

Ví dụ 2

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ HAI NHỊP CỘT HAI NHÁNH

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, hai nhịp đều nhau, $L_1 = L_2 = 30$ m, có cùng cao trình ray $R = 11$ m. Ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q = 30 / 5$ t. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m, tường ngoài tự chịu lực, xây gạch dày 22cm. Khu vực xây dựng : Hải Phòng.

I. Lựa chọn kích thước của cấu kiện

1. Chọn kết cấu mái

- Kết cấu mang lực mái chọn dàn gẫy khúc ứng lực trước, chiều cao giữa dàn 3,7m ; đầu dàn cao 0,8 m, trọng lượng tiêu chuẩn của dàn 17 t.
- Chọn mái có hai cửa mái, rộng 12 m, cao 4 m, trọng lượng tiêu chuẩn 2,8 t.
- Các lớp mái được cấu tạo hoàn toàn giống ví dụ 1.

2. Chọn dầm cầu trục

- Chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình cho nhịp dầm 6m, sức trục 30 t ở bảng 1.1.1 có $H_c = 1000$; $b = 200$; $b_c = 570$; $h_c = 120$; trọng lượng 4,2 t.

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.

- Cao trình vai cột

$$V = R - (H_r + H_c) = 11 - (0,15 + 1,0) = 9,85 \text{ m.}$$

- Cao trình đỉnh cột

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

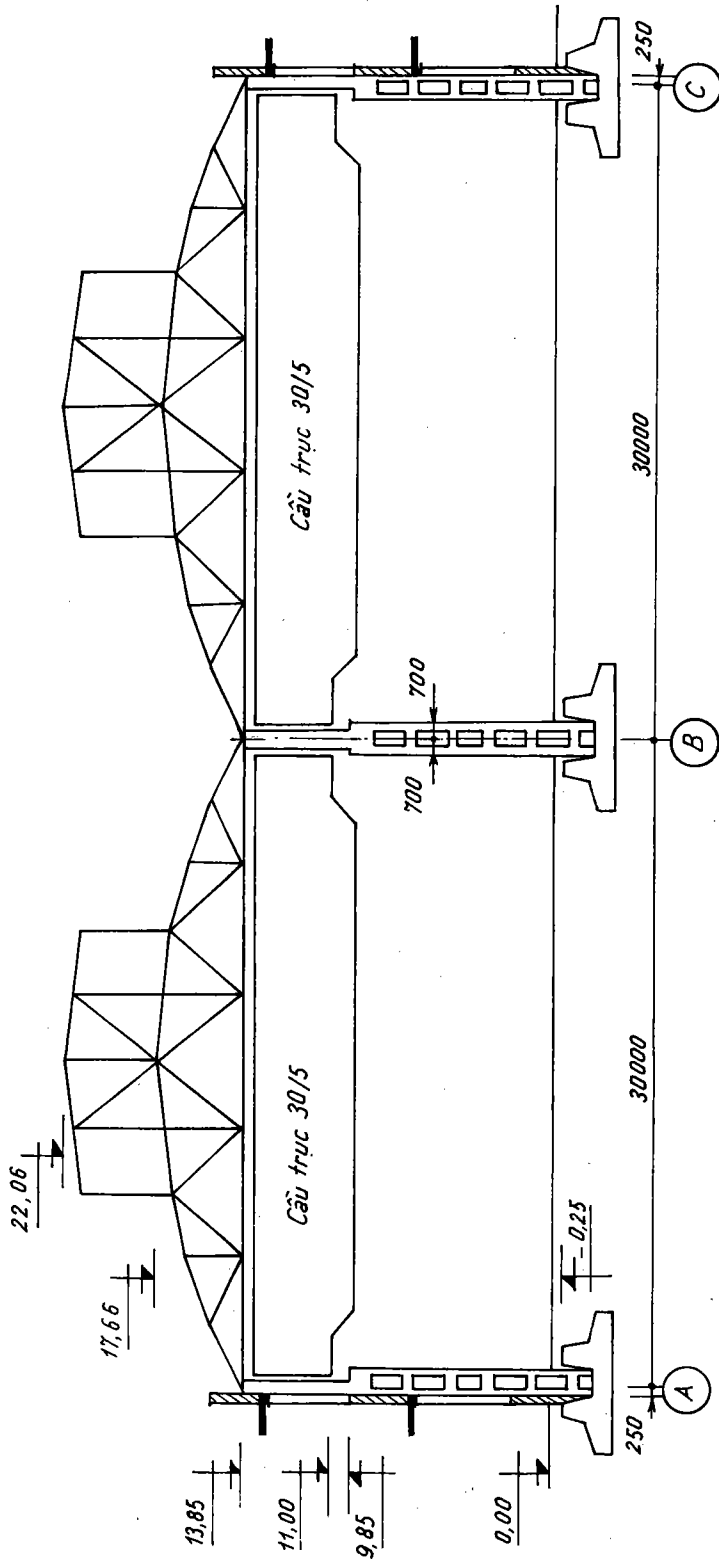
H_{ct} : Chiều cao cầu trục, với sức trục 30 t tra bảng 2 phụ lục I có $H_{ct} = 2,75$ m.

$$D = 11 + 2,75 + 0,1 = 13,85 \text{ m.}$$

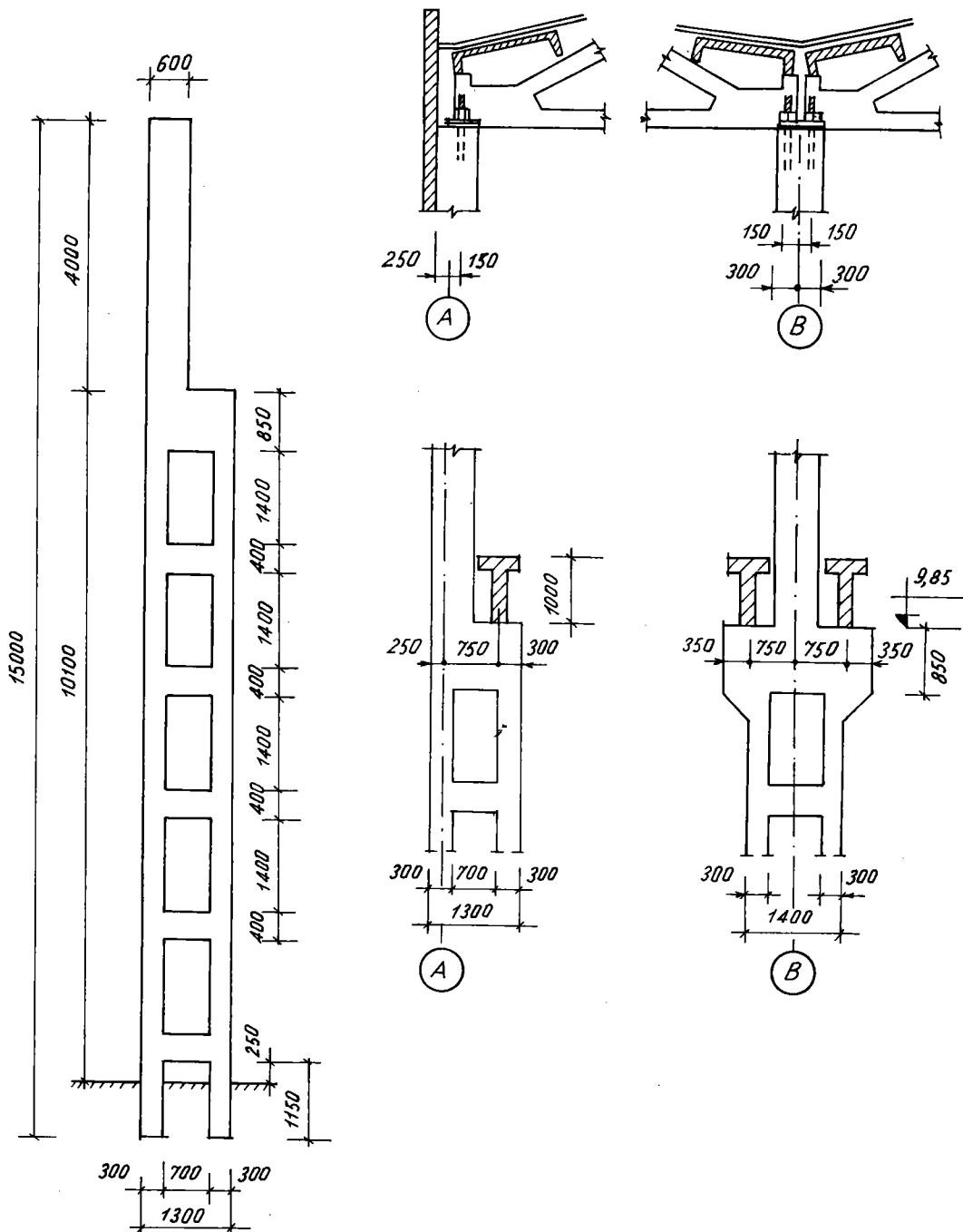
- Cao trình đỉnh mái

$$M = D + h + h_{cm} + t = 13,87 + 3,7 + 4,0 + 0,51 = 22,06 \text{ m.}$$

Kích thước mặt cắt ngang cho trên hình 2.2.1.



Hình 2.2.1. Mặt cắt ngang nhà hai nhịp , cột hai nhánh



Hình 2.2.2. Hình dáng, kích thước cột hai nhánh và chi tiết

4. Kích thước cột

Chiều dài phần cột trên

$$H_t = D - V = 13,85 - 9,85 = 4,0 \text{ m.}$$

Chiều dài phần cột dưới

$$H_d = V + a_2 = 9,85 + 0,25 = 10,1 \text{ m.}$$

Kích thước tiết diện cột như sau :

- Bề rộng cột $b = 500 \text{ mm}$.

- Phần cột trên là cột đặc, $h = 600 \text{ mm}$, phần cột dưới là cột hai nhánh, tiết diện nhánh là 300×500 , tiết diện thanh giằng ngang là 500×400 , khoảng cách giữa các thanh giằng là 1800. Chiều cao toàn bộ tiết diện phần cột dưới là 1300 với cột biên và 1400 với cột giữa. Chi tiết cấu tạo cột cho trên hình 2.2.2.

II. Xác định tải trọng

1. Tính tải mái

Tính tải tính cho các lớp mái tính trên 1m^2 xem ở ví dụ 1

- Tải trọng tiêu chuẩn $g^c = 523 \text{ kG / m}^2$.

- Tải trọng tính toán $g = 622,2 \text{ kG / m}^2$.

Trọng lượng dàn mái G_1 và khung cửa mái G_2 lấy theo thiết kế điển hình

- Tiêu chuẩn $G_1^c = 17 \text{ t}$, $G_2^c = 2,8 \text{ t}$.

- Tính toán $G_1 = 1,1 \times 17 = 18,7 \text{ t}$;

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

Trọng lượng kính và khung cửa kính trên 1 m dài g_k

- Tiêu chuẩn $g_k^c = 500 \text{ kG / m}$.

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

Lực tập trung tính toán do tính tải mái truyền lên cột là

Cột trục A

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

Với bước cột $a = 6\text{m}$, nhịp nhà $L = 30\text{m}$

$$G_m = 0,5 (18,7 + 0,6222 \times 6 \times 30 + 3,1 + 2 \times 0,6 \times 6) = 70,5 \text{ t}.$$

G_m đặt cách trục định vị 150 mm, trục định vị cách mép ngoài của cột là 250 mm. Khoảng cách từ đường tác dụng của lực này đến trục hình học của phần cột trên

$$e_t = 0,25 + 0,15 - 0,5 \times 0,6 = 0,1.$$

Cột trục B

Do hai tải trọng bằng nhau đặt đối xứng qua trục cột nên

$$G_m = 70,5 \times 2 = 141 \text{ t}; e_t = 0.$$

2. **Tính tải do dầm cầu trục**

Tải trọng do trọng lượng dầm cầu trục, ray và các lớp đệm lấy theo ví dụ 1

Cột trục A $G_d = 5,61 \text{ t}.$

Tải trọng này đặt ở mức vai cột, đi qua trục dầm cầu trục, cách trục định vị 750 mm. Khoảng cách từ đường tác dụng của tải trọng này đến trục hình học của phần cột dưới

$$e_d = 0,25 + 0,75 - 0,5 \times 1,3 = 0,35 \text{ m}.$$

Cột trục B

Do hai tải trọng bằng nhau và đặt đối xứng qua trục cột nên

$$G_d = 5,61 \times 2 = 11,22 \text{ t}; e_d = 0.$$

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

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

Cột trục A

phần cột trên $G_t = 1,1 \times 2,5 \times 4,0 \times 0,6 \times 0,5 = 3,3 \text{ t};$

phần cột dưới, tính đến tiết diện ngay mặt trên móng

$$G_d = 1,1 \times 2,5 \times 0,5 \times [10,05 \times 1,3 - 0,7 \times (1,4 \times 5 + 0,2)] = 10,65 \text{ t}.$$

Cột trục B

phần cột trên $G_t = 1,1 \times 2,5 \times 4,0 \times 0,6 \times 0,5 = 3,3 \text{ t};$

phần cột dưới $G_d = 1,1 \times 2,5 \times 0,5 [10,05 \times 1,4 - 0,8 (1,4 \times 5 + 0,2)] = 10,986 \text{ t}.$

4. **Hoạt tải mái**

Hoạt tải sửa chữa mái phân bố đều lấy bằng $75 \text{ kG} / \text{m}^2$, hệ số vượt tải $n = 1,3$ được đưa về thành lực tập trung đặt ở đỉnh cột

$$P_m = 1,3 \times 0,075 \times 6 \times 0,5 \times 30 = 8,78 \text{ t}.$$

Với cột trục A điểm đặt P_m trùng với điểm đặt của G_m . Ở cột trục B xét riêng P_m đặt ở nhịp bên trái và bên phải, các lực này đặt cách trục cột một khoảng $e_t = 0,15 \text{ m}.$

5. **Hoạt tải cầu trục**

a. **Hoạt tải đứng do cầu trục**

Với số liệu cầu trục đã cho: $Q = 30 / 5 \text{ t}$, nhịp cầu trục $L_k = 30 - 2 \times 0,75 = 28,5 \text{ m}$ chế độ làm việc trung bình, tra bảng 2 phụ lục I có các thông số cầu trục sau :

Bề rộng cầu trục $B = 6,3 \text{ m};$

Khoảng cách hai bánh xe $K = 5,1 \text{ m};$

Trọng lượng xe con $G = 12,0 \text{ t}$.

Áp lực thẳng đứng tiêu chuẩn từ cầu trục truyền lên mỗi bánh xe

$$P_{\max}^c = 34,5 \text{ t}; P_{\min}^c = 11,5 \text{ t}.$$

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột D xác định theo đường ảnh hưởng phản lực như trên hình 2.2.3.

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

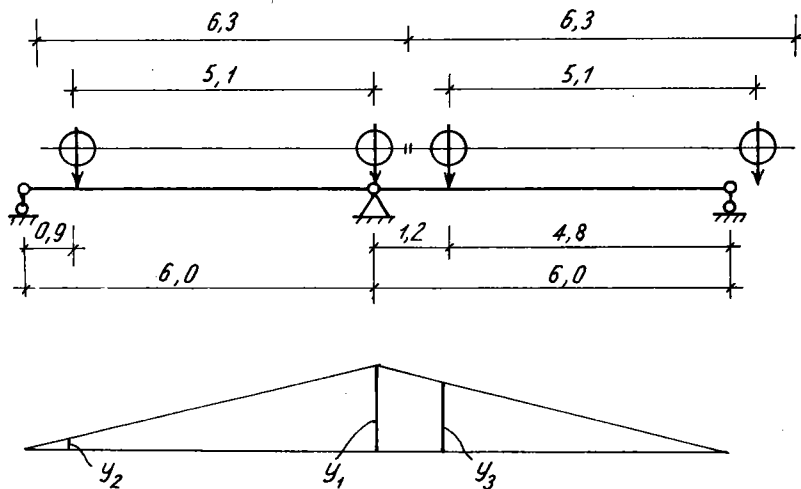
$$y_1 = 1;$$

$$y_2 = 0,9 / 6,0 = 0,15;$$

$$y_3 = 4,8 / 6 = 0,8;$$

$$D_{\max} = 1,1 \times 34,5 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 74,0 \text{ t}.$$

Đối diện với cột có D_{\max} là cột chịu D_{\min} . Xác định D_{\min} tương tự như D_{\max}



Hình 2.2.3. Đường ảnh hưởng của phản lực và sơ đồ chất tải

$$D_{\min} = n P_{\min}^c \sum y_i = 1,1 \times 11,5 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 24,67 \text{ t}.$$

D_{\max} , D_{\min} đặt ở mức vai cột, cách trục định vị một khoảng $\lambda = 0,75 \text{ m}$.

b. Hoạt tải do lực hãm ngang

Lực hãm ngang T_1^c do một bánh xe truyền lên dầm cầu trục trong trường hợp móc mềm

$$T_1^c = (Q + G) / 40 = (30 + 12) / 40 = 1,05 \text{ t}.$$

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

$$T_{\max} = n T_1^c \sum y_i = 1,1 \times 1,05 \times (1 + 0,15 + 0,8) = 2,25 \text{ t}.$$

Lực T_{\max} truyền lên cột đặt ở mức mặt trên dầm cầu trục, khoảng cách từ đỉnh cột đến điểm đặt lực T_{\max}

$$y = H_t - H_{ct} = 4,0 - 1,0 = 3,0 \text{ m} .$$

6. Hoạt tải gió

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

$$W = n W_0 k C .$$

Theo TCVN 2737 - 1995 thì Hải Phòng thuộc vùng IV-B nên áp lực gió tra ở bảng 1, phụ lục II là $W_0 = 155 \text{ kG/m}^2$

Áp dụng địa hình C, hệ số k được xác định tương ứng với hai mức :

- mức đỉnh cột, cao trình +13,85, nội suy có $k = 0,722$;

- mức đỉnh mái, cao trình + 22,06, nội suy có $k = 0,82$.

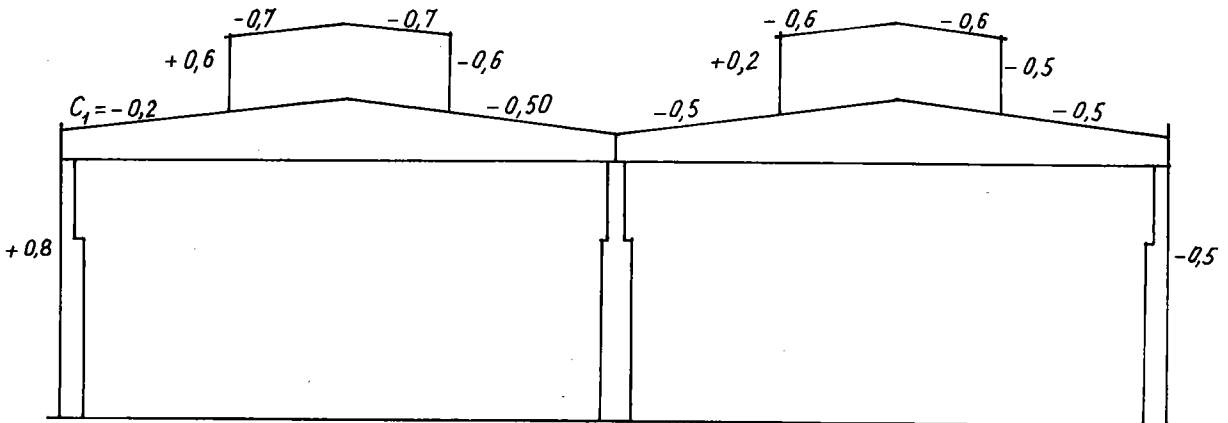
Ứng với tỷ số $H / L < 0,5$ và $B / L > 2$ thì hệ số khí động $c = + 0,8$ đối với phía gió đẩy và $c = - 0,5$ đối với phía gió hút.

Tải trọng gió tác động lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống lấy là phân bố đều với $k = 0,772$.

$$p = n W_0 k C a$$

phía gió đẩy $p_d = 1,2 \times 0,155 \times 0,772 \times 0,8 \times 6 = 0,69 \text{ t / m}$;

phía gió hút $p_h = 1,2 \times 0,155 \times 0,772 \times 0,5 \times 6 = 0,43 \text{ t / m}$.



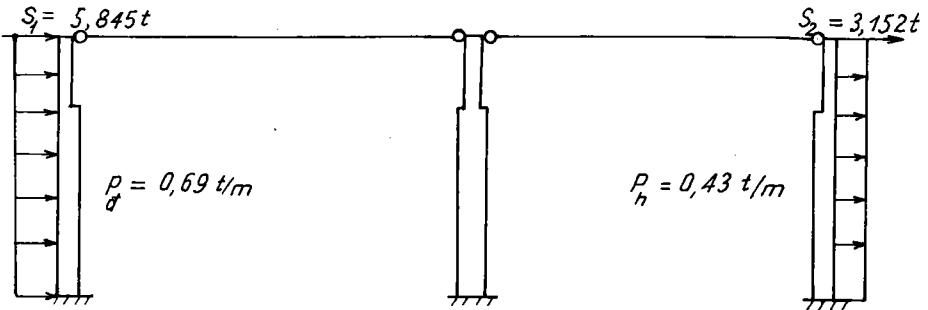
Hình 2.2.4. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Phần tải trọng gió tác dụng lên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về thành lực tập trung đặt ở đầu cột S_1, S_2 với k lấy giá trị trung bình

$$k = (0,772 + 0,82) \times 0,5 = 0,796 .$$

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái lấy theo sơ đồ trên hình 2.2.4.

Trong đó giá trị C_1 tính với góc $\alpha = 10^\circ$, tỷ số $H/L = (13,85 + 1,5) / 60 = 0,25$ nội suy có $C_1 = -0,2$



Hình 2.2.5. Sơ đồ tác dụng của tải trọng gió

$$\text{Trị số } S = n k q_0 a \sum c_i h_i = 1,2 \times 0,796 \times 0,155 \times 6 \times \sum c_i h_i = 0,888 \sum c_i h_i ;$$

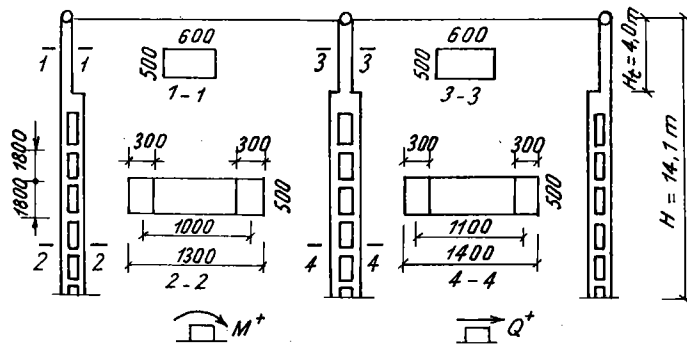
$$S_1 = 0,888 (0,8 \times 1,5 - 0,2 \times 1,94 + 0,6 \times 4 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,94) = 5,845 t ;$$

$$S_2 = 0,888 (0,5 \times 1,5 + 0,5 \times 4 + 0,2 \times 4) = 3,152 t .$$

Sơ đồ tác dụng của gió trên hình 2.2.5.

III. Xác định nội lực

Sơ đồ tính toán khung ngang thể hiện trên hình 2.2.6



Hình 2.2.6. Sơ đồ tính toán khung ngang

1. Các đặc trưng hình học

Chiều dài phần cột trên $H_c = 4,0$ m

Mômen quán tính tiết diện phần cột trên

$$J_t = 0,5 \times 0,6^3 / 12 = 0,009 \text{ m}^4 .$$

Mômen quán tính của tiết diện một nhánh phần cột dưới

$$J_o = 0,5 \times 0,3^3 / 12 = 0,0011 \text{ m}^4 .$$

Cột trục A

Số khoang của cột $n_o = 5$, khoảng cách giữa hai thanh giằng ngang $S_t = 1,8 \text{ m}$. Khoảng cách giữa hai trục nhánh cột $c = 1,0 \text{ m}$. Diện tích tiết diện của một nhánh

$$F_o = 0,5 \times 0,3 = 0,15 \text{ m}^2 .$$

Mômen quán tính tương đương của tiết diện ngang phần cột dưới

$$J_d = F_o c^2 / 2 = 0,15 \times 1^2 / 2 = 0,075 \text{ m}^4 .$$

Các thông số

$$t = H_1 / H = 4,0 / 14,1 = 0,284 ;$$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,284^3 \left(\frac{0,075}{0,009} - 1 \right) = 0,168 ;$$

$$k_1 = \frac{(1 - t^3) J_d}{8 n_o^2 J_o} = \frac{(1 - 0,284)^3 \times 0,075}{8 \times 5^2 \times 0,0011} = 0,125 ;$$

$$v = 1 + k + k_1 = 1 + 0,168 + 0,125 = 1,293 .$$

Cột trục B

Số khoang của cột $n_o = 5$. Khoảng cách các thanh giằng ngang $S_t = 1,8 \text{ m}$. Diện tích tiết diện một nhánh $F_o = 0,15$. Khoảng cách giữa hai trục cột $c = 1,1 \text{ m}$.

$$J_d = 0,15 \times 1,1^2 / 2 = 0,091 \text{ m}^4 ;$$

$$t = 0,284 ;$$

$$k = t^3 \left(\frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,284^3 \left(\frac{0,091}{0,009} - 1 \right) = 0,209 ;$$

$$k_1 = \frac{(1 - t^3) J_d}{8 n_o^2 J_o} = \frac{(1 - 0,284)^3 \times 0,091}{8 \times 5^2 \times 0,0011} = 0,152 ;$$

$$v = 1 + 0,209 + 0,152 = 1,361 .$$

Quy định dấu của nội lực và phản lực giống như ví dụ 1 (h.1.3.4).

2. Nội lực do tĩnh tải mái

Vì sơ đồ kết cấu đối xứng, chịu tải trọng đối xứng nên khi tính với tĩnh tải mái chuyển vị ngang ở đỉnh cột bằng không, tách từng cột ra tính theo sơ đồ trên hình 2.2.7.

Cột trục A

Trị số phản lực ngang R tính theo công thức $R = R_1 - R_2$

Tính R_1 với $M = G_m \times e_t = 70,5 \times 0,1 = 7,05$ t m, theo công thức

$$R_1 = \frac{3M(1+k/t)}{2vH} = \frac{3 \times 7,05 \times (1 + 0,168/0,284)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 0,923 \text{ t.}$$

Tính R_2 với $M = G_m \times a = 70,5 \times 0,35 = 24,675$ tm (khoảng cách giữa trục cột trên và trục cột dưới $a = 0,35$ m)

$$R_2 = \frac{3M(1-t^2)}{2vH} = \frac{3 \times 24,675 \times (1 - 0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 1,866 \text{ t ;}$$

$$R = 0,923 - 1,866 = - 0,943 \text{ t.}$$

Chiều trên hình vẽ là chiều thực tế của phản lực.

Xác định nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 70,5 \times 0,1 = 7,05 \text{ tm ;}$$

$$M_{II} = 7,05 + 0,943 \times 4,0 = 10,822 \text{ tm ;}$$

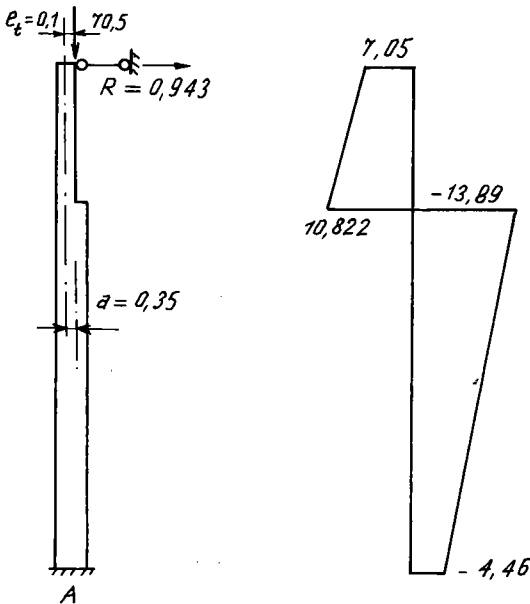
$$M_{III} = - 70,5 \times (0,35 - 0,1) + 0,934 \times 4,0 = -13,89 \text{ tm ;}$$

$$M_{IV} = - 70,5 \times (0,35 - 0,1) + 0,934 \times 14,1 = - 4,46 \text{ tm ;}$$

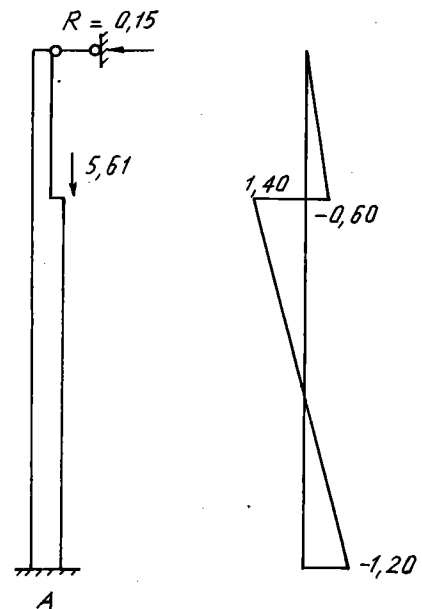
$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 70,5 \text{ t ;}$$

$$Q_{IV} = 0,934 \text{ t.}$$

Biểu đồ mômen do tính tải mái cho trên hình 2.2.7.



