệu kích thước chọn như sau :

Trị số  $a_2$  chọn dựa theo tình hình địa chất, thường lấy  $a_2 = 40 \div 80$  cm.



Trị số  $a_3$  không được bé hơn chiều cao tiết diện phần cột dưới. Để xác định  $a_3$  có thể giả thiết trước kích thước tiết diện cột, có thể chọn  $a_3 = 60 \div 80$  cm.

Trị số  $a_1$  quy định không bé hơn 10 cm, thường chọn  $a_1 = 10 \div 15$  cm.

Chiều cao ray và các lớp đệm  $H_r$  lấy phụ thuộc vào loại ray định dùng, có thể lấy  $H_r = 15$  cm.

Khi nhà có nhiều nhịp có cầu trục với sức trục khác nhau thì nên chọn kích thước chiều cao cột theo nhịp có sức trục lớn hơn.

Cao trình đỉnh mái  $M$  dùng để xác định áp lực gió vào khung ngang ( h.1.1.3), xác định như sau :

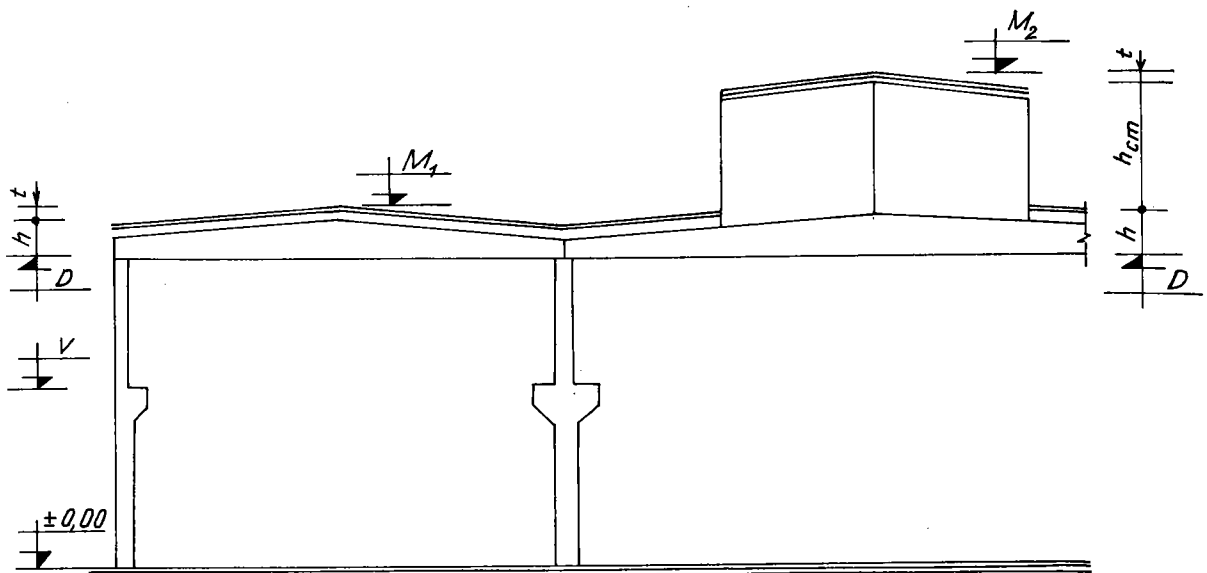
• *Khi không có cửa mái*

$$M_1 = D + h + t,$$

trong đó  $D$  - cao trình đỉnh cột ;

$h$  - chiều cao kết cấu mang lực mái kể từ đỉnh cột ;

$t$  - chiều dày các lớp mái.



Hình 1.1.3. Sơ đồ xác định cao trình mái

Trị số  $h$  lấy theo cấu tạo kích thước kết cấu mái. Trị số  $t$  lấy theo cấu tạo các lớp mái. Cấu tạo các lớp mái chọn theo yêu cầu kiến trúc và yêu cầu sử dụng. Đối với các nhà công nghiệp không có yêu cầu gì đặc biệt có thể chọn các lớp mái như sau :

hai lớp gạch lá nem kể cả vữa dày 5 - 6 cm, trọng lượng riêng  $\gamma = 1800 \text{ kG/ m}^3$ ;

lớp bê tông nhẹ cách nhiệt dày 12 - 15 cm, trọng lượng riêng  $\gamma = 1200 \text{ kG/ m}^3$  ;

lớp bê tông chống thấm dày 4 - 5 cm, trọng lượng riêng  $\gamma = 2500 \text{ kG/ m}^3$  ;

lớp panen chịu lực.

Khi không có những số liệu cụ thể về cấu tạo các lớp mái thì có thể chọn :

$$t = 40 \div 50 \text{ cm.}$$

$$h = 80 + 1/20 L \quad \text{khi dùng dầm mái, cm;}$$

$$h = 220 + 1/20 L \quad \text{khi dùng dàn mái, cm;}$$

với  $L$  là nhịp của nhà tính bằng cm.

#### • Khi có cửa mái

Với nhà có cửa mái thì phải xác định cao trình đỉnh mái  $M_2$  tại đỉnh cửa mái.

Trường hợp nhà có cao trình các nhịp cao thấp khác nhau cần xác định cao trình của từng nhịp chênh lệch để xác định áp lực gió cho chính xác.

## 5. Kích thước tiết diện cột và vai cột

Trong nhà không có cầu trục, cột thường có tiết diện không đổi. Khi chiều cao nhà (tính từ mặt nền đến mép dưới của kết cấu mái) không quá 7 m thì cột thường có tiết diện chữ nhật. Khi chiều cao nhà vượt quá 7 m thì dùng cột tiết diện chữ I để giảm nhẹ trọng lượng cột. Ở vị trí đầu cột có thể mở rộng để đủ diện tích gối tựa cho dầm hoặc dàn. Trên hình 1.1.4 giới thiệu một số loại cột nhà một tầng.

Trong nhà có cầu trục, cột phải có vai để đỡ dầm cầu trục, như vậy cột chia thành hai đoạn : *đoạn cột trên* và *đoạn cột dưới* vai cột. Với nhà có cầu trục dưới 30t thường chọn loại cột đặc (cột một nhánh), loại này có tiết diện chữ nhật hoặc chữ I. Tiết diện chữ I tuy có làm giảm trọng lượng cột nhưng chế tạo phức tạp cho nên trong thực tế thường dùng tiết diện chữ nhật. Khi sức trục vượt quá 30t, cao trình đỉnh ray vượt quá 10 m hoặc nhịp nhà từ 30 m trở lên thì dùng loại cột rỗng (cột hai nhánh) sẽ kinh tế hơn (h.1.1.4c). Loại cột này gồm có hai nhánh dọc và nhiều nhánh ngang.

Kích thước tiết diện cột trong mọi trường hợp phải đảm bảo về độ mảnh theo cả hai phương.

Đối với tiết diện bất kỳ

$$\lambda_r = l_o / r \leq 139.$$

Đối với tiết diện chữ nhật

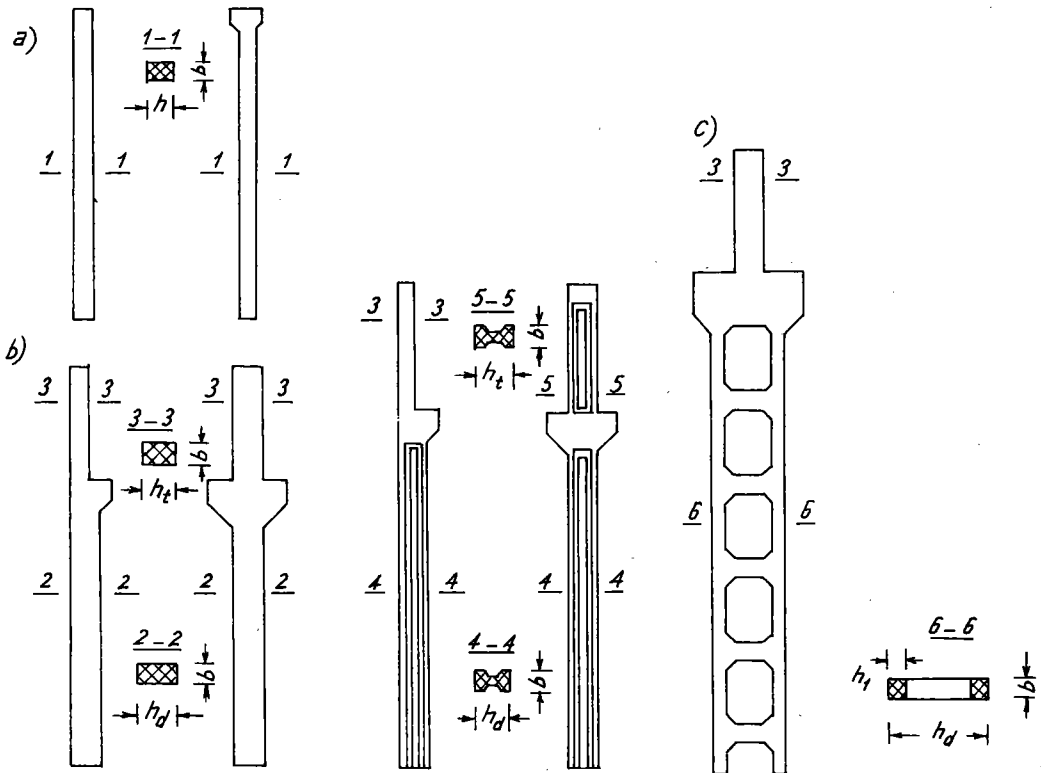
$$\lambda_b = l_o / b \leq 30,$$

trong đó  $r$  - bán kính quán tính nhỏ nhất ;

$b$  - cạnh nhỏ của tiết diện.

Chiều rộng  $b$  của cột thường lấy  $b = (\frac{1}{20} \div \frac{1}{25})H_d$ . Khi thiết kế có thể tham khảo các số liệu thiết kế định hình sau :

Khi bước cột là 6m thì  $b = 40\text{cm}$  nếu sức trục  $Q \leq 30\text{t}$  ;  $b = 50\text{cm}$  nếu sức trục  $Q > 30\text{t}$ . Khi bước cột là 12m thì  $b = 50\text{cm}$ .



Hình 1.1.4. Các loại cột nhà một tầng

a) cột nhà không có cầu trục ; b) cột một nhánh ; c) cột hai nhánh.

Chiều cao tiết diện phân cột trên  $h_t$  chọn theo yêu cầu về chịu lực đồng thời phải đủ diện tích tựa cho kết cấu mái mà không cần mở rộng đầu cột. Ngoài ra, khi chọn  $h_t$  phải chú ý đảm bảo khe hở cần thiết giữa mép cột và mép cầu trục. Khe hở  $a_4$  giữa mép cột và mép cầu trục phải lớn hơn 60mm và được lấy như sau:

với cột biên khi trục phân chia đi qua mép ngoài cột ( khi  $Q \leq 30\text{t}$  ),

$$a_4 = \lambda - B_1 - h_t$$

với cột giữa,  $a_4 = \lambda - B_1 - 0,5h_t$ ,

trong đó  $\lambda$  - khoảng cách từ dầm cầu trục đến trục phân chia,

khi sức trục  $Q \leq 30\text{t}$  thường lấy  $\lambda = 750\text{ mm}$  ;

$B_1$  - khoảng cách từ trục dầm cầu trục đến mép ngoài của cầu trục,

$B_1$  lấy theo phụ lục I.

Theo thiết kế định hình, khi nhà có bước cột 6m thường chọn  $h_t = 40\text{cm}$  đối với cột biên,  $h_t = 60\text{cm}$  đối với cột giữa.

Chiều cao tiết diện phần cột dưới  $h_d$  chọn chủ yếu theo điều kiện chịu lực, đồng thời phải đảm bảo cột đủ độ cứng để biến dạng của khung ngang không ảnh hưởng tới sự làm việc của cầu trục. Theo kinh nghiệm thường lấy :

$$h_d \geq \frac{1}{16} H_d \quad \text{khi sức trục } Q \leq 10t ;$$

$$h_d \geq \frac{1}{14} H_d \quad \text{khi sức trục } Q > 10t.$$

theo thiết kế định hình thường chọn  $h_d = 60\text{cm}$  hoặc  $80\text{cm}$  khi dùng cột đặc đối với nhà có bước cột 6m.

Trong cột hai nhánh ( h.1.1.4c ), khoảng cách giữa trục hai nhánh phụ thuộc vào sức trục của cầu trục, thường lấy trong khoảng 70 - 150 cm. Kích thước tiết diện có thể tham khảo những số liệu định hình sau :

với sức trục từ 10t đến 30t thì  $h_d = 100\text{cm}$  khi bước cột là 6 m ;

$$h_d = 140 \text{ cm khi bước cột là 12m.}$$

với sức trục  $\geq 30t$  thì  $h_d = 120 \text{ cm}$  khi bước cột là 6m;

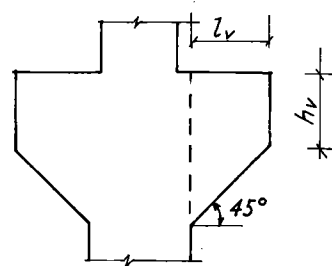
$$h_d = 160\text{cm khi bước cột là 12m.}$$

Gọi  $h_1$  là chiều cao tiết diện nhánh ( $h_1 = 20 \div 30 \text{ cm}$ ) thì khoảng cách giữa các thanh ngang lấy bằng  $( 8 \div 10 )h_1$ , chiều cao tiết diện thanh ngang lấy bằng  $(1,5 \div 2)h_1$ . Chiều rộng tiết diện thanh ngang nên lấy bằng chiều rộng tiết diện nhánh dọc.

Vai cột thuộc loại côngxon ngắn (h1.1.5), các kích thước chính của nó được quy định như sau :

Độ vưon của vai ra ngoài mép cột dưới  $l_v$  không nhỏ hơn 200mm và là bội số của 50mm khi độ vưon nhỏ hơn 400mm ; là bội số của 100mm khi độ vưon từ 400mm trở lên.

Chiều cao mép ngoài của vai cột  $h_v$  không nhỏ hơn 200mm và là bội số của 100mm .



Hình 1.1.5. Quy định kích thước vai cột

Đồng thời  $h_v$  không được nhỏ hơn  $1/3$  chiều cao tiết diện tại chỗ tiếp giáp với cột, thường chọn :

$$h_v \geq 300\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \leq 5 t ;$$

$$h_v \geq 400\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \text{ từ 5 đến } 10 t ;$$

$$h_v \geq 500\text{mm} \quad \text{khi sức trục } Q \geq 15 t.$$

Góc nghiêng dưới vai cột so với phương ngang không được vượt quá  $45^\circ$ . Bề rộng vai cột lấy bằng bề rộng cột.

Đối với các vai cột trong nhà có cầu trục đặc biệt chế độ làm việc nặng thì mép dưới vai cột nên làm lượn tròn hoặc làm thêm nách.

## §2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

Khung ngang nhà công nghiệp một tầng chịu các loại tải trọng sau : các tải trọng tĩnh ( trọng lượng kết cấu mái, trọng lượng các lớp mái, cửa mái, trọng lượng tường, cửa, dầm giằng, v.v... ) ; hoạt tải mái do người và các thiết bị sửa chữa ; tải trọng gió và tải trọng do cầu trục.

### 1. Tĩnh tải mái

Tĩnh tải mái do một kết cấu mái truyền vào đỉnh cột, ký hiệu là  $G_m$

Khi trong nhịp không có cửa mái

$$G_m = 0,5 ( G_1 + g a L ). \quad (1.2.1)$$

Khi trong nhịp có cửa mái

$$G_m = 0,5 ( G_1 + g a L + G_2 + 2 g_k a ), \quad (1.2.2)$$

trong đó  $G_1$  - trọng lượng một kết cấu mái ( dầm hoặc dàn mái ) ;

$g$  - trọng lượng một mét vuông các lớp mái ;

$a$  - bước cột ;

$L$  - nhịp nhà ;

$G_2$  - trọng lượng khung cửa mái ;

$g_k$  - trọng lượng kính, khung cửa lắp ở mặt bên cửa mái tính trên mỗi mét dọc nhà.

Trị số  $G_1$  tính theo số liệu thực tế của kết cấu mái đã chọn, có thể tham khảo bảng 1.2.1

**Bảng 1.2.1. Trọng lượng kết cấu mái**

| Loại kết cấu mái | Dầm mái |     |     | Dàn mái |     |    |
|------------------|---------|-----|-----|---------|-----|----|
|                  | Nhịp, m | 12  | 15  | 18      | 18  | 24 |
| Trọng lượng, t   | 4,1     | 5,9 | 7,7 | 6,6     | 9,6 |    |

Để xác định trị số  $g$  phải căn cứ vào cấu tạo các lớp mái.

$$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + \dots \text{ (tính trên } 1\text{m}^2 \text{),}$$

trong đó  $g_1$  - trọng lượng tấm mái kể cả bê tông chèn tính ra trên  $1\text{ m}^2$  mái.

Khi dùng panen kích thước  $6 \times 1,5\text{m}$  thì tải trọng tiêu chuẩn  $g_1 = 189\text{ kG/m}^2$ , panen  $3 \times 6\text{ m}$  thì  $g_1 = 145\text{ kG/m}^2$ ;

$g_2, g_3, g_4, \dots$  - trọng lượng các lớp gạch lá nem, bê tông cách nhiệt, bê tông chống thấm v.v... tính toán theo cấu tạo thực tế.

Trị số  $G_2$  lấy theo cấu tạo khung cửa mái, khi chưa có số liệu thực tế có thể lấy

$$G_2 = (1,2 \div 1,5)t \text{ với}$$

cửa mái rộng 6 m,

$$G_2 = (2,2 \div 2,8)t \text{ với}$$

cửa mái rộng 12 m.

Trị số  $g_k$  tính theo số liệu thực tế.

Khi chưa có số liệu thực tế có thể lấy

$$g_k = (400 \div 500)\text{ kG/m.}$$

Khi xác định tải trọng tính toán cần nhân tính tải với hệ số vượt tải  $n$  ( hệ số độ tin cậy  $\gamma$  theo TCVN 2737 -1995 ).

Đối với trọng lượng bản thân kết cấu mái, panen, lớp bê tông chống thấm,  $n = 1,1$  ; đối với các lớp gạch lá nem kể cả vữa, lớp cách âm, cách nhiệt...  $n = 1,3$ .

Khi tính toán cần xác định chính xác điểm đặt của  $G_m$ . Tùy theo cách liên kết mà xác định điểm đặt của nó. Điểm đặt của  $G_m$  tại trung tâm bản thép ở đầu kết cấu mái (thường trùng với trục đi qua bulông liên kết đầu cột).

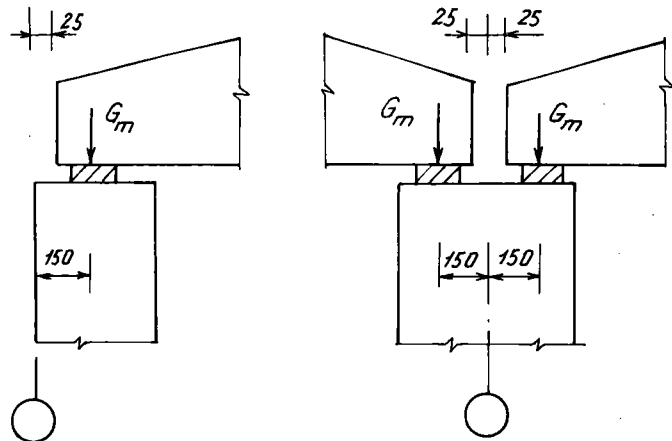
Theo thiết kế định hình, trung tâm tấm thép cách trục phân chia một đoạn 150 mm ( h.1.2.1). Khi tính toán cần phải xác định  $G_m$  ở nhịp biên và ở nhịp giữa, nếu các nhịp đó khác nhau hoặc có cấu tạo mái khác nhau.

## 2. Tính tải dầm cầu trục

Tính tải do trọng lượng bản thân dầm cầu trục, trọng lượng của ray và các bản đệm hợp thành lực tập trung đặt lên vai cột ký hiệu là  $G_d$

$$G_d = G_1 + ag_r. \quad (1.2.3)$$

trong đó  $G_1$ - trọng lượng một dầm cầu trục (xem bảng 1.1.1) ;



Hình 1.2.1. Sơ đồ xác định điểm đặt tải trọng mái

$g_r$  - trọng lượng của ray, đê tính trên mỗi mét dài và được lấy theo số liệu cấu tạo cụ thể, khi chưa có số liệu cụ thể lấy  $g_r = (150 \div 200)$  kG/m ;

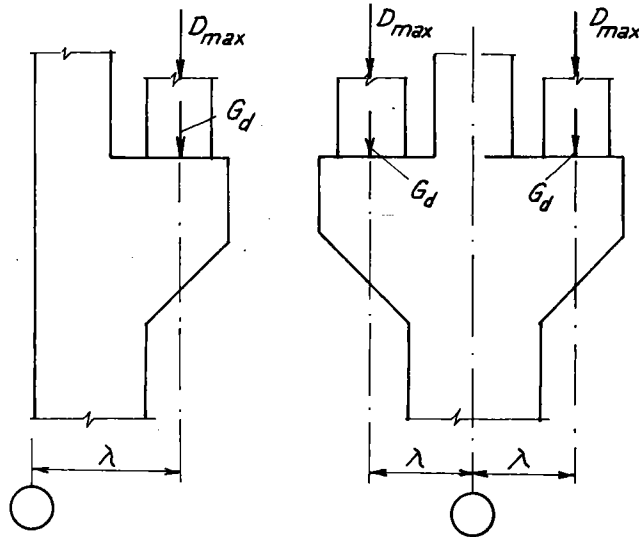
$a$  - bước cột, tức là nhịp của dầm cầu trục.

Khi tính  $G_d$  lấy hệ số vượt tải  $n = 1,1$ .

Điểm đặt của  $G_d$  trùng với tâm tiết diện dầm cầu trục và cách trục phân chia một đoạn  $\lambda$  (h.1.2.2)

### 3. Trọng lượng bản thân cột

Trọng lượng bản thân cột được tính toán theo kích thước cột đã chọn. Lấy thể tích các đoạn cột nhân với trọng lượng riêng  $\gamma$  của bê tông cốt thép (lấy  $\gamma = 2500$  kG/m<sup>3</sup>). Khi tính toán cần tính riêng ra hai phần, phần cột trên  $G_{ct}$ , phần cột dưới  $G_{cd}$ . Trọng lượng phần cột dưới phải kể cả trọng lượng vại cột.



Hình 1.2.2. Điểm đặt của tải trọng cầu trục

### 4. Hoạt tải mái

Hoạt tải mái truyền qua kết cấu mái vào đỉnh cột thành lực tập trung  $P_m$ . Điểm đặt của  $P_m$  trùng với điểm đặt của  $G_m$ . Khi trên mái không có người đi lại mà chỉ có người sửa chữa, hoạt tải lấy bằng  $75$  kG / m<sup>2</sup> với hệ số vượt tải  $n = 1,3$

$$P_m = 1,3 \times 75 \times a \times L / 2, \quad (1.2.4)$$

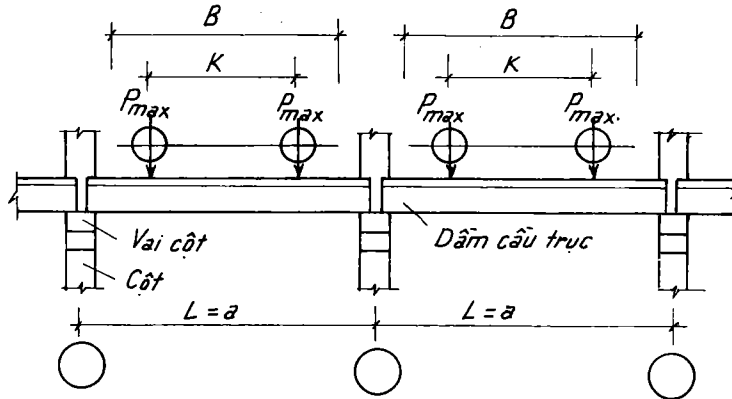
trong đó  $a$  - bước cột ;

$L$  - nhịp của khung.

### 5. Hoạt tải do cầu trục

Khi cầu trục hoạt động, mỗi bánh xe của cầu trục đè lên ray một lực tập trung. Lúc cầu trục chở đủ nặng và xe con đi sát về phía dầm đang xét thì áp lực mỗi bánh xe đè lên ray ở phía ấy là lớn nhất, ký hiệu là  $P_{max}$  và ở phía đường ray bên kia ký hiệu là  $P_{min}$ .

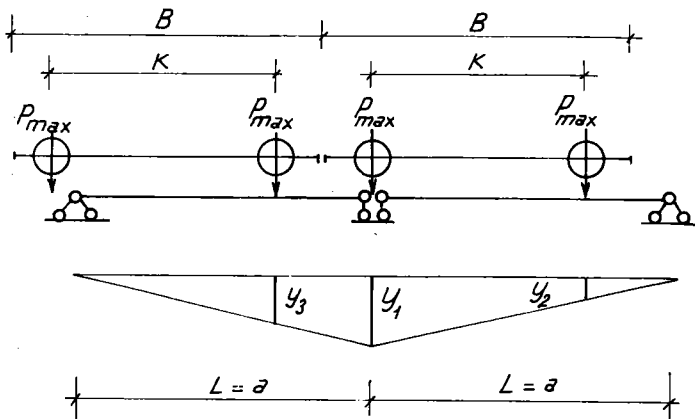
Hoạt tải do áp lực của cầu trục  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  truyền lên vai cột là các lực tập trung ký hiệu là  $D_{max}$  và  $D_{min}$ .



Hình 1.2.3. Sơ đồ cầu trục

Thân cầu trục thường có bốn bánh xe lên ray, mỗi bên hai bánh. Khoảng cách giữa hai bánh xe ký hiệu là  $K$ , bề rộng thân cầu trục ký hiệu là  $B$ . Các trị số  $P_{max}$ ,  $P_{min}$ ,  $K$ ,  $B$  cho trong bảng chỉ tiêu về cầu trục (phụ lục I).

Trong mỗi nhịp nhà có một số cầu trục hoạt động tùy theo yêu cầu của công nghệ. Nếu mỗi nhịp có từ hai cầu trục trở lên thì khi tính toán cần xét trường hợp hai cầu trục làm việc cạnh nhau như trên hình 1.2.3 nếu chỉ có một cầu trục hoạt động thì chỉ tính với một cầu trục đó.



Hình 1.2.4. Đường ảnh hưởng phản lực gối tựa và cách xếp tải

Lực  $D_{max}$  tính bằng tổng phản lực ở gối tựa đặt lên vai cột do các lực  $P_{max}$  gây ra. Vì  $P_{max}$  là lực di động cho nên để tìm  $D_{max}$  phải dùng đường ảnh hưởng phản lực gối tựa của dầm. Đường ảnh hưởng này có dạng đường thẳng, có tung độ bằng một ở

gối đang tính và bằng không ở gối kia. Để có  $D_{max}$  phải xếp một lực  $P_{max}$  nằm ngay trên đỉnh của đường ảnh hưởng (h.1.2.4)

$$D_{max} = P_{max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \tag{1.2.5}$$

trong đó  $y_1 = 1$  - tung độ tại gối tựa đang tính ;



$y_2, y_3, y_4$  - tung độ của đường ảnh hưởng phản lực gối tựa tại các tiết diện có đặt lực  $P_{\max}$ .

Nếu khi xếp các lực  $P_{\max}$  mà có những lực đặt ra ngoài phạm vi đường ảnh hưởng thì lấy tung độ ứng với nó bằng không (thường  $y_4 = 0$ ). Tính toán các giá trị  $y_i$  theo tam giác đồng dạng.

Điểm đặt của  $D_{\max}$  ở vai cột trùng với điểm đặt của  $G_d$  ( h.1.2.2)

Cũng tương tự ta tính được áp lực  $D_{\min}$

$$D_{\min} = P_{\min} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.2.6)$$

Khi tính toán với  $D_{\max}$  và  $D_{\min}$ , lấy hệ số vượt tải  $n = 1.1$ , như vậy áp lực tính toán của cầu trục lên vai cột sẽ là :

$$D_{\max} = 1,1P_{\max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4); \quad (1.2.7)$$

$$D_{\min} = 1,1P_{\min} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4). \quad (1.2.8)$$

## 6. Lực hãm của cầu trục

Xe con chở vật nặng chạy trên cầu trục theo phương ngang nhà. Vật nặng được treo bằng móc mềm hoặc móc cứng. Khi xe con hãm, do quán tính sẽ sinh ra lực xô ngang gọi là lực hãm ngang. Thông qua ma sát giữa bánh xe cầu trục và ray mà lực hãm này truyền từ ray qua dầm cầu trục và truyền vào cột thông qua liên kết giữa cánh dầm cầu trục với cột.

