

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

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

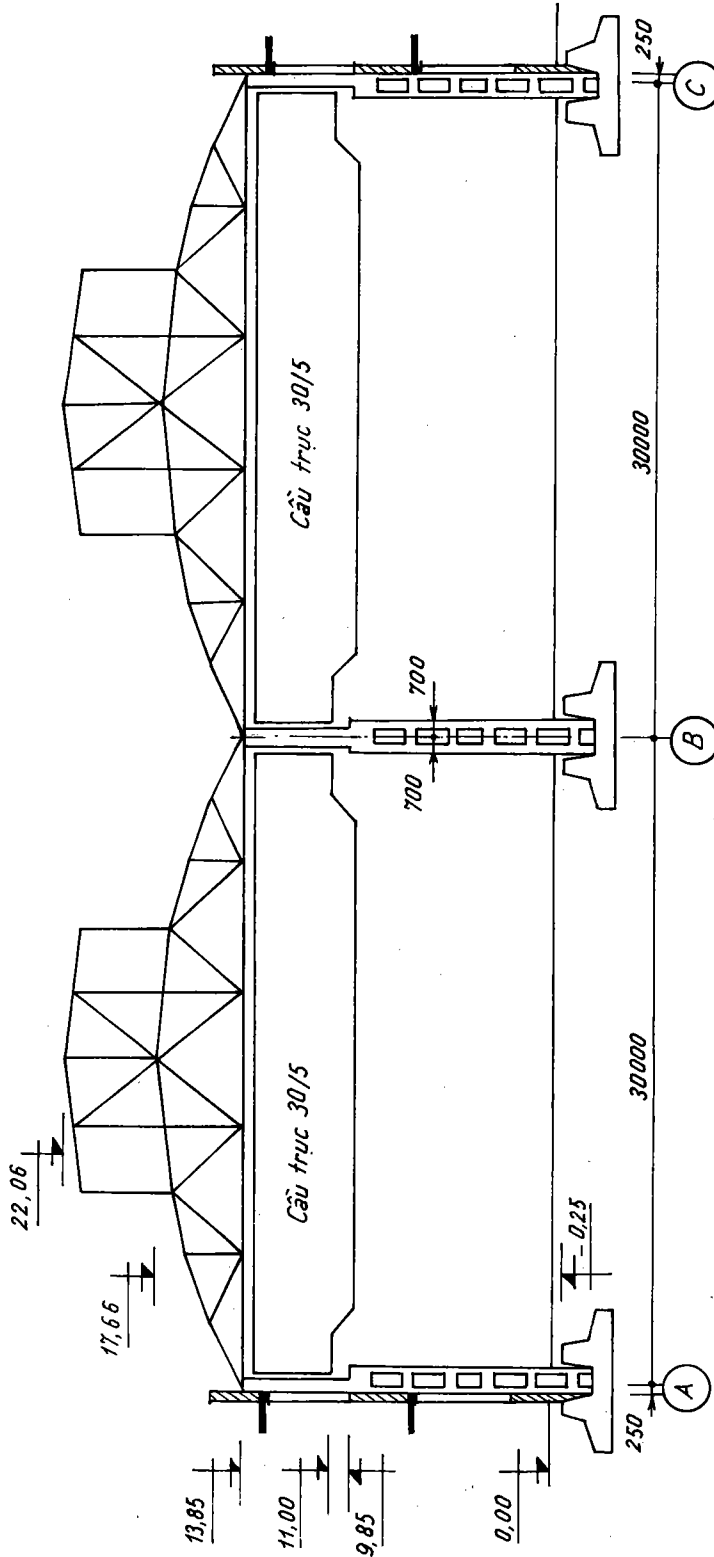
H_{ct} : Chiều cao cầu trục, với sức trục 30 t tra bảng 2 phụ lục I có $H_{ct} = 2,75$ m.

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

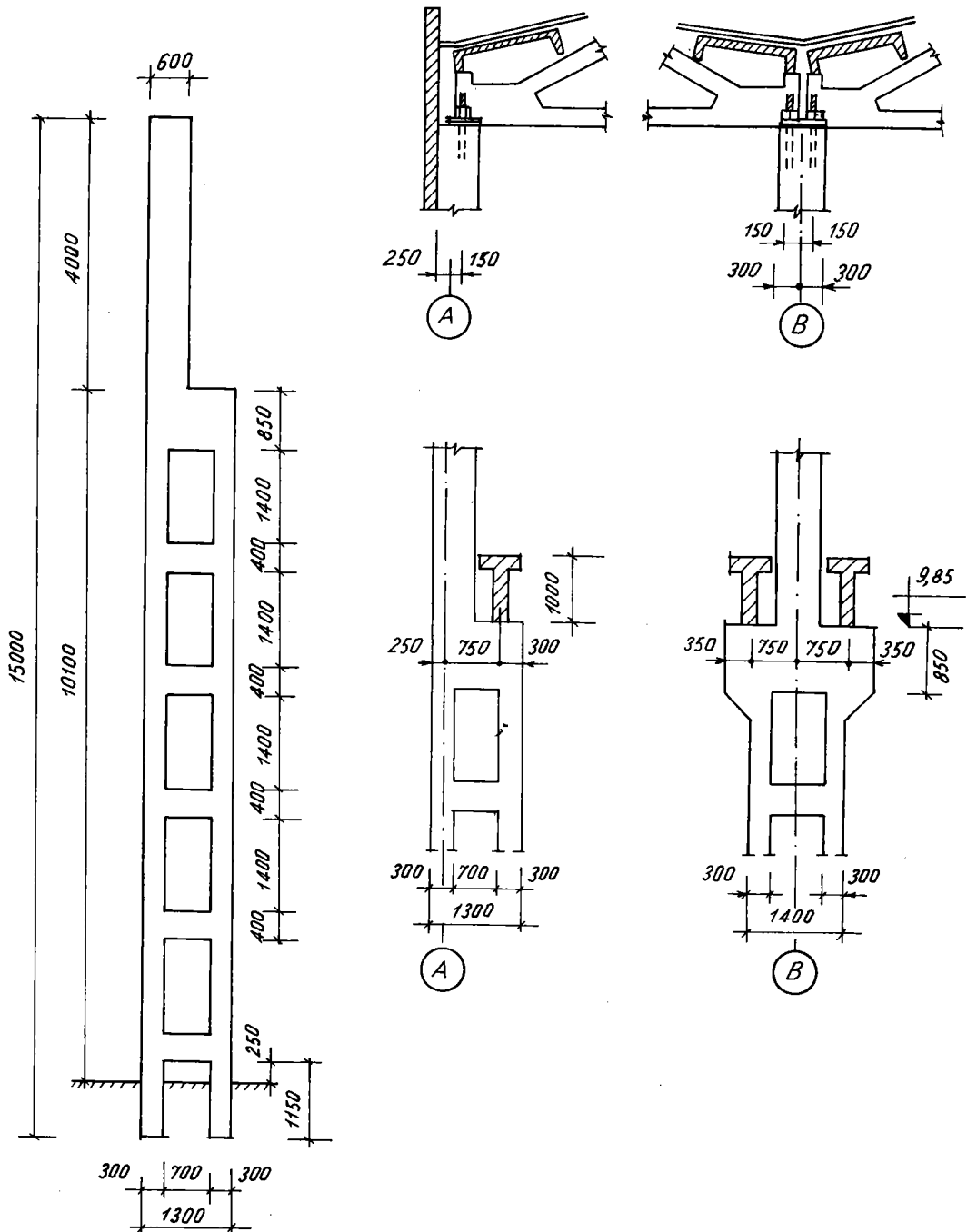
- Cao trình đỉnh mái

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

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

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

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

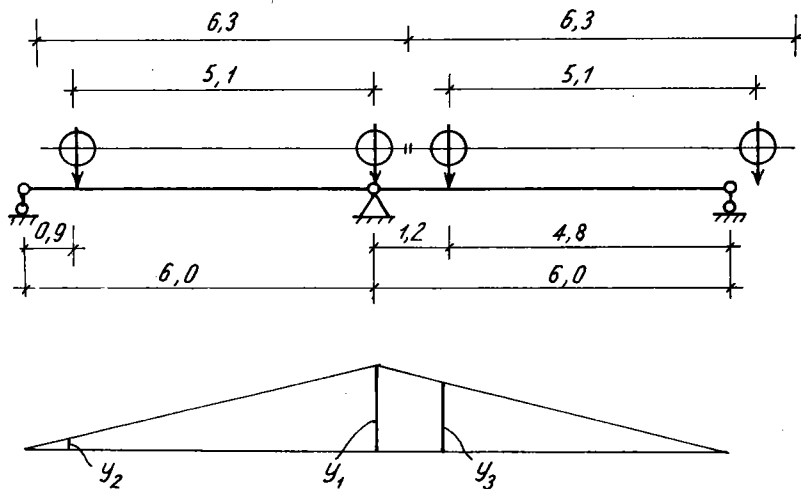
$$y_1 = 1;$$

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

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

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

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 $k = 0,82$.