Hình 2.2.7. Sơ đồ tính và nội lực do G_m tác dụng ở cột biên



Hình 2.2.8. Sơ đồ tính và nội lực trong cột biên do tính tải dầm cầu trục

Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng nên trong cột chỉ xuất hiện lực dọc

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 70,5 \times 2 = 141 \text{ t.}$$

3. Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục**a. Cột trục A**

Trị số phản lực tính theo công thức với

$$M = G_d \times e_d = 5,61 \times 0,35 = 2,0 \text{ tm ;}$$

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2vH} = \frac{3 \times 2,0 \times (1-0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = 0,15 \text{ t.}$$

Nội lực trong các tiết diện cột

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -0,15 \times 4 = -0,6 \text{ tm ;}$$

$$M_{III} = -0,15 \times 4 + 5,7 \times 0,35 = 1,4 \text{ tm ;}$$

$$M_{IV} = -0,15 \times 14,1 + 5,7 \times 0,35 = -0,12 \text{ tm ;}$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 5,7 \text{ t ;}$$

$$Q_{IV} = -0,15 \text{ t.}$$

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.2.8.

b. Cột trục B

Do tải trọng đặt đối xứng nên

$$M_I = M_{II} = M_{III} = M_{IV} = 0 ;$$

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

4. Tổng nội lực do tĩnh tải

Cộng đại số nội lực do các trường hợp tĩnh tải đã tính ở trên cho từng tiết diện của từng cột được kết quả trên hình 2.2.9, trong đó lực dọc N còn được cộng thêm trọng lượng bản thân từng đoạn cột.

5. Nội lực do hoạt tải mái

Vì là nhà hai nhịp nên khi tính không bỏ qua chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Xét hai trường hợp tác dụng của hoạt tải mái : tác dụng ở nhịp AB và nhịp BC. Sơ đồ tính hoạt tải mái ở nhịp AB như hình 2.2.10a. Để tính hệ này dùng phương pháp chuyển vị, không xét đến sự làm việc không gian, $C_{kg} = 1$.

$$\text{Phương trình chính tắc : } r \times Z + R_p = 0 ,$$

trong đó r - phản lực trong liên kết thêm vào khi liên kết chuyển vị ngang một đoạn $Z = 1$;

R_p - phản lực ở liên kết thêm vào do tải trọng gây ra trong hệ cơ bản

$$r = r_A + r_B + r_C, \text{ ở đây } r_A = r_C;$$

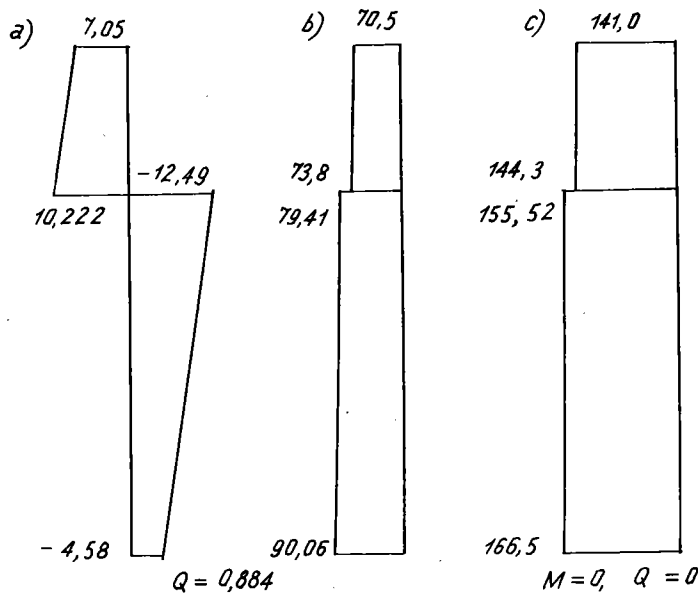
r_A và r_B được tính theo sơ đồ ở hình 2.2.10c và theo công thức

$$r_A = r_C = \frac{3 E J_d^A}{v H^3} = \frac{3 \times E \times 0,075}{1,293 \times 14,1^3} = 0,621 \times 10^{-4} E ;$$

$$r_B = \frac{3 E J_d^B}{v H^3} = \frac{3 \times E \times 0,091}{1,361 \times 14,1^3} = 0,716 \times 10^{-4} E ;$$

$$r = r_A + r_B + r_C = (0,621 \times 2 + 0,716) \times 10^{-4} E = 1,958 \times 10^{-4} E ;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B .$$



Hình 2.2.9. Tổng nội lực do tính tải

a) mômen ở cột biên ; b) lực dọc ở cột biên ; c) lực dọc ở cột giữa.

Để tính R_p^A dùng sơ đồ hình 2.2.10d như tính với G_m cho cột trục A

$$R_p^A = R_A P_m / G_m = -0,943 \times 8,78 / 70,5 = -0,12 \text{ t} .$$

R_p^B được xác định theo sơ đồ hình 2.2.10d với

$$M = P_m \times e_t = -8,78 \times 0,15 = -1,317 \text{ tm} .$$

Lấy dấu trừ cho M vì chiều tác dụng của nó ngược với chiều quy ước

$$R_p^B = \frac{3M(1+k/t)}{2vH} = \frac{-3 \times 1,317 \times (1 + 0,209 / 0,284)}{2 \times 1,361 \times 14,1} = -0,179 \text{ t} .$$

Chiều của phản lực vẽ trên hình 2.2.10d là chiều thực

$$R_p = -0,12 - 0,179 = -0,30 \text{ t.}$$

Chuyển vị ngang Z

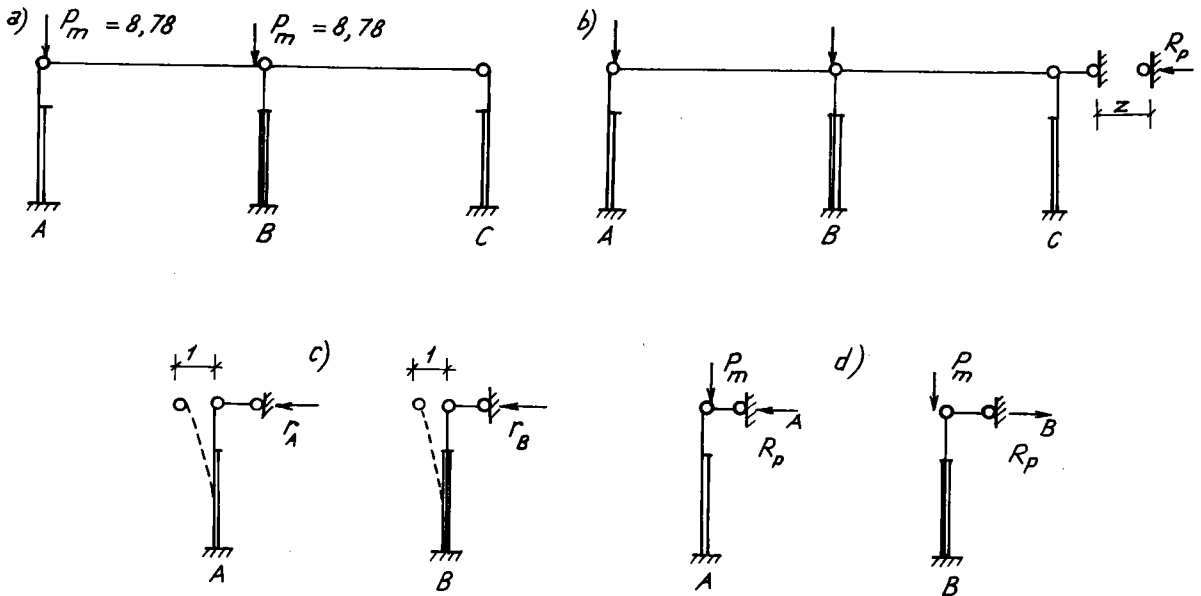
$$Z = -R_p / r = 0,3 / (1,958 \times 10^{-4} E) = 0,153 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = R_p^A + r_A Z = -0,12 + 0,621 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,025 \text{ t};$$

$$R_B = R_p^B + r_B Z = -0,179 + 0,716 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,07 \text{ t};$$

$$R_C = r_C Z = -0,621 \times 10^{-4} E \times 0,153 \times 10^4 / E = -0,1 \text{ t.}$$



Hình 2.2.10. Sơ đồ tính hoạt tải mái

- a) sơ đồ tính toán ; b) hệ cơ bản ; c) sơ đồ tính phản lực do chuyển vị đơn vị ;
d) sơ đồ tính phản lực do hoạt tải mái

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A :

$$M_I = 8,78 \times 0,1 = 0,878 \text{ tm};$$

$$M_{II} = 0,878 + 0,025 \cdot 4,0 = 0,978 \text{ tm};$$

$$M_{III} = -8,78 \times (0,35 - 0,1) + 0,025 \times 4,0 = -2,095 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -8,78 \times (0,35 - 0,1) + 0,025 \times 14,1 = -1,843 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 8,78 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,025 \text{ t.}$$

Cột trục B

$$M_I = -8,78 \times 0,15 = -1,32 \text{ tm};$$

$$M_{II} = M_{III} = -1,32 + 0,07 \times 4 = -1,04 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -1,32 + 0,07 \times 14,1 = -0,333 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 8,78 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 0,07 \text{ t}.$$

Cột, trục C

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = M_{III} = -0,1 \times 4 = -0,4 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -0,1 \times 14,1 = -1,41 \text{ tm};$$

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

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

Biểu đồ mômen cho trên hình 2.2.11.

Trường hợp hoạt tải tác dụng ở nhịp BC được suy ra từ trường hợp trên nhờ tính chất đối xứng của hệ và biểu đồ mômen được cho trên hình 2.2.12

6. Nội lực do hoạt tải đứng của cầu trục

Khi tính với hoạt tải đứng của cầu trục, ta xét bốn trường hợp đặt tải theo hình 2.2.13.

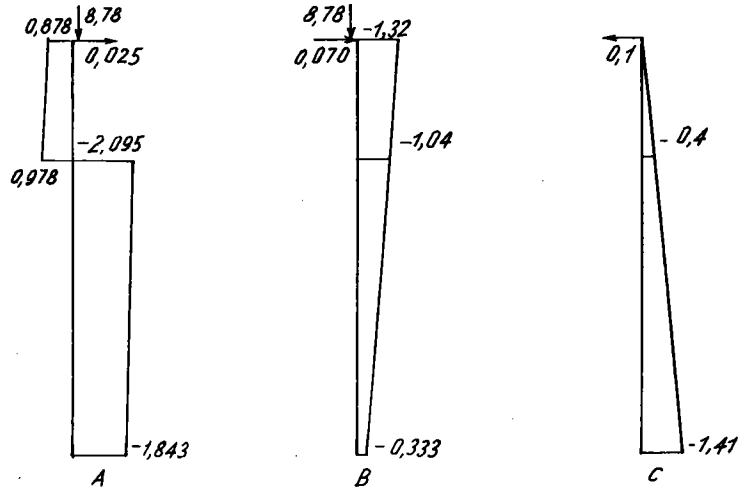
Nhà hai nhịp, khi tính với hoạt tải của cầu trục là tải trọng tác dụng cục bộ cần phải xét tới sự làm việc không gian của khối khung.

Trong trường hợp chiều dài khối nhiệt độ 60 m, bước cột 6m lấy hệ số không gian $C_{kg} = 4$.

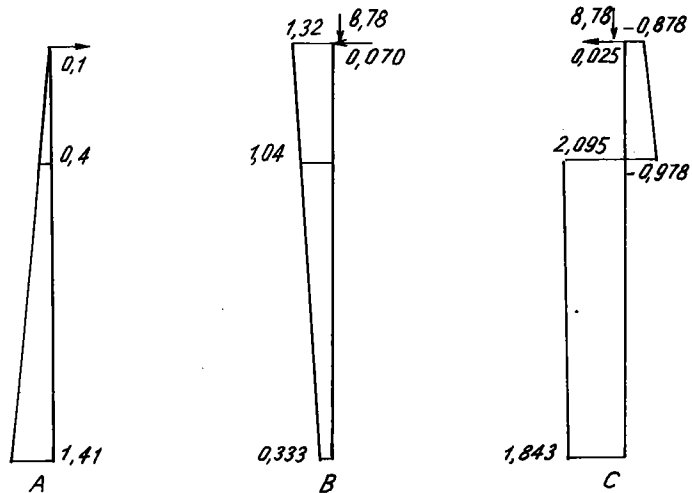
Giải khung theo phương pháp chuyển vị.

Phương trình chính tắc : $r \times C_{kg} \times Z + R_p = 0.$

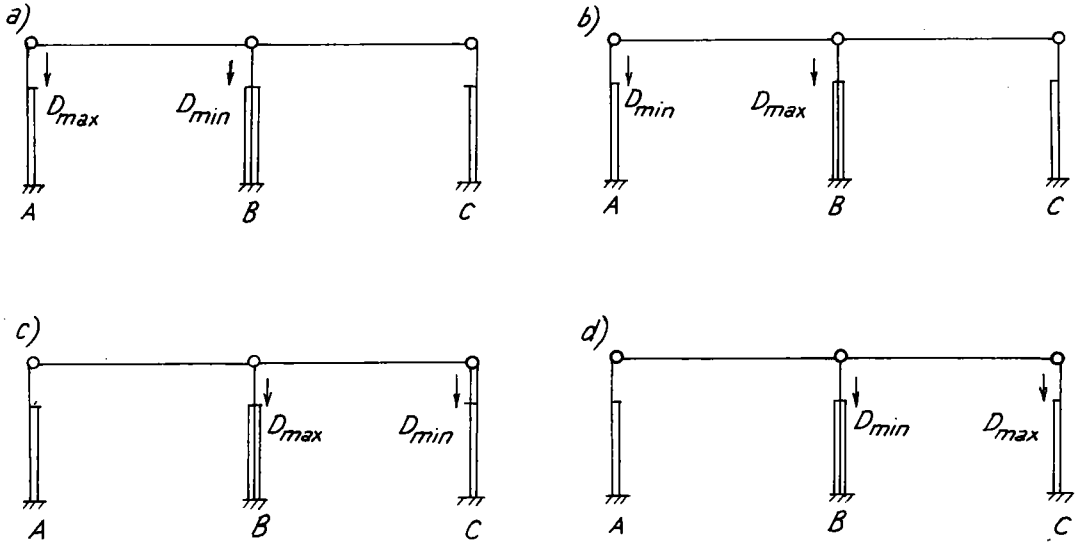
Đã tính $r = 1,958. 10^{-4} E.$



Hình 2.2.11. Biểu đồ mômen trong khung do hoạt tải mái tác dụng ở nhịp AB



Hình 2.2.12. Nội lực trong khung ngang do hoạt tải mái tác dụng ở nhịp BC



Hình 2.2.13. Các trường hợp tác dụng của tải trọng đứng của cầu trục

- a) D_{max} tác dụng ở cột A ; b) D_{max} tác dụng ở bên trái cột B ;
 c) D_{max} tác dụng ở bên phải cột B ; d) D_{max} tác dụng ở cột C.

Trường hợp a

R_p^A được suy ra từ R của trường hợp tính với tĩnh tải dầm cầu trục nhờ hệ số $D_{max} / G_d = 74,003 / 5,61 = 13,2$

$$R_p^A = 13,2 \times 0,15 = 1,98 \text{ t.}$$

R_p^B được tính theo sơ đồ trên hình 2.2.14 với M mang dấu âm vì ngược với chiều quy ước.

$$M = -D_{min} \times e_d = -24,67 \times 0,75 = -18,503 \text{ tm ;}$$

$$R_p^B = \frac{3M(1-t^2)}{2vH} = \frac{-3 \times 18,503 \times (1-0,284^2)}{2 \times 1,293 \times 14,1} = -1,4 \text{ t ;}$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B = 1,98 - 1,4 = 0,58 \text{ t.}$$

Chuyển vị ngang Z

$$Z = R_p / C_{kg} r = -0,58 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = -0,074 \times 10^4 / E.$$

Phản lực ở các đỉnh cột :

$$R_A = R_p^A + r_A \times Z = 1,98 - 0,621 \times 0,074 = 1,934 \text{ t ;}$$

$$R_B = R_p^B + r_B \times Z = -1,4 - 0,716 \times 0,074 = -1,453 \text{ t ;}$$

$$R_C = r_C \times Z = -0,621 \times 0,074 = -0,046 \text{ t .}$$

Các phản lực vẽ trên hình 2.2.15 đã lấy theo chiều thực.

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -1,934 \times 4 = - 7,736 \text{ t.m} ;$$

$$M_{III} = 74,003 \times 0,35 - 1,934 \times 4 = 18,165 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 74,003 \times 0,35 - 1,934 \times 14,1 = - 1,37 \text{ tm}$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 74,003 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = -1,934 \text{ t} .$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = 1,453 \times 4 = 5,812 \text{ tm} ;$$

$$M_{III} = 1,453 \times 4 - 24,67 \times 0,75 = -12,69 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 1,453 \times 14,1 - 24,67 \times 0,75 = 1,985 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 24,67 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = 1,453 \text{ t} .$$

Cột trục C

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,046 \times 4 = 0,184 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 0,046 \times 14,1 = 0,65 \text{ tm} ;$$

$$Q_{IV} = 0,046 \text{ t} .$$

Biểu đồ mômen vẽ trên hình 2.2.15

Trường hợp b

R_p^A được suy ra từ R của trường hợp tính với tĩnh tải cầu trục nhờ tỷ số

$$D_{\min} / G_d = 24,67 / 5,61 = 4,4 ;$$

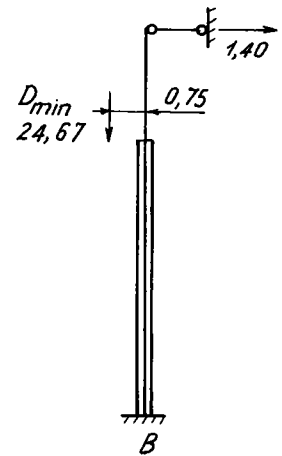
$$R_p^A = 4,4 \times 0,15 = 0,66 \text{ t} .$$

R_p^B được suy ra từ R_p^B của trường hợp a nhờ tỷ số

$$D_{\max} / D_{\min} = 74,003 / 24,67 = 3 ;$$

$$R_p^B = 3 \times (- 1,4) = - 4,2 ;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^B = 0,66 - 4,2 = -3,54 \text{ t} .$$



Hình 2.2.14. Sơ đồ xác định phản lực do D_{\min} gây ra ở cột B

Chuyển vị ngang Z

$$Z = 3,54 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = 0,452 \times 10^4 / E .$$

Phản lực ở các đỉnh cột

$$R_A = 0,66 + 0,621 \times 0,452 = 0,941 \text{ t} ;$$

$$R_B = -4,2 + 0,716 \times 0,452 = -3,88 \text{ t} ;$$

$$R_C = 0,621 \times 0,452 = 0,281 \text{ t} .$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = -0,941 \times 4 = -3,764 \text{ tm} ;$$

$$M_{III} = -0,941 \times 4 + 24,67 \times 0,35 = 4,871 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = -0,941 \times 14,1 + 24,67 \times 0,35 = -4,634 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 24,67 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = -0,941 \text{ t} .$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = 3,88 \times 4 = 15,52 \text{ t.m} ;$$

$$M_{III} = 3,88 \times 4 - 74,003 \times 0,75 = -39,98 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 3,88 \times 14,1 - 74,003 \times 0,75 = -0,794 \text{ tm} ;$$

$$N_I = N_{II} = 0 ; N_{III} = N_{IV} = 74,003 \text{ t} ;$$

$$Q_{IV} = 3,88 \text{ t} .$$

Cột trục C

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = -0,281 \times 4 = -1,124 \text{ t.m} ;$$

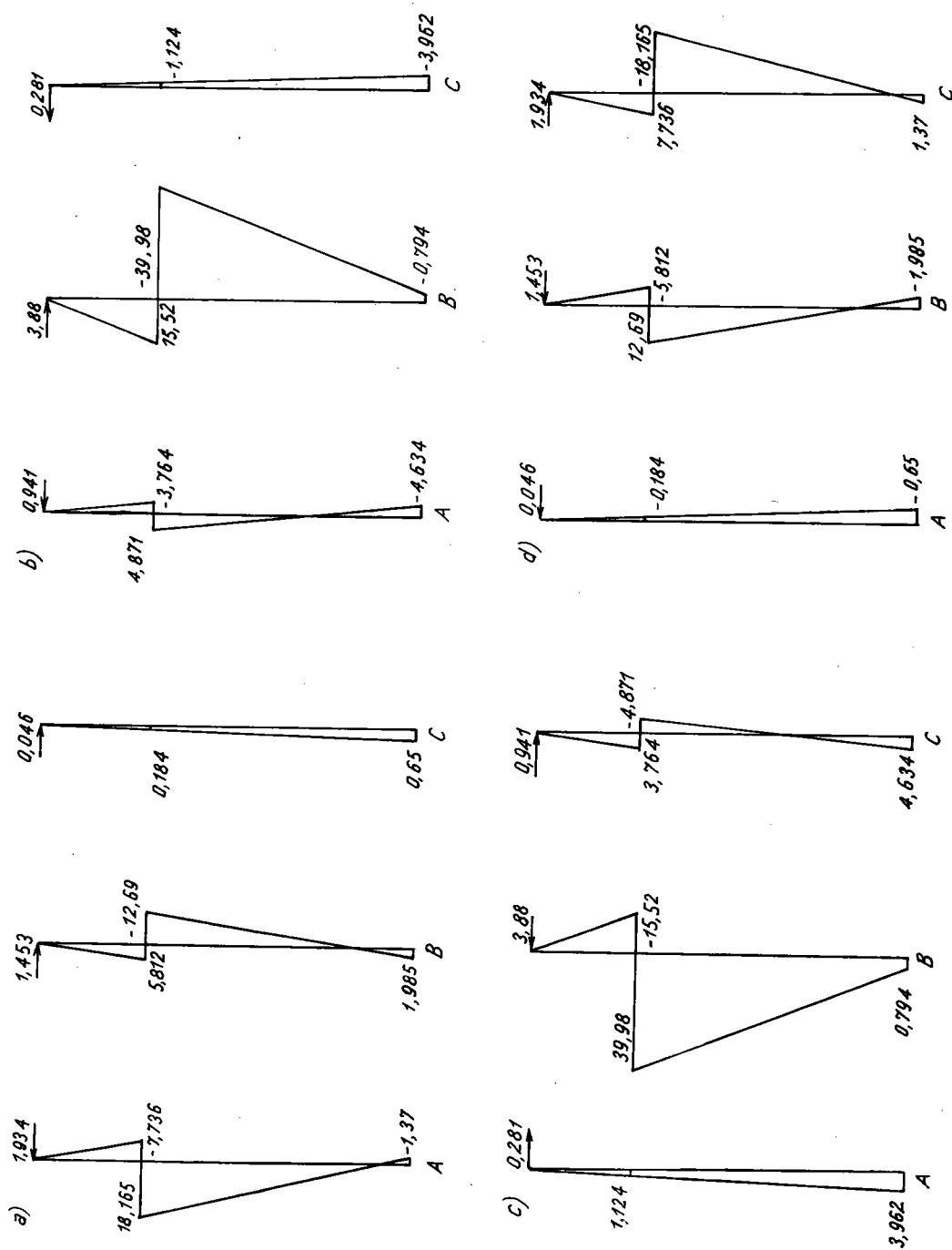
$$M_{IV} = -0,281 \times 14,1 = -3,962 \text{ tm} ;$$

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

$$Q_{IV} = -0,281 \text{ t} .$$

Biểu đồ mômen được thể hiện ở trên hình 2.2.15.

Các trường hợp c và d được suy ra tương ứng từ trường hợp b và a nhờ tính chất đối xứng của hệ và biểu đồ mômen được thể hiện trên hình 2.2.15.

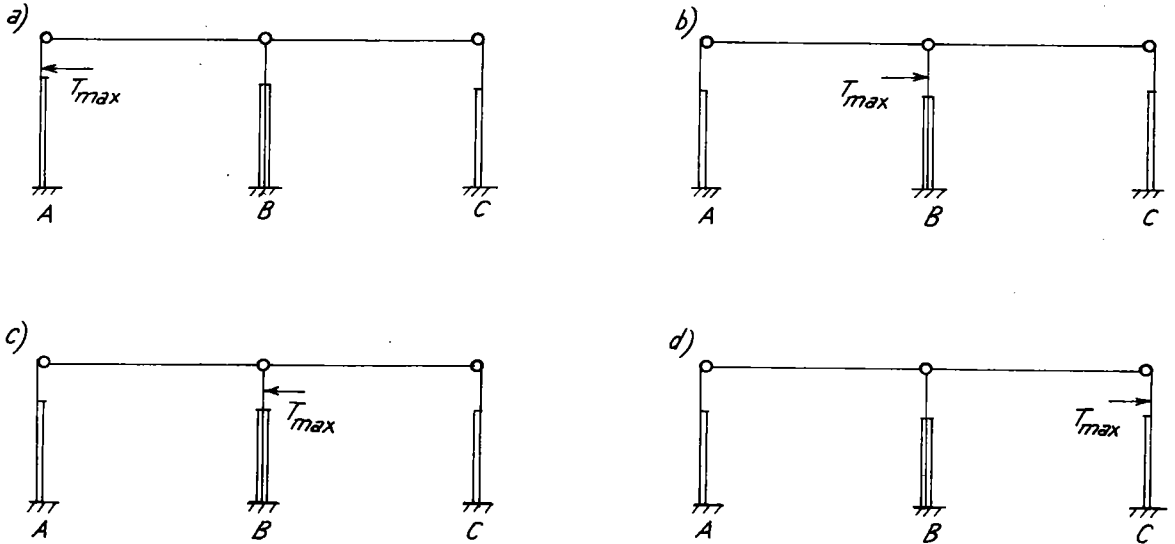


Hình 2.2.15. Biểu đồ mô men trong khung do các trường hợp tác dụng của hoạt tải cầu trục

a) D_{max} tác dụng ở cột A ; b) D_{max} tác dụng ở bên trái cột B ;
 c) D_{max} tác dụng ở bên phải cột B ; d) D_{max} tác dụng ở cột C .

7. Nội lực do lực hãm ngang của cầu trục

Xét bốn trường hợp tác dụng của lực hãm ngang như trên hình 2.2.16



Hình 2.2.16. Các trường hợp tác dụng của T_{max}

Trường hợp a

Phương trình chính tắc : $r \times C_{kg} \times Z + R_p = 0$.