Với móc mềm lực hãm ngang tính theo công thức

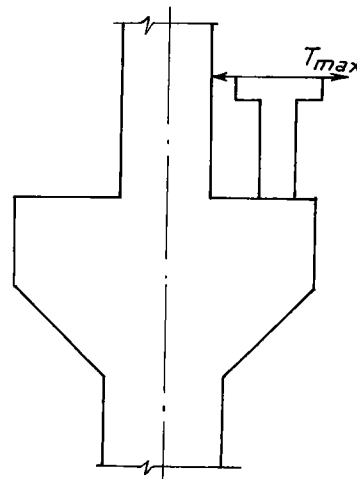
$$T = \frac{Q + G}{20}. \quad (1.2.9)$$

Với móc cứng

$$T = \frac{Q + G}{10}. \quad (1.2.10)$$

Lực hãm này coi như truyền tất cả sang một phía đường ray và chia đều cho hai bánh xe cầu trục, mỗi bánh truyền một lực

$$T_1 = 0,5 T. \quad (1.2.11)$$



Hình 1.2.5. Điểm đặt của  $T_{\max}$

Cũng tương tự như khi tính  $D_{\max}$ , lực hãm ngang lớn nhất  $T_{\max}$  do hai cầu trục cùng làm việc cạnh nhau truyền vào cột xác định theo nguyên tắc dùng đường ảnh hưởng của phản lực gối tựa của dầm cầu trục

$$T_{\max} = T_1 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.1.12)$$

Khi tính toán với  $T_{\max}$  cũng lấy hệ số vượt tải  $n = 1,1$ , như vậy lực hãm tính toán sẽ là

$$T_{\max} = 1,1T_1 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4), \quad (1.1.13)$$

Lực hãm  $T_{\max}$  có thể hướng vào cột hoặc hướng ra khỏi cột. Điểm đặt của lực  $T_{\max}$  lấy ngang với mặt trên dầm cầu trục (ở vị trí đó có thép liên kết dầm cầu trục với cột) (h.1.2.5).

## 7. Tải trọng gió

Tải trọng gió gồm hai thành phần, tĩnh và động.

Khi xác định tải trọng gió cho công trình nhà công nghiệp một tầng cao dưới 36m với tỷ số chiều cao trên nhịp nhỏ hơn 1,5 thì không cần tính đến thành phần động của tải trọng gió.

Giá trị tính toán của thành phần tĩnh của tải trọng gió  $W$  ở độ cao  $Z$  so với mốc chuẩn, tác dụng lên một mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình xác định theo công thức

$$W = nW_0 k C, \quad (1.2.14)$$

trong đó  $W_0$  - giá trị của áp lực gió ở độ cao 10 m so với cốt chuẩn của mặt đất lấy theo bản đồ phân vùng gió của TCVN 2737 - 1995 ;

$k$  - hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình;

$C$  - hệ số khí động lấy phụ thuộc vào hình dáng của công trình, vào phía gió đẩy hoặc phía gió hút.

Các trị số  $W_0$ ,  $k$ ,  $C$  lấy theo các số liệu của phụ lục II.

Hệ số vượt tải  $n$  của tải trọng gió lấy bằng 1,2 tương ứng với nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm. Khi thời gian sử dụng giả định khác đi thì giá trị tính toán của tải trọng gió phải thay đổi bằng cách nhân với hệ số điều chỉnh (bảng 3, phụ lục II).

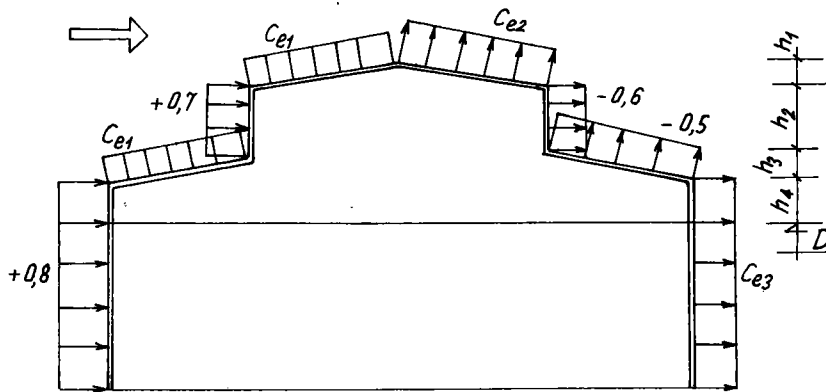
Áp lực gió lên tường dọc sẽ truyền vào cột của khung ngang thành tải trọng phân bố trên suốt chiều dài đoạn cột nằm trên mặt đất với cường độ tải trọng gió là  $p$

$$p = W a, \quad (1.2.15)$$

trong đó  $W$  - áp lực gió lên một mét vuông bề mặt đứng.

$a$  - bước cột .

Cần phải tính riêng tải trọng phía gió đẩy là  $p_1$  và phía gió hút là  $p_2$  với các hệ số khí động tương ứng.



Hình 1.2.6. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Áp lực gió tác dụng vào kết cấu mái (từ phần đỉnh cột trở lên) được đưa về thành lực tập trung  $S$  đặt trên đầu cột.

Giá trị của lực tập trung ở phía gió đẩy là  $S_1$ , ở phía gió hút là  $S_2$ , phụ thuộc vào dạng mái. Trường hợp mái đơn giản

$$S = W a H_m \quad (1.2.16)$$

trong đó  $H_m$  - chiều cao từ đỉnh cột đến đỉnh mái.

Đối với sơ đồ trên hình 1.2.6 ta có áp lực gió lên cột là :

$$\text{phía gió đẩy} \quad p_1 = 1,2 \times W_0 \times 0,8 \times k \times a ,$$

$$\text{phía gió hút} \quad p_2 = 1,2 \times W_0 \times C_{e3} \times k \times a .$$

Gió lên mái quy về lực tập trung :

$$\text{phía gió đẩy} \quad S_1 = 1,2 ( 0,8 h_4 + C_{e1} h_3 + 0,7 h_2 + C_{e1} h_1 ) a \times W_0 ;$$

$$\text{phía gió hút} \quad S_2 = 1,2 ( C_{e3} h_4 + 0,5 h_3 + 0,6 h_2 + C_{e2} h_1 ) a \times W_0 ;$$

Các trường hợp mái có hình dáng phức tạp tham khảo các sơ đồ trong phụ lục II hoặc trong tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737 - 1995.

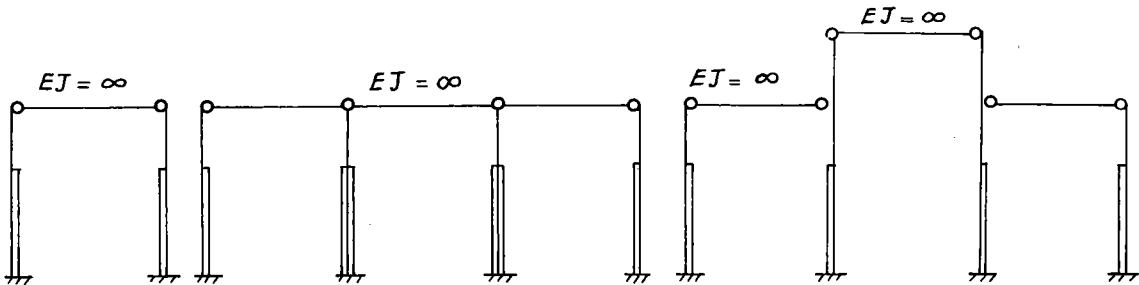
Cần lưu ý rằng gió tác dụng vào cột chỉ tính từ mặt đất trở lên nhưng vì đoạn chôn dưới đất khá bé cho nên có thể xem như gió tác dụng từ tiết diện ngàm (tiết diện mặt móng trở lên).

### §3. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRONG CỘT

Mỗi một nhà công nghiệp bao gồm một hay nhiều khối, phân cách nhau bằng các khe nhiệt độ. Trong mỗi khối nhiệt độ các khung ngang được liên kết với nhau nhờ hệ mái, hệ giằng, dầm cầu trục,... tạo thành hệ không gian. Việc tính toán nội lực hệ không gian khá phức tạp nên trong thực tế thường đưa về tính các hệ phẳng là các khung ngang độc lập. Trong những trường hợp cần thiết cần xét đến sự làm việc không gian thì phải tính hệ không gian đó hoặc đơn giản hơn là điều chỉnh nội lực hoặc chuyển vị trong hệ phẳng độc lập cho phù hợp với hệ thực bằng các hệ số.

Khi tách ra từng khung phẳng độc lập để tính toán nội lực trong cột thì sơ đồ tính của khung ngang có dạng như trên hình 1.3.1

- Xà ngang được coi là thẳng, tuyệt đối cứng, liên kết khớp với cột ở mức đỉnh cột.
- Cột ngầm vào móng ở mức mặt trên của móng hoặc đài của móng cọc.



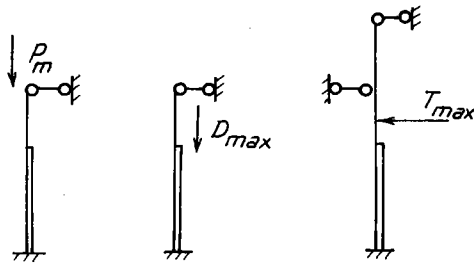
Hình 1.3.1. Sơ đồ tính toán khung ngang

Dưới tác dụng của tải trọng đứng, các công trình nói chung đều có chuyển vị ngang bé và khi công trình càng nhiều nhịp thì chuyển vị ngang này càng nhỏ. Vì vậy để đơn giản cho tính toán nội lực, cho phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột khi nhà có cùng cao trình, có số nhịp từ ba trở lên dưới tác dụng của tải trọng đứng và lực hãm ngang.

#### A. Xác định nội lực khi nhà có từ ba nhịp trở lên, cùng cao trình chịu tải trọng đứng và lực hãm ngang

##### 1. Nguyên tắc chung

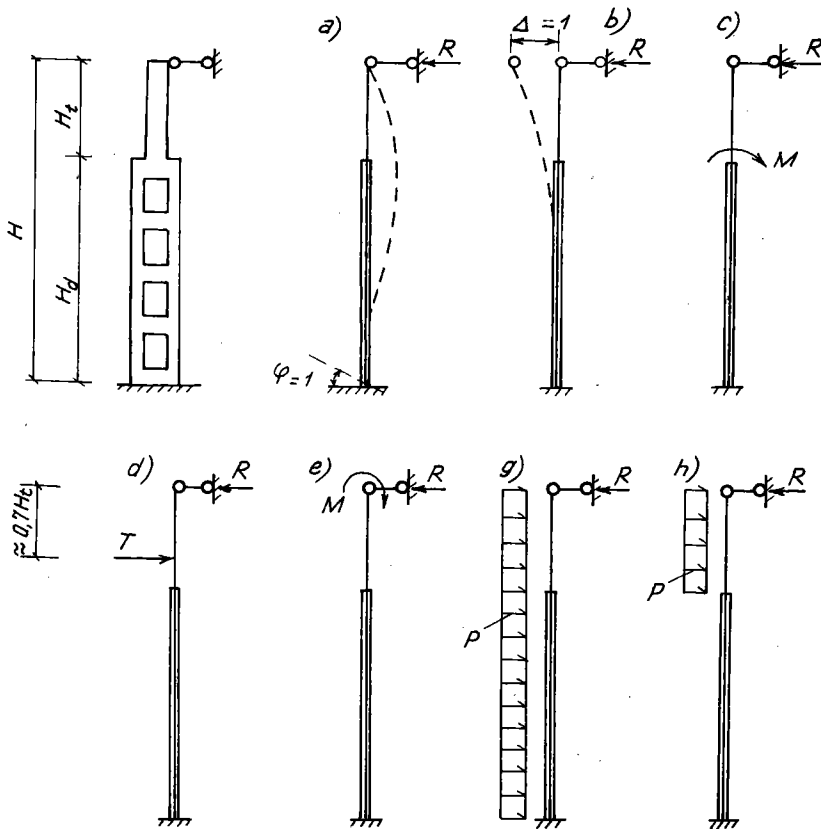
Trong trường hợp này được phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột, như vậy các cột làm việc hoàn toàn độc lập và được đưa về tính từng loại cột riêng theo sơ đồ như trên hình 1.3.2.



Hình 1.3.2. Sơ đồ tính toán cột khi bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột

Đây là kết cấu siêu tĩnh, có thể giải bằng phương pháp lực hoặc phương pháp chuyển vị. Cũng có thể dùng các bảng lập sẵn để tính toán. Với mỗi loại tải trọng tra bảng ứng với các hệ số cần thiết  $n = J_t/J_d$ ;  $\lambda = H_t / H_d$  rồi dùng công thức tính ra trị số phản lực đầu cột  $R$  và sau đó vẽ biểu đồ nội lực trong cột một cách bình thường. Trong các sổ tay thiết kế có cho đầy đủ các bảng tính toán.

Dưới đây trình bày cách áp dụng các công thức lập sẵn để tìm phản lực  $R$  trong các liên kết ngang của cột khi chịu các trường hợp tải trọng khác nhau (h.1.3.3). Các công thức này thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh và cũng có thể áp dụng cho cột đặc và cột có tiết diện không đổi.



Hình 1.3.3. Các sơ đồ tính toán phản lực đầu cột

Trường hợp a : khi chân cột xoay một góc  $\varphi = 1$

$$R = \frac{3EJ_d}{H^2(1+K+K_1)} \quad (1.3.1)$$

*Trường hợp b* : khi đỉnh cột có chuyển vị ngang  $\Delta = 1$

$$R = \frac{3EJ_d}{H^3(1+K+K_1)} \quad (1.3.2)$$

*Trường hợp c* : khi có mômen  $M = De_d$  đặt ở vai cột do lực tập trung  $D$  đặt cách trục cột dưới một đoạn  $e_d$  gây ra

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+K+K_1)} \quad (1.3.3)$$

*Trường hợp d* : khi có lực xô ngang  $T$  đặt cách đỉnh cột một đoạn xấp xỉ  $0,7H_t$

$$R = \frac{T(1-t+K_1)}{1+K+K_1} \quad (1.3.4)$$

*Trường hợp e* : khi có mômen  $M = Pe_t$  đặt ở đỉnh cột do lực tập trung  $P$  đặt cách trục cột trên một đoạn  $e_t$  gây ra

$$R = \frac{3M(1+\frac{K}{t})}{2H(1+K+K_1)} \quad (1.3.5)$$

Công thức ( 1.3.5 ) chỉ đúng cho trường hợp trục phần cột trên và trục phần cột dưới trùng nhau. Khi cột có trục phần cột trên và trục phần cột dưới lệch nhau một đoạn  $a$  thì :

$$R = R_1 \pm R_2 \quad (1.3.6)$$

trong đó  $R_1$  - tính theo công thức ( 1.3.5 ) với  $M = Pe_t$  ;

$R_2$  - tính theo công thức (1.3.3) với  $M = Pa$ .

Lấy dấu cộng hay trừ trước  $R_2$  tùy theo biểu đồ mômen do lực  $P$  gây ra trong hệ cơ bản (đã cắt bỏ liên kết khớp ở đỉnh) là tăng hay giảm khi từ phần cột trên xuống phần cột dưới. Nếu lấy trục phần cột trên làm chuẩn thì lấy dấu cộng khi  $e_t$  và  $a$  ngược dấu nhau.

*Trường hợp g* : khi có tải trọng  $p$  phân bố đều toàn bộ cột

$$R = \frac{3pH[1+tK+1,33(1+t)K_1]}{8(1+K+K_1)} \quad (1.3.7)$$

*Trường hợp h*: khi có tải trọng  $p$  phân bố đều ở đoạn cột trên

$$R = \frac{pH[3(1+tK)-(3+t)(1-t)^3+K_1]}{8(1+K+K_1)} \quad (1.3.8)$$

Trong các công thức trên :

$$t = \frac{H_t}{H} ; \quad K = t^3 \left( \frac{J_d}{J_t} - 1 \right) ; \quad K_1 = \frac{(1-t)^3 J_d}{8J_o n^2} , \quad (1.3.9)$$

ở đây  $J_o$  - mômen quán tính của tiết diện một nhánh ;

$J_t$  - mômen quán tính của tiết diện phần cột trên ;

$J_d = \frac{F_o c^2}{2}$  - mômen quán tính tương đương của tiết diện phần cột dưới hai nhánh ;

$F_o$  - diện tích một nhánh ;

$c$  - khoảng cách giữa hai trục nhánh ;

$n$  - số lượng các ô khung trong phần cột dưới hai nhánh ;

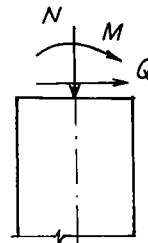
$H_t$  - chiều dài đoạn cột trên.

Các công thức ( 1.3.1 ) đến ( 1.3.5 ) thiết lập cho trường hợp cột hai nhánh cũng có thể dùng để tính phản lực của cột một nhánh ( cột đặc ) khi đó  $K_1 = 0$ , còn với cột đặc tiết diện không đổi thì  $K = K_1 = 0$ .

Biết phản lực ở đầu cột, việc tính toán nội lực trong các tiết diện cột được tiến hành như đối với côngxon thẳng đứng.

Đối với nhà không có cầu trục, cần phải xác định nội lực tại các tiết diện đỉnh cột và chân cột ( sát với mặt móng ).

Đối với nhà có cầu trục, cột được chia thành hai phần : phần trên và phần dưới vai cột. Cần phải xác định nội lực tại các tiết diện sau : tiết diện I-I sát đỉnh cột, tiết diện II-II ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột trên, tiết diện III-III ngang với vai cột nhưng thuộc phần cột dưới, tiết diện IV-IV sát chân cột. Khi tính toán nội lực cần tính riêng đối với từng loại tải trọng. Đối với các tiết diện I-I, II-II, III-III chỉ cần tính mômen  $M$  và lực dọc  $N$ . Riêng tiết diện IV-IV cần phải xác định cả mômen  $M$ , lực dọc  $N$  và lực cắt  $Q$  để có số liệu tính móng sau này.



Hình 1.3.4. Quy định chiều của nội lực

Khi tính toán cần phải quy định chiều dương của nội lực để tránh nhầm lẫn khi tổ hợp. Ví dụ chiều dương của  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  có thể chọn như trên hình 1.3.4.

## 2. Nội lực do tải mái

Sơ đồ tác dụng của tải mái  $G_m$  cho trên hình 1.3.5, với cột giữa nếu  $G_{m1} = G_{m2}$  và  $e_1 = e_2$  thì tổng hợp lực của chúng đặt đúng vào trục cột do đó không gây ra mômen uốn trong cột mà chỉ gây ra lực nén bằng chính hợp lực đó. Nếu  $G_{m1}$  khác  $G_{m2}$  hoặc  $e_1$  khác  $e_2$  thì phải tìm tổng hợp lực  $G_m = G_{m1} + G_{m2}$  và vị trí điểm đặt của chúng

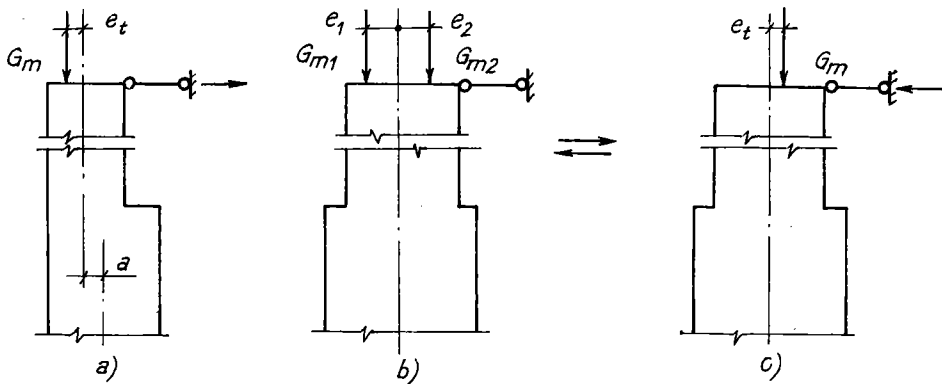
$$e_t = \frac{e_1 G_{m1} + e_2 G_{m2}}{H_m} \quad (1.3.10)$$

Trong công thức (1.3.10) lấy  $e_1, e_2$  ngược dấu nhau nếu  $G_{m1}, G_{m2}$  ở hai phía so với trục cột.

Với cột biên cần phải xác định độ lệch tâm giữa trục phần cột trên và trục phần cột dưới

$$a = \frac{h_d - h_t}{2} \quad (1.3.11)$$

Đối với cột giữa  $a = 0$ .



Hình 1.3.5. Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái

Trước hết cần phải xác định phản lực  $R$  ở liên kết đầu cột. Ở cột biên, nếu  $G_m$  đặt sang bên trái trục cột như hình 1.3.5a, khi áp dụng công thức (1.3.6) lấy dấu cộng trước  $R_2$  và chiều của  $R$  như trên hình là chiều thật của phản lực.

Sau khi có  $R$  dùng phương pháp mặt cắt để xác định nội lực  $M, N, Q$  trong các tiết diện cột.

### 3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

Sơ đồ tính toán nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục như trên hình 1.3.6. Đối với cột biên chỉ áp dụng các công thức (1.3.3) để tìm phản lực  $R$ . Cột giữa chịu lực do dầm cầu trục đặt hai bên vai cột là  $G_{d1}$  và  $G_{d2}$ . Nếu  $G_{d1} = G_{d2}$  và  $e_1 = e_2$  thì hợp lực của chúng đặt đúng trục cột, lúc đó trong cột không có mômen, phản lực tại liên kết đầu cột  $R = 0$ . Nếu  $G_{d1}$  khác  $G_{d2}$  hoặc  $e_1$  khác  $e_2$  thì phải tính hợp lực  $G_d = G_{d1} + G_{d2}$  và vị trí điểm đặt của chúng

$$e_d = \frac{e_1 G_{d1} + e_2 G_{d2}}{G_d} \quad (1.3.12)$$

Lấy  $e_1$  và  $e_2$  ngược dấu nhau khi  $G_{d1}$  và  $G_{d2}$  ở hai phía của trục cột dưới.



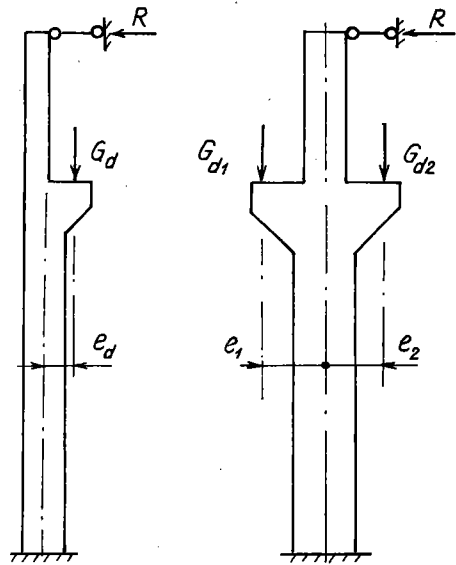
#### 4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Sau khi tính được nội lực trong trọng cột do tĩnh tải mái  $G_m$  và nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục  $G_d$  gây ra, ta tiến hành cộng hai biểu đồ để tìm tổng nội lực do tĩnh tải gây ra. Cần chú ý là khi tính tổng lực dọc  $N$  phải cộng thêm trọng lượng bản thân cột ( thực ra trọng lượng bản thân phần trên cột biên có gây ra mômen trong cột do trục cột trên và trục cột dưới lệch nhau nhưng mômen này thường là nhỏ nên có thể bỏ qua ).

#### 5. Nội lực do hoạt tải mái

Ở cột biên, nội lực do hoạt tải mái có thể suy ra được bằng cách nhân giá trị nội lực do tĩnh tải  $G_m$  gây ra với tỷ số  $P_m/G_m$  vì hoạt tải  $P_m$  có điểm đặt và chiều tác dụng giống như của  $G_m$ .

Ở cột giữa, nội lực do hoạt tải mái được tính toán với  $P_{m1}$  và  $P_{m2}$  do hoạt tải mái ở nhịp biên và hoạt tải ở mái nhịp giữa gây ra. Nếu điểm đặt của  $P_{m1}$  và  $P_{m2}$  đối xứng với trục giữa ( $e_1 = e_2$ ) thì chỉ cần tính toán nội lực do  $P_{m1}$ , còn nội lực do  $P_{m2}$  gây ra xác định bằng cách nhân nội lực do  $P_{m1}$  gây ra với tỷ số  $P_{m2}/P_{m1}$  và lấy dấu ngược lại.



Hình 1.3.6. Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải dầm cầu trục

#### 6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

Nội lực do hoạt tải cầu trục  $D_{max}$  gây ra cho cột biên xác định bằng cách nhân nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục  $G_d$  gây ra với tỷ số  $D_{max}/G_d$ .

Nội lực do hoạt tải cầu trục gây ra cho cột giữa được tính riêng với  $D_{max1}$  và  $D_{max2}$  đặt ở hai bên vai cột gây ra. Nếu khoảng cách từ điểm đặt lực  $D_{max1}$  và  $D_{max2}$  đến trục cột là bằng nhau ( $e_1 = e_2$ ) thì chỉ cần tính nội lực do  $D_{max1}$  gây ra, còn nội lực do  $D_{max2}$  được suy ra bằng cách nhân nội lực do  $D_{max1}$  gây ra với tỷ số  $D_{max2}/D_{max1}$  và lấy dấu ngược lại. Cách tính nội lực do  $D_{max1}$  gây ra cũng giống như tính với tĩnh tải dầm cầu trục  $G_d$ .

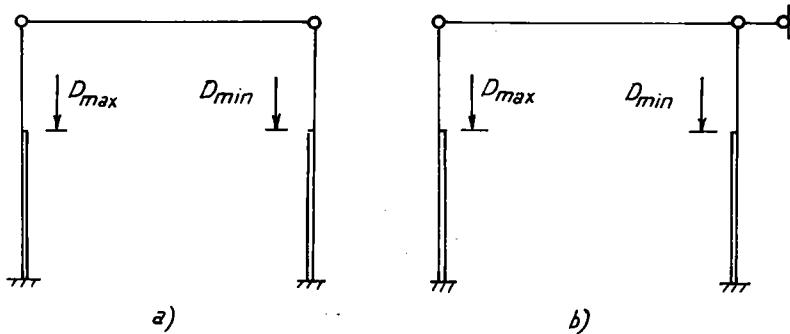
#### 7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Lực hãm  $T_{max}$  có thể hướng vào hoặc hướng ra khỏi cột. Vì vậy cần phải tính nội lực cho cả hai trường hợp ấy. Cột giữa có thể chịu tác dụng của  $T_{max}$  ở cả hai bên cột, do đó cần phải xét cả bốn trường hợp. Nếu  $T_{max}$  ở hai bên cột cùng đặt vào một cao trình thì khi đó chỉ cần tính nội lực cho một trường hợp rồi dùng kết quả đó suy ra cho các trường hợp còn lại.

Để xác định nội lực trong cột do  $T_{max}$  gây ra trước tiên cần phải xác định phản lực  $R$  tại liên kết đầu cột bằng cách sử dụng công thức ( 1.3.4 ) và sơ đồ tính ở hình 1.3.3d. Khi đã có phản lực  $R$  tiến hành xác định nội lực trong cột theo phương pháp mặt cắt.

## B. Xác định nội lực khi nhà có một, hai nhịp cùng cao trình

Đối với những khung nhà có một hoặc hai nhịp cùng cao trình, dưới tác dụng của các loại tải trọng thẳng đứng và lực hãm ngang của cầu trục, khi tính toán nội lực không được bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột. Để tìm nội lực trong hệ nên dùng phương pháp chuyển vị để giải, hệ cơ bản như trên hình 1.3.7, ẩn số là chuyển vị ngang ở đầu cột  $\Delta$ .



Hình 1.3.7. Sơ đồ tính khung một nhịp theo phương pháp chuyển vị

a) sơ đồ tính ; b) hệ cơ bản.

Phương trình chính tắc là :

$$r \Delta + R_p = 0 . \quad (1.3.13)$$

Trong trường hợp tải trọng tác dụng cục bộ như tải trọng cầu trục thì các khung bên cạnh khung chịu tải trọng trực tiếp cũng tham gia chịu lực và làm giảm chuyển vị ngang của nó, đó là sự làm việc không gian của khối khung. Để kể đến điều này người ta đưa vào trong phương trình (1.3.13) hệ số không gian ký hiệu là  $C_{kg}$

$$r C_{kg} \Delta + R_p = 0 , \quad (1.3.13a)$$

trong đó  $C_{kg}$  - hệ số xét đến sự làm việc không gian,

khi chiều dài mỗi khối nhiệt độ bằng 60 m với bước cột  $a = 12$  m lấy

$C_{kg} = 3,4$  ; với bước cột  $a = 6$  m lấy  $C_{kg} = 4,0$ .

$r$  - phản lực tại liên kết ngang thêm vào do liên kết này chuyển vị một đoạn  $\Delta = 1$  gây ra trong hệ cơ bản ;

$r = \sum r_i$ , với  $r_i$  là phản lực trong liên kết thêm vào của các cột khung do liên kết chuyển vị ngang một đoạn bằng 1, xác định theo công thức ( 1.3.2 ).