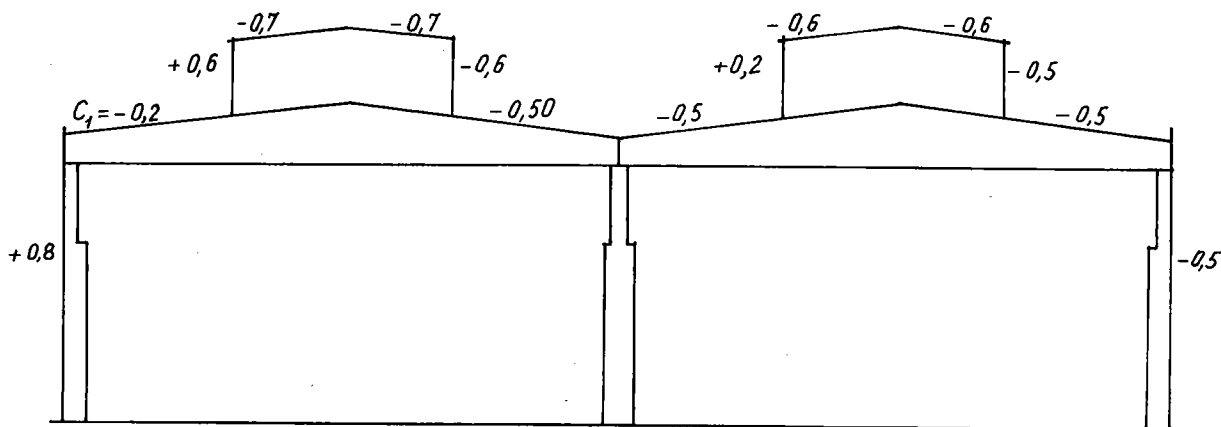
Ứng với tỷ số $H / L < 0,5$ và $B / L > 2$ thì hệ số khí động $c = + 0,8$ đối với phía gió đẩy và $c = - 0,5$ đối với phía gió hút.

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



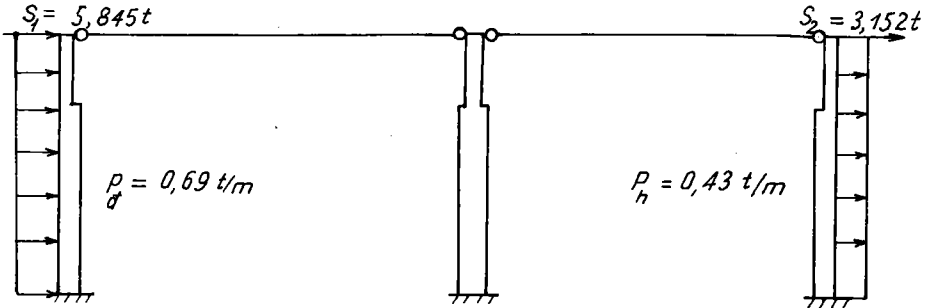
Hình 2.2.4. Sơ đồ xác định hệ số khí động

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

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

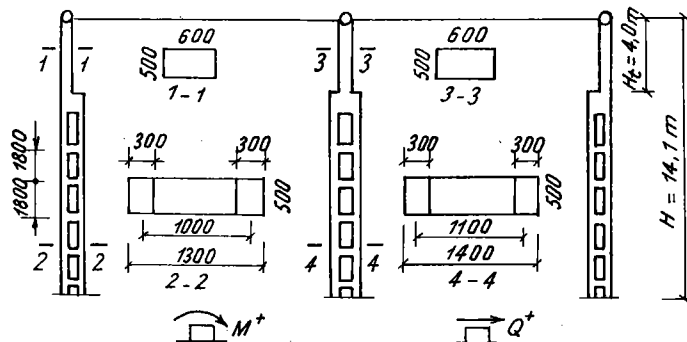
$$S_1 = 0,888 (0,8 \times 1,5 - 0,2 \times 1,94 + 0,6 \times 4 + 0,6 \times 4 + 0,5 \times 1,94) = 5,845 t ;$$

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

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

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

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

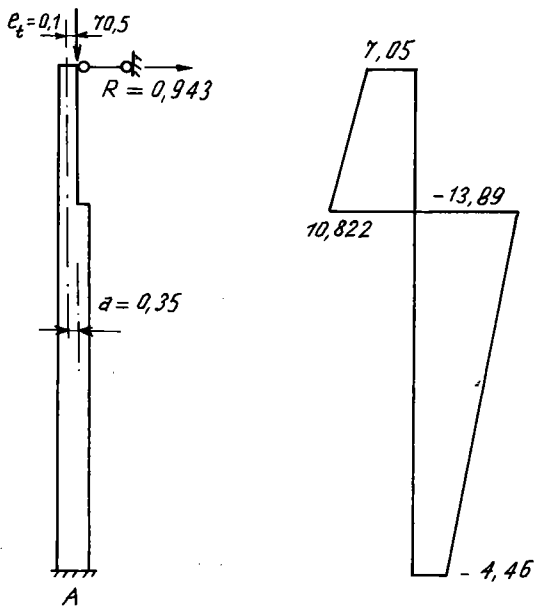
$$M_{III} = - 70,5 \times (0,35 - 0,1) + 0,934 \times 4,0 = -13,89 \text{ tm ;}$$

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

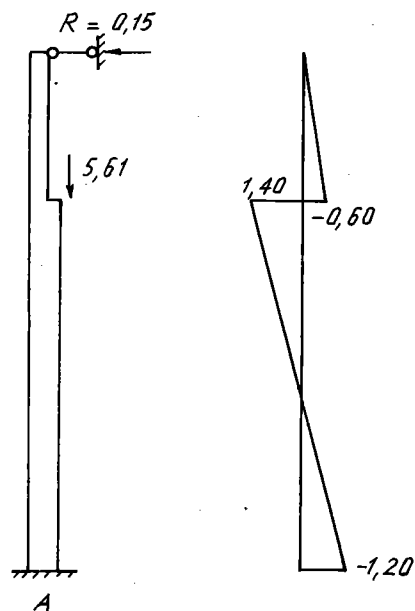
$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 70,5 \text{ t ;}$$