$R_p = R_p^A$, với R_p^A được xác định theo sơ đồ trên hình 2.2.17 trong đó $y = 3,0m$, xấp xỉ giá trị $0,7 \times H_t = 0,7 \times 4 = 2,8 m$ nên tính R_p^A theo công thức

$$R_p^A = \frac{T(1 - t + k_1)}{v} = \frac{2,25(1 - 0,284 + 0,125)}{1,293} = 1,46 t ;$$

$$Z = -1,46 / (4 \times 1,958 \times 10^{-1} E) = -0,187 \times 10^4 / E .$$

Phản lực ở các đỉnh cột

$$R_A = 1,46 - 0,621 \times 0,187 = 1,344 t ;$$

$$R_B = -0,716 \times 0,187 = -0,134 t ;$$

$$R_C = -0,621 \times 0,187 = -0,116 t .$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0 , M_V = 1,344 \times 3 = 4,032 tm$$

$$M_{II} = M_{III} = 1,344 \times 4 - 2,25 \times 1 = 3,126 tm$$

$$M_{IV} = 1,344 \times 14,1 - 2,25 \times 11,1 = -6,025 tm$$

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

$$Q_{IV} = + 1,344 - 2,25 = -0,906 \text{ t}$$

Cột trục B

$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = - 0,134 \times 4 = -0,536 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = - 0,134 \times 14,1 = -1,89 \text{ tm} ;$$

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

$$Q_{IV} = - 0,134 \text{ t.}$$

Cột trục C

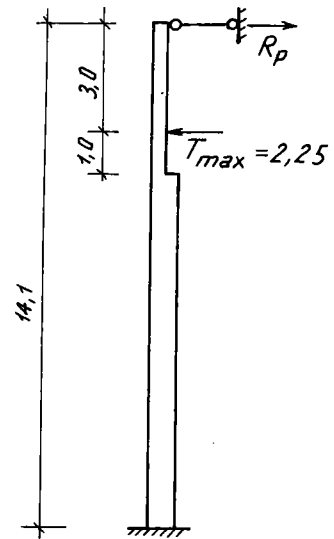
$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = - 0,116 \times 4 = -0,464 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = - 0,116 \times 14,1 = -1,636 \text{ tm} ;$$

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

$$Q_{IV} = -0,116 \text{ t.}$$



Hình 2.2.17. Sơ đồ xác định phản lực do T_{max}

Biểu đồ mômen được thể hiện trên hình 2.2.18.

Vì lực T_{max} có thể tác dụng theo hai chiều nên khi đưa vào tổ hợp các nội lực được lấy theo cả hai dấu.

Trường hợp b

$$R_p = R_p^B = \frac{T(1 - t + k_1)}{v} = \frac{-2,25(1 - 0,284 + 0,152)}{1,361} = -1,435 \text{ t} ;$$

$$Z = 1,435 / (4 \times 1,958 \times 10^{-4} E) = 0,183 \times 10^4 / E ;$$

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = 0,621 \times 0,183 = 0,114 \text{ t} ;$$

$$R_B = -1,435 + 0,716 \times 0,183 = -1,304 \text{ t} ;$$

$$R_C = R_A = 0,114 \text{ t.}$$

Nội lực ở các tiết diện cột

Cột trục A

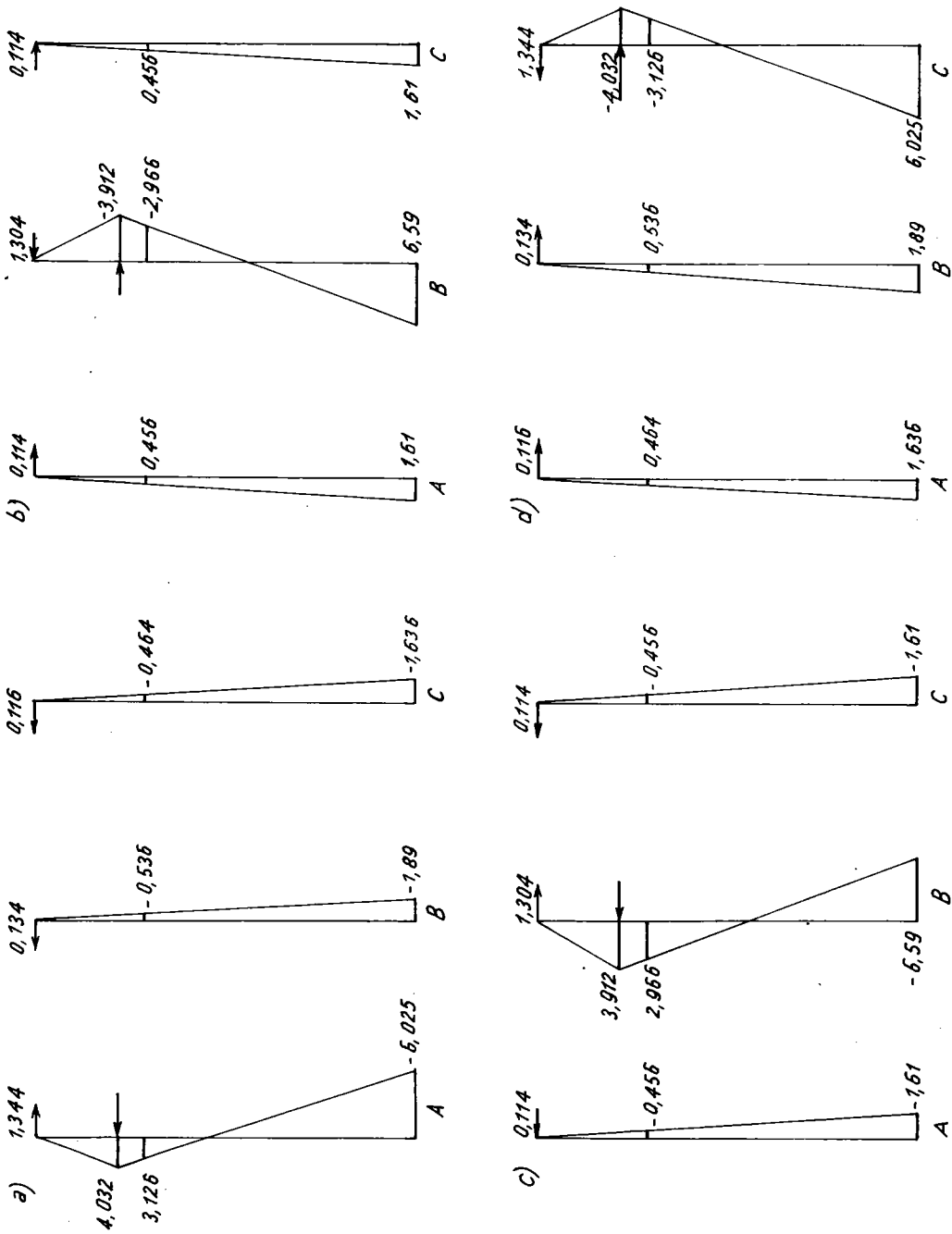
$$M_I = 0 ;$$

$$M_{II} = M_{III} = + 0,114 \times 4 = 0,456 \text{ tm} ;$$

$$M_{IV} = 0,114 \times 14,1 = 1,61 \text{ tm} ;$$

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

$$Q_{IV} = + 0,114 \text{ t.}$$



Hình 2.2.18. Biểu đồ mômen trong khung do các trường hợp tác dụng của lực hãm ngang

- a) T_{max} tác dụng ở cột A ; b) T_{max} tác dụng ở bên trái cột B ;
- c) T_{max} tác dụng ở bên phải cột B ; d) T_{max} tác dụng ở cột C.

Cột trục B

$$M_I = 0; M_y = -1,304 \times 3 = -3,912 \text{ tm};$$

$$M_{II} = M_{III} = -1,304 \times 4 + 2,25 \times 1 = -2,966 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = -1,304 \times 14,1 + 2,25 \times 11,1 = 6,59 \text{ tm};$$

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

$$Q_{IV} = -1,304 + 2,25 = 0,946 \text{ t.}$$

Cột trục C lấy giống cột trục A

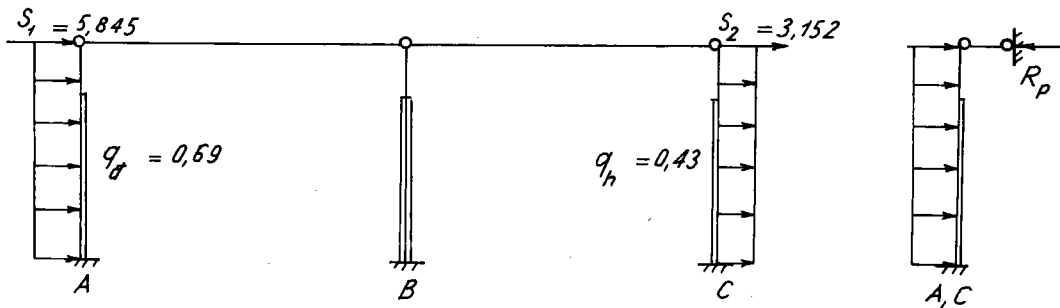
$$M_I = 0; M_{II} = M_{III} = 0,456 \text{ tm}; M_{IV} = 1,61 \text{ tm};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0; Q_{IV} = +0,114 \text{ t.}$$

Các trường hợp c và d được suy ra tương ứng từ trường hợp b và a nhờ tính chất đối xứng của hệ. Biểu đồ nội lực của cả bốn trường hợp đều thể hiện trên hình 2.2.18.

8. Nội lực do tải trọng gió

Sơ đồ tính với tải trọng gió trong trường hợp gió thổi từ trái sang phải thể hiện trên hình 2.2.19.



Hình 2.2.19. Sơ đồ tác dụng của gió

Xem tải trọng gió phân phối đều theo phương dọc nhà nên khi tính không kể đến sự làm việc không gian, phương trình chính tắc là

$$r \times Z + R_p = 0;$$

$$R_p = R_p^A + R_p^C + S_1 + S_2.$$

R_p^A cũng như R_p^C được xác định theo sơ đồ trên hình 2.2.19

$$R_p^A = \frac{3q_d H [1 + k t + 1,33(1 + t) k_1]}{8v} =$$

$$= \frac{3 \times 0,69 \times 14,1 [1 + 0,168 \times 0,284 + 1,33 (1 + 0,284) \times 0,125]}{8 \times 1,293} = 3,56 \text{ t}$$

$$R_p^C = 3,56 \times 0,43 / 0,69 = 2,22 \text{ t};$$

$$R_p = 3,56 + 2,22 + 5,845 + 3,152 = 14,777 \text{ t}.$$

Chuyển vị ngang $Z = -14,777 / (1,958 \times 10^{-4} E) = -7,55 \times 10^4 / E$.

Phản lực ở các đầu cột

$$R_A = 3,56 - 0,621 \times 7,55 = -1,129 \text{ t};$$

$$R_B = -0,716 \times 7,55 = -5,406 \text{ t};$$

$$R_C = 2,22 - 0,621 \times 7,55 = -2,469 \text{ t}.$$

Nội lực trong các tiết diện cột

Cột trục A

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 1,129 \times 4 + 0,69 \times 4^2 / 2 = 10,036 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 1,129 \times 14,1 + 0,69 \times 14,1^2 / 2 = 84,51 \text{ tm};$$

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

$$Q_{III} = 1,129 + 0,69 \times 4 = 3,9 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 1,129 + 0,69 \times 14,1 = 10,86 \text{ t}.$$

Cột trục B

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 5,406 \times 4 = 21,624 \text{ tm};$$

$$M_{IV} = 5,406 \times 14,1 = 76,225 \text{ tm};$$

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

$$Q_{III} = Q_{IV} = 5,406 \text{ t}.$$

Cột trục C

$$M_I = 0;$$

$$M_{II} = M_{III} = 2,469 \times 4 + 0,43 \times 4^2 / 2 = 13,316 \text{ tm};$$

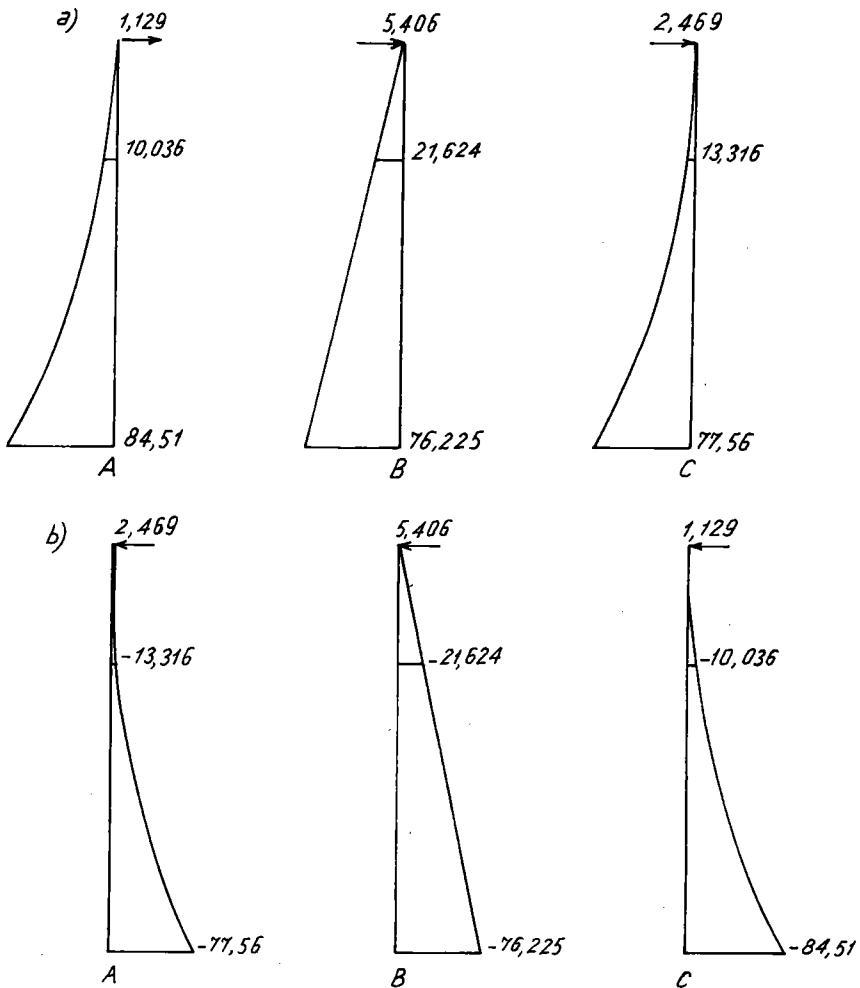
$$M_{IV} = 2,469 \times 14,1 + 0,43 \times 14,1^2 / 2 = 77,56 \text{ tm};$$

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

$$Q_{III} = 2,469 + 0,43 \times 4 = 4,19 \text{ t};$$

$$Q_{IV} = 2,469 + 0,43 \times 14,1 = 8,532 \text{ t}.$$

Với gió ngược lại có thể suy ra nội lực trong các cột nhờ tính đối xứng của hệ. Biểu đồ mômen của cả hai trường hợp được thể hiện trên hình 2.2.20.



Hình 2.2.20. Biểu đồ mômen do gió
a) thổi từ trái sang ; b) thổi từ phải sang.

IV. Tổ hợp nội lực

Các nội lực tính toán được tổng kết vào bảng 2.2.1 để tiện tổ hợp vào bảng 2.2.2. Ở đây không tổ hợp nội lực cho tiết diện I vì nội lực do các tải trọng gây ra đều nhỏ so với tiết diện II. Phần cột trên tương đối ngắn (4,0 m) nên có thể tính cốt thép tại tiết diện II và bố trí cho cả đoạn. Phần cột dưới dài trên 10 m và nội lực thay đổi khá lớn, để tiết kiệm vật liệu nên tổ hợp nội lực tính toán cho hai đoạn. Trong bảng tổ hợp ngoài tiết diện III và IV còn đưa thêm tiết diện IIIa ở đoạn giữa phần cột dưới.

Bảng 2.2.1. Bảng tổng kết nội lực (Đơn vị: $M(tm)$, $N(t)$, $Q(t)$)

Cột	Tiết diện	Nội lực	Tĩnh tải	Hoạt tải mái		Hoạt tải cấu trúc								Hoạt tải gió		
				ở nhịp AB	ở nhịp BC	ở nhịp AB				ở nhịp BC				Từ trái sang phải	Từ phải sang trái	
						D_{max} tại A	T_{max} tại A	D_{max} tại B	T_{max} tại B	T_{max} tại B	D_{max} tại C	T_{max} tại C				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Trục A	II	M	10,222	0,978	0,4	-7,736	$\pm 3,126$	-3,764	$\pm 0,456$	1,124	$\pm 0,456$	0	-0,184	$\pm 0,464$	10,036	-13,316
		N	73,80	8,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	III	M	-12,49	-2,095	0,4	18,165	4,817	$\pm 3,126$	4,817	$\pm 0,456$	1,124	$\pm 0,456$	-0,184	$\pm 0,464$	10,036	-13,316
		N	79,41	8,78	0	74,003	0	0	24,67	0	0	0	0	0	0	0
		Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	$\pm 0,906$	-0,941	$\pm 0,906$	$\pm 0,114$	0,281	$\pm 0,114$	-0,046	$\pm 0,116$	3,9	-4,19
	III _a	M	-8,535	-1,969	0,905	8,398	$\pm 1,45$	0,120	0,120	$\pm 1,033$	2,543	$\pm 1,033$	-0,417	$\pm 1,05$	38,474	-39,95
		N	84,735	8,78	0	74,003	0	24,67	24,67	0	00	0	0	0	0	0
		Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	$\pm 0,906$	-0,941	$\pm 0,906$	$\pm 0,114$	0,281	$\pm 0,114$	-0,046	$\pm 0,116$	7,374	-6,361
	IV	M	-4,58	-1,843	1,41	-1,37	$\pm 6,025$	-4,634	$\pm 1,61$	3,962	$\pm 1,61$	0	-0,65	$\pm 1,636$	84,51	-77,56
		N	90,06	8,78	0	74,003	0	24,67	24,67	0	0	0	0	0	0	0
		Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	$\pm 0,906$	-0,941	$\pm 0,906$	$\pm 0,114$	0,281	$\pm 0,114$	-0,046	$\pm 0,116$	10,86	-8,532
	Trục B	II	M	0	-1,04	1,04	5,812	$\pm 0,536$	15,52	$\pm 2,966$	-15,52	$\pm 2,966$	-5,812	$\pm 0,536$	21,624	-21,624
N			144,3	8,78	8,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
III		M	0	-1,04	1,04	-12,69	$\pm 0,536$	-39,98	$\pm 2,966$	39,98	$\pm 2,966$	12,69	$\pm 0,536$	21,624	-21,624	
		N	155,52	8,78	8,78	24,67	0	74,003	0	74,003	0	24,67	0	0	0	0
		Q	0	0,07	-0,07	1,453	$\pm 0,134$	3,88	$\pm 0,946$	-3,88	$\pm 0,946$	-3,88	-1,453	$\pm 0,134$	5,406	-5,406
III _a		M	0	-0,687	0,687	-5,353	$\pm 1,213$	-20,39	$\pm 1,812$	20,39	$\pm 1,812$	5,353	$\pm 1,213$	48,925	-48,925	
		N	161,01	8,78	8,78	24,67	0	74,003	0	74,003	0	24,67	0	0	0	0
		Q	0	0,07	-0,07	1,453	$\pm 0,134$	3,88	$\pm 0,946$	-3,88	$\pm 0,946$	-3,88	-1,453	$\pm 0,134$	5,406	-5,406
IV		M	0	-0,333	0,333	1,985	$\pm 1,89$	-0,794	$\pm 6,59$	0,794	$\pm 1,89$	-1,985	$\pm 1,89$	76,225	-76,225	
		N	166,5	8,78	8,78	24,67	0	74,003	0	74,003	0	24,67	0	0	0	0
		Q	0	0,07	-0,07	1,453	$\pm 0,134$	3,88	$\pm 0,946$	-3,88	$\pm 0,946$	-3,88	-1,453	$\pm 0,134$	5,406	-5,406

Bảng 2.2.2. Bảng tổ hợp nội lực cột trục A, B (Đơn vị: M(m), N(t), Q(t))

Cột	Thiết diện	Nội lực	Tổ hợp cơ bản 1			Tổ hợp cơ bản 2			Tổ hợp cho		
			$M_{max}, N_{t, ứng}$	$M_{min}, N_{t, ứng}$	$N_{max}, M_{t, ứng}$	$M_{max}, M_{t, ứng}$	$M_{min}, M_{t, ứng}$	$N_{max}, M_{t, ứng}$	Q_{max}	23	
			17	18	19	20	21	22	23		
Trục A	2	3	4,15	4,16	4,5,6	4,5,6,11,12,15	4,7,8,16	4,5,6,11,12,15	21	22	23
	II - II	M	20,258	- 3,094	11,609	21,703	- 7,12	21,703			
		N	73,80	73,80	82,58	81,702	73,80	81,702			
	III - III	M	4,7,8	4,16	4,7,8	4,6,7,8,15	4,5,13,14,16	4,5,7,8,16			4,7,8,16
		N	5,607	- 25,806	5,607	13,19	- 26,856	- 14,855			- 12,97
		Q	142,313	79,41	142,313	136,02	87,312	143,924			136,02
	III _a - III _a	M	- 1,53	- 3,306	- 1,53	3,698	- 2,99	- 5,037			- 5,06
		N	4,15	4,16	4,7,8	4,6,7,8,11,12,15	4,5,9,10,13,14,16	4,5,7,8,16			4,15
		Q	29,939	- 48,485	- 2,629	35,363	- 47,762	- 40,947			29,939
	IV - IV	M	84,735	84,735	147,64	131,360	108,180	149,25			84,735
		N	8,258	- 5,477	- 1,53	7,212	- 5,585	- 6,991			8,258
		Q	4,15	4,16	4,7,8	4,6,7,8,11,12,15	4,5,7,8,13,14,16	4,5,7,8,16			4,15
Trục B	II - II	M	21,624	- 21,624	0	34,54	- 34,54	4,5,6,11,12,16			4,15
		N	144,3	144,3	161,86	152,202	152,202	- 33,6			79,93
	III - III	M	4,11,12	4,9,10	4,9,10,11,12	4,6,11,12,15	4,5,9,10,16	4,5,6,9,10,11,12,15			4,5,9,10,15
		N	36,504	- 36,504	4,152	53,25	- 53,25	23,2			- 14,328
		Q	218,423	218,423	259,124	220,034	220,034	264,57			220,034
	III _a - III _a	M	- 4,102	4,102	1,324	8,494	- 8,494	6,73			8,62
		N	4,15	4,16	4,9,10,11,12	4,6,11,12,15	4,5,9,10,16	4,5,6,9,10,11,12,16			4,5,9,10,15
		Q	48,925	- 48,925	2,537	61,64	- 61,64	- 46,316			29,208
	IV - IV	M	161,01	161,01	264,61	225,52	225,52	270,06			225,52
		N	5,406	5,406	1,324	2,56	- 2,56	- 6,06			8,62
		Q	4,15	4,16	4,9,10,11,12	4,6,9,10,11,12,15	4,5,9,10,11,12,16	4,5,6,9,10,11,12,16			4,5,9,10,15
		Q	76,225	- 76,225	9,226	76,606	- 76,606	- 76,906			72,7
	Q	166,50	166,50	270,104	262,608	262,608	270,51			230,01	
	Q	5,406	5,406	1,324	6,0	6,0	- 6,057			8,620	

V. Tính tiết diện cột trục A

Vật liệu chọn dùng :

Bê tông mác 300 ($R_n = 130 \text{ kG/cm}^2$, $R_k = 10 \text{ kG/cm}^2$, $E_b = 29.10^4 \text{ kG/cm}^2$).

Cốt thép dọc chịu lực nhóm C II ($R_a = R_a' = 2600 \text{ kG/cm}^2$, $E_a = 21.10^5 \text{ kG/cm}^2$).

Theo phụ lục VII với mác bê tông 300, thép nhóm C II có các giá trị $\alpha_0 = 0,58$; $A_0 = 0,412$.

1. Phần cột trên trục A

Chiều dài tính toán $l_0 = 2,5 H_t = 2,5 \times 400 = 1000 \text{ cm}$, kích thước tiết diện

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$, giả thiết $a = a' = 4 \text{ cm}$, $h_0 = 56 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_b = 1000 / 60 = 16,7 > 4$, cần phải xét đến uốn dọc.

Từ bảng tổ hợp chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm và ghi ở bảng 2.2.3

Bảng 2.2.3. Nội lực nguy hiểm ở phần cột trên trục A

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng tổ hợp	M (t.m)	N (t)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e'_0$ (m)	M_{dh} (t.m)	N_{dh} (t.m)
1	II.20	21,703	81,702	0,266	0,286	10,222	73,800
2	II.21	- 7,120	73,800	0,096	0,116	10,222	73,800
3	II.17	20,258	73,800	0,274	0,294	10,222	73,800

Độ lệch tâm ngẫu nhiên $e'_0 = 2 \text{ cm}$, thỏa mãn các điều kiện quy định. Vì hai cặp nội lực trái dấu nhau (1 và 2) có trị số mômen chênh lệch nhau quá lớn và trị số mômen âm lại rất bé nên không cần tính vòng. Ở đây dùng cặp 1 để tính cả thép F_a và F_a' , sau đó kiểm tra với cặp 2 và 3.

Tính với cặp 1

Giả thiết $\mu_t = 0,45\%$

$$J_a = \mu_t \times b \times h_0 \times (0,5h - a)^2 = 0,0045 \times 50 \times 56 \times (30 - 40)^2 = 8517,6 \text{ cm}^4 .$$

$$J_b = b \times h^3 / 12 = 50 \times 56^3 / 12 = 900\,000 \text{ cm}^4 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{10,222 + 73,8 (0,3 - 0,04)}{21,703 + 81,702 (0,3 - 0,04)} = 1,685 ;$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 28,6 / 60} + 0,1 = 0,291 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1000^2} \frac{0,291}{1,685} \left(\frac{0,291}{1,685} \times 29 \times 10^4 \times 90 \times 10^4 + 21 \times 10^5 \times 8517,6 \right) = 402960 \text{ kG} = 403 \text{ t}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 81,702 / 403} = 1,254 ;$$

$$e = 1,254 \times 28,6 + 30 - 4 = 61,864 \text{ cm} .$$

Với $A_0 = 0,412$ tính F'_a theo công thức

$$F'_a = \frac{81702 \times 61,864 - 0,412 \times 130 \times 50 \times 56^2}{2600 \times (56 - 4)} < 0 .$$

Chọn F'_a theo cấu tạo $F'_a = 0,002b \times h_0 = 0,002 \times 50 \times 56 = 5,6 \text{ cm}^2$.

Chọn F'_a gồm 3Ø16, $F'_a = 6,03 \text{ cm}^2$;

$$A = \frac{81702 \times 61,864 - 2600 \times 6,03 \times 52}{130 \times 50 \times 56^2} = 0,208 ,$$

tra bảng phụ lục VIII có $\alpha = 0,235 > 2a'/h_0 = 8/56 = 0,143$;

$$F_a = \frac{0,235 \times 130 \times 50 \times 56 - 81702}{2600} + 6,03 = 7,51 \text{ cm}^2 .$$

chọn 3Ø18, $F_a = 7,63 \text{ cm}^2$

$$\mu_t = (6,03 + 7,63) / 50 \times 56 = 0,0049 (0,49\%) .$$

Kiểm tra với cặp 2

$$J_a = (6,03 + 7,63) (30 - 4)^2 = 9234 \text{ cm}^4 ;$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{-10,222 + 73,8 (0,3 - 0,04)}{7,12 + 73,8 (0,3 - 0,04)} = 1,341 ;$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 11,6 / 60} + 0,1 = 0,475 ;$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{1000^2} \left(\frac{0,475}{1,341} \times 29 \times 10^4 \times 90 \times 10^4 + 21 \times 10^5 \times 9234 \right) = 715800 \text{ kG} = 716 \text{ t} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 73,8 / 716} = 1,115 ;$$

$$e = 1,115 \times 11,6 + 30 - 4 = 38,934 \text{ cm} ;$$

$$\alpha = \frac{73800 + 2600 (6,03 - 7,63)}{130 \times 50 \times 56} = 0,19 < \alpha_0 .$$

$x = \alpha h_o = 0,19 \times 56 = 10,64 \text{ cm} > 2 a' = 8 \text{ cm}$ nên kiểm tra theo công thức

$$N e \leq A R_n b h_o^2 + R'_a F'_a (h_o - a')$$

$$N e = 73800 \times 38,934 = 2873330 \text{ kG cm,}$$

Với $\alpha = 0,19$; $A = 0,19 (1 - 0,5 \times 0,19) = 0,172$;

$$A R_n b h_o^2 + R'_a F'_a (h_o - a') =$$

$$= 0,172 \times 130 \times 50 \times 56^2 + 2600 \times 7,63 \times 52 = 4537620 \text{ kG cm,}$$

vậy đảm bảo khả năng chịu lực.

Tương tự như trên, kiểm tra khả năng chịu lực với cặp 3, cột với cốt thép bố trí như trên đủ khả năng chịu lực.

2. Tính nội lực trong nhánh phần cột dưới

Chiều cao toàn tiết diện cột là $h = 130 \text{ cm}$, bề rộng $b = 50 \text{ cm}$. Chiều cao tiết diện nhánh $h_1 = 30 \text{ cm}$, $a = 0,5 \times 30 = 15 \text{ cm}$.