$R_p$  - phản lực tại liên kết do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản;

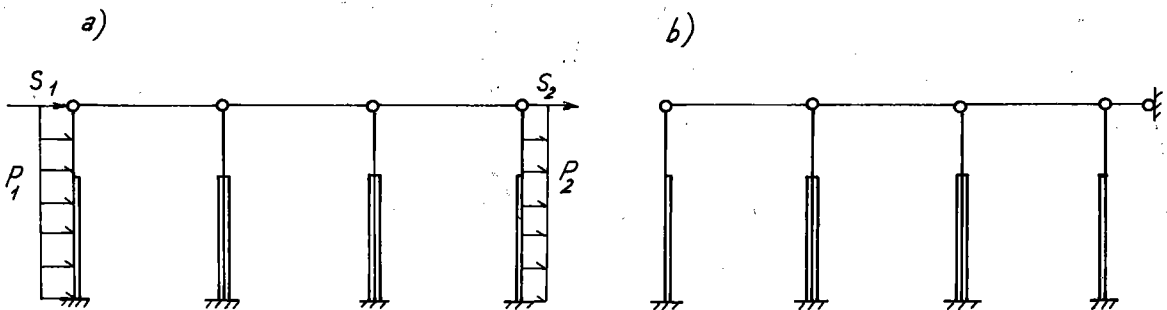
$R_p = \sum R_{ip}$ , với  $R_{ip}$  là phản lực trong liên kết thêm vào của các cột khung do tải trọng gây ra, các phản lực  $R_{ip}$  tính theo công thức (1.3.4)-(1.3.8) hoặc theo bảng tính sẵn trong các sổ tay thiết kế.

Sau khi xác định được  $\Delta$  từ ( 1.3.13 ) hoặc ( 1.3.13a ) tiến hành xác định phản lực từng đầu cột khung trong hệ thực theo công thức  $R_i = R_{ip} + r_i \Delta$  và tính toán nội lực trong từng mặt cắt của các cột như bình thường.

Do không được phép bỏ qua chuyển vị ngang đầu cột nên khi tính với một loại hoạt tải phải xét nhiều trường hợp tác dụng của loại hoạt tải đó, bạn đọc có thể tham khảo chi tiết thêm trong phần ví dụ tính toán ( ví dụ 2 ).

### C. Nội lực do tải trọng gió khi nhà có cùng cao trình

Dưới tác dụng của tải trọng gió, khi tính toán không được bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột. Đối với khung có xà ngang cùng một cao trình, vì các xà ngang được coi là cứng vô cùng cho nên chuyển vị các đầu cột là bằng nhau. Dùng phương pháp chuyển vị để tính toán. Chọn hệ cơ bản bằng cách thêm vào đầu cột một liên kết. Đối với nhà ba nhịp, sơ đồ tải trọng và hệ cơ bản như trên hình 1.3.8.



Hình 1.3.8. Sơ đồ tải trọng gió và hệ cơ bản

a) sơ đồ tải trọng ; b) hệ cơ bản.

Phương trình chính tắc của hệ

$$r \Delta + R_g = 0, \tag{1.3.14}$$

trong đó  $r$  - phản lực trong liên kết do chuyển vị cưỡng bức  $\Delta = 1$  gây ra trong hệ cơ bản. Đối với khung ba nhịp :

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4, \tag{1.3.15}$$

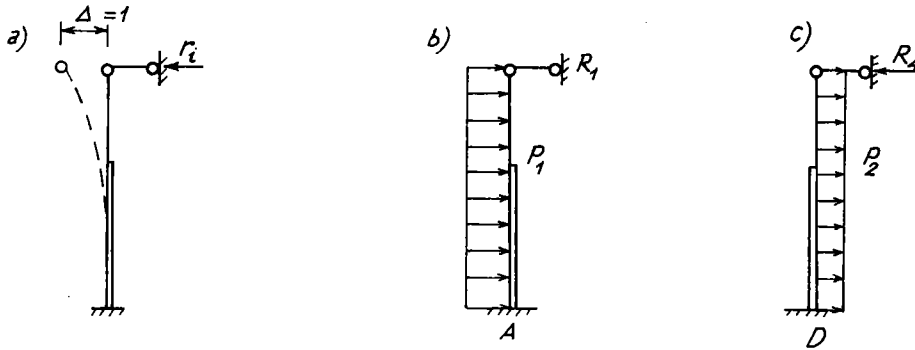
ở đây  $r_1, r_2, r_3, r_4$  là phản lực tại các đầu cột do chuyển vị cưỡng bức  $\Delta = 1$  gây ra.

Xác định các  $r_1, r_2, r_3, r_4$  theo công thức (1.3.2) với sơ đồ trên hình 1.3.9a.

$R_g$  - phản lực trong các liên kết do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản

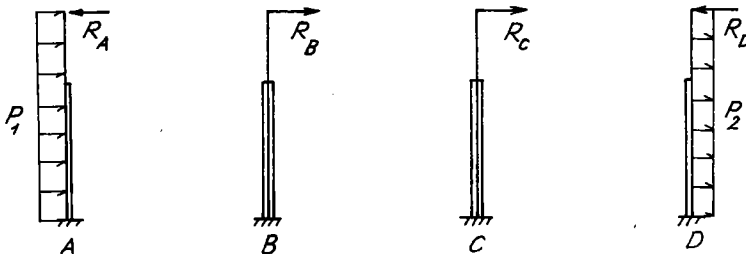
$$R_g = S_1 + S_2 + R_1 + R_4 \tag{1.3.16}$$

$R_1$  và  $R_4$  là phản lực ở đầu cột thứ nhất và cột thứ tư (đối với khung ba nhịp) do tải trọng gió phân bố gây ra. Xác định  $R_1$  và  $R_4$  theo công thức (1.3.7) với chú ý là khi tính  $R_1$  thì tải trọng là  $p_1$  còn khi tính  $R_4$  thì tải trọng là  $p_2$  như trên hình 1.3.9b,c.



Hình 1.3.9. Sơ đồ tính phản lực gối trong hệ cơ bản

Từ (1.3.14) rút ra  $\Delta = -\frac{R_g}{r}$ .



Hình 1.3.10. Sơ đồ xác định nội lực trong cột

Sau khi tính được chuyển vị  $\Delta$  và phản lực trong liên kết, sơ đồ tính nội lực của các cột như trên hình 1.3.10, trong đó :

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta ;$$

$$R_B = r_2 \Delta ;$$

$$R_C = r_3 \Delta ;$$

$$R_D = R_4 + r_4 \Delta .$$

Chú ý rằng chiều của các phản lực trên hình 1.3.10 được lấy phù hợp với dấu của các công thức tính sẵn. Nếu kết quả tính ra được trị số âm thì phải lấy chiều ngược lại. Từ các sơ đồ như trên hình 1.3.10 dễ dàng tính ra mômen và lực cắt trong các tiết diện của từng cột.

Khi tính toán với trường hợp gió thổi theo chiều ngược lại, nếu hai cột biên có kích thước giống nhau thì chỉ việc đổi lật ngược biểu đồ mômen của hai cột biên cho nhau, còn đối với cột giữa thì chỉ cần đổi dấu chính ngay biểu đồ mômen của trường hợp đã giải. Khi hai cột biên không giống nhau thì nội lực của cột biên khi chịu gió theo chiều ngược lại sẽ không suy được trực tiếp như ở trên.

Cần chú ý rằng đối với tải trọng gió không được xét đến sự làm việc không gian giữa các khung ( $C_{kg} = 1$ ).

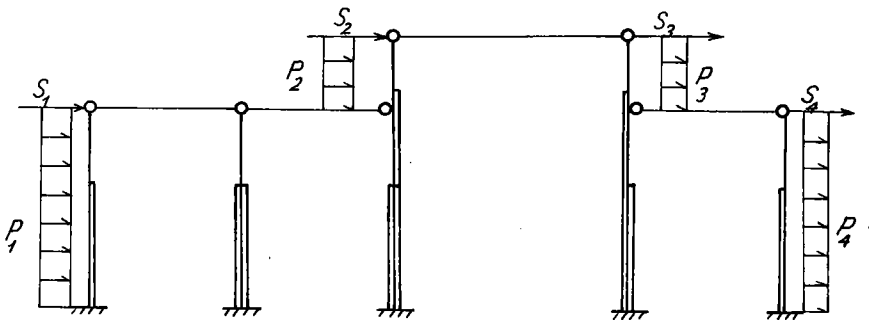
Nhà có số nhịp ít hoặc nhiều hơn cũng được tính toán tương tự với số cột giữa phù hợp.

#### D. Xác định nội lực khi nhà lệch cao trình

Khi nhà có cao trình đỉnh cột lệch nhau (h.1.3.11) thì xà ngang mái không nằm trên cùng một mức, do đó chuyển vị ngang ở các cao trình đỉnh cột khác nhau sẽ không giống nhau. Việc giải nội lực trong trường hợp này sẽ phức tạp hơn do số ẩn số nhiều hơn.

Để tận dụng các công thức từ (1.3.1) đến (1.3.8) với các phần tử mẫu tương ứng đã biết nên dùng hỗn hợp cả phương pháp lực và phương pháp chuyển vị để giải.

Trong một số trường hợp cụ thể có thể chấp nhận giả thiết gần đúng hoặc tính toán gần đúng theo hệ chính phụ.



Hình 1.3.11. Sơ đồ tính nhà lệch cao trình với tải trọng gió

Ngày nay các chương trình tính toán nội lực của hệ dàn hồi đã phát triển rất mạnh mẽ, việc giải nội lực của khung ngang nhà công nghiệp bất kỳ không mấy khó khăn. Trong ví dụ 3 của cuốn sách này trình bày cách mô hình hóa và tính toán nội lực của khung ngang nhà công nghiệp một tầng, ba nhịp, lệch cao trình.

#### E. Xác định nội lực cho cột hai nhánh

Đối với cột hai nhánh, nội lực trong các tiết diện được xác định theo hai giai đoạn :

*Giai đoạn thứ nhất* : tính toán nội lực tổng thể cho cột đặc có độ cứng tương đương một cách bình thường giống như đối với cột một nhánh để xác định nội lực  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  tại các tiết diện.

*Giai đoạn thứ hai* : xác định nội lực  $M_{nh}$ ,  $N_{nh}$ ,  $Q_{nh}$  trong từng nhánh và nội lực  $M_t$ ,  $Q_t$  từ các giá trị  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  đã xác định được ở giai đoạn trên.

Lực dọc trong mỗi nhánh xác định theo công thức

$$N_{nh} = \frac{N}{2} \pm \eta \frac{M}{C}, \quad (1.3.17)$$

trong đó  $\eta$  - hệ số uốn dọc xác định theo ( 1.4.2 ) với  $N_{th}$  tính theo công thức (1.4.3) và phải kể đến ảnh hưởng của độ mảnh trong mỗi nhánh bằng cách thay giá trị  $J_b$  bằng biểu thức sau

$$J_b = 2 F_o r^2, \quad (1.3.18)$$

ở đây  $F_o$  - diện tích một nhánh ;

$r$  - bán kính quán tính của tiết diện tương đương tính theo công thức

$$r^2 = \frac{C^2}{4(1 + \frac{3C^2}{n_o^2 h_1^2})}; \quad (1.3.19)$$

$h_1$  - chiều cao tiết diện nhánh ;

$C$  - khoảng cách giữa hai trục nhánh;

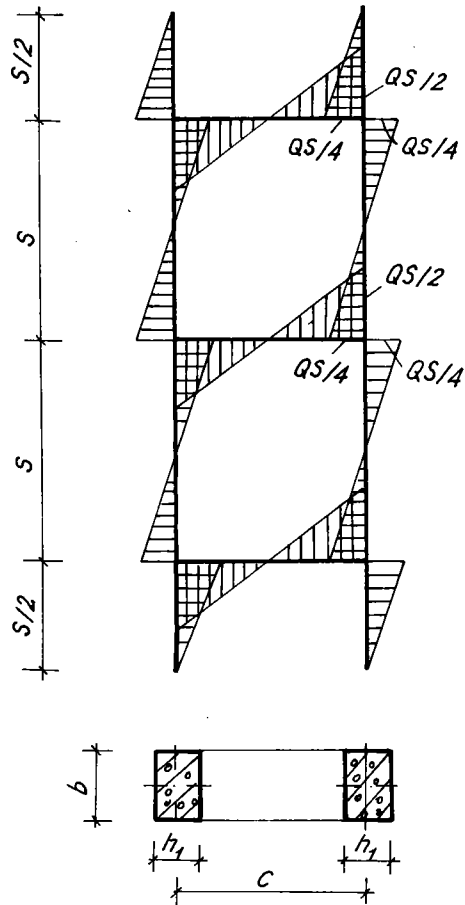
$n_o$  - số lượng các ô khung của cột hai nhánh.

Mômen uốn trong các nhánh và trong thanh ngang của cột hai nhánh được xác định theo phương pháp điểm không khi coi cột là khung một nhịp nhiều tầng.

- Khi cả hai nhánh cùng chịu nén lực cắt trong cột phân đều cho hai nhánh

$$Q_{nh} = 0,5 Q.$$

Mômen uốn trong mỗi nhánh ở vị trí thanh ngang là



Hình 1.3.12. Biểu đồ mômen trong nhánh và thanh ngang

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,25 Q S . \quad (1.3.20)$$

Mômen uốn trong thanh ngang bằng tổng mômen uốn ở tiết diện trên và tiết diện dưới của nhánh kề với thanh ngang

$$M_t = 2 M_{nh} = 0,5 Q S . \quad (1.3.21)$$

Lực cắt trong thanh ngang

$$Q_t = Q S / C . \quad (1.3.22)$$

- Khi có một nhánh chịu nén và một nhánh chịu kéo thì nhánh chịu nén sẽ chịu lực cắt nhiều hơn. Để thiên về an toàn coi nhánh chịu nén chịu 80% lực cắt  $Q$  và nhánh chịu kéo chịu 30%  $Q$ . Từ đó có :

- Trong nhánh chịu nén

$$Q_{nh} = 0,8 Q$$

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,4 Q S \quad (1.3.20a)$$

- Trong nhánh chịu kéo

$$Q_{nh} = 0,3 Q ;$$

$$M_{nh} = 0,5 Q_{nh} S = 0,15 Q S . \quad (1.3.20b)$$

- Trong thanh ngang

$$M_t = 0,8 Q S \text{ và } M_t = 0,3 Q S ;$$

$$Q_t = Q S / C .$$

## f. Tổ hợp nội lực

Ở trên ta đã tính toán và thu được nội lực trong các tiết diện do từng loại tải trọng gây ra. Cần phải tổ hợp tất cả các loại nội lực đó lại để tìm ra nội lực nguy hiểm nhất có thể xuất hiện trong từng tiết diện của mỗi cột. Theo tiêu chuẩn về tải trọng TCVN 2737 - 95 phân ra hai loại tổ hợp : *tổ hợp cơ bản* và *tổ hợp đặc biệt*. Để tổ hợp nên lập thành bảng. Có nhiều cách lập bảng, ở đây giới thiệu một cách lập bảng ( xem bảng 5 ở ví dụ 1 ) áp dụng đối với khung nhà ba nhịp, bảng gồm 18 cột .

Cột 1 ghi tên cột ( phần trên ghi cột biên, phần dưới ghi cột giữa ) .

Cột 2 ghi tiết diện cần tính toán ( tiết diện I,II, III,IV ) của cột biên và cột giữa.

Cột 3 ghi nội lực  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  kèm theo đơn vị tính toán.

Cột 4 ghi nội lực do tĩnh tải.

Cột 5, 6 ghi nội lực do hoạt tải trên mái ( đặt ở bên trái và bên phải trục cột ) .

Cột 7,8,9, 10 ghi nội lực do hoạt tải cầu trục, trong đó cột 7, 8 là nội lực do  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$  tác dụng bên trái cột, cột 9, 10 là nội lực do  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$  tác dụng bên phải cột.

Cột 11,12 ghi nội lực do tải trọng gió tác dụng từ trái qua phải và ngược lại.

Cột 13, 14, 15 ghi nội lực của tổ hợp cơ bản I.

Cột 16, 17, 18 ghi nội lực của tổ hợp cơ bản II.

Tổ hợp cơ bản I gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của một trong các hoạt tải.

Tổ hợp cơ bản II gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của mọi hoạt tải ( hoạt tải mái, hoạt tải cầu trục và hoạt tải gió ).

Trong mỗi tổ hợp cần xét ba cặp nội lực nguy hiểm .

- Cặp mômen dương lớn nhất và lực dọc tương ứng ( $M_{\max}$  và  $N_{\text{tđ}}$ ).
- Cặp mômen âm nhỏ nhất và lực dọc tương ứng ( $M_{\min}$  và  $N_{\text{tđ}}$ ).
- Cặp lực dọc lớn nhất và mômen tương ứng ( $N_{\max}$  và  $M_{\text{tđ}}$ ).

Ở các tiết diện I,II,III nói chung chỉ cần tìm mômen  $M$  và lực dọc  $N$ . Riêng ở tiết diện IV ( tiết diện chân cột ) cần phải xác định cả mômen  $M$ , lực dọc  $N$  và lực cắt  $Q$  để có số liệu tính toán móng sau này.

### Đối với tổ hợp cơ bản I

Để xác định cặp thứ nhất, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị mômen dương lớn nhất trong số các mômen do hoạt tải.

Để xác định cặp thứ hai, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị mômen âm với giá trị tuyệt đối lớn nhất.

Để xác định cặp thứ ba, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một hoạt tải có giá trị lực dọc lớn nhất.

### Đối với tổ hợp cơ bản II

Để xác định cặp thứ nhất, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có giá trị mômen là dương.

Để xác định cặp thứ hai, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có giá trị mômen là âm ;

Để xác định cặp thứ ba, lấy nội lực do tĩnh tải cộng với mọi nội lực do hoạt tải có gây ra lực dọc. Ngoài ra còn lấy thêm nội lực của hoạt tải dù không gây ra lực dọc nhưng gây ra mômen cùng chiều với mômen tổng cộng đã lấy tương ứng với  $N_{\max}$ .

Chữ "tương ứng" trong các cặp nội lực có nghĩa là : đối với cặp thứ nhất và cặp thứ hai khi đã lấy mômen do tải trọng nào gây ra thì cũng phải lấy lực dọc tương



ứng với tải trọng ấy, đối với cặp thứ ba khi đã lấy lực dọc ở cột nào của bảng thì cũng phải lấy mômen ở cột ấy của bảng.

Khi tổ hợp cần chú ý các điểm sau đây :

- Dù cho tính với hoạt tải ở một bên cột ( đối với cột biên ) hoặc cả hai bên cột thì vẫn xem là một hoạt tải.

- Khi đã lấy gió theo chiều này thì không được lấy gió theo chiều kia.

- Khi tính toán tổ hợp cơ bản II, chỉ trừ nội lực do tĩnh tải ra còn mọi nội lực do hoạt tải đều phải nhân với hệ số 0,9.

- Khi kể nội lực do cầu trục vào các tổ hợp thì có thể xét đồng thời cả  $D_{max}$  và  $T_{max}$  hoặc có thể chỉ xét  $D_{max}$  mà không kể  $T_{max}$  nhưng không được chỉ kể  $T_{max}$  mà bỏ qua  $D_{max}$  vì trong thực tế chỉ xảy ra lực hãm  $T_{max}$  tác dụng vào dầm cầu trục khi trên đó có  $D_{max}$ . Vì  $T_{max}$  gây ra nội lực cả hai dấu cho nên khi xét nội lực do cầu trục, trước tiên ta chú ý đến nội lực do  $D_{max}$ , sau đó lấy nội lực do  $T_{max}$  cho phù hợp dấu với cặp nội lực của tổ hợp cần tìm.

Khi tổ hợp, nếu xét nội lực của cả bốn cầu trục, tức là lấy nội lực của  $D_{max}$  và  $T_{max}$  cả bên trái và bên phải cột thì phải nhân với hệ số tổ hợp  $n_{th} = 0,7$  đối với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình,  $n_{th} = 0,8$  đối với cầu trục có chế độ làm việc nặng. Nếu xét tác dụng của hai cầu trục thì phải nhân với hệ số tổ hợp  $n_{th} = 0,85$  đối với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình,  $n_{th} = 0,95$  đối với cầu trục có chế độ làm việc nặng.

Tổ hợp nội lực là công việc phức tạp dễ bị nhầm lẫn cần phải hiểu rõ mục đích, cách làm và tiến hành một cách thận trọng, chính xác. Trong mỗi ô ghi kết quả tổ hợp cần ghi số thứ tự các cột đã được lấy nội lực để đưa vào tổ hợp. Làm như vậy giúp cho việc kiểm tra được dễ dàng ( tham khảo bảng 2.1.2, ví dụ 1).

## §4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP

Tính toán cốt thép cho cột khung nhà một tầng bao gồm tính toán cốt thép cho cột biên, cốt thép cho cột giữa, cốt thép cho vai cột, ngoài ra còn phải kiểm tra khả năng chịu lực của cột theo phương ngoài mặt phẳng khung, kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp.

Cốt thép trong cột được tính toán như cấu kiện chịu nén lệch tâm với các cặp nội lực  $M$  và  $N$  nguy hiểm nhất lấy trong bảng tổ hợp. Đối với nhà không có cầu trục thường tính toán cốt thép cho tiết diện chân cột. Đối với nhà có cầu trục, ở mỗi cột cần tính riêng cốt thép cho phần cột trên và phần cột dưới vai cột.

Chiều dài tính toán của cột  $l_0$  lấy theo bảng 1.4.1.

**Bảng 1.4.1.** Chiều dài tính toán  $l_0$  của cột nhà một tầng lắp ghép

| Loại cột đặc<br>(trừ các loại cột rỗng) | Chiều dài tính toán $l_0$ của cột |   |
|---|-----------------------------------|---|
|   | Khi tính trong mặt<br>phẳng khung | Khi tính theo phương<br>ngoài mặt phẳng khung |
| <i>Nhà có cấu trúc</i>                  |                                   |   |
| - Phần cột dưới                         | $1,5 H_d$                         | $1,2 H_d$                                     |
| - Phần cột trên                         | $2,5 H_t$                         | $2,0 H_t$                                     |
| <i>Nhà không có cấu trúc</i>            |                                   |   |
| - Nhà một nhịp                          | $1,5 H$                           | $1,2 H$                                       |
| - Nhà hai nhịp trở lên                  | $1,2 H$                           | $1,2 H$                                       |

trong bảng 1.4.1  $H$  - chiều dài toàn bộ cột ;

$H_d$  - chiều dài đoạn cột dưới ;

$H_t$  - chiều dài đoạn cột trên.

Nếu khi tính toán nhà có cấu trúc mà không xét đến tải trọng cấu trúc thì chiều dài tính toán phải lấy như đối với nhà không có cấu trúc.

Cột biên có hình dáng bên ngoài không đối xứng, chịu các cặp nội lực có mômen tác dụng theo hai chiều khác nhau do đó nên tính toán cốt thép không đối xứng. Để bố trí cốt thép hợp lý, tiết kiệm, có thể áp dụng phương pháp tính vòng.

Cột giữa nếu hình dáng bề ngoài đối xứng, cần bố trí cốt thép đối xứng để không bị nhầm lẫn khi thi công. Đồng thời cột giữa chịu nội lực có  $M_{max}$  và  $M_{min}$  khác nhau ít nên tính cốt thép đối xứng là hợp lý.

## 1. Chọn cặp nội lực để tính toán

Mỗi tiết diện chịu nhiều cặp nội lực khác nhau, trong tính toán cần chọn ra một số cặp nguy hiểm. Trong những cặp này sẽ dùng một số cặp để tính toán và chọn ra cốt thép, sau đó dùng các cốt thép đã chọn để kiểm tra khả năng chịu lực đối với các cặp nội lực còn lại. Như vậy nội dung phần tính toán bao gồm cả việc tính toán cốt thép và kiểm tra. Đối với cột bố trí cốt thép đối xứng thì nên dùng bài toán tính cốt thép đối xứng để tính cho tất cả các cặp nguy hiểm sau đó chọn giá trị diện tích cốt thép lớn nhất trong đó để bố trí.

Trước hết căn cứ vào bảng tổ hợp, chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm (ít nhất là ba cặp). Đó là các cặp nội lực có trị tuyệt đối của mômen lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất. Những cặp có độ lệch tâm lớn thường gây nguy hiểm cho vùng kéo, còn những cặp có lực dọc lớn thường gây nguy hiểm cho vùng nén, cặp có mômen lớn gây nguy hiểm cho cả vùng kéo và vùng nén. Khi có

nghe ngờ giữa các cặp nội lực, không biết rõ cặp nào nguy hiểm hơn thì phải tính toán với tất cả các cặp đó.

## 2. Tóm tắt công thức tính toán tiết diện chịu nén lệch tâm

Chọn từ bảng tổ hợp ra các cặp nội lực nguy hiểm trong đó tách riêng nội lực do tải trọng dài hạn gây ra. Tính độ lệch tâm ban đầu của lực dọc  $e_{o1} = M/N$ , lấy trị số độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e'_o$  theo số liệu thực tế ( với cột chịu lực nén đặt trực tiếp lên nó,  $e'_o$  lấy không nhỏ hơn các trị số sau : 1/600 chiều dài cấu kiện, 1/30 chiều cao tiết diện và 1cm ).

Độ lệch tâm của lực dọc trong tính toán sẽ là :  $e_o = e_{o1} + e'_o$ .

Tra các số liệu ( trong các bảng phụ lục ) để tính toán gồm : cường độ chịu nén  $R_n$  ; cường độ chịu kéo  $R_k$  của bê tông ; hệ số uốn dọc  $\varphi$  ; hệ số điều kiện hạn chế  $A_o$ ,  $\alpha_o$  ; cường độ chịu kéo  $R_a$ , chịu nén  $R'_a$  của cốt thép.

Ghi các kích thước tiết diện  $b, h, h_o, a, a'$ .

Xác định chiều dài tính toán  $l_o$  của đoạn cột theo bảng 1.4.1.

Tính độ lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 ( 1,25 h - \alpha_o h_o ). \quad (1.4.1)$$

Khi  $l_o/r > 14$  hoặc  $l_o/h > 4$  đối với tiết diện chữ nhật cần phải tính đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ lệch tâm

$$\eta = \frac{1}{1 - (N / N_{th})}, \quad (1.4.2)$$

trong đó  $N_{th}$  - lực dọc tới hạn xác định theo công thức

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right), \quad (1.4.3)$$

ở đây  $J_b$  - mômen quán tính của tiết diện bê tông ;

$J_a$  - mômen quán tính của tiết diện cốt thép lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện.

$$J_a = (F_a + F'_a) (0,5 h - a)^2. \quad (1.4.4)$$

Khi chưa biết  $F_a$  và  $F'_a$  thì có thể giả thiết trước hàm lượng cốt thép  $\mu_t = 0,01 \div 0,02$  và tính

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2; \quad (1.4.5)$$

$K_{dh}$  - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5h - a)}{M + N (0,5h - a)}. \quad (1.4.6)$$

Khi  $M_{dh}$  có chiều tác dụng ngược với  $M$  thì nó được mang dấu âm và nếu tính ra  $K_{dh} < 1$  thì lấy  $K_{dh} = 1$  ;

$S$  - hệ số xét đến ảnh hưởng độ lệch tâm, tính theo công thức

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 . \quad (1.4.7)$$

Khi  $e_o / h < 0,05$  lấy  $S = 0,85$  và khi  $e_o / h > 5$  lấy  $S = 0,122$ .

Khoảng cách từ điểm đặt lực  $N$  đến trọng tâm cốt thép  $F_a$  là  $e = \eta e_o + 0,5 h - a$ .

Cần dựa vào dấu của mômen mà quy định cốt thép phía chịu kéo là  $F_a$ , phía chịu nén là  $F_a'$ , sau đó tiến hành tính toán cốt thép theo trường hợp lệch tâm lớn hoặc lệch tâm bé. Trong các bài toán ( trừ bài toán tính cả  $F_a$  và  $F_a'$  không đối xứng) trước tiên cần xác định chiều cao vùng chịu nén  $x$ . Nếu  $x \leq \alpha_o h_o$  tính theo lệch tâm lớn. Nếu  $x > \alpha_o h_o$  tính theo lệch tâm bé.

Đối với bài toán tính cả  $F_a$  và  $F_a'$  không đối xứng thì không thể tính ngay ra được  $x$ . Lúc này phải tính độ lệch tâm giới hạn  $e_{ogh}$  theo ( 1.4.1 ) và so sánh. Nếu  $\eta e_o \geq e_{ogh}$  thì tính cốt thép theo trường hợp lệch tâm lớn. Nếu  $\eta e_o < e_{ogh}$  thì tính theo trường hợp lệch tâm bé.

Sau khi chọn cốt thép cần kiểm tra lại các giá trị giả thiết ban đầu như  $a$ ,  $a'$ ,  $h_o$ , điều kiện  $\mu$ ,  $\mu' \geq \mu_{min}$  và tổng hàm lượng thép

$$\mu_t = \mu + \mu' = \frac{F_a + F_a'}{bh_o} 100\% .$$

Nếu  $\mu_t > 3\%$  chứng tỏ tiết diện cột chọn bé, cần tăng kích thước tiết diện, tăng số hiệu bê tông hoặc chọn cốt thép có cường độ lớn hơn.

Nếu  $\mu_t < 0,5\%$  chứng tỏ tiết diện chọn quá lớn, nên rút bớt kích thước xuống nếu có thể.

Tổng hàm lượng cốt thép  $\mu_t$  bằng 1% đến 2% là vừa phải.

### **Tính toán cốt thép cho cột thường gặp các bài toán sau**

**Bài toán 1.** Tính cốt thép không đối xứng  $F_a$  và  $F_a'$ .

Trước tiên tính  $e_{ogh}$  theo ( 1.4.1 ) rồi so sánh.