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

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

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

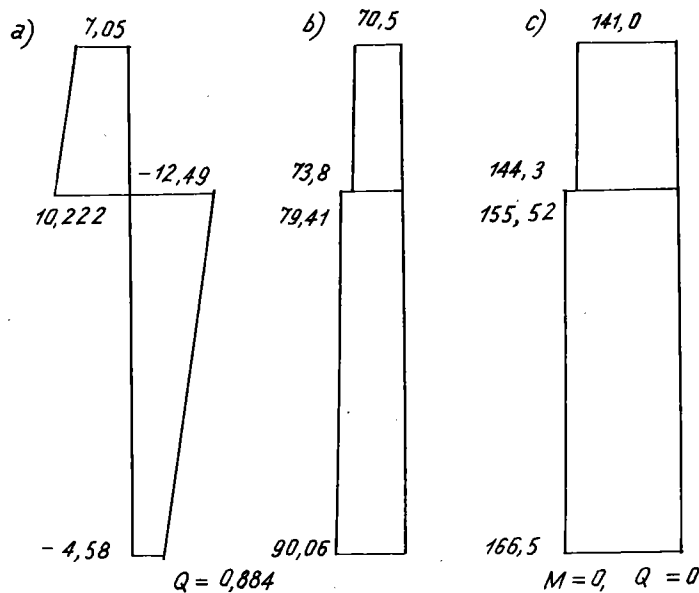
r_A và r_B được tính theo sơ đồ ở hình 2.2.10c và theo công thức

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

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

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

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



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

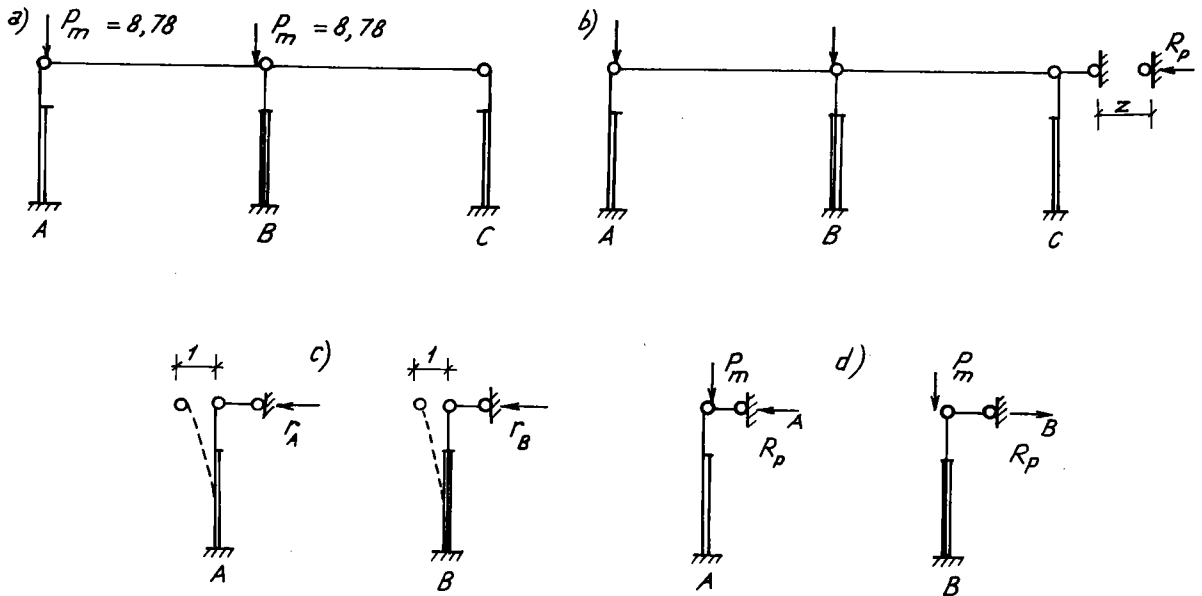
$$Z = -R_p / r = 0,3 / (1,958 \times 10^{-4} E) = 0,153 \times 10^4 / E.$$

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.

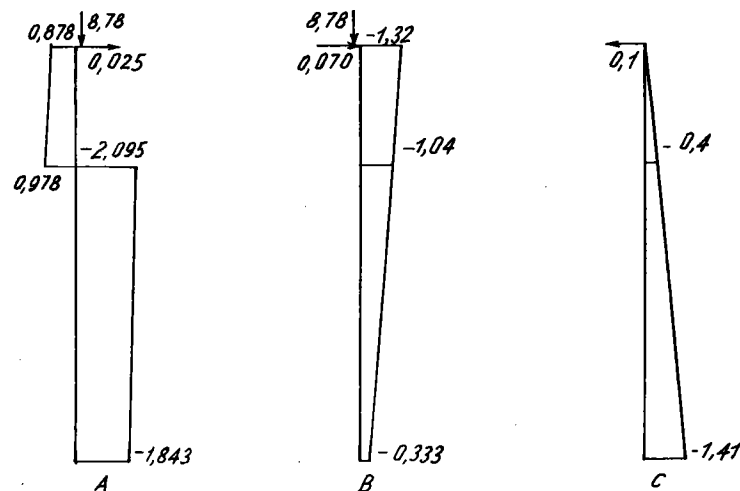
Trong trường hợp chiều dài khối nhiệt độ 60 m, bước cột 6m lấy hệ số không gian $C_{kg} = 4$.

Giải khung theo phương pháp chuyển vị.

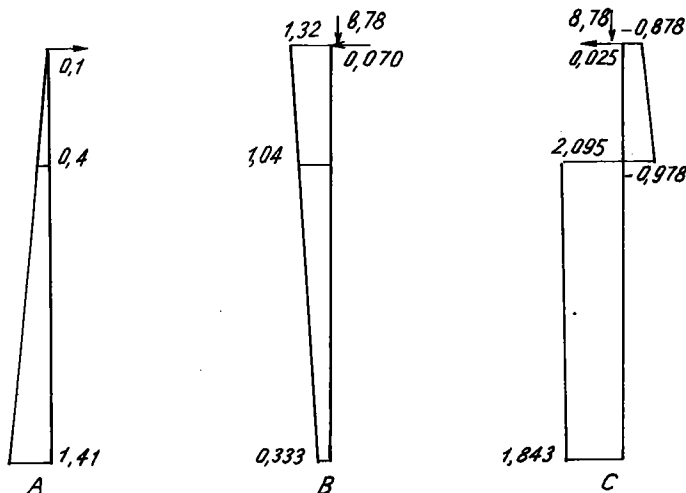
Phương trình chính tắc : $r \times C_{kg} \times Z + R_p = 0.$

Đã tính

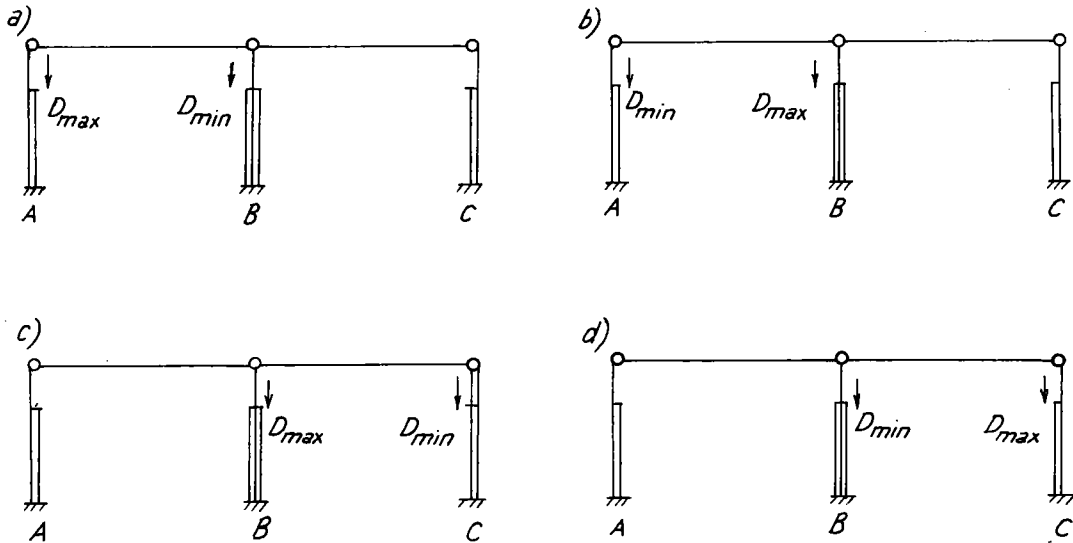
$$r = 1,958 \cdot 10^{-4} E.$$



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

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

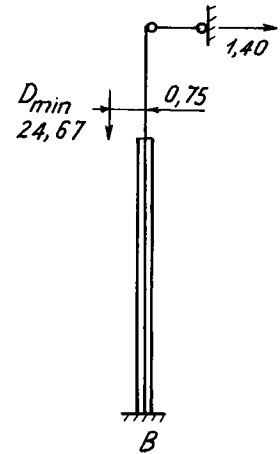
$$R_p^A = 4,4 \times 0,15 = 0,66 \text{ t} .$$