Bê tông mác 300, cốt thép nhóm C_{II} có

$$n = E_a / E_b = 21.10^5 / 29.10^4 = 6,9.$$

Để tính η giả thiết giá trị $\mu_t = 1 \%$ cho mỗi nhánh,

$$F_a = F'_a = 0,01 \times 30 \times 50 = 15 \text{ cm}^2,$$

$$J_a = (F_a + F'_a) \times (0,5 h - a)^2 = 30 \times (65 - 15)^2 = 75000 \text{ cm}^4.$$

Bình phương bán kính quán tính của tiết diện tương đương

$$r^2 = \frac{c^2}{4 \left(1 + \frac{3c^2}{n_o^2 \cdot h_1^2} \right)}$$

Với $c = 100 \text{ cm}$: khoảng cách hai trục nhánh

$$n_o = 5 ; h_1 = 30 \text{ cm, tính được } r^2 = 1071 \text{ cm}^2.$$

Mômen quán tính của tiết diện tương đương: $J_b = 2 F_o r^2$.

Với $F_o = b \times h_1 = 50 \times 30 = 1500 \text{ cm}^2$;

$$J_b = 2 \times 1500 \times 1071 = 321300 \text{ cm}^4.$$

Chiều dài tính toán của phần cột dưới

$$l_o = 1,5 H_d = 1,5 \times 10,1 = 15,15 \text{ m}.$$

Từ bảng tổ hợp thấy rằng nội lực ở tiết diện III bé hơn nội lực ở tiết diện III_a nên ta không cần tính với tiết diện III. Dùng nội lực ở tiết diện III_a để tính cốt thép cho nửa phần trên của đoạn cột và dùng nội lực của tiết diện IV để tính thép cho nửa phần dưới.

Để tính nội lực cho từng nhánh và thanh ngang ta lấy cặp nội lực IV- 20 làm ví dụ .

Cặp này có $M = 79,191 \text{ tm} ; N = 136,682 \text{ t} ; Q = 10,35 \text{ t} ,$

trong đó $M_{\text{db}} = - 4,58 \text{ tm} ; N_{\text{db}} = 90,06 \text{ t} .$

$e_o = M / N = 79,19 / 136,682 = 0,58 \text{ m} = 58 \text{ cm} ; e_o / h = 58 / 130 = 0,446 ;$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 0,446} + 0,1 = 0,301 ;$$

$$K_{\text{db}} = 1 + \frac{-4,58 + 90,06 (0,65 - 0,15)}{79,19 + 136,682 (0,65 - 0,15)} = 1,274 ;$$

$$N_{\text{th}} = \frac{6,4}{l_o^2} \frac{S}{K_{\text{db}}} (E_b \times J_b + n \times E_a \times J_a) = 1032.10^3 \text{ kG} = 1032 \text{ t} ;$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{\text{th}}} = \frac{1}{1 - 136,682 / 1032} = 1,153 .$$

Gọi nhánh 1 là nhánh bên trái (phía ngoài), nhánh 2 là nhánh bên phải (phía trong). Mômen mang dấu dương làm cho nhánh 2 chịu nén. Khoảng cách giữa hai trục nhánh $C = 1\text{m}.$

$$\text{Nhánh 2: } N_2 = \frac{N}{2} + \eta \frac{M}{C} = \frac{136,682}{2} + 1,153 \frac{79,19}{1,0} = 159,65 \text{ t} ;$$

$$\text{Nhánh 1: } N_2 = \frac{N}{2} - \eta \frac{M}{C} = \frac{136,682}{2} - 1,153 \frac{79,19}{1,0} = -22,965 \text{ t} .$$

Vậy nhánh 1 chịu kéo. Mômen trong mỗi nhánh được xác định không cần chú ý đến dấu vì trong mỗi khoang cột, mômen trong nhánh ở phần trên và phần dưới sẽ có dấu ngược nhau.

Khoảng cách giữa các thanh ngang $S_t = 1,8 \text{ m}.$

Với nhánh 2 chịu nén

$$M_{\text{nh2}} = 0,4 Q S_t = 0,4 \times 10,35 \times 1,8 = 7,452 \text{ tm} ;$$

$$Q_{\text{nh2}} = 0,8 Q = 0,8 \times 10,35 = 8,28 \text{ t} .$$

Với nhánh 1 chịu kéo

$$Q_{\text{nh1}} = 0,3 Q = 0,3 \times 10,35 = 3,105 \text{ t} ;$$

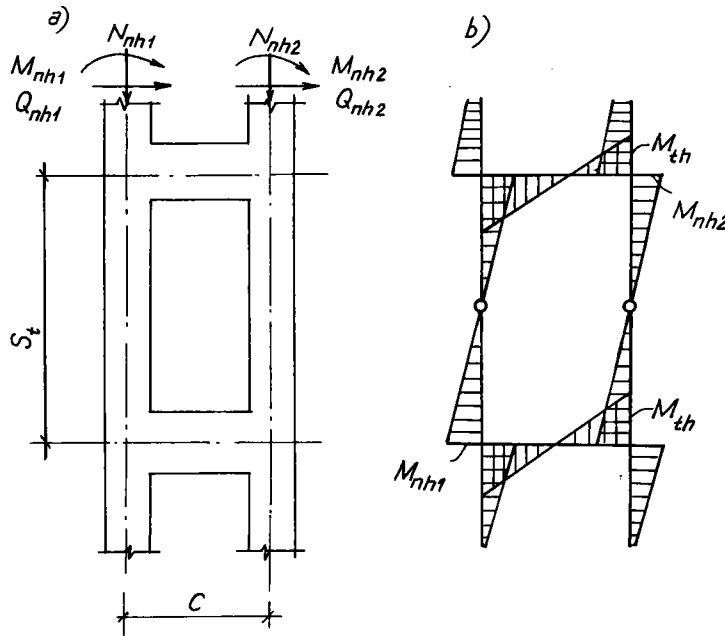
$$M_{\text{nh1}} = 0,15 Q S_t = 0,15 \times 10,35 \times 1,8 = 2,8 \text{ tm} .$$

Nội lực trong thanh ngang

$$M_{th} = 2 M_{nh} = 2 \times 7.452 = 14,904 \text{ tm} ;$$

$$Q_{th} = Q \times S_t / C = 10,35 \times 1,8 / 1 = 18,63 \text{ t} .$$

Tương tự như trên, lần lượt tính toán với các tổ hợp khác. Kết quả tính toán ghi ở bảng 2.2.14. Khi cả hai nhánh cùng chịu nén thì $M_{nh} = 0,25 Q S_t$ và $Q_{nh} = 0,5Q$.



Hình 2.2.21. Sơ đồ nội lực và biểu đồ mômen

a) sơ đồ nội lực trong nhánh ; b) biểu đồ mômen .

3. Tính cốt thép trong nhánh phần cột dưới

Dùng bê tông mác 300 ($R_n = 130 \text{ kg/cm}^2$), cốt thép nhóm C II ($R_a = R'_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$).

Chiều dài tính toán của nhánh cột tính trong phạm vi từng khoang, $l_o = 0,7 S_t = 0,7 \times 1,8 = 1,26 \text{ m}$. Kích thước tiết diện mỗi nhánh $b = 50 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$. Chọn $a = a' = 3 \text{ cm}$; $h_o = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$; $h_o - a' = 24 \text{ cm}$.

Độ mảnh $\lambda_h = l_o / h = 126 / 30 = 4,2$ là khá bé nên có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

Vì mômen đổi dấu trong từng đoạn nhánh cột cho nên cần phải tính cốt thép đối xứng.

a. Tính nhánh 1

Nhánh 1 chịu lực theo hai trạng thái : nén lệch tâm (IV -18 và IV -22) và kéo lệch tâm (IV -17 và IV -20). Trong trạng thái nén lệch tâm thì cặp IV -22 nguy hiểm hơn cặp IV -18 và ở trạng thái kéo lệch tâm thì cặp IV -17 nguy hiểm hơn cặp IV -20 vì vậy chỉ cần tính với hai cặp IV -17 và IV -22.

Bảng 2.2.4. Bảng nội lực trong nhánh và thanh ngang

 $M(t.m), Q(t), N(t)$

Cấp nội lực	Đại lượng	Nội lực trong cột	Nội lực trong nhánh 1	Nội lực trong nhánh 2	Nội lực thanh ngang
1	2	3	4	5	6
III _{a17}	M	29,939	3,720	3,720	7,44
	N	84,735	9,973	77,76	
	Q	8,258	4,13	4,13	14,86
	η	1,082			
III _{a18}	M	- 48,485	3,943	1,480	7,89
	N	84,735	95,75	-11,014	
	Q	-5,477	4,382	1,643	9,86
	η	1,101			
III _{a20}	M	35,363	3,250	3,250	6,50
	N	131,360	26,392	104,97	
	Q	7,212	3,606	3,606	12,98
	η	1,111			
III _{a21}	M	- 47,762	2,513	2,513	5,027
	N	108,180	107,488	0,692	
	Q	- 5,585	2,793	2,793	10,053
	η	1,118			
III _{a22}	M	- 40,947	3,146	3,146	6,30
	N	149,250	121,182	28,068	
	Q	-6,991	3,50	3,50	12,584
	η	1,137			
IV ₁₇	M	79,930	3,171	8,4560	16,912
	N	90,060	- 43,932	133,992	
	Q	11,744	3,523	9,395	21,139
	η	1,113			
IV ₁₈	M	- 82,140	5,507	2,065	11,014
	N	90,060	136,78	- 46,72	
	Q	- 7,648	6,118	2,294	13,766
	η	1,117			
IV ₂₀	M	79,191	2,795	7,452	14,904
	N	136,682	- 22,887	159,570	
	Q	10,350	3,105	8,28	18,63
	η	1,152			
IV ₂₂	M	- 81,700	6,440	2,415	12,881
	N	154,574	173,121	- 18,547	
	Q	- 8,945	7,156	2,684	16,101
	η	1,173			

Tính với cặp IV -17 có $M = 3,171$ tm và $N = 43,932$ t. Cấu kiện chịu kéo lệch tâm với $e_0 = 3,171 / 43,932 = 0,072$ m = 7,2 cm.

$$e_0 = 7,2 \text{ cm} < 0,5h - a = 12 \text{ cm, trường hợp kéo lệch tâm bé}$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 15 + 7,2 - 3 = 19,2 \text{ cm.}$$

Tính thép theo công thức

$$F_a = \frac{N \times e'}{R_a (h_0 - a')} = \frac{43932 \times 19,2}{2600 \times 24} = 13,52 \text{ cm}^2 .$$

Tính với cặp IV -22 có $M = 6,44$ tm ; $N = 173,121$ t.

$$e_0 = 6,44 / 173,121 = 0,0372 \text{ m} = 3,72 \text{ cm.}$$

Nhánh cột làm việc như khung siêu tĩnh nên không lấy độ lệch tâm ngẫu nhiên.

$$e = e_0 + 0,5h - a = 3,72 + 15 - 3 = 15,72 \text{ cm.}$$

Tính theo bài toán nén lệch tâm, cốt thép đối xứng

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_0} = \frac{173121}{130 \times 50 \times 27} = 0,986 > \alpha_0 = 0,58 ,$$

nên tính theo nén lệch tâm bé.

Tính độ lệch tâm giới hạn theo công thức (1.4.1)

$$e_{ogh} = 0,4 (1,25 \times 30 - 0,62 \times 27) = 8,304 \text{ cm.}$$

Vì $e_0 = 3,72 \text{ cm} < 0,2 h_0 = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm}$ nên xác định lại x theo công thức (1.4.10)

$$x = 30 - [(0,5 \times 30 / 27) + 1,8 - 1,4 \times 0,62] \times 3,72 = 24,47 \text{ cm}$$

Tính thép theo công thức (1.4.12)

$$F_a' = \frac{Ne - R_n b x (h_0 - 0,5 x)}{R_a (h_0 - a')} = \frac{173121 \times 15,72 - 30 \times 50 \times 24,47 \times (27 - 0,5 \times 24,47)}{2600 (27 - 3)} = 5,98 \text{ cm}^2 .$$

Chọn cốt thép theo trường hợp kéo lệch tâm.

Tính toán đoạn trên với các nội lực lấy từ tiết diện IIIa. Mọi tổ hợp nguy hiểm (bảng 2.2.4) đều là nén lệch tâm. Cặp IIIa - 17 có độ lệch tâm lớn nhất, cặp IIIa - 22 có lực dọc lớn nhất.

Cặp IIIa - 17 có $M = 3,72$ tm ; $N = 9,973$ t.

$$e_0 = 3,72 / 9,973 = 0,373 \text{ m} = 37,3 \text{ cm} ;$$

$$e = 37,3 + 15 - 3 = 49,3 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_0} = \frac{9973}{130 \times 50 \times 27} = 0,057 < \alpha_0 = 0,58 ;$$

$x = \alpha h_0 = 0,057 \times 27 = 1,54 \text{ cm} < 2 a' = 6 \text{ cm}$, tính F_a theo công thức

$$F_a = F_a' = \frac{N(e + a' - h_0)}{R_a(h_0 - a')} = \frac{9973(49,3 + 3 - 27)}{2600 \times 24} = 4,044 \text{ cm}^2$$

Cặp IIIa - 22 có $M = 3,146 \text{ tm}$; $N = 121,182 \text{ t}$;

$$e_0 = 3,146 / 121,182 = 0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm} ;$$

$$e = 2,6 + 15 - 3 = 14,6 \text{ cm} ;$$

$$\alpha = \frac{N}{R_n b h_0} = \frac{121182}{130 \times 50 \times 27} = 0,69 > \alpha_0 = 0,58 .$$

Tính cốt thép theo trường hợp nén lệch tâm bé. Vì $e_0 = 3,72 \text{ cm} < 0,2 h_0 = 0,2 \times 27 = 5,4 \text{ cm}$ nên xác định lại x theo công thức (1.4.10) :

$$x = 30 - [(0,5 \times 30 / 27) + 1,8 - 1,4 \times 0,62] \times 2,6 = 26,13 \text{ cm} .$$

Tính thép theo công thức (1.4.12)

$$F_a' = \frac{Ne - R_n b x(h_0 - 0,5x)}{R_a(h_0 - a')} = \frac{121182 \times 14,6 - 130 \times 50 \times 26,13 \times (27 - 0,5 \times 26,13)}{2600(27 - 3)} < 0.$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu khi $\lambda < 5$ là : $\mu_{\min} = 0,05\%$

$$F_{a \min} = 0,0005 \times 50 \times 27 = 0,68 \text{ cm}^2.$$

Chọn cốt thép theo trị số lớn ($4,04 \text{ cm}^2$)

b. Tính nhánh 2

Tiến hành tính theo cách trên được kết quả ghi ở bảng 2.2.5.

c. Chọn cốt thép (h.2.2.22)

Nhánh 1 ở tiết diện IV - chân cột chọn $7\text{Ø}16$, $F_a = F_a' = 14,07 \text{ cm}^2$, lên phần trên cắt bỏ $4\text{Ø}16$ còn lại $3\text{Ø}16$ với $F_a = F_a' = 6,03 \text{ cm}^2$.

Nhánh 2 ở tiết diện IV có diện tích thép yêu cầu lớn nhất là $12,33 \text{ cm}^2$ xấp xỉ với diện tích thép ở nhánh 1 đã chọn, vì vậy để thuận tiện ở đây chọn $7\text{Ø}16$, lên phần trên cắt bỏ $4\text{Ø}16$ còn lại $3\text{Ø}16$ với $F_a = F_a' = 6,03 \text{ cm}^2$.

Tổng diện tích thép ở tiết diện IV là $14,07 \times 4 = 56,28 \text{ cm}^2$ xấp xỉ với giả thiết đã chọn là 60 cm^2 để tính J_a .

Bảng 2.2.5. Kết quả tính cốt thép nhánh 2

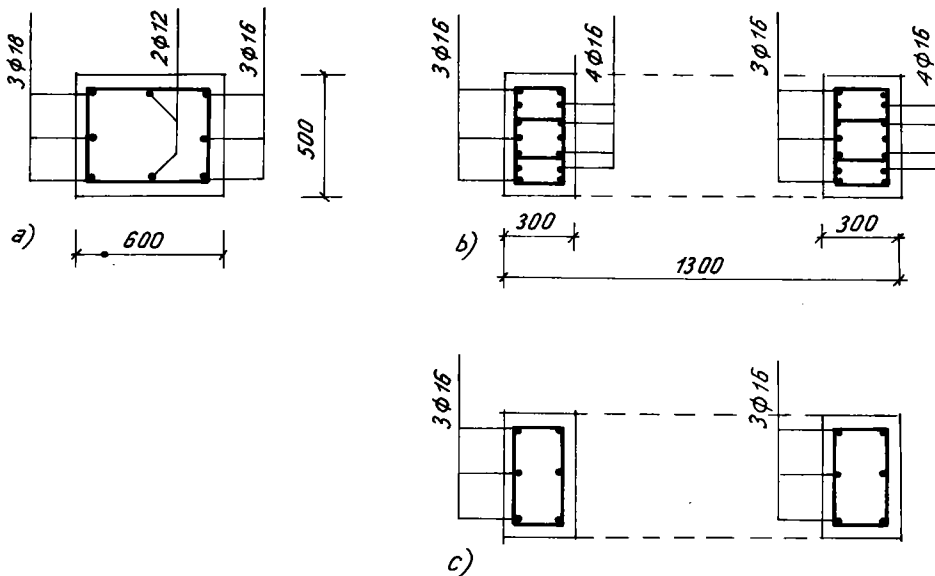
Cặp nội lực	M (t.m)	N (t)	Trường hợp tính toán	$F_a = F_a'$ (cm ²)
IV - 18	2,065	-46,72	Kéo lệch tâm bé	12,33
IV - 20	7,452	159,57	Nén lệch tâm bé	10,13
III _a - 18	1,48	-11,014	Kéo lệch tâm lớn	4,49
III _a - 20	3,250	104,97	Nén lệch tâm bé	cấu tạo

d. Tính toán theo tiết diện nghiêng

Lực cắt lớn nhất trong nhánh cột ứng với trường hợp nhánh chịu nén là $Q = 9,395t$ (nhánh 2 - cặp IV - 17). Kiểm tra điều kiện chịu cắt với bê tông mác 300 ($R_k = 10kg/cm^2$)

$$k_1 \times R_k \times b \times h_0 = 0,6 \times 10 \times 50 \times 27 = 10800 \text{ kG, thỏa mãn điều kiện}$$

$Q < k_1 \times R_k \times b \times h_0$ nên không cần tính cốt đai cho trường hợp này.

**Hình 2.2.22.** Bố trí cốt thép cột biên

a) phần cột trên ; b) phần dưới cột dưới ; c) phần trên cột dưới .

Trong trường hợp nhánh chịu kéo, lực cắt lớn nhất $Q = 3,523 t$, ứng với lực kéo $N = 43,932 t$.

Kiểm tra theo điều kiện $Q \leq 0,6 \times m_N \times R_k \times b \times h_0$, với hệ số

$$m_N = 1 - \frac{0,2 N}{R_k b h_o} = 1 - \frac{0,2 \times 43932}{10 \times 50 \times 27} = 0,349 ;$$

$$0,6 \times m_N \times R_K \times b \times h_o = 0,349 \times 10800 = 3770 \text{ kG} = 3,77 \text{ t.}$$

Vì $Q = 3,523 < 0,6 \times m_N \times R_k \times b \times h_o = 3,77$ nên không cần tính kiểm tra cốt đai. Ở đoạn dưới trong mỗi nhánh cột có 14Ø16. Để phù hợp với yêu cầu cấu tạo, cách một cốt dọc có một cốt nằm ở góc cốt đai cần phải dùng cốt đai bốn nhánh. Dùng cốt đai Ø6, khoảng cách $u = 20 \text{ cm}$.

4. Tính cốt thép trong thanh ngang

Ở đoạn trên thanh ngang chịu mômen lớn nhất là $M = 7,89 \text{ tm}$ và lực cắt lớn nhất $Q = 14,86 \text{ t}$ (bảng 2.2.4).

Tiết diện thanh ngang $b = 50 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

Chọn $a = a' = 3 \text{ cm}$; $h_o = 37 \text{ cm}$; $h_o - a' = 34 \text{ cm}$.

Mômen trong thanh ngang đổi dấu nên cần đặt thép đối xứng. Tính thép dọc theo công thức

$$F_a = \frac{M}{R_a (h_o - a')} = \frac{789000}{2600 \times 34} = 8,93 \text{ cm}^2 .$$

Chọn đặt mỗi phía 4Ø18, $F_a=10,18 \text{ cm}^2$.

$$Q = 15,8 \text{ t} > k_1 \times R_k \times b \times h_o =$$

$0,6 \times 10 \times 50 \times 37=11100 \text{ kG} =11,1\text{t}$ nên cần tính toán cốt đai. Kiểm tra điều kiện

$$k_o R_n b h_o = 0,35 \times 130 \times 50 \times 37 = 84175 \text{ kG.}$$

Thỏa mãn điều kiện hạn chế

$$Q < k_o R_n b h_o .$$

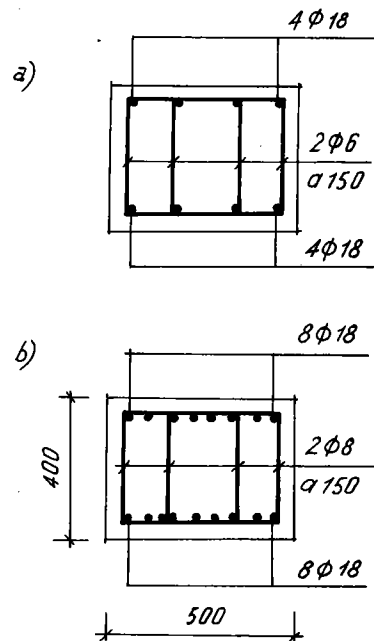
Dùng đai Ø6, vì bề rộng thanh 50 cm và mỗi phía có bốn cốt dọc nên làm đai bốn nhánh.

$$F_d = 4 \times 0,283 = 1,132 \text{ cm}^2 .$$

Khoảng cách cốt đai chọn theo yêu cầu cấu tạo $u = 15 \text{ cm}$.

$$q_d = \frac{R_{ax} \times F_d}{u} = \frac{1700 \times 1,132}{15} = 128 \text{ kG / cm.}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai tính theo công thức :



Hình 2.2.23. Bố trí thép trong thanh ngang

a) đoạn trên ; b) đoạn dưới.

$$Q_{db} = 2,8 \sqrt{R_k b h_o^2 q_d} = 2,8 \sqrt{10 \times 50 \times 37^2 \times 128} = 19120 \text{ kG}$$

thỏa mãn điều kiện $Q < Q_{db}$.

Tính toán thanh ngang dưới với $M = 16,912 \text{ tm}$; $Q = 21,139 \text{ t}$.

Cốt dọc

$$F_a = \frac{1691200}{2600 \times 34} = 19,13 \text{ cm}^2.$$

Chọn mỗi phía $8\text{Ø}18$; $F_a = 20,36$, đặt một lớp, khoảng hở giữa các thanh là 4,5 cm. Cốt đai dùng $\text{Ø}8$, bốn nhánh, tính được $q_d = 227 \text{ kG/cm}$ và $Q_{db} = 25,5 \text{ t}$, đảm bảo yêu cầu chịu lực.

5. Tính kiểm tra nén cục bộ ở đỉnh cột

Đỉnh cột chịu lực nén từ kết cấu mái truyền vào

$$N = G_m + P_m = 73,8 + 8,78 = 82,58 \text{ t}.$$

Lực này gây nén cục bộ. Diện tích chịu nén cục bộ xác định từ gối kê của dàn mái lên cột (h.2.2.24).

$F_{cb} = 30 \times 24 = 720 \text{ cm}^2$. Diện tích tính toán $F_t = 50 \times 40 = 2000 \text{ cm}^2$. Hệ số tăng cường độ

$$\text{bê tông } m_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{2000}{720}} = 1,4 < 2.$$

Tính toán kiểm tra với $\xi_{cb} = 0,75$.

$$\xi_{cb} \times m_{cb} \times R_n \times F_{cb} = 0,75 \times 1,4 \times 130 \times 720 = 98280 \text{ kg} = 98,28 \text{ t} > N,$$

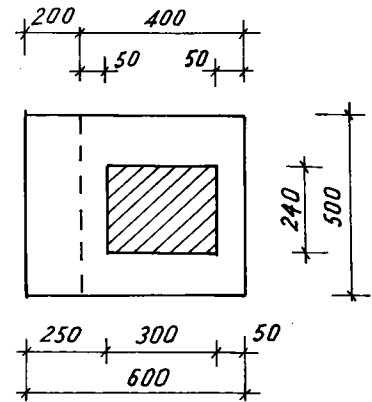
thỏa mãn điều kiện về nén cục bộ, không cần dùng lưới thép để gia cố cục bộ.

6. Tính toán vai cột kết hợp thanh ngang trên cùng

Bộ phận này của cột chịu lực trực tiếp từ dầm cầu trục P , lực từ phần cột trên truyền vào N, M, Q và mômen trong nhánh do lực ngang Q ở phần cột dưới gây ra (h.2.2.25). Trạng thái ứng suất khá phức tạp.

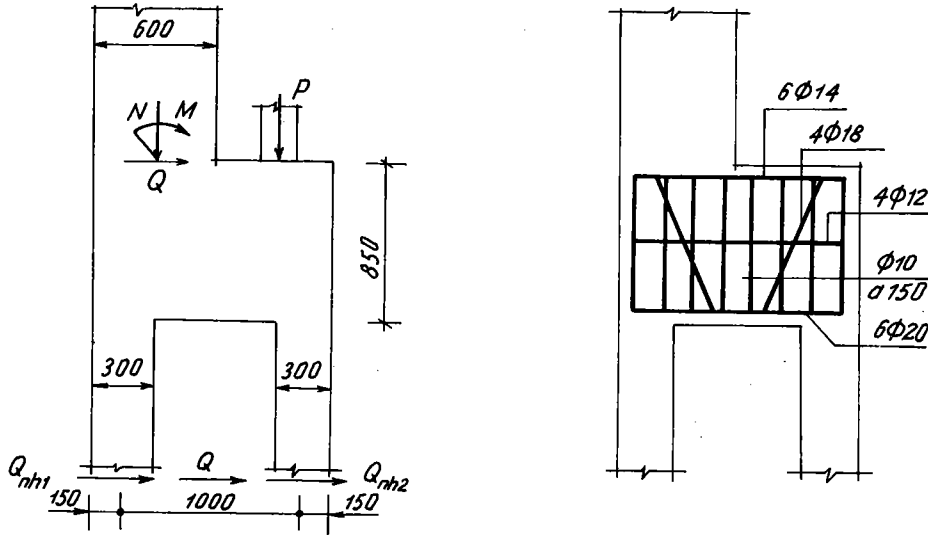
Có thể quan niệm gần đúng như sau :

Dưới tác dụng của tải trọng đứng và mômen tập trung nội lực trong thanh ngang trên cùng được xác định như trong dầm hai đầu khớp với nhịp bằng khoảng cách giữa hai trục nhánh. Dưới tác dụng của tải trọng ngang nội lực trong thanh ngang có thể xác định theo phương pháp điểm không mômen.



Hình 2.2.24. Sơ đồ tính nén cục bộ đỉnh cột

Từ bảng tổ hợp 11, ở tiết diện II - II chọn ra các cặp nội lực nguy hiểm cho vai cột II - 20 và II - 21.



Hình 2.2.25. Sơ đồ tác dụng lực và cấu tạo cốt thép vai cột

Cặp II-20 có $M = 21,703 \text{ tm}$; $N = 81,702 \text{ t}$; lực tác dụng lên vai $P = G_d = 5,61$, tương ứng với tổ hợp này ở tiết diện III - III, bảng 2.2.1 tính được $Q = 4,81 \text{ t}$.

Cặp II - 21 có $M = -7,12 \text{ tm}$; $N = 73,8 \text{ t}$; lực tác dụng lên vai $P = D_{\max} + G_d = 79,6 \text{ t}$; tương ứng với tổ hợp này ở tiết diện III-III, bảng 2.2.1 tính được $Q = -5,06 \text{ t}$.

Các sơ đồ tính và nội lực của hai trường hợp tác dụng trên cho ở hình 2.2.26. Trong đó, do hai nhánh chịu nén nên $Q_{nh1} = Q_{nh2} = 0,5 Q$ và mômen tác dụng ở đầu mút thanh ngang sẽ là $Q_{nh} \times 0,5 S_t = 0,9 Q_{nh} = 0,45 Q \text{ (tm)}$.