Nếu  $\eta e_o \geq e_{ogh}$ , tính theo lệch tâm lớn. Trước tiên tính  $F_a'$

$$F_a' = \frac{Ne - A_o R_n bh_o^2}{R_a' (h_o - a')} . \quad (1.4.8)$$

Tính  $\mu' = F_a' / bh_o$ , nếu  $\mu' > \mu_{min}$  thì tính tiếp  $F_a$

$$F_a = \frac{\alpha_o R_n bh_o + R_a' F_a' - N}{R_a} . \quad (1.4.9)$$

$\mu_{\min}$  lấy như sau :

$$\mu_{\min} = 0,0005 \text{ khi } \lambda_b \leq 5 ;$$

$$\mu_{\min} = 0,001 \text{ khi } \lambda_b \leq 10 ;$$

$$\mu_{\min} = 0,002 \text{ khi } \lambda_b \leq 24 .$$

Nếu  $\mu' < \mu_{\min}$  (kể cả trường hợp  $F_a' < 0$ ) thì lấy  $F_a' = \mu_{\min} b h_0$  và tính  $F_a$  theo bài toán đã biết trước  $F_a'$  tìm  $F_a$  (bài toán 2).

Nếu  $\eta e_0 < e_{ogh}$ , tính theo lệch tâm bé. Lúc này cần xác định  $x$  theo các công thức thực nghiệm sau

Khi  $e_0 \leq 0,2 h_0$

$$x = h - \left( \frac{0,5h}{h_0} + 1,8 - 1,4\alpha_0 \right) e_0 \quad (1.4.10)$$

Khi  $0,2 h_0 \leq e_{ogh}$

$$x = 1,8 (e_{ogh} - e_0) + \alpha_0 h_0 . \quad (1.4.11)$$

Tính  $F_a'$  theo công thức

$$F_a' = \frac{Ne - R_n bx(h_0 - 0,5x)}{R_a' (h_0 - a')} \quad (1.4.12)$$

Tính  $F_a$

Nếu  $x$  tính theo (1.4.10), (1.4.11) nhỏ hơn  $0,9 h_0$  thì  $F_a$  lấy theo cấu tạo bằng  $\mu_{\min} b h_0$ .

Nếu  $x$  lớn hơn hoặc bằng  $0,9 h_0$  thì lấy  $\sigma_a = 0,8 R_a'$  và tính  $F_a$  theo (1.4.13) :

$$F_a = \frac{N - R_n bx - R_a' F_a'}{0,8 R_a'} \quad (1.4.13)$$

*Bài toán 2.* Tính cốt thép  $F_a$  khi đã biết cốt thép  $F_a'$  (chỉ dùng trong trường hợp nén lệch tâm lớn).

Từ các công thức của nén lệch tâm lớn, tính A :

$$A = \frac{Ne - R_a' F_a' (h_0 - a')}{R_n b h_0^2} \quad (1.4.14)$$

Từ A tra bảng phụ lục VIII ra  $\alpha$ , tính  $x = \alpha h_0$ .

Nếu  $x \leq \alpha_0 h_0$  và  $x \geq 2a'$  tính tiếp  $F_a$  theo công thức sau

$$F_a = \frac{R_n bx + R_a' F_a' - N}{R_a} \quad (1.4.15)$$

Nếu  $x > \alpha_0 h_0$  lúc đó  $F_a'$  đã cho là chưa đủ, cần phải tính lại  $F_a'$  rồi mới tính  $F_a$  như bài toán 1.

Nếu  $x < 2a'$ , tính  $F_a$  theo công thức sau

$$F_a = \frac{Ne'}{R_a(h_0 - a')} \quad (1.4.16)$$

Công thức (1.4.16) áp dụng cho cả trường hợp A có giá trị âm, trong đó

$$e = \eta e_0 + 0,5 h - a ; \quad (1.4.17)$$

$$e' = e - h_0 + a' . \quad (1.4.18)$$

*Bài toán 3.* Tính cốt thép đối xứng  $F_a = F_a'$

Nếu dùng các loại thép có  $R_a = R_a'$  (thép nhóm C-III, A-III trở xuống) tính  $x$

$$x = \frac{N}{R_n b} \quad (1.4.19)$$

Nếu  $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$  tiếp tục tính  $F_a = F_a'$

$$F_a = F_a' = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_a'(h_0 - a')} \quad (1.4.20)$$

Nếu  $x < 2a'$ , tính  $F_a$  theo (1.4.16) rồi lấy  $F_a' = F_a$ .

Nếu  $x > \alpha_0 h_0$  lúc này cần tính thêm  $e_{ogh}$  theo (1.4.15) rồi so sánh với  $e_0$ .

Khi  $e_0 > e_{ogh}$ , lấy  $x = \alpha_0 h_0$  để tính  $F_a'$  theo (1.4.8) rồi lấy  $F_a = F_a'$ ;

Khi  $e_0 \leq e_{ogh}$ , dựa vào  $e_0$  để tính lại  $x$  theo (1.4.10) hoặc (1.4.11); thay  $x$  vừa tính được vào (1.4.12) để tính  $F_a'$  rồi lấy  $F_a = F_a'$ .

*Bài toán 4.* Tính toán kiểm tra khi đã biết kích thước cấu kiện và cặp nội lực  $M, N$ .

Trước hết tính  $x$

$$x = \frac{N + R_a F_a - R_a' F_a'}{R_n b} \quad (1.4.21)$$

Nếu  $2a' \leq x \leq \alpha_0 h_0$  thì kiểm tra xem có thỏa mãn điều kiện sau hay không

$$Ne \leq R_n b x (h_0 - 0,5 x) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (1.4.22)$$

Nếu thỏa mãn thì cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

Nếu  $x \leq 2a'$  ( kể cả khi  $x$  âm ) thì kiểm tra theo công thức

$$Ne' \leq R_a F_a (h_0 - a') \quad (1.4.23)$$

Nếu  $x > \alpha_0 h_0$ , tùy theo giá trị  $e_0$  tính toán lại  $x$  theo các công thức (1.4.10) (1.4.11) hoặc lấy bằng  $\alpha_0 h_0$  (khi  $e_0 > e_{ogh}$ ) rồi kiểm tra theo hai công thức sau

Khi  $x \leq 0,9 h_0$

$$Ne \leq R_n b x (h_0 - \frac{x}{2}) + R_a' F_a' (h_0 - a') \quad (1.4.24)$$

Khi  $x > 0,9 h_0$ , ngoài việc kiểm tra theo ( 1.4.11 ) còn phải kiểm tra thêm điều kiện

$$N \leq R_n b x + R_a' F_a' + 0,8 R_a F_a .$$

Cần chú ý là cách tính toán trong bài toán kiểm tra này là tính riêng về trái và về phải rồi so sánh.

### 3. Phương pháp tính vòng cốt thép không đối xứng

Có thể dùng phương pháp này cho cột biên nhằm tiết kiệm cốt thép.

Cốt thép trong cột được tính riêng cho phần cột trên và phần cột dưới. Đối với phần cột trên chọn trong bảng tổ hợp một số cặp nội lực nguy hiểm ở các tiết diện I và II. Đối với phần cột dưới chọn trong bảng tổ hợp một số cặp nội lực nguy hiểm ở các tiết diện III và IV. Với mỗi đoạn cột, dùng hai cặp nội lực có mômen khác dấu để tính cốt thép theo phương pháp tính vòng. Sau khi chọn được cốt thép thì thực hiện bài toán kiểm tra với các cặp còn lại.

Phương pháp tính vòng là cách tính đúng dần để tìm ra hàm lượng cốt thép nhỏ nhất đủ chịu hai cặp nội lực có mômen ngược dấu nhau. Cách tính như sau

Chọn trong số các cặp nội lực nguy hiểm lấy hai cặp có mômen ngược chiều gọi là cặp I và cặp II: Cặp I có  $M_1$  và  $N_1$ , cặp II có  $M_2$  và  $N_2$ . Đầu tiên tính cốt thép đối xứng  $F_{a1} = F_{a1}'$  cho cặp I, sau đó lấy  $F_{a1}$  xem là  $F_{a2}'$  của cặp II đã biết để tính  $F_{a2}$  cho cặp II.

Sang vòng hai lấy  $F_{a2}$  vừa tính ở vòng một làm  $F_{a1}'$  cho vòng hai để tính  $F_{a1}$  đối với cặp I, lại lấy  $F_{a1}$  xem là  $F_{a2}'$  đã biết để tính  $F_{a2}$  cho cặp II. Cứ tiếp tục tính như vậy với các vòng tiếp theo cho đến khi so sánh thấy  $F_{a1}'$  và  $F_{a2}$  xấp xỉ bằng nhau thì sẽ lấy theo trị số lớn để cấu tạo cốt thép.

#### Chú ý :

- Nếu trong các cặp nội lực mà không có các cặp có mômen ngược dấu nhau thì không tính vòng mà chỉ cần chọn cặp lớn nhất để tính thép không đối xứng.

- Nếu có hai cặp nội lực ngược dấu nhau nhưng có trị số tuyệt đối gần bằng nhau thì không cần phải tính vòng mà chỉ cần tính cốt thép đối xứng cho một cặp có giá trị lớn hơn.

- Nếu hai cặp nội lực ngược dấu nhau có trị số chênh lệch nhau nhiều thì có thể không cần tính vòng mà tính cốt thép không đối xứng cho cặp nội lực có trị số lớn hơn rồi dùng cốt thép đó kiểm tra cho cặp còn lại, nếu đạt thì đó là lượng cốt thép hợp lý, nếu không đạt thì cũng phải tính vòng.

### 4. Tính toán vai cột

Nội dung tính toán gồm kiểm tra chiều cao vai cột, tính toán cốt thép chịu mômen và cốt thép chịu lực cắt.

Vai cột chịu lực tập trung  $P = G_d + D_{\max}$

Các kích thước dùng để tính toán như trên hình 1.4.1.

Khi  $l_v \leq 0,9h_0$ , vai cột thuộc kiểu côngxon ngắn. Kích thước vai cột được kiểm tra theo hai điều kiện sau

$$P \leq 2,5 R_k b h_0 ; \quad (1.4.26)$$

$$P \leq \frac{1,2K_v R_k b h_0}{a_v} . \quad (1.4.27)$$

trong đó  $K_v$  - hệ số ,

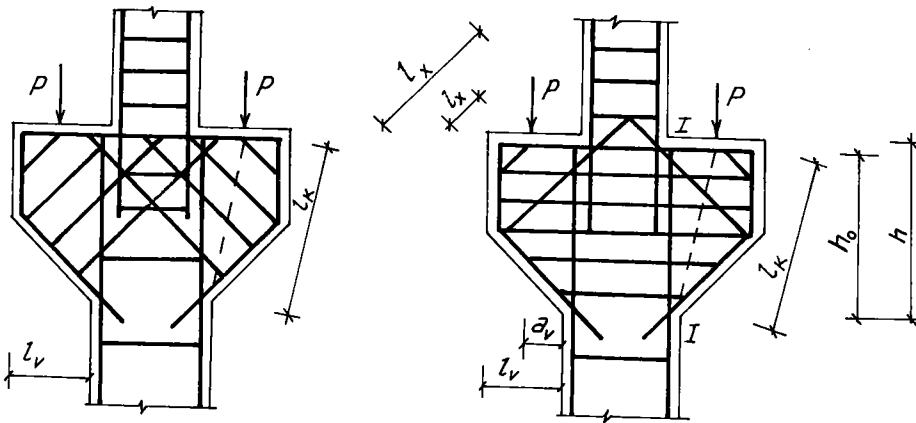
$K_v = 1$  với tải trọng tĩnh và với cầu trục có chế độ làm việc nhẹ và trung bình ;

$K_v = 0,75$  khi cầu trục có chế độ làm việc nặng ;

$K_v = 0,5$  khi cầu trục có chế độ làm việc rất nặng ;

$b$  - bề rộng vai cột ;

$R_k$  - cường độ chịu kéo của bê tông.



Hình 1.4.1. Sơ đồ tính toán vai cột

Vai cột được tính toán theo mômen để chọn cốt thép dọc và tính toán theo lực cắt để xác định cốt thép ngang.

*Tính toán cốt dọc*

Tính mômen tại tiết diện I - I

$$M_1 = P a_v . \quad (1.4.28)$$

Tính A theo công thức

$$A = \frac{1,25 M_1}{R_n b h_0^2} . \quad (1.4.29)$$



Tra bảng phụ lục ra  $\gamma$  và xác định cốt thép dọc chịu kéo trong vai cột

$$F_a = \frac{1,25M_1}{R_a \gamma h_0} \quad (1.4.30)$$

Tính cốt đai và cốt xiên

Cốt chịu cắt trong vai cột được đặt theo quy định sau :

khi  $h \leq 2,5 a_v$  dùng cốt đai nằm nghiêng đặt suốt cả chiều cao ;

khi  $h > 2,5 a_v$  dùng cốt đai nằm ngang đặt suốt cả chiều cao và các thanh cốt xiên ;

khi  $h > 3,5 a_v$  và  $P \leq R_k b h_0$  có thể chỉ cần đặt các cốt đai ngang mà không cần cốt xiên.

Trong mọi trường hợp, khoảng cách giữa các cốt đai không được vượt quá  $1/4h$  và 150mm. Đường kính của các thanh cốt xiên không lớn quá  $1/15$  chiều dài đoạn xiên  $l_x$  và không quá 25mm.

Tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt xiên, hoặc của các cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn  $l_x$  không bé hơn  $0,002bh_0$ .

Ngoài việc kiểm tra kích thước và tính toán cốt thép, vai cột cần được kiểm tra ép mặt tại vị trí dầm cầu trục gác lên đoạn vai, nếu điều kiện ép mặt không thỏa mãn thì phải gia cố các lưới thép hoặc các tấm thép ở mặt trên vai cột.

Diện tích truyền lực  $P$  là

$$F_1 = b_d l_1,$$

trong đó  $b_d$  - bề rộng dầm cầu trục ;

$l_1$  - chiều dài của hai đoạn đầu dầm cầu trục gác vào vai cột ( có thể lấy  $l_1 = b$  )

Ứng suất ép mặt lên vai cột

$$\sigma = \frac{P}{F_1} \quad (1.4.31)$$

Điều kiện kiểm tra

$$\sigma \leq R_n, \quad (1.4.32)$$

trong đó  $R_n$  - cường độ chịu nén của bê tông.

## 5. Tính toán kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng khung

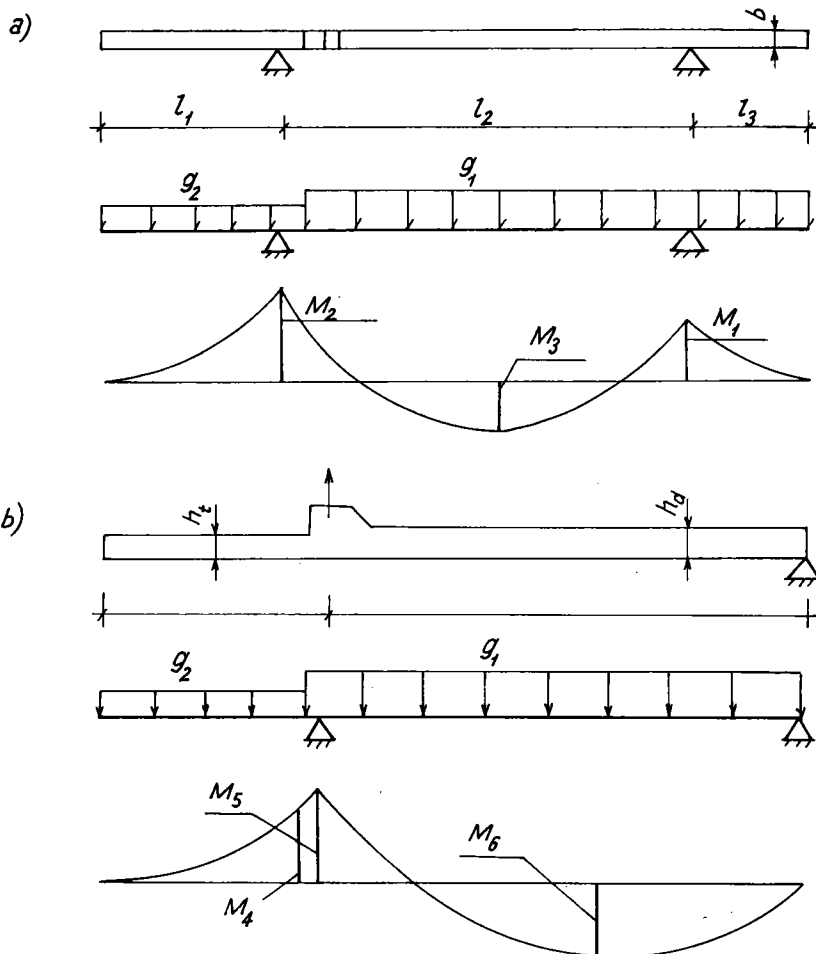
Cột có thể bị uốn theo phương vuông góc với mặt phẳng khung ( phương dọc nhà) do lực hãm dọc của cầu trục, do gió thổi từ đầu hồi. Tuy vậy mômen này không đáng kể vì ở đầu hồi đã có cột chống gió, lại có hệ giằng đảm bảo ổn định.

theo phương dọc nhà. Vì thế thông thường, khi kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng khung chỉ kể đến lực nén  $N_{\max}$ , kiểm tra cột theo trường hợp nén đúng tâm.

## 6. Tính toán kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp

Khi vận chuyển, cột được đặt nằm ngang, kê tự do lên hai gối tựa hoặc treo lên hai móc ( h.1.4.2a ). Khi dựng lắp, chân cột tì vào mặt móng còn đầu kia thường treo vào một móc ( h.1.4.2b ). Sơ đồ tính toán cũng là cột kê lên hai gối tựa nhưng một gối tựa đặt ở nút cột.

Trước hết cần xác định vị trí gối kê và móc cầu ( dựa vào các quy định về thi công ). Khi thiếu các số liệu tham khảo có thể xác định vị trí móc cầu như sau : móc cầu phía trên đặt ở khoảng vai cột ; móc cầu phía dưới đặt cách nút chân cột một khoảng  $0,25 H_d$ .



Hình 1.4.2. Sơ đồ tính cột khi vận chuyển, cầu lắp

a) khi vận chuyển ; b) khi cầu lắp .

Tải trọng tác dụng là trọng lượng bản thân phân bố nhân với hệ số động lực 1,5. Khi tiết diện phần cột trên và cột dưới giống nhau ta có tải trọng phân bố đều  $q$  còn khi tiết diện phần cột trên và phần cột dưới khác nhau ta có tải trọng phân bố ở hai phần cột khác nhau  $q_1$  và  $q_2$ . Xác định mômen trong các tiết diện cột theo các quy tắc thông thường như khi tính dầm đơn giản. Để có lợi về mặt chịu lực có thể chọn  $l_1, l_2, l_3$  sao cho các mômen âm và dương trong cột là xấp xỉ nhau.

Chọn trong số các mômen dương và mômen âm những giá trị lớn nhất để kiểm tra, có thể kiểm tra riêng cho đoạn cột trên và đoạn cột dưới theo các mômen tương ứng. Cách kiểm tra như cấu kiện chịu uốn. Trong trường hợp vận chuyển cột được đặt nằm ngang, chiều rộng lúc đó là  $h$ , chiều cao là  $b$ , chiều cao có ích là  $b_0$ .

Tính toán cốt thép theo công thức

$$F_a = \frac{M}{R_a(b - a - a')} \quad (1.4.33)$$

Thông thường  $a = a'$  nên

$$F_a = \frac{M}{R_a(b - 2a)} \quad (1.4.34)$$

trong đó  $M$  - mômen uốn lấy theo các giá trị  $M_1, M_2, M_3, M_4$ .

So sánh  $F_a$  vừa tính được với cốt thép đã cấu tạo sẵn trong tiết diện ( cốt thép  $F_a$  trong tiết diện chỉ kể những thanh nằm ngoài cùng ). Nếu trị số  $F_a$  vừa tính được nhỏ hơn  $F_a$  có trong cột là được. Nếu ngược lại thì nên tìm cách giảm mômen xuống bằng cách thay đổi vị trí móc cầu hoặc tìm các biện pháp gia cố tạm thời khi cầu lắp mà không nên đặt thêm cốt thép trong cột.

## §5. MỘT SỐ YÊU CẦU VỀ CẤU TẠO

### 1. Cấu tạo cốt thép dọc

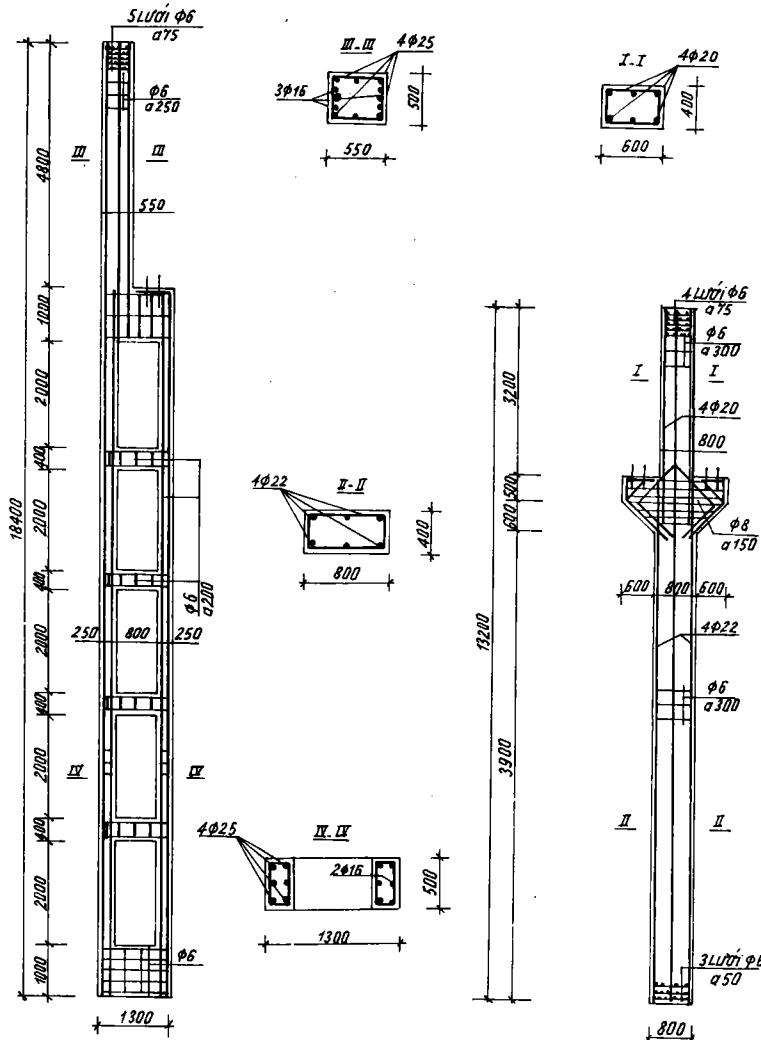
Để cấu tạo cốt thép dọc trong cột, cần nắm vững những yêu cầu về cấu tạo của cấu kiện chịu nén. Khi cạnh cột từ 40 cm trở lên, đường kính cốt dọc không nên lấy dưới 16 mm. Khoảng cách giữa hai mép trong của cốt thép không dưới 30 mm nếu đổ bê tông cột theo phương ngang. Cốt thép dọc trong cột có thể đặt kéo dài suốt từ phần cột trên xuống phần cột dưới hoặc có thể tách rời, lúc đó cốt thép phần cột dưới kéo lên ngang mép trên vai cột còn cốt phần cột trên kéo xuống quá mép trên vai cột một đoạn không nhỏ hơn  $30d$ . Khi cốt thép ở mỗi cạnh có trên hai thanh thì không nên cắt tất cả cốt thép tại một tiết diện mà nên cắt ở hai tiết diện cách nhau khoảng 20 -  $30d$  ( $d$  - đường kính cốt thép).

Khi chiều cao tiết diện cột lớn hơn 50 cm thì ở khoảng giữa chiều cao tiết diện cần đặt cốt dọc cấu tạo có đường kính 12 - 14mm, khoảng cách giữa các thanh không quá 40 cm.

### 2. Cấu tạo cốt đai

Đường kính của cốt đai không bé hơn  $0,25d_1$ . Khoảng cách giữa các cốt đai không lớn hơn  $15d_2$  và không lớn hơn cạnh của cột ( $d_1$  - đường kính lớn nhất của cốt dọc ;  $d_2$  - đường kính bé nhất của cốt dọc ).

Hình thức cốt đai phải chọn để sao cho cứ cách một cốt dọc lại có ít nhất một cốt dọc nằm vào góc cốt đai. Khi cạnh  $b$  không quá 40cm và trên mỗi cạnh đặt không quá bốn thanh cốt dọc thì cho phép chỉ đặt một loại cốt đai cơ bản ôm lấy cốt dọc.



Hình 1.5.1. Ví dụ cấu tạo cốt thép trong cột

### 3. Lưới thép gia cố đầu cột

Ở đầu trên và đầu dưới cột thường cần phải đặt các lưới ngang gia cố. Lưới này làm bằng dây thép  $d = 5 \div 6$  mm, khoảng cách các thanh khoảng 5cm. Mỗi đầu cột đặt ít nhất bốn lưới. Khoảng cách giữa các lưới thường từ 50 đến 100 mm. Các lưới được đặt trong một đoạn cột dài  $20d_1$ . Các thanh ngoài cùng của lưới phải nằm ngoài các cốt dọc.

### 4. Các chi tiết đặt sẵn để liên kết

Ở đỉnh cột cần cấu tạo chi tiết đặt sẵn để liên kết với kết cấu mang lực mái. Dùng tấm thép dày 8 - 10mm hàn vào bốn thanh neo bằng thép có gờ, đường kính 14 - 16 mm. Chiều dài thanh neo không bé hơn  $15d$ . Cần phải đặt sẵn bulông chôn vào chân cột ( xuyên qua tấm thép đệm ) để liên kết cột với kết cấu mái. Trục bulông cách trục phân chia 150mm.

Trên vai cột đặt tấm thép để liên kết với dầm cầu trục. Tấm thép này cũng được neo vào cột bằng các thanh thép neo. Trên mặt bên cột, ở ngang cánh của dầm cầu trục cần đặt tấm thép để liên kết cánh dầm cầu trục vào cột.

Ở cột biên, khi tường dọc xây bằng gạch thì trong cột cần đặt cốt thép neo tường. Dùng các thanh thép đường kính 6mm chôn vào cột và chừa ra phía ngoài cột một đoạn 10 - 15 cm để neo vào tường gạch. Các thanh này đặt cách nhau khoảng từ năm đến bảy lớp gạch. Trên hình 1.5.1 thể hiện cách cấu tạo và bố trí cốt thép trong cột.

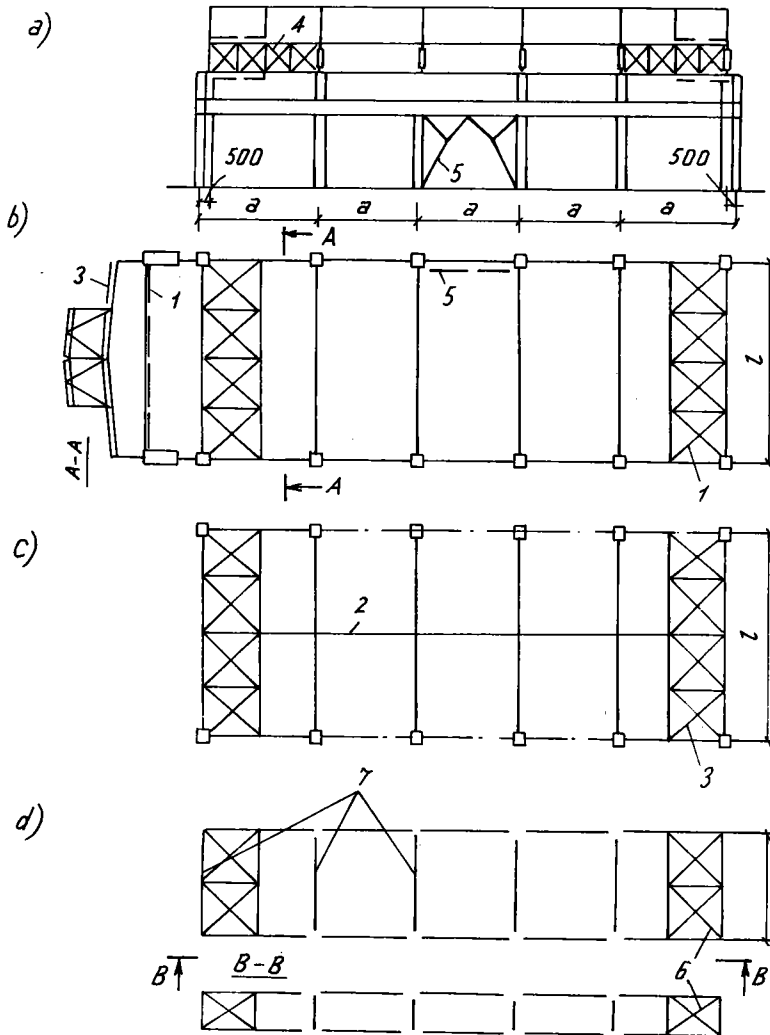
## §6. CẤU TẠO HỆ GIẰNG CỦA NHÀ

Hệ giằng trong nhà một tầng lắp ghép có tác dụng đảm bảo ổn định và bất biến hình của ngôi nhà, truyền lực hãm của cầu trục và tải trọng gió lên các kết cấu chịu lực. Trong nhà một tầng cần cấu tạo các hệ giằng đứng và hệ giằng ngang.