R_p^B được suy ra từ R_p^A 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

$$M_I = 0 ;$$

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

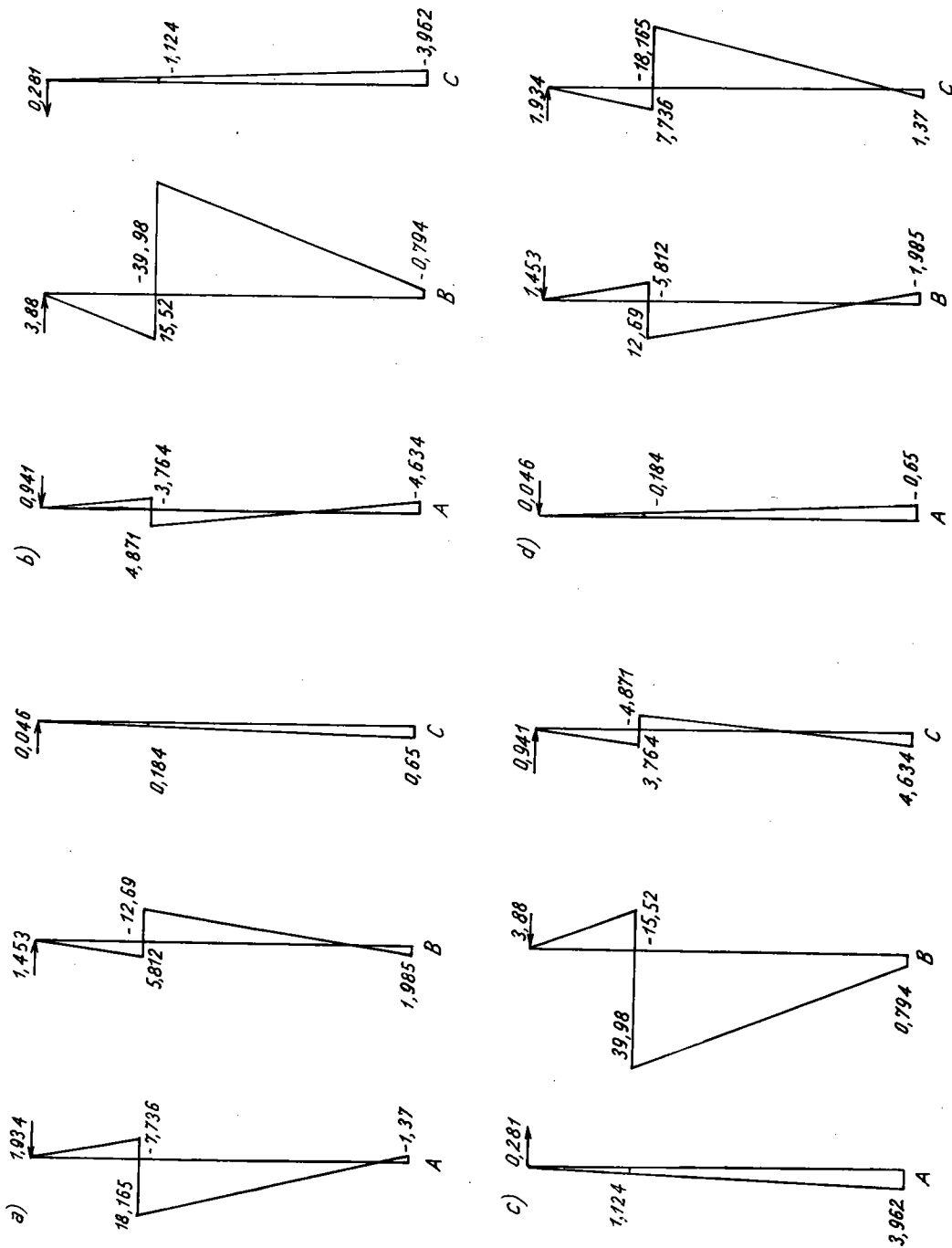
$$M_{IV} = -0,281 \times 14,1 = -3,962 \text{ tm} ;$$

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

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

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.

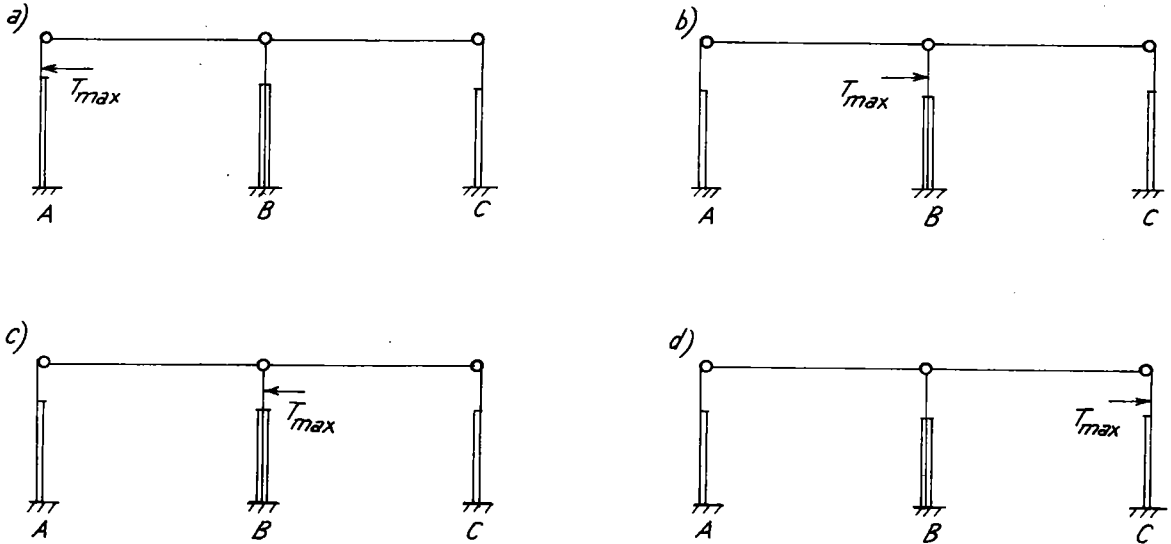


Hình 2.2.15. Biểu đồ mô men trong khung do các trường hợp tác dụng của hoạt tải cầu trục