Cốt dọc được tính với $M = 30,04 \text{ tm}$, $h = 85 \text{ cm}$, $h_o = 80 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$.

$$A = \frac{3004000}{130 \times 50 \times 80^2} = 0,072 ; \gamma = 0,962$$

$$F_a = \frac{3004000}{2600 \times 0,962 \times 80} = 15,01 \text{ cm}^2$$

Chọn $6\text{Ø}20$, $F_a = 15,71 \text{ cm}^2$. Cốt dọc phía trên đặt $6\text{Ø}14$ là đủ. Do chiều cao dầm lớn nên đặt thêm thép cấu tạo $4\text{Ø}12$ ở giữa chiều cao dầm. Dùng trị số lớn $Q = 89,45$ để kiểm tra về chịu cắt. Điều kiện về kích thước tiết diện :

$$k_o R_n b h_o = 0,35 \times 130 \times 50 \times 80 = 182\ 000 > Q ; \text{thỏa mãn điều kiện hạn chế.}$$

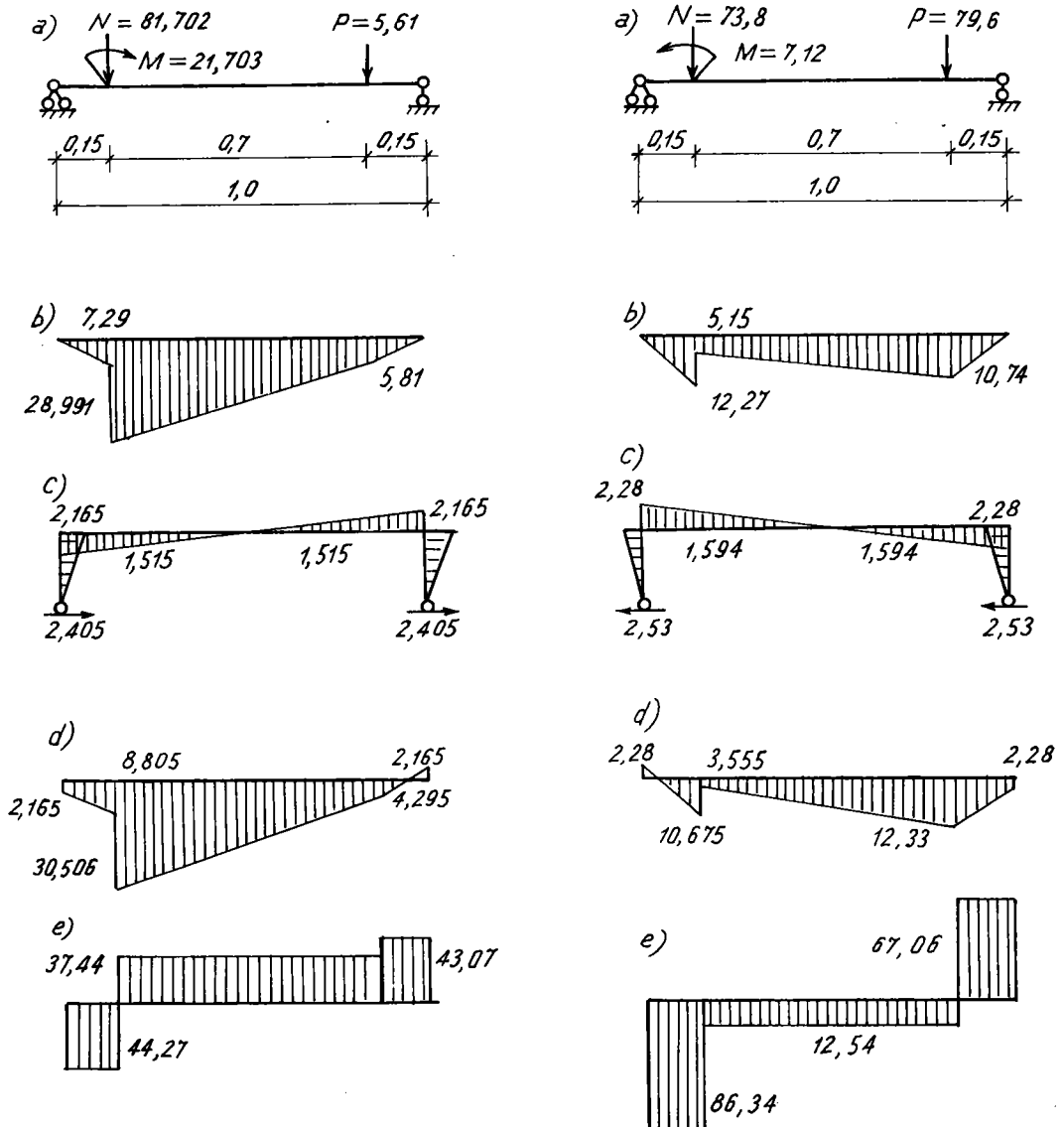
$k_1 R_K b h_o = 0,6 \times 10 \times 50 \times 80 = 24\ 000 \text{ kg} < Q$; cần tính cốt ngang chịu cắt. Cốt đai đặt $\text{Ø}10$, bốn nhánh, khoảng cách $u = 15 \text{ cm}$; có $F_d = 3,14 \text{ cm}^2$, $R_{ad} = 1700 \text{ kg/cm}^2$.

$$q_d = \frac{R_{ax} \times F_d}{u} = \frac{1700 \times 3.14}{15} = 355.87 \text{ kG/m.}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai và bê tông tính theo công thức :

$$Q_{db} = 2.8 \sqrt{R_k b h_0^2 q_d} = 2.8 \sqrt{10 \times 50 \times 80^2 \times 355.87} = 94488 \text{ kG} > Q$$

Đảm bảo khả năng chịu lực.



Hình 2.2.26. Sơ đồ để xác định nội lực trong thanh ngang trên cùng

a) ứng với cặp nội lực II-20 ; b) ứng với cặp nội lực II-21.

Cốt xiên đặt theo yêu cầu tối thiểu bằng $0,002 \times b \times h_0 = 0,002 \times 50 \times 80 = 8 \text{ cm}^2$, dùng 4Ø18 ; $F_x = 10 \text{ cm}^2$, góc nghiêng $\alpha = 60^\circ$.

7. Kiểm tra khi chuyên chở, cầu lắp

Nhân tải trọng do trọng lượng bản thân với hệ số động lực 1.5 ta được

$$\text{phần cột trên : } g_1 = 1,125 \text{ t/m ;}$$

$$\text{phần cột dưới : } g_2 = 1,42 \text{ t/m.}$$

Tính toán với hai sơ đồ có thể xảy ra.

a. Khi chuyên chở (h2.2.27.)

Cột được đặt nằm theo phương ngang, kê lên hai gối hoặc treo lên hai móc. Vị trí gối kê khi sắp xếp trùng với vị trí đặt móc khi cầu. Chọn vị trí gối cách mút cột 3,2 m. Mômen âm tại vị trí gối :

$$\text{ở phần trên : } M_1 = 0,5 \times 1,125 \times 3,2^2 = 5,76 \text{ tm ;}$$

$$\text{ở phần dưới : } M_2 = 0,5 \times 1,42 \times 3,2^2 = 7,27 \text{ tm.}$$

Phản lực tại gối tựa phía dưới tính được là $R = 10,76 \text{ t}$, mômen dương có giá trị cực đại tại tiết diện cách mút dưới của cột một đoạn

$$y = \frac{R}{g_2} = \frac{10,76}{1,42} = 7,58 \text{ m.}$$

$$M_3 = 10,76 \times (7,58 - 3,2) - 0,5 \times 1,42 \times 7,58^2 = 6,33 \text{ tm.}$$

Kiểm tra tiết diện phần cột trên với $b = 60 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$. Cốt thép lấy ở một hàng ngoài gồm $1\emptyset 16 + 1\emptyset 18 + 1\emptyset 12$; $F_a = 5,678 \text{ cm}^2$; $h_0 = 46,5 \text{ cm}$.

Tính khả năng chịu lực của tiết diện M_{td} theo trường hợp cầu kiện chịu uốn, đặt cốt kép, do $F_a = F_a'$ nên $x = 0$, tính theo cốt đơn

$$\alpha = \frac{R_a F_a}{R_n b h_0} = \frac{2600 \times 5,687}{130 \times 60 \times 46,5} = 0,041.$$

Tra bảng phụ lục VIII được $\gamma = 0,98$

$$\begin{aligned} M_{td} &= R_a \times F_a' \times \gamma \times h_0 = 2600 \times 5,687 \times 0,98 \times 46,5 = \\ &= 673810 \text{ kgm} = 6,74 \text{ tm} > M_1 = 5,76 \text{ tm,} \end{aligned}$$

đủ khả năng chịu lực.

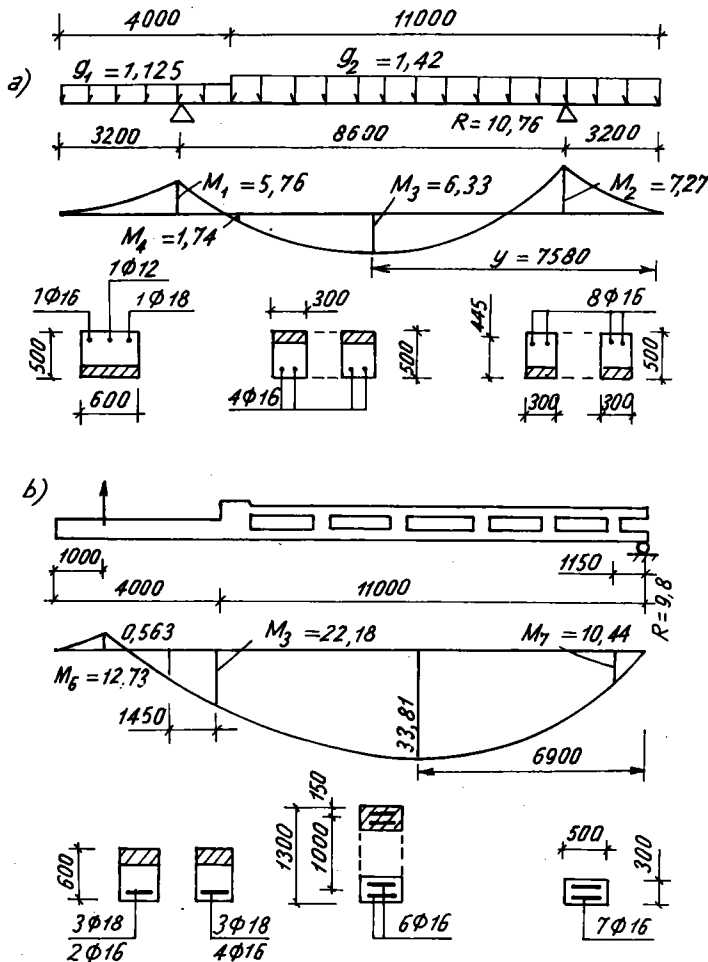
Kiểm tra phần cột dưới với tiết diện hai nhánh, mỗi nhánh $b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$. Ở tiết diện có mômen M_3 cốt thép ở nhánh một lấy $2\emptyset 18$, $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$, nhánh hai : $2\emptyset 16$, $F_a = 4,02 \text{ cm}^2$.

Tính được

Khả năng chịu lực của nhánh một là : 5,97 tm.

Khả năng chịu lực của nhánh hai là : 4,71 tm.

Khả năng chịu lực của cả hai nhánh là : $5,97 + 4,71 = 10,68 \text{ tm} > M_2$ và M_3 nên đủ khả năng chịu lực.



Hình 2.2.27. Sơ đồ tính cột khi vận chuyển và cầu lắp

a) khi vận chuyển ; b) khi cầu lắp.

b. Khi cầu lắp (h2.2.27b.)

Cột được dựng lắp theo phương pháp kéo lên. Trước hết cột được lật từ tư thế nằm sang tư thế nằm nghiêng, vai cột ở mặt trên, sau đó kéo cột ở một điểm còn chân cột tì lên một bàn chạy. Điểm lắp chốt để kéo cột cách đỉnh 1m, lấy phụ thuộc vào thiết bị khung gá lắp. Biểu đồ mômen uốn đã được tính toán và vẽ trên hình 2.2.27b.

Ở phần cột dưới có mômen uốn lớn nhất $M = 33,81 \text{ tm}$, mômen này gây ra lực kéo trong nhánh cột

$$N = \frac{M}{C} = \frac{33,81}{1} = 33,81 \text{ t}$$

Diện tích cốt thép cần thiết

$$F_a = \frac{N}{R_a} = \frac{33810}{2600} = 13,0 \text{ cm}^2$$

Cốt thép đã bố trí trong nhánh là $6\text{Ø}18$, $F_a = 15,27 \text{ cm}^2$, đủ yêu cầu về chịu lực. Tuy nhiên nếu để phía vai cột xuống dưới thì cốt thép chịu kéo chỉ gồm $6\text{Ø}16$; $F_a = 12,06 \text{ cm}^2$, thì sẽ bị thiếu một ít, khi thi công cần chú ý lật cột đúng chiều. Nếu để an toàn hơn thì nên bố trí lại cốt dọc ở nhánh bị thiếu.

Ở đoạn chân cột, khi đặt gối kê như trên hình 2.2.27b thì đoạn mút của nhánh cột phía dưới chịu lực như một côngxon với $R = 9,8 \text{ t}$ và trọng lượng bản thân nhánh $0,56 \text{ t/m}$. Nội lực $Q = 9,8 \text{ t}$ và $M = 9,8 \text{ tm}$. Cần tính toán, bố trí cốt thép để tiết diện $b = 50$; $h = 30 \text{ cm}$ chịu được M và Q đó

Ở phần cột trên tiếp giáp với vai cột có mômen uốn $M_5 = 22,18 \text{ tm}$. Tính được diện tích cốt thép yêu cầu là $15,6 \text{ cm}^2$. Cốt thép đã có ở phía chịu kéo gồm $2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}18$, $F_a = 9,11 \text{ cm}^2$. Cần phải đặt thêm $15,6 - 9,11 = 6,49 \text{ cm}^2$. Dùng thêm $2\text{Ø}16 + 1\text{Ø}18$ với $F_a = 6,57 \text{ cm}^2$.

Với diện tích thép $9,11 \text{ cm}^2$, khả năng chịu lực của tiết diện tính được $12,73 \text{ tm}$, từ đó xác định được điểm cắt lý thuyết của các thanh mới thêm vào cách vai cột $1,45 \text{ m}$.

Đoạn neo (tính cho thanh đường kính lớn $\text{Ø}18$) vào phần cột dưới l_{n1} tính với $m_o = 0,7$; $v = 11$; $k_o = 20$.

$$l_{n1} = \left(m_o \times \frac{R_a}{R_n} + v \right) \times d = \left(0,7 \times \frac{2600}{130} + 11 \right) \times 1,8 = 45 \text{ cm} > k_o \times d = 20 \times 1,8 = 36 \text{ cm}.$$

Đoạn neo ở phía trên cũng tính như vậy nhưng trong đó giá trị R_a được nhân với tỷ số $\frac{F_{a6}}{F_a}$, trong đó F_{a6} là diện tích cốt thép cần thiết để chịu mômen M_6 ở mặt cắt lý thuyết, $F_{a6} = 9,11 \text{ cm}^2$ ($2\text{Ø}16 + 2\text{Ø}18$) F_a - diện tích cốt thép có thực, $F_a = 15,68 \text{ cm}^2$ ($4\text{Ø}16 + 3\text{Ø}18$)

$$\frac{F_{a6}}{F_a} = \frac{9,11}{15,68} = 0,581$$

$$l_{n2} = \left(0,7 \times \frac{0,581 \times 2600}{130} + 11 \right) \times 1,8 = 34,44 \text{ cm}$$

$$l_{n2} = 34,44 \text{ cm} < 20 \times d = 36 \text{ cm} \text{ nên lấy } l_{n2} = 36 \text{ cm}.$$

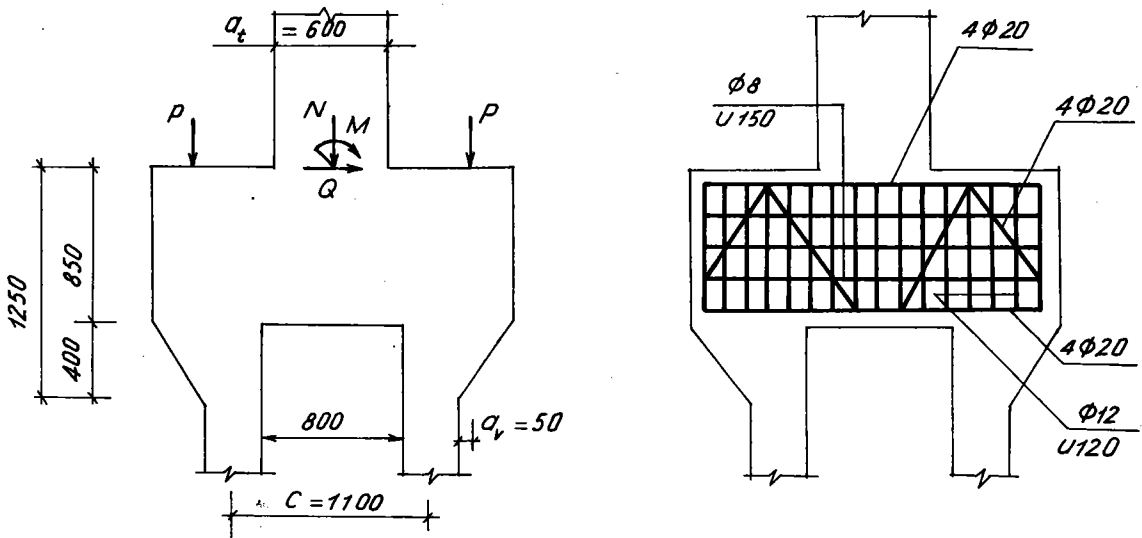
Chiều dài cần thiết của các cốt đặt thêm vào để chịu lực lúc dựng lắp là

$$145 + 45 + 36 = 226 \text{ cm}.$$

Việc đặt chốt cầu lắp cách đỉnh cột 1m làm cho mômen uốn ở phần cột trên đạt giá trị khá lớn, phải đặt thêm cốt dọc, như vậy không kinh tế. Nên thay đổi sơ đồ cầu lắp, dùng cách gá buộc vào vai cột để cầu.

IV. Tính tiết diện cột trục B

Việc tính toán cột trục B cũng được tiến hành tương tự như đối với cột trục A, chỉ cần chú ý là cột trục B có hình dáng bên ngoài đối xứng nên cần tính toán và bố trí cốt thép đối xứng, ở đây do yêu cầu của một thí dụ, không trình bày các phần tính toán đó.



Hình 2.2.28. Sơ đồ tác dụng lực và bố trí cốt thép vai cột giữa

Vai cột trục B được tính toán theo sơ đồ trên hình 2.2.28, xem gần đúng như một dầm ngắn kê lên hai nhánh cột, chịu lực P do dầm cầu trục và nội lực M, N, Q do phần cột trên truyền vào. Ngoài ra nó còn chịu tác dụng của mômen uốn và lực cắt như các thanh ngang khác do cột bị uốn tổng thể

$$P = G_d + D_{\max} = 5,7 + 80,73 = 86,43 \text{ t.}$$

Nội lực ở tiết diện II-II chọn cặp II-22 có $M = 35,4$; $N = 158,93$, tương ứng với nó ở tiết diện III-III xác định được $Q = 6,3 \text{ t.}$

a. Tính phần côngxon ngắn chịu tác dụng của lực P

Kiểm tra kích thước với $Q_{v1} = P = 86,43 \text{ t}$; $b = 50 \text{ cm}$; $h = 125 \text{ cm}$; $h_o = 121 \text{ cm}$, hệ số $k_v = 1$; $a_v = 5 \text{ cm}$.

$$2,5 \times R_K \times b \times h_o = 2,5 \times 10 \times 50 \times 121 = 151\,200 \text{ kg} > Q_{v1};$$

$$\frac{1,2 \times k_v \times R_k \times b \times h_0^2}{a_v} = \frac{1,2 \times 1 \times 10 \times 50 \times 121^2}{5} = 1757000 \text{ kG} > Q_{v1}$$

Tính toán cốt dọc chịu mômen $M = 1,25 Pa_v$.

$$M = 1,2 \times 86,43 \times 0,05 = 5,402 \text{ tm};$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_0} = \frac{540200}{2600 \times 0,9 \times 121} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

F_a khá bé, đặt theo cấu tạo. Cốt đai của phần vai cột đồng thời làm nhiệm vụ cốt dọc cấu tạo trong thanh ngang. Chọn cốt $\varnothing 8$; bốn nhánh, khoảng cách $u = 15$ cm. Cốt xiên F_{x1} đặt trong vai cột lấy bằng $0,002 b h_0$.

$$F_{x1} = 0,002 \times 50 \times 121 = 12,1 \text{ cm}^2.$$

Chọn dùng 4 $\varnothing 20$

b. Tính toán phần thanh ngang

Mômen uốn dùng để tính cốt thép dọc trong thanh ngang lấy theo trị số lớn trong hai giá trị sau

$$M_1 = 0,25 N \times (c - 0,8 \times a_t) = 0,25 \times 158,93 \times (1,1 - 0,8 \times 0,6) = 24,63 \text{ tm};$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,1 \times N \times (c - 0,8 \times a_t) + 0,2 \times M + 0,25 \times Q \times S_t = \\ &= 0,1 \times 158,93 \times (1,1 - 0,48) + 0,2 \times 35,4 + 0,25 \times 6,3 \times 1,8 = 19,93 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Lấy $M_1 = 24,63$ tm để tính cốt thép với tiết diện $b = 50$ cm, $h = 85$ cm, $a = a' = 4$ cm.

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_0^2} = \frac{2463000}{130 \times 50 \times 81^2} = 0,06$$

tra bảng có $\gamma = 0,97$

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_0} = \frac{2463000}{2600 \times 0,97 \times 81} = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Dùng 4 $\varnothing 20$, $F_a = 12,56 \text{ cm}^2$ cho cả phía trên và dưới dầm ngang.

Lực cắt trong thanh ngang :

$$Q_{th} = \frac{N}{2} + \frac{M + 0,5 \times Q \times S_t}{C} = \frac{158,93}{2} + \frac{35,4 + 0,5 \times 6,3 \times 1,8}{1,1} = 117 \text{ t.}$$

Kiểm tra kích thước tiết diện

$$0,35 \times R_n \times b \times h_0 = 0,35 \times 130 \times 50 \times 81 = 184 \text{ 200 kG,}$$

thỏa mãn điều kiện $Q < 0,35 \times R_n \times b \times h_0$.

Chọn cốt đai $\varnothing 12$, bốn nhánh, thép nhóm C II có $R_{ad} = 2100 \text{ kG / cm}^2$, $f_d = 1,131 \text{ cm}^2$, chọn $u = 12$ cm.

$$F_d = 4 \times 1,131 = 4,524 \text{ cm}^2.$$

$$q_d = \frac{R_{ad} \times F_d}{u} = \frac{2100 \times 4,524}{12} = 790 \text{ kG/m}$$

Khả năng chịu cắt của cốt đai và bê tông

$$Q_{db} = 2,8\sqrt{R_k \times b \times h_o^2 \times q_d} = 2,8\sqrt{10 \times 50 \times 81^2 \times 790}$$

$$= 142\,700 \text{ kG} > Q_{th} = 11\,700 \text{ kG, bảo đảm khả năng chịu lực.}$$

Ví dụ 3

TÍNH TOÁN KHUNG NGANG NHÀ BA NHỊP ĐỐI XỨNG, LỆCH CAO TRÌNH

Số liệu cho trước

Nhà công nghiệp một tầng lắp ghép, ba nhịp đối xứng ; nhịp biên có $L_1 = L_3 = 18$ m, nhịp giữa $L_2 = 24$ m. Cao trình ray lệch nhau ; nhịp biên $R_1 = R_3 = 5,6$ m, nhịp thứ hai có $R_2 = 8,1$ m. Ở mỗi nhịp có hai cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình, sức trục $Q_1 = Q_3 = 10$ tấn, $Q_2 = 20$ tấn. Bước cột $a = 6$ m, chiều dài khối nhiệt độ là 60 m.

I. Lựa chọn cấu kiện và kích thước của chúng

1. Chọn kết cấu mái

Nhịp biên với $L = 18$ m, dùng dầm mái theo thiết kế định hình, tiết diện chữ I, chiều cao đầu dầm 800 mm, độ dốc $i = 1/12$, trọng lượng tiêu chuẩn của dầm theo bảng 2 là 7,7 t.

Nhịp giữa có $L = 24$ m, dùng dàn mái gẫy khúc, chiều cao giữa dàn là 3,2 m, trọng lượng tiêu chuẩn của dàn là 9,6 t.

Cửa mái chỉ đặt ở nhịp giữa, rộng 12m, cao 3m, trọng lượng tiêu chuẩn là 2,5t.

Các lớp mái được cấu tạo hoàn toàn giống như ví dụ 1.

2. Chọn dầm cầu trục

Chọn dầm cầu trục theo thiết kế định hình, kết quả cho trong bảng 2.3.1

Bảng 2.3.1. Các thông số của dầm cầu trục

Nhịp	Q (t)	H_c (m m)	b (m m)	b_c (m m)	h_c (m m)	G_c^c (t)
Biên	10	800	200	570	120	3,3
Giữa	20	1000	200	570	120	4,2

3. Xác định các kích thước chiều cao của nhà

Theo trình tự và ký hiệu như các ví dụ trước đây, lập bảng các thông số đã cho và tự chọn, từ đó tính các thông số chiều cao, kết quả thể hiện trong bảng 2.3.2 và bảng 2.3.3

Bảng 2.3.2. Các thông số dùng để tính (m)

Cột	R	H_c	H_r	H_{ct}	a_1	a_2	a_3	h	h_{cm}	t
Biên	5,6	0,8	0,15	1,9	0,15	0,4	0,6	1,55	0,0	0,5
Giữa	8,1	1,0	0,15	2,4	0,15	0,4	0,8	3,20	3,0	0,5

Bảng 2.3.3. Các thông số chiều cao (m)

Thông số	Công thức tính	Kết quả	
		Cột biên	Cột giữa
V	$R - (H_c + H_r)$	4,65	6,95
D	$R + H_{ct} + a_1$	7,65	10,65
H_t	$D - V$	3,0	3,70
H_d	$V + a_2$	5,05	7,35
H	$H_d + H_t$	8,05	11,05
H^*	$H + a_3$	8,65	11,85
M_1, M_3	$D + h + t$	9,70	
M_2	$D + h + h_{cm} + t$		17,35

4. Chọn kích thước cột

a. Cột biên

Việc chọn hình dáng và kích thước tiết diện cột không có gì đặc biệt, tương tự như ví dụ 1 chọn thống nhất bề rộng cột $b = 400$ cho cả hai phần cột trên và cột dưới. Chiều cao tiết diện từng phần cột chọn tương ứng là $h_t = 400$, $h_d = 600$ mm, thỏa mãn các yêu cầu đề ra.

b. Cột giữa

Trong nhà lệch cao trình, cột giữa có hình dáng phức tạp vì có nhiều vai cột lệch nhau để đỡ dầm cầu trục và kết cấu mang lực mái của nhịp biên. Để đảm bảo định hình hóa các cấu kiện lắp ghép thì trục định vị trong trường hợp này trùng với mép ngoài của phần cột trên cùng và khoảng cách từ trục định vị đến vị trí đặt lực của kết cấu mang lực mái cũng như đến trục dầm cầu trục vẫn giữ nguyên theo quy định, tương ứng là 150 mm và 750 mm.

Cột có thể cấu tạo từ hai đoạn, ba đoạn, thậm chí bốn đoạn có tiết diện khác nhau. Trong ví dụ này do chênh lệch giữa cao trình vai đỡ cầu trục giữa và vai đỡ mái biên bé (0,7 m) nên để đơn giản cho chế tạo có thể chia cột ra làm hai đoạn; đoạn dưới từ chân cột đến vai đỡ dầm cầu trục nhịp giữa, đoạn trên từ vai này đến đỉnh cột giữa.

Mép ngoài của cột dưới cũng lấy trùng với trục định vị để nhằm san bớt độ lệch mômen do hai tải trọng cầu trục.

