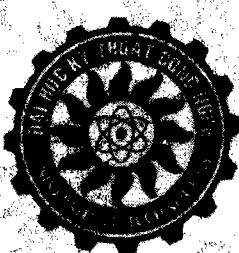


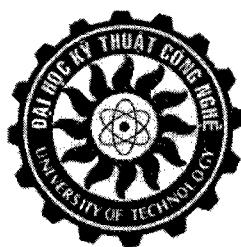
BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO  
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KỸ THUẬT CÔNG NGHỆ  
KHOA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH



**BÀI GIẢNG MÔN HỌC  
ĐỒ ÁN  
BÊ TÔNG CỐT THÉP 2**

TP.HCM, 05/2008

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO  
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KỸ THUẬT CÔNG NGHỆ  
KHOA KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH



**BÀI GIẢNG MÔN HỌC  
ĐỒ ÁN  
BÊ TÔNG CỐT THÉP 2**

TP.HCM, 05/2008

# ĐỒ ÁN MÔN HỌC BÊTÔNG CỐT THÉP 2

## NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG LẮP GHÉP

**I. Số liệu :**

Vật liệu : Bêtông M250

Thép CI ( $\Phi < 10 \text{ mm}$ )Thép CII ( $\Phi \geq 10 \text{ mm}$ )

Khung ngang 3 nhịp, cùng cao trình đỉnh ray, mỗi nhịp có 2 cầu trục chạy điện, chế độ làm việc trung bình.

Bước cột  $a = 6 \text{ m}$ , khối nhiệt độ có chiều dài  $60 \text{ m}$ .Vật liệu lợp : panel mái  $3x6 \text{ m}$ .Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng được giả thiết  $R^t = 2 \text{kG/cm}^2$ .

Công trình giả định xây trên khu vực thành phố Hồ Chí Minh có địa hình xung quanh trống trải.

**II. Yêu cầu :**

1. Xác định kích thước, tải trọng tác dụng lên khung ngang.

2. Xác định nội lực trong khung ngang, tố hợp nội lực trong khung ngang.

3. Tính toán, bố trí cốt thép cột, vai cột, móng lắp ghép cho cột biên và cột giữa.

**III. Số liệu đầu bài:** Mã số đề : AC a 121. Nhịp khung ( $L_1, L_2$ )

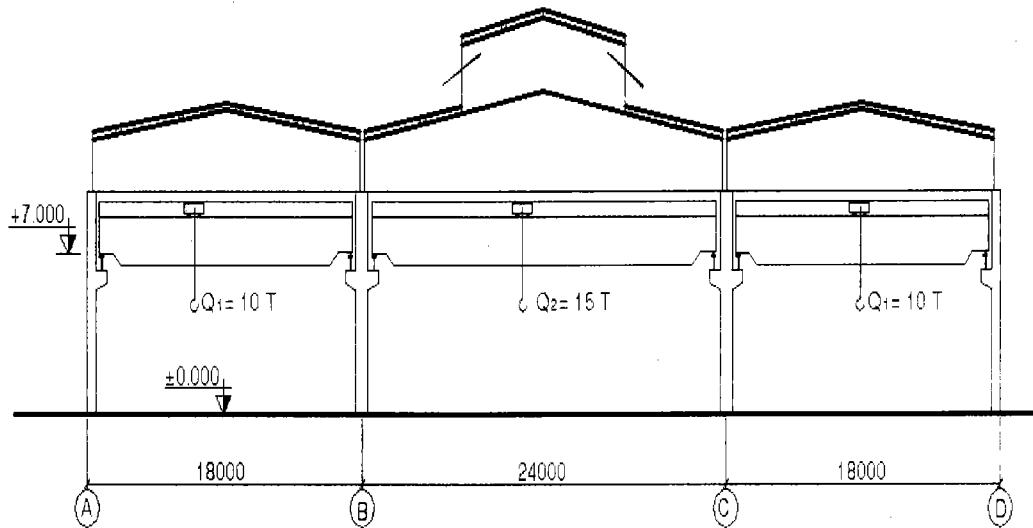
Nhịp	$L_1$	$L_2$
Kích thước (m)	18	24

2. Cao trình đỉnh ray (R)

Cao trình	R
Kích thước(m)	7

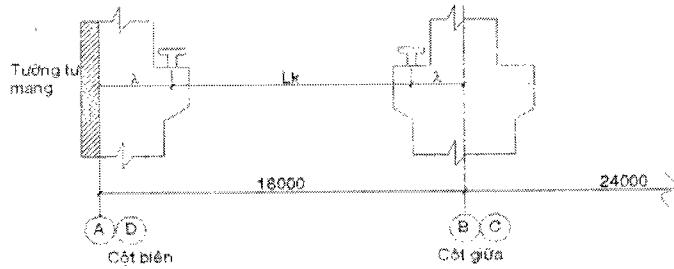
3. Sức trục của cầu trục ( $Q_1, Q_2$ )

Sức trục	$Q_1$	$Q_2$
(T)	10	15



### 1. Xác định kích thước khung ngang ( gabarit ):

1.1. Xác định trục định vị : Do sức trục < 30T nên trục định vị xác định như trên hình vẽ sau:



Hình 1.1: Vị trí trục định vị

- Cột biên : trục định vị trùng mép ngoài cột
- Cột giữa : trục định vị giữa cột.

1.2. Xác định kích thước cầu trục :  $\lambda = 750\text{mm}$

Nhip cầu trục :  $L_K = L_1 - 2\lambda = 18 - 2 \cdot 0.75 = 16.5\text{ (m)}$  Chọn  $L_K = 17$ .

(KBTCT)

Sức trục Q (T)	Nhip cầu trục $L_K$ (m)	Kích thước cầu trục (mm)				Áp lực bánh xe lên ray (T)		Trọng lượng (T)	
		B	K	H <sub>et</sub>	B <sub>1</sub>	P <sup>c</sup> max	P <sup>c</sup> min	Xe con G	Toàn cầu trục
10	17	6300	4400	1900	260	12.5	3	4	21
15	17	6300	4400	2300	260	16.5	3.5	5.3	25

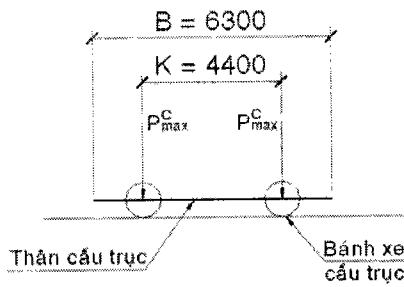
Với : B – bề rộng tối đa của cầu trục , đo theo phương thẳng góc với  $L_K$

K – khoảng cách giữa 2 trục bánh xe ở 1 phía của cầu trục, hai bánh cùng tựa lên 1 ray.

$B_1$  – khoảng cách từ trục ray đến đầu mút của cầu trục

$P^c$  – áp lực tiêu chuẩn của một bánh xe cầu trục đặt lên ray.

$P_{\max}$  – khi xe con chạy về một phía cầu trục và phía còn lại là  $P_{\min}$



Hình 1.3 : Chiều rộng và khoảng cách hai bánh xe cầu trục

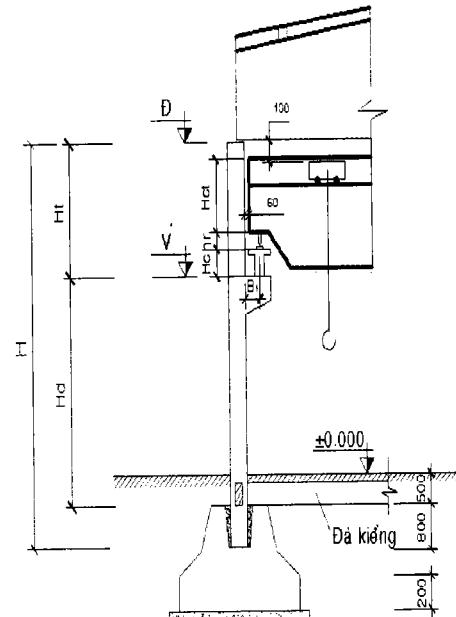
Ghi chú : Khoảng hở từ mặt trên xe con đến đáy kết cấu mái a = 100mm

Khoảng hở từ mặt dưới kết cấu mái đến mép cột trên = 60mm

$$\text{Đá kiềng có } h_{dk} = \left( \frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) B, \text{ đồ án thông nhất lấy}$$

khoảng cách đáy đá kiềng đến cột ±0.000 là 500mm ( kề cá lợp hoàn thiện )

Đoạn cột chôn vào móng ( cột lắp ghép ) = 800 mm ( $\geq h_d$ )



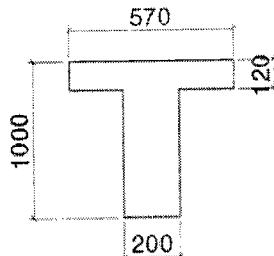
Hình 1.2 : Xác định một số kích thước

1.3. Xác định kích thước ray : Lấy  $P_{max}^c = 16,5T$  để xác định kích thước ray, tra bảng 1.4/28 HD ĐABTCT2 ta có : Do không có giá trị 16,5T nên lấy giá trị  $P_{max}^c = 18T$  :  $h_t = 120,5mm$ , trọng lượng tiêu chuẩn 1m dài  $g_r^c = 50 \text{ kG/m}$ .

1.4. Dầm cầu trục : tra bảng 1.1.1/7 ta có : Bước cột 6m

Sức trục Q, T	Nhịp nhà L, m	Kích thước dầm cầu trục, mm				Trọng lượng 1 dầm, T
		H <sub>c</sub>	b <sub>s</sub>	b <sub>c</sub>	h <sub>c</sub>	
10	18	800	200	570	120	3,3
15	24	1000	200	570	120	4,2

Như vậy chọn kích thước dầm cầu trục cho tất cả các nhịp như sau :



Hình 1.4 : Kích thước dầm cầu trục cho tất cả các nhịp

### 1.5. Chiều cao của nhà :

$$\text{Cao độ đỉnh cột} : D = R + Hct + a = 7 + 2,3 + 0,1 = 9,4 \text{ m}$$

$$\text{Cao độ vai cột} : V = R - h_t - H_c = 7 - 0,1205 - 1 = 5,88 \text{ m}$$

$$\text{Chiều cao cột dưới} : H_d = V + 0,5 = 5,88 + 0,5 = 6,38 \text{ m}$$

$$\text{Chiều cao cột trên} : H_t = D - V = 9,4 - 5,88 = 3,52 \text{ m}$$

$$\text{Chiều cao cột tính toán} : H = H_t + H_d = 6,38 + 3,52 = 9,9 \text{ m}$$

$$\text{Chiều cao cột khung (chiều dài cột cầu tạo)} : H = H_t + H_d + 0,8 = 3,52 + 6,38 + 0,8 = 10,7 \text{ m}$$

### 1.6. Mái và kết cấu mái :

#### i. Cửa mái :

+ Chọn cửa mái có nhịp bằng  $\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}$  nhịp kết cấu mái, chọn  $l_m = 12\text{m}$  (vì nhịp nhà > 18m,

chiều cao cửa mái 4m, đặt nhịp giữa, có trọng lượng toàn bộ kể cả khung cửa và kính là  $(4 \div 5)T$ ;  $n = 1,1$ ; vật liệu BTCT . Chọn  $G_{cm}^c = 4,5T$ ,  $G_{cm}'' = 4,5 \cdot 1,1 = 4,95(T)$

#### ii. Panel mái và các lớp cấu tạo :

Panel mái sử dụng là panel sùn, có các kích thước và trọng lượng như sau :

+ 3x6 m, cao 300mm, trọng lượng  $(160 \div 180) \text{ kG/m}^2$ ;  $n = 1,1$

$$\text{Chọn } g_{panel}^c = 180 \cdot 1,1 = 198 \left( \text{kG/m}^2 \right)$$

Các lớp cấu tạo mái từ trên xuống :

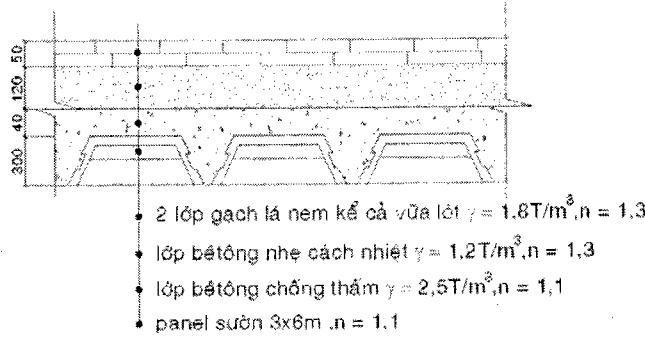
+ Hai lớp gạch lá nem kể cả vữa lót dày 5cm,  $\gamma = 1800 \text{ kG/m}^3$ ,  $n = 1,2$

+ Bêtông nhẹ cách nhiệt dày 12cm,  $\gamma = 1200 \text{ kG/m}^3$ ,  $n = 1,2$

+ Đan chống thấm dày 4cm,  $\gamma = 2500 \text{ kG/m}^3$ ,  $n = 1,1$

+ Panel sùn

$$\Rightarrow \text{Chiều dày các lớp cấu tạo mái} : h_{cm} = 5 + 12 + 4 + 30 = 51 \text{ cm}$$

**Hình 1.5** : Các lớp cấu tạo mái

## iii. Dàn mái :

+ Dùng dàn mái BTCT

Nhịp biên :  $L = 18\text{m}$ 

$$* \text{ Chiều cao giữa dàn} : H = \left( \frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) L = \left( \frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) 18 = (2,5 + 2) \text{ m} \text{ Chọn } H = 2,5\text{m}$$

$$* \text{ Chiều cao đầu dàn} : \text{độ dốc mái } i = 1/12, h = H - \frac{i}{2} L = 2,5 - \frac{1}{24} 18 = 1,75\text{m}$$

Nhịp giữa :  $L = 24\text{m}$ 

$$* \text{ Chiều cao giữa dàn} : H = \left( \frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) L = \left( \frac{1}{7} + \frac{1}{9} \right) 24 = (3,4 + 2,7) \text{ m} \text{ Chọn } H = 3\text{m}$$

$$* \text{ Chiều cao đầu dàn} : \text{độ dốc mái } i = 1/12, h = 1,75\text{m}$$

## 1.7. Chọn tiết diện cột:

Căn cứ theo sức trục ( $Q < 30\text{T}$ ) và chiều dài cột và bước cột ta có :

$$+ \text{ Chiều rộng cột thường lấy } b = \left( \frac{1}{20} + \frac{1}{25} \right) H_d, \text{ với bước cột } a = 6\text{m} \text{ chọn } b = 40\text{cm}.$$

+ Chiều cao tiết diện cột trên : bước cột  $a = 6\text{m}$  chọn  $h_t = 40\text{cm}$  (cột biên),  $h_t = 60\text{cm}$  (cột giữa).

Kiểm tra lại khoảng hở giữa đầu mút đầm cầu trực và mép cột trên  $a = \lambda - B_i - h = 750 - 260 - 400 = 90 > 60\text{mm}$  (cột biên), và  $a = \lambda - B_i - 0,5h = 750 - 260 - 0,5.600 = 190 > 60\text{mm}$  (cột giữa)

+ Chiều cao tiết diện cột dưới : bước cột  $a = 6\text{m}$  chọn.

$$h_d \geq \frac{H_d}{16} \text{ khi } Q \leq 10\text{T}, h_d \geq \frac{H_d}{14} \text{ khi } Q > 10\text{T}$$

Chọn  $h_d = 50\text{ cm}$  cho cột biên, thỏa mãn điều kiện sau :

$$h_d = 50\text{cm} > \frac{H_d}{16} = \frac{6,38}{16} = 0,4m = 46\text{cm}$$

 $h_d = 70\text{ cm}$  cho cột giữa, thỏa mãn điều kiện :

$$h_d = 70\text{cm} > \frac{H_d}{14} = \frac{6,38}{14} = 0,46m = 46\text{cm}$$

+ Vai cột :

-Bề rộng vai cột  $b_v = 40\text{cm}$ -Vai cột đỡ đầm cầu trực làm việc như một console ngắn vì  $l_v \leq 0,9h_0$ .-Cột biên :  $Q = 10\text{T}$  chọn  $h_v = 40\text{cm} > 20\text{cm}$ 

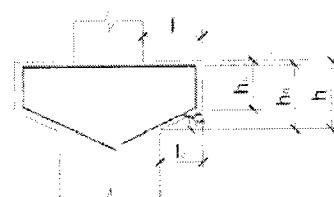
$$h_v \geq \frac{1}{3} h \Rightarrow h \leq 3h_v = 3.40 = 120\text{cm}.$$

Chọn  $h = 120\text{cm}$ Góc nghiêng  $\alpha = 45^\circ$ 

$$a = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow h_o = 120 - 2,5 = 117,5\text{cm}$$

$$l_v = \frac{h - h_v}{\tan 45^\circ} = 120 - 40 = 80\text{cm} < 0,9.117,5 = 105,75\text{cm}$$

$$l = h_d - h_v + l_v = 50 - 40 + 80 = 90\text{cm}$$

-Cột giữa :  $Q = 15\text{T}$  chọn  $h_v = 50\text{cm} > 20\text{cm}$ **Hình 1.6** : Kích thước vai cột

$$h_v \geq \frac{1}{3} h \Rightarrow h \leq 3h_v = 3.50 = 150\text{cm}.$$

Chọn  $h = 150\text{cm}$

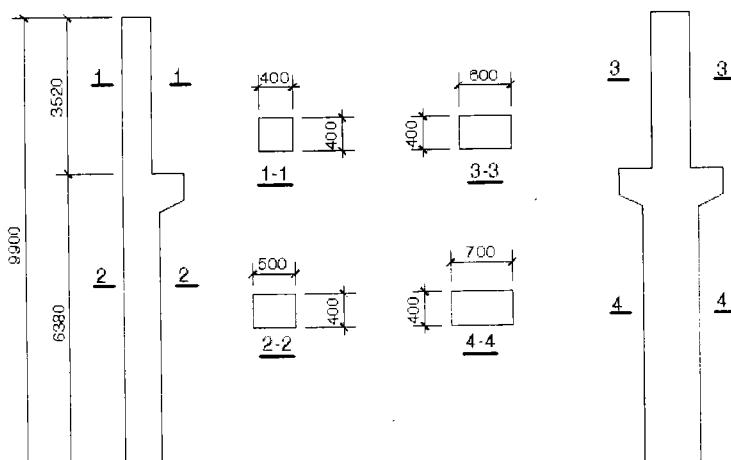
Góc nghiêng  $\alpha = 45^\circ$

$$a = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow h_o = 150 - 2,5 = 147,5\text{cm}$$

$$l_r = \frac{h - h_r}{\tan 45^\circ} = 150 - 50 = 100\text{cm} < 0,9.147,5 = 132,75\text{cm}$$

$$l = \frac{h_d - h_r}{2} + l_v = \frac{70 - 60}{2} + 100 = 105\text{cm}$$

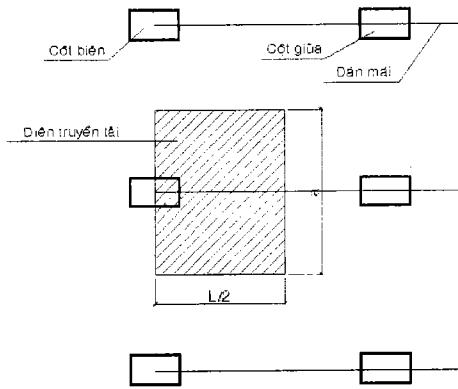
Vậy kích thước tiết diện cột như sau :



## 2. Xác định tải trọng tính toán:

### 2.1 Tính tải:

a) Tính tải mái: Xác định dựa trên diện truyền tải lên cột, tính tải mái sẽ được quy về dạng tập trung.



Hình 2 : Diện truyền tải

Theo cấu tạo mái như hình vẽ 1.5 ta có  
Tải trọng tiêu chuẩn :

$$g_m^t = 1,8 \cdot 0,05 + 1,2 \cdot 0,12 + 2,5 \cdot 0,04 + 0,18 = 0,514 \left( T/m^2 \right)$$

Tải trọng tính toán : Hệ số vượt tải tra bảng 1 TCVN 2737:1995

$$g_m'' = 1,3 \cdot 1,8 \cdot 0,05 + 1,3 \cdot 1,2 \cdot 0,12 + 1,1 \cdot 2,5 \cdot 0,04 + 1,1 \cdot 0,18 = 0,612 \left( T/m^2 \right)$$

Trọng lượng bản thân dàn mái : Lấy theo bảng 1.2.1/ 13 Khung BTCT, n = 1,1 theo đó dàn mái nhíp 24m có trọng lượng là 9,6T.

$$G_1 = 1,1 \cdot 9,6 = 10,56T$$

Trọng lượng toàn bộ cửa mái truyền xuống cột biên trực A,D

$$\begin{aligned} G_{m1} &= 0,5 \cdot (g_m'' \cdot a \cdot L_b + G_1) \\ &= 0,5 \cdot (0,612 \cdot 6 \cdot 18 + 10,56) = 38,33T \end{aligned}$$

Với a = 6m – bước cột

Lb = 18m – nhíp biên

Điểm đặt : Cách trục định vị 150mm, cách trục cột trên  $e_t = \frac{400}{2} - 150 = 50 \text{ (mm)}$

Trọng lượng toàn bộ cửa mái truyền xuống cột giữa trực B,C

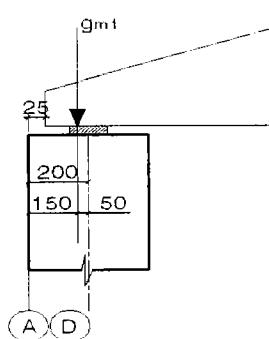
$$\begin{aligned} G_{m2} &= 0,5 \cdot (g_m'' \cdot a \cdot L_g + G_1 + G_{cm}'') \\ &= 0,5 \cdot (0,612 \cdot 6 \cdot 24 + 10,56 + 4,95) = 51,82T \end{aligned}$$

Với a = 6m – bước cột

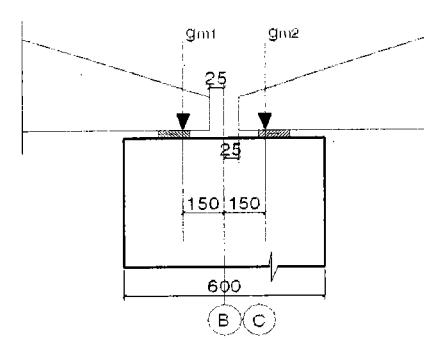
Lg = 24m – nhíp giữa

$G_{cm}''$  - trọng lượng cửa mái kề cá kính, 4,5T; n = 1,1

Điểm đặt : Cách trục định vị 150mm



Hình 2.1 : Điểm đặt gm1



Hình 2.2 : Điểm đặt gm1, gm2

b) Tính tải do dầm cầu trục và đường ray cầu trục :

Trọng lượng tiêu chuẩn 1m dài dầm cầu trục :

$$\begin{aligned} g_{dc1}^{rc} &= g_{CT} + \alpha \cdot g_r \\ &= 4,2 + 6,0 \cdot 1,15 = 5,1(T/m) \end{aligned}$$

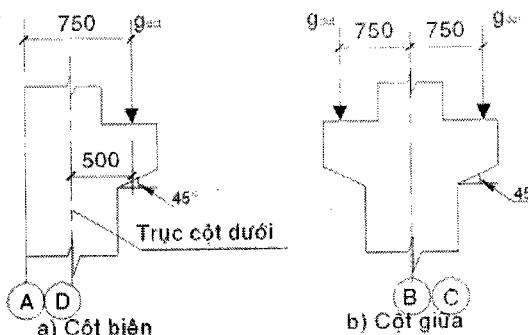
Trọng lượng tính toán 1m dài dầm cầu trục :

$$g_{dc1}'' = 1,1 \cdot 5,1 = 5,61(T/m)$$

Với  $g_{CT}$  – trọng lượng dầm cầu trục theo bảng 1.1.1/7 Khung BTCT

$g_r$  – trọng lượng ray và các lớp đệm

Điểm đặt : Cách trực định vị 1 khoảng  $\lambda = 750\text{mm}$ , cột biên trục A,D : điểm đặt cách trục cột dưới :  $e_d = 0,75 - \frac{0,5}{2} = 0,5(m)$ ; cột giữa trục B,C :  $e_d = 0$  ( trục đối xứng )



Hình 2.3 : Điểm đặt tính tải dầm cầu trục và ray

c) Trọng lượng bản thân cột : Theo kích thước trên hình 1.7,  $n = 1,1$ ;  $\gamma_{bt} = 2,5\text{T/m}^3$ 

Cột biên :

$$\text{Cột trên : } G_t = (3,52 \cdot 0,4 \cdot 0,4) \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 1,55(\text{T})$$

$$\text{Cột dưới: } G_d = (6,38 \cdot 0,5 \cdot 0,4 + (0,4 + 1,2) \cdot \frac{0,8}{2} \cdot 0,4) \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 4,21(\text{T})$$

Có kề đến trọng lượng bản thân vai cột vào phần cột dưới.