- 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

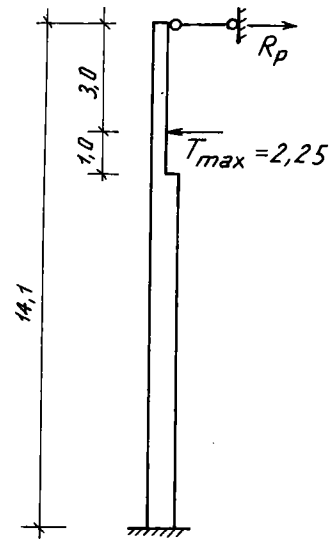
$$M_I = 0 ;$$

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

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

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

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



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

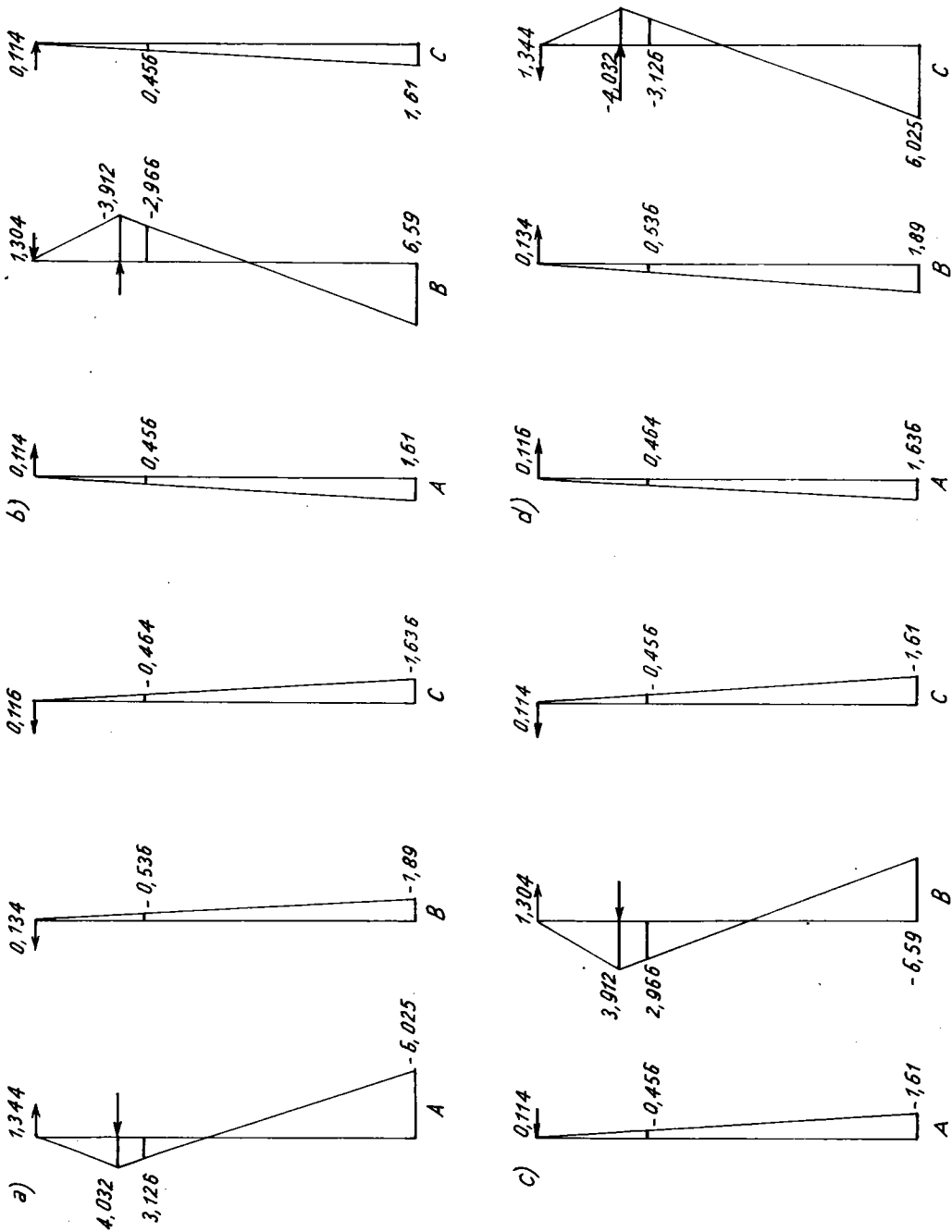
$$M_I = 0 ;$$

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

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

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

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



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

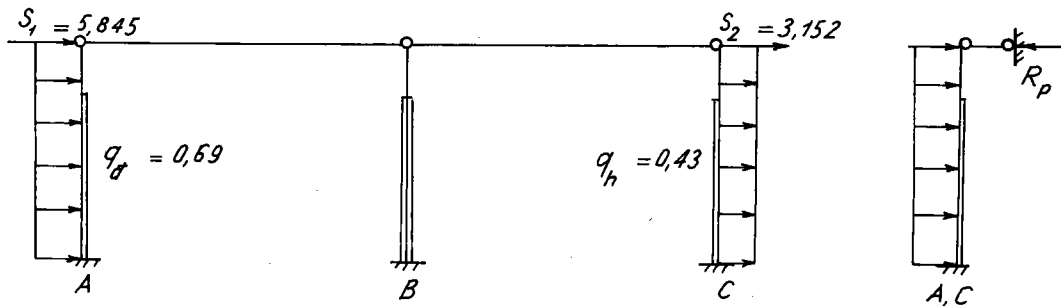
$$M_I = 0; M_{II} = M_{III} = 0,456 \text{ tm}; M_{IV} = 1,61 \text{ tm};$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$M_I = 0;$$

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

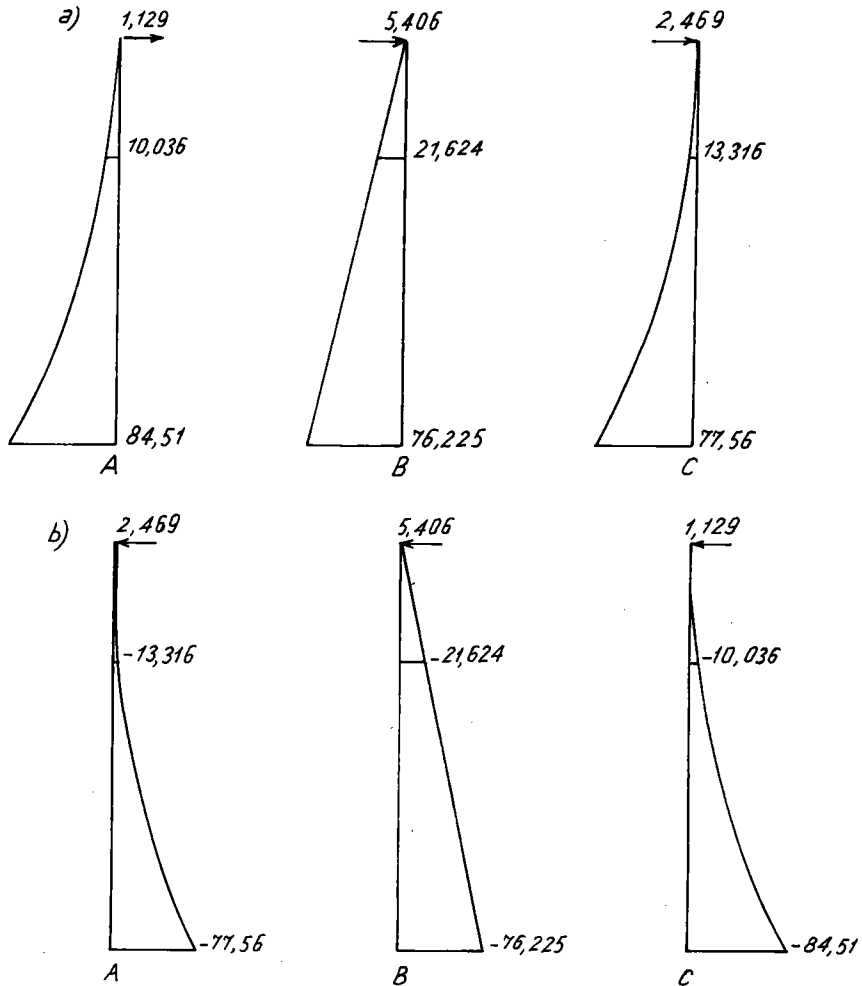
$$M_{IV} = 2,469 \times 14,1 + 0,43 \times 14,1^2 / 2 = 77,56 \text{ tm};$$