### 1. Hệ giằng đứng đầu dàn

Dầm mái ( hoặc dàn mái ) được nối với đầu cột và liên kết với panen mái thông qua các tấm thép đệm, độ cứng của các mối nối này khá nhỏ. Dưới tác dụng của tải trọng gió lên đầu hồi, dầm dàn mái có thể bị đổ ra bên ngoài mặt phẳng của nó. Vì thế cần phải cấu tạo một hệ giằng đứng đặt ở đầu kết cấu mái. Hệ giằng này gồm có hai dàn giằng đặt ở gian đầu hồi và sát khe nhiệt độ. Dàn giằng thường được cấu tạo bằng thép góc nhưng cũng có khi dùng loại dàn bê tông cốt thép. Ở các bước cột giữa dùng các thanh chống liên kết các đầu cột theo phương dọc nhà. Đối với nhà nhiều nhịp, ở hàng cột giữa có thể bố trí một hệ giằng đứng cho cả hai hệ thống đầu

dầm ( hoặc dàn ) nhưng phải chú ý không được làm cho dầm mái ( hoặc dàn mái ) trở thành dầm hoặc dàn liên tục.



Hình 1.5.2. Sơ đồ bố trí hệ giằng

- a) hệ giằng đứng đầu dàn ; b) hệ giằng ngang ở cánh hạ ;  
 c) hệ giằng ngang ở cánh thượng ; d) hệ giằng cửa mái ;  
 1 - giằng cánh hạ ; 2 - thanh chống ; 3 - giằng cánh thượng ;  
 4 - giằng đứng đầu dàn ; 5 - giằng cột ; 6 - giằng cửa mái ;  
 7 - khung cửa mái.

## 2. Hệ giằng đứng của cột

Dưới tác dụng của lực hãm dọc của cầu trục và lực gió tác dụng vào đầu hồi, cột có thể có biến dạng lớn. Vì thế cần phải cấu tạo một hệ giằng đứng của cột tạo cho khung dọc một ô cứng để chịu các lực xô theo phương dọc nhà. Hệ giằng này

thường bằng thép và được bố trí ở ô giữa của một khối nhiệt độ. Nó có thể có dạng hai thanh chéo hoặc dạng công để thuận tiện giao thông theo phương ngang nhà.

### **3. Hệ giằng ngang ở thanh cánh hạ của dàn**

Hệ giằng cánh hạ của dàn liên kết cánh hạ của hai dàn mái ngoài cùng thành một dàn cứng để làm chỗ tựa cho cột sườn tường đầu hồi. Hệ giằng này thường làm bằng thép, nó có tác dụng truyền lực gió của tường đầu hồi vào hai khung dọc hai bên.

### **4. Hệ giằng ngang ở cánh thượng của dàn**

Hệ giằng này có tác dụng giữ ổn định ngoài mặt phẳng dàn của thanh cánh thượng. Trong nhà không có cửa mái, nếu dùng panen mái cỡ lớn hàn vào dàn mái là một miếng cứng, thì không cần phải bố trí hệ giằng ở thanh cánh thượng. Trong nhà có cửa mái chạy ra tận đầu hồi thì cần phải bố trí hệ giằng ở hai đầu của khối nhiệt độ và các thanh chống nối đỉnh các dàn còn lại với nhau. Nếu cửa mái không chạy ra tới đầu hồi thì hệ panen mái của các gian đầu hồi đã là miếng cứng do đó không cần cấu tạo hệ giằng cứng ở gian đầu mà chỉ cần đặt các thanh chống nối đỉnh của dàn có cửa mái vào hai khối cứng ở hai đầu.

Nếu dùng tấm mái cỡ nhỏ đặt lên xà gồ thì bản thân hệ mái không phải là miếng cứng ngay cả trong trường hợp không có cửa mái, do đó để đảm bảo độ cứng cho mái và cho toàn nhà cần phải bố trí hệ giằng ngang này ở hai gian đầu hồi của khối nhiệt độ và thanh chống đỉnh nóc nối đỉnh các dàn còn lại.

### **5. Hệ giằng cửa mái**

Độ cứng và ổn định của hệ khung cửa mái được đảm bảo nhờ hệ giằng cửa mái. Hệ giằng này gồm có giằng thẳng đứng và giằng nằm ngang ở hai đầu của khối nhiệt độ.





## ***Phần 2***

# **VÍ DỤ TÍNH TOÁN**

### ***Ví dụ 1***

## **TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ MỘT TẦNG BA NHỊP**

### ***Số liệu cho trước***

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, ba nhịp đều nhau,  $L = 24$  m, cùng cao trình ray  $R = 8$  m. ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục  $Q = 20 / 5$  t. Bước cột  $a = 6$  m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m. Địa điểm xây dựng : Hà Nội.

### **I. Lựa chọn kích thước của các cấu kiện**

#### ***1. Chọn kết cấu mái***

Với nhịp  $L = 24$  m, có thể chọn kết cấu dàn bê tông cốt thép dạng hình thang, dàn gẫy khúc hoặc dạng dàn vòm. Ở đây chọn dàn gẫy khúc, chiều cao giữa dàn là 3,2 m.

Chọn cửa mái chỉ đặt ở nhịp giữa, rộng 12 m, cao 4 m.

Các lớp mái được cấu tạo từ trên xuống như sau :

- hai lớp gạch lá nem kể cả vữa lót dày 5 cm ;
- lớp bê tông nhẹ cách nhiệt dày 12 cm ;
- lớp bê tông chống thấm dày 4 cm ;
- panen mái là dạng panen sườn, kích thước  $6 \times 1,5$  m, cao 30 cm.

Tổng chiều dày các lớp mái :  $t = 5 + 12 + 4 + 30 = 51$  cm.

## 2. Chọn dầm cầu trục

Với nhịp dầm cầu trục 6 m, sức trục 20 t, chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình ở bảng 1.1.1 có  $H_c = 1000$  ;  $b = 200$  ;  $b_c = 570$  ;  $h_c = 120$ , trọng lượng 4,2t.

## 3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Lấy cao trình nền nhà tương ứng với cốt  $\pm 0,00$  để xác định các kích thước khác.

$$\text{Cao trình vai cột} \quad V = R - (H_r + H_c) ,$$

$R$  - cao trình ray đã cho  $R = 8$  m ;

$H_r$  - chiều cao ray và các lớp đệm,  $H_r = 0,15$  m ;

$H_c$  - chiều cao dầm cầu trục,  $H_c = 1,0$  m,

$$V = 8 - (0,15 + 1) = 6,85 \text{ m} .$$

$$\text{Cao trình đỉnh cột} \quad D = R + H_{ct} + a_1 ,$$

$H_{ct}$  - chiều cao cầu trục, tra bảng 2 phụ lục I với sức trục 20 t có  $H_{ct} = 2,4$  m ;

$a_1$  - khe hở an toàn từ đỉnh xe con đến mặt dưới kết cấu mang lực mái, chọn

$a_1 = 0,15$  m, đảm bảo  $a_1 \geq 0,1$  m.

$$D = 8 + 2,4 + 0,15 = 10,55 \text{ m} .$$

$$\text{Cao trình đỉnh mái} \quad M = D + h + h_{cm} + t ,$$

$h$  - chiều cao kết cấu mang lực mái,  $h = 3,2$  m ;

$h_{cm}$  - chiều cao cửa mái,  $h_{cm} = 4,0$  m ;

$t$  - tổng chiều dày các lớp mái,  $t = 0,51$  m.

Cao trình đỉnh mái ở nhịp thứ hai có cửa mái

$$M_2 = 10,55 + 3,2 + 4 + 0,51 = 18,26 \text{ m} .$$

Cao trình mái ở hai nhịp biên không có cửa mái

$$M_1 = 10,55 + 3,2 + 0,51 = 14,26 \text{ m} .$$

## 4. Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên  $H_t = D - V = 10,55 - 6,85 = 3,7$  m.

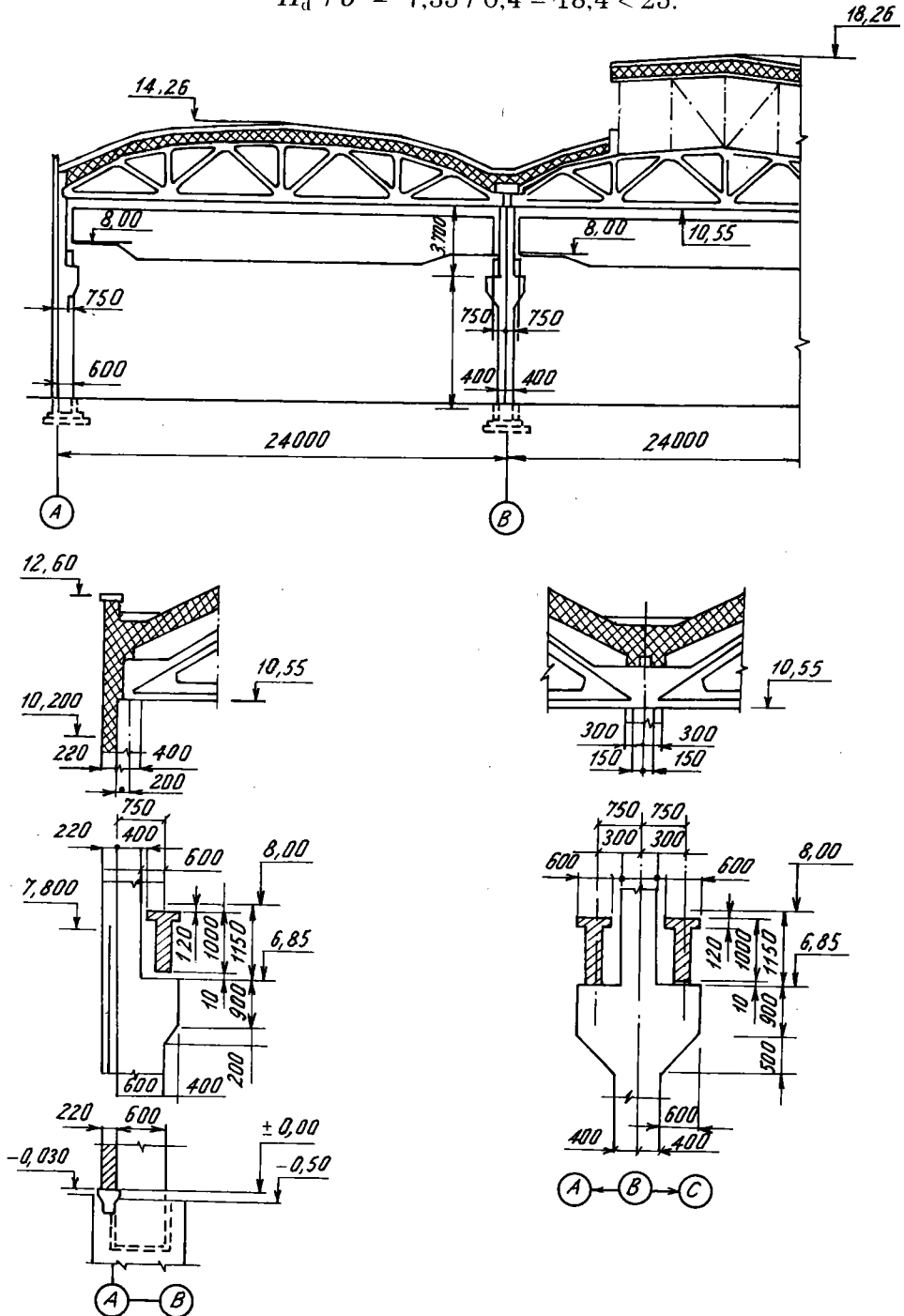
Chiều dài phần cột dưới  $H_d = V + a_2 = 6,85 + 0,5 = 7,35$  m.

$a_2$  là khoảng cách từ mặt nền đến mặt móng, chọn  $a_2 = 0,5$  m .

Kích thước tiết diện cột chọn như sau :

- Bề rộng cột  $b$  chọn theo thiết kế định hình, thống nhất cho toàn bộ phần cột trên và cột dưới, cho cả cột biên lẫn cột giữa  $b = 40$  cm, thỏa mãn điều kiện

$$H_d / b = 7,35 / 0,4 = 18,4 < 25.$$



Hình 2.1.1. Mặt cắt ngang và chi tiết

- Chiều cao tiết diện phần cột trên cột biên  $h_t = 40$  cm, thỏa mãn điều kiện

$$a_4 = \lambda - h_t - B_1 = 75 - 40 - 26 = 9 \text{ cm} > 6 \text{ cm.}$$

ở đây  $\lambda$  - khoảng cách từ trục định vị ( mép ngoài cột biên ) đến tim dầm cầu trục,  
 $\lambda = 75$  cm ;

$B_1$  - khoảng cách từ tim dầm cầu trục đến mép cầu trục, tra bảng phụ lục I,  
 $B_1 = 26$  cm.

- Chiều cao tiết diện phần cột dưới cột biên  $h_d = 60$  cm, thỏa mãn điều kiện

$$h_d > H_d / 14 = 7,35 / 14 = 0,525 \text{ m}$$

- Cột giữa chọn  $h_t = 60$  cm,  $h_d = 80$  cm, các điều kiện tương tự như cột biên đều thỏa mãn.

- Kích thước vai cột sơ bộ chọn  $h_v = 60$  cm, khoảng cách từ trục định vị đến mép vai là 100 cm, góc nghiêng  $45^\circ$ .

Hình dáng, kích thước mặt cắt ngang và một số chi tiết cho trên hình 2.1.1.

## II. Xác định tải trọng

### 1. Tính tải mái

Phần tính tải do trọng lượng bản thân các lớp mái tác dụng trên  $1\text{m}^2$  mặt bằng mái xác định theo bảng 2.1.1

**Bảng 2.1.1. Cấu tạo và tải trọng của các lớp mái**

|   | Các lớp mái   | Tải trọng tiêu chuẩn<br>$\text{kG/m}^2$ | Hệ số vượt tải | Tải trọng tính toán<br>$\text{kG/m}^2$ |
|---|---|---|----------------|--|
| 1 | Hai lớp gạch lá nem kể cả vữa, dày 5cm,<br>$\gamma = 1800 \text{ kG/m}^3$<br>$0,05 \times 1800$ | 90,0                                    | 1,3            | 117,0                                  |
| 2 | Lớp bê tông nhẹ cách nhiệt, dày 12 cm,<br>$\gamma = 1200 \text{ kG/m}^3$<br>$0,12 \times 1200$  | 144,0                                   | 1,3            | 187,2                                  |
| 3 | Lớp bê tông chống thấm, dày 4 cm,<br>$\gamma = 2500 \text{ kG/m}^3$<br>$0,04 \times 2500$       | 100,0                                   | 1,1            | 110,0                                  |
| 4 | Panen $6 \times 1,5$ m, trọng lượng một tấm kể cả bê tông chèn khe 1,7 t<br>$1700 / 9$          | 189,0                                   | 1,1            | 208,0                                  |
| 5 | Tổng cộng   | 523,0                                   |                | 622,2                                  |

Tính tải do trọng lượng bản thân dàn mái nhịp 24m, lấy theo bảng 1.2.1 là 9,6t hệ số vượt tải  $n = 1,1$ .

$$G_1 = 9,6 \times 1,1 = 10,56 \text{ t.}$$

Trọng lượng khung cửa mái rộng 12 m, cao 4 m lấy 2,8 t ;  $n = 1,1$

$$G_2 = 2,8 \times 1,1 = 3,1 \text{ t.}$$

Trọng lượng kính và khung cửa kính lấy 500 kG / m, với  $n = 1,2$

$$g_k = 500 \times 1,2 = 600 \text{ kG / m.}$$

Tính tải mái quy về lực tập trung  $G_{m1}$  tác dụng ở nhịp biên không có cửa mái

$$G_{m1} = 0,5 (G_1 + g a L) = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24) = 50,08 \text{ t.}$$

Ở nhịp giữa có cửa mái

$$G_{m2} = 0,5 (G_1 + g a L + G_2 + 2g_k a) ;$$

$$G_{m2} = 0,5 (10,56 + 0,622 \times 6 \times 24 + 3,1 + 2 \times 0,6 \times 6) = 55,23 \text{ t.}$$

Các lực  $G_{m1}$ ,  $G_{m2}$  đặt cách trục định vị 0,15 m.

## 2. Tính tải do dầm cầu trục

$$G_d = G_c + a g_r,$$

$G_c$  - trọng lượng bản thân dầm cầu trục là 4,2 t ;

$g_r$  - trọng lượng ray và các lớp đệm, lấy 150 kG/m

$$G_d = 1,1 (4,2 + 6 \times 0,15) = 5,61 \text{ t.}$$

Tải trọng  $G_d$  đặt cách trục định vị 0,75m.

## 3. Tính tải do trọng lượng bản thân cột

Tải trọng này tính theo kích thước cấu tạo cho từng phần cột.

Cột biên có :

$$\text{phần cột trên : } G_t = 0,4 \times 0,4 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 1,63 \text{ t ;}$$

$$\text{phần cột dưới: } G_d = (0,4 \times 0,6 \times 7,35 + 0,4 \frac{0,6 + 1}{2} \times 0,4) \times 2,5 \times 1,1 = 5,2 \text{ t.}$$

$$\text{cột giữa có : } G_t = 0,4 \times 0,6 \times 3,7 \times 2,5 \times 1,1 = 2,44 \text{ t ;}$$

$$G_d = (0,4 \times 0,8 \times 7,35 + 2 \times 0,4 \frac{0,6 + 1,2}{2} \times 0,6) \times 2,5 \times 1,1 = 7,7 \text{ t.}$$

Tường xây gạch là tường tự chịu lực nên trọng lượng bản thân của nó không gây ra nội lực cho khung.

## 4. Hoạt tải mái

Trị số hoạt tải mái tiêu chuẩn phân bố đều trên một mét vuông mặt bằng mái lấy 75 kG/m<sup>2</sup>,  $n = 1,3$ . Hoạt tải này đưa về thành lực tập trung  $P_m$  đặt ở đầu cột.

$$P_m = 0,5 \times n \times p_m \times a \times L = 0,5 \times 1,3 \times 75 \times 6 \times 24 = 7020 \text{ kG} = 7,02\text{t}.$$

Vị trí từng  $P_m$  đặt trùng với vị trí của từng  $G_m$ .

### 5. Hoạt tải cầu trục

#### a. Hoạt tải đứng do cầu trục

Với số liệu cầu trục đã cho  $Q = 20/5 \text{ t}$ .

Nhịp cầu trục  $L_k = L - 2\lambda = 24 - 2 \times 0,75 = 22,5\text{m}$ , chế độ làm việc trung bình, tra bảng 2 phụ lục I có các số liệu về cầu trục như sau :

Bề rộng cầu trục  $B = 6,3\text{m}$ .

Khoảng cách hai bánh xe  $K = 4,4\text{m}$ .

Trọng lượng xe con  $G = 8,5\text{t}$ .

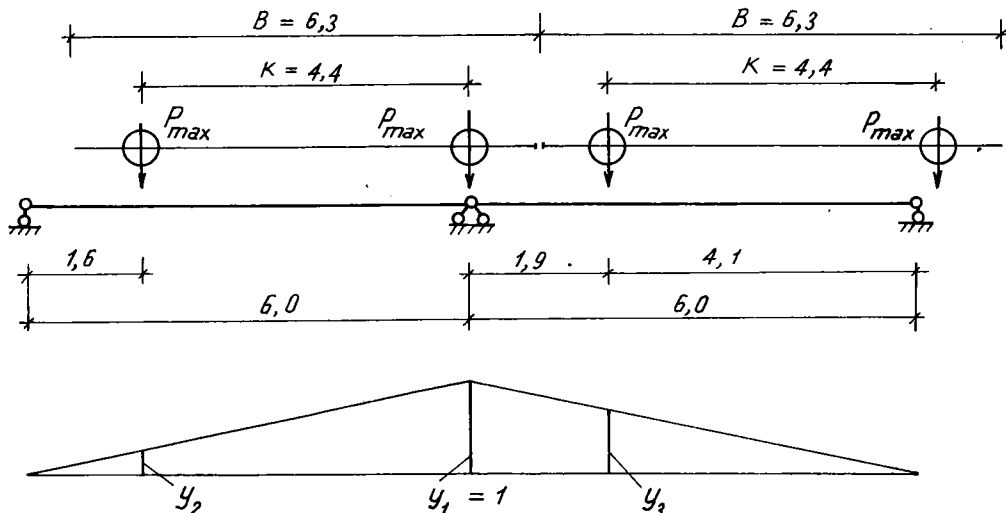
Áp lực tiêu chuẩn lớn nhất lên mỗi bánh xe cầu trục  $P_{\max}^c = 22,0\text{t}$ .

Hệ số vượt tải theo TCVN 2737 - 1995,  $n = 1,1$

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột  $D_{\max}$  xác định theo đường ảnh hưởng phản lực như hình 2.1.2

$$D_{\max} = n \times P_{\max}^c \times \sum y_i.$$

Các tung độ  $y_i$  của đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung  $P_{\max}^c$  xác định theo tam giác đồng dạng



Hình 2.1.2. Sơ đồ xác định  $D_{\max}$

$$y_1 = 1 ; y_2 = 1,6/6 = 0,267 ; y_3 = 4,1/6 = 0,683 ;$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 47,19\text{t}.$$

Điểm đặt của  $D_{\max}$  trùng với điểm đặt của  $G_d$ .

*b. Hoạt tải do lực hãm ngang của xe con*

Lực hãm ngang do một bánh xe truyền lên dầm cầu trục trong trường hợp móc mềm xác định theo công thức

$$T_1^c = (Q + G) / 40 = (20 + 8,5) / 40 = 0,71t.$$

Lực hãm ngang  $T_{\max}$  truyền lên cột được xác định theo đường ảnh hưởng như đối với  $D_{\max}$

$$T_{\max} = n \times T_1^c \times \Sigma y_i = 1,1 \times 0,71 \times (1 + 0,267 + 0,683) = 1,52t.$$

Xem lực  $T_{\max}$  đặt lên cột ở mức mặt trên dầm cầu trục, cách mặt vai cột 1,0m và cách đỉnh cột một đoạn  $y = 3,7 - 1 = 2,7m$ .

**6. Hoạt tải do gió**

Tải trọng gió tính toán tác dụng lên mỗi mét vuông bề mặt thẳng đứng của công trình là

$$W = n \times W_0 \times k \times C,$$

trong đó  $W_0$  - áp lực gió ở độ cao 10 m, theo tiêu chuẩn TCVN 2737 - 1995 thì Hà Nội thuộc vùng II-B nên áp lực  $W_0$  tra ở bảng 1 phụ lục II là  $95 \text{ kG/m}^2$ ;

$k$  - hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao phụ thuộc vào dạng địa hình, tra ở bảng 2 phụ lục II, ở đây áp dụng dạng địa hình B. Hệ số  $k$  xác định tương ứng ở hai mức :

- mức đỉnh cột, cao trình +10,55 m có  $k = 1$  ;

- mức đỉnh mái, cao trình +18,26 m có  $k = 1,11$  ;

$C$  - hệ số khí động,  $C = +0,8$  đối với phía gió đẩy và  $C = -0,6$  đối với phía gió hút ;

$n$  - hệ số vượt tải,  $n = 1,2$ .

Tải trọng gió tác dụng lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều

$$p = W \times a = n \times W_0 \times k \times C \times a ;$$

phía gió đẩy  $p_d = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,8 \times 6 = 0,547 \text{ t/m}$

phía gió hút  $p_h = 1,2 \times 0,095 \times 1,0 \times 0,6 \times 6 = 0,410 \text{ t/m}$

Phần tải trọng gió tác dụng trên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về thành lực tập trung đặt ở đầu cột  $S_1, S_2$  với  $k$  lấy trị số trung bình  $k = 0,5 (1,0 + 1,11) = 1,055$ .

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái tham khảo trong phần phụ lục II và TCVN 2737 - 1995, lấy theo sơ đồ như hình 2.1.3.

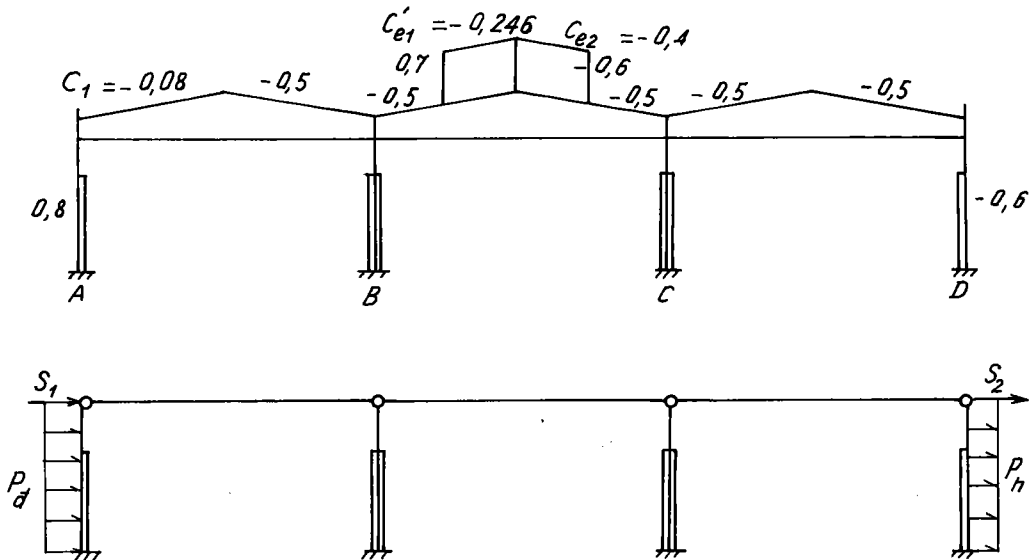
Trong đó giá trị  $C_{e1}$  tính với góc  $\alpha = 10^\circ$ , tỷ số  $H / L = 10,55 / 72 = 0,15$ , nội suy có  $C_{e1} = -0,08$  ; giá trị  $C'_{e1}$  tính với góc  $\alpha = 5^\circ$ , tỷ số  $H / L = 17,76 / 72 = 0,247$ , nội suy có  $C'_{e1} = -0,246$  ;  $C_{e2} = -0,4$ .

Trị số  $S$  tính theo công thức

$$S = n k W_o a \sum C_i h_i = 1,2 \times 1,055 \times 0,095 \times 6 \times \sum C_i h_i = 0,722 \times \sum C_i h_i ;$$

$$S_1 = 0,722 ( 0,8 \times 2 - 0,08 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 - 0,5 \times 1,4 + 0,7 \times 4 - 0,246 \times 1,2 ) = 3,125t ;$$

$$S_2 = 0,722 ( 0,4 \times 1,2 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,4 - 0,5 \times 2,2 + 0,5 \times 2,2 + 0,6 \times 2 ) = 3,45 t.$$



Hình 2.1.3. Sơ đồ xác định hệ số khí động trên mái

### III. Xác định nội lực

Nhà ba nhịp có mái cứng, cao trình bằng nhau khi tính với tải trọng đứng và lực hãm của cầu trục được phép bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột, tính với các cột độc lập. Khi tính với tải trọng gió phải kể đến chuyển vị ngang đỉnh cột.

#### 1. Các đặc trưng hình học

Cột trục A

$$H_t = 3,7 \text{ m} ; H_d = 7,35 \text{ m} ; H = 3,7 + 7,35 = 11,05 \text{ m} .$$

Tiết diện phần cột trên  $b = 40 \text{ cm} ; h_t = 40 \text{ cm} ,$

phần cột dưới  $b = 40 \text{ cm} ; h_d = 60 \text{ cm}.$

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 40^3 / 12 = 213300 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

Các thông số  $t = H_t / H = 3,7 / 11,05 = 0,335 .$



$$k = t^3 \left( \frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,335^3 \left( \frac{720000}{213300} - 1 \right) = 0,0893 .$$

Cột trục B

Tiết diện phần cột trên  $b = 40 \text{ cm}$  ;  $h_t = 60 \text{ cm}$ ,

phần cột dưới  $b = 40 \text{ cm}$  ;  $h_d = 80 \text{ cm}$ .

Mômen quán tính

$$J_t = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4$$

$$J_d = 40 \times 80^3 / 12 = 1706600 \text{ cm}^4$$

Các thông số  $t = 0,335$

$$k = 0,335^3 \left( \frac{1706600}{720000} - 1 \right) = 0,052$$

Quy định chiều dương của nội lực theo hình 1.3.4

## 2. Nội lực do tĩnh tải mái

a. Cột trục A

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải  $G_{m1}$  như trên hình 2.1.4, lực  $G_{m1}$  gây ra mômen ở đỉnh cột  $M = G_{m1} \times e_t = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm}$ .

Độ lệch trục giữa phần cột trên và cột dưới là

$$a = (h_d - h_t) / 2 = (0,6 - 0,4) / 2 = 0,1 \text{ m}.$$

Vì  $a$  nằm cùng phía với  $e_t$  so với trục cột dưới nên phản lực đầu cột  $R = R_1 + R_2$

$$R_1 = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = \frac{-2,504 \times 3(1+0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1+0,0893)} = -0,395 \text{ t}.$$

Tính  $R_2$  với

$$M = -G_{m1} \times a = -50,08 \times 0,1 = -5,008 \text{ tm},$$

mômen này đặt ở mức vai cột

$$R_2 = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{-3 \times 5,008 \times (1-0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1+0,0893)} = -0,554 \text{ t};$$

$$R = -0,395 - 0,554 = -0,949 \text{ t}.$$

chiều  $R$  ở trên hình 2.1.4 là chiều thực.