Cột giữa :

$$\text{Cột trên : } G_t = (3,52 \cdot 0,6 \cdot 0,4) \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 2,32(\text{T})$$

$$\text{Cột dưới: } G_d = (6,38 \cdot 0,7 \cdot 0,4 + 2 \cdot (0,5 + 1,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,4) \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 7,11(\text{T})$$

Có kề đến trọng lượng bản thân vai cột vào phần cột dưới.

## 2.2 Hoạt tải :

a) Hoạt tải do súp chữa mái :

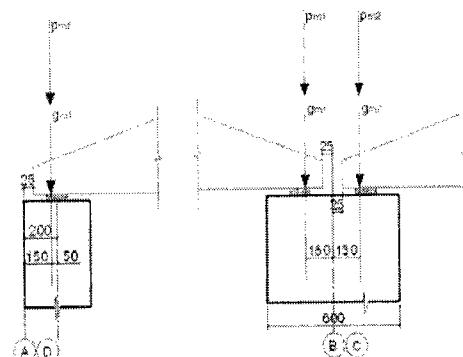
Hoạt tải mái tiêu chuẩn phân bố đều  $75\text{kG/m}^2$ ;  $n = 1,3$  quy về lực tập trung có điểm đặt tại điểm đặt của  $G_m$  ( như hình vẽ bên ).

$$\text{Cột biên : } P_m^1 = 0,5 \cdot n \cdot p_m \cdot a \cdot L$$

$$P_m^1 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 0,075 \cdot 6 \cdot 18 = 5,27(\text{T})$$

$$\text{Cột giữa : } P_m^2 = 0,5 \cdot n \cdot p_m \cdot a \cdot L$$

$$P_m^2 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 0,075 \cdot 6 \cdot 24 = 7,02(\text{T})$$



b) Tải trọng đứng do cầu trục :

Nhip AB, CD : cầu trục có  $Q = 10T$ ;  $B = 6,3m$ ;  $K = 4,4m$ ;  $P_{max}^C = 12,5T$ ; trọng lượng xe con  $4T$ ; hệ số vượt tải theo (5.8) TCVN 2737:1995 là 1,1.

Áp lực thẳng đứng lớn nhất do hai cầu trục đứng cạnh nhau truyền lên vai cột  $D_{max}$  và có 1 bánh xe nằm trên đỉnh đường ảnh hưởng phản lực như hình 2.4, được xác định như sau:

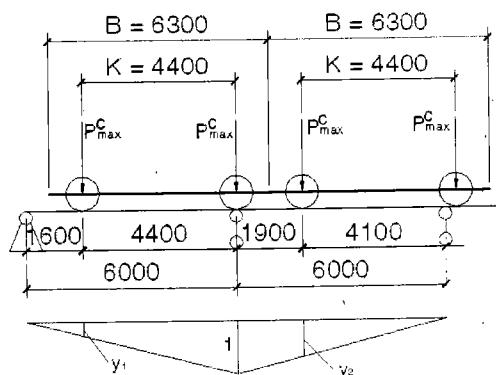
$$D_{max}^1 = n \cdot P_{max}^C \cdot \Sigma y_i \\ = 1,1 \cdot 12,5 \cdot (1 + 0,267 + 0,683) = 26,81(T)$$

Với  $y = 1$ ;  $y_1 = \frac{1,6}{6} = 0,267$ ;  $y_2 = \frac{4,1}{6} = 0,683$  ( xác định theo tam giác đồng dạng )

Nhip BC : cầu trục có  $Q = 15T$ ;  $B = 6,3m$ ;  $K = 4,4m$ ;  $P_{max}^C = 16,5T$ ; trọng lượng xe con  $5,3T$ ; hệ số vượt tải tương tự như trên là 1,1.

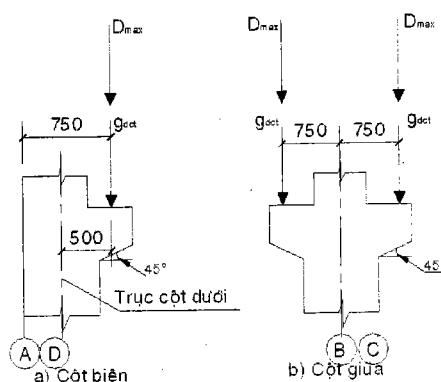
$$D_{max}^2 = n \cdot P_{max}^C \cdot \Sigma y_i \\ = 1,1 \cdot 16,5 \cdot (1 + 0,267 + 0,683) = 35,39(T)$$

Với  $y = 1$ ;  $y_1 = \frac{1,6}{6} = 0,267$ ;  $y_2 = \frac{4,1}{6} = 0,683$  ( do cùng có B, K như nhịp biên )



Hình 2.4 : Đường ảnh hưởng phản lực xác định  $D_{max}$

Điểm đặt : Trùng với điểm đặt của  $g_{det}$  tức cách trực tiếp định vị 1 đoạn là  $\lambda = 750mm$ .



Hình 2.5 : Điểm đặt tĩnh tải dầm cầu trục ray và hoạt tải thẳng đứng  $D_{max}$

c) Hoạt tải do lực hầm ngang của xe con :

Lực hầm ngang do 1 bánh xe truyền lên đàm cầu trục trong trường hợp móng mềm xác định theo công thức sau :

$$T_{max} = \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot T_n^c \cdot \Sigma y_i$$

Với  $y_i$  tung độ đường ảnh hưởng ứng với vị trí các lực tập trung  $T_{max}$  tương tự như tính  $D_{max}$ .

$T_n^c$ , lực hầm ngang đặt lên 2 bánh xe con ( 1 phía ) trong trường hợp nguy hiểm nhất khi 2 cầu trực chạy sát nhau, hai xe con mang vật nặng tối đa cùng chạy về phía đầu cột, xác định như sau:

$$T_n^c = f \cdot \frac{(Q + G_{xc}) \cdot n_0}{n}$$

Với  
 $Q$ , sức trực  
 $G_{xc}$ , trọng lượng xe con  
 $f = 0,1$ , hệ số ma sát cho móc cầu mềm  
 $n = 4$ , số bánh xe con  
 $n_0 = 2$ , số bánh xe con 1 bên

Nhip biên AB, CD :  $Q = 10T$ ,  $G_{xc} = 4T$

$$\Rightarrow T_n^c = 0,1 \cdot \frac{(10+4) \cdot 2}{4} = 0,7(T)$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T_{max}^1 &= \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot (1 + 0,267 + 0,683) \\ &= 0,819(T) \end{aligned}$$

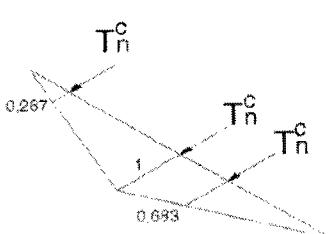
Nhip giữa BC :  $Q = 15T$ ,  $G_{xc} = 5,3T$

$$\Rightarrow T_n^c = 0,1 \cdot \frac{(15+5,3) \cdot 2}{4} = 1,015(T)$$

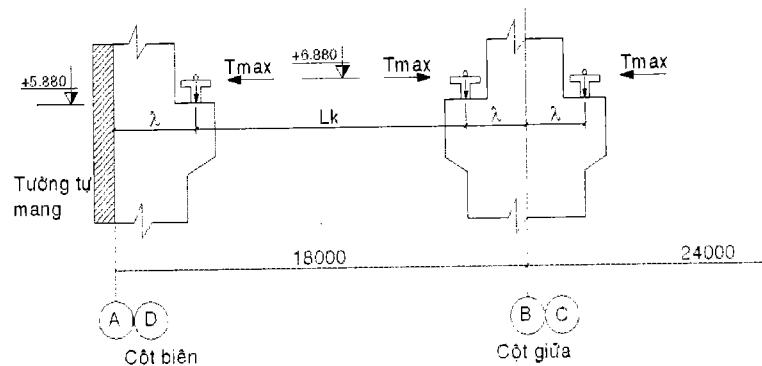
$$\begin{aligned} \Rightarrow T_{max}^2 &= \frac{1}{2} \cdot 1,2 \cdot 1,015 \cdot (1 + 0,267 + 0,683) \\ &= 1,188(T) \end{aligned}$$

$T_{max}$  có thể đổi dấu do sự thay đổi đột ngột vận tốc của xe con có thể xảy ra theo 1 trong 2 phương ngang và do cấu tạo thành bánh xe cầu trực đặt lên ray. Do đó  $T_{max}$  thường lấy dấu  $\pm$  để biểu diễn hai chiều tác động của  $T$ , nhưng thiên về an toàn chọn  $T_{max}$  (tác dụng lên mọi vai cột) để tính toán.

Điểm đặt : Mặt trên đầm cầu trực, có cao độ là :  $V + H_C = 5,88 + 1 = 6,88m$ , cách đỉnh cột 1 đoạn là  $D - 6,88 = 9,4 - 6,88 = 2,52m$ .



Hình 2.6: Đường ảnh hưởng do lực hầm ngang



Hình 2.7: Điểm đặt  $T_{max}$

#### d) Hoạt tải do gió :

Tải trọng do gió tác dụng lên mỗi mét vuông bê mặt thẳng đứng của công trình là

$$W = n \cdot W_o \cdot k \cdot C$$

Với  $n = 1,2$ , hệ số vượt tải

$W_o = 83kG/m^2$ , áp lực gió ở độ cao 10m so với cốt chuẩn của mặt đất, phụ thuộc vào sự phân vùng áp lực gió Việt Nam, lấy theo tiêu chuẩn thiết kế - TCVN 2737:1995 đối với khu vực Tp Hồ Chí Minh có địa hình xung quanh trống trải (dạng địa hình A)

$k$ , hệ số kề đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao, phụ thuộc vào dạng địa hình, tra bảng 2 phụ lục II/ Khung BTCT. Tra ở mức đỉnh cột có cao trình +9,4m được  $k = 1,167$  và mức đỉnh mái có cao trình +16,4m được  $k = 1,254 \Rightarrow$  hệ số k trung bình  $= \frac{1}{2}(1,167 + 1,254) = 1,21$ .

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

\*Tài trọng tác dụng lên khung ngang từ đỉnh cột trở xuống xem như phân bố đều ( trên thực tế là hình thang do ở trên cao gió tác động 1 lực lớn hơn ở dưới thấp ) có công thức như sau :

$$p = W.a = n.W_0.k.C.a$$

Phía gió đẩy :  $p_d = 1,2.0,083.1,167.0,8.6 = 0,558$  (T/m)

Phía gió hút :  $p_h = 1,2.0,083.1,167.0,6.6 = 0,418$  (T/m)

\*Tài trọng gió tác dụng lên mái, từ đỉnh cột trở lên đưa về lực tập trung đặt đầu cột  $S_1, S_2$  với hệ số  $k_{tb} = 1,21$ . Hình dáng và hệ số khí động ở từng đoạn mái tham khảo sơ đồ 2; 8 và bảng 2 phụ lục II - Khung BTCT, ta có :

Giá trị  $C_{e1}$  tính với góc  $\alpha = 5^\circ$  (do mái có độ dốc  $i = \frac{1}{12}$  nên  $\arctg \frac{1}{12} \approx 5^\circ$  ), tỷ số

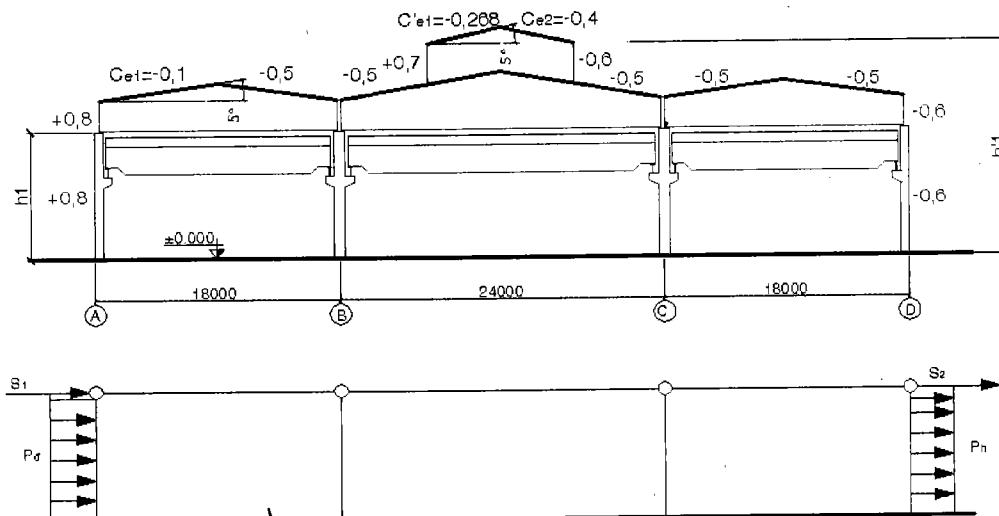
$$\frac{h_1}{l} = \frac{9,4}{60} = 0,157, \text{ nội suy 2 lần ta có } C_{e1} = -0,1 \text{ ( giá trị nội suy tại bảng 4.2 - Khung BTCT )}$$

Giá trị  $C'_{e1}$  tính với góc  $\alpha = 5^\circ$ , tỷ số  $\frac{h_1}{l} = \frac{15,88}{60} = 0,265$ , nội suy 2 lần  $\Rightarrow C'_{e1} = -0,268$

$$\text{Với } h'_1 = 16,4 - \frac{12}{2} \operatorname{tg} 5^\circ = 15,88 \text{ m}$$

Giá trị  $C_{e2} = -0,4$

Các giá trị khác lấy như trên hình 2.8



Hình 2.8: Sơ đồ xác định hệ số khí động trên mái

Giá trị S tính theo công thức sau:

$$S = n.k.W_0.a.\Sigma C_i.h_i$$

$$= 1,2.1,21.0,083.6.\Sigma C_i.h_i = 0,723.\Sigma C_i.h_i$$

Dựa vào hình 1.9 xác định  $h_i$  :  $h_1 = 11,15 - 9,4 = 1,75\text{m}$

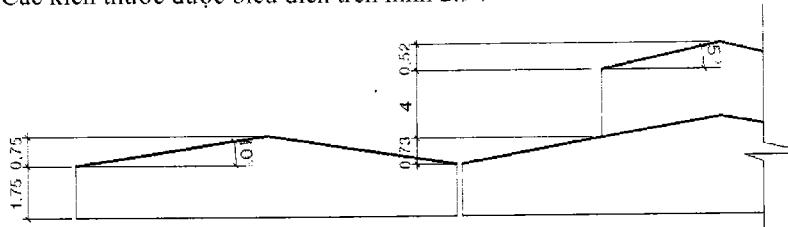
$$h_2 = 11,9 - 11,15 = 0,75\text{m}$$

$$h_3 = h'_1 - 4 - 11,15 = 15,88 - 4 - 11,15 = 0,73\text{m}$$

$$h_4 = 4\text{m} (\approx \text{chiều cao cửa mái})$$

$$h_5 = \frac{12}{2} \operatorname{tg} 5^\circ = 0,52\text{m}$$

Các kích thước được biểu diễn trên hình 2.9.



**Hình 2.9 : Xác định h<sub>1</sub>**

$$S_1 = 0,723 \cdot (0,8 \cdot 1,75 - 0,1 \cdot 0,75 + 0,5 \cdot 0,75 - 0,5 \cdot 0,73 + 0,7 \cdot 4 - 0,268 \cdot 0,52) = 2,899(T)$$

$$S_2 = 0,723 \cdot (0,4 \cdot 0,52 + 0,6 \cdot 4 + 0,5 \cdot 0,73 - 0,5 \cdot 0,75 + 0,5 \cdot 0,75 + 0,6 \cdot 1,75) = 2,909(T)$$

### **3. Xác định nội lực :**

#### **3.1 Các đặc trưng hình học :**

##### **a) Cột biên :**

Cột trên  $H_t = 3,52m$ ;  $b \times h_t = 40 \times 40cm$

Cột dưới  $H_d = 6,38m$ ;  $b \times h_d = 40 \times 50cm$

Chiều cao tính toán cột  $H = 9,9m$

Chiều dài cột thực tế  $L_c = 10,7m$

$$\text{Moment quán tính} : J_t = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213.333(cm^4)$$

$$J_d = \frac{40 \cdot 50^3}{12} = 416.667(cm^4)$$

$$\text{Các thông số} : t = \frac{H_t}{H} = \frac{3,52}{9,9} = 0,356$$

$$k = t^3 \cdot \left( \frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,356^3 \left( \frac{416667}{213333} - 1 \right) = 0,043$$

$$v = 1 + k + k_1 = 1 + 0,043 + 0 = 1,043 \text{ (do cột đặc nên } k_1 = 0 \text{ )}$$

##### **b) Cột giữa :**

Cột trên  $H_t = 3,52m$ ;  $b \times h_t = 40 \times 60cm$

Cột dưới  $H_d = 6,38m$ ;  $b \times h_d = 40 \times 70cm$

Chiều cao tính toán cột  $H = 9,9m$

Chiều dài cột thực tế  $L_c = 10,7m$

$$\text{Moment quán tính} : J_t = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720.000(cm^4)$$

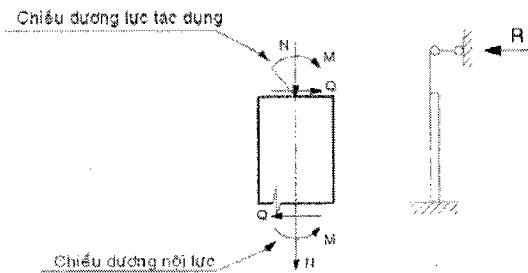
$$J_d = \frac{40 \cdot 70^3}{12} = 1.143.333(cm^4)$$

$$\text{Các thông số} : t = \frac{H_t}{H} = \frac{3,52}{9,9} = 0,356$$

$$k = t^3 \cdot \left( \frac{J_d}{J_t} - 1 \right) = 0,356^3 \left( \frac{1.143.333}{720.000} - 1 \right) = 0,027$$

$$v = 1 + k + k_1 = 1 + 0,027 + 0 = 1,027 \text{ (do cột đặc nên } k_1 = 0 \text{ )}$$

## 3.2 Quy định chiều dương của nội lực :



Hình 3.1 : Chiều dương quy ước của lực tác dụng, nội lực và phản lực đầu cột

## 3.3 Nội lực do tĩnh tải :

## a) Nội lực tĩnh tải mái :

Cột biến:Moment do tĩnh tải mái  $g_{m1}$  gây ra tại đỉnh cột :

$$M_1 = -G_{m1} \cdot e_t = -38,33 \cdot 0,05 = -1,91 \text{ (Tm)}$$

$$M_2 = -G_{m1} \cdot a = -38,33 \cdot 0,05 = -1,91 \text{ (Tm)}$$

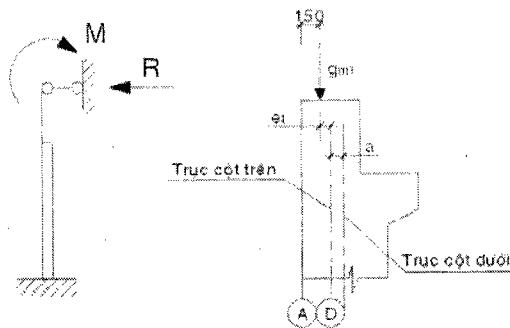
Đầu ‘-’ do moment quay ngược chiều dương quy ước.