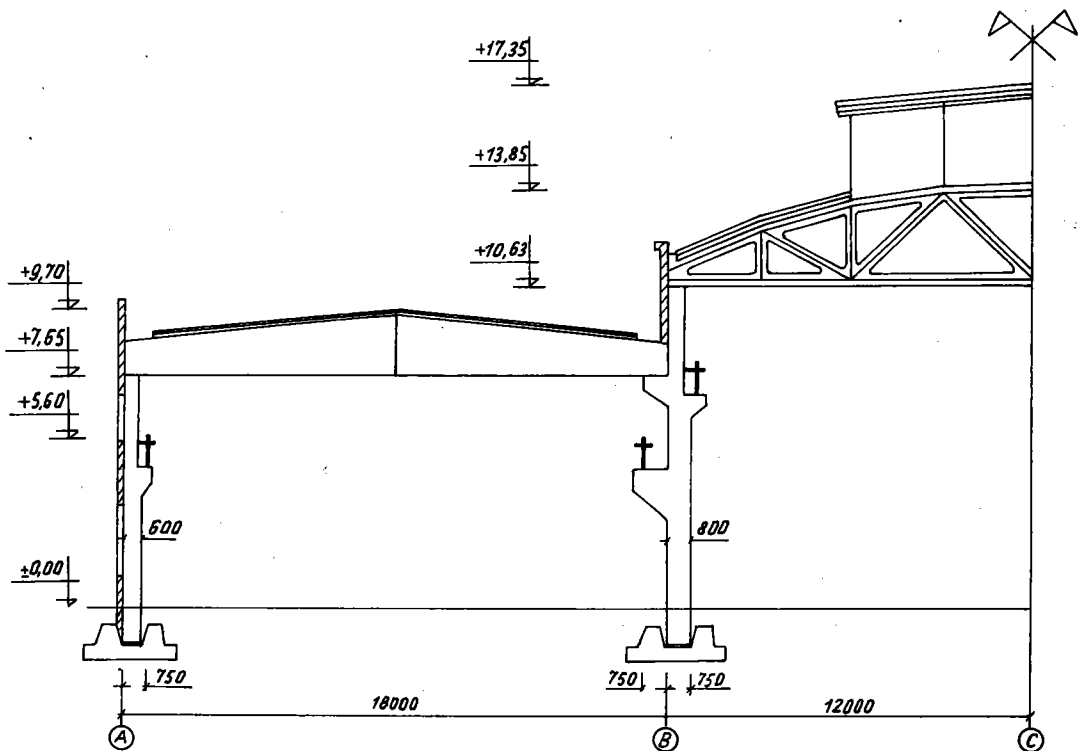
Kích thước tiết diện cột chọn như sau

- Bề rộng cho cả hai phần cột trên và dưới $b = 400$ mm.
- Chiều cao tiết diện :

phần cột trên : 400 mm

phần cột dưới : 800 mm.

Mặt cắt ngang nhà, các kích thước và chi tiết cho trên hình 2.3.1.

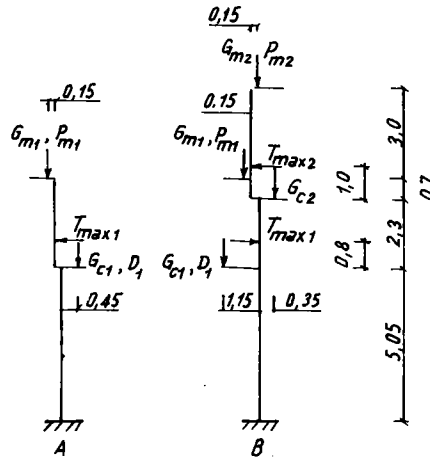


Hình 2.3.1. Mặt cắt ngang nhà

II. Xác định tải trọng

1. Tải trọng đứng và lực hãm ngang của cầu trục xác định tương tự như các ví dụ trước, sơ đồ tác dụng của chúng đối với từng cột cho trên hình 2.3.2. Độ lớn và

độ lệch tâm đối với trục từng phần cột mà nó tác dụng được tổng hợp thành bảng 2.3.4.



Hình 2.3.2. Sơ đồ tác dụng của tải trọng đứng

Bảng 2.3.4. Tải trọng tác dụng

Tên tải trọng	Độ lớn (t)	Độ lệch tâm (m)	
		Cột biên	Cột giữa
G_{m1}	37,2	- 0,05	- 0,35
P_{m1}	5,67	- 0,05	- 0,35
G_{m2}	54,20		- 0,05
P_{m2}	7,56		- 0,05
G_{d1}	4,71	0,45	- 1,15
G_{d2}	5,7		0,35
D_{max1}	31,68	0,45	- 1,15
D_{min1}	7,6	0,45	- 1,15
D_{max2}	51,5		0,35
D_{min2}	15,21		0,35
T_{max1}	0,82		
T_{max2}	1,66		

2. Tải trọng gió

$$W_o = 85 \text{ kG/m}^2.$$

Hệ số k áp dụng cho địa hình B ở hai mức :

- Mức đỉnh cột giữa, độ cao 10,65 m, $k = 1$.

- Mức đỉnh mái, độ cao 17,35 m, $k = 1,14$.

Hệ số khí động C lấy bằng :

+ 0,8 đối với phía gió đẩy ;

- 0,5 đối với phía gió hút .

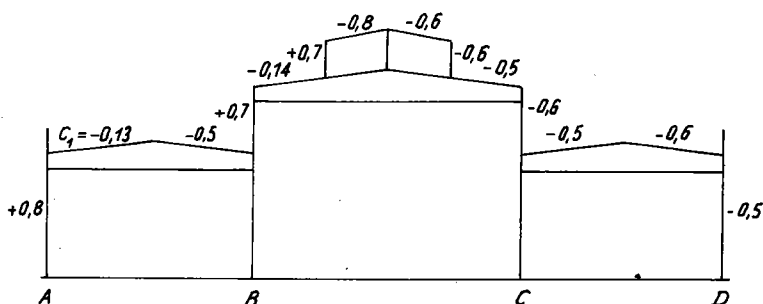
Tải trọng gió tác dụng đều lên phần thân cột $p = n \times W_0 \times k \times C \times a$

phía gió đẩy : $p_d = 1,2 \times 0,085 \times 0,8 \times 6 = 0,499 \text{ t/m}$;

phía gió hút : $p_h = 1,2 \times 0,085 \times 0,5 \times 6 = 0,312 \text{ t/m}$.

Phần tải trọng tác dụng trên mái đưa về thành các lực tập trung đặt ở mức cao trình đỉnh cột. S_1, S_2, S_3, S_4 với k lấy giá trị trung bình $k = (1+1,14) \times 0,5 = 1,07$.

Hình dáng mái và hệ số khí động ở từng đoạn mái lấy theo sơ đồ trên hình 2.3.3.



Hình 2.3.3. Sơ đồ xác định hệ số khí động

Trị số

$$S = n \times W_0 \times k \times C \times a \sum C_i \times h_i = 1,2 \times 1,07 \times 0,085 \times 6 \times \sum c_i \times h_i = 0,668 \sum c_i \times h_i$$

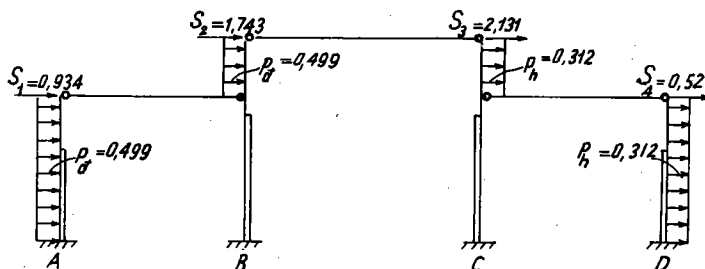
$$S_1 = 0,668 (0,8 \times 1,4 - 0,13 \times 0,75 + 0,5 \times 0,75) = 0,934 \text{ t} ;$$

$$S_2 = 0,668 (0,7 \times 1,4 - 0,14 \times 0,5 + 0,7 \times 3 - 0,8 \times 0,5) = 1,743 \text{ t} ;$$

$$S_3 = 0,668 (0,6 \times 0,5 + 0,6 \times 3 + 0,5 \times 0,5 + 0,6 \times 1,4) = 2,131 \text{ t} ;$$

$$S_4 = 0,668 (0,6 \times 0,75 - 0,5 \times 0,75 + 0,5 \times 1,4) = 0,52 \text{ t} .$$

Sơ đồ tác dụng của gió cho trên hình 2.3.4



Hình 2.3.4. Sơ đồ tác dụng của tải trọng gió

III. Xác định nội lực

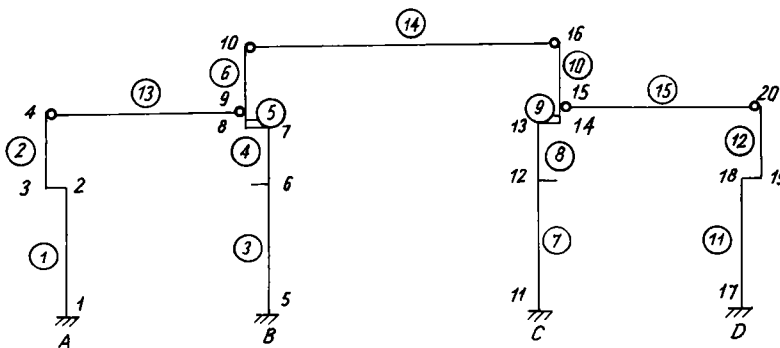
Với nhà ba nhịp lệch cao trình, giả thiết bỏ qua sự làm việc không gian của khối khung khi chịu tải trọng cục bộ của cầu trục như nhà ba nhịp cùng cao trình là điều chưa hợp lý. Tuy nhiên trong khuôn khổ ví dụ này chấp nhận giả thiết trên để đơn giản quá trình tính toán. Muốn chính xác hơn có thể giải hệ không gian của khối khung trên những chương trình tính hệ thanh, tấm không gian.

Tuy là nhà ba nhịp nhưng giả thiết bỏ qua chuyển vị ngang ở đầu cột do tải trọng đứng và lực hãm ngang trong trường hợp này tỏ ra thiếu chính xác cho dù coi xà ngang là cứng vô cùng, vì trong thực tế thì với bất kỳ loại tải trọng nào đầu cột biên cũng có chuyển vị ngang.

Để tính nội lực trong cột khung với từng loại tải trọng tác dụng có thể dùng những giả thiết đơn giản hóa để giải gần đúng như dùng hệ chính - phụ hay đơn giản hơn nữa là chấp nhận bỏ qua chuyển vị ngang ở tất cả các đầu cột khi tính với tải trọng đứng và lực hãm ngang.

Trong ví dụ này giới thiệu cách tính đáng tin cậy nhờ chương trình tính khung phẳng theo phương pháp phần tử hữu hạn rất thông dụng hiện nay. Các ví dụ trước cũng giải được trên các chương trình này.

Sơ đồ tính, chia phần tử và đánh số nút ở trên hình 2.3.5, các phần côngxon của vai cột có thể cắt bỏ rồi thay thế bằng mômen và lực dọc tác dụng tại nút. Do cả cột biên lẫn cột giữa đều có sự lệch trục của hai phần cột trên và dưới nên chỗ nối giữa hai phần cột được thay bởi phần tử nằm ngang. Thực tế thì sự truyền lực từ phần cột trên xuống phần cột dưới là liên tục và chuyển vị của hai điểm nút của phần tử nối hần như nhau nên phần tử nối được đưa vào có độ cứng vô cùng.



Hình 2.3.5. Sơ đồ phân chia nút và phần tử

Các trường hợp đặt tải để đưa vào tổ hợp xét như sau :

1. Tĩnh tải (h 2.3.6a) :

Gồm tĩnh tải mái G_m , tĩnh tải dầm cầu trục G_c , còn trọng lượng bản thân cột có thể đưa vào trực tiếp hoặc do chương trình tính thông qua kích thước hình học và trọng lượng riêng.

2. Hoạt tải mái xét các trường hợp

- a) Tác dụng ở nhịp AB , (h. 2.3.7a) .
- b) Tác dụng ở nhịp BC , (h. 2.3.8a) .
- c) Tác dụng ở nhịp CD được suy ra từ trường hợp a.

3. Hoạt tải đứng của cầu trục tác dụng

- Ở nhịp AB có hai trường hợp

1a) $D_{\max 1}$ ở A ; $D_{\min 1}$ ở B , (h. 2.3.9a) . .

1b) $D_{\max 1}$ ở B ; $D_{\min 1}$ ở A , (h. 2.3.10a) .

- Ở nhịp BC có hai trường hợp

2a) $D_{\max 2}$ ở B ; $D_{\min 2}$ ở C , (h. 2.3.11a) .

2b) $D_{\max 2}$ ở C ; $D_{\min 2}$ ở B , được suy ra từ 2a.

- Ở nhịp CD có hai trường hợp

3a) $D_{\max 1}$ ở C ; $D_{\min 1}$ ở D , được suy ra từ 1b.

3b) $D_{\max 1}$ ở D ; $D_{\min 1}$ ở C , được suy ra từ 1a.

4. Lực hãm ngang của cầu trục tác dụng

- Ở nhịp AB có hai trường hợp

1a) $T_{\max 1}$ ở A , (h. 2.3.12a) .

1b) $T_{\max 1}$ ở B , (h. 2.3.13a) .

- Ở nhịp BC có hai trường hợp

2a) $T_{\max 2}$ ở B , (h. 2.3.14a) .

2b) $T_{\max 2}$ ở C , được suy ra từ 2a.

- Ở nhịp CD có hai trường hợp

3a) $T_{\max 1}$ ở C , suy ra từ 1b.

3b) $T_{\max 1}$ ở D , suy ra từ 1a.

5. Hoạt tải gió xét hai trường hợp

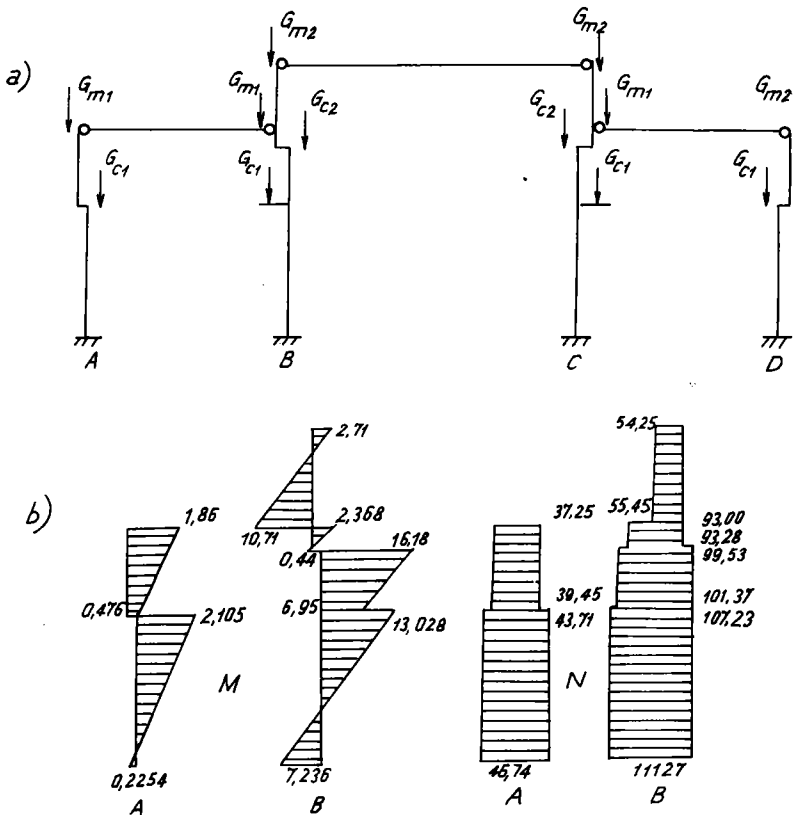
a) Gió từ trái sang phải, (h. 2.3.15a) .

b) Gió từ phải sang trái, được suy ra từ a.

Trong kết quả tính nội lực, tên tiết diện của các cột được cho trên hình 2.3.16. Biểu đồ nội lực của từng trường hợp đặt tải trên thể hiện ở các hình vẽ từ 2.3.6b đến 2.3.15b.

Kết quả nội lực do tĩnh tải

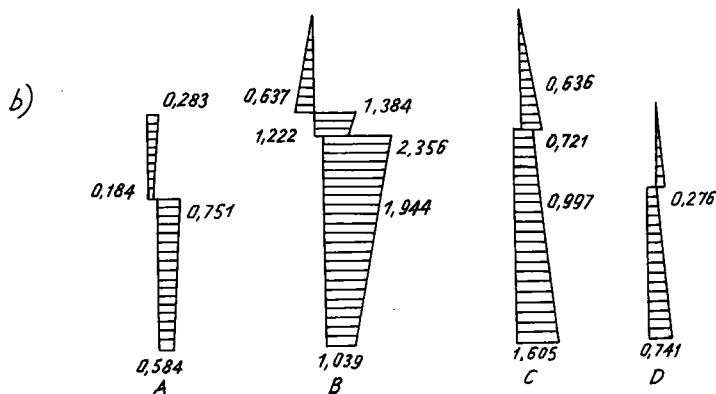
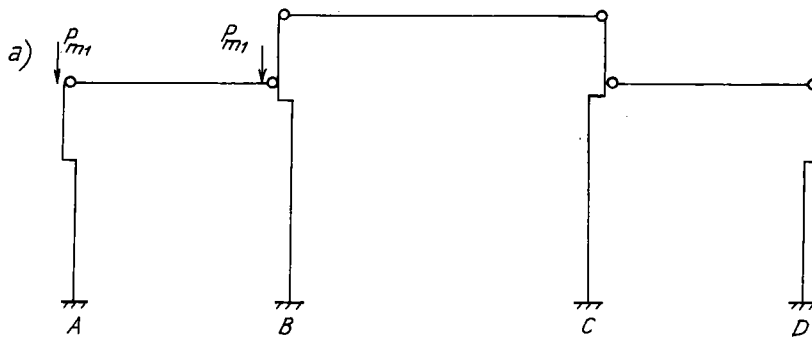
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-46,740	0,462	-0,225
	3	-43710	0,462	2,105
	2	-38,450	0,462	0,476
	1	-37,250	0,462	1,860
B	8	-111,270	4,013	-7,236
	7	-107,230	4,013	13,028
	6	-101,370	4,013	6,950
	5	-99,530	4,013	16,179
	4	-93,280	4,013	-0,441
	3	-93,000	4,013	2,368
	2	-55,450	4,474	-10,713
	1	-54,250	4,474	2,710
C	8	-111,270	-4,013	7,235
	7	-107,230	-4,013	-13,031
	6	-101,370	-4,013	-6,953
	5	-99,530	-4,013	-16,183
	4	-93,280	-4,013	0,438
	3	-93,000	-4,013	-2,371
	2	-55,450	-4,474	10,710
	1	-54,250	-4,474	-2,713
D	4	-46,740	-0,462	0,224
	3	-43,710	-0,462	-2,105
	2	-38,450	-0,462	-0,476
	1	-37,250	-0,462	-1,860



Hình 2.3.6. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ nội lực do tĩnh tải ở hai cột A, B

Kết quả nội lực do hoạt tải mái ở nhịp AB

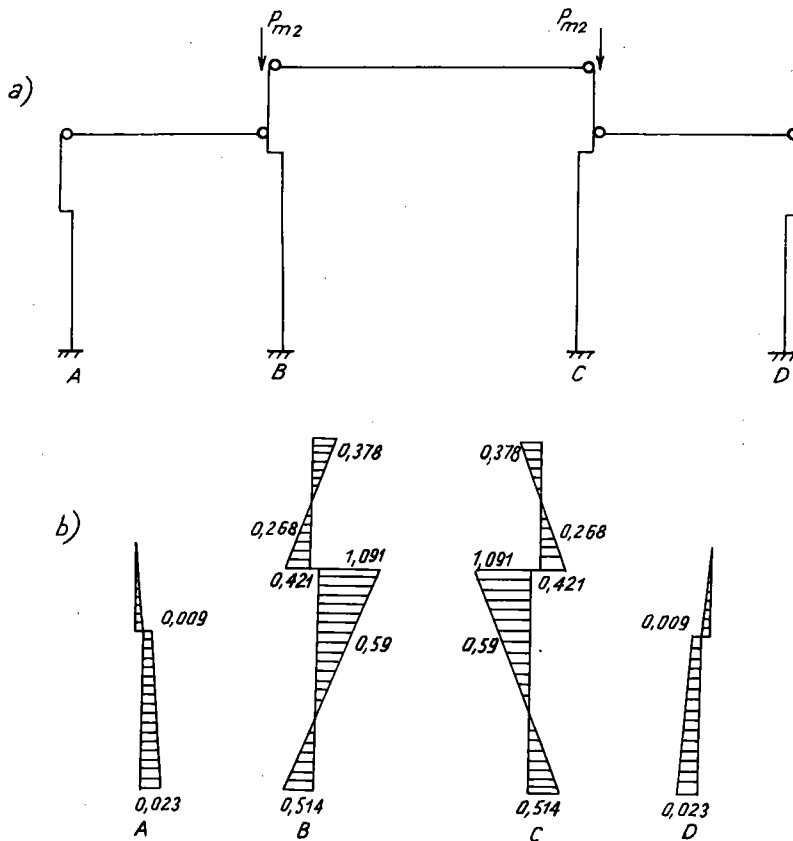
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-5,670	0,033	0,584
	3	-5,670	0,033	0,751
	2	-5,670	0,033	0,184
	1	-5,670	0,033	0,283
B	8	-5,670	0,179	1,039
	7	-5,670	0,179	1,944
	6	-5,670	0,179	1,944
	5	-5,670	0,179	2,356
	4	-5,670	0,179	1,222
	3	-5,670	0,179	1,348
	2	0	0,212	-0,638
	1	0	0,212	0
C	8	0	-0,120	1,605
	7	0	-0,120	0,997
	6	0	-0,120	0,997
	5	0	-0,120	0,721
	4	0	-0,120	0,721
	3	0	-0,120	0,636
	2	0	-0,213	0,636
	1	0	-0,213	0
D	4	0	-0,0921	0,741
	3	0	-0,0921	0,276
	2	0	-0,0921	0,276
	1	0	-0,0921	0



Hình 2.3.7. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải mái ở nhịp AB

Kết quả nội lực do hoạt tải mái ở nhịp BC

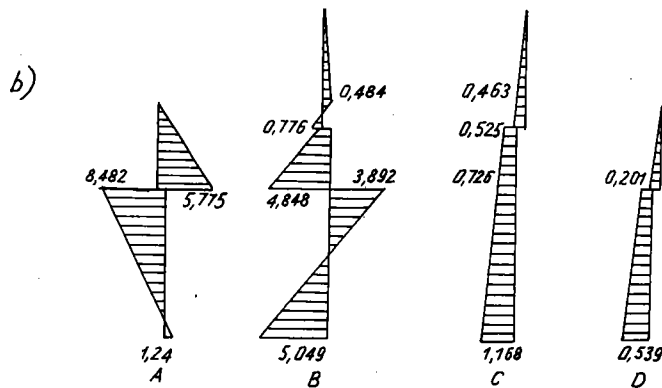
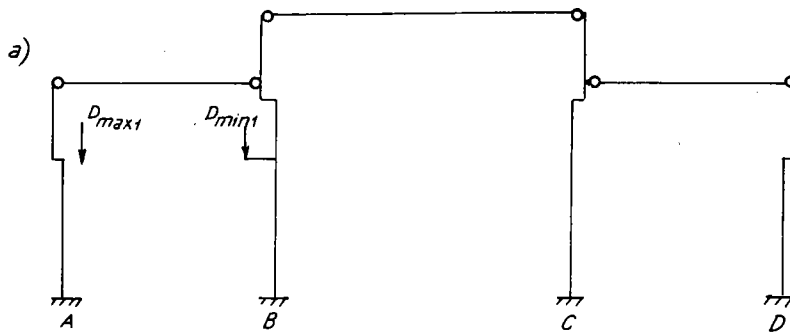
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,003	0,023
	3	0	-0,003	0,009
	2	0	-0,003	0,009
	1	0	-0,003	0
B	8	-7,560	0,218	-0,514
	7	-7,560	0,218	0,589
	6	-7,560	0,218	0,589
	5	-7,560	0,218	1,091
	4	-7,560	0,218	-0,421
	3	-7,560	0,218	-0,268
	2	-7,560	0,215	-0,268
	1	-7,560	0,215	0,378
C	8	-7,560	-0,218	0,514
	7	-7,560	-0,218	-0,589
	6	-7,560	-0,218	-0,589
	5	-7,560	-0,218	-1,091
	4	-7,560	-0,218	0,421
	3	-7,560	-0,218	0,268
	2	-7,560	-0,215	0,268
	1	-7,560	-0,215	-0,378
D	4	0	0,003	-0,023
	3	0	0,003	-0,009
	2	0	0,003	-0,009
	1	0	0,003	0



Hình 2.3.8. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải mái ở nhịp BC

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $D_{max1} - A$

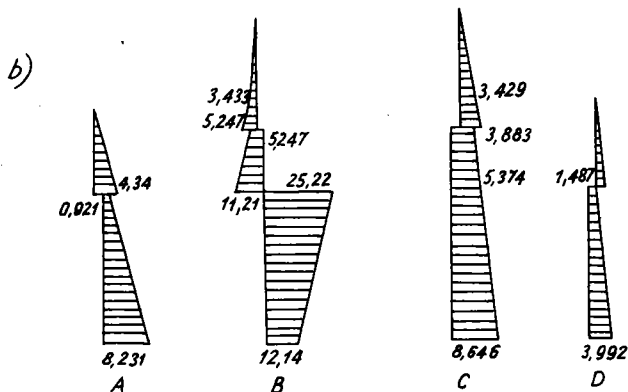
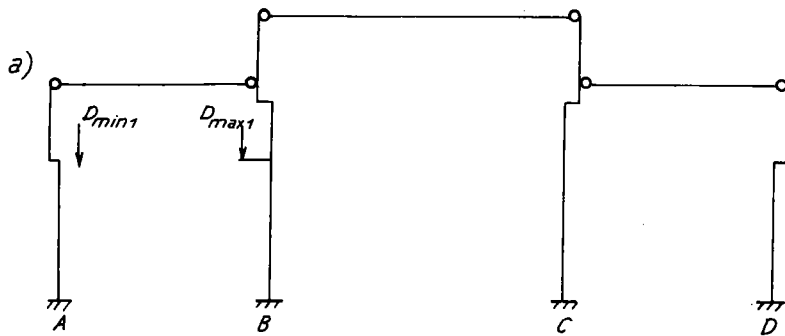
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-31,680	-1,925	1,240
	3	-31,680	-1,925	-8,482
	2	0	-1,925	5,775
	1	0	-1,925	0
B	8	-7,600	-1,771	-5,049
	7	-7,600	-1,771	3,892
	6	0	-1,771	-4,848
	5	0	-1,771	-0,776
	4	0	-1,771	-0,776
	3	0	-1,771	0,464
	2	0	-0,155	0,464
	1	0	-0,155	0
C	8	0	0,088	-1,168
	7	0	0,088	-0,726
	6	0	0,088	-0,726
	5	0	0,088	-0,525
	4	0	0,088	-0,524
	3	0	0,088	0,463
	2	0	0,155	-0,463
	1	0	0,155	0
D	4	0	0,067	-0,539
	3	0	0,067	-0,201
	2	0	0,067	-0,201
	1	0	0,067	0



Hình 2.3.9. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mô men do hoạt tải cầu trục $D_{max1} - A$