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

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

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

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	D_{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	±3,126	-3,764	±0,456	1,124	±0,456	-0,184	±0,464	10,036	-13,316
		N	73,80	8,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	III	M	-12,49	-2,095	0,4	18,165	±3,126	4,817	±0,456	1,124	±0,456	-0,184	±0,464	10,036	-13,316
		N	79,41	8,78	0	74,003	0	24,67	0	0	0	0	0	0	0
		Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	±0,906	-0,941	±0,114	0,281	±0,114	-0,046	±0,116	3,9	-4,19
		M	-8,535	-1,969	0,905	8,398	±1,45	0,120	±1,033	2,543	±1,033	-0,417	±1,05	38,474	-39,95
Trục B	III _a	N	84,735	8,78	0	74,003	0	24,67	0	00	0	0	0	0	0
		Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	±0,906	-0,941	±0,114	0,281	±0,114	-0,046	±0,116	7,374	-6,361
	IV	M	-4,58	-1,843	1,41	-1,37	±6,025	-4,634	±1,61	3,962	±1,61	-0,65	±1,636	84,51	-77,56
	N	90,06	8,78	0	74,003	0	24,67	0	0	0	0	0	0	0	
	Q	0,884	0,025	0,1	-1,934	±0,906	-0,941	±0,114	±0,114	0,281	±0,114	-0,046	±0,116	10,86	-8,532
Trục B	II	M	0	-1,04	1,04	5,812	±0,536	15,52	±2,966	-15,52	±2,966	-5,812	±0,536	21,624	-21,624
		N	144,3	8,78	8,78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		M	0	-1,04	1,04	-12,69	±0,536	-39,98	±2,966	39,98	±2,966	12,69	±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
		Q	0	0,07	-0,07	1,453	±0,134	3,88	±0,946	-3,88	±0,946	-1,453	±0,134	5,406	-5,406
		M	0	-0,687	0,687	-5,353	±1,213	-20,39	±1,812	20,39	±1,812	5,353	±1,213	48,925	-48,925
Trục B	III _a	N	161,01	8,78	8,78	24,67	0	74,003	0	74,003	0	24,67	0	0	0
		Q	0	0,07	-0,07	1,453	±0,134	3,88	±0,946	-3,88	±0,946	-1,453	±0,134	5,406	-5,406
	IV	M	0	-0,333	0,333	1,985	±1,89	-0,794	±6,59	0,794	±1,985	-1,89	±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	
	Q	0	0,07	-0,07	1,453	±0,134	3,88	±0,946	-3,88	±0,946	-1,453	±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	
			$M_{max}, N_{t, ứng}$	$M_{min}, N_{t, ứng}$	$N_{max}, M_{t, ứng}$	$M_{max}, N_{t, ứng}$	$M_{min}, N_{t, ứng}$	$N_{max}, M_{t, ứng}$	Q_{max}	
			17	18	19	20	21	22	23	
Trục A	2	3	4,15 20,258 73,80	4,16 - 3,094 73,80	4,5,6 11,609 82,58	4,5,6,11,12,15 21,703 81,702	4,7,8,16 - 7,12 73,80	4,5,6,11,12,15 21,703 81,702		
	III - III	M N Q	4,7,8 5,607 142,313 - 1,53	4,16 - 25,806 79,41 - 3,306	4,7,8 5,607 142,313 - 1,53	4,6,7,8,15 13,19 136,02 3,698	4,5,13,14,16 - 26,856 87,312 - 2,99	4,5,7,8,16 - 14,855 143,924 - 5,037	4,7,8,16 - 12,97 136,02 - 5,06	
	III _a - III _a	M N Q	4,15 29,939 84,735 8,258	4,16 - 48,485 84,735 - 5,477	4,7,8 - 2,629 147,64 - 1,53	4,6,7,8,11,12,15 35,363 131,360 7,212	4,5,9,10,13,14,16 - 47,762 108,180 - 5,585	4,5,7,8,16 - 40,947 149,25 - 6,991	4,15 29,939 84,735 8,258	
	IV - IV	M N Q	4,15 79,93 90,06 11,744	4,16 - 82,14 90,06 - 7,468	4,7,8 - 10,866 152,963 - 1,53	4,6,7,8,11,12,15 79,191 136,682 10,350	4,5,7,8,13,14,16 - 82,142 144,584 - 8,664	4,5,7,8,16 - 81,7 154,574 - 8,945	4,15 79,93 90,06 11,744	
	II - II	M N	4,15 21,624 144,3	4,16 - 21,624 144,3	4,5,6 0 161,86	4,6,9,10,15 34,54 152,202	4,5,11,12,16 - 34,54 152,202	4,5,6,11,12,16 - 33,6 160,1		
	III - III	M N Q	4,11,12 36,504 218,423 - 4,102	4,9,10 - 36,504 218,423 4,102	4,9,10,11,12 4,152 259,124 1,324	4,6,11,12,15 53,25 220,034 8,494	4,5,9,10,16 - 53,25 220,034 - 8,494	4,5,6,9,10,11,12,15 23,2 264,57 6,73	4,5,9,10,15 - 14,328 220,034 8,62	
	III _a - III _a	M N Q	4,15 48,925 161,01 5,406	4,16 - 48,925 161,01 5,406	4,9,10,11,12 2,537 264,61 1,324	4,6,11,12,15 61,64 225,52 2,56	4,5,9,10,16 - 61,64 225,52 - 2,56	4,5,6,9,10,11,12,16 - 46,316 270,06 - 6,06	4,5,9,10,15 29,208 225,52 8,62	
	IV - IV	M N Q	4,15 76,225 166,50 5,406	4,16 - 76,225 166,50 5,406	4,9,10,11,12 9,226 270,104 1,324	4,6,9,10,11,12,15 76,606 262,608 6,0	4,5,9,10,11,12,16 - 76,606 262,608 6,0	4,5,6,9,10,11,12,16 - 76,906 270,51 - 6,057	4,5,9,10,15 72,7 230,01 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 $\mu_t = 0,45\%$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$x = \alpha h_0 = 0,19 \times 56 = 10,64 \text{ cm} > 2 a' = 8 \text{ cm}$ nên kiểm tra theo công thức

$$N e \leq A R_n b h_0^2 + R'_a F'_a (h_0 - a')$$

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

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

$$A R_n b h_0^2 + R'_a F'_a (h_0 - a') =$$

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

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

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

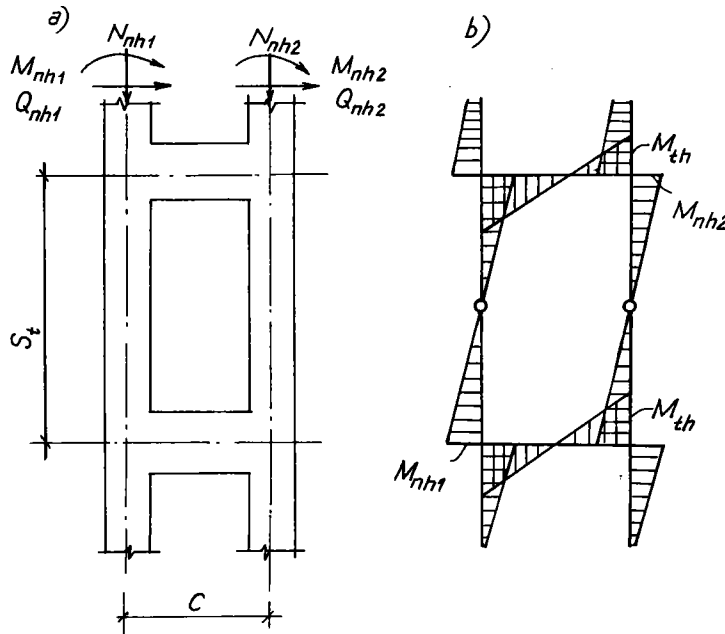
$$M_{\text{nh1}} = 0,15 Q S_t = 0,15 \times 10,35 \times 1,8 = 2,8 \text{ tm} .$$

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 tầng khoảng, $l_o = 0,7 S_t = 0,7 \times 1,8 = 1,26 \text{ m}$. 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)