Độ lệch trục giữa phần cột trên và cột dưới là

$$a = \left( \frac{h_d - h_t}{2} \right) = \left( \frac{50 - 40}{2} \right) = 5 \text{ (cm)} = 0,05 \text{ m}$$

Phản lực đầu cột : moment sinh ra do dời lực  $g_{m1}$  từ điểm đặt cách trục định vị 150mm về trục cột trên  $M_1$  và moment sinh ra do dời lực từ trục cột trên về trục cột dưới  $M_2$  cùng phía với nhau nên :

$$R = R_1 + R_2$$



Hình 3.2 : Xác định phản lực R

$$\text{với } R_1 = \frac{3M_1 \left(1 + \frac{k}{t}\right)}{2 \cdot v \cdot H} = \frac{3 \cdot (-1,91) \cdot \left(1 + \frac{0,043}{0,356}\right)}{2 \cdot 1,043 \cdot 9,9} = -0,31(T)$$

$$R_2 = \frac{3M_2 (1-t^2)}{2 \cdot v \cdot H} = \frac{3 \cdot (-1,91) \cdot (1-0,356^2)}{2 \cdot 1,043 \cdot 9,9} = -0,24(T)$$

$$\Rightarrow R = -0,31 + (-0,24) = -0,55(T)$$

## Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = -38,33 \cdot 0,05 = -1,91 \text{ (Tm)}$$

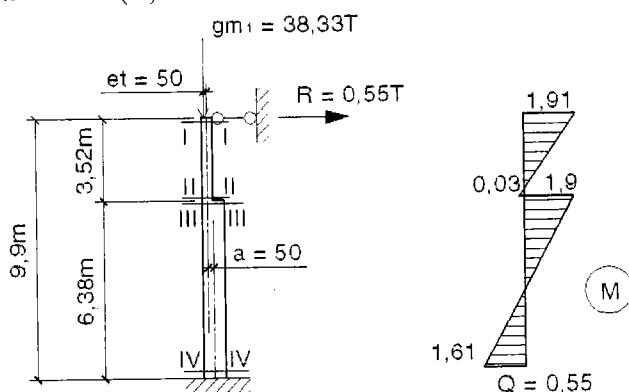
$$M_{II} = -1,91 + (0,55 \cdot 3,52) = 0,03 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = -38,33 \cdot (0,05 + 0,05) + 0,55 \cdot 3,52 = -1,90 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = -38,33 \cdot (0,05 + 0,05) + 0,55 \cdot 9,9 = 1,61 \text{ (Tm)}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 38,33 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = 0,55 \text{ (T)}$$



**Hình 3.3 :** Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực cột  
biên do tĩnh tải mái.

Cột giữa :

$$\text{Đưa } G_{m1} = 38,33\text{T và } G_{m2} = 51,82\text{T về đặt tại trục cột.}$$

$$\text{Ta được } G_m = G_{m1} + G_{m2} = 38,33 + 51,82 = 90,15 \text{ (T)}$$

$$M = 38,33 \cdot (-0,15) + 51,82 \cdot 0,15 = 2,02 \text{ (Tm)}$$

Phản lực đầu cột :

$$R = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{t}\right)}{2 \cdot v \cdot H} = \frac{3 \cdot 2,02 \cdot \left(1 + \frac{0,027}{0,356}\right)}{2 \cdot 1,027 \cdot 9,9} \\ = 0,32 \text{ (T)}$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = M = 2,02 \text{ (Tm)}$$

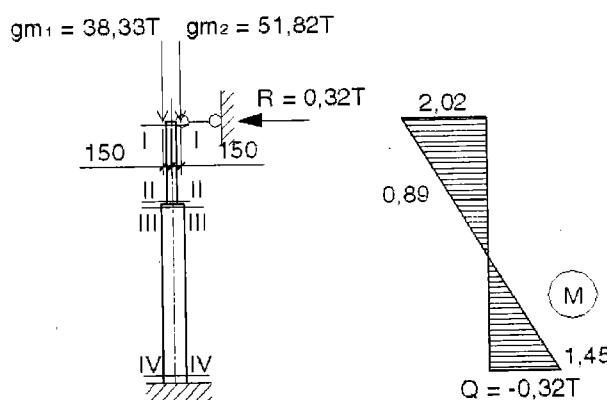
$$M_{II} = M - R \cdot H_t = 2,02 - 0,32 \cdot 3,52 = 0,89 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,89 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = M - R \cdot H = 2,02 - 9,9 \cdot 0,32 = -1,45 \text{ (Tm)}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = G_m = 90,15 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = -0,32 \text{ (T)}$$



**Hình 3.4 :** Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực cột  
giữa do tĩnh tải mái.

b) Nội lực do tĩnh tải dầm cầu trục :

Cột biên :

Lực  $g_{det}''$  gây ra moment đối với cột dưới, lực này có điểm đặt tại vai cột cách trục dưới 1 đoạn  $e_d = 0,5$  m.

$$\begin{aligned} M &= g_{det}'' e_d \\ &= 5,61 \cdot 0,5 = 2,81 (\text{Tm}) \end{aligned}$$

Phản lực đầu cột :

$$\begin{aligned} R &= \frac{3M(1-t^2)}{2.v.H} = \frac{3 \cdot 2,81 \cdot (1-0,356^2)}{2 \cdot 1,043 \cdot 9,9} \\ &= 0,36 (\text{T}) \end{aligned}$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = -R \cdot Ht = -0,36 \cdot 3,52 = -1,27 (\text{Tm})$$

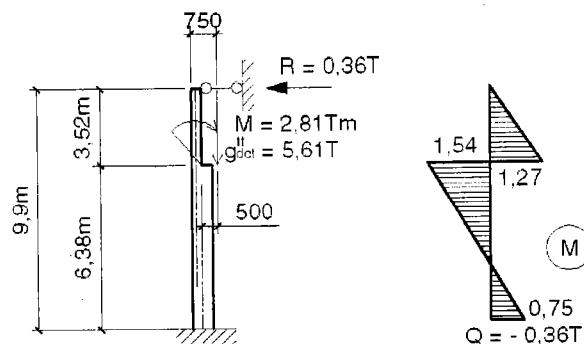
$$M_{III} = M - R \cdot Ht = 2,81 - 0,36 \cdot 3,52 = 1,54 (\text{Tm})$$

$$M_{IV} = M - R \cdot H = 2,81 - 0,36 \cdot 9,9 = -0,75 (\text{Tm})$$

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

$$N_{III} = N_{IV} = g_{det}'' = 5,61 (\text{T})$$

$$Q_{IV} = -0,36 (\text{T})$$



Hình 3.5 : Sơ đồ tĩnh và biểu đồ nội lực cột  
biên do tĩnh tải dầm cầu trục.

Cột giữa :

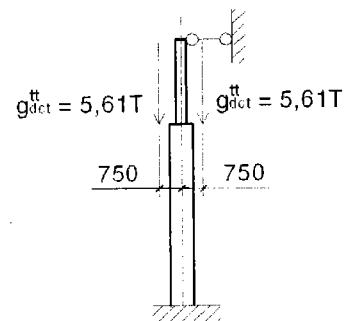
Do tải đặt đối xứng qua trục cột giữa nên :

$$M = 0$$

$$Q = 0$$

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

$$N_{III} = N_{IV} = 5,61 + 5,61 = 11,22 \text{ T}$$

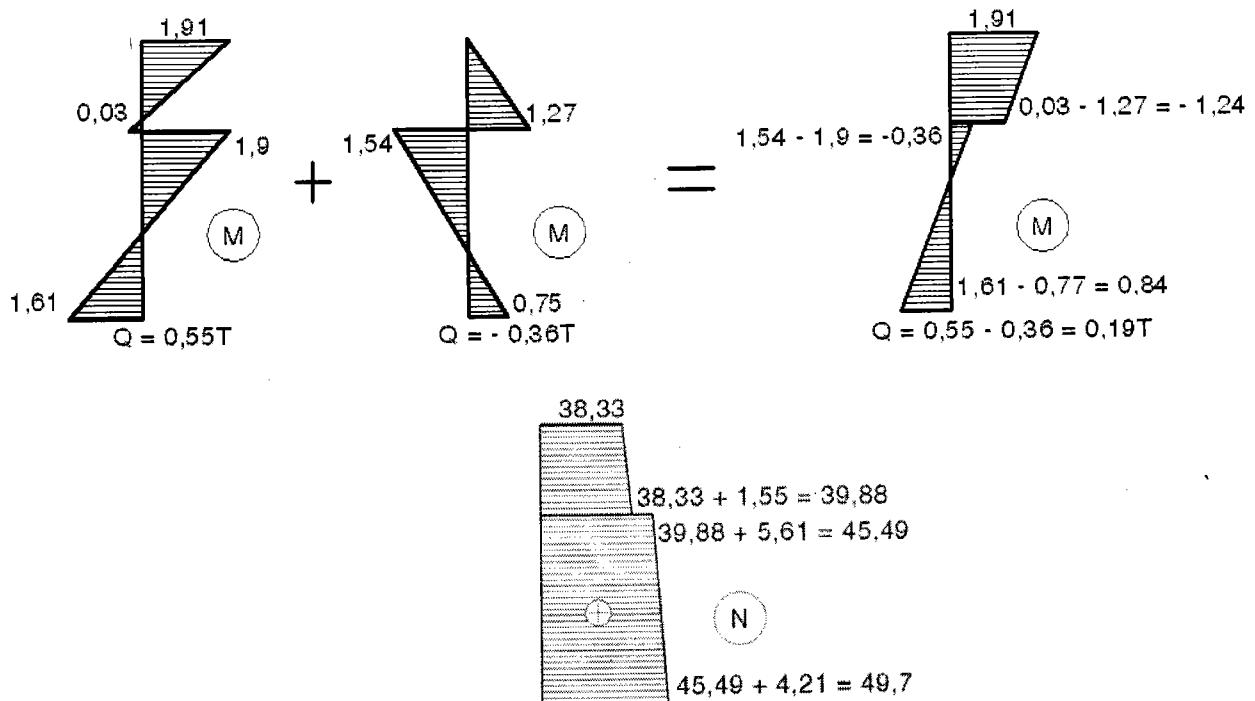


Hình 3.6 : Sơ đồ tĩnh cột giữa do tĩnh tải dầm  
cầu trục.

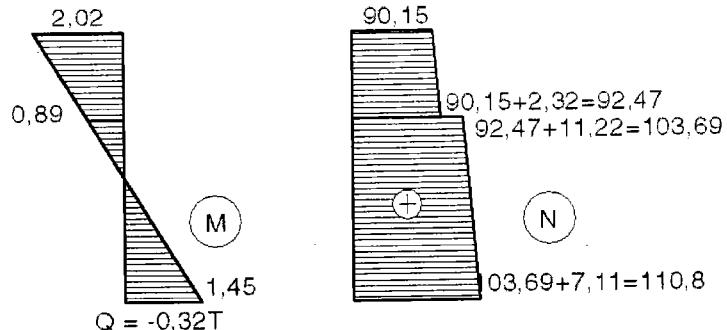
c) Tổng nội lực do tĩnh tải :

Cộng đại số nội lực do tĩnh tải các trường hợp đã tính ở trên, ngoài ra lực dọc N có kẽ thêm trọng lượng bản thân cột.

#### Cột biên



#### Cột giữa



**Hình 3.7:** Tổng nội lực do tĩnh tải của cột biên và cột giữa.

#### 3.4 Nội lực do hoạt tải :

a) Nội lực hoạt tải mái :

Cột biên :

Sơ đồ tĩnh giống như tĩnh với tĩnh tải mái  $G_{m1}$ , nội lực xác định bằng cách nhân moment do  $G_{m1}$  gây ra với tỷ số  $\frac{P_m}{G_{m1}} = \frac{5,27}{38,33} = 0,137$ .

Nội lực trong các tiết diện cột :

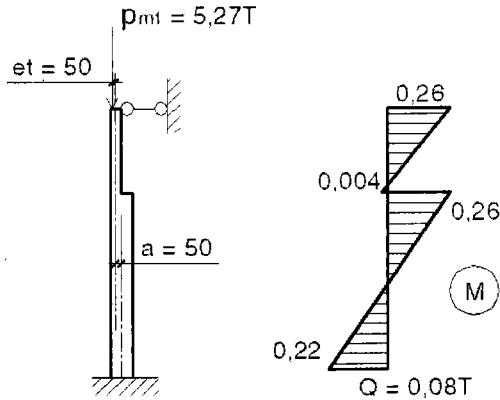
$$M_I = -1,91 \cdot 0,137 = -0,26 \text{ (Tm)}$$

$$M_{II} = 0,03 \cdot 0,137 = 0,004 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = -1,9 \cdot 0,137 = -0,26 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = 1,61 \cdot 0,137 = 0,22 \text{ (Tm)}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{m1} = 5,27 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = 0,55 \cdot 0,137 = 0,08 \text{ (T)}$$


**Hình 3.8**: Sơ đồ tĩnh và biểu đồ nội lực cột  
biên do hoạt tải mái.

#### Cột giữa :

Do  $P_{m1} \neq P_{m2}$  nên ta phải tính riêng tác dụng của hoạt tải mái đặt lên nhịp phía bên phải hoặc trái.

TH : Lực  $P_{m1}$  đặt bên trái cột giữa gây ra moment :

$$M = -P_{m1} \cdot e_t = -5,27 \cdot 0,15 = -0,79 \text{ ( Tm )}$$

Moment và lực cắt trong cột do moment này gây ra được xác định bằng cách nhân moment do tĩnh tải mái  $G_m$  gây ra với tỉ số  $\frac{M_P}{M_G} = \frac{-0,79}{2,02} = -0,39$ .

#### Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = -0,79 \text{ (Tm)}$$

$$M_{II} = -0,89 \cdot 0,39 = -0,35 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = M_{II} = -0,35 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = 1,45 \cdot 0,39 = 0,57 \text{ (Tm)}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{m1} = 5,27 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = 0,32 \cdot 0,39 = 0,12 \text{ (T)}$$

TH : Lực  $P_{m1}$  đặt bên phải cột giữa gây ra moment :

$$M = P_{m2} \cdot e_t = 7,02 \cdot 0,15 = 1,05 \text{ ( Tm )}$$

Moment và lực cắt trong cột do moment này gây ra được xác định bằng cách nhân moment do tĩnh tải mái  $G_m$  gây ra với tỉ số  $\frac{M_P}{M_G} = \frac{1,05}{2,02} = 0,52$ .

#### Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 1,05 \text{ (Tm)}$$

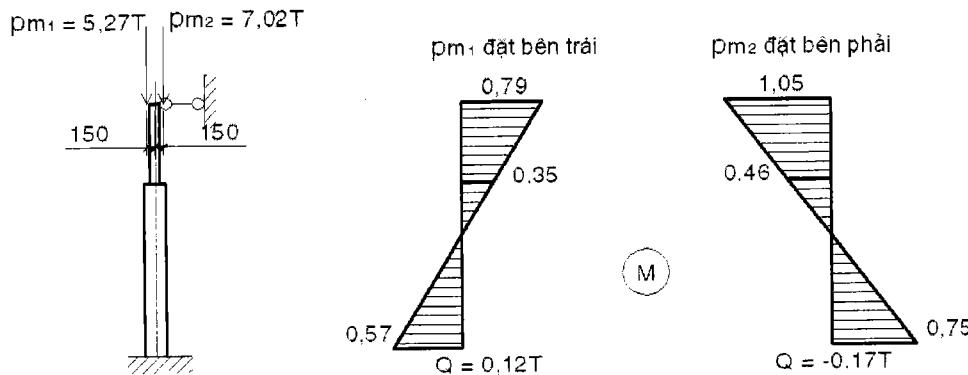
$$M_{II} = 0,89 \cdot 0,52 = 0,46 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = M_{II} = 0,46 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = -1,45 \cdot 0,52 = -0,75 \text{ (Tm)}$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = P_{m2} = 7,02 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = -0,32 \cdot 0,52 = -0,17 \text{ (T)}$$



Hình 3.9 : Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực cột giữa do hoạt tải mái.

b) Nội lực do hoạt tải đứng  $D_{max}$  của cầu trục :

#### Cột biên :

Sơ đồ tính tương tự sơ đồ tính tĩnh tải dầm cầu trục  $g_{det}$ , nội lực được xác định bằng cách nhân nội lực do  $g_{det}$  gây ra với tỉ số  $\frac{D_{max}^1}{g_{det}''} = \frac{26,81}{5,61} = 4,77$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = -1,27 \cdot 4,77 = -6,06 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = 1,54 \cdot 4,77 = 7,35 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = -0,75 \cdot 4,77 = -3,58 \text{ (Tm)}$$

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

$$N_{III} = N_{IV} = D_{max}^1 = 26,81 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = -0,36 \cdot 4,77 = -1,72 \text{ (T)}$$

#### Cột giữa :

Tính riêng cho từng trường hợp do cầu trục ở bên phải và bên trái.

TH : Cầu trục ở bên phải cột giữa :  $D_{max}^2 = 35,39T$

Lực  $D_{max}^2$  gây ra moment đôi với phần cột dưới, moment này có điểm đặt ở vai cột :

$$M = D_{max}^2 \cdot e_d = 35,39 \cdot 0,75 = 26,54 \text{ (Tm)}$$

Phản lực đầu cột :

$$R = \frac{3M(1-t^2)}{2H.v} = \frac{3 \cdot 26,54 \cdot (1-0,356^2)}{2,9,9 \cdot (1,027)} = 3,42 \text{ (T)}$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = -3,42 \cdot 3,52 = -12,04 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = -12,04 + 26,54 = 14,5 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = -3,42 \cdot 9,9 + 26,54 = -7,32 \text{ (Tm)}$$

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

$$N_{III} = N_{IV} = D_{max}^2 = 35,39 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = -3,42 \text{ (T)}$$

TH : Cầu trục ở bên trái cột giữa gây ra nội lực có dấu ngược lại và nhân thêm hệ số sau:

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{D_{\max}^1}{D_{\max}^2} = \frac{26,81}{35,39} = 0,76$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

$$M_{II} = 12,04 \cdot 0,76 = 9,15 \text{ (Tm)}$$

$$M_{III} = -14,5 \cdot 0,76 = -11,02 \text{ (Tm)}$$

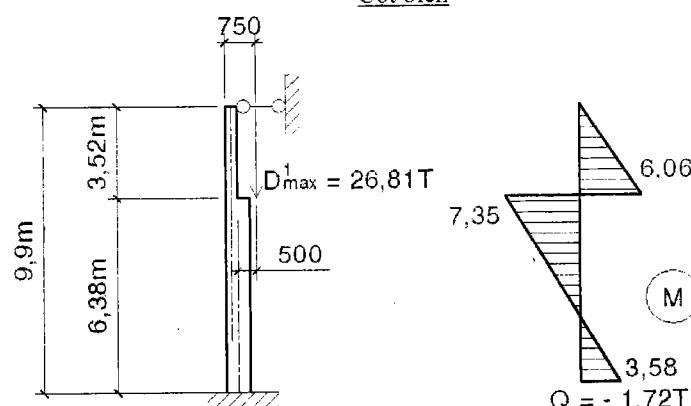
$$M_{IV} = 7,32 \cdot 0,76 = 5,56 \text{ (Tm)}$$

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

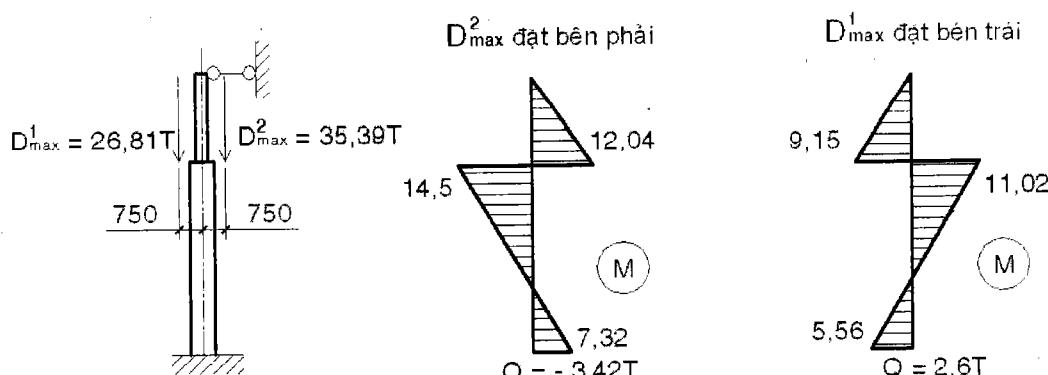
$$N_{III} = N_{IV} = D_{\max}^1 = 26,81 \text{ (T)}$$

$$Q_{IV} = 3,42 \cdot 0,76 = 2,6 \text{ (T)}$$

Cột biên



Cột giữa



**Hình 3.10:** Sơ đồ tĩnh và biểu đồ nội lực cột  
giữa do hoạt tải đứng  $D_{\max}$  đâm cầu trực.

c) Nội lực do lực hầm ngang  $T_{\max}$  của cầu trực:

Lực  $T_{\max}$  đặt cách đỉnh cột 1 đoạn  $y = D - V - H_c = 9,4 - 5,88 - 1 = 2,52 \text{ m}$

Tí số  $\frac{y}{H_i} = \frac{2,52}{3,52} = 0,72$ , ta thấy  $y \approx 0,7H_i$  nên phản lực đầu cột là :

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

Cột biên :  $T_{\max}^1 = 0,819T$

Phản lực đầu cột biên:

$$R = \frac{0,819.(1-0,356)}{1,043} = 0,51(T)$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

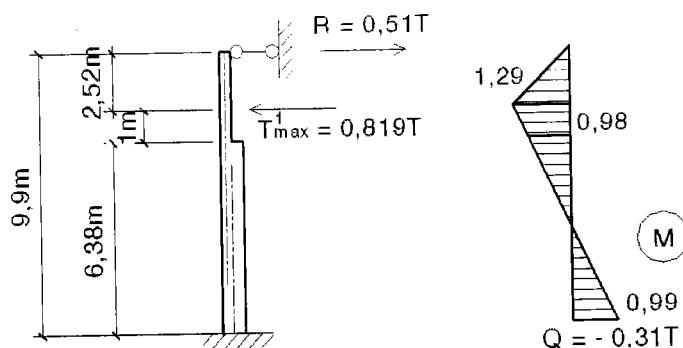
$$My = 0,51.2,52 = 1,29 \text{ (Tm)}$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,51.3,52 - 0,819.1 = 0,98 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = 0,51.9,9 - 0,819.(6,38 + 1) = - 0,9 \text{ (Tm)}$$

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

$$Q_{IV} = 0,51 - 0,819 = - 0,31 \text{ (T)}$$



**Hình 3.11 :** Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực cột  
biên do lực hẫm ngang  $T_{max}$ .

Cột giữa :  $T_{max}^2 = 1,188T$

Phản lực đầu cột giữa:

$$R = \frac{1,188.(1-0,356)}{1,027} = 0,74(T)$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

$$M_I = 0$$

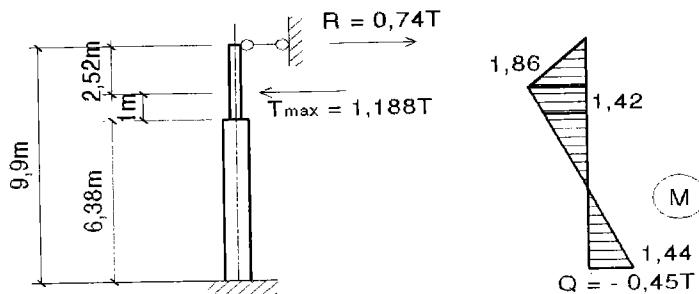
$$My = 0,74.2,52 = 1,86 \text{ (Tm)}$$

$$M_{II} = M_{III} = 0,74.3,52 - 1,188.1 = 1,42 \text{ (Tm)}$$

$$M_{IV} = 0,74.9,9 - 1,188.(6,38 + 1) = - 1,44 \text{ (Tm)}$$

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

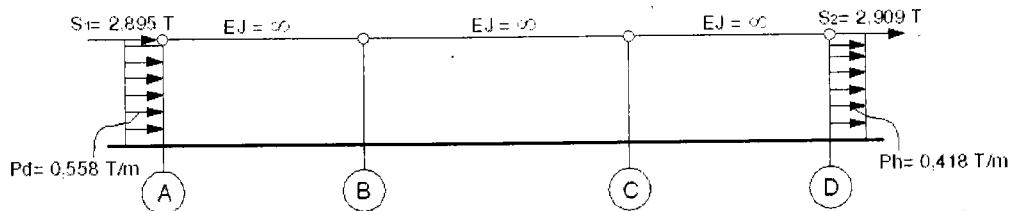
$$Q_{IV} = 0,74 - 1,188 = - 0,45 \text{ (T)}$$



**Hình 3.12 :** Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực  
cột giữa do lực hẫm ngang  $T_{max}$ .

d) Nội lực do tải trọng gió :

Tính với sơ đồ toàn khung có chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Giả thiết xà ngang có độ cứng tuyệt đối, và do đỉnh cột có cùng cao trình nên chúng có chuyển vị ngang như nhau. Dùng phương pháp chuyển vị để tính, hệ chỉ có 1 ẩn số  $\Delta$  là chuyển vị ngang ở đỉnh cột.