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $D_{max1}-B$

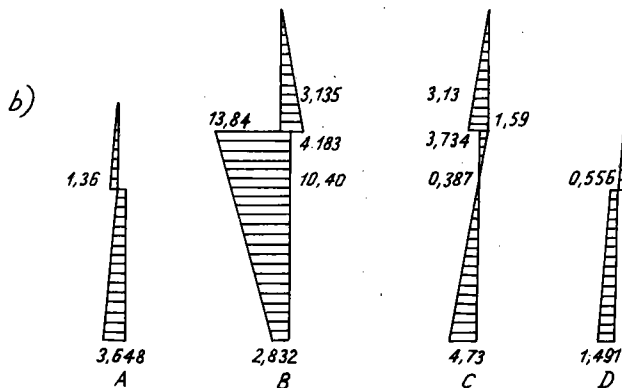
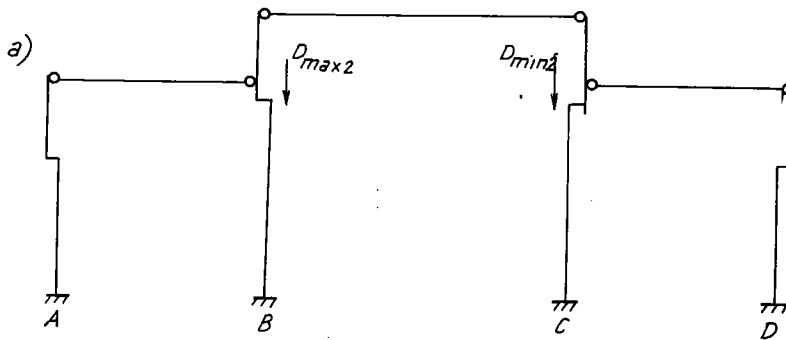
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	-7,600	-1,448	8,231
	3	-7,600	-1,448	0,921
	2	0	-1,448	4,340
	1	0	-1,448	0
B	8	-3,168	2,592	12,136
	7	-3,168	2,592	25,224
	6	0	2,592	-11,208
	5	0	2,592	-5,247
	4	0	2,592	-5,247
	3	0	2,592	-3,433
	2	0	1,144	-3,433
	1	0	1,144	0
C	8	0	-0,648	8,646
	7	0	-0,648	5,374
	6	0	-0,648	5,374
	5	0	-0,648	3,883
	4	0	-0,648	3,883
	3	0	-0,648	3,429
	2	0	-1,144	3,429
	1	0	-1,144	0
D	4	0	-0,496	3,399
	3	0	-0,496	1,487
	2	0	-0,496	1,487
	1	0	-0,496	0
	1	0	0	0



Hình 2.3.10. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục $D_{max1}-B$

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục D_{max2} -B

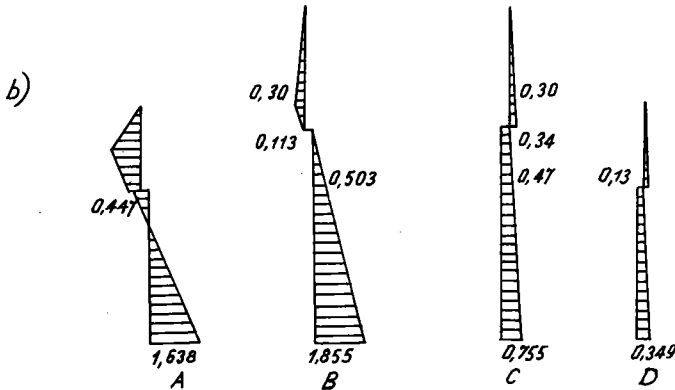
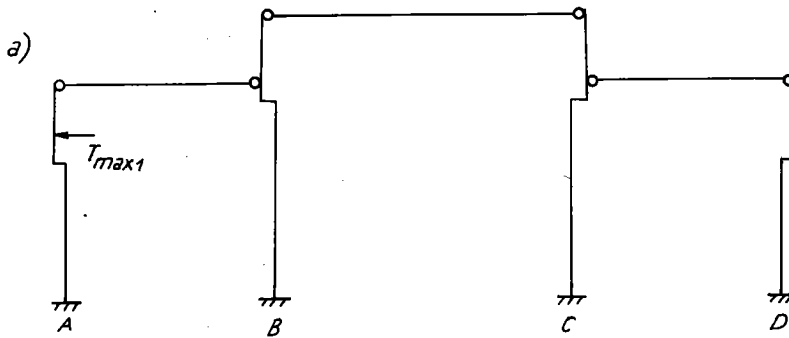
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	0,453	-3,648
	3	0	0,453	-1,359
	2	0	0,453	-1,359
	1	0	0,453	0
B	8	-51,500	-1,498	-2,832
	7	-51,500	-1,498	-10,397
	6	-51,500	-1,498	-10,397
	5	-51,500	-1,498	-13,842
	4	0	-1,498	4,183
	3	0	-1,498	3,135
	2	0	-1,045	3,135
	1	0	-1,045	0
C	8	-15,210	0,859	-4,727
	7	-15,210	0,859	-0,387
	6	-15,210	0,859	-0,387
	5	-15,210	0,859	1,590
	4	0	0,859	-3,743
	3	0	0,859	-3,132
	2	0	1,045	-3,132
	1	0	1,045	0
D	4	0	0,185	-1,491
	3	0	0,185	-0,555
	2	0	0,185	-0,555
	1	0	0,185	0
	1	0	0,185	0



Hình 2.3.11. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục D_{max2} -B

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $T_{max1}-A$

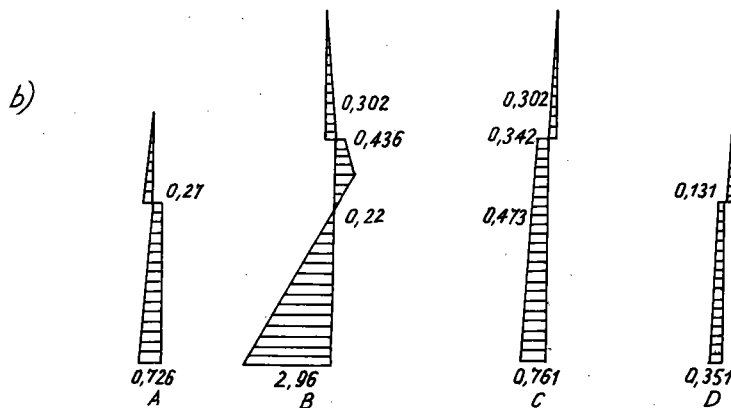
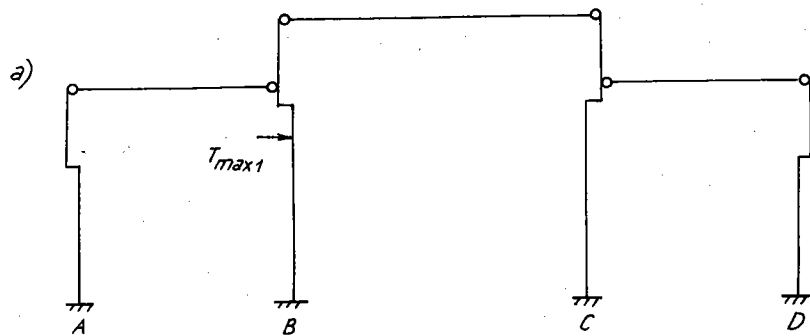
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,452	1,838
	3	0	-0,452	-0,447
	2	0	-0,452	-0,447
	1	0	0,368	0
B	8	0	-0,268	1,855
	7	0	-0,268	0,503
	6	0	-0,268	0,503
	5	0	-0,268	-0,113
	4	0	-0,268	-0,113
	3	0	-0,268	-0,300
	2	0	0,100	-0,300
	1	0	0,100	0
C	8	0	-0,057	0,755
	7	0	-0,057	0,469
	6	0	-0,057	0,469
	5	0	-0,057	0,339
	4	0	-0,057	0,339
	3	0	-0,057	0,300
	2	0	-0,100	0,300
	1	0	-0,100	0
D	4	0	-0,043	0,349
	3	0	-0,043	0,130
	2	0	-0,043	0,130
	1	0	-0,043	0



Hình 2.3.12. Sơ đồ tác dụng (a) và biểu đồ mô men (b) do hoạt tải cầu trục $T_{max1}-A$

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục T_{max1} -B

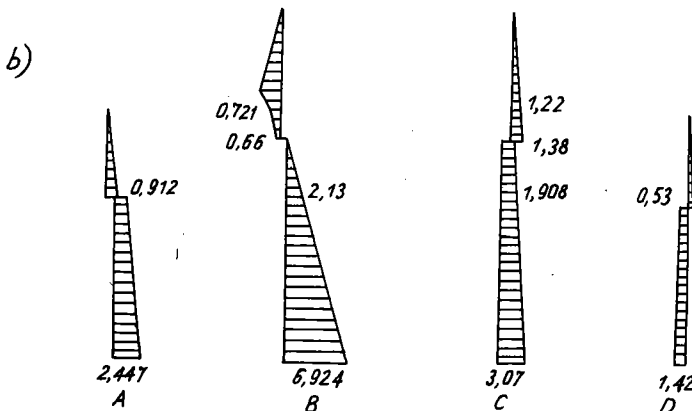
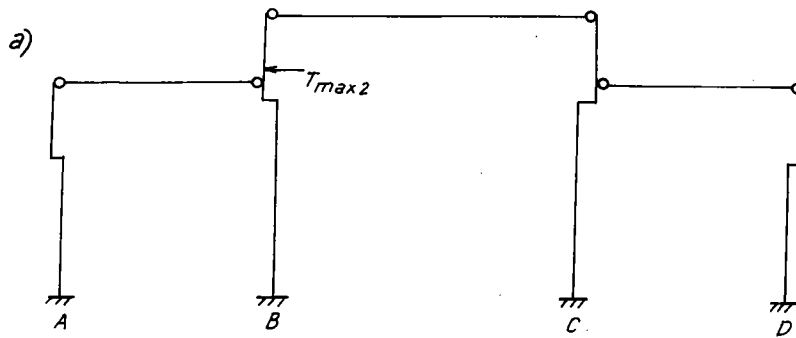
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	0,090	-0,726
	3	0	0,090	-0,270
	2	0	0,090	-0,270
	1	0	0,090	0
B	8	0	0,629	-2,959
	7	0	0,629	0,219
	6	0	0,629	0,219
	5	0	-0,191	0,436
	4	0	-0,191	0,436
	3	0	-0,191	0,302
	2	0	-0,101	0,302
	1	0	-0,101	0
C	8	0	0,057	-0,761
	7	0	0,057	-0,473
	6	0	0,057	-0,473
	5	0	0,057	-0,342
	4	0	0,057	-0,342
	3	0	0,057	-0,302
	2	0	0,101	-0,302
	1	0	0,101	0
D	4	0	0,044	-0,351
	3	0	0,044	-0,131
	2	0	0,044	-0,131
	1	0	0,044	0
	1	0	0,044	0



Hình 2.3.13. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục T_{max1} -B

Kết quả nội lực do hoạt tải cầu trục $T_{max2} - B$

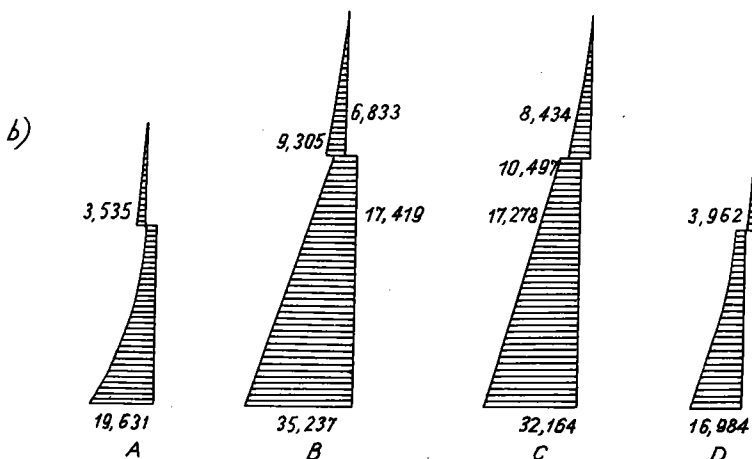
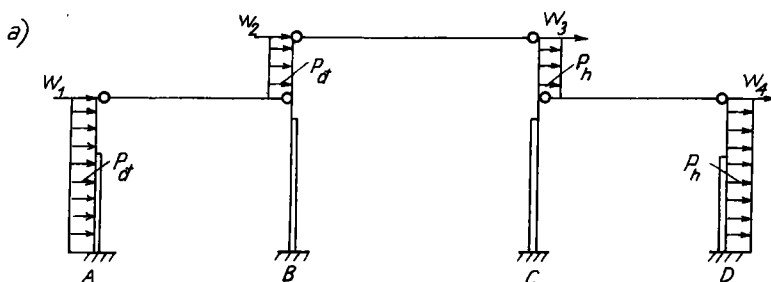
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	-0,304	2,447
	3	0	-0,304	0,912
	2	0	-0,304	0,912
	1	0	-0,304	0
B	8	0	-0,950	6,924
	7	0	-0,950	2,128
	6	0	-0,950	2,128
	5	0	-0,950	-0,056
	4	0	-0,950	-0,056
	3	0	-0,950	-0,721
	2	0	-1,254	-0,721
	1	0	0,406	0
C	8	0	-0,230	3,070
	7	0	-0,230	1,908
	6	0	-0,230	1,908
	5	0	-0,230	1,379
	4	0	-0,230	1,379
	3	0	-0,230	1,218
	2	0	-0,406	1,218
	1	0	-0,406	0
D	4	0	-0,176	1,418
	3	0	-0,176	0,528
	2	0	-0,176	0,528
	1	0	-0,176	0
	1	0	-0,176	0



Hình 2.3.14. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do hoạt tải cầu trục $T_{max2} - B$

Kết quả nội lực do gió thổi từ trái sang phải

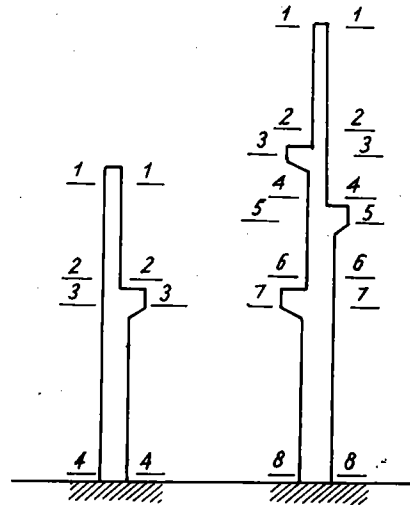
Cột	Tiết diện	Lực dọc (t)	Lực cắt (t)	Mômen (tm)
A	4	0	4,447	-19,631
	3	0	1,927	-3,535
	2	0	1,927	-3,535
	1	0	0,430	0
B	8	0	3,528	-35,237
	7	0	3,528	-17,419
	6	0	3,528	-17,419
	5	0	3,528	-9,305
	4	0	3,528	-9,305
	3	0	3,528	-6,833
	2	0	3,025	-6,833
	1	0	1,528	0
C	8	0	2,948	-32,164
	7	0	2,948	-17,278
	6	0	2,948	-17,278
	5	0	2,948	-10,497
	4	0	2,948	-10,497
	3	0	2,948	-8,434
	2	0	3,283	-8,434
	1	0	2,347	0
D	4	0	3,366	-16,984
	3	0	1,791	-3,962
	2	0	1,791	-3,962
	1	0	0,855	0



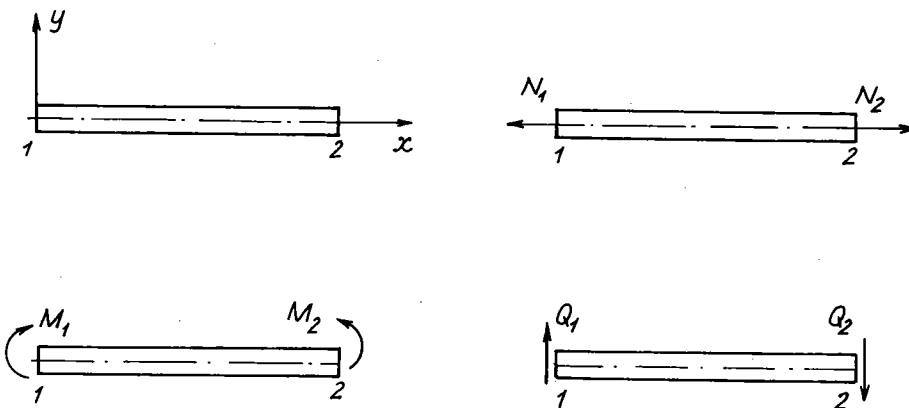
Hình 2.3.15. Sơ đồ tác dụng và biểu đồ mômen do gió thổi từ trái sang phải

Quy ước dấu của nội lực của chương trình dùng để tính trong ví dụ này như sau: mỗi phần tử được giới hạn bởi hai nút 1 và 2, trục tọa độ địa phương x theo trục của phần tử và có chiều dương đi từ 1 đến 2. Lực dọc dương khi kéo và âm khi nén. Mômen tại một đầu thanh là dương khi làm căng thớ dưới của thanh theo tọa độ địa phương. Lực cắt là dương khi làm cho thanh quay theo chiều ngược chiều kim đồng hồ (xem minh họa trên hình 2.3.17).

Do nội lực được xác định theo phương pháp phần tử hữu hạn, có xét đến cả biến dạng dọc trục nên kết quả tính sẽ khác với kết quả tính theo các phương pháp thông thường của cơ học kết cấu như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị...



Hình 2.3.16. Vị trí các tiết diện tính toán



Hình 2.3.17. Tọa độ địa phương và qui ước dấu của nội lực

IV. Tổ hợp nội lực và tính toán tiết diện

Việc tổ hợp nội lực được tiến hành bình thường, tương tự như các ví dụ 1,2 trước đây. Tuy nhiên để giúp cho việc bố trí cốt thép trong cột giữa được tiết kiệm nên tổ hợp thêm cho các tiết diện trung gian 4 - 4, 5 - 5, 6 - 6, 7 - 7.

Việc tính toán cốt thép, kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện, tính toán vai cột, tính kiểm tra cột khi vận chuyển, cầu lắp...tiến hành như với cột đặc của ví dụ 1. Ở đây coi như các công việc này đã được làm quen nên không cần giới thiệu thêm.

PHỤ LỤC

Phụ lục I

CÁC SỐ LIỆU VỀ CẦU TRỤC

Giải thích ký hiệu :

Q - sức nâng của cầu trục , nếu cho bởi một con số là cầu trục chỉ có một móc cầu , nếu cho bởi hai con số cách nhau bằng gạch xiên là cầu trục có hai móc cầu

L_k - nhịp cầu trục , tính bằng khoảng cách giữa hai trục ray ;

B - bề rộng cầu trục ;

K - khoảng cách giữa hai trục bánh xe của cầu trục ;

H_{ct} - chiều cao cầu trục , là khoảng cách từ đỉnh ray đến mặt trên của xe con ;

B_1 - khoảng cách từ trục ray đến nút cầu trục ;

P_{max}^c - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con chạy sát phía ray đó ;

P_{min}^c - áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục lên ray khi xe con đứng ở phía bên kia ;

G - trọng lượng xe con .

Bảng 1. Chỉ tiêu cấu trúc chạy điện , chế độ làm việc nhẹ

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)			
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	Xe con G	Toàn cầu trục		
5	11	5000	3500	1650	230	6,8	2,3	2,00	13,2		
	14					7,3	2,7		15,0		
	17					8,0	3,4		17,7		
	20					8,7	4,0		20,4		
	23					10,0	4,9		24,8		
	26					6500	5000		10,5	5,8	27,7
	29					11,3	6,3		31,0		
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	2,0	3,8	17,0		
	14					12,0	2,5		19,0		
	17					12,5	2,8		20,5		
	20					13,5	3,2		23,5		
	23					14,5	3,8		26,5		
	26					15,5	4,2		29,5		
	29		5000			17,0	5,2		34,5		
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	2,8	5,2	19,5		
	14					15,5	2,8		21,5		
	17					16,5	3,2		24,5		
	20					17,5	3,8		27,5		
	23					18,5	4,2		30,5		
	26					19,5	4,8		33,5		
	29		5000			21,0	6,8		40,5		
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	4,0	8,4	23,0		
	13,5					18,5	4,0		25,0		
	16,5					19,5	4,5		28,0		
	19,5					21,0	5,0		32,0		
	22,5					22,0	5,8		35,5		
	25,5					23,5	6,8		40,5		
	28,5		5000			25,5	7,5		46,0		
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,0	6,8	11,2	33,5		
	13,5					26,5	7,2		37,5		
	16,5					27,5	8,0		41,5		
	19,5					29,5	8,5		46,0		
	22,5					31,0	9,2		50,5		
	25,5					32,5	10,0		55,0		
	28,5		34,0			11,2	60,5				

Bảng 2. Chỉ tiêu cấu trúc chạy điện, chế độ làm việc trung bình

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	xe con G	Toàn cầu trụ
5	11	5000	3500	1650	230	7,0	2,3	2,2	13,6
	14					7,5	2,7		15,4
	17					8,2	3,4		18,1
	20					8,9	4,0		20,8
	23					10,1	4,9		25,0
	26					10,7	5,8		28,0
	29					11,5	6,3		31,2
10	11	6300	4400	1900	260	11,5	2,2	4,0	17,5
	14					12,0	2,8		19,5
	17					12,5	3,0		21,0
	20					13,5	3,5		24,0
	23					14,5	4,0		27,0
	26					15,5	4,5		30,0
	29					17,0	5,4		34,8
15	11	6300	4400	2300	260	14,5	3,0	5,3	20,0
	14					15,5	3,0		22,0
	17					16,5	3,5		25,0
	20					17,5	4,0		28,0
	23					18,5	4,5		31,0
	26					19,5	5,0		34,0
	29					21,0	7,0		41,0
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	17,5	4,2	8,5	23,5
	13,5					18,5	4,2		25,5
	16,5					19,5	4,8		28,5
	19,5					21,0	5,2		32,5
	22,5					22,0	6,0		36,0
	25,5					23,5	7,0		41,0
	28,5					25,5	7,8		46,5
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,5	7,0	12,0	35,0
	13,5					27,0	7,5		39,0
	16,5					28,0	8,2		42,5
	19,5					30,0	8,8		47,5
	22,5					31,5	9,5		52,0
	25,5					33,0	10,2		56,6
	28,5					34,5	11,5		62,0

Bảng 3. Chỉ tiêu cầu trục chạy điện, chế độ làm việc nặng

Sức trục Q (t)	Nhịp cầu trục L_k (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (t)		Trọng lượng (t)	
		B	K	H_{ct}	B_1	P_{max}^c	P_{min}^c	Xe con G	Toàn cầu trục
5	11	5000	3500	1650	230	7,6	2,2	3,0	14,6
	14					8,1	2,6		16,4
	17					8,8	3,3		19,1
	20					9,5	3,9		21,8
	23					10,7	4,8		26,0
	26	6500	5000	11,3	5,7	29,0			
	29	12,1	6,5	32,2					
10	11	6300	4400	1900	260	12,5	2,0	5,6	19,0
	14					13,0	2,5		21,0
	17					13,5	3,0		23,0
	20					14,5	3,5		26,0
	23					15,0	4,0		28,0
	26	16,0	4,5	31,0					
	29	5000	17,5	5,9	36,8				
15	11	6300	4400	2300	260	15,0	3,8	6,0	22,5
	14					16,0	3,8		24,5
	17					16,5	4,8		27,5
	20					17,5	5,8		31,5
	23					18,6	6,5		35,0
	26	19,5	7,2	38,5					
	29	5000	21,5	8,2	44,5				
20/5	10,5	6300	4400	2400	260	18,5	4,0	6,0	25,0
	13,5					19,5	4,0		27,0
	16,5					20,5	4,5		30,0
	19,5					22,0	4,8		33,5
	22,5					23,0	5,5		37,0
	25,5	24,5	6,6	41,0					
	28,5	5000	26,0	7,2	46,5				
30/5	10,5	6300	5100	2750	300	25,5	7,8	12,5	36,5
	13,5					27,5	7,8		40,0
	16,5					29,5	7,8		44,5
	19,5					31,0	9,0		50,0
	22,5					32,5	9,8		54,5
	25,5	33,5	11,0	59,0					
	28,5	35,5	12,0	65,0					

Phụ lục II

CÁC SỐ LIỆU VỀ TẢI TRỌNG GIÓ THEO TCVN 2737 - 1995

Bảng 1. Áp lực gió W_0 .

Các vùng gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_0 (kg/m^2)	65	95	125	155	185

Chú thích : - Theo bản đồ phân vùng áp lực gió

Khu vực I-A gồm các tỉnh vùng rừng núi phía bắc như Cao Bằng , Hà Giang , Lai Châu , Lạng Sơn , Lào Cai , Sơn La , Tuyên Quang , Yên Bái ; các tỉnh vùng cao nguyên Trung bộ như Công Tum , Gia Lai , Đắc Lắc , Lâm Đồng ; các tỉnh ở phía tây Nam bộ như An Giang , Đồng Nai , Đồng Tháp ...

Khu vực II-A gồm thành phố Hồ Chí Minh, Khánh Hòa và các tỉnh miền đông Nam bộ như Bà Rịa - Vũng Tàu , Bến Tre , Cần Thơ , Bạc Liêu , Cà Mau , Long An , Sóc Trăng , Tiền Giang , Trà Vinh , Vĩnh Long ...

Khu vực II-B gồm thành phố Hà Nội , các tỉnh Bắc Giang, Bắc ninh, Hà Tây và một số vùng phụ cận Hà Nội của các tỉnh Hải Dương, Hưng Yên, Hòa Bình , Vĩnh Phúc, Phú Thọ ... ; một số vùng núi Thanh Hóa , Nghệ An ...; một số vùng đồng bằng các tỉnh miền Trung như Quảng Bình , Quảng Trị , Thừa Thiên - Huế , Quảng Nam, Thành phố Đà Nẵng , Quảng Ngãi...

Khu vực III-B gồm một số vùng của các tỉnh đồng bằng Bắc Bộ như Hải Dương, Hưng Yên, Nam Hà , Ninh Bình , vùng đồng bằng Thanh Hóa , một số vùng ven biển của Quảng Ninh và các tỉnh miền Trung như Nghệ An , Quảng Bình , Quảng Trị , Thừa Thiên - Huế , Quảng Nam , Đà Nẵng , Quảng Ngãi , Phú Yên ..

Khu vực IV -B gồm tỉnh Thái Bình , Hải Phòng và một số vùng ven biển Bắc bộ và Trung bộ như Hà Nam, Nam Định, Ninh Bình , Thanh Hóa , Hà Tĩnh ...

Khu vực V-B là các khu vực ở ngoài hải đảo như quần đảo Hoàng Sa ...

- Đối với vùng ảnh hưởng của bão được đánh giá là yếu , giá trị của áp lực gió W_0 được giảm đi 10 kg/ m^2 đối với vùng I-A , 12 kg/ m^2 đối với vùng II-A và 15 kg/ m^2 đối với vùng III-A .

Bảng 2. Hệ số K

Dạng địa hình Độ cao Z (m)	A	B	C
3	1,00	0,80	0,47
5	1,07	0,88	0,54
10	1,18	1,00	0,66
15	1,24	1,08	0,74
20	1,29	1,13	0,80
30	1,37	1,22	0,89
40	1,43	1,28	0,97
50	1,47	1,34	1,03
60	1,51	1,38	1,08
80	1,57	1,45	1,18
100	1,62	1,51	1,25
150	1,72	1,63	1,40
200	1,79	1,71	1,52
250	1,84	1,78	1,62
300	1,84	1,84	1,70
350	1,84	1,84	1,78
≥ 400	1,84	1,84	1,84

Chú thích : - Địa hình dạng A là địa hình trống trải , không có hoặc có rất ít vật cản cao không quá 1,5 m (bờ biển thoáng , mặt sông , hồ lớn , đồng muối , cánh đồng không có cây cao ...) .

- Địa hình dạng B là địa hình tương đối trống trải , có thưa thớt một số vật cản nhưng cao không quá 10m (vùng ngoại ô ít nhà , thị trấn , làng mạc , vùng rừng thưa , hoặc rừng non , vùng trồng cây thưa ...) .

- Địa hình dạng C là địa hình bị che chắn mạnh , có nhiều vật cản sát nhau cao từ 10m trở lên (trong thành phố , vùng rừng rậm ...) .

Công trình được xem là thuộc dạng địa hình nào nếu tính chất của dạng địa hình đó không thay đổi trong khoảng cách 30h khi $h \leq 60m$ và 2 km khi $h > 60m$ tính từ mặt đón gió của công trình , h là chiều cao của công trình .

- Đối với các độ cao trung gian , giá trị K cho phép xác định bằng cách nội suy tuyến tính các số liệu trong bảng .