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

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

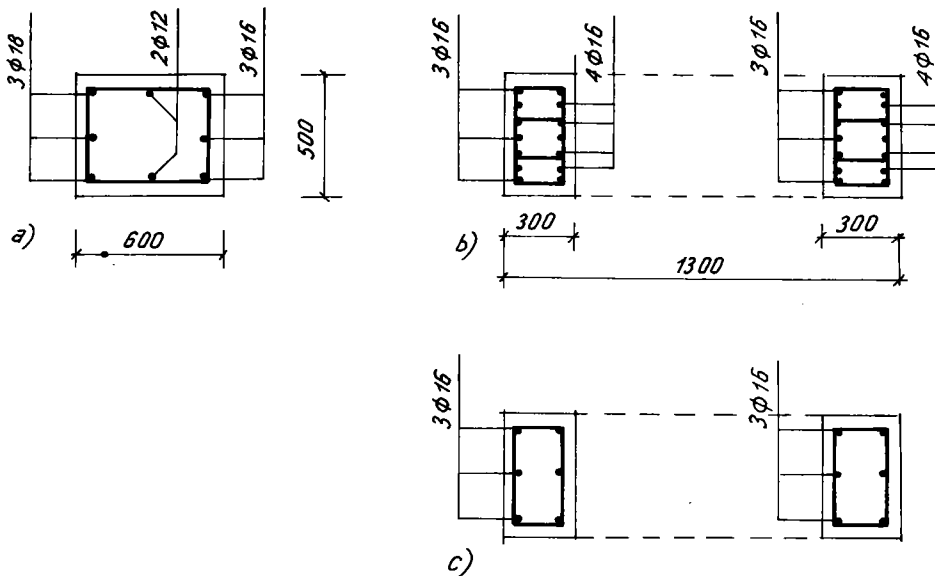
Cặp nội lực	M (t.m)	N (t)	Trường hợp tính toán	$F_a = F_a'$ (cm ²)
IV - 18	2,065	-46,72	Kéo lệch tâm bé	12,33
IV - 20	7,452	159,57	Nén lệch tâm bé	10,13
III _a - 18	1,48	-11,014	Kéo lệch tâm lớn	4,49
III _a - 20	3,250	104,97	Nén lệch tâm bé	cấu tạo

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

$$Q < k_o R_n b h_o .$$

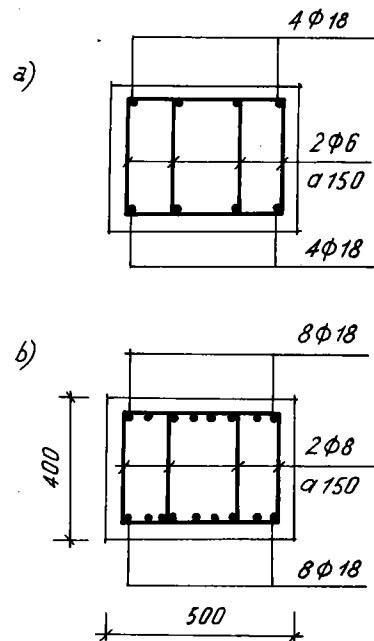
Dùng đai Ø6, vì bề rộng thanh 50 cm và mỗi phía có bốn cốt dọc nên làm đai bốn nhánh.

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

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 $\xi_{cb} = 0,75$.

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

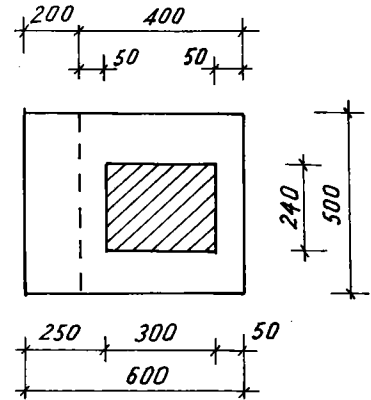
thỏa mãn điều kiện về nén cục bộ, không cần dùng lưới thép để gia cố cục bộ.

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.

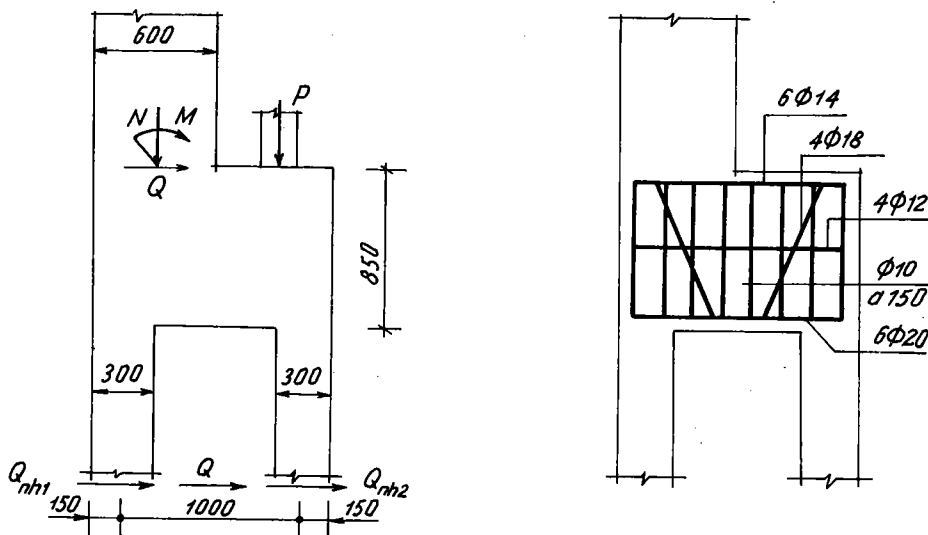
Có thể quan niệm gần đúng như sau :

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 6Ø20, $F_a = 15,71 \text{ cm}^2$. Cốt dọc phía trên đặt 6Ø14 là đủ. Do chiều cao dầm lớn nên đặt thêm thép cấu tạo 4Ø12 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 :