Hình 3.13: Hệ cơ bản khi tính khung với tải trọng gió.

$$\text{Phương trình chính tắc : } r \cdot \Delta + R_g = 0$$

Với:  $+ R_g$ , phản lực liên kết trong hệ cơ bản.

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

$R_1, R_4$  là phản lực đầu cột thứ 1 và thứ 4 do tải trọng gió (cột thứ 2 và thứ 3 không có phản lực này do không có tải trọng gió tác động)

$+ r$ , phản lực liên kết do chuyển vị cưỡng bức  $\Delta = 1$  gây ra trong hệ cơ bản.

$$r = r_1 + r_2 + r_3 + r_4 \quad (\text{khung ba nhịp})$$

$r_i$  là các phản lực tại đầu cột do chuyển vị cưỡng bức  $\Delta = 1$  gây ra.

Các đại lượng trên được xác định bằng các công thức sau :

$$r_i = \frac{3EJ_d}{H^3 \cdot v}$$

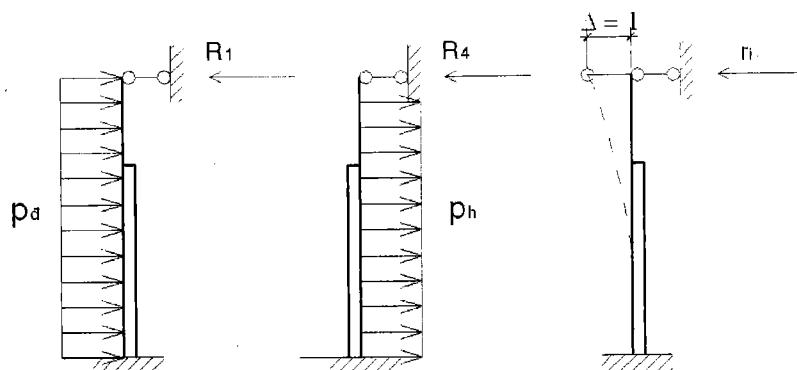
$$R = \frac{3pH(1+tk)}{8.v}$$

Với:  $t = 0,356$

$$k = 0,043 \Rightarrow v = 1 + k = 1,043 \quad (\text{Cột biên})$$

$$k = 0,027 \Rightarrow v = 1 + k = 1,027 \quad (\text{Cột giữa})$$

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



Hình 3.14 : Sơ đồ xác định  $R_1, R_4$  và  $r_i$

$$\begin{aligned}
 + R_1 &= \frac{3p_d H(1+kt)}{8.v} \\
 &= \frac{3 \cdot 0,558 \cdot 9,9 \cdot (1+0,043 \cdot 0,356)}{8 \cdot 1,043} \\
 &= 2,02(T) \\
 \frac{R_4}{R_1} = \frac{p_h}{p_d} \Rightarrow R_4 &= R_1 \frac{p_h}{p_d} = 2,02 \cdot \frac{0,418}{0,558} = 1,51(T)
 \end{aligned}$$

$$R_g = 2,02 + 1,51 + 2,895 + 2,909 = 9,33(T)$$

$$+ H = 9,9 \text{ m} \Rightarrow H^3 = 9,9^3 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 r_1 = r_4 &= \frac{3EJ_d}{H^3.v} \\
 &= \frac{3E \cdot 416667 \text{ cm}^4}{9,9^3 \cdot 10^6 \text{ cm}^3 \cdot 1,043} \\
 &= 0,00124E(\text{cm}) \\
 r_2 = r_3 &= \frac{3EJ_d}{H^3.v} \\
 &= \frac{3E \cdot 1143333 \text{ cm}^4}{9,9^3 \cdot 10^6 \text{ cm}^3 \cdot 1,027} \\
 &= 0,00344E(\text{cm}) \\
 r &= r_1 + r_2 + r_3 + r_4 \\
 &= 2(r_1 + r_2) = 2(0,00124E + 0,00344E) = 0,00936E(\text{cm})
 \end{aligned}$$

$$\text{Phương trình chính tắc} \Rightarrow \Delta = -\frac{R_g}{r} = -\frac{9,33}{0,00936E} = -\frac{996,79}{E} (\text{T/cm})$$

Phản lực tại các đỉnh cột trong hệ thực do tải trọng gió :

$$R_A = R_1 + r_1 \Delta = 2,02 + 0,00124E \left( -\frac{996,79}{E} \right)$$

$$= 0,78(T)$$

$$\begin{aligned}
 R_B = R_C &= r_2 \Delta = 0,00344E \left( -\frac{996,79}{E} \right) \\
 &= -3,43(T)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_D = R_4 + r_4 \Delta &= 1,51 + 0,00124E \left( -\frac{996,79}{E} \right) \\
 &= 0,27(T)
 \end{aligned}$$

Nội lực trong các tiết diện cột :

Cột A:

$$M_I = 0$$

$$\begin{aligned}
 M_{II} = M_{III} &= \frac{1}{2} p_d \cdot H_t^2 - R_A \cdot H_t \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,558 \cdot 3,52^2 - 0,78 \cdot 3,52 = 0,71(\text{Tm})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{IV} &= \frac{1}{2} p_d \cdot H^2 - R_A \cdot H \text{ (Tm)} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,558 \cdot 9,9^2 - 0,78 \cdot 9,9 = 19,62 \text{ (Tm)} \end{aligned}$$

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

$$Q_{IV} = p_d \cdot H - R_A = 0,558 \cdot 9,9 - 0,78 = 4,74 \text{ (T)}$$

Cột D:

$$M_I = 0$$

$$\begin{aligned} M_{II} = M_{III} &= \frac{1}{2} p_h \cdot H_t^2 - R_D \cdot H_t \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,418 \cdot 3,52^2 - 0,27 \cdot 3,52 = 1,64 \text{ (Tm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{IV} &= \frac{1}{2} p_h \cdot H^2 - R_D \cdot H \text{ (Tm)} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 0,418 \cdot 9,9^2 - 0,27 \cdot 9,9 = 17,81 \text{ (Tm)} \end{aligned}$$

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

$$Q_{IV} = p_h \cdot H - R_D = 0,418 \cdot 9,9 - 0,27 = 3,87 \text{ (T)}$$

Cột B,C:

$$M_I = 0$$

$$\begin{aligned} M_{II} = M_{III} &= R_B \cdot H_t \\ &= 3,43 \cdot 3,52 = 12,07 \text{ (Tm)} \end{aligned}$$

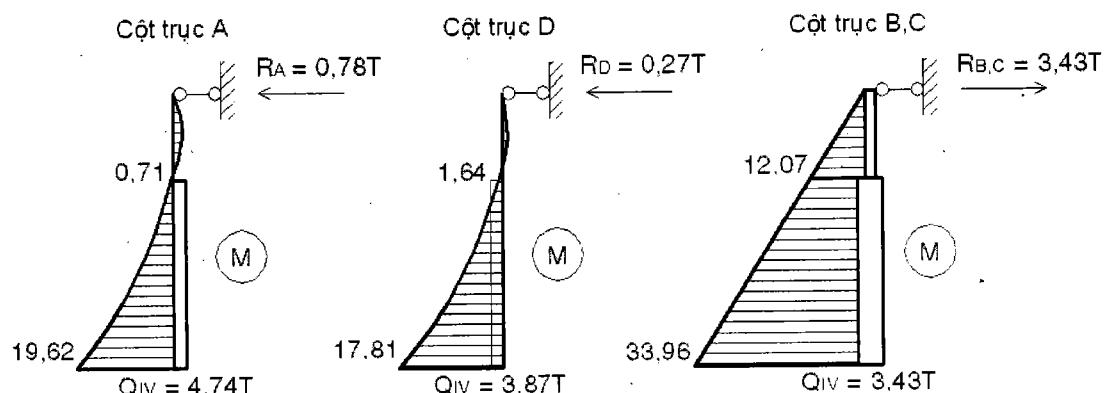
$$M_{IV} = R_B \cdot H \text{ (Tm)}$$

$$= 3,43 \cdot 9,9 = 33,96 \text{ (Tm)}$$

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

$$Q_{IV} = R_B = 3,43 \text{ (T)}$$

Biểu đồ nội lực do gió thổi từ phải sang trái có dấu ngược lại với biểu đồ nội lực do gió thổi từ trái sang phải.



**Hình 3.15:** Biểu đồ nội lực khung do gió tác dụng từ trái sang phải.

#### 4. Tô hợp nội lực :

Ta tiến hành tô hợp tất cả các nội lực đã tìm ở trên để tìm ra nội lực nguy hiểm nhất có thể xuất hiện trong từng tiết diện của mỗi cột.

Tô hợp nội lực gồm hai loại tô hợp : Tô hợp cơ bản I và tô hợp cơ bản II. Tô hợp cơ bản I gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của một trong các hoạt tải. Tô hợp cơ bản II gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của mọi hoạt tải ( mái, cầu trục, gió ).

Trong mỗi tô hợp ta xét ba cặp nội lực nguy hiểm :

+ Cặp moment dương max và lực dọc tương ứng ( $M_{\max}$  và  $N_{tr}$ ) : Cặp 1

+ Cặp moment âm min và lực dọc tương ứng ( $M_{\min}$  và  $N_{tr}$ ) : Cặp 2

+ Cặp lực dọc lớn nhất và moment tương ứng ( $N_{\max}$  và  $M_{tr}$ ) : Cặp 3

Ở các tiết diện I, II, III : xác định moment M và lực dọc N

Ở tiết diện IV : xác định moment M, lực dọc N và lực cắt Q ( để tính toán cho móng )

##### *4.1 Tô hợp cơ bản I :*

Cặp 1 = Tĩnh tải ( TT ) + Hoạt tải ( HT ) có  $M_{\max}^{(+)}$  ( trong số các moment do HT )

Cặp 2 = TT + HT có  $|M_{\max}^{(-)}|$

Cặp 3 = TT + HT có  $N_{\max}$

##### *4.2 Tô hợp cơ bản II :*

Cặp 1 = TT +  $\sum$ HT có  $M^{(+)}$

Cặp 2 = TT +  $\sum$ HT có  $M^{(-)}$

Cặp 3 = TT +  $\sum$ HT có  $N$ , ngoài ra còn lấy thêm nội lực của HT dù không gây ra lực dọc nhưng gây ra moment cùng chiều với moment tổng cộng đã lấy tương ứng với  $N_{\max}$ .

##### *4.3 Ghi chú :*

+ HT ở một bên cột và HT ở hai bên cột vẫn xem như một HT.

+ Khi đã lấy gió theo chiều này thì không lấy gió theo chiều kia ( vì trong 1 lúc không thể có gió thổi cả hai hướng ).

+ Đôi với THCB II : TT + 0,9.HT1 + 0,9.HT2 + ...

+ Khi kế nội lực do cầu trục vào các tô hợp thì có thể :

- Xét đồng thời cả  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$

- Chỉ xét  $D_{\max}$  mà không xét đến  $T_{\max}$ . Nhưng điều ngược lại là không đúng. Vì chỉ xảy ra lực hâm ngang  $T_{\max}$  khi trên đàm cầu trục có  $D_{\max}$ .

Do đó ta xét nội lực do  $D_{\max}$  trước ( dấu âm hay dương ), nội lực này gây cho cặp nội lực dấu gì ( dấu âm hoặc dấu dương ) thì ta cộng thêm nội lực do  $T_{\max}$  ( dấu âm hoặc dương ) cho phù hợp với dấu của cặp nội lực đó ( Do  $T_{\max}$  gây nội lực cả hai dấu ).

+ Khi tô hợp, nếu xét nội lực do HT của 2 cầu trục ( cộng nội lực của  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$  bên trái hoặc phải của cột ) thì phải nhân hệ số tô hợp  $n_{th} = 0,85$  ( cầu trục có chế độ làm việc trung bình.) cho  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$  ( cột 7;8 hoặc cột 9;10). Hoặc nhân hệ số tô hợp  $n_{th} = 0,7$  cho  $D_{\max}$  và  $T_{\max}$  khi xét nội lực do HT của 4 cầu trục. ( Theo 5.16 / TCVN 2737:1995 )

##### *4.3 Bảng tô hợp nội lực :*

Nội lực tô hợp được trình bày trong bảng 4-1 :

Bảng 4.1 : Bảng tóm hợp nội lực

Tên cột	Tiết diện	Nội lực	Tính tải	Hoạt tải mái			Hoạt tải cầu trục			Gió			Tổ hợp cơ bản I			Tổ hợp cơ bản II		
				Trái	Phải	D <sub>max</sub> trái	T <sub>max</sub> phải	D <sub>max</sub> phải	Trái	Phải	M <sub>max</sub> M <sub>tr</sub>	M <sub>min</sub> M <sub>tr</sub>	N <sub>max</sub> M <sub>tr</sub>	M <sub>max</sub> M <sub>tr</sub>	M <sub>min</sub> M <sub>tr</sub>	N <sub>max</sub> M <sub>tr</sub>		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
	I-I	M	-1.91		-0.26		0	0	0	0	0			4,6				
		N	38.33		5.27		0	0	0	0	0			-2.17				
														43.6				
	II-II	M	-1.24		0.004		-6.06	±0.98	0.71	-1.64	-0.53	-7.22	-1.236	-0.6	-8.1		-8.1	
		N	39.88		5.27		0	0	0	0	0	39.88	45.15	44.62	39.88	44.62		
A,D	III-III	M	-0.36		-0.26		7.35	±0.98	0.71	-1.64	6.72	-2	6.72	6.65	-2.07	6.42		
		N	45.49		5.27		26.81	0	0	0	0	68.28	45.49	68.28	66	50.23	70.74	
	V-V	M	0.84		0.22		-3.58	±0.9	19.62	-17.81	20.46	-16.97	-2.97	18.7	-18.62	-18.42		
		N	49.7		5.27		26.81	0	0	0	0	49.7	49.7	72.49	54.44	70.21	74.95	
	Q	0.119		0.08		-1.72	±0.31	4.74	-3.87	4.93	-3.68	-1.54	4.53	-4.85	-4.77			
	I-I	M	2.02	-0.79	1.05	0	0	0	0	0	0	3.07		3.07				
		N	90.15	5.27	7.02	0	0	0	0	0	0	97.17		97.17				
	II-II	M	0.89	-0.35	0.46	9.15	±1.42	-12.04	±1.42	12.07	-12.07	12.96	-11.18	1.35	20.25	-20.58	19.94	
		N	92.47	5.27	7.02	0	0	0	0	0	0	92.47	92.47	99.49	98.79	97.21	103.53	
B,C	III-III	M	0.89	-0.35	0.46	-11.02	±1.42	14.5	±1.42	12.07	-12.07	14.42	-11.18	14.42	24.35	-19.8	15.83	
		N	103.7	5.27	7.02	26.81	0	35.39	0	0	0	133.77	103.69	133.77	137.08	128.94	153.94	
	V-V	M	-1.45	0.57	-0.75	5.56	±1.44	-7.32	±1.44	33.96	-33.96	32.51	-35.41	32.51	34.98	-39.39	-35.1	
		N	110.8	5.27	7.02	26.81	0	36.39	0	0	0	110.8	110.8	136.05	144.19	161.05		
	Q	-0.32	0.12	-0.17	2.6	±0.45	-3.42	±0.45	3.43	-3.43	3.11	-3.75	3.11	5.21	-6.52	-4.54		

### 5. Chọn vật liệu :

Máy bêtông 250  $\Rightarrow R_n = 110 \text{ kG/cm}^2; R_k = 8,8 \text{ kG/cm}^2; E_b = 2,65 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2$

Cột thép dọc dùng thép nhóm C-II  $\Rightarrow R_a = R_s = 2600 \text{ kG/cm}^2; E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kG/cm}^2$

B# 250,  $R_a = 2600 \text{ kG/cm}^2 \Rightarrow \alpha_o = 0,58; A_o = 0,412$

### 6. Tính toán cột thép :

Bao gồm + Tính toán cột thép cho : – Cột biên

– Cột giữa

– Vai cột

+ Kiểm tra khả năng chịu lực của cột theo phương ngoài mặt phẳng khung.

+ Kiểm tra cột khi vận chuyển, khi cầu lắp

#### *6.1 Tính toán cột thép cột biên :*

Dùng phương pháp tính vòng cột thép không đối xứng để tính toán cột thép cho cột biên.

##### a. Phần cột trên :

+ Chiều dài tính toán của cột  $l_o$  khi tính trong mặt phẳng khung : (tra bảng 1.4.1/34/KBTCT)

$$l_o = 2,5H_t$$

$$= 2,5 \cdot 3,52 = 8,8 \text{ (m)}$$

+ Kích thước tiết diện :  $b = 400 \text{ mm}, h = 400 \text{ mm}$ . Chọn  $a = a' = 4 \text{ cm}, h_o = 40 - 4 = 36 \text{ (cm)}$

+ Độ mảnh  $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{8,8}{0,4} = 22 > 4 \Rightarrow$  Phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ

lệch tâm.

+ Từ bảng tổ hợp nội lực chọn các cặp nội lực (ít nhất là 3 cặp) có trị tuyệt đối của moment lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất của tiết diện I hoặc II ghi vào bảng 6.1 sau :

Bảng 6.1: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính cột thép cột trên

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e'_0$ (m)	$M_{dh}$ (Tm)	$N_{dh}$ (N)
1	II-II 14	-7,22	39,88	0,181	0,196	-1,24	39,88
2	II-II 17	-8,1	39,88	0,2031	0,2181	-1,24	39,88
3	II-II 18	-8,1	44,62	0,1815	0,1965	-1,24	39,88

$$\frac{h}{30} = \frac{40}{30} = 1,3 \text{ (cm)}$$

$$\text{Với : Giả thiết độ lệch tâm ngẫu nhiên } e'_0 \geq \frac{H_t}{600} = \frac{352}{600} = 0,59 \text{ (cm)}$$

$$1 \text{ (cm)}$$

Chọn  $e'_0 = 1,5 \text{ cm}$

i. Tính cho cặp 2 :

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, do chưa biết diện tích cốt thép chịu kéo và chịu nén nên giả thiết  $\mu_t^{gr} = 1,2\%$ .

Moment quán tính tiết diện cột thép lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện  $J_a$  và moment quán tính của tiết diện bêtông  $J_b$  :

$$J_a = \mu_t^{gr} \cdot b \cdot h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,012 \cdot 40 \cdot 36 \left( \frac{40}{2} - 4 \right)^2 = 4424 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333 \text{ (cm}^4\text{)}$$

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

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} \\ &= 1 + \frac{1,24 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)}{8,1 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)} = 1,526 \end{aligned}$$

S – hệ số xét đến ảnh hưởng độ lệch tâm :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,2181}{0,4} = 0,545 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,545} + 0,1 = 0,271$$

Lực dọc tối đa  $N_{th}$

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,271}{1,526} 213333.2,65 \cdot 10^5 + 4424.2,1 \cdot 10^6 \right) = 159752(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{39880}{159752}} = 1,333$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \cdot 40 - 0,58 \cdot 36) = 11,65(cm)$$

Tính cốt thép không đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,333 \cdot 21,81 = 29,07(cm) > e_{ogh} = 11,65(cm)$$

⇒ Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 29,07 + \frac{40}{2} - 4 = 45,07(cm)$$

Để lượng  $(Fa + F'_a)_{min}$  thì  $A = A_o = 0,412$

+ Tính  $F'_a$  :

$$F'_a = \frac{Ne - A_o R_u b h_o^2}{R_o (h_o - a')} = \frac{39880 \cdot 45,07 - 0,412 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 36^2}{2600 \cdot (36 - 4)} = -6,63(cm^2)$$

$F'_a < 0$  nên  $F'_a$  lấy theo cầu tạo :  $\lambda_h = 22 \Rightarrow \mu_{min} = 0,2\%$

$$F'_a = \mu_{min} b h_o = 0,002 \cdot 40 \cdot 36 = 2,88(cm^2)$$

Chọn 2 Φ 16,  $F'_a$  chọn =  $4,02 cm^2$  ( Do mặt cắt ngang tiết diện cột trên có cạnh  $> 20$  cm, nên cốt thép phải chọn tối thiểu là  $\Phi \geq 16mm$  )

+ Tính  $F_a$  :

Tính A :

$$A = \frac{Ne - R_a' F_a' (h_o - a')}{R_n b h_o^2} = \frac{39880.45,07 - 2600.4,02(36-4)}{110.40.36^2} = 0,257$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,257} = 0,303$$

Tính x :

$$x = \alpha h_o = 0,303.36 = 10,91(cm) < \alpha_o h_o = 0,58.36 = 20,88(cm)$$

$$> 2a' = 8(cm) \text{ (Cột thép } F_a \text{ đủ)}$$

Tính  $F_a$  theo công thức sau :

$$F_a = \frac{R_n b x + R_a' F_a' - N}{R_a}$$

$$= \frac{110.40.10,91 + 2600.4,02 - 39880}{2600} = 7,14(cm^2)$$

Chọn 2 Φ 18 + 1 Φ 16,  $F_a$  chọn = 7,1 cm<sup>2</sup>

$$\underline{\text{Kiểm tra: }} \mu_t = \frac{F_a + F_a'}{bh_0} = \frac{4,02 + 7,1}{40.36} = 0,008 = 0,8\% > 0,5\%$$

$\Rightarrow$  Kích thước cột trên chọn hợp lý.

$$\Delta \mu_t = \left| \frac{\mu_t - \mu_t^{gr}}{\mu_t} \right| 100 = \left| \frac{0,8 - 1,2}{0,8} \right| 100 = 50\% > 5\%$$

Hàm lượng thép không thỏa, tính lại với  $\mu_t^{gr} = 0,8\%$

$$J_a = \mu_t b h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= 0,008.40.36 \left( \frac{40}{2} - 4 \right)^2 = 2949(cm^4)$$

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40.40^3}{12} = 213330(cm^4)$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)}$$

$$= 1 + \frac{1,24 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)}{8,1 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)} = 1,526$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,545} + 0,1 = 0,271$$

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

$$= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,271}{1,526} 213333.2,65.10^5 + 2949.2,1.10^6 \right) = 134153(kG)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{39880}{134153}} = 1,423$$

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.40 - 0,58.36) = 11,65(cm)$$

$$\eta e_o = 1,423.21,81 = 31,04(cm) > e_{ogh} = 11,65(cm)$$

⇒ Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 31,04 + \frac{40}{2} - 4 = 47,04(cm)$$

Để lượng ( $F_a + F'_a$ )<sub>min</sub> thì  $A = A_o = 0,412$

+ Tính  $F'_a$ :

$$F'_a = \frac{Ne - A_o R_n b h_o^2}{R_a (h_o - a')} = \frac{39880.47,04 - 0,412.110.40.36^2}{2600.(36-4)} = -5,69(cm^2)$$

$F'_a < 0$  nên  $F'_a$  lấy theo cầu tạo:  $\lambda_h = 22 \Rightarrow \mu_{min} = 0,2\%$

$$F'_a = \mu_{min} b h_o = 0,002.40.36 = 2,88(cm^2)$$

Chọn 2 Φ 16,  $F'_a$  chọn = 4,02 cm<sup>2</sup>

+ Tính  $F_a$ :

Tính A:

$$A = \frac{Ne - R'_a F_a (h_o - a')}{R_n b h_o^2} = \frac{39880.47,04 - 2600.4,02(36-4)}{110.40.36^2} = 0,27$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,27} = 0,322$$