Xác định nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_1 = -50,08 \times 0,05 = -2,504 \text{ tm};$$

$$M_{11} = -2,504 + 0,949 \times 3,7 = 1,007 \text{ tm};$$

$$M_{III} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 3,7 = -4,00 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -50,08 \times (0,05 + 0,1) +$$

$$+ 0,949 \times 11,05 = 2,974 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 50,08 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,949 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.4.

### b. Cột trục B

Sơ đồ tác dụng của tĩnh tải mái  $G_{m1}$  và  $G_{m2}$  như trên hình 2.1.5.

Khi đưa  $G_{m1}$  và  $G_{m2}$  về đặt ở trục cột ta được lực

$$G_m = G_{m1} + G_{m2} = 50,08 + 55,23 = 105,31 \text{ t}$$

và mômen

$$M = 50,08(-0,15) + 55,23 \times 0,15 = 0,7725 \text{ tm}.$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1+k/t)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 0,7725(1+0,0893/0,335)}{2 \times 11,05(1+0,0893)} = 0,115 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0,7725 \text{ tm},$$

$$M_{II} = 0,7725 - 0,115 \times 3,7 =$$

$$= 0,348 \text{ tm};$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,348 \text{ tm};$$

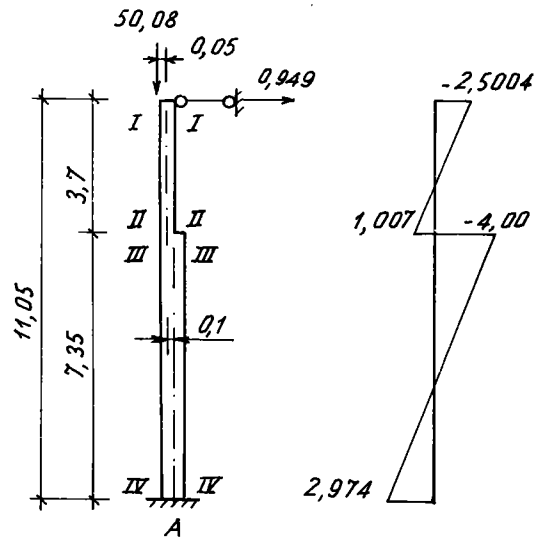
$$M_{IV} = 0,7725 - 0,115 \times 11,05 =$$

$$= -0,498 \text{ tm};$$

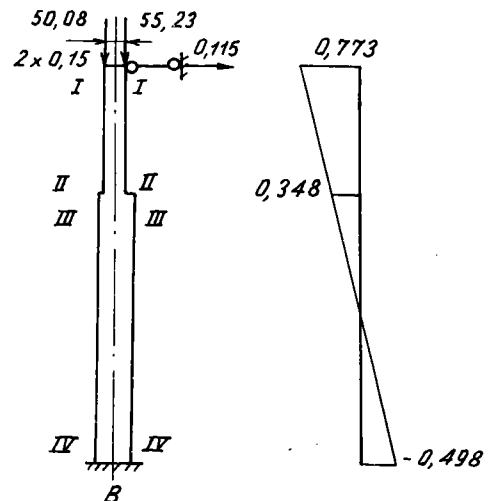
$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 105,31 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.5.



Hình 2.1.4. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột biên do tĩnh tải mái



Hình 2.1.5. Sơ đồ tĩnh và biểu đồ mômen ở cột giữa do tĩnh tải mái

### 3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

#### a. Cột trục A

Sơ đồ tính với tĩnh tải dầm cầu trục  $G_d$  cho trên hình 2.1.6a.

Lực  $G_d$  gây ra mômen đối với trục cột dưới, đặt tại vai cột

$$M = G_d \times e_d$$

$$e_d = \lambda - 0,5 h_d = 0,75 - 0,3 = 0,45 \text{ m;}$$

$$M = 5,61 \times 0,45 = 2,525 \text{ t.}$$

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 2,525 \times (1 - 0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1 + 0,0893)} = 0,279 \text{ t.}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0;$$

$$\begin{aligned} M_{II} &= -0,279 \times 3,7 = \\ &= -1,032 \text{ tm,} \end{aligned}$$

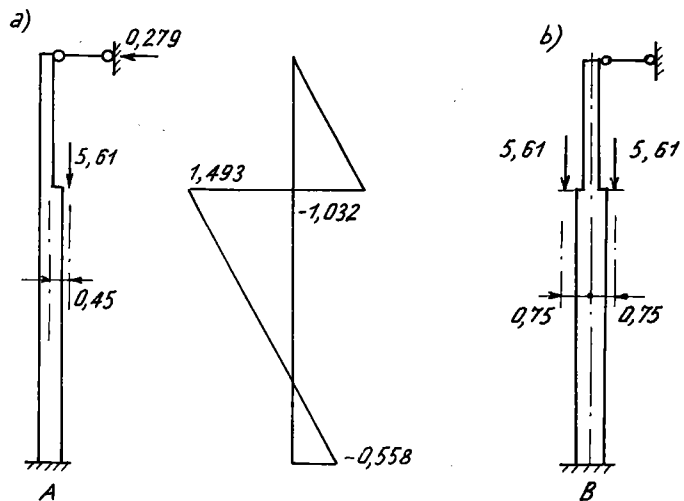
$$\begin{aligned} M_{III} &= 2,525 - 0,279 \times 3,7 = \\ &= 1,493 \text{ tm;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{IV} &= 2,525 - 0,279 \times 11,05 = \\ &= -0,558 \text{ tm;} \end{aligned}$$

$$N_I = N_{II} = 0;$$

$$N_{III} = N_{IV} = 5,61 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -0,279 \text{ t.}$$



Hình 2.1.6. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.6

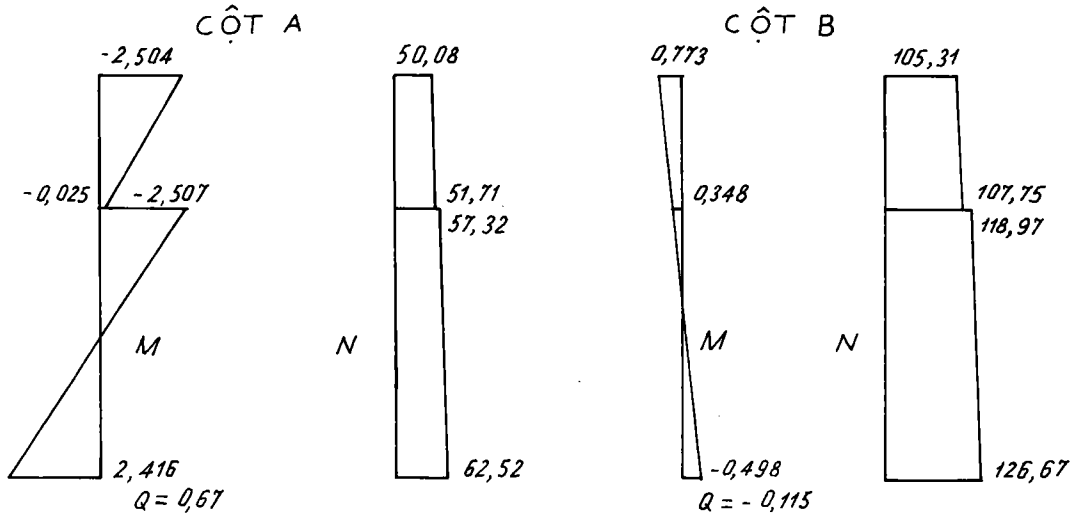
#### b. Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng qua trục cột (h. 2.1.6b) nên  $M = 0$ ;  $Q = 0$ .

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 11,22 \text{ t.}$$

### 4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Cộng đại số nội lực ở các trường hợp đã tính ở trên cho từng tiết diện của từng cột được kết quả trên hình 2.1.7, trong đó lực dọc  $N$  còn được cộng thêm trọng lượng bản thân cột đã tính ở phần II.3.



Hình 2.1.7. Tổng nội lực do tĩnh tải

## 5. Nội lực do hoạt tải mái

### a. Cột trục A

Sơ đồ tính giống như khi tính với  $G_{m1}$ , nội lực xác định bằng cách nhân nội lực do  $G_{m1}$  với tỷ số  $P_m / G_{m1} = 7,02 / 50,08 = 0,14$ .

$$M_I = -2,504 \times 0,14 = -0,35 \text{ t m};$$

$$M_{II} = 1,006 \times 0,14 = 0,141 \text{ t m};$$

$$M_{III} = -4,002 \times 0,14 = -0,560 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 2,972 \times 0,14 = 0,416 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,951 \times 0,14 = 0,133 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 a.

### b. Cột trục B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên nhịp phía bên phải và phía bên trái của cột. Lực  $P_{m2}$  đặt ở bên phải gây ra mômen đặt ở đỉnh cột

$$M = P_{m2} \times e_t = 7,02 \times 0,15 = 1,053 \text{ t m}.$$

Mômen và lực cắt trong cột do mômen này gây ra được xác định bằng cách nhân mômen do tĩnh tải  $G_m$  gây ra với tỷ số  $M_p / M_G = 1,053 / 0,773 = 1,362$ .

$$M_I = 1,053 \text{ t m};$$

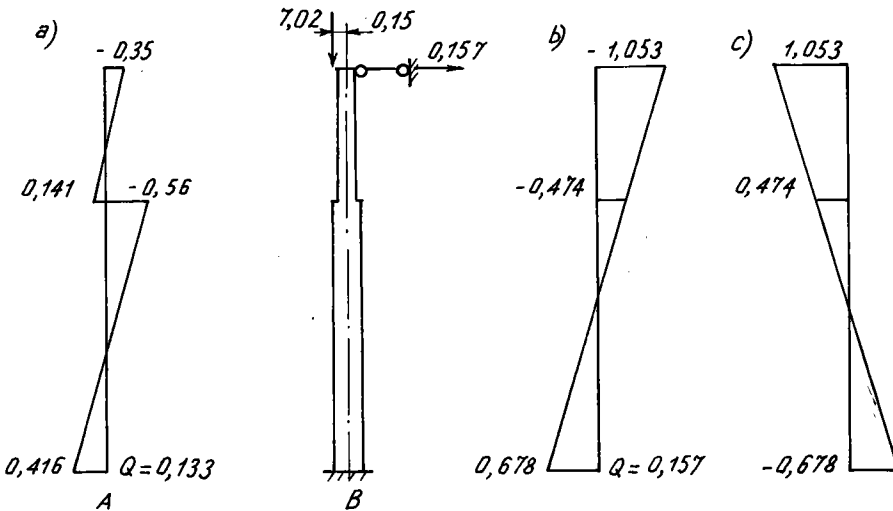
$$M_{II} = 0,348 \times 1,362 = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,474 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,498 \times 1,362 = -0,678 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 7,02 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,115 \times 1,362 = -0,1566 \text{ t}.$$



Hình 2.1.8. Nội lực do hoạt tải mái

a) ở cột biên ; b) ở bên trái cột giữa ; c) ở bên phải cột giữa.

Do  $P_{m1} = P_{m2}$  nên nội lực do  $P_{m1}$  gây ra được suy ra từ nội lực do  $P_{m2}$  bằng cách đổi dấu mômen và lực cắt, còn lực dọc giữ nguyên. Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.8 b, c.

### 6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

#### a. Cột trục A

Sơ đồ tính giống như khi tính với tính tải dầm cầu trục  $G_d$ , nội lực được xác định bằng cách nhân nội lực do  $G_d$  gây ra với tỷ số

$$D_{\max} / G_d = 47,19 / 5,61 = 8,412;$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -1,0334 \times 8,412 = -8,693 \text{ t m};$$

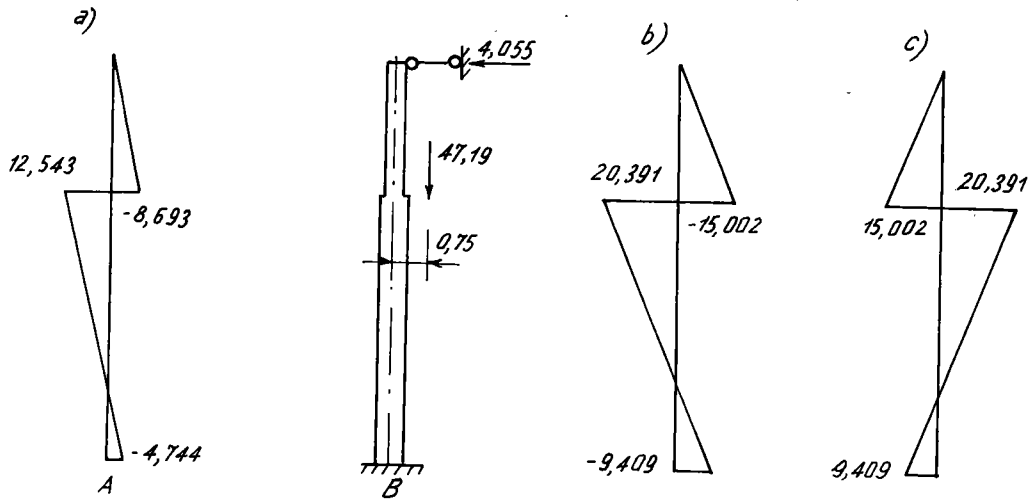
$$M_{III} = 1,491 \times 8,412 = 12,543 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = -0,564 \times 8,412 = -4,744 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = -0,270 \times 8,693 = -2,347 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.9



**Hình 2.1.9. Sơ đồ tính và nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục**

a) khi  $D_{\max}$  đặt ở cột trục A ; b) khi  $D_{\max}$  đặt ở bên phải cột trục B; c) khi  $D_{\max}$  đặt ở bên trái cột trục B.

### b. Cột trục B

Tính riêng tác dụng của hoạt tải đặt lên vai cột phía bên trái và phía bên phải của cột.

Lực  $D_{\max}$  gây ra mômen đối với phần cột dưới đặt ở vai cột

$$M = D_{\max} \times e_d = 47,19 \times 0,75 = 35,393 \text{tm.}$$

Trường hợp  $D_{\max}$  đặt ở bên phải

Phản lực đầu cột

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H(1+k)} = \frac{3 \times 35,393 \times (1 - 0,335^2)}{2 \times 11,05 \times (1 + 0,052)} = 4,0545 \text{ t;}$$

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = -4,0545 \times 3,7 = -15,002 \text{ t m;}$$

$$M_{III} = -4,0545 \times 3,7 + 35,393 = 20,391 \text{ t m;}$$

$$M_{IV} = -4,0545 \times 11,05 + 35,393 = -9,409 \text{ t m;}$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 47,19 \text{ t;}$$

$$Q_{IV} = -4,0545 \text{ t.}$$

Trường hợp  $D_{\max}$  đặt ở bên trái thì các giá trị mômen và lực cắt ở trên sẽ có dấu ngược lại.

Biểu đồ mômen của chúng cho trên hình 2.1.9 b, c.

### 7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Lực  $T_{\max}$  đặt cách đỉnh cột một đoạn  $y = 2,7$  m, có  $y/H_t = 2,7/3,7 = 0,73$ .

Với  $y$  xấp xỉ  $0,7 H_t$  có thể dùng công thức lập sẵn để tính phản lực

$$R = \frac{T_{\max} (1 - t)}{1 + k}$$

#### a. Cột trục A

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,0893} = 0,93 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,93 \times 2,7 = 2,511 \text{ t m};$$

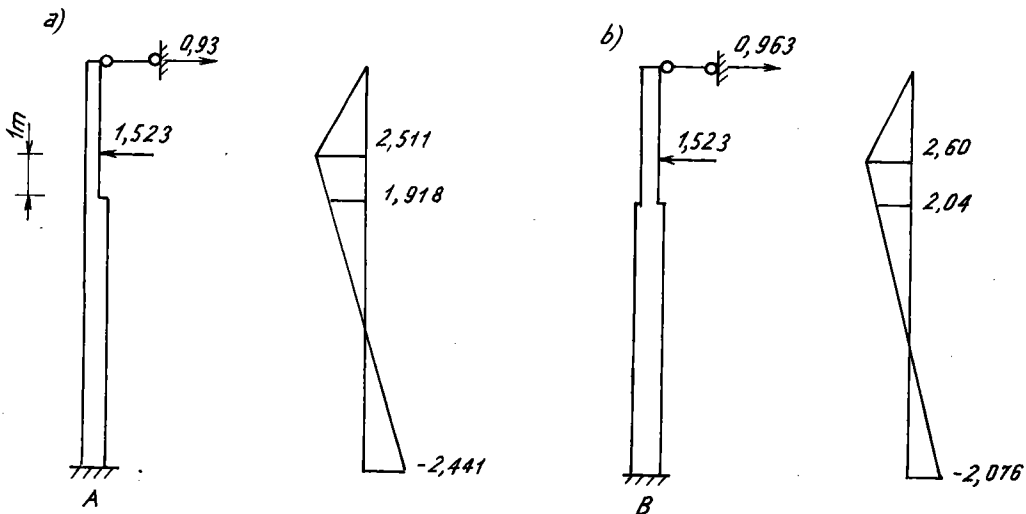
$$M_{II} = M_{III} = 0,93 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 1,918 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,93 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,441 \text{ t m};$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,93 - 1,523 = -0,593 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 a.



Hình 2.1.10. Sơ đồ tính và nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

a) khi  $T_{\max}$  đặt ở cột trục A ; b) khi  $T_{\max}$  đặt ở cột trục B.

#### b. Cột trục B

$$R = \frac{1,523 \times (1 - 0,335)}{1 + 0,052} = 0,963 \text{ t};$$

$$M_I = 0; \quad M_y = 0,963 \times 2,7 = 2,60 \text{ t m};$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,963 \times 3,7 - 1,523 \times 1,0 = 2,04 \text{ t m};$$

$$M_{IV} = 0,963 \times 11,05 - 1,523 \times 8,35 = -2,076 \text{ t m};$$

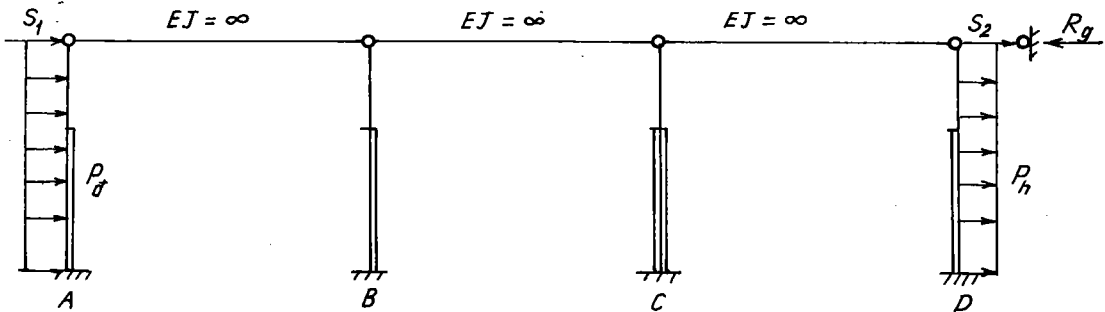
$$N_I = N_{II} = 0; N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,963 - 1,523 = -0,56 \text{ t}.$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.1.10 b.

### 8. Nội lực do tải trọng gió

Với tải trọng gió phải tính với sơ đồ toàn khung có chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Giả thiết xà ngang cứng vô cùng và vì các đỉnh cột có cùng mức nên chúng có chuyển vị ngang như nhau. Ở đây dùng phương pháp chuyển vị để tính, hệ chỉ có một ẩn số  $\Delta$  là chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Hệ cơ bản như trên hình 2.1.11.



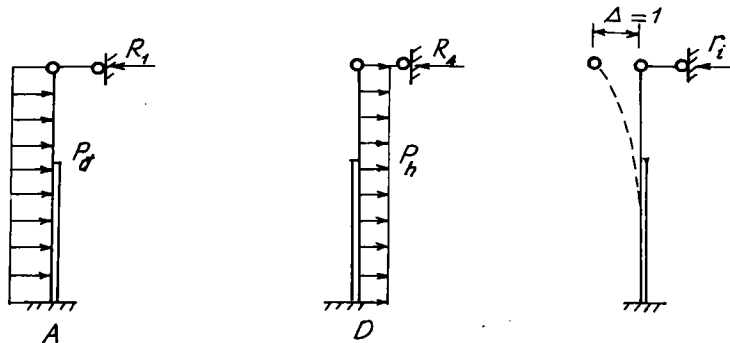
Hình 2.1.11. Hệ cơ bản khi tính khung với tải trọng gió

Phương trình chính tắc  $r \times \Delta + R_g = 0$ ,

trong đó  $R_g$  - phản lực liên kết trong hệ cơ bản

$$R_g = R_1 + R_4 + S_1 + S_2.$$

Khi gió thổi từ trái sang phải thì  $R_1$  và  $R_4$  xác định theo sơ đồ hình 2.1.12



Hình 2.1.12. Sơ đồ xác định phản lực trong hệ cơ bản

$$R_1 = \frac{3p_d H (1 + k t)}{8(1 + k)} = \frac{3 \times 0,547 \times 11,05 (1 + 0,0893 \times 0,335)}{8(1 + 0,0893)} = 2,143 \text{ t};$$



$$R_4 = R_1 p'_b / p_d = 2,143 \times 0,41 / 0,547 = 1,606 \text{ t};$$

$$R_g = 2,143 + 1,606 + 3,125 + 3,45 = 10,324 \text{ t}.$$

Phản lực liên kết do các đỉnh cột chuyển dịch một đoạn  $\Delta = 1$  được tính bằng

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4$$

$$r_1 = r_4 = \frac{3E J_d}{H^3(1+k)} = \frac{3E \times 720000}{11,05^3 \times (1+0,0893)} = 0,00147 E;$$

$$r_2 = r_3 = \frac{3E \times 1706600}{11,05^3 \times (1+0,052)} = 0,00361 E;$$

$$r = 2(r_1 + r_2) = 2(0,00147 + 0,00361) = 0,01016E;$$

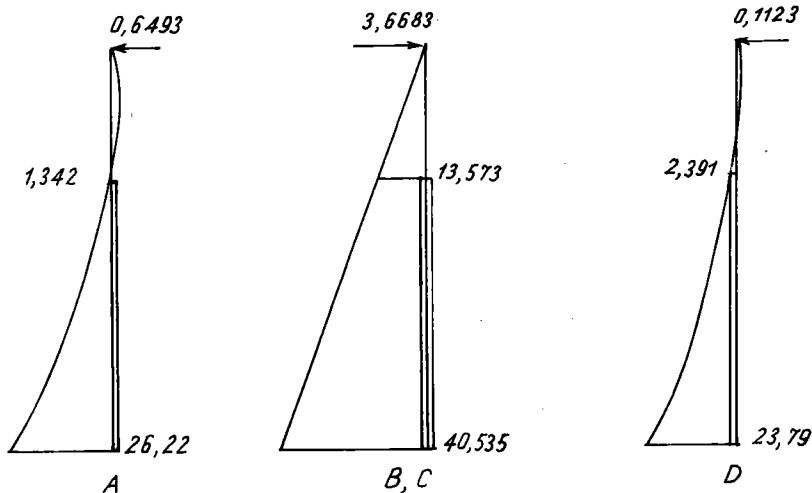
$$\Delta = -\frac{R_g}{r} = -\frac{10,324}{0,01016E} = -\frac{1016,14}{E}$$

Phản lực tại các đỉnh cột trong hệ thực

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta = 2,143 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,6493 \text{ t};$$

$$R_D = R_4 + r_1 \Delta = 1,606 - 0,00147 \times 1016,14 = 0,1123 \text{ t};$$

$$R_B = R_C = r_2 \Delta = -0,00361 \times 1016,14 = -3,6683 \text{ t}.$$



Hình 2.1.13. Biểu đồ nội lực do gió thổi từ trái sang phải

Nội lực ở các tiết diện của cột

Cột A

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,547 \times 3,7^2 - 0,6493 \times 3,7 = 1,342 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,547 \times 11,05^2 - 0,6493 \times 11,05 = 26,22 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,547 \times 11,05 - 0,6493 = 5,395 \text{ t.}$$

#### Cột D

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,5 \times 0,41 \times 3,7^2 - 0,1123 \times 3,7 = 2,391 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 0,5 \times 0,41 \times 11,05^2 - 0,1123 \times 11,05 = 23,79 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 0,41 \times 11,05 - 0,1123 = 4,4182 \text{ t.}$$

#### Cột B, C

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 3,6683 \times 3,7 = 13,573 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 3,6683 \times 11,05 = 40,535 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0;$$

$$Q_{IV} = 3,6683.$$

Biểu đồ nội lực trường hợp gió thổi từ trái sang phải cho trên hình 2.1.13, trường hợp gió thổi từ phải sang trái thì biểu đồ nội lực được đổi ngược lại.

### III. Tổ hợp nội lực

Nội lực trong các tiết diện cột được sắp xếp và tổ hợp lại trong bảng 2.1.2.

Trong bảng ngoài giá trị nội lực còn ghi rõ số thứ tự của cột mà nội lực được chọn để đưa vào tổ hợp. Tại các tiết diện I, II, III chỉ đưa vào tổ hợp các giá trị  $M$  và  $N$ . ở tiết diện IV còn đưa thêm lực cắt  $Q$ , cần dùng khi tính móng. Trong tổ hợp cơ bản 1 chỉ đưa vào một loại hoạt tải ngắn hạn, trong tổ hợp cơ bản 2 đưa vào ít nhất hai loại hoạt tải ngắn hạn với hệ số tổ hợp 0,9. Ngoài ra, theo điều 5.16 của TCVN 2737 - 1995, khi xét tác dụng của hai cầu trục ( trong tổ hợp có cộng cột 7;8 hoặc 9;10 ) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,85, còn khi xét tác dụng của bốn cầu trục (trong tổ hợp có cộng cả cột 7;8 và 9;10 ) thì nội lực của nó phải nhân với hệ số 0,7.

### IV. chọn vật liệu

- Mác bê tông 200 ( $R_n = 90 \text{ kG/cm}^2$ ;  $R_k = 7,5 \text{ kG/cm}^2$ ;  $E_b = 240 \times 10^3 \text{ kG/cm}^2$ ).

- Cốt thép dọc dùng thép nhóm C-II ( $R_a = R'_a = 2600 \text{ kG/cm}^2$ ;  $E_a = 210 \times 10^4 \text{ kG/cm}^2$ ).

Theo phụ lục VII với bê tông mác 200, thép nhóm C-II có các trị số  $\alpha_0 = 0,62$ ;  $= 0,428$ .



## V. Tính tiết diện cột trục A

### 1. Phần cột trên

Chiều dài tính toán  $l_0 = 2,5H_t = 2,5 \times 370 = 925$  cm. Kích thước tiết diện  $b = 40$  cm,  $h = 40$  cm. Giả thiết chọn  $a = a' = 4$  cm,  $h_0 = 40 - 4 = 36$  cm,  $h_0 - a' = 36 - 4 = 32$  cm.

Độ mảnh  $\lambda_b = l_0/h = 925 / 40 = 23,13 > 4$ , cần xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra ba cặp nghi ngờ là nguy hiểm ghi ở bảng 2.1.3

**Bảng 2.1.3. Các cặp nội lực dùng để tính cốt thép phần cột trên**

| Ký hiệu cặp nội lực | Ký hiệu ở bảng tổ hợp | M (tm)  | N (t) | $e_{o1} = M/N$ (m) | $e_o = e_{o1} + e'_o$ (m) | $M_{dh}$ (tm) | $N_{dh}$ (t) |
|---------------------|-----------------------|---------|-------|--------------------|---------------------------|---------------|--------------|
| 1                   | II-13                 | 1,317   | 51,71 | 0,0255             | 0,0405                    | -0,025        | 51,71        |
| 2                   | II-17                 | -10,294 | 51,71 | 0,1991             | 0,2141                    | -0,025        | 51,71        |
| 3                   | II-18                 | -9,025  | 58,03 | 0,1555             | 0,1705                    | -0,025        | 51,71        |

Độ lệch tâm tính toán

$$e_o = M / N + e'_o .$$

với  $e'_o$  là độ lệch tâm ngẫu nhiên, lấy bằng 1,5 cm thỏa mãn điều kiện

$$e'_o \geq (h / 30, H_t / 600 \text{ và } 1 \text{ cm}).$$

Vì hai cặp nội lực trái dấu nhau có trị số mômen chênh lệch nhau quá lớn và trị số mômen dương lại rất bé nên ta không cần tính vòng. ở đây dùng cặp 2 để tính thép cả  $F_a$  và  $F_a'$  sau đó kiểm tra với cặp 1 và 3.