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

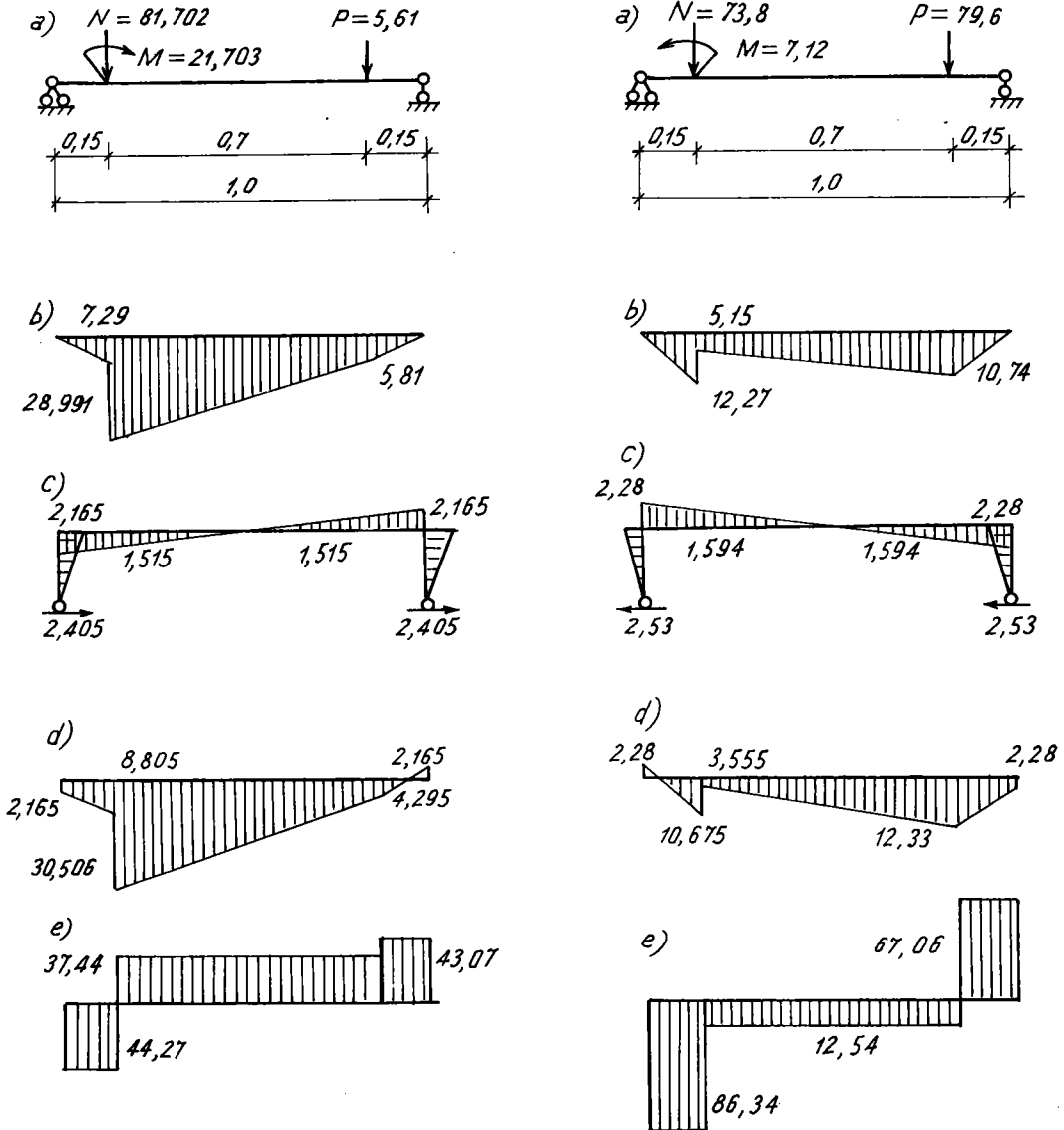
$k_1 R_K b h_o = 0,6 \times 10 \times 50 \times 80 = 24 \text{ 000 kg} < Q$; cần tính cốt ngang chịu cắt. Cốt đai đặt Ø10, bốn nhánh, khoảng cách $u = 15 \text{ cm}$; có $F_d = 3,14 \text{ cm}^2$, $R_{ad} = 1700 \text{ kg/cm}^2$.

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

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

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

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 :

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

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 $1\text{Ø}16 + 1\text{Ø}18 + 1\text{Ø}12$; $F_a = 5,678 \text{ cm}^2$; $h_0 = 46,5 \text{ cm}$.

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.

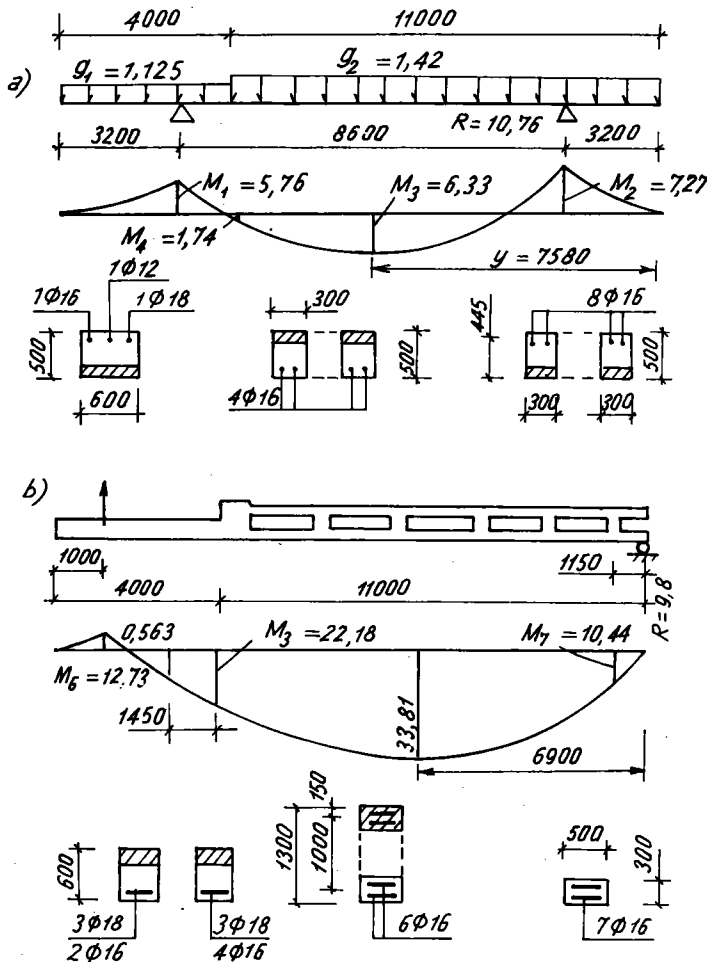
Kiểm tra phần cột dưới với tiết diện hai nhánh, mỗi nhánh $b = 30 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$. Ở tiết diện có mômen M_3 cốt thép ở nhánh một lấy $2\text{Ø}18$, $F_a = 5,09 \text{ cm}^2$, nhánh hai : $2\text{Ø}16$, $F_a = 4,02 \text{ cm}^2$.

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 cẩu lắp

a) khi vận chuyển ; b) khi cẩu lắp.

b. Khi cẩu lắp (h.2.2.27b.)

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 đứng 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, $F_a = 15,68 \text{ cm}^2$ ($4\text{Ø}16 + 3\text{Ø}18$)

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

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

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

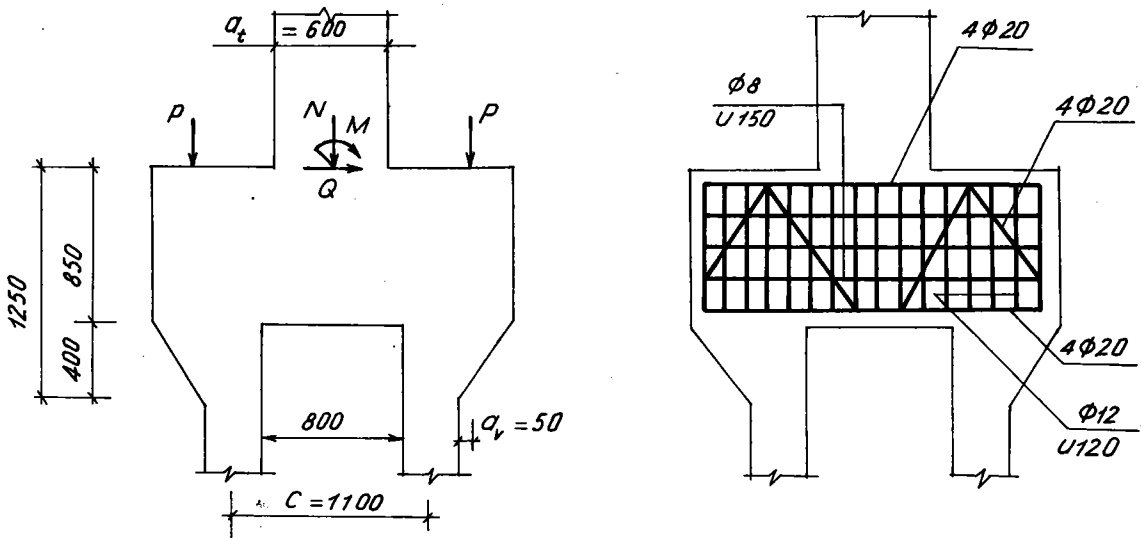
Chiều dài cần thiết của các cốt đặt thêm vào để chịu lực lúc dựng lắp là

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

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

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

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

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 $R_{ad} = 2100 \text{ kG} / \text{cm}^2$, $f_d = 1,131 \text{ cm}^2$, 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

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

$$= 142\,700 \text{ kG} > Q_{th} = 11700 \text{ kG, bảo đảm khả năng chịu lực.}$$