Tính x:

$$x = \alpha h_o = 0,322.36 = 11,59(cm) < \alpha_o h_o = 0,58.36 = 20,88(cm)$$

> 2a' = 8(cm) (Cốt thép  $F'_a$  đủ)

Tính  $F_a$ :

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

$$= \frac{110.40.11,59 + 2600.4,02 - 39880}{2600} = 8,3(cm^2)$$

Chọn 2 Φ 20 (6,28cm<sup>2</sup>) + 1 Φ 16 (2,01cm<sup>2</sup>),  $F_a$  chọn = 8,29 cm<sup>2</sup>

$$\text{Kiểm tra: } \mu_t = \frac{F_a + F'_a}{b h_o} = \frac{4,02 + 8,29}{40.36} = 0,0085 = 0,85\% > 0,5\%$$

⇒ Kích thước cột trên chọn hợp lý.

$$\Delta \mu_t = \left| \frac{\mu_t - \mu_t^{gr}}{\mu_t} \right| 100 = \left| \frac{0,85 - 0,8}{0,85} \right| 100 = 5\% \text{ Chấp nhận cột thép đã chọn. Vậy}$$

cốt thép chịu kéo  $F_a$ : 2 Φ 20 + 1 Φ 16 (8,29 cm<sup>2</sup>) nằm bên phải; cốt thép chịu nén  $F'_a$ : 2Φ16 (4,02cm<sup>2</sup>) nằm bên trái cột trên.

ii. Kiểm tra với cặp 1:

Do cặp 2 có moment cùng dấu với cặp 1 nên cốt thép để tính cho cặp 1 như sau:

$F_a$ : 2 Φ 20 + 1 Φ 16 (8,29 cm<sup>2</sup>),  $F'_a$ : 2Φ16 (4,02 cm<sup>2</sup>)

Để tính toán uốn dọc, ta tính lại  $J_a$  với  $F_a$  và  $F'_a$  đã biết:

$$J_a = (F_a + F'_a) \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 = (8,29 + 4,02) \left( \frac{40}{2} - 4 \right)^2 = 3151 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Tính K<sub>dh</sub>:

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} \\ &= 1 + \frac{1,24 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)}{7,22 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)} = 1,56 \end{aligned}$$

Tính S:

$$\frac{e_o}{h} = \frac{0,196}{0,4} = 0,49 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5 \text{ nên S được tính theo công thức sau:}$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,49} + 0,1 = 0,286$$

Lực dọc tối hạn N<sub>th</sub>

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,286}{1,56} 213333.2,65.10^5 + 3151.2,1.10^6 \right) = 140343 \text{ (kG)} \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{39880}{140343}} = 1,397$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,397.19,6 + \frac{40}{2} - 4 = 43,38 \text{ (cm)}$$

Tính x :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_b b} = \frac{39880 + 2600.8,29 - 2600.4,02}{110.40} = 11,59 \text{ (cm)}$$

Kiểm tra x :

$2a' = 8 \text{ (cm)} < x = 11,59 \text{ (cm)} < \alpha_o h_o = 0,58.36 = 20,88 \text{ (cm)}$  nên kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện theo điều kiện sau :

$$Ne \leq R_n b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right) + R'_n F'_a (h_o - a') = VP$$

$$Ne = 39880.43,38 = 1729994 \text{ kGcm}$$

$$\begin{aligned} VP &= 110.40.11,59 \left( 36 - \frac{11,59}{2} \right) + 2600.4,02 (36 - 4) \\ &= 1874798 \text{ (kGcm)} \end{aligned}$$

Ne < VP : Thỏa , cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

iii. Kiểm tra với cặp 3:

Do cặp 2 có moment cùng dấu với cặp 3 nên cốt thép để tính cho cặp 3 như sau :

$$F_a : 2 \Phi 20 + 1 \Phi 16 (8,29 \text{ cm}^2), F'_a : 2 \Phi 16 (4,02 \text{ cm}^2)$$

Để tính toán uốn dọc, ta tính lại J<sub>a</sub> với F<sub>a</sub> và F'<sub>a</sub> đã biết :

$$J_a = (F_a + F_a) \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 = (8,29 + 4,02) \left( \frac{40}{2} - 4 \right)^2 = 3151 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Tính K<sub>dh</sub>:

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)}$$

$$= 1 + \frac{1,24 + 39,88 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)}{8,1 + 44,62 \left( \frac{0,4}{2} - 0,04 \right)} = 1,5$$

Tính S :

$$\frac{e_o}{h} = \frac{0,1965}{0,4} = 0,491 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5 \text{ nên S được tính theo công thức sau :}$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,491} + 0,1 = 0,286$$

Lực dọc tối hạn N<sub>th</sub>

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

$$= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,286}{1,5} 213333.2,65.10^5 + 3151.2,1.10^6 \right) = 143769 \text{ (kG)}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{44620}{143769}} = 1,45$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,45.19,65 + \frac{40}{2} - 4 = 44,49 \text{ (cm)}$$

Tính x :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R_a F_a}{R_n b} = \frac{44620 + 2600.8,29 - 2600.4,02}{110.40} = 12,66 \text{ (cm)}$$

Kiểm tra x :

$2a' = 8 \text{ (cm)} < x = 12,66 \text{ (cm)} < \alpha_o h_o = 0,58.36 = 20,88 \text{ (cm)}$  nên kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện theo điều kiện sau :

$$Ne \leq R_n b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a (h_o - a') = VP$$

$$Ne = 44620.44,49 = 1985144 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110.40.12,66 \left( 36 - \frac{12,66}{2} \right) + 2600.4,02 (36 - 4)$$

$$= 1987202 \text{ (kGcm)}$$

Ne &lt; VP : Thỏa , cấu kiện đủ khả năng chịu lực.

**iv. Kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn :**

Do tác dụng của lực hầm dọc nhà của cầu trục hoặc do gió thổi từ đầu hồi mà cột có thể bị uốn theo phương dọc nhà. Do đó ta phải kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Ta có  $\lambda_h = \lambda_b = \frac{l_o}{h} = 22$  vì  $b = h = 40\text{cm}$ , trong đó  $\lambda_h$  là độ mảnh theo phương mặt phẳng uốn và  $\lambda_b$  là độ mảnh theo phương ngoài mặt phẳng uốn. Như vậy hai độ mảnh theo hai phương không khác nhau, với lại khi tính toán tiết diện cột trên, ta đã dùng cặp có nội lực  $N_{max}$  nên không cần kiểm tra cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

Kiểm tra bô trí cốt thép :

$$\text{Chọn } a_{bv} = 2,5\text{cm}, a'' = 2,5 + \frac{2,0}{2} = 3,5\text{ cm} < a^{st} = 4\text{ cm} \text{ (Thỏa)}$$

Khoảng cách giữa các cốt thép ở phía chịu kéo  $F_a : 2 \Phi 20 + 1 \Phi 16 :$

$$\frac{40 - 2.2,5 - 2.2,0 - 1,6}{2} = 14,7 > 3(\text{cm}) : \text{Bảo đảm khi đổ bêtông theo phương ngang.}$$

**b. Phần cột dưới :** Tính toán tương tự như phần cột trên

+ Chiều dài tính toán của cột  $l_o$  khi tính trong mặt phẳng khung : (tra bảng 1.4.1/34/KBTCT)

$$\begin{aligned} l_o &= 1,5H_d \\ &= 1,5 \cdot 6,38 = 9,57(\text{m}) \end{aligned}$$

+ Kích thước tiết diện :  $b = 400\text{ mm}$ ,  $h = 500\text{mm}$ . Chọn  $a = a' = 4\text{cm}$ ,  $h_o = 50 - 4 = 46\text{ (cm)}$

$$+ \text{Độ mảnh } \lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{9,57}{0,5} = 19,14 > 4 \Rightarrow \text{Phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng}$$

độ lệch tâm.

+ Từ bảng tổ hợp nội lực chọn các cặp nội lực (ít nhất là 3 cặp) có trị tuyệt đối của moment lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất của tiết diện III hoặc IV ghi vào bảng 6.2 sau :

Bảng 6.2: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính cột thép cột dưới

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)	$e_0 = e_{01} + e'_0$ (m)	$M_{dh}$ (Tm)	$N_{dh}$ (N)
1	IV-IV 13	20.46	49.7	0.412	0.432	0.84	49.7
2	IV-IV 17	-18.62	70.21	0.265	0.285	0.84	49.7
3	IV-IV 18	-18.42	74.95	0.246	0.266	0.84	49.7

$$\text{Với: Giả thiết độ lệch tâm ngẫu nhiên } e'_0 \geq \left| \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,67(\text{cm}) \right|$$

$$\left| \frac{H_d}{600} = \frac{638}{600} = 1,06(\text{cm}) \right|$$

$$1(\text{cm})$$

Chọn  $e'_0 = 2\text{cm}$

Trong các cặp nội lực thì có hai cặp 1 và 2 nguy hiểm nhất ngược dấu nhau do đó tính vòng với hai cặp nội lực này.

i. Vòng 1:

Tính cặp 1:

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, do chưa biết diện tích cốt thép chịu kéo và chịu nén nên giả thiết  $\mu_i^{gr} = 1,6\%$ .

Tính  $J_a$ :

$$J_a = \mu_i^{gr} \cdot b \cdot h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 = 0,016 \cdot 40 \cdot 46 \left( \frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 12983(\text{cm}^4)$$

Tính  $J_b$ :

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40.50^3}{12} = 416667 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$\begin{aligned} K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} \\ &= 1 + \frac{0,84 + 49,7 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)}{20,46 + 49,7 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)} = 1,365 \end{aligned}$$

Tính  $S$ :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,432}{0,5} = 0,864 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên  $S$  được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,864} + 0,1 = 0,214$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,214}{1,365} 416667.2,65.10^5 + 12983.2,1.10^6 \right) = 311493 \text{ (kG)} \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{49700}{311493}} = 1,189$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.50 - 0,58.46) = 14,33 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,189.43,2 + \frac{50}{2} - 4 = 72,36 \text{ (cm)}$$

Tính cốt thép đôi xứng  $F_a = F'a$ ,

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{49700}{110.40} = 11,29 \text{ (cm)}$$

Do :  $2a' = 8 < x = 11,29 < \alpha_o h_o = 26,68 \text{ (cm)}$ 

Nên tính thép theo công thức sau :

+ Tính  $F_a = F'_a$ :

$$F_a = F'_a = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a')} = \frac{49700 \left( 72,36 - 46 + \frac{11,29}{2} \right)}{2600.(46 - 4)} = 14,57 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\mu = \mu' = \frac{14,57}{40,46} = 0,0079 > \mu_{\min} = 0,002$$

$$\mu_t = 2.0,0079 = 0,0158$$

Tính cặp 2 :

Dùng  $\mu_t = 0,0158$  để tính :Tính  $J_a$  :

$$J_a = \mu_t \cdot b \cdot h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= 0,0158 \cdot 40,46 \left( \frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 12821 \left( cm^4 \right)$$

Tính  $J_b$  :

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40,50^3}{12} = 416667 \left( cm^4 \right)$$

Tính  $K_{dh}$  :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)}$$

$$= 1 + \frac{-0,84 + 49,7 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)}{18,62 + 70,21 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)} = 1,288$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,285}{0,5} = 0,57 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,57} + 0,1 = 0,264$$

Tính  $N_{th}$  :

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

$$= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,264}{1,288} 416667 \cdot 2,65 \cdot 10^5 + 12821 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \right) = 346301 \left( kG \right)$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{70210}{346301}} = 1,254$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \cdot 50 - 0,58 \cdot 46) = 14,33 \left( cm \right)$$

$$\Rightarrow e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,254 \cdot 28,5 + \frac{50}{2} - 4 = 56,74 \left( cm \right)$$

$$\eta e_o = 35,74 > e_{ogh} = 14,33 \left( cm \right) : LTL$$

Xem  $F_a'$  của cặp 2 đã biết ( $14,57 \text{ cm}^2$ ), dùng bài toán biết  $F_a'$  để tính  $F_a$

Tính A:

$$A = \frac{Ne - Ra'.Fa'(h_o - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{70210.56,74 - 2600.14,57.(46-4)}{110.40.46^2} = 0,257$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2.A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,257} = 0,303$$

$$+ \frac{2a'}{h_o} = \frac{8}{46} = 0,174 < \alpha = 0,303 < \alpha_o = 0,58$$

$\Rightarrow$  Tính  $F_a$ :

$$F_a = \frac{\alpha Rnbh_o - N}{Ra} + Fa' = \frac{0,303.110.40.46 - 70210}{2600} + 14,57 = 11,15 \text{ (cm}^2\text{)}$$

### ii. Vòng 2:

Tính với cặp 1: Dùng kết quả  $F_a$  đã tính ở cặp 2/vòng 1 để làm  $F_a'$  cho cặp 1/vòng 2, tính  $F_a$  theo bài toán đã biết  $F_a' = 11,15 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{Ne - Ra'.Fa'(h_o - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{49700.72,36 - 2600.11,15.(46-4)}{110.40.46^2} = 0,255$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2.A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,255} = 0,3$$

Tính  $F_a$ :

$$F_a = \frac{\alpha Rnbh_o - N}{Ra} + Fa' = \frac{0,3.110.40.46 - 49700}{2600} + 11,15 = 15,39 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Tính với cặp 2: Với  $F_a' = 15,39 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{Ne - Ra'.Fa'(h_o - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{70210.56,74 - 2600.15,39.(46-4)}{110.40.46^2} = 0,247$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2.A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,247} = 0,289$$

Tính  $F_a$ :

$$F_a = \frac{\alpha Rnbh_o - N}{Ra} + Fa' = \frac{0,289.110.40.46 - 70210}{2600} + 15,39 = 10,88 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$F_a' = 11,15 \neq F_a = 10,88 \text{ (cm}^2\text{)}$   $\Rightarrow$  Tính lắp vòng 3.

### iii. Vòng 3:

Tính với cặp 1: Dùng kết quả  $F_a$  đã tính ở cặp 2/vòng 2 để làm  $F_a'$  cho cặp 1/vòng 3, tính  $F_a$  theo bài toán đã biết  $F_a' = 10,88 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{Ne - Ra'.Fa'(h_o - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{49700.72,36 - 2600.10,88.(46-4)}{110.40.46^2} = 0,259$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2.A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,259} = 0,306$$

Tính  $F_a$ :

$$F_a = \frac{\alpha Rnbh_o - N}{Ra} + Fa' = \frac{0,306.110.40.46 - 49700}{2600} + 10,88 = 15,59 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Tính với cặp 2: Với  $F_a' = 15,59 \text{ cm}^2$

$$A = \frac{Ne - Ra'.Fa'(h_o - a')}{R_n b h_0^2} = \frac{70210.56,74 - 2600.15,59.(46-4)}{110.40.46^2} = 0,245$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2.A} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,245} = 0,286$$

Tính  $F_a$ :

$$F_a = \frac{\alpha Rnbh_o - N}{Ra} + Fa' = \frac{0,286.110.40.46 - 70210}{2600} + 15,59 = 10,85 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Ta thấy  $F_a = 10,85 \text{ cm}^2 \approx F_a' = 10,88 \text{ cm}^2$  : Kết quả tính hối tự, có thể bố trí cốt thép bên trái  $F_a = 15,59 \text{ cm}^2$  chọn thép :  $2\Phi 25 (9,82 \text{ cm}^2) + 2\Phi 20 (6,28 \text{ cm}^2)$  ; phía phải  $F_a' = 10,85 \text{ cm}^2$  chọn thép :  $3\Phi 22 (11,4 \text{ cm}^2)$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng thép: } \mu_r = \left( \frac{16,1 + 11,4}{40,46} \right) 100 = 1,5\% \approx \mu_{gt}$$

iv. Kiểm tra với cặp 3 :

Cặp 3 có  $M = -18,42 \text{ Tm}$  ;  $N = 74,95 \text{ T}$  ;  $e_o = 0,266 \text{ m}$ , ngược chiều với cặp 1 nên  $F_a = 11,4 \text{ cm}^2$  ;  $F_a' = 16,1 \text{ cm}^2$ .

Tính lại  $J_a$  :

$$\begin{aligned} J_a &= (Fa + Fa') \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \\ &= (11,4 + 16,1) \left( \frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 12.128 (\text{cm}^4) \\ K_{dh} &= 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} \\ &= 1 + \frac{-0,84 + 49,7 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)}{18,42 + 74,95 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)} = 1,281 \end{aligned}$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,266}{0,5} = 0,532 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,532} + 0,1 = 0,274$$

Tính  $N_{th}$  :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,274}{1,281} 416667.2,65 \cdot 10^5 + 12128.2,1 \cdot 10^6 \right) = 343.019 (\text{kG}) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{74950}{343019}} = 1,28$$

$$\Rightarrow e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,28 \cdot 26,6 + \frac{50}{2} - 4 = 55,05 (\text{cm})$$

Tính x :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{74950 + 2600 \cdot 11,4 - 2600 \cdot 16,1}{110 \cdot 40} = 14,26 (\text{cm})$$

Kiểm tra x :

$2a' = 8(cm) < x = 14,26(cm) < \alpha_o h_o = 0,58.46 = 26,68(cm)$  nên kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện theo điều kiện sau :

$$Ne \leq R_n b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a (h_o - a') = VP$$

$$Ne = 74950.55,05 = 4.125.998 \text{ kGcm}$$

$$VP = 110.40.14,26 \left( 46 - \frac{14,26}{2} \right) + 2600.16,1(46 - 4) \\ = 4.196.979(kGcm)$$

$Ne < VP$  : Thỏa , cấu kiện đủ khả năng chịu lực với cặp 3.

Kiểm tra bố trí cốt thép cột dưới :

$$\text{Chọn } a_{bv} = 2,5\text{cm}, a = 2,5 + \frac{2,5}{2} = 3,75(cm) \text{ cm} < a^{gt} = 4 \text{ cm} \text{ (Thỏa)}$$

Khoảng cách giữa các cốt thép ở phía chịu kéo  $F_a : 2\Phi 25 + 2\Phi 20$  :

$$\frac{40 - 2.2,5 - 2.2,5 - 2.2,0}{3} = 8,7 > 3(cm) : \text{Bảo đảm khi đỗ bêtông theo phương ngang.}$$

### c) Bố trí thép cho cột A :

#### i. Cột dưới :

Do phần cột dưới dài và nội lực tiết diện III – III bé hơn so với nội lực tại các tiết diện đã tính nên ta có thể bố trí thép như sau : Các thép ở góc kéo dài hết cả đoạn cột đến mép trên của vai cột, các thanh còn lại kéo dài 5m từ chân cột và cắt ở quãng giữa cột.

Kiểm tra với số thép còn lại với cặp nội lực III 18 :  $M = 6,42 \text{ Tm} ; N = 70,74 \text{ T}$  :

$$M_{dh} = -0,36 \text{ Tm} ; N_{dh} = 45,49 \text{ T}$$

Số thép chưa cắt : Bên trái :  $2\Phi 25 + 2\Phi 20$  ; Bên phải :  $3\Phi 22$

Số thép còn lại sau khi cắt : Bên trái  $2\Phi 25$  ; Bên phải :  $2\Phi 22$

Như vậy tại tiết diện III-III số thép còn lại là :  $F_a : 2\Phi 25 (9,82\text{cm}^2)$  ;  $F_a' : 2\Phi 22 (7,6\text{cm}^2)$

$$e_{o1} = \frac{M}{N} = \frac{6,42}{70,74} = 0,09(m)$$

$$e_o = e_{o1} + e'_o = 0,09 + 0,02 = 0,11(m)$$

$$\frac{e_o}{h} = \frac{0,11}{0,5} = 0,22$$

$$J_a = (9,28 + 7,6) \left( \frac{50}{2} - 4 \right)^2 = 7.444(cm^4)$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{-0,36 + 45,49 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)}{6,42 + 70,74 \left( \frac{0,5}{2} - 0,04 \right)} = 1,432$$

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = 0,22 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + 0,22} + 0,1 = 0,444$$

$$N_{dh} = \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,444}{1,432} 416667.2,65.10^5 + 7444.2,1.10^6 \right) = 348.478(kG)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{dh}}} = \frac{1}{1 - \frac{70740}{348478}} = 1,255$$

$$\Rightarrow e = 1,255.11 + \frac{50}{2} - 4 = 34,81(cm)$$

Tính x :

$$x = \frac{N + R_a F_a - R'_a F'_a}{R_n b} = \frac{70740 + 2600.9,82 - 2600.7,6}{110.40} = 17,39(cm)$$

Kiểm tra x :

$2a' = 8(cm) < x = 17,39(cm) < \alpha_o h_o = 0,58.46 = 26,68(cm)$  nên kiểm tra khả năng chịu lực của cấu kiện theo điều kiện sau :

$$Ne \leq R_n b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right) + R'_a F'_a (h_o - a') = VP$$

$$Ne = 70740.34,81 = 2.462.459 kGcm$$

$$VP = 110.40.17,39 \left( 46 - \frac{17,39}{2} \right) + 2600.7,6 (46 - 4) \\ = 3.684.349(kGcm)$$

Như vậy  $Ne < VP$  : Cấu kiện đủ khả năng chịu lực tại tiết diện III – III.

#### *ii. Cột trên :*

Thép cột trên không cần cắt mà kéo dài cả đoạn cột trên xuống dưới vai cột 1 đoạn là 30d.

#### *iii. Tính toán cột dọc cấu tạo :*

Cột dưới có  $h = 50$  nên giữa cạnh đó không cần đặt cột giá ( cột dọc cấu tạo ).

#### *iv. Kiểm tra khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn :*

Chiều dài tính toán :  $l_o = 1,2.H_d = 1,2.6,38 = 7,66(m)$

$$\text{Độ mảnh : } \lambda_b = \frac{l_o}{b} = \frac{766}{40} = 19,15$$

Tra bảng phụ lục XI/ Khung BTCT/ 175 kết hợp nội suy  $\Rightarrow \varphi = 0,77$

Tính toán kiểm tra theo cấu kiện chịu nén đúng tâm :  $N \leq \varphi (R_n F_b + R'_a F_{at})$

$$F_b = b.h = 40.50 = 2000(cm^2)$$

$$\mu_t = \frac{F_{at}}{F_b} = \left( \frac{9,82 + 7,6}{2000} \right).100 = 0,871\% < 3,5\%$$

$$N : \text{chọn } N_{max}(\text{III18}) = 70,74 \text{ T}$$

$$\varphi (R_n F_b + R'_a F_{at}) = 0,77(110.2000 + 2600.17,42) = 204.275 \text{ kG} > 70.740 \text{ kG}$$

Vậy cột đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

#### d) Tính toán cột trục A theo các điều kiện khác :

##### *i. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt :*

Phần cột dưới, theo bảng tổ hợp nội lực thì  $Q_{max} = 4,93 \text{ T}$

Để cấu kiện đủ khả năng chịu lực cắt thì  $Q_{max} \leq K_1 R_k b h_o$

Ta có :  $K_1 R_k b h_o = 0,6.8,8.40,46 = 9,715 \text{ kG} = 9,72 \text{ T}$

với  $K_1 = 0,6$  hệ số đối với đầm với kết cấu dùng bêtông nặng.