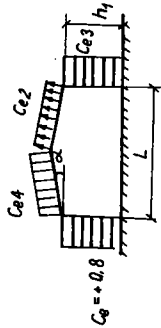
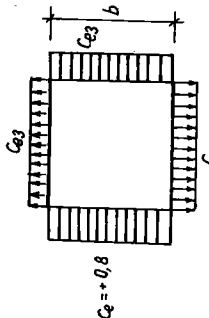
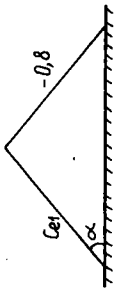
Bảng 3. Hệ số điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định của công trình khác nhau

Thời gian sử dụng giả định - năm	5	10	20	30	40	50
Hệ số điều chỉnh tải trọng gió	0,61	0,72	0,83	0,91	0,96	1

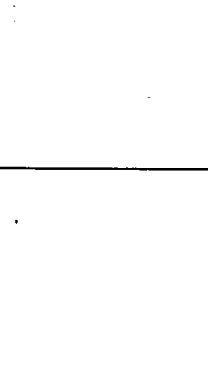
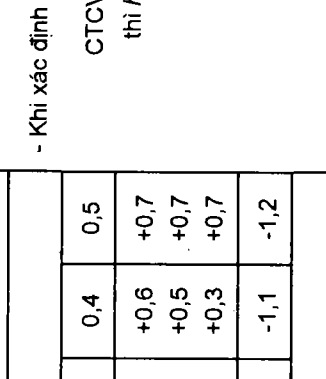
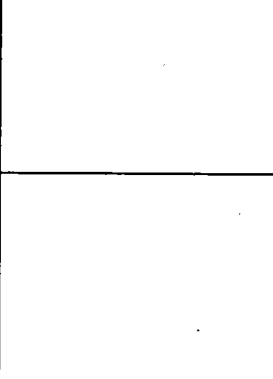
Bảng 4 : Bảng chỉ dẫn xác định hệ số khí động

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
<p>1.</p> <p>a) Các mặt phẳng thẳng đứng</p> <ul style="list-style-type: none"> - Đón gió - Khuất gió <p>b) Các mặt phẳng thẳng đứng hay nghiêng với phương thẳng đứng không quá 15° nằm trong các nhà nhiều cửa trời hoặc các nhà có mặt phức tạp khác (nếu không có sơ đồ tương ứng trong bảng này)</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mặt biên hay mặt trung gian nhỏ <ul style="list-style-type: none"> lên cao Đón gió Khuất gió - Mặt trung gian khác <ul style="list-style-type: none"> Đón gió Khuất gió 	<p>$c = +0,8$ $c = -0,6$</p> <p>$c = +0,7$ $c = -0,6$</p> <p>$c = -0,5$ $c = -0,5$</p>	

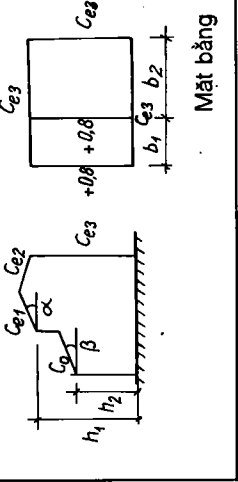
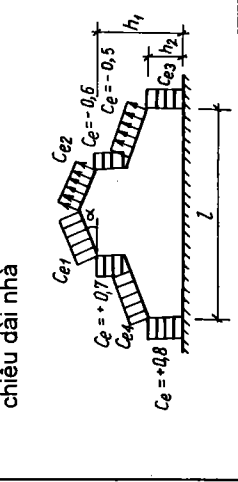
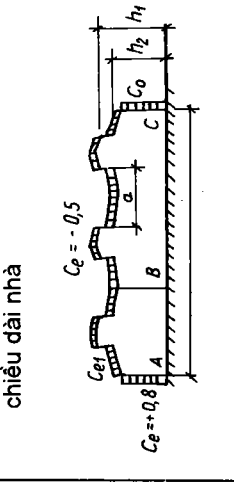
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động				Chú thích																																																						
<p>2. Nhà có mái dốc hai phía</p>  <p>$c_g = +0,8$</p>  <p>$c_g = +0,8$</p> <p>Mặt bằng</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Hệ số</th> <th rowspan="2">α, độ</th> <th colspan="3">h_1 / l</th> </tr> <tr> <th>0</th> <th>0,5</th> <th>1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">c_{e1}</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0,6</td> <td>≥ 2</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>+0,2</td> <td>-0,4</td> <td>-0,8</td> </tr> <tr> <td>40</td> <td>+0,4</td> <td>+0,3</td> <td>-0,8</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>+0,8</td> <td>+0,8</td> <td>-0,4</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">c_{e2}</td> <td>≤ 60</td> <td>-0,4</td> <td>-0,4</td> <td>+0,8</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>-0,5</td> <td>-0,8</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">b/l</th> <th colspan="3">Giá trị c_{e3} khi h_1/l bằng</th> </tr> <tr> <th>$\leq 0,5$</th> <th>1</th> <th>≥ 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>≤ 1</td> <td>-0,4</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> </tr> <tr> <td>≥ 2</td> <td>-0,5</td> <td>-0,6</td> <td>-0,6</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tbody> <tr> <td>α</td> <td>0°</td> <td>30°</td> <td>$\geq 60^\circ$</td> </tr> <tr> <td>c_{e1}</td> <td>0</td> <td>+0,2</td> <td>+0,8</td> </tr> </tbody> </table>	Hệ số	α , độ	h_1 / l			0	0,5	1	c_{e1}	0	0	-0,6	≥ 2	20	+0,2	-0,4	-0,8	40	+0,4	+0,3	-0,8	60	+0,8	+0,8	-0,4	c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	+0,8			-0,5	-0,8	b/l	Giá trị c_{e3} khi h_1/l bằng			$\leq 0,5$	1	≥ 2	≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6	≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6	α	0°	30°	$\geq 60^\circ$	c_{e1}	0	+0,2	+0,8	<p>- Khi gió thổi vào đầu hồi nhà, các mặt mái đều lấy $c_e = -0,7$</p> <p>- Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì : $h = h_1 + 0,2 \times l \times \tan \alpha$</p>
Hệ số	α , độ			h_1 / l																																																							
		0	0,5	1																																																							
c_{e1}	0	0	-0,6	≥ 2																																																							
	20	+0,2	-0,4	-0,8																																																							
	40	+0,4	+0,3	-0,8																																																							
	60	+0,8	+0,8	-0,4																																																							
c_{e2}	≤ 60	-0,4	-0,4	+0,8																																																							
			-0,5	-0,8																																																							
b/l	Giá trị c_{e3} khi h_1/l bằng																																																										
	$\leq 0,5$	1	≥ 2																																																								
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6																																																								
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6																																																								
α	0°	30°	$\geq 60^\circ$																																																								
c_{e1}	0	+0,2	+0,8																																																								
<p>3. Mái hai chiều kín úp sát đất</p> 																																																											

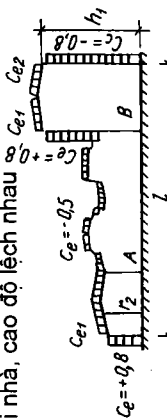
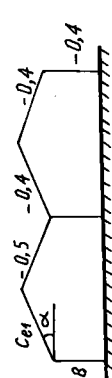
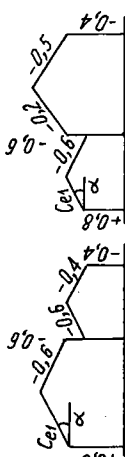
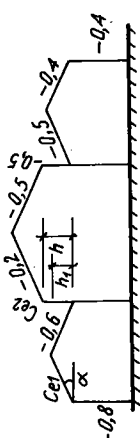
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																																						
<p>4. Mái vòm kín úp sát đất</p> 	<table border="1" data-bbox="329 825 510 1083"> <thead> <tr> <th>f/l</th> <th>C_1</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,1</td> <td>+0,1</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>+0,2</td> </tr> <tr> <td>0,5</td> <td>+0,6</td> </tr> </tbody> </table>	f/l	C_1	0,1	+0,1	0,2	+0,2	0,5	+0,6																															
f/l	C_1																																							
0,1	+0,1																																							
0,2	+0,2																																							
0,5	+0,6																																							
<p>5. Mái vòm hoặc gôn giống dạng vòm (như mái trên các dàn hình cánh cung)</p> 	<table border="1" data-bbox="623 825 944 1341"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Hệ số</th> <th rowspan="2">h_1/l</th> <th colspan="5">f/l</th> </tr> <tr> <th>0,1</th> <th>0,2</th> <th>0,3</th> <th>0,4</th> <th>0,5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">C_{e1}</td> <td>0</td> <td>+0,1</td> <td>+0,2</td> <td>+0,4</td> <td>+0,6</td> <td>+0,7</td> </tr> <tr> <td>0,2</td> <td>-0,2</td> <td>-0,1</td> <td>+0,2</td> <td>+0,5</td> <td>+0,7</td> </tr> <tr> <td>≥ 1</td> <td>-0,8</td> <td>-0,7</td> <td>-0,3</td> <td>+0,3</td> <td>+0,7</td> </tr> <tr> <td>C_{e2}</td> <td></td> <td>-0,8</td> <td>-0,9</td> <td>-1</td> <td>-1,1</td> <td>-1,2</td> </tr> </tbody> </table> <p>Giá trị C_{e3} lấy theo sơ đồ 2</p>	Hệ số	h_1/l	f/l					0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	C_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7	C_{e2}		-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2	<p>- Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 CTCVN 2737 - 1995 thì $h = h_1 + 0,7f$</p>
Hệ số	h_1/l			f/l																																				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5																																		
C_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7																																		
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7																																		
	≥ 1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7																																		
C_{e2}		-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2																																		
<p>6. Nhà kín mái dốc một chiều</p> 	<table border="1" data-bbox="972 825 1155 1083"> <thead> <tr> <th>α</th> <th>C_{e1}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\leq 15^\circ$</td> <td>+0,2</td> </tr> <tr> <td>30°</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 60^\circ$</td> <td>+0,8</td> </tr> </tbody> </table>	α	C_{e1}	$\leq 15^\circ$	+0,2	30°	0	$\geq 60^\circ$	+0,8																															
α	C_{e1}																																							
$\leq 15^\circ$	+0,2																																							
30°	0																																							
$\geq 60^\circ$	+0,8																																							

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động		Chú thích																	
	h_1/h_2	c_0																		
<p>7. Nhà kín có phần bán mái</p>  <table border="1" data-bbox="389 811 627 1300"> <thead> <tr> <th>h_1/h_2</th> <th>c_0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1,2</td> <td>-0,5</td> </tr> <tr> <td>1,4</td> <td>-0,3</td> </tr> <tr> <td>1,6</td> <td>-0,1</td> </tr> <tr> <td>1,8</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>2,0</td> <td>+0,2</td> </tr> <tr> <td>2,5</td> <td>+0,4</td> </tr> <tr> <td>3,0</td> <td>+0,6</td> </tr> <tr> <td>$\geq 4,0$</td> <td>+0,8</td> </tr> </tbody> </table>	h_1/h_2	c_0	1,2	-0,5	1,4	-0,3	1,6	-0,1	1,8	0	2,0	+0,2	2,5	+0,4	3,0	+0,6	$\geq 4,0$	+0,8		<ul style="list-style-type: none"> - Khi $b_1 \leq b_2$ và $0 \leq \beta \leq 30^\circ$ thì c_0 lấy theo bảng này - Khi $b_1 > b_2$ thì c_0 lấy theo sơ đồ 2 - Giá trị c_{e1}, c_{e2}, c_{e3} lấy theo sơ đồ 2
h_1/h_2	c_0																			
1,2	-0,5																			
1,4	-0,3																			
1,6	-0,1																			
1,8	0																			
2,0	+0,2																			
2,5	+0,4																			
3,0	+0,6																			
$\geq 4,0$	+0,8																			
<p>8. Nhà một nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Giá trị c_{e1}, c_{e2}, c_{e3} lấy theo sơ đồ 2. - Hệ số khí động đối với các mặt của cửa trời lấy bằng -0,6 - Hệ số khí động đối với mặt đón gió của cửa trời khi góc nghiêng mái nhỏ hơn 20° lấy bằng -0,8 	<ul style="list-style-type: none"> - Khi tính khung ngang của nhà có cửa trời theo sơ đồ 8 và có các tấm chắn gió thì hệ số khí động tổng công lên: hệ thống "cửa trời - tấm chắn" lấy bằng 1,4. - Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì $h = h_1$ 																		
<p>9. Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8. - Đối với mái nhà trên đoạn AB hệ số c_e lấy như sơ đồ 8. - Đối với cửa trời đoạn BC khi $\lambda \leq 2$ thì $c_x = 0,2$ khi $2 \leq \lambda \leq 8$ thì $c_x = 0,1\lambda$ khi $\lambda > 8$ thì $c_x = 0,8$ khi $\lambda = a/(h_1 - h_2)$ - Đối với những đoạn mái còn lại $c_e = -0,5$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Tương đồn gió, khuất gió và tương bài kỳ, hệ số khí động xác định như sơ đồ 2. - Khi xác định hệ số v theo điều 6.15 thì $h = h_1$ 																		

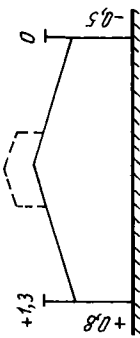
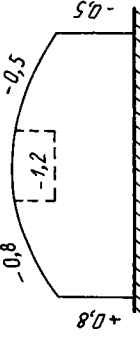
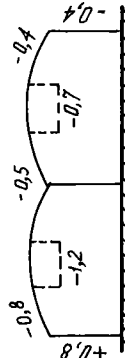
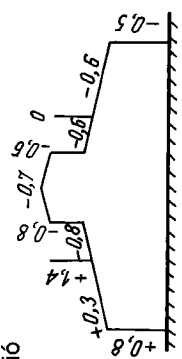
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
<p>10. Nhà nhiều nhịp có cửa trời dọc theo chiều dài nhà, cao độ lệch nhau</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Xem chỉ dẫn hệ số khí động của sơ đồ 8 - Hệ số c_{e1}, c'_{e1}, c_{e2} lấy như sơ đồ 2 khi xác định c_{e1} theo h_1 (chiều cao tương đối gió) - Đối với đoạn AB hệ số c_e xác định như đoạn BC của sơ đồ 9 khi chiều cao cửa trời bằng ($h_1 - h_2$) 	<ul style="list-style-type: none"> - Xem chú thích ở sơ đồ 9
<p>11. Nhà kín hai khẩu độ, mái dốc hai chiều</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_{e1} lấy như sơ đồ 2 	
<p>12. Nhà kín hai khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_{e1} lấy như sơ đồ 2 	
<p>13. Nhà kín ba khẩu độ, mái dốc hai chiều, cao độ lệch nhau.</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_{e1} lấy như sơ đồ 2 - Hệ số c_{e1} lấy như sau: $c_{e2} = 0,6 \times (1 - 2h_1/h)$ Nếu $h_1 > h$ thì $c_{e2} = -0,6$ 	

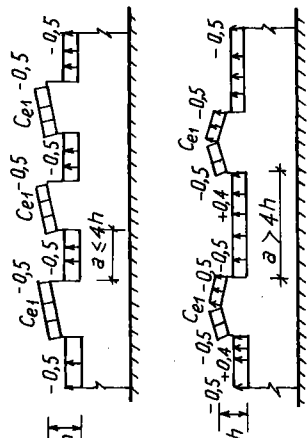
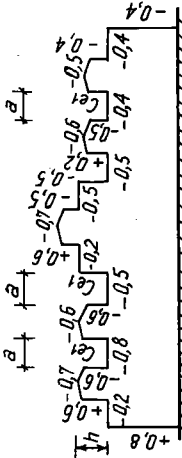
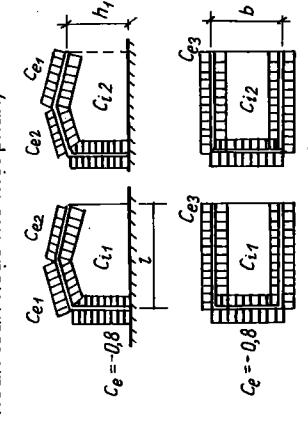
Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
<p>14. Nhà kín có cửa trời và một phần bán mái</p>	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	
<p>15. Nhà kín có cửa trời và hai phần bán mái</p>	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	
<p>16. Nhà kín ba khẩu độ, giữa có cửa trời dọc nhà</p>	<p>- Hệ số c_{e1} lấy như sơ đồ 2 - Hệ số c_{e1} lấy như sau: $c_{e2} = 0,6 \times (1 - 2h_1/h)$ Nếu $h_1 > h$ thì $c_{e2} = -0,6$</p>	
<p>17. Nhà kín ba khẩu độ, có cửa trời dọc nhà</p>	<p>- Hệ số c_{e1} lấy như sau: Khi $a \leq 4h$ thì $c_{e1} = +0,2$ Khi $a > 4h$ thì $c_{e1} = +0,6$</p>	

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
<p>18. Nhà kín có tường con gá, mái dốc hai phía</p> 	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	
<p>19. Nhà kín mái vòm có cửa trời ngấm</p> 	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	
<p>20. Nhà kín mái vòm hai khẩu độ, có cửa trời ngấm</p> 	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	
<p>21. Nhà kín một khẩu độ có cửa trời và tấm chắn gió</p> 	<p>Hệ số khí động xem sơ đồ bên</p>	

Bảng 4 (tiếp theo)

Số đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích
<p>25. Nhà có cửa trời thiên đỉnh</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_{e1} và c_{e3} lấy theo sơ đồ 2 - Lực ma sát W_f tính như sơ đồ 24 	<ul style="list-style-type: none"> - Xem chú thích sơ đồ 9
<p>26. Nhà kín nhiều khẩu độ phức tạp</p> 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_{e1} lấy như sau : <ul style="list-style-type: none"> Khi $a \leq 4h$ thì $c_{e1} = +0,2$ Khi $a > 4h$ thì $c_{e1} = +0,6$ 	
<p>27. Nhà có một mặt mở thường xuyên (mở hoàn toàn hoặc mở một phần)</p>  <p>Mặt bằng</p>	<p>Gọi μ là khẩu độ thấm thấu gió của tường, bằng tỷ số giữa diện tích lỗ cửa mở và diện tích của mặt tường.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Khi $\mu \geq 5\%$ thì $c_{i1} = c_{i2} = \pm 0,2$ tùy theo hướng đón hay khuất gió. - Khi $\mu \geq 30\%$ thì $c_{i1} = c_{e3} =$ xác định theo sơ đồ 2 và $c_{i2} = +0,8$ - Trường hợp mở một mặt hoàn toàn cũng lấy như khi $\mu \geq 30\%$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Hệ số c_e lấy theo sơ đồ 2 - Với nhà kín lấy $c_i = 0$. Trong các nhà nêu ở mục 6.1.2, giá trị tiêu chuẩn của áp lực ngoài lên vách ngăn nhẹ (khi tỷ trọng bê mặt của chúng nhỏ hơn 100 kg/m^2) lấy bằng $0,2W_0$ nhưng không nhỏ hơn 10 kg/m^2. - Với mỗi tường nhà, dầm + hay - của c_{i1} khi $\mu \leq 5\%$ xác định từ điều kiện thực nghiệm với các phương án tải trọng bất lợi nhất

Bảng 4 (tiếp theo)

Sơ đồ nhà, công trình, các cấu kiện và sơ đồ tải trọng gió	Chỉ dẫn xác định hệ số khí động	Chú thích																																																						
<p>30. Nhà có nhiều bậc</p>	<p>Đổi với các phân mái nằm ngang hay nghiêng ($\alpha < 15^\circ$), các hệ số khí động trên chiều cao h_1 và h_2 cũng lấy như trên phần thẳng đứng.</p> <p>Khi $l_1 > h_2$ chiều dài của đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $h_1 / 2$.</p> <p>Các hệ số khí động trên mặt góc lõm vào của nhà (trên chiều dài a) song song với hướng gió cũng lấy như đối với cạnh đón gió</p> <p>Khi $b > a$ chiều dài đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $a / 2$.</p>	<p>- Đổi với các phân mái nằm ngang hay nghiêng ($\alpha < 15^\circ$), các hệ số khí động trên chiều cao h_1 và h_2 cũng lấy như trên phần thẳng đứng.</p> <p>- Khi $l_1 > h_2$ chiều dài của đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $h_1 / 2$.</p> <p>- Các hệ số khí động trên mặt góc lõm vào của nhà (trên chiều dài a) song song với hướng gió cũng lấy như đối với cạnh đón gió</p> <p>- Khi $b > a$ chiều dài đoạn chuyển sang áp lực âm lấy bằng $a / 2$.</p>																																																						
<p>31. Mái hiên</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Dạng sơ đồ</th> <th>α (độ)</th> <th>C_{e1}</th> <th>C_{e2}</th> <th>C_{e3}</th> <th>C_{e4}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">I</td> <td>10</td> <td>0,5</td> <td>-1,3</td> <td>-1,1</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>1,1</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>-0,4</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>2,1</td> <td>0,9</td> <td>0,6</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">II</td> <td>10</td> <td>0</td> <td>-1,1</td> <td>-1,5</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>1,5</td> <td>0,5</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>2</td> <td>0,8</td> <td>0,4</td> <td>0,4</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">III</td> <td>10</td> <td>1,4</td> <td>0,4</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>1,8</td> <td>0,5</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>2,2</td> <td>0,6</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Dạng sơ đồ	α (độ)	C_{e1}	C_{e2}	C_{e3}	C_{e4}	I	10	0,5	-1,3	-1,1	0	20	1,1	0	0	-0,4	30	2,1	0,9	0,6	0	II	10	0	-1,1	-1,5	0	20	1,5	0,5	0	0	30	2	0,8	0,4	0,4	III	10	1,4	0,4			20	1,8	0,5			30	2,2	0,6			<p>- Giá trị các hệ số C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} và C_{e4} dùng để tính tổng áp lực lên mặt trên và dưới của mái hiên</p> <p>- Đối với các giá trị âm của C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} và C_{e4} hướng áp lực trên các sơ đồ đối theo chiều ngược lại</p> <p>- Đối với mái lượn sóng, nếu hướng gió dọc theo mái thì phải kể đến lực ma sát W_f với $C_f = 0,04$</p>
Dạng sơ đồ	α (độ)	C_{e1}	C_{e2}	C_{e3}	C_{e4}																																																			
I	10	0,5	-1,3	-1,1	0																																																			
	20	1,1	0	0	-0,4																																																			
	30	2,1	0,9	0,6	0																																																			
II	10	0	-1,1	-1,5	0																																																			
	20	1,5	0,5	0	0																																																			
	30	2	0,8	0,4	0,4																																																			
III	10	1,4	0,4																																																					
	20	1,8	0,5																																																					
	30	2,2	0,6																																																					

Phụ lục III**CƯỜNG ĐỘ TIÊU CHUẨN VÀ MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA
BÊTÔNG NẶNG , KG / cm²**

Mác thiết kế của bê tông	150	200	250	300	350	400	500
Cường độ tiêu chuẩn về nén R_n^c	85	115	140	170	200	220	280
Cường độ tiêu chuẩn về kéo R_k^c	9,5	11,5	13,0	14,5	16,0	18,0	20,0
Môđun đàn hồi E_b	$21 \cdot 10^5$	$24 \cdot 10^4$	$26,5 \cdot 10^4$	$29 \cdot 10^4$	$31 \cdot 10^4$	$33 \cdot 10^4$	$36 \cdot 10^4$

Phụ lục IV**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN (KG / cm²)
VÀ HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA BÊTÔNG NẶNG**

Mác thiết kế của bê tông	150	200	250	300	400	500	600
Cường độ tính toán về nén R_n	65	90	110	130	155	170	215
Cường độ tính toán về kéo R_k	6	7,5	8,8	10	11	12	13,4

Cường độ tính toán của bê tông R_n , R_k lấy bằng các giá trị trong bảng nhân với hệ số điều kiện làm việc m_b sau đây:

1. Cột bê tông đổ theo phương đứng, có cạnh lớn của tiết diện dưới 30 cm, $m_b = 0,85$.
2. Kết cấu đổ bê tông theo phương đứng mỗi lớp đổ dày trên 1,5 m, $m_b = 0,9$.
3. Kết cấu chịu bức xạ mặt trời ở vùng nóng, độ ẩm dưới 40%, $m_b = 0,85$.
4. Khi tính kết cấu với tổ hợp đặc biệt, $m_b = 1,1$.
5. Trong các trường hợp bình thường, $m_b = 1,0$.

Phụ lục V**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP VIỆT NAM , kg / cm^2**

Nhóm cốt thép	Vẽ kéo R_a	Vẽ nén R_a'	Khi tính theo lực cắt R_{ax}
C I	2000	2000	1600
C II	2600	2600	2100
C III	3400	3400	2700

Phụ lục VI**CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA CỐT THÉP
LIÊN XÔ (CŨ) , kg / cm^2**

Nhóm cốt thép	Vẽ kéo R_a	Vẽ nén R_a'	Khi tính theo lực cắt R_{ax}
A I	2100	2100	1700
A II	2700	2700	2150
A III	3400	3400	2700

Phụ lục VII**CÁC GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ α_0 VÀ A_0 TƯƠNG ỨNG**

Cường độ tính toán vẽ kéo của cốt thép R_a , kg/cm^2	Hệ số	Hệ số α_0 và A_0 tương ứng với mác chịu nén của bê tông nặng			
		≤ 200	250 - 300	350 - 400	500
≤ 3000	α_0	0,62	0,58	0,55	0,52
	A_0	0,428	0,412	0,399	0,385
4000	α_0	0,58	0,55	0,55	0,50
	A_0	0,412	0,399	0,399	0,375
5000	α_0	0,55	0,55	0,52	0,45
	A_0	0,399	0,399	0,385	0,349
6000	α_0	0,50	0,48	0,45	0,42
	A_0	0,375	0,365	0,349	0,332

Tài liệu tham khảo

1. *Trịnh Kim Đạm , Ngô Thế Phong . **Thiết kế khung bê tông cốt thép** . Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1989 .*
2. *Phi Văn Sương , Nguyễn Đình Cống . **Tính toán kết cấu bê tông cốt thép nhà công nghiệp một tầng** . Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1984 .*
3. *Nguyễn Đình Cống , Ngô Thế Phong , Huỳnh Chánh Thiên . **Kết cấu bê tông cốt thép** (phần kết cấu nhà cửa) . Nhà xuất bản đại học và trung học chuyên nghiệp . Hà Nội , 1978.*
4. *Ngô Thế Phong , Nguyễn Đình Cống , Trịnh Kim Đạm , Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phấn Tấn . **Kết cấu bê tông cốt thép** (phần cấu kiện cơ bản) . Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật . Hà Nội , 1994*
5. ***Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép** . TCVN 5574 - 91*
6. ***Tải trọng và tác động** . TCVN 2737 - 1995 . Nhà xuất bản xây dựng. Hà Nội, 1995.*

Mục lục

Trang

Lời nói đầu 3

Phần 1 .THIẾT KẾ KHUNG NGANG

§1. Xác định kích thước khung ngang	5
§2. Xác định tải trọng	13
§3. Xác định nội lực trong cột	20
§4. Tính toán cốt thép	33
§5. Một số yêu cầu về cấu tạo	43
§6. Cấu tạo hệ giằng của nhà	45

Phần 2 .VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ví dụ 1. Tính toán khung ngang nhà một tầng ba nhịp	49
Ví dụ 2. Tính toán khung ngang nhà hai nhịp	91
Ví dụ 3. Tính toán khung ngang nhà ba nhịp đối xứng lệch cao trình	136
Phụ lục I. Các số liệu về cấu trúc	155
Phụ lục II. Các số liệu về tải trọng gió theo TCVN 2737 - 1995	159
Phụ lục III. Cường độ tiêu chuẩn và môđun đàn hồi của bê tông nặng	172
Phụ lục IV. Cường độ tính toán và hệ số điều kiện làm việc của bê tông nặng	172
Phụ lục V. Cường độ tính toán của cốt thép Việt Nam	173
Phụ lục VI. Cường độ tính toán của cốt thép Liên Xô (cũ)	173
Phụ lục VII. Các giá trị của hệ số α_0 và A_0 tương ứng	173
Phụ lục VIII. Các giá trị của hệ số α , γ , A	174
Phụ lục IX. Bảng chọn cốt thép làm móc cầu	174
Phụ lục X. Diện tích tiết diện cốt thép	175
Phụ lục XI. Hệ số uốn dọc φ của cấu kiện chịu nén đúng tâm	175
Tài liệu tham khảo	176

Ts. TRINH KIM ĐẠM

, Ts. LÊ BÁ HUẾ

KHUNG BÊTÔNG CỐT THÉP

Chịu trách nhiệm xuất bản : Pgs, Ts. TÔ ĐĂNG HẢI
Biên tập : THANH ĐỊNH, QUANG HÙNG
Kỹ mỹ thuật : ĐỖ PHÚ
Sửa bản in : QUANG HÙNG, ĐỖ PHÚ
Vẽ bìa : HỒNG VIỆT

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

In 700 bản, khổ 19 x 27cm, tại Nhà in Khoa học và Công nghệ
Giấy phép xuất bản số: 179-2006/CXB/11-9/KHKT.
In xong và nộp lưu chiểu tháng 4 năm 2006