#### a. Tính với cặp 2

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết  $\mu_t = 1,6\%$ , tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép  $J_a$

$$J_a = \mu_t \times b \times h_0 \times (0,5 h - a)^2 = 0,016 \times 40 \times 36 (20 - 4)^2 = 5894 \text{ cm}^4 ;$$

$$J_b = b \times h^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213330 \text{ cm}^4 .$$

Với cặp 2 có  $e_o / h = 21,41 / 40 = 0,5353$  ;

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}(0,5 h - a)}{M + N(0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71(0,5 \times 0,4 - 0,04)}{0,294 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,447.$$

Hệ số xét đến độ lệch tâm

$$S = 0,11 / (0,1 + e_o / h) + 0,1 = 0,11 / (0,1 + 0,5353) + 0,1 = 0,273.$$

Lực dọc tới hạn

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right) =$$

$$= \frac{6,4}{925^2} \left( \frac{0,273}{1,447} \times 240 \cdot 10^3 \times 213330 + 210 \cdot 10^4 \times 5894 \right) = 164835,0 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710/164835} = 1,4571.$$

Trị số lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 40 - 0,62 \times 36) = 11,072 \text{ cm}.$$

Tính cốt thép không đối xứng

$$\eta e_o = 1,4571 \times 21,41 = 31,1965 \text{ cm} > e_{ogh}.$$

tính theo trường hợp lệch tâm lớn

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 31,1965 + 20 - 4 = 47,1965 \text{ cm}.$$

Tính  $F'_a$  theo công thức 1.4.8 với  $A_o = 0,428$

$$F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{51710 \times 47,1965 - 0,428 \times 90 \times 40 \times 36^2}{2600 \times (36 - 4)} = 5,33 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra  $\mu' = F'_a / (b h_o) = 5,33 / (40 \times 36) = 0,0037 \rightarrow 0,37\%$ , với độ mảnh  $\lambda_h = 23,13$  có  $\mu_{min} = 0,2\%$ , đảm bảo  $\mu' > \mu_{min}$ , đồng thời  $F'_a = 5,33 > 4,02 \text{ cm}^2$  (diện tích của 2Ø16) nên dùng  $F'_a = 5,33 \text{ cm}^2$  để tính  $F_a$  theo công thức (1.4.9) với  $\alpha = \alpha_o$

$$F_a = \frac{\alpha_o R_n b h_o - N}{R_a} + \frac{R'_a}{R_a} \times F'_a$$

$$= \frac{0,62 \times 90 \times 40 \times 36 - 51710}{2600} + 5,33 = 16,346 \text{ cm}^2.$$

Kiểm tra  $\mu_t = (F_a + F'_a) / (b h_o) = (16,346 + 5,33) / (40 \times 36) = 0,0151 \rightarrow 1,51\%$  so với trị số đã giả thiết là 1,6% là xấp xỉ nhau, có thể không cần tính lại. Chọn cốt thép  $F_a$ : 2Ø25 + 2Ø22 (17,42 cm<sup>2</sup>);  $F'_a$ : 3Ø16 (6,03 cm<sup>2</sup>).

*b. Kiểm tra với cặp 1*

Vì cặp 1 có mômen trái dấu với cặp 2 là cặp tính thép nên với cặp 1 có

$$F_a : 3Ø16 (6,03 \text{ cm}^2); F'_a : 2Ø25 + 2Ø22 (17,42 \text{ cm}^2).$$

Để tính toán uốn dọc ta tính lại  $J'_a$  với tổng

$$(F_a + F'_a) = 6,03 + 17,42 = 23,45 \text{ cm}^2.$$

$$J_a = (F_a + F_a') (0,5 h - a)^2 = 23,45 \times (20 - 4)^2 = 6003,2 \text{ cm}^4.$$

Tính  $K_{dh}$  theo công thức (1.4.6), trong đó  $M_{dh}$  ngược chiều với  $M$  nên lấy dấu âm

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = \\ &= 1 + \frac{-0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{1,317 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,86. \end{aligned}$$

Tính  $S$  với  $e_o / h = 4,05 / 40 = 0,1013 > 0,05$

$$S = 0,11 / (0,1 + 0,1013) + 0,1 = 0,646 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left( \frac{0,646}{1,86} \times 240.10^3 \times 213330 + 210.10^4 \times 6003,2 \right) = 227300 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 51710 / 227300} = 1,294 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,294 \times 4,05 + 20 - 4 = 21,241 \text{ cm.}$$

Xác định  $x$  theo công thức :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{51710 + 2600 \times (6,03 - 17,42)}{90 \times 40} = 6,318 \text{ cm.}$$

$x < 2a' = 8 \text{ cm}$  nên kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.23)

$$N e' \leq R_a F_a (h_o - a') ;$$

$e' = e - h_o + a' = 21,241 - 36 + 4 = -10,759 \text{ cm}$ . Vì  $e' < 0$  nên điều kiện trên được thỏa mãn.

*c. Kiểm tra với cặp 3.*

Vì cặp 3 có mômen cùng chiều với cặp 2 đã tính thép nên đối với cặp 3 có

$F_a : 2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}22 (17,42 \text{ cm}^2)$  ;  $F'_a : 3\text{Ø}16 (6,03 \text{ cm}^2)$  và

$J_a = 6003,2 \text{ cm}^4$  như đã tính cho cặp 1.

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,025 + 51,71 (0,5 \times 0,4 - 0,04)}{9,025 + 58,03 (0,5 \times 0,4 - 0,04)} = 1,506$$

Tính  $S$  với  $e_o / h = 17,05 / 40 = 0,426 > 0,05$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,426)} + 0,1 = 0,309.$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left( \frac{0,309}{1,506} \times 240 \cdot 10^3 \times 213330 + 210 \cdot 10^4 \times 6003,2 \right) = 172874 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{th}} = \frac{1}{1 - 58030 / 172874} = 1,5053;$$

$$e = \eta e_0 + 0,5 h - a = 1,5053 \times 17,05 + 20 - 4 = 41,6654 \text{ cm.}$$

Xác định  $\alpha$  theo công thức

$$\alpha = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b h_0} = \frac{58030 + 2600 \times (17,42 - 6,03)}{90 \times 40 \times 36} = 0,676.$$

Vì  $\alpha = 0,676 > \alpha_0 = 0,62$  nên kiểm tra theo công thức của lệch tâm bé.

$$\eta e_0 = 1,5053 \times 17,05 = 25,665 \text{ cm} > e_{ogh} = 11,072 \text{ cm}$$

nên ta lấy  $x = \alpha_0 h_0 = 0,62 \times 36 = 22,32 \text{ cm}$  và kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện (1.4.22)

$$N e \leq R_n b \times (h_0 - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_0 - a').$$

Vế trái  $Ne = 58030 \times 41,6654 = 2417843 \text{ kG cm.}$

Vế phải  $R_n b x (h_0 - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_0 - a') =$   
 $= 90 \times 40 \times 22,32 \times (36 - 0,5 \times 22,32) + 2600 \times 6,03(36 - 4) = 2497640 \text{ kGcm.}$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 3.

#### d. Kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn

Vì tiết diện cột vuông, độ mảnh theo phương ngoài mặt phẳng uốn không lớn hơn độ mảnh theo phương trong mặt phẳng uốn và khi tính kiểm tra đã dùng cặp nội lực 3 là cặp có  $N_{max}$  nên không cần kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Kiểm tra về bố trí cốt thép. Chọn lớp bảo vệ dày 2,5 cm, có thể tính gần đúng  $a = 2,5 + 0,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ cm}$ , trị số  $h_0$  theo cấu tạo  $40 - 3,75 = 36,25 \text{ cm}$  lớn hơn trị số đã dùng để tính toán là 36 cm, như vậy thiên về an toàn.

Khoảng cách giữa các cốt thép ở phía dặt  $2\emptyset 25 + 2\emptyset 22$  là  $(40 - 2,5 \times 2 - 2,5 \times 2 - 2,2 \times 2) / 3 = 8,53 \text{ cm}$ , thỏa mãn các quy định về cấu tạo.

## 2. Phân cột dưới

Chiều dài tính toán lấy theo bảng 3 có  $l_0 = 1,5H_d = 1,5 \times 7,35 = 11,025 \text{ m}$ , kích thước tiết diện  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$ . Giả thiết chọn  $a = a' = 4 \text{ cm}$ ,  $h_0 = 60 - 4 = 56 \text{ cm}$ ,  $h_0 - a' = 56 - 4 = 52 \text{ cm}$ .

Độ mảnh  $\lambda_n = l_0 / h = 1102,5 / 60 = 18,375 > 4$ , cần phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

Để tính cốt thép cho phần cột dưới ta chọn trong bảng tổ hợp ở tiết diện III và IV những cặp nội lực nguy hiểm và xếp vào bảng 2.1.4.

**Bảng 2.1.4. Nội lực nguy hiểm ở phần dưới cột trục A**

| Ký hiệu cặp nội lực | Ký hiệu ở bảng tổ hợp | $M$<br>(tm) | $N$<br>(t) | $e_{o1} = M/N$<br>(m) | $e_o = e_{o1} + e'_o$<br>(m) | $M_{dh}$<br>(tm) | $N_{dh}$<br>(t) |
|---------------------|-----------------------|-------------|------------|-----------------------|------------------------------|------------------|-----------------|
| 1                   | II-13                 | 28,636      | 62,52      | 0,458                 | 0,478                        | 2,416            | 62,52           |
| 2                   | II-17                 | -24,492     | 98,621     | 0,248                 | 0,268                        | 2,416            | 62,52           |
| 3                   | II-18                 | 24,627      | 104,94     | 0,235                 | 0,255                        | 2,416            | 62,52           |

Trong đó độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e'_o$  lấy bằng 2 cm, thỏa mãn điều kiện lớn hơn  $H_d / 600 = 1,23$  cm và  $h / 30 = 2$  cm.

Dùng cặp 2 và 3 để tính vòng, sau đó kiểm tra với các cặp còn lại.

### Vòng 1

Tính với cặp 3. Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, tạm giả thiết  $\mu_t = 1,3\%$ , tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép  $J_a$

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,013 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19685 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4.$$

Với cặp 3 có  $e_o / h = 25,5 / 60 = 0,425$ ,

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,627 + 104,94 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,36$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,425)} + 0,1 = 0,31;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,31}{1,36} \times 240 \cdot 10^3 \times 720 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 19685 \right) = 425050 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 104940 / 425050} = 1,328;$$

$$\eta e_o = 1,328 \times 25,5 = 33,86 \text{ cm.}$$

Trị số độ lệch tâm giới hạn

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 h - \alpha_o h_o) = 0,4 (1,25 \times 60 - 0,62 \times 56) = 16,11 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 33,86 + 30 - 4 = 59,86 \text{ cm.}$$



Ở vòng 1 tính thép với cặp 3 theo công thức tính thép đối xứng, với  $R_a = R'_a$

$$x = N / R_n b = 104940 / 90 \times 40 = 29,15 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 29,15 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$  nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{104940 (59,86 - 56 + 0,5 \times 29,15)}{2600 \times 52} = 14,31 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,31 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{\min} = 0,002.$$

Tính với cặp 2. Dựa vào kết quả đã tính ở trên có  $\mu_t = 0,0128$ .

$$J_a = 0,0128 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 19382 \text{ cm}^4, \quad e_o / h = 26,8 / 60 = 0,447.$$

Vì chiều của  $M_{dh}$  ngược với chiều của  $M$  nên khi tính  $K_{dh}$  trị số của nó lấy dấu âm

$$K_{dh} = 1 + \frac{-2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{24,492 + 98,621 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,276;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,447)} + 0,1 = 0,301;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,301}{1,276} \times 240 \cdot 10^3 \times 720 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 19382 \right) = 428940 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 98621 / 428940} = 1,3;$$

$\eta e_o = 1,3 \times 26,8 = 34,84 \text{ cm} > e_{ogh} = 16,11 \text{ cm}$ , tính theo lệch tâm lớn

$$e = 34,84 + 30 - 4 = 60,84 \text{ cm}.$$

Coi  $F'_a$  của cặp 2 đã biết ( $14,31 \text{ cm}^2$ ), dùng bài toán biết  $F'_a$  để tính  $F_a$

$$A = \frac{N e - R'_a F'_a (h_o - a')}{R_n b h_o^2} = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 14,31 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,36.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,47 > 2 a' / h_o = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{\alpha R_n b h_o - N}{R_a} + F'_a = \frac{0,47 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 14,31 = 12,82 \text{ cm}^2.$$

## Vòng 2

Tính với cặp 3. Dùng kết quả đã tính  $F_a$  của cặp 2 ở vòng 1 làm  $F'_a$  cho cặp này, tính  $F_a$  theo bài toán đã biết  $F'_a = 12,82 \text{ cm}^2$ .

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 12,82 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,403.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,56 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,56 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 12,82 = 15,88 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với  $F'_a = 15,88 \text{ cm}^2$  đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 15,88 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,34.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,435 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,435 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 15,88 = 11,68 \text{ cm}^2.$$

### Vòng 3

Tính với cặp 3, với  $F'_a = 11,68 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 11,68 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,417.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,59 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,59 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 11,68 = 17,07 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với  $F'_a = 17,07 \text{ cm}^2$  đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 17,07 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,327.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,41 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,41 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 17,07 = 10,93 \text{ cm}^2.$$

### Vòng 4

Tính với cặp 3, với  $F'_a = 10,93 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{104940 \times 59,86 - 2600 \times 10,93 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,426.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,615 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,615 \times 90 \times 40 \times 56 - 104940}{2600} + 10,93 = 18,25 \text{ cm}^2.$$

Tính với cặp 2, với  $F'_a = 18,25 \text{ cm}^2$  đã biết

$$A = \frac{98621 \times 60,84 - 2600 \times 18,25 (56 - 4)}{90 \times 40 \times 56^2} = 0,313.$$

Tra bảng có  $\alpha = 0,39 > 2 a' / h_0 = 8 / 56 = 0,143$ , tính  $F_a$  theo công thức

$$F_a = \frac{0,39 \times 90 \times 40 \times 56 - 98621}{2600} + 18,25 = 10,56 \text{ cm}^2.$$

So hai vòng cuối thấy rằng kết quả tính đã hội tụ có thể bố trí cốt thép phía trái với  $F_a = 18,25 \text{ cm}^2$ , phía phải  $10,56 \text{ cm}^2$ , chọn thép :

Phía trái : 4Ø25,  $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$

Phía phải : 3Ø22,  $F_a = 11,4 \text{ cm}^2$ .

Kiểm tra  $\mu_t = (19,64 + 11,4) / 40 \times 56 = 0,0139$  xấp xỉ với giá trị  $\mu_t$  giả thiết.

Kiểm tra với cặp 1. Cặp 1 có  $M = 28,636 \text{ tm}$  ;  $N = 62,52 \text{ t}$  ;  $e_0 = 0,478 \text{ m}$ , cùng chiều mômen với cặp 3 nên  $F_a = 19,64 \text{ cm}^2$  ;  $F'_a = 11,4 \text{ cm}^2$ .

$$J_a = (19,64 + 11,4)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 20983 \text{ cm}^4, e_0 / h = 47,8 / 60 = 0,8 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{2,416 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{28,636 + 62,52 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,416 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,8)} + 0,1 = 0,222$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,222}{1,416} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 20983 \right) = 374656 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 62520 / 374656} = 1,20 ;$$

$$e = 57,36 + 30 - 4 = 83,36 \text{ cm}.$$

Để kiểm tra trước hết tính  $x$

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{62520 + (19,64 - 11,4) 2600}{90 \times 40} = 23,32 \text{ cm} ;$$

$x = 23,32 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$  nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

$$\text{Vế trái } N e = 62520 \times 83,36 = 5211700 \text{ kG cm,}$$

$$\begin{aligned} \text{Vế phải : } R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') &= \\ = 90 \times 40 \times 23,32 (56 - 0,5 \times 23,32) + 2600 \times 11,4 \times (56 - 4) &= 5263712 \text{ kGcm.} \end{aligned}$$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp 1.

Khi phân cột dưới không dài và nội lực ở tiết diện III-III cũng khá lớn thì có thể đặt cốt thép đều cho cả đoạn cột dưới. Ngược lại, như ở ví dụ này thì phân cột dưới khá dài và nội lực ở tiết diện III-III là khá bé so với các cặp nội lực đã tính toán nên để tiết kiệm thép ta chỉ kéo dài bốn thanh ở góc cho hết cả đoạn cột, còn các thanh khác thì chỉ dài 5 m từ chân cột và cắt ở quãng giữa cột.

Với cốt thép còn lại ở phần trên tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-18 để kiểm tra.  $M = 9,26 \text{ tm}$  ;  $N = 99,739 \text{ t}$  ;  $M_{\text{dh}} = -2,507 \text{ tm}$  ;  $N_{\text{dh}} = 57,32 \text{ t}$ , với cặp này có  $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$  ( $2\text{Ø}25$ ) ;  $F'_a = 7,6 \text{ cm}^2$  ( $2\text{Ø}22$ ).

$$e_{o1} = M / N = 9,26 / 99,739 = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm} ;$$

$$e_o = e_{o1} + e'_o = 9,3 + 2 = 11,2 \text{ cm} ; e_o / h = 11,2 / 60 = 0,187 ;$$

$$J_a = (9,82 + 7,6)(0,5 \times 60 - 4)^2 = 11776 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{dh}} = 1 + \frac{-2,507 + 57,32 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{9,26 + 99,739 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,35 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,187)} + 0,1 = 0,483 ;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,483}{1,35} \times 240 \cdot 10^3 \times 720 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 11776 \right) = 455730 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 99739 / 455730} = 1,28 ;$$

$$\eta e_o = 1,28 \times 11,2 = 14,336 \text{ cm} ;$$

$$e = 14,336 + 30 - 4 = 40,336 \text{ cm.}$$

Để kiểm tra trước hết tính  $x$

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{99739 + (9,82 - 7,6) 2600}{90 \times 40} = 29,31 \text{ cm} ;$$

$x = 29,31 \text{ cm} < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$  nên tính theo trường hợp lệch tâm lớn, kiểm tra điều kiện cường độ cấu kiện theo công thức :

$$N e \leq R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a')$$

Vế trái  $N e = 99739 \times 40,336 = 4023072 \text{ kG cm.}$

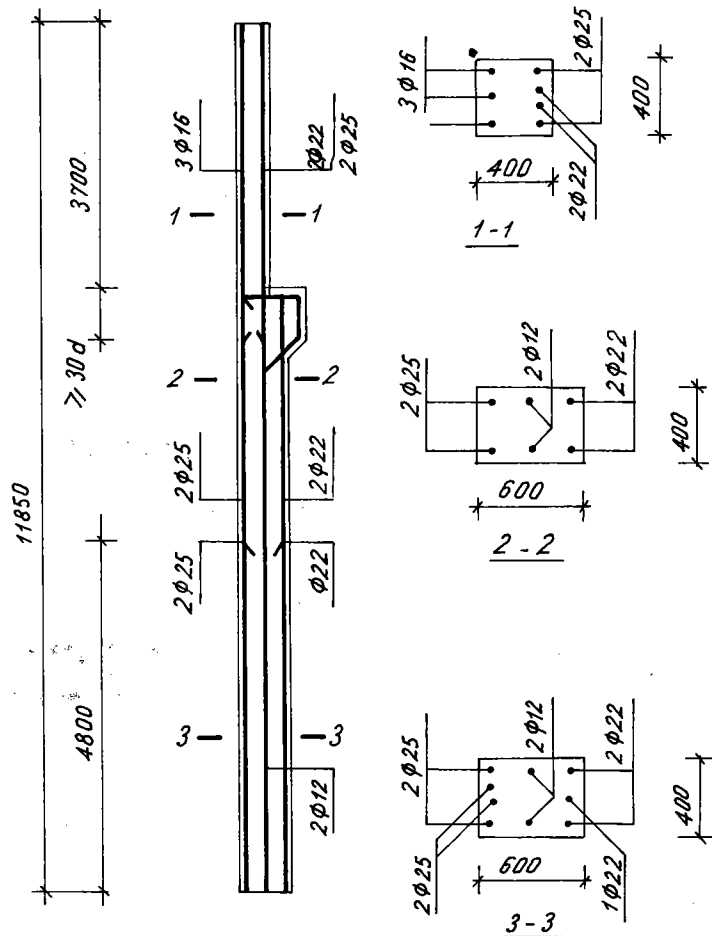
Vế phải  $R_n b x (h_o - 0,5 x) + R'_a F'_a (h_o - a') =$   
 $= 90 \times 40 \times 29,31 (56 - 0,5 \times 29,31) + 2600 \times 7,6 \times (56 - 4) = 5390080 \text{ kGcm.}$

So sánh vế trái và vế phải thấy rằng bố trí cốt thép như trên là đảm bảo chịu được lực của cặp III-18.

Cốt dọc cấu tạo : ở phần cột dưới có  $h > 50 \text{ cm}$  nên ở giữa cạnh đó cần có cốt dọc cấu tạo, khoảng cách giữa các cốt dọc theo phương cạnh  $h$  là :

$$S_d = (h_o - a')/2 = (56 - 4)/2 = 26 \text{ cm, thỏa mãn } S_d < 40 \text{ cm. Diện tích tiết diện thanh cấu tạo không bé hơn } 0,0005 b S_d = 0,0005 \times 40 \times 26 = 0,52 \text{ cm}^2.$$

Dùng thép  $\varnothing 12, F_a = 1,13 \text{ cm}^2$ . Bố trí cốt thép dọc như hình 2.1.14



Hình 2.1.14. Sơ đồ bố trí cốt thép dọc trong cột trục A

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Chiều dài tính toán  $l_o = 1,2 H_d = 1,2 \times 7,35 = 8,82 \text{ m.}$

Độ mảnh  $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$ . Hệ số uốn dọc  $\varphi$  tra bảng phụ lục XI được  $\varphi = 0,7$ .

Tính toán kiểm tra theo cấu kiện chịu nén đúng tâm,  $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$ ,

$F_{at} = 9,82 + 7,6 = 17,42 \text{ cm}^2$  (ở phần đã cắt bớt cốt dọc và không kể cốt dọc cấu tạo vì khoảng cách cốt đai lớn hơn 15 lần đường kính của nó)

$$\mu_t = 17,42 / 2400 = 0,007 < 0,03.$$

Điều kiện kiểm tra :  $N \leq \varphi (R_n F_b + R'_a F_{at})$

$N$  : chọn theo  $N_{\max}$ , lấy ở cặp nội lực III-18,  $N = 99,739 \text{ t}$ .

$$\varphi(R_n F_b + R'_a F_{at}) = 0,7(90 \times 2400 + 2600 \times 17,42) = 182904 \text{ kG} = 182,904 \text{ t}.$$

Vậy cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

## VI. Tính toán cột trục A theo các điều kiện khác

### a. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt

Ở phần cột dưới, lực cắt lớn nhất xác định được từ bảng tổ hợp  $Q_{\max} = 5,645 \text{ t}$

$$K_1 R_k b h_o = 0,6 \times 7,5 \times 40 \times 56 = 10080 \text{ kG} = 10,08 \text{ t}, \text{ thỏa mãn điều kiện}$$

$Q < K_1 R_k b h_o$ . Bê tông đủ khả năng chịu cắt. Cốt đai đặt theo cấu tạo :

- Đường kính  $\varnothing 8$ , đảm bảo lớn hơn 0,25 đường kính cốt dọc lớn nhất :  $\varnothing 25$  ;
- Khoảng cách các cốt đai chọn là 30 cm, đảm bảo không lớn hơn 15 lần đường kính cốt dọc chịu nén bé nhất  $\varnothing 22$ .

### b. Kiểm tra về nén cục bộ

Đỉnh cột chịu lực nén do mái truyền xuống

$$N = G_m + P_m = 50,08 + 7,02 = 57,1 \text{ t}.$$

Bề rộng dàn mái kê lên cột 24 cm, bề dài tính toán của đoạn kê 26 cm. Diện tích trực tiếp chịu nén cục bộ  $F_{cb} = 24 \times 26 = 624 \text{ cm}^2$ , diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua  $F_{cb}$  tính được  $F_t = 40 \times 30 = 1200 \text{ cm}^2$ , hình 2.1.15

Hệ số tăng cường độ được xác định

$$m_{cb} \leftarrow \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2, \text{ với } \xi_{cb} = 0,75, \text{ có}$$

$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,24 \times 90 \times 624 = 52200 \text{ kG} < N$ , không thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ.

Gia cố đầu cột bằng lưới thép ngang. Dùng lưới ô vuông, kích thước ô lưới  $6 \times 6 \text{ cm}$ , dùng thép C-I  $\varnothing 6$  với diện tích  $0,283 \text{ cm}^2$ . Chiều dài của thanh lưới  $l = 38 \text{ cm}$ , số thanh theo mỗi phương  $n_1 = n_2 = 7$ . Khoảng cách các lưới  $S_1 = 12 \text{ cm}$ ,

khoảng đặt lưới là  $3 \times 12 + 2 = 38$  cm, đảm bảo khoảng đặt lưới không dưới đoạn quy định đối với thép có gờ là  $15 d = 15 \times 2,5 = 37,5$  cm.

Diện tích tiết diện bê tông được bao bên trong lưới

$$F_1 = 36 \times 36 = 1296 \text{ cm}^2 > F_t = 1200 \text{ cm}^2,$$

Tỉ số cốt thép của lưới tính theo công thức

$$\mu_1 = (n_1 f_1 l_1 + n_2 f_2 l_2) / F_1 S_1 = (2 \times 7 \times 0,283 \times 38) / 1296 \times 12 = 0,0097;$$

$$\alpha_c = \mu_1 R_{al} / R_n = 0,0097 \times 2600 / 90 = 0,28 ;$$

$$k_1 = (5 + \alpha_c) / (1 + 4,5 \alpha_c) = (5 + 0,28) / (1 + 4,5 \times 0,28) = 2,34 ;$$

tính  $\gamma_1$  với  $F_1$  không quá  $F_t$

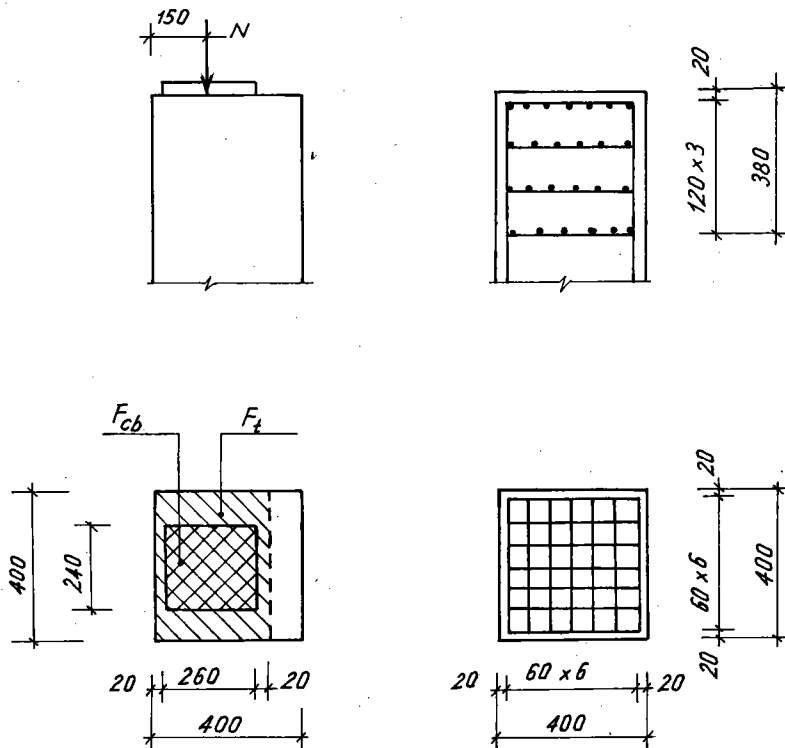
$$\gamma_1 = 4,5 - 3,5 \times (F_{cb} / F_1) = 4,5 - 3,5 \times (624 / 1200) = 2,68.$$

Kiểm tra khả năng chịu lực theo công thức

$$N \leq (m_{cb} R_n + k_1 \mu_1 R_{al} \gamma_1) F_{cb} =$$

$$= (1,24 \times 90 + 2,34 \times 0,0097 \times 2600 \times 2,68) 624 = 168300 \text{ kG} = 168,3 \text{ t},$$

với  $N = 57,1 < 168,3$  nên đảm bảo khả năng chịu lực cục bộ. Trên hình 2.1.15 là sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và cách gia cố lưới thép ở đầu cột.



Hình 2.1.15. Sơ đồ kiểm tra nén cục bộ và gia cố lưới thép đầu cột

### c. Tính toán vai cột

Kích thước và sơ đồ tính cốt thép trong vai thể hiện trên hình 2.1.16

Chiều cao làm việc  $h_o = 96$  cm, bề dài vai  $L_v = 40$  cm, có  $L_v < 0,9 h_o = 86,4$  cm nên vai cột thuộc kiểu côngxon ngắn.

Lực tác dụng lên vai

$$P = D_{\max} + G_d = 47,19 + 5,61 = 52,8 \text{ t.}$$

Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27):

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_o = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 96 = 72000 \text{ kG} = 72,0 \text{ t},$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình,  $K_v = 1$ . Khoảng cách từ lực  $P$  đến mép cột dưới  $a_v = 75 - 60 = 15$  cm,

$$\begin{aligned} P &= 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_o^2 / a_v = \\ &= 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 96^2 / 15 = \\ &= 221000 \text{ kG} = 221 \text{ t} \text{ nên điều kiện} \end{aligned}$$

(1.4.27) được thỏa mãn.