Như vậy  $4,93 < 9,72 (\text{T})$  : Không cần tính toán khả năng chịu lực của tiết diện nghiêng theo lực cắt, cốt đai đặt theo cấu tạo.

$$\Phi_{dai} \begin{cases} \geq 5mm \\ \geq \frac{\Phi_{doc}^{max}}{4} = \frac{25}{4} = 6,25mm \end{cases} \text{ Chọn cốt đai : } \Phi 8$$

$$u_{\text{dai}} \begin{cases} \leq 500\text{mm} \\ \leq b = 400\text{mm} \\ \leq 15\Phi_{\text{doc}}^{\min} = 15.16 = 240\text{mm} \end{cases} \quad \text{Chọn bước đai : } u = 240\text{mm}$$

Đoạn dày đai :

$$u_{\text{dai}} \begin{cases} \leq 300\text{mm} \\ \leq b_{\min} = 400\text{mm} \\ \leq 10\Phi_{\text{doc}}^{\min} = 10.16 = 160\text{mm} \end{cases} \quad \text{Chọn bước đai : } u = 160\text{mm}$$

ii. Kiểm tra về nén cục bộ : Theo 3.39 TCVN 5574:1991

Điều kiện kiểm tra :  $N \leq \eta_{cb}\gamma_{cb}R_nF_{cb}$

Với :

+Định cột chịu lực nén do mái truyền xuống :

$$N = G_{m1} + P_{m1} = 38,33 + 5,27 = 43,6(\text{kN})$$

+Bè rộng dàn mái kê lên cột :  $b = 24\text{ cm}$

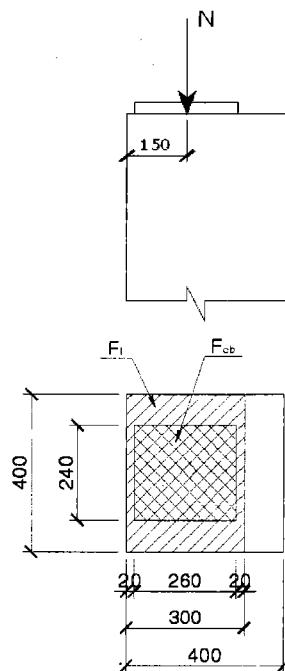
Chiều dài tính toán của bản kê :  $l = 26\text{ cm}$

$\Rightarrow$  Diện tích chịu nén cục bộ trực tiếp :  $F_{cb} = 24.26 = 624\text{ cm}^2$

+Bè rộng định cột :  $b = 40\text{ cm}$

Chiều dài tính toán định cột :  $l = 2.2 + 26 = 30\text{ cm}$

Diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua  $F_{cb}$  :  $F_t = 40.30 = 1200\text{ cm}^2$



Hình 6.1 Diện tích tính toán nén cục bộ

$\Rightarrow$  Hệ số tăng cường độ  $\gamma_{cb}$  :

$$\gamma_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2,5$$

+  $R_n = 110\text{ kG/cm}^2$

+  $\eta_{cb} = 0,75$  ( Nén không đều )

$$\Rightarrow \eta_{cb}\gamma_{cb}R_nF_{cb} = 0,75.1,24.110.624 = 63.835(\text{kG}) > N = 43.600(\text{kG})$$

Thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ. Do đó ta đặt thép lưới cấu tạo gia cố đầu cột. Kích thước của lưới thép ngang theo 5.23 TCVN 5574:1991 : Sử dụng thép C – I Φ6.

Kích thước ô lưới  $\leq \left( 100mm; \frac{b}{4} = 100mm \right)$  và  $\geq 45mm$ . Vậy chọn ô lưới có kích thước

60x60mm.

Bước lưới  $S_1 \leq \left( 150mm; \frac{b}{3} = 133mm \right)$  và  $\geq 60mm$ . Vậy chọn bước lưới 120mm.

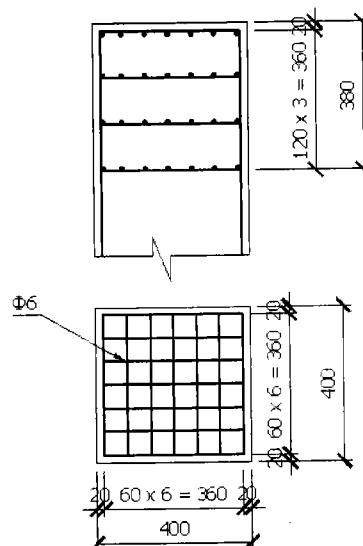
Lớp bêtông bảo vệ đầu cột :  $a = 2cm$  ( 5.4 TCVN5574:1991 )

Chiều dài thanh lưới :  $l = 40 - 2,2 = 36 cm$

Số thanh theo mỗi phương :  $\frac{36}{6} + 1 = 7$  thanh

Số lưới phải đặt không ít hơn 4 và khoảng đặt lưới  $\geq 15\Phi_{doc}^{dec} = 15.25 = 375 mm$

Vậy đặt 4 lưới, khoảng đặt lưới  $120.3 + 20 = 380 mm > 375mm$  ( Thỏa )



Hình 6.2 : Bố trí lưới thép đầu cột A

### iii. Tính toán vai cột : Theo 3.47 TCVN5574:1991

Lực tác dụng lên vai cột :

$$P = D_{max}^1 + g_{dec} = 26,81 + 5,61 = 32,42(T)$$

Kiểm tra kích thước vai cột theo hai điều kiện sau

$$P \leq 2,5.R_k.b.h_o$$

$$P \leq \frac{1,2K_vR_kbh_o^2}{a_v}$$

Khoảng cách từ P đến mép cột dưới  $a_v$  :

$$a_v = 750 - 500 = 250mm = 25cm$$

$K_v = 1,2$  ( bêtông nặng )

$m_v = 1$  ( chế độ trung bình )

$b = 40 cm$ , bề rộng vai cột

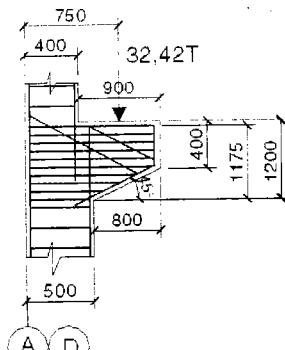
$$R_k = 8,8 kG/cm^2$$

$$+ 2,5.R_k.b.h_o = 2,5.8,8.40.117,5 = 103.400(kG) > 32.420(kG)$$

$\Rightarrow$  Thỏa.

$$+ \frac{K_v m_v R_k b h_o^2}{a_v} = \frac{1,2.1.8,8.40.117,5^2}{25} = 233.270(kG) > 32.420(kG)$$

$\Rightarrow$  Thỏa.



Hình 6.3 : Sơ đồ tính toán vai cột biến

Tính toán cốt thép cho vai cột :

Moment uốn tại tiết diện mép vai cột:

$$M_I = P \cdot a_v = 32,42 \cdot 0,25 = 8,11 \text{ (Tm)}$$

Tính cốt thép chịu kéo do moment uốn cần tăng moment uốn lên 25% :

$$M = 1,25 \cdot M_I = 10,14 \text{ (Tm)}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{10,14 \cdot 10^5}{110 \cdot 40 \cdot 117,5^2} = 0,017$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017} = 0,017$$

$$\Rightarrow Fa = \frac{\alpha R_n b h_o}{R_a} = \frac{0,017 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 117,5}{2600} = 3,38 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 2Φ16 ( 4,02 cm<sup>2</sup> )

Tính cốt đai và cốt xiên :

Kiểm tra điều kiện :  $P \leq R_k b h_o$

Ta có :  $P = 32,420 \text{ kG} < 8,8 \cdot 40 \cdot 117,5 = 41,360 \text{ kG}$

Và :  $h = 120 > 3 \cdot a_v = 3 \cdot 25 = 75 \text{ (cm)}$

Theo 5.21.c TCVN5574 : 1991  $\Rightarrow$  Không cần đặt cốt xiên, chỉ đặt cốt đai do bêtông đủ khả năng chịu lực cắt.

$$\text{Bước đai : } u \leq \frac{15 \text{ (cm)}}{\frac{h}{4}} = \frac{120}{4} = 30 \text{ (cm)} \quad \text{Chọn } u = 150 \text{ mm}$$

Chọn đai Φ8a150

Kiểm tra ép mặt lén vai cột :

Lực nén lớn nhất từ một đầm truyền vào vai cột là :

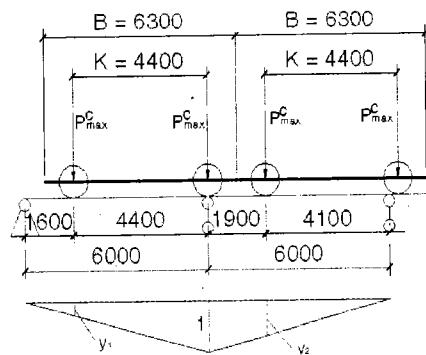
$$N = 0,5 g_{act} + D_{max}^{l'}$$

Giá trị  $D_{max}^{l'}$  do  $P_{max}$  gây ra nhưng chỉ tính cho một bên đầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ở hình 2.4 ta có : Với  $y = 1$ ;  $y_1 = \frac{1,6}{6} = 0,267$

$$y_2 = \frac{4,1}{6} = 0,683$$

$$D_{max}^{l'} = n P_{max}^C \sum y_i \\ = 1,1 \cdot 12,5 \cdot (1 + 0,683) = 23,14 \text{ (T)}$$

$$N = 0,5 \cdot 5,61 + 23,14 = 25,95 \text{ (T)}$$



Hình 2.4 : Đường ảnh hưởng phân lực xác định Dmax

Điều kiện kiểm tra :  $N \leq \eta_{cb} \gamma_{cb} R_n F_{cb}$

Với :

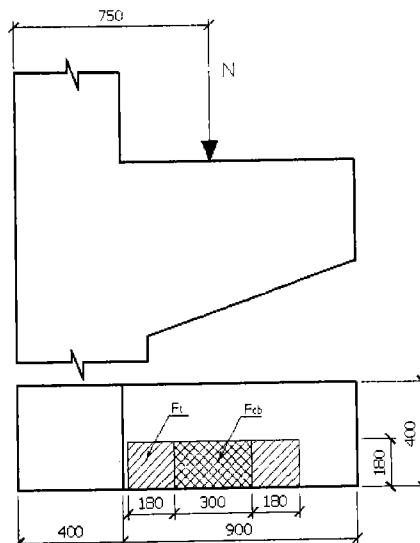
$$+ N = 25,95 \text{ (T)}$$

+ Bề rộng đầm cầu trục ở trong đoạn gối được mở rộng ra 30cm

Đoạn đầm gối lên vai cột 18cm.  $\Rightarrow F_{cb} = 30 \cdot 18 = 540 \text{ cm}^2$

+ Diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua  $F_{cb}$  ( Theo hình 6.4 ) :

$$F_t = 66 \cdot 18 = 1188 \text{ cm}^2$$



Hình 6.4 : Sơ đồ tính toán ép mặt lên vai cột

⇒ Hệ số tăng cường độ  $\gamma_{cb}$  :

$$\gamma_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1188}{540}} = 1,3 < 2,5$$

$$+ R_n = 110 \text{ kG/cm}^2$$

$$+\eta_{cb} = 0,75 \text{ (Nén không đều)}$$

$$\Rightarrow \eta_{cb}\gamma_{cb}R_nF_{cb} = 0,75 \cdot 1,3 \cdot 110 \cdot 540 = 57.915 \text{ (kG)} > N = 25.950 \text{ (kG)}$$

Thỏa mãn điều kiện nén cục bộ.

iv) Kiểm tra cột khi chuyên chở cầu lắp :

Khi chuyên chở hay cầu lắp, cột làm việc như cầu kiện chịu uốn. Tài trọng tác dụng lên cột lấy bằng trọng lượng bản thân cột nhân với hệ số động lực 1,5.

Đoạn dưới :  $g_1 = 1,5, 0,4, 0,5, 2,5 = 0,75 \text{ T/m}$

Đoạn trên :  $g_2 = 1,5, 0,4, 0,4, 2,5 = 0,6 \text{ T/m}$

Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc chọn ra hai sơ đồ tính như sau :

+ Khi chuyên chở và bốc xếp : Cột được đặt theo phương ngang, các điểm kê hoặc treo buộc cách mút dưới 1 đoạn  $0,25H_d = 0,25 \cdot 6,38 = 1,59 \approx 1,6 \text{ m}$ ; cách mút trên 1 đoạn  $3,3 \text{ m}$ .

Tìm nội lực bằng phần mềm Sap2000 ta tìm được giá trị nội lực như sau :

Moment âm tại gối :

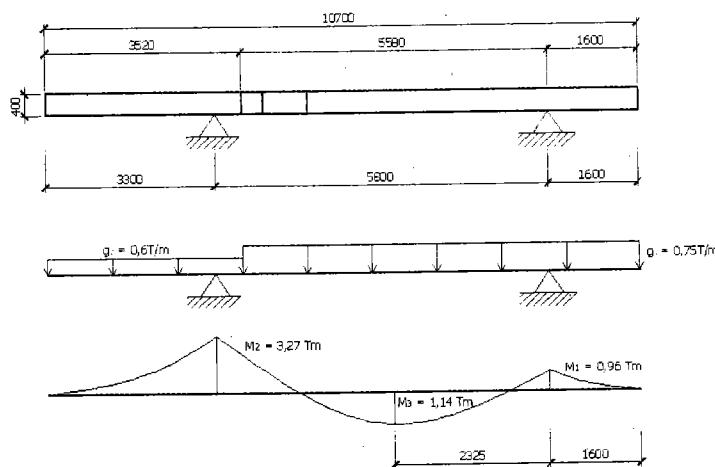
$$M_1 = 0,96 \text{ Tm}$$

$$M_2 = 3,27 \text{ Tm}$$

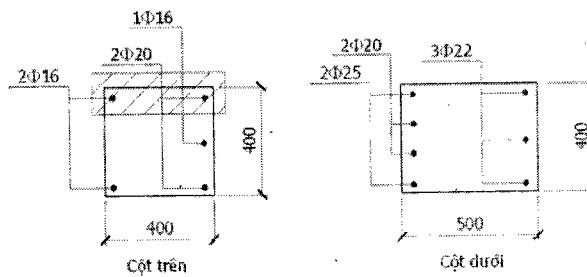
Moment dương lớn nhất ở đoạn giữa phần cột dưới tìm được tại tiết diện cách gối 1 đoạn  $2,325 \text{ m}$  :

$$M_3 = 1,14 \text{ Tm}$$

Biểu đồ moment được trình bày trên hình 6.5



Hình 6.5 : Sơ đồ tính toán cột khi vận chuyển



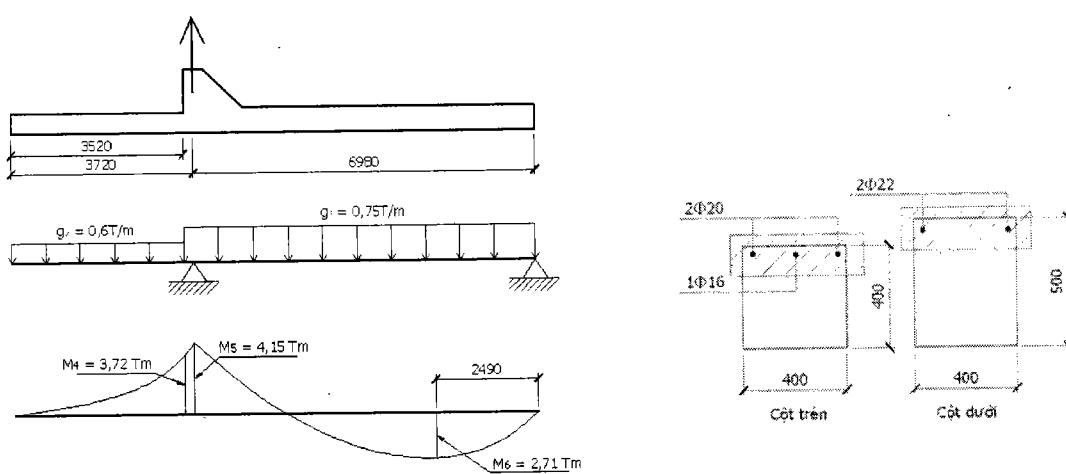
Kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nằm ngang với moment  $M_2 = 3,27 \text{ Tm}$  cho phần cột trên ( qua so sánh moment và tiết diện ta thấy  $M_2$  là moment lớn nhất và tiết diện phần cột trên nhỏ hơn cột dưới ),  $h = 40\text{cm}$ ,  $h_o = 36\text{cm}$ , cốt thép kiểm tra chỉ lấy hai cốt thép ở ngoài : 1Φ20 + 1Φ16,  $F_a = 5,15\text{cm}^2$ .

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \cdot 5,15 (36 - 4) = 428,480 (\text{kGcm}) = 4,28 (\text{Tm})$$

$$[M] = 4,28 (\text{Tm}) > M_2 = 3,27 (\text{Tm}) \text{ (Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực)}$$

+ Khi cầu lắp : Lật cột nằm theo phương nghiêng rồi mói cầu. Điểm cầu đặt tại vai cột, cách mút trên 3,72m. Chân cột tì lên mặt đất.

Tìm nội lực bằng phần mềm Sap2000, ta được nội lực như sau :



Hình 6.6 : Sơ đồ tính toán cột khi cầu lắp

Moment âm lớn nhất ở phần cột trên, tại vị trí mép trên vai cột :

$$M_4 = 3,72 \text{ Tm}$$

Tiết diện cột với  $F_a = 8,29 \text{ cm}^2$  ( $2\Phi 20 + 1\Phi 16$ )

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \cdot 8,29 (36 - 4) = 689.728 (\text{kGcm}) = 6,89 (\text{Tm})$$

$$[M] = 6,89 (\text{Tm}) > M_4 = 3,72 (\text{Tm}) \text{ (Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực)}$$

Moment âm lớn nhất ở phần cột dưới, tại gối tựa cách mép vai cột 0,2m :

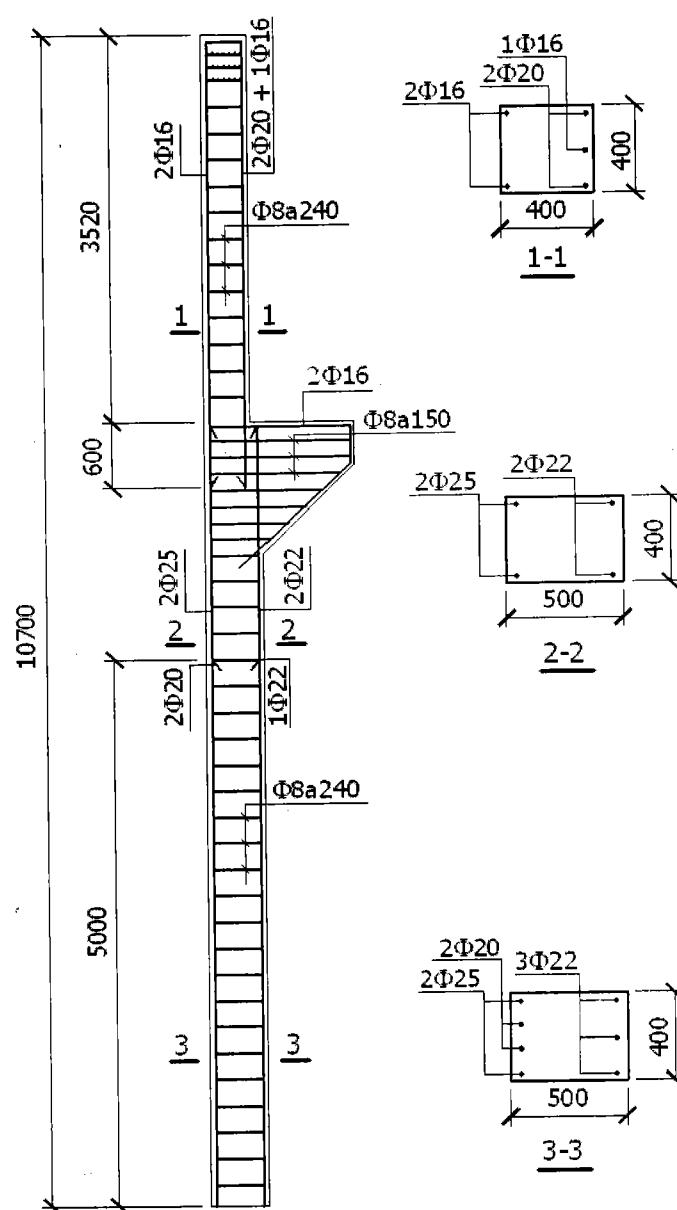
$$M_5 = 4,15 \text{ Tm}$$

Tiết diện có  $h = 50\text{cm}$ ,  $h_o = 46\text{cm}$ ,  $F_a : 2\Phi 22$  ( $7,6 \text{ cm}^2$ )

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \cdot 7,6 (46 - 4) = 829.920 (\text{kGcm}) = 8,29 (\text{Tm})$$

$$[M] = 8,29 (\text{Tm}) > M_5 = 4,15 (\text{Tm}) \text{ (Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực)}$$

Bố trí thép trong cột biên được thể hiện trong hình 6.7 sau :



Hình 6.7 : Sơ đồ bố trí thép trong cột trục A

## 6.2 Tính toán cốt thép cột giữa :

Tính toán cốt thép đôi xứng cho cột giữa.

a. Phần cột trên :

+ Chiều dài tính toán của cột  $l_o$  khi tính trong mặt phẳng khung : (tra bảng 1.4.1/34/KBTCT)

$$l_o = 2,5H_t$$

$$= 2,5 \cdot 3,52 = 8,8(m)$$

+ Kích thước tiết diện :  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$ . Chọn  $a = a' = 4\text{cm}$ ,  $h_o = 60 - 4 = 56 \text{ (cm)}$

+ Độ mảnh  $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{8,8}{0,6} = 15 > 4 \Rightarrow$  Phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ lệch tâm.

+ Từ bảng tô hợp nội lực chọn các cặp nội lực (ít nhất là 3 cặp) có trị tuyệt đối của moment lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất của tiết diện I hoặc II ghi vào bảng 6.3 sau :

Bảng 6.3: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính cốt thép cột trên cột giữa

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	$M_{dh}$ (Tm)	$N_{dh}$ (N)
1	II-II 16	20.25	98.79	0.205	0.225	0.89	92.47
2	II-II 17	-20.58	97.21	0.212	0.232	0.89	92.47
3	II-II 18	19.94	103.53	0.193	0.213	0.89	92.47

$$\frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2(\text{cm})$$

$$\text{Với : Giả thiết độ lệch tâm ngẫu nhiên } e'_o \geq \left| \frac{H_t}{600} = \frac{352}{600} = 0,59(\text{cm}) \right| 1(\text{cm})$$

Chọn  $e'_o = 2 \text{ cm}$

i. Tính cho cặp 2 :

Để tính toán ảnh hưởng của uốn dọc, do chưa biết diện tích cốt thép chịu kéo và chịu nén nên giả thiết  $\mu_t^{gr} = 0,6\%$ .

Moment quán tính tiết diện cột thép lấy đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện  $J_a$  và moment quán tính của tiết diện bêtông  $J_b$  :

$$J_a = \mu_t^{gr} \cdot b \cdot h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= 0,006 \cdot 40 \cdot 56 \left( \frac{60}{2} - 4 \right)^2 = 9,085 (\text{cm}^4)$$

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720.000 (\text{cm}^4)$$

Tính  $K_{dh}$  :  $M_{dh}$  ngược chiều với  $M$  nên nó mang dấu âm

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{-0,89 + 92,47 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{20,58 + 97,21 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,505$$

Tính S :

$$\text{Xét tỉ số } \frac{e_o}{h} = \frac{0,232}{0,6} = 0,387 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5 \text{ nên S được tính theo công thức sau :}$$

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,387} + 0,1 = 0,326$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,326}{1,505} 720000.2,65.10^5 + 9085.2,1.10^6 \right) = 499.239(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{97210}{499239}} = 1,242$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.60 - 0,58.56) = 17,01(cm)$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,242.23,2 = 28,81(cm) > e_{ogh} = 17,01(cm)$$

$\Rightarrow$  Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 28,81 + \frac{60}{2} - 4 = 54,81(cm)$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{97210}{110.40} = 22,09(cm)$$

$2a' = 8 < x = 22,09 < \alpha_o h_o = 0,58.56 = 32,48(cm)$  : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.

$\Rightarrow$  Tính  $F_a = F_a'$  theo công thức:

$$F_a = F_a' = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a')} = \frac{97210 \left( 54,81 - 56 + \frac{22,09}{2} \right)}{2600(56 - 4)} = 7,1(cm^2)$$

$$\Rightarrow \mu = \mu' = \frac{7,1}{40,56} = 0,003 > \mu_{\min} = 0,002$$

$$\Rightarrow \mu_i = 2\mu = 2.0,003 = 0,006 = \mu_i^{gr}$$

**ii.** Tính cho cặp 1 :

Tính toán tương tự, giả thiết  $\mu_i^{gr} = 0,6\%$ .

Tính  $J_a$  và  $J_b$ :

$$J_a = 9.085(cm^4)$$

$$J_b = 720.000(cm^4)$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{0,89 + 92,47 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{20,25 + 98,79 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,543$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,225}{0,6} = 0,375 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,375} + 0,1 = 0,332$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,332}{1,543} 720000.2,65.10^5 + 9085.2,1.10^6 \right) = 496.959(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{98790}{496959}} = 1,248$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.60 - 0,58.56) = 17,01(cm)$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,248.22,5 = 28,08(cm) > e_{ogh} = 17,01(cm)$$

⇒ Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 28,08 + \frac{60}{2} - 4 = 54,08(cm)$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{98790}{110.40} = 22,45(cm)$$

 $2a' = 8 < x = 22,45 < \alpha_o h_o = 0,58.56 = 32,48(cm)$  : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.⇒ Tính  $F_a = F_{a'}$  theo công thức:

$$F_a = F_{a'} = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a')} = \frac{98790 \left( 54,08 - 56 + \frac{22,45}{2} \right)}{2600(56 - 4)} = 6,8(cm^2)$$

$$\Rightarrow \mu = \mu' = \frac{6,8}{40,56} = 0,003 > \mu_{min} = 0,002$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2\mu = 2.0,003 = 0,006 = \mu_t^{gt}$$

**iii. Tính cho cặp 3 :**

Tính toán tương tự, giả thiết  $\mu_i^{gt} = 0,6\%$ .

Tính  $J_a$  và  $J_b$ :

$$J_a = 9.085 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_b = 720.000 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{0,89 + 92,47 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)}{19,94 + 103,53 \left( \frac{0,6}{2} - 0,04 \right)} = 1,532$$

Tính S:

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,213}{0,6} = 0,355 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau:

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,355} + 0,1 = 0,342$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{880^2} \left( \frac{0,342}{1,532} 720000.2,65.10^5 + 9085.2,1.10^6 \right) = 509.688 \text{ (kG)} \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{103530}{509688}} = 1,255$$

Độ lệch tâm giới hạn:

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.60 - 0,58.56) = 17,01 \text{ (cm)}$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé:

$$\eta e_o = 1,255.21,3 = 26,73 \text{ (cm)} > e_{ogh} = 17,01 \text{ (cm)}$$

$\Rightarrow$  Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 26,73 + \frac{60}{2} - 4 = 52,73 \text{ (cm)}$$

Chiều cao vùng nén x:

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{103530}{110.40} = 23,53 \text{ (cm)}$$

$2a' = 8 < x = 23,53 < \alpha_o h_o = 0,58.56 = 32,48 \text{ (cm)}$ : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.

$\Rightarrow$  Tính  $F_a = F_{a'}$  theo công thức:

$$F_a = F_{a'} = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a)} = \frac{103530 \left( 52,73 - 56 + \frac{23,53}{2} \right)}{2600 (56 - 4)} = 6,51 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow \mu = \mu' = \frac{6,51}{40,56} \approx 0,003 > \mu_{\min} = 0,002$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2\mu = 2 \cdot 0,003 = 0,006 = \mu_t^{gr}$$

So sánh 3 cặp thì ta thấy diện tích cốt thép cặp 2 ( $7,1 \text{ cm}^2$ ) là lớn nhất. Như vậy chọn thép  $2 \Phi 22$ ,  $F_a$  chọn =  $7,6 \text{ cm}^2$  là đủ khả năng chịu lực.

### b. Phần cột dưới :

+ Chiều dài tính toán của cột  $l_o$  khi tính trong mặt phẳng khung : (tra bảng 1.4.1/34/KBTCT)

$$l_o = 1,5H_d$$

$$= 1,5 \cdot 6,38 = 9,57(m)$$

+ Kích thước tiết diện :  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 70 \text{ cm}$ . Chọn  $a = a' = 4 \text{ cm}$ ,  $h_o = 70 - 4 = 66 \text{ (cm)}$

+ Độ mảnh  $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{9,57}{6,7} = 14 > 4 \Rightarrow$  Phải xét đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ lệch tâm.

+ Từ bảng tổ hợp nội lực chọn các cặp nội lực (ít nhất là 3 cặp) có trị tuyệt đối của moment lớn nhất, có độ lệch tâm lớn nhất và có giá trị lực dọc lớn nhất của tiết diện III hoặc IV ghi vào bảng 6.4 sau :

Bảng 6.4: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính cột thép cột dưới cột giữa

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	$e_{o1} = M/N$ (m)	$e_o = e_{o1} + e'_o$ (m)	$M_{dh}$ (Tm)	$N_{dh}$ (N)
1	IV-IV 14	-35.41	110.8	0.32	0.345	-1.45	110.8
2	IV-IV 17	-39.39	144.19	0.273	0.298	-1.45	110.8
3	IV-IV 18	-35.1	161.05	0.218	0.243	-1.45	110.8

$$\left| \begin{array}{l} \frac{h}{30} = \frac{70}{30} = 2,3 \text{ (cm)} \\ \text{Với: Giả thiết độ lệch tâm ngẫu nhiên } e'_o \geq \frac{H_d}{600} = \frac{638}{600} = 1,1 \text{ (cm)} \\ 1 \text{ (cm)} \end{array} \right.$$

Chọn  $e'_o = 2,5 \text{ cm}$

i. Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1: Giả thiết  $\mu_t^{gr} = 1\%$ .

Tính  $J_a$  và  $J_b$ :

$$J_a = \mu_t^{gr} \cdot b \cdot h_o \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= 0,01 \cdot 40 \cdot 66 \left( \frac{70}{2} - 4 \right)^2 = 25.370 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$J_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 70^3}{12} = 1.143.333 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{1,45 + 110,8 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)}{35,41 + 110,8 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)} = 1,513$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,345}{0,7} = 0,493 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,493} + 0,1 = 0,285$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,285}{1,513} 1143333,2, 65 \cdot 10^5 + 25370,2, 1 \cdot 10^6 \right) = 771.126(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{110800}{771126}} = 1,168$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \cdot 70 - 0,58 \cdot 66) = 19,69(cm)$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,168 \cdot 34,5 = 40,3(cm) > e_{ogh} = 19,69(cm)$$

⇒ Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 40,3 + \frac{70}{2} - 4 = 71,3(cm)$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{110800}{110 \cdot 40} = 25,18(cm)$$

2a' = 8 < x = 25,18 <  $\alpha_o h_o = 0,58 \cdot 66 = 38,28$  (cm) : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.⇒ Tính  $F_a = F_a'$  theo công thức:

$$F_a = F_a' = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a)} = \frac{110800 \left( 71,3 - 66 + \frac{25,18}{2} \right)}{2600 (66 - 4)} = 12,3(cm^2)$$

ii. Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2: Giả thiết  $\mu_r^{st} = 1\%$ .Tính toán tương tự như cho cặp 1. Tính  $J_a$  và  $J_b$ :

$$\begin{aligned} J_a &= 25.370(cm^4) \\ J_b &= 1.143.333(cm^4) \end{aligned}$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{1,45 + 110,8 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)}{39,39 + 144,19 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)} = 1,426$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,298}{0,7} = 0,426 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,426} + 0,1 = 0,309$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,309}{1,426} 1143333,2,65 \cdot 10^5 + 25370,2,1 \cdot 10^6 \right) = 831.092(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{144190}{831092}} = 1,21$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25 \cdot 70 - 0,58 \cdot 66) = 19,69(cm)$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,21 \cdot 29,8 = 36,06(cm) > e_{ogh} = 19,69(cm)$$

$\Rightarrow$  Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 36,06 + \frac{70}{2} - 4 = 67,06(cm)$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{144190}{110.40} = 32,77(cm)$$

$2a' = 8 < x = 32,77 < \alpha_o h_o = 0,58 \cdot 66 = 38,28(cm)$  : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.

$\Rightarrow$  Tính  $F_a = F_{a'}$  theo công thức:

$$F_a = F_{a'} = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a)} = \frac{144190 \left( 67,06 - 66 + \frac{32,77}{2} \right)}{2600 (66 - 4)} = 15,6(cm^2)$$

**iii.** Tính cốt thép đối xứng cho cặp 3: Giả thiết  $\mu_t^g = 1\%$ .

Tính toán tương tự như cho cặp 1. Tính  $J_a$  và  $J_b$ :

$$J_a = 25.370(cm^4)$$

$$J_b = 1.143.333(cm^4)$$

Tính  $K_{dh}$ :

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{1,45 + 110,8 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)}{35,1 + 161,05 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)} = 1,421$$

Tính S :

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,243}{0,7} = 0,347 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,347} + 0,1 = 0,346$$

Tính  $N_{th}$ :

$$\begin{aligned} N_{th} &= \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ &= \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,346}{1,421} [1143333.2, 65.10^5 + 25370.2, 1.10^6] \right) = 887.836(kG) \end{aligned}$$

Hệ số ảnh hưởng của uốn dọc :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{161050}{887836}} = 1,222$$

Độ lệch tâm giới hạn :

$$e_{ogh} = 0,4(1,25h - \alpha_o h_o) = 0,4(1,25.70 - 0,58.66) = 19,69(cm)$$

Tính cốt thép đối xứng, kiểm tra tiết diện chịu nén lệch tâm lớn hay bé :

$$\eta e_o = 1,222.24,3 = 29,69(cm) > e_{ogh} = 19,69(cm)$$

$\Rightarrow$  Tính theo trường hợp lệch tâm lớn.

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 29,69 + \frac{70}{2} - 4 = 60,69(cm)$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{161050}{110.40} = 36,60(cm)$$

$2a' = 8 < x = 36,60 < \alpha_o h_o = 0,58.66 = 38,28(cm)$  : Bài toán lệch tâm lớn thật sự.

$\Rightarrow$  Tính  $F_a = F_a'$  theo công thức:

$$F_a = F_a' = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a)} = \frac{161050 \left( 60,69 - 66 + \frac{36,60}{2} \right)}{2600(66 - 4)} = 12,98(cm^2)$$

So sánh diện tích cốt thép của 3 cặp ta thấy diện tích thép cho cặp 2 là lớn nhất :

$$F_a = F_a' = 15,6 cm^2$$

$$\Rightarrow \mu = \mu' = \frac{15,21}{40,66} \approx 0,0057 > \mu_{min} = 0,002$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2\mu = 2,0,0057 = 0,0114 \approx \mu_t^{gt}$$

Vậy nhận diện tích cốt thép tính cho cặp 2 là diện tích cốt thép cho phần cột dưới cột trục

B.

### c. Bố trí thép cho cột B :

i. Cột trên : Thép cột trên, bố trí hai bên ( 2Φ22 ) kéo suốt chiều dài cột trên xuống dưới vai cột 1 đoạn là  $30d = 30.22 = 660$  mm.

ii. Cột dưới : Để bố trí thép được tiết kiệm, cần tính thêm diện tích thép yêu cầu ở tiết diện III – III. Chọn cặp nội lực III – 16 trong bảng 4-1, có  $M = 24,35$  Tm ;  $N = 137,08$  T ;  $M_{dh} = 0,89$  Tm ;  $N_{dh} = 103,7$  T

$$\Rightarrow e_o = \frac{M}{N} + e'_o = \frac{24,35}{137,08} + 2,5 \cdot 10^{-2} = 0,203(m)$$

Dùng  $F_a = F_{a'} = 7,60 \text{ cm}^2$  ( 2 Φ 22 )

$$\Rightarrow J_a = 2,7,6 \left( \frac{70}{2} - 4 \right)^2 = 14.607(\text{cm}^4)$$

$$J_b = 1.143.333(\text{cm}^4)$$

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \left( \frac{h}{2} - a \right)}{M + N \left( \frac{h}{2} - a \right)} = 1 + \frac{0,89 + 103,7 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)}{24,35 + 137,08 \left( \frac{0,7}{2} - 0,04 \right)} = 1,494$$

Xét tỉ số  $\frac{e_o}{h} = \frac{0,203}{0,7} = 0,29 \Rightarrow 0,05 < \frac{e_o}{h} < 5$  nên S được tính theo công thức sau :

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1 = \frac{0,11}{0,1 + 0,29} + 0,1 = 0,382$$

$$N_{th} = \frac{6,4}{l_o^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} J_b E_b + J_a E_a \right) \\ = \frac{6,4}{957^2} \left( \frac{0,382}{1,494} 1143333.2,65 \cdot 10^5 + 14607.2,1 \cdot 10^6 \right) = 755.718(kG)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} = \frac{1}{1 - \frac{137080}{755718}} = 1,222$$

$$e = \eta e_o + \frac{h}{2} - a = 1,222 \cdot 20,3 + \frac{70}{2} - 4 = 55,81(\text{cm})$$

Chiều cao vùng nén x :

$$x = \frac{N}{R_n b} = \frac{137080}{110 \cdot 40} = 31,15(\text{cm})$$

$2a' = 8 < x = 31,15 < \alpha_0 h_o = 0,58 \cdot 66 = 38,28(\text{cm})$  : Bài toán lệch tâm lớn.

$\Rightarrow$  Tính  $F_a = F_{a'}$  theo công thức:

$$F_a = F_{a'} = \frac{N \left( e - h_o + \frac{x}{2} \right)}{R_a (h_o - a')} = \frac{137080 \left( 55,81 - 66 + \frac{31,15}{2} \right)}{2600 (66 - 4)} = 17,82(\text{cm}^2)$$

Như vậy ta thấy lượng thép tại vị trí III – III yêu cầu xấp xỉ với lượng thép tại tiết diện IV – IV nên không cắt thép mà phải đặt mỗi bên 4Φ22 ( $F_a = 15,21 \text{ cm}^2$ ) suốt từ chân cột lên đến hết phần dưới vai cột.

**iii.** Bố trí cốt dọc cấu tạo : Do chiều cao tiết diện cột giữa  $h > 500 \text{ mm}$  nên phải bố trí cốt giá dọc thân cột. Chọn 2Φ12 làm cốt giá. Khoảng cách giữa các cốt dọc theo phương cạnh h là :

$$S_d = \frac{(h_o - a')}{2} = \frac{66 - 4}{2} = 31 < 40(\text{cm}) \quad (\text{cho phần cột dưới})$$

$$S_t = \frac{(h_o - a')}{2} = \frac{56 - 4}{2} = 26 < 40(\text{cm}) \quad (\text{cho phần cột trên})$$

$$F_a = 2,26 \text{ cm}^2 ( 2\Phi 12 ) \geq 0,0005 \cdot b \cdot S_d = 0,0005 \cdot 40 \cdot 31 = 0,62 \text{ cm}^2 \quad (\text{Thỏa})$$

**iv. Kiểm tra khả năng chịu lực của cột theo phương ngoài mặt phẳng uốn :**

+ Phản cột trên :  $N_{max} = 103,53 \text{ T}$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 2H_t = 2.352 = 704 \text{ cm}$ ; độ mảnh

$$\lambda_b = \frac{704}{40} = 17,6; \text{ hệ số uốn dọc } \varphi = 0,816 \text{ (tra bảng phụ lục XI/175/KBTCT).}$$

Diện tích tiết diện  $F_b = 40.60 = 2400 \text{ (cm}^2\text{)}$

Tổng diện tích cốt thép  $F_{at} = 2,7,1 = 14,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Tính toán kiểm tra theo công thức : Câu kiện chịu nén đúng tâm

$$\varphi(R_n F_b + R'_{at} F_{at}) = 0,816(110.2400 + 2600.14,2) = 245,551(kG) = 245,55(T)$$

$N_{max} = 103,53 \text{ T} < 245,55 \text{ T}$ : Câu kiện đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

+ Phản cột dưới :  $N_{max} = 161,05 \text{ T}$ ; chiều dài tính toán  $l_o = 1,2H_d = 1,2.638 = 766 \text{ (cm)}$ ; độ

$$\text{mảnh } \lambda_b = \frac{766}{40} = 19,15; \text{ hệ số uốn dọc } \varphi = 0,77 \text{ (tra bảng phụ lục XI/175/KBTCT)}$$

Diện tích tiết diện  $F_b = 40.70 = 2800 \text{ (cm}^2\text{)}$

Tổng diện tích cốt thép  $F_{at} = 2,15,21 = 30,42 \text{ (cm}^2\text{)}$

Tính toán kiểm tra theo công thức : Câu kiện chịu nén đúng tâm

$$\varphi(R_n F_b + R'_{at} F_{at}) = 0,77(110.2800 + 2600.30,42) = 298,061(kG) = 298,06(T)$$

$N_{max} = 161,05 \text{ T} < 298,06 \text{ T}$ : Câu kiện đủ khả năng chịu lực theo phương ngoài mặt phẳng uốn.

#### d. Tính toán cột trục B theo các điều kiện khác :

i. Kiểm tra theo khả năng chịu cắt :

+ Phản cột dưới :  $Q_{max} = 6,52 \text{ T}$

Để câu kiện đủ khả năng chịu lực cắt thì  $Q_{max} \leq K_1 R_k b h_o$

Ta có :  $K_1 R_k b h_o = 0,6,8,8.40.66 = 13.939 \text{ kG} = 13,94 \text{ T}$

với  $K_1 = 0,6$  hệ số đổi với đầm với kết cấu dùng bêtông nồng.

Như vậy  $6,52 < 13,94 \text{ (T)}$ : Không cần tính toán khả năng chịu lực của tiết diện nghiêng theo lực cắt, cốt đai đặt theo câu tạo.

$$\Phi_{dai} \begin{cases} \geq 5mm \\ \geq \frac{\Phi_{doc}^{max}}{4} = \frac{22}{4} = 5,5mm \end{cases} \text{ Chọn cốt đai : } \Phi 8$$

$$u_{dai} \begin{cases} \leq 500mm \\ \leq b = 400mm \\ \leq 15\Phi_{doc}^{min} = 15.22 = 330mm \end{cases} \text{ Chọn bước đai : } u = 300 \text{ mm}$$

Đoạn dày đai

$$u_{dai} \begin{cases} \leq 300mm \\ \leq b_{min} = 400mm \\ \leq 10\Phi_{doc}^{min} = 10.22 = 220mm \end{cases} \text{ Chọn bước đai : } u = 220 \text{ mm}$$

ii. Kiểm tra khả năng nén cục bộ : Theo 3.39 TCVN 5574:1991

Điều kiện kiểm tra :  $N \leq \eta_{cb} \gamma_{cb} R_n F_{cb}$

Với :

+ Định cột chịu lực nén do mái truyền xuống :

$$N_1 = G_{m1} + P_{m1} = 38,33 + 5,27 = 43,6(T)$$

$$N_2 = G_{m2} + P_{m2} = 51,82 + 7,02 = 58,84(T)$$

Chọn  $N_2 = 58,84 \text{ T}$  để tính toán

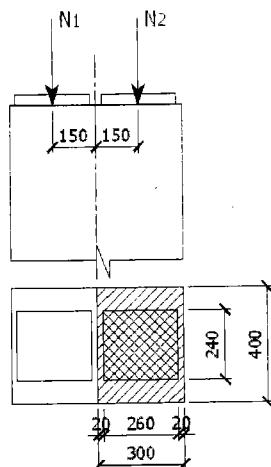
+ Bề rộng đầm mái kê lên cột :  $b = 24 \text{ cm}$

Chiều dài tính toán của bản kê :  $l = 26 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  Diện tích chịu nén cục bộ trực tiếp :  $F_{cb} = 24.26 = 624 \text{ cm}^2$

+ Bề rộng đinh cột :  $b = 40 \text{ cm}$

Chiều dài tính toán đinh cột :  $l = 2.2 + 26 = 30 \text{ cm}$   
 Diện tích tính toán của tiết diện lầy đối xứng qua  $F_{cb}$  :  $F_t = 40.30 = 1200 \text{ cm}^2$



Hình 6.8 : Diện tích tính toán nén cục bộ cột giữa

⇒ Hệ số tăng cường độ  $\gamma_{cb}$  :

$$\gamma_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1200}{624}} = 1,24 < 2,5$$

+  $R_n = 110 \text{ kG/cm}^2$

+  $\eta_{cb} = 0,75$  ( Nén không đều )

$$\Rightarrow \eta_{cb}\gamma_{cb}R_nF_{cb} = 0,75 \cdot 1,24 \cdot 110 \cdot 624 = 63.835 (\text{kG}) > N = 58.840 (\text{kG})$$

Thỏa mãn điều kiện về khả năng chịu nén cục bộ. Do đó ta đặt thép lưới cầu tạo gia cố đầu cột. Kích thước của lưới thép ngang theo 5.23 TCVN 5574:1991 : Sử dụng thép C – I Φ6.

Kích thước ô lưới  $\leq \left( 100\text{mm}; \frac{b}{4} = 100\text{mm} \right)$  và  $\geq 45\text{mm}$ . Vậy chọn ô lưới có kích thước

60x60mm.

Bước lưới  $S_l \leq \left( 150\text{mm}; \frac{b}{3} = 133\text{mm} \right)$  và  $\geq 60\text{mm}$ . Vậy chọn bước lưới 120mm.