Tính cốt dọc

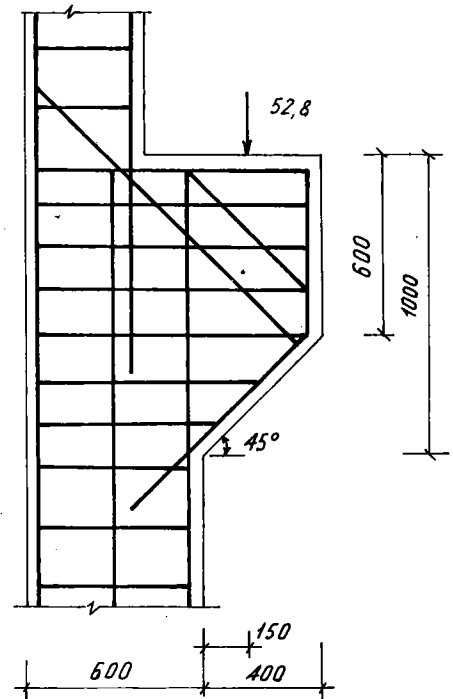
Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1 :

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,15 = 7,92 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25% :

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 7,92 = 9,9 \text{ tm.}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{990000}{90 \times 40 \times 96^2} = 0,0298 ;$$



Hình 2.1.16. Sơ đồ tính vai cột biên

tra bảng có  $\gamma = 0,985$

$$F_a = M / R_a \gamma h_o = 990000 / 2600 \times 0,985 \times 96 = 4,03 \text{ cm}^2,$$

chọn  $2\text{Ø}18$ ,  $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$

Tính cốt đai và cốt xiên

$$\text{Vì } P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_o = 7,5 \times 40 \times 96 = 28800 \text{ kG} = 28,8 \text{ t}$$

và  $h = 100 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 15 = 37,5 \text{ cm}$  nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn  $\text{Ø}8$ , khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá  $h / 4 = 25 \text{ cm}$ .

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn  $L_x$  ( $L_x = 101 \text{ cm}$ ) không bé hơn



$0,002 b h_0 = 0,002 \times 40 \times 96 = 7,68 \text{ cm}^2$ , chọn  $2\text{Ø}18 + 1\text{Ø}20$  đặt thành hai lớp.  
Đường kính cốt xiên thỏa mãn bé hơn 25 mm và  $L_x / 15 = 67 \text{ mm}$ .

*Tính kiểm tra ép mặt lên vai*

Dầm cầu trực lắp ghép, lực nén lớn nhất từ một dầm truyền vào vai là :  $N = 0,5 G_d + D_{\max 1}$

Giá trị  $D_{\max 1}$  do  $P_{\max}$  gây ra nhưng chỉ tính cho một bên dầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ở hình 2.1.2, tính được :

$$D_{\max 1} = P_{\max} (y_1 + y_3) = 1,1 \times 22 \times (1 + 0,683) = 40,73 \text{ t};$$

$$N = 0,5 \times 5,61 + 40,73 = 43,54 \text{ t}.$$

Bề rộng dầm cầu trực ở trong đoạn gối được mở rộng ra 30 cm, đoạn dầm gối lên vai 18 cm,  $F_{cb} = 30 \times 18 = 540 \text{ cm}^2$ .  
Diện tích tính toán khi nén cục bộ là  $F_t$  lấy theo hình 2.1.17

$$F_t = 58 \times 18 = 1044 \text{ cm}^2$$

hệ số tăng cường độ

$$m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1044}{540}} = 1,246$$

Với  $\xi_{cb} = 0,75$  thì khả năng chịu ép cục bộ của vai là :

$$\xi_{cb} m_{cb} R_n F_{cb} = 0,75 \times 1,246 \times 90 \times 540 = 45420 \text{ kG} = 45,42 \text{ t}.$$

Vì  $N = 43,54 \text{ t} < 45,42 \text{ t}$  nên thỏa mãn điều kiện chịu ép cục bộ.

**d. Kiểm tra cột khi chuyên chở, cầu lắp**

Lúc này cột bị uốn, tải trọng lấy bằng trọng lượng bản thân nhân với hệ số động lực 1,5

đoạn dưới  $g_1 = 1,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 2,5 = 0,9 \text{ t/m}$  ;

đoạn trên  $g_2 = 1,5 \times 0,4 \times 0,4 \times 2,5 = 0,6 \text{ t/m}$ .

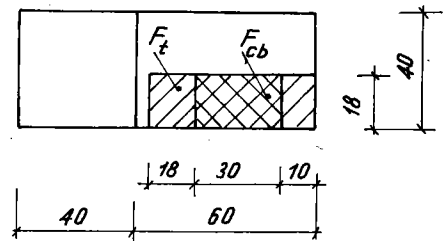
Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc chọn ra hai sơ đồ tính ở hình 2.1.18 :

- Khi chuyên chở và bốc xếp (h.2.1.18a). Cột được đặt nằm theo phương ngang, các điểm kê hoặc treo buộc cách mút dưới một đoạn  $a_1 = 2,0 \text{ m}$  ; cách mút trên một đoạn  $a_2 = 3,5 \text{ m}$ . Mômen âm tại gối

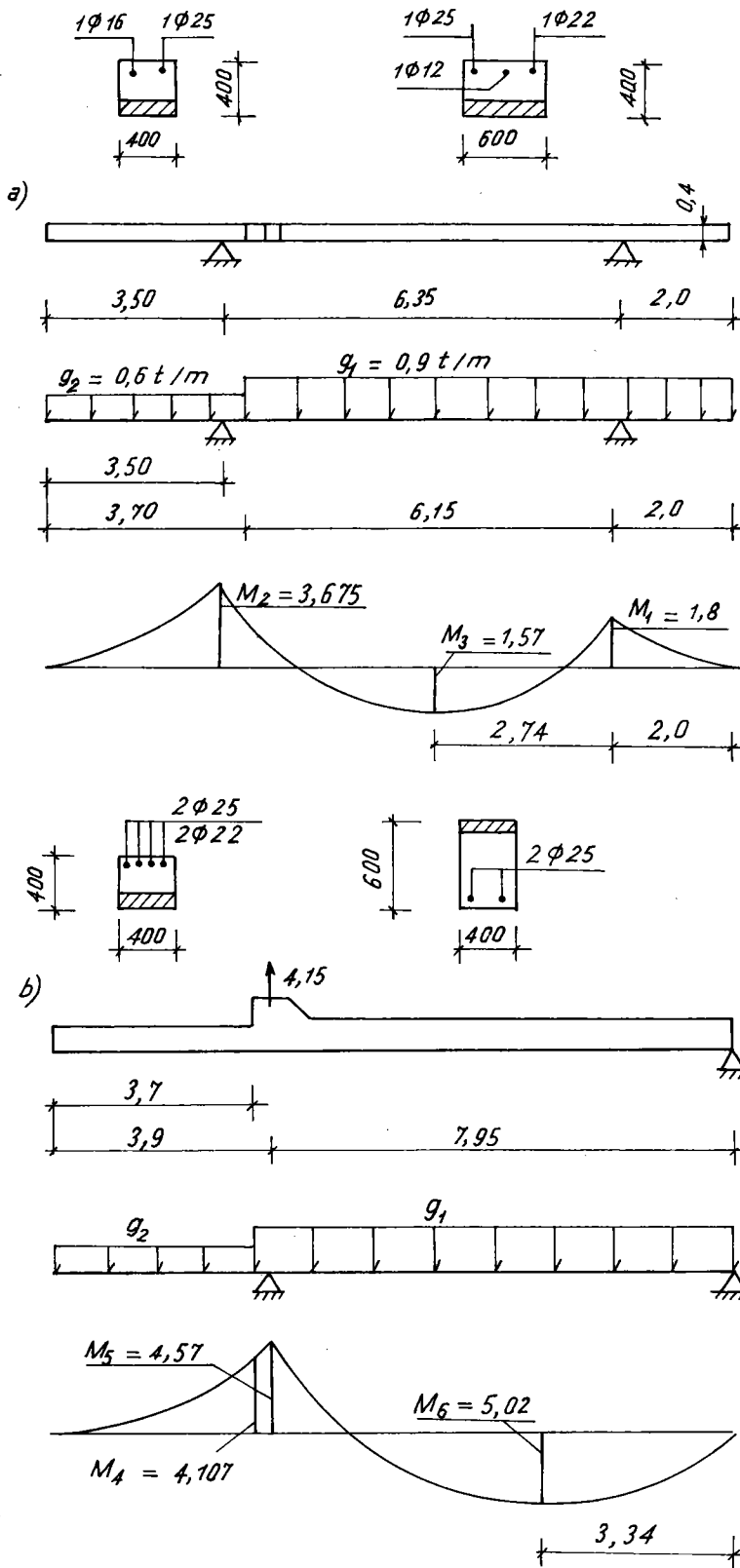
$$M_1 = 0,5 \times 0,9 \times 2^2 = 1,8 \text{ tm} ;$$

$$M_2 = 0,5 \times 0,6 \times 3,5^2 = 3,675 \text{ tm} ;$$

mômen dương lớn nhất ở đoạn giữa phần cột dưới tìm được tại tiết diện cách gối 2,74 m, tại đó  $M_3 = 1,57 \text{ tm}$ .



Hình 2.1.17. Sơ đồ tính toán ép mặt lên vai cột



Hình 2.1.18. Sơ đồ tính toán cột khi vận chuyển (a) và cầu lắp (b)

Qua so sánh mômen và tiết diện, chỉ cần kiểm tra với  $M_2$  cho phần cột trên là đủ.

Kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang,  $h = 40$  cm,  $h_o = 36$  cm, cốt thép đưa vào tính toán chỉ lấy hai cốt ở ngoài :  $1\text{Ø}25 + 1\text{Ø}16$ ,  $F_a = 6,92$  cm<sup>2</sup>.

Kiểm tra theo công thức

$$M_{td} = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \times 6,92 \times (36 - 4) = 575744 \text{ kG cm} = 5,76 \text{ tm}.$$

Vì  $M_{td} = 5,76 \text{ tm} > M_2 = 3,675 \text{ tm}$  nên cột đủ khả năng chịu lực.

- Khi cầu lắp ( h.2.1.18 ). Lật cột nằm theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cột, cách nút trên 3,9 m. Chân cột tì lên đất.

Mômen lớn nhất ở phần cột trên, chỗ tiếp giáp với vai cột

$$M_1 = 0,5 \times 0,6 \times 3,7^2 = 4,107 \text{ tm}.$$

Tiết diện cột với  $F_a = 17,42$  cm<sup>2</sup> (  $2 \text{Ø}25 + 2 \text{Ø}22$  ), tính được

$M_{td} = 2600 \times 17,42 \times 32 = 1449300 \text{ kG cm} = 14,5 \text{ tm}$ . vậy cột đủ khả năng chịu lực.

Ở phần cột dưới mômen lớn nhất tìm được cách chân cột một đoạn 3,34 m.  $M_6 = 5,02$  tm. Tiết diện có  $h = 60$  cm,  $h_o = 56$  cm, thép lấy an toàn là  $2\text{Ø}25$ ,  $F_a = 9,8$  cm<sup>2</sup> ( bỏ qua sự chịu lực của  $2\text{Ø}25$  bị cắt ngắn ), tính được

$M_{td} = 2600 \times 9,8 \times 52 = 1325000 \text{ kG cm} = 13,25 \text{ tm} > M_6 = 5,02 \text{ tm}$ . như vậy cột đủ khả năng chịu lực.

## VII. tính toán tiết diện cột trục b

Cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng và nội lực theo hai chiều tương ứng xấp xỉ nhau nên đặt cốt thép đối xứng là thuận tiện và hợp lý nhất.

### 1. Phân cột trên

Chiều dài tính toán  $l_o = 2,5 H_1 = 2,5 \times 370 = 925$  cm. Kích thước tiết diện  $b = 40$  cm,  $h = 60$  cm. Giả thiết  $a = a' = 4$  cm,  $h_o = h - a = 60 - 4 = 56$  cm,  $h_o - a' = 56 - 4 = 52$  cm.

Độ mảnh  $\lambda_b = 925 / 60 = 15,42 > 4$  nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.5 .

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e'_o$  lấy bằng 2 cm, không bé hơn  $h / 30 = 2$  cm và  $H_1 / 600 = 0,62$  cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ  $\mu_t = 1,2\%$ , tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép  $J_a$

$$J_a = \mu_t b h_o (0,5 h - a)^2 = 0,012 \times 40 \times 56 (30 - 4)^2 = 18171 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 60^3 / 12 = 720000 \text{ cm}^4.$$

**Bảng 2.1.5. Nội lực nguy hiểm phần cột trên cột trực B**

| Ký hiệu cặp nội lực | Ký hiệu ở bảng tổ hợp | $M$<br>(tm) | $N$<br>(t) | $e_{o1} = M/N$<br>(m) | $e_o = e_{o1} + e'_o$<br>(m) | $M_{dh}$<br>(tm) | $N_{dh}$<br>(t) |
|---------------------|-----------------------|-------------|------------|-----------------------|------------------------------|------------------|-----------------|
| 1                   | II-16                 | 26,027      | 114,068    | 0,228                 | 0,248                        | 0,348            | 107,75          |
| 2                   | II-18                 | 25,601      | 120,39     | 0,213                 | 0,233                        | 0,348            | 107,75          |

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 24,8 / 60 = 0,413 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{26,027 + 114,068 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,51$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,413)} + 0,1 = 0,314 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left( \frac{0,314}{1,51} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 554200 \text{ kG} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 114068 / 554200} = 1,26 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,26 \times 24,8 + 30 - 4 = 57,25 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{114068}{90 \times 40} = 31,69 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 31,69 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$  nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{114068 (57,25 - 56 + 0,5 \times 31,69)}{2600 \times 52} = 14,42 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \mu' = 14,42 / 40 \times 56 = 0,0064 > \mu_{min} = 0,002.$$

$$\mu_t = 2\mu = 2 \times 0,0064 = 0,0128 \text{ xấp xỉ với giá trị } \mu_t \text{ đã giả thiết.}$$

Dự kiến chọn cốt thép mỗi bên  $4\emptyset 22$ ,  $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$ .

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,3 / 60 = 0,39,$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 107,75 (0,5 \times 0,6 - 0,04)}{25,601 + 120,39 (0,5 \times 0,6 - 0,04)} = 1,50$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,39)} + 0,1 = 0,324 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{925^2} \left( \frac{0,324}{1,50} \times 240.10^3 \times 720.10^3 + 210.10^4 \times 18171 \right) = 564600 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{th}} = \frac{1}{1 - 120390 / 564600} = 1,271 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,271 \times 23,3 + 30 - 4 = 55,61 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = \frac{N}{R_u b} = \frac{120390}{90 \times 40} = 33,44 \text{ cm} ;$$

$2 a' = 8 < x = 33,44 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 56 = 34,72 \text{ cm}$  nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{120390 (55,61 - 56 + 0,5 \times 33,44)}{2600 \times 52} = 14,52 \text{ cm}^2$$

Kết quả xấp xỉ với cặp 1, dùng thép  $4\text{Ø}22$ ,  $F_a = F'_a = 15,2 \text{ cm}^2$  là đủ yêu cầu chịu lực.

## 2. Phân cột dưới

Chiều dài tính toán  $l_o = 1,5 H_d = 1,5 \times 735 = 1102,5 \text{ cm}$ . Kích thước tiết diện

$b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 80 \text{ cm}$ . Giả thiết  $a = a' = 4 \text{ cm}$ ,  $h_o = h - a = 80 - 4 = 76 \text{ cm}$ ,  $h_o - a' = 76 - 4 = 72 \text{ cm}$ .

Độ mảnh  $\lambda_h = 1102,5 / 80 = 13,8 > 4$  nên cần xét đến uốn dọc.

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp và được ghi chi tiết ở bảng 2.1.6

**Bảng 2.1.6.** Nội lực nguy hiểm phần cột dưới cột trục B

| Ký hiệu cặp nội lực | Ký hiệu ở bảng tổ hợp | $M$<br>(tm) | $N$<br>(t) | $e_{o1} = M/N$<br>(m) | $e_o = e_{o1} + e'_o$<br>(m) | $M_{dh}$<br>(tm) | $N_{dh}$<br>(t) |
|---------------------|-----------------------|-------------|------------|-----------------------|------------------------------|------------------|-----------------|
| 1                   | II-17                 | -46,38      | 169,09     | 0,274                 | 0,304                        | -0,498           | 126,67          |
| 2                   | II-18                 | -39,60      | 198,77     | 0,200                 | 0,230                        | -0,498           | 126,67          |
| 3                   | II-14                 | -41,03      | 126,67     | 0,324                 | 0,354                        | -0,498           | 126,67          |

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e'_0$  lấy bằng 3 cm, không bé hơn  $h / 30 = 2,7$  cm và  $H_d / 600 = 1,23$  cm.

Để tính lực dọc tới hạn, giả thiết tỉ số cốt thép toàn bộ  $\mu_t = 1,4\%$ , tính mômen quán tính của tiết diện cốt thép  $J_a$

$$J_a = \mu_t b h_0 (0,5 h - a)^2 = 0,014 \times 40 \times 76 (40 - 4)^2 = 55160 \text{ cm}^4;$$

$$J_b = b h^3 / 12 = 40 \times 80^3 / 12 = 1707000 \text{ cm}^4.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 1

$$e_o / h = 30,4 / 80 = 0,38;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{46,38 + 169,09 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,43;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,38)} + 0,1 = 0,33;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \cdot \frac{0,33}{1,43} (240 \cdot 10^3 \times 1707 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 55160) = 1107700 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 169090 / 1107700} = 1,18;$$

$$\eta e_o = 1,18 \times 30,4 = 35,87 \text{ cm};$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,18 \times 30,4 + 40 - 4 = 71,87 \text{ cm}.$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{169090}{90 \times 40} = 46,97 \text{ cm};$$

$2 a' = 8 < x = 46,97 < \alpha_o h_0 = 0,62 \times 76 = 47,12$  cm nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_0 + 0,5 x)}{R'_a (h_0 - a')} = \frac{169090 (71,87 - 76 + 0,5 \times 46,97)}{2600 \times 72} = 17,48 \text{ cm}^2;$$

$$\mu = \mu' = 17,48 / 40 \times 76 = 0,0058 > \mu_{min} = 0,002.$$

Tính cốt thép đối xứng với cặp 2.

Tương tự có :

$$e_o / h = 23,0 / 80 = 0,29;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{39,6 + 198,77 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,415;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,29)} + 0,1 = 0,382 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,382}{1,415} 240 \cdot 10^3 \times 1707 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 55160 \right) = 1192000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 198770 / 1192000} = 1,20 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,2 \times 23,3 + 40 - 4 = 63,6 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{198770}{90 \times 40} = 55,2 \text{ cm} ;$$

$$x = 55,2 > \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm} ;$$

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 80 - 47,12) = 21,2 \text{ cm} ;$$

$e_o = 23,0 \text{ cm} > e_{ogh} = 21,2 \text{ cm}$ , vì vậy lấy  $x = \alpha_o h_o = 47,12$ ,  $A_o = 0,42$  và tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N e - A_o R_n b h_o^2}{R'_a (h_o - a')} = \frac{198770 \times 63,6 - 0,42 \times 90 \times 40 \times 76^2}{2600 \times 72} = 20,88 \text{ cm}^2 .$$

Tính thép đối xứng với cặp 3

$$e_o / h = 35,4 / 80 = 0,443 ;$$

$$K_{db} = 1 + \frac{M_{db} + N_{db} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,498 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{41,03 + 126,67 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,532 ;$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,443)} + 0,1 = 0,303 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,303}{1,532} 240 \cdot 10^3 \times 1707 \cdot 10^3 + 210 \cdot 10^4 \times 55160 \right) = 1036540 \text{ kG}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{th}} = \frac{1}{1 - 126670 / 1036540} = 1,14 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,14 \times 35,4 + 40 - 4 = 76,36 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{126670}{90 \times 40} = 35,2 \text{ cm};$$

$2a' = 8 < x = 35,2 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$  nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{126670 (76,36 - 76 + 0,5 \times 35,2)}{2600 \times 72} = 12,15 \text{ cm}^2.$$

So sánh diện tích cốt thép yêu cầu của ba cặp, lấy trị số lớn nhất ở cặp 2 có

$$F_a = F'_a = 20,88 \text{ cm}^2, \text{ chọn thép } 2\text{Ø}28 + 2\text{Ø}25 (22,14 \text{ cm}^2);$$

$\mu = \mu' = 22,14 / 40 \times 76 = 0,0073 > \mu_{\min} = 0,002$  và  $\mu_t = 2\mu = 0,0146$  xấp xỉ với trị số  $\mu_t = 0,014$  đã giả thiết, như vậy không cần tính lại.

Để bố trí thép được tiết kiệm, cần tính thêm diện tích thép yêu cầu ở tiết diện III-III. Chọn cặp nội lực III-16 trong bảng tổ hợp, có :  $M = 30,15 \text{ tm}$  ;  $N = 161,39 \text{ t}$  ;  $M_{\text{đh}} = 0,348 \text{ tm}$  ;  $N_{\text{đh}} = 118,97 \text{ t}$ .

$$e_o = 3015,0 / 161,39 + 3 = 21,68 \text{ cm} ; e_o / h = 21,68 / 80 = 0,271 .$$

Dùng  $F_a = F'_a = 9,82 \text{ cm}^2$  ( tương ứng 2Ø25 )

$$J_a = 2 \times 9,82 \times (40 - 4)^2 = 25453 \text{ cm}^4$$

$$K_{\text{đh}} = 1 + \frac{M_{\text{đh}} + N_{\text{đh}} (0,5 h - a)}{M + N (0,5 h - a)} = 1 + \frac{0,348 + 118,97 (0,5 \times 0,8 - 0,04)}{30,15 + 161,39 (0,5 \times 0,8 - 0,04)} = 1,49$$

$$S = \frac{0,11}{(0,1 + 0,271)} + 0,1 = 0,396 ;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{1102,5^2} \left( \frac{0,396}{1,49} \times 240.10^3 \times 1707.10^3 \times 210.10^4 \times 25453 \right) = 855000 \text{ kG};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 161390 / 855000} = 1,233 ;$$

$$e = \eta e_o + 0,5 h - a = 1,233 \times 21,68 + 40 - 4 = 62,73 \text{ cm} .$$

Chiều cao vùng chịu nén  $x$

$$x = N / R_n b = 161390 / 90 \times 40 = 44,83 \text{ cm} ;$$

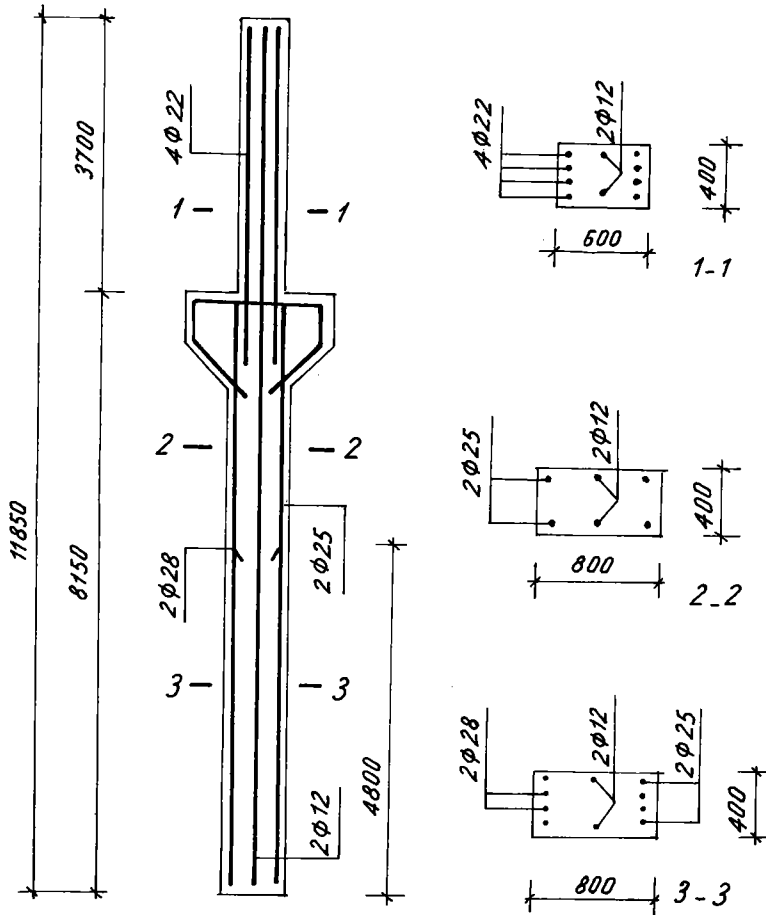
$2a' = 8 < x = 44,83 < \alpha_o h_o = 0,62 \times 76 = 47,12 \text{ cm}$  nên tính  $F_a = F'_a$  theo công thức

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + 0,5 x)}{R'_a (h_o - a')} = \frac{161390 (62,73 - 76 + 0,5 \times 44,83)}{2600 \times 72} = 7,88 \text{ cm}^2$$



Như vậy ta chỉ cần kéo suốt 2Ø25 ở tiết diện IV-IV lên là thỏa mãn, còn 2Ø28 thì cắt ở quãng giữa cột giống như ở phần dưới cột biên.

Cốt dọc cấu tạo dùng 2Ø12 cho cả cột trên và cột dưới, thỏa mãn  $S_d=36 < 40\text{cm}$  và diện tích tiết diện thanh cấu tạo  $\text{Ø}12 F_{at} = 1,13 > 0,0005 \times 40 \times 36 = 0,72 \text{ cm}^2$ . Bố trí cốt dọc của cột như hình 2.1.19.



Hình 2.1.19. Sơ đồ bố trí cốt thép trong cột giữa

Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột trên với  $N_{\max} = 121,79 \text{ t}$ ; chiều dài tính toán  $l_0 = 2H_t = 2 \times 370 = 740 \text{ cm}$ , độ mảnh  $\lambda_b = 740 / 40 = 18,5$ ; hệ số uốn dọc  $\varphi$  tra ở phụ lục XI được  $\varphi = 0,8$ ; diện tích tiết diện  $F_b = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2$ , tổng diện tích cốt thép  $F_{at} = 2 \times 15,2 = 30,4 \text{ cm}^2$ . Tính toán kiểm tra theo công thức

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,8 (90 \times 2400 + 2600 \times 30,4) = 236000 \text{ kG} = 236 \text{ t}.$$

Vì  $N_{\max} = 121,79 \text{ t} < 236 \text{ t}$  nên cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

- Phần cột dưới với  $N_{\max} = 191,07 \text{ t}$  (ở tiết diện III-III đã cắt 2Ø28, còn 2Ø25). Chiều dài tính toán  $l_0 = 1,2H_d = 1,2 \times 735 = 882 \text{ cm}$ ;  $\lambda_b = 882 / 40 = 22,05$ ;  $\varphi = 0,7$ ;  $F_b = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$ ;  $F_{at} = 2 \times 9,82 = 19,64 \text{ cm}^2$ .

$$\varphi (R_u F_b + R'_a F_{at}) = 0,7 (90 \times 3200 + 2600 \times 19,64) = 237300 \text{ kG} = 237,3 \text{ t}.$$



Chiều cao làm việc  $h_0 = 116$  cm ; lực tác dụng lên vai  $P = 52,8$  t. Kiểm tra kích thước vai cột theo các điều kiện (1.4.26) và (1.4.27) :

$$P = 52,8 \text{ t} < 2,5 R_k b h_0 = 2,5 \times 7,5 \times 40 \times 116 = 87000 \text{ kG} = 87,0 \text{ t}$$

nên điều kiện (1.4.26) được thỏa mãn.

Cầu trục có chế độ làm việc trung bình,  $K_v = 1$ . Khoảng cách từ lực  $P$  đến mép cột dưới  $a_v = 75 - 40 = 35$  cm.

$$P = 52,8 < 1,2 K_v R_k b h_0^2 / a_v = 1,2 \times 1 \times 7,5 \times 40 \times 116^2 / 35 = \\ = 138000 \text{ kG} = 138 \text{ t} \text{ nên điều kiện (1.4.27) được thỏa mãn.}$$

#### Tính cốt dọc

Mômen uốn tại tiết diện mép cột 1-1

$$M_1 = P a_v = 52,8 \times 0,35 = 18,48 \text{ tm.}$$

Tính cốt thép với mômen tăng 25%

$$M = 1,25 M_1 = 1,25 \times 18,48 = 23,1 \text{ tm ;}$$

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{2310000}{90 \times 40 \times 116^2} = 0,0477 .$$

tra bảng có  $\gamma = 0,975$

$$F_a = \frac{M}{R_n \gamma h_0} = \frac{2310000}{2600 \times 0,975 \times 116} = 7,86 \text{ cm}^2$$

chọn 2Ø25,  $F_a = 9,82 \text{ cm}^2$ .

#### Tính cốt đai và cốt xiên

Vì  $P = 52,8 \text{ t} > R_k b h_0 = 7,5 \times 40 \times 116 = 34800 \text{ kG} = 34,8 \text{ t}$  và  $h = 120 \text{ cm} > 2,5 a_v = 2,5 \times 35 = 87,5 \text{ cm}$  nên trong vai cột dùng cốt xiên và cốt đai ngang.

Cốt đai chọn Ø8, khoảng cách 15 cm, thỏa mãn không quá  $h / 4 = 30 \text{ cm}$ .

Diện tích cốt xiên cắt qua nửa trên đoạn  $L_x$  ( $L_x = 125 \text{ cm}$ ) không bé hơn  $0,002 b h_0 = 0,002 \times 40 \times 116 = 9,28 \text{ cm}^2$ , chọn 3Ø20 đặt thành hai lớp.

#### d. Kiểm tra khi chuyên chở, cầu lắp

Tiến hành tính toán tương tự như đối với cột trục A.

Theo cả hai sơ đồ như trên hình 2.1.18 của cột trục A, cột đều đủ khả năng chịu lực.