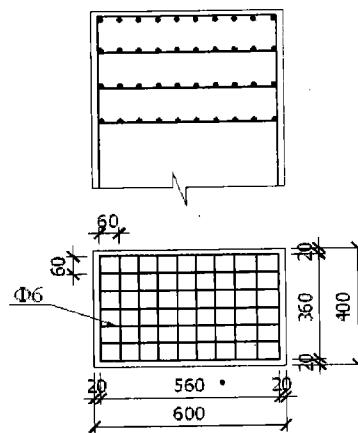
Lớp bêtông bảo vệ đầu cột :  $a = 2\text{cm}$  ( 5.4 TCVN5574:1991 )

Chiều dài thanh lưới :  $l_1 = 40 - 2.2 = 36 \text{ cm} ; l_2 = 60 - 2.2 = 56 \text{ cm}$

Số thanh theo mỗi phương :  $n_1 = \frac{36}{6} + 1 = 7$  thanh ;  $n_2 = \frac{56}{6} + 1 = 10$  thanh

Số lưới phải đặt không ít hơn 4 và khoảng đặt lưới  $\geq 15\Phi^{doc} = 15 \cdot 2.2 = 330 \text{ mm}$

Vậy đặt 4 lưới, khoảng đặt lưới  $120.3 + 20 = 380 \text{ mm} > 330\text{mm}$  ( Thỏa )



Hình 6.9 : Bố trí lưới thép đầu cột B

iii. Tính toán vai cột : Theo 3.47 TCVN5574:1991

Lực tác dụng lên vai cột :

$$P_1 = D_{\max}^1 + g_{dct} = 26,81 + 5,61 = 32,42(T)$$

$$P_2 = D_{\max}^2 + g_{dct} = 35,39 + 5,61 = 41(T)$$

Chọn  $P = P_2 = 41$  T để tính.

Kiểm tra kích thước vai cột theo hai điều kiện sau

$$P \leq 2,5R_k b h_o$$

$$P \leq \frac{1,2K_v R_k b h_o^2}{a_v}$$

Khoảng cách từ P đến mép cột dưới  $a_v$  :

$$a_v = 750 - 350 = 400\text{mm} = 40\text{cm}$$

$K_v = 1,2$  (bêtông nặng)

$m_v = 1$  (chế độ trung bình)

$b = 40\text{ cm}$ , bê rộng vai cột

$$R_k = 8,8 \text{ kG/cm}^2; h_o = 1500 - 25 = 1475\text{mm} = 147,5\text{cm}$$

$$+ 2,5R_k b h_o = 2,5 \cdot 8,8 \cdot 40 \cdot 147,5 = 129.800(\text{kG}) > 41.000 (\text{kG})$$

⇒ Thỏa.

$$+ \frac{K_v m_v R_k b h_o^2}{a_v} = \frac{1,2 \cdot 1,8 \cdot 8,8 \cdot 40 \cdot 147,5^2}{40} = 229.746(\text{kG}) > 41.000 (\text{kG})$$

⇒ Thỏa.

Tính toán cột thép cho vai cột :  
Moment uốn tại tiết diện mép vai cột:

$$M_I = P \cdot a_v = 41.0,4 = 16,4 (\text{Tm})$$

Tính cốt thép chịu kéo do moment uốn cần tăng moment uốn lên 25% :

$$M = 1,25 M_I = 20,5 (\text{Tm})$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{20,5 \cdot 10^5}{110 \cdot 40 \cdot 147,5^2} = 0,021$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,021} = 0,021$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\alpha R_n b h_o}{R_a} = \frac{0,021 \cdot 110 \cdot 40 \cdot 147,5}{2600} = 5,24 (\text{cm}^2)$$

Chọn  $3\Phi 16 (6,03 \text{ cm}^2)$

Tính cốt đai và cốt xiên :

Kiểm tra điều kiện :  $P \leq R_k b h_o$

Ta có :  $P = 41.000 \text{ kG} < 8,8 \cdot 40 \cdot 147,5 = 51.920 \text{ kG}$

Và :  $h = 150 > 3.a_v = 3.40 = 120 (\text{cm})$

Theo 5.21.c TCVN5574 : 1991 ⇒ Không cần đặt cốt xiên, chỉ đặt cốt đai do bêtông đủ khả năng chịu lực cắt.

$$\text{Bước đai : } u \leq \frac{15(\text{cm})}{h} = \frac{150}{4} = 37,5(\text{cm}) \quad \text{Chọn } u = 150 \text{ mm}$$

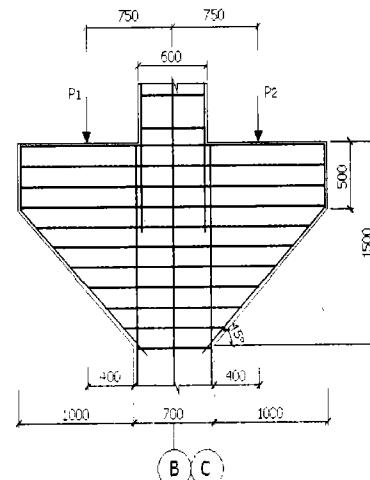
Chọn đai  $\Phi 8a150$

Kiểm tra ép mặt lên vai cột :

Lực nén lớn nhất từ một đầm truyền vào vai cột là :

$$N_1 = 0,5g_{dct} + D_{\max}^1$$

$$N_2 = 0,5g_{dct} + D_{\max}^2$$



Hình 6.10 : Sơ đồ val cột giữa

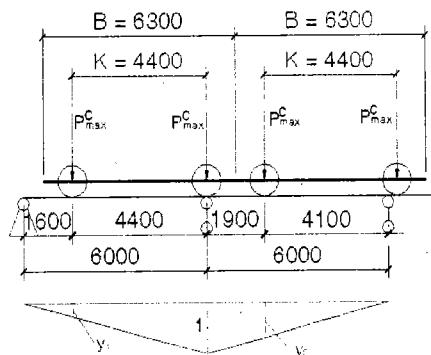
Chọn giá trị  $D_{\max}^2$  để tính, từ đó tìm được giá trị  $N_2$  ( Do giá trị  $N_1$  tương tự như giá trị đã tính toán với vai cột biên nên không cần tính lại )

Giá trị  $D_{\max}^2$  do  $P_{\max}$  gây ra nhưng chỉ tính cho một bên đầm. Dựa vào đường ảnh hưởng ở hình 2.4 ta có : Với  $y = 1$ ;  $y_1 = \frac{1,6}{6} = 0,267$

$$y_2 = \frac{4,1}{6} = 0,683$$

$$D_{\max}^2 = n P_{\max}^C \sum y_i \\ = 1,1.16,5.(1 + 0,683) = 30,55(T)$$

$$N_2 = 0,5.5,61 + 30,55 = 33,36(T)$$



Hình 2.4 : Đường ảnh hưởng phần lực xác định Dmax

Điều kiện kiểm tra :  $N \leq \eta_{cb} \gamma_{cb} R_n F_{cb}$

Với :

$$+ N = N_2 = 33,36(T)$$

+ Bề rộng đầm cầu trục ở trong đoạn gối được mở rộng ra 30cm

$$\text{Đoạn đầm gối lên vai cột } 18\text{cm.} \Rightarrow F_{cb} = 30.18 = 540 \text{ cm}^2$$

+ Diện tích tính toán của tiết diện lấy đối xứng qua  $F_{cb}$  ( Theo hình 6.11 ) :

$$F_t = 86.18 = 1548 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Hệ số tăng cường độ  $\gamma_{cb}$  :

$$\gamma_{cb} = \sqrt[3]{\frac{F_t}{F_{cb}}} = \sqrt[3]{\frac{1548}{540}} = 1,4 < 2,5$$

$$+ R_n = 110 \text{ kG/cm}^2$$

$$+\eta_{cb} = 0,75 \text{ ( Nén không đều )}$$

$$\Rightarrow \eta_{cb} \gamma_{cb} R_n F_{cb} = 0,75.1,4.110.540 =$$

$$= 62.370(kG) > N = 33.360(kG)$$

Thỏa mãn điều kiện nén cục bộ.

#### iv. Kiểm tra cột khi chuyên chở cầu

lắp :

Khi chuyên chở hay cầu lắp, cột làm việc như cầu kiện chịu uốn. Tài trọng tác dụng lên cột lấy bằng trọng lượng bản thân cột nhân với hệ số động lực 1,5.

$$\text{Đoạn dưới : } g_1 = 1,5,0,4,0,7,2,5 = 1,05 \text{ T/m}$$

$$\text{Đoạn trên : } g_2 = 1,5,0,4,0,6,2,5 = 0,9 \text{ T/m}$$

Xét các trường hợp bốc xếp, treo buộc chọn ra hai sơ đồ tính như sau :

+ Khi chuyên chở và bốc xếp : Cột được đặt theo phương ngang, các điểm kê hoặc treo buộc cách mút dưới 1 đoạn  $0,25H_d = 0,25.6,38 = 1,59 \approx 1,6 \text{ m}$ ; cách mút trên 1 đoạn 3,3m.

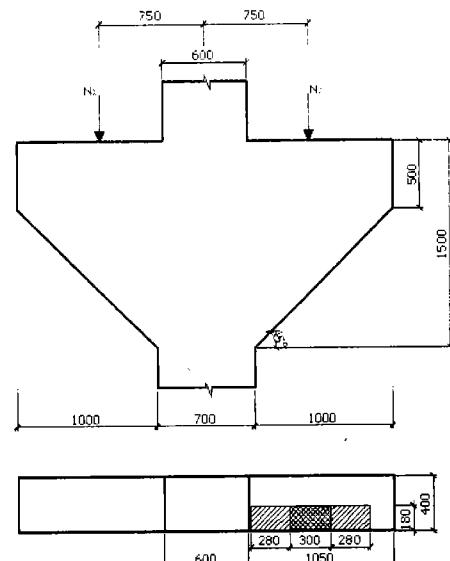
Tìm nội lực bằng phần mềm Sap2000 ta tìm được giá trị nội lực như sau :

Moment âm tại gối :

$$M_1 = 1,34 \text{ Tm}; M_2 = 4,90 \text{ Tm}$$

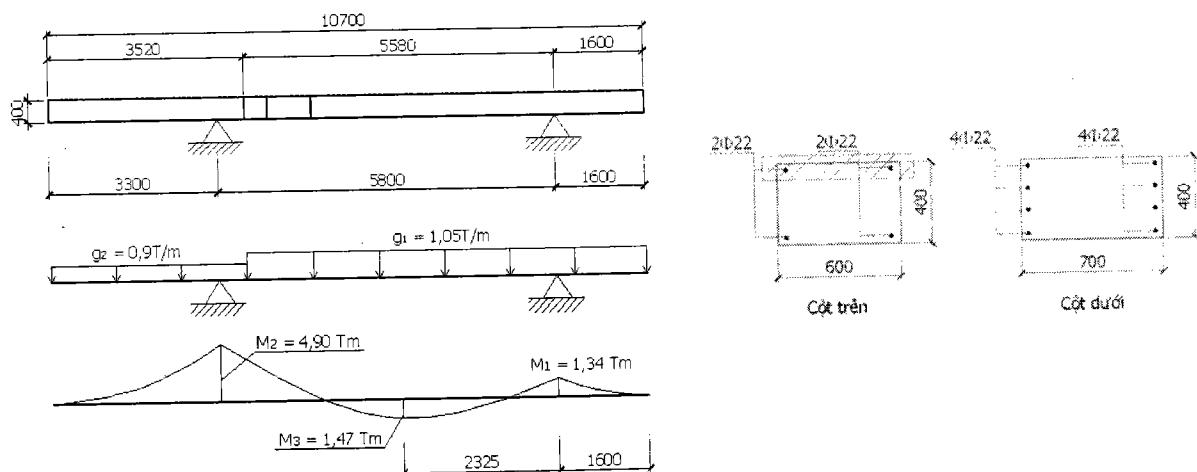
Moment dương lớn nhất ở đoạn giữa phân cột dưới tìm được tại tiết diện cách gối 1 đoạn 2,325 m :

$$M_3 = 1,47 \text{ Tm}$$



Hình 6.11 : Sơ đồ tính toán ép mặt lên vai cột giữa

Biểu đồ moment được trình bày trên hình 6.12



Hình 6.12 : Sơ đồ tính toán cột khi vận chuyển

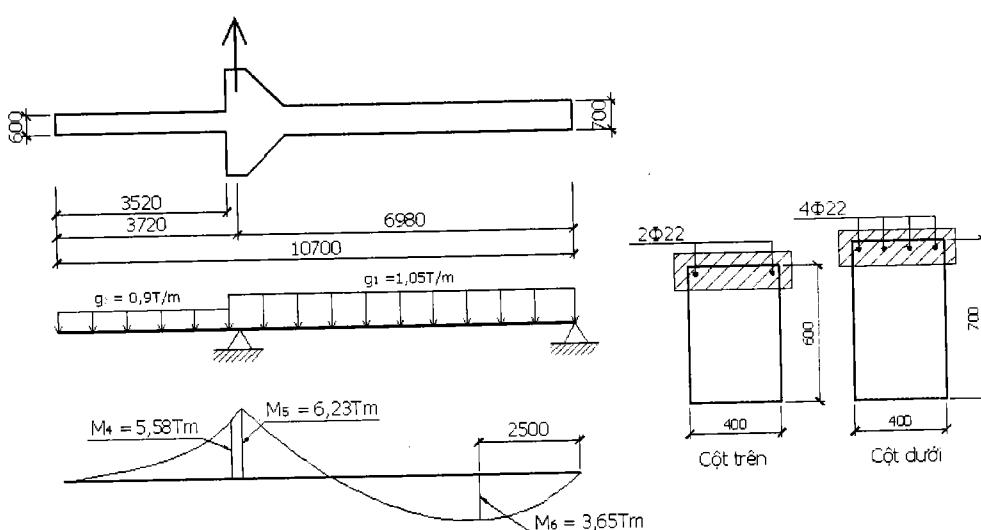
Kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện nầm ngang với moment  $M_2 = 4.90 \text{ Tm}$  cho phần cột trên (qua so sánh moment và tiết diện ta thấy  $M_2$  là moment lớn nhất và tiết diện phần cột trên nhỏ hơn cột dưới),  $h = 40\text{cm}$ ,  $h_o = 56\text{cm}$ , cột thép kiểm tra chỉ lấy hai cốt thép ở ngoài :  $1\Phi22 + 1\Phi22$ ,  $F_a = 7,60\text{cm}^2$ .

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \cdot 7,60 (56 - 4) = 1.027.520 (\text{kGcm}) = 10,28 (\text{Tm})$$

$$[M] = 10,28 (\text{Tm}) > M_2 = 4,90 (\text{Tm}) \quad (\text{Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực})$$

+ Khi cầu lắp : Lật cột nầm theo phương nghiêng rồi mới cầu. Điểm cầu đặt tại vai cột, cách mút trên 3,72m. Chân cột tì lên mặt đất.

Tìm nội lực bằng phần mềm Sap2000, ta được nội lực như sau :



Hình 6.13 : Sơ đồ tính toán cột khi cầu lắp

Moment âm lớn nhất ở phần cột trên, tại vị trí mép trên vai cột :

$$M_4 = 5,58 \text{ Tm}$$

Tiết diện cột với  $F_a = 7,60 \text{ cm}^2$  ( $2\Phi22$ )

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600 \cdot 7,60 (56 - 4) = 1.027.520 (\text{kGcm}) = 10,28 (\text{Tm})$$

$$[M] = 10,28 (\text{Tm}) > M_4 = 5,58 (\text{Tm}) \quad (\text{Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực})$$

Moment âm lớn nhất ở phần cột dưới, tại gối tựa cách mép vai cột 0,2m :

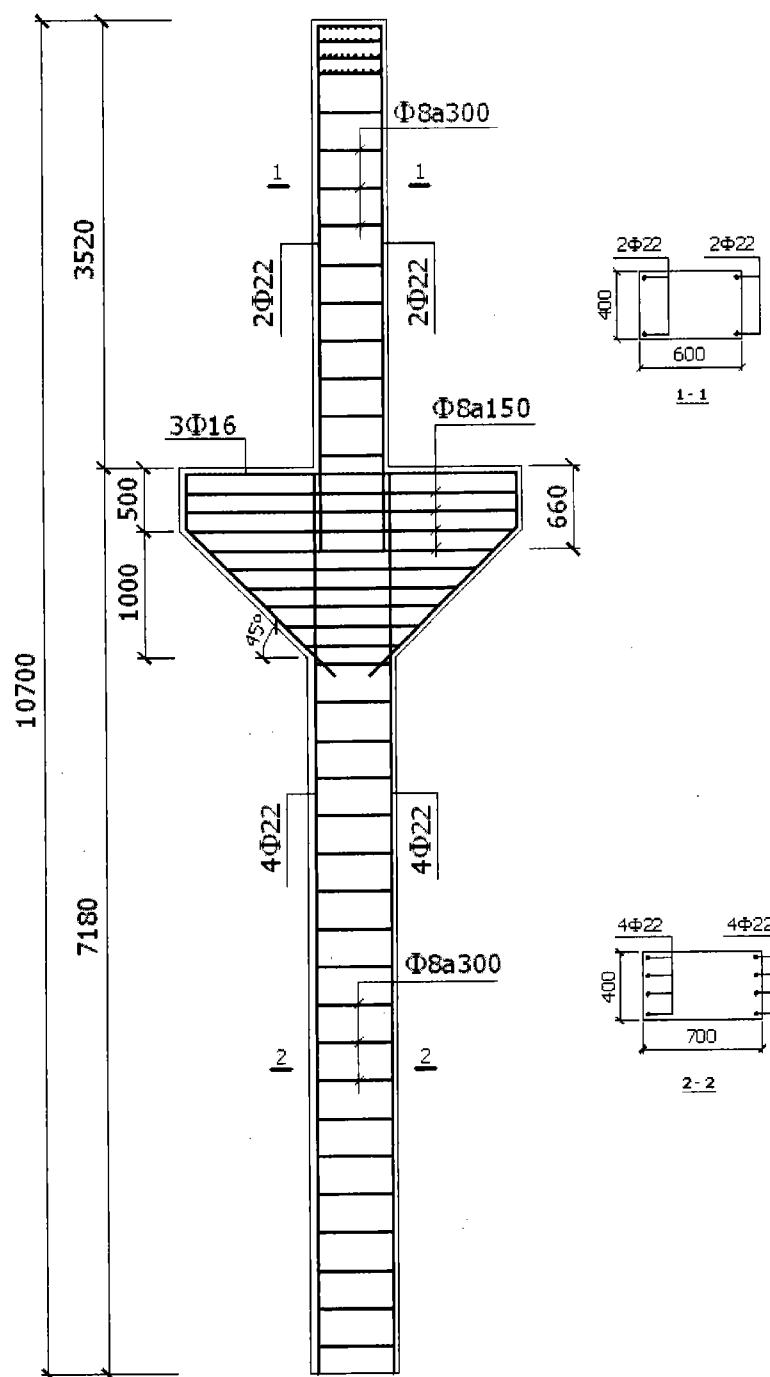
$$M_s = 6,23 \text{ Tm}$$

Tiết diện có  $h = 70\text{cm}$ ,  $h_o = 66\text{cm}$ ,  $F_a : 4\Phi22$  ( $15,21 \text{ cm}^2$ )

$$[M] = R_a F_a (h_o - a') = 2600.15,21(66 - 4) = 2.451.852 (\text{kGcm}) = 24,52 (\text{Tm})$$

$[M] = 24,52 (\text{Tm}) > M_s = 6,23 (\text{Tm})$  ( Thỏa, cột đủ khả năng chịu lực )

Bố trí thép trong cột biên được thể hiện trong hình 6.14 sau :



Hình 6.14 : Sơ đồ bố trí thép trong cột trục B

## 7. Tính móng :

### 7.1 Móng cột bê tông :

#### **a. Đà kiềng :**

Tường gạch xây ngoài cột, trọng lượng bản thân tường truyền lên đà kiềng. Chiều cao đà kiềng  $h_{dk} = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{14})B$ . Do chỉ mang trọng lượng tượng và giằng giữ móng nên :

$$h_{dk} = (\frac{1}{12} \div \frac{1}{14})B = (500 \div 450) \text{ mm} . \text{ Chọn } h_{dk} = 450 \text{ mm và } b_{dk} = 250 \text{ mm.}$$

#### **b. Tải trọng tác dụng lên móng :**

Chọn trong bảng 4.1 các cặp nội lực tại tiết diện IV – IV để tính toán móng và trình bày trong bảng 7.1 sau :

Bảng 7.1: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính móng

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	Q (T)	$e_0 = M/N$ (m)
1	IV-IV 16	18,7	54,44	4,53	0,343
2	IV-IV 17	-18,62	70,21	-4,85	0,265
3	IV-IV 18	-18,42	74,95	-4,77	0,246

+ Trọng lượng bản thân đà kiềng :

$$g_{dk} = 1,1,0,25,0,45,2,5 = 0,31 \text{ (T/m)}$$

+ Trọng lượng tường gạch bao che dày  $b_t = 20\text{cm}$  có  $\gamma = 1,6 \text{ T/m}^3$  :

$$g_t = nb_t(H_t + H_d - h_{dk})\gamma = 1,1,0,2,(3,52 + 6,38 - 0,45).1,6 = 3,48 \text{ (T/m)}$$

+ Tải trọng tường và đà kiềng truyền xuống móng :

$$G = (g_{dk} + g_t).B = (0,31 + 3,48).6 = 22,74 \text{ (T)}$$

$$\text{Lực này đặt lệch tâm với móng 1 đoạn } e'_o = \frac{h_d}{2} + \frac{b_t}{2} = \frac{0,5}{2} + \frac{0,2}{2} = 0,35 \text{ (m)}$$

#### **c. Tính toán kích thước móng đơn với các cặp nội lực :**

Số liệu : B#250 ; cốt thép CII Ra = 2600 kG/cm<sup>2</sup> ; cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng được giả thiết R<sup>tc</sup> = 2kG/cm<sup>2</sup> ; khối lượng trung bình của đất đắp và móng γ<sub>tb</sub> = 2 T/m<sup>3</sup>.

i. Xác định kích thước đáy móng b x l :

+ Tính với cặp 3: Chọn chiều sâu chôn móng h = 1,5m

Chiều cao móng h<sub>m</sub> = 1m

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng sơ bộ :

$$M_o = 18,42 + 22,74.0,35 + 4,77.1,0 = 31,15 \text{ (Tm)}$$

$$N_o = 74,95 + 22,74 = 97,69 \text{ (T)}$$

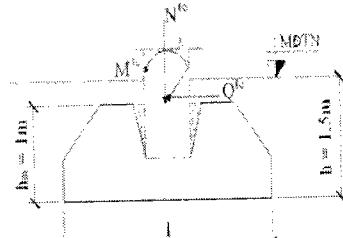
Hệ số vượt tải n<sub>tb</sub> = 1,15 :

$$\Rightarrow M_o^{tc} = \frac{31,15}{1,15} = 27,09 \text{ (Tm)}$$

$$\Rightarrow N_o^{tc} = \frac{97,69}{1,15} = 84,95 \text{ (T)}$$

$$\text{Diện tích đáy móng : } F_m \geq \frac{N_o^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb}h} = \frac{84,95}{20 - 2.1,5} = 5,00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{Chọn } F_m = b \times l = 1,8 \times 2,8 = 5,04 \text{ (m}^2\text{)}$$



Kiểm tra :

Tải trọng thẳng đứng thực tế truyền xuống tâm O đáy móng :

$$N_o^{tc} = N_o^{tc} + \gamma_{tb}.b.l.h = 84,95 + 2.1,8.2,8.1,5 = 100,07 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{27,09}{100,07} = 0,271 \text{ (m)}$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$\begin{aligned} p_{\min}^{tc} &= \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{100,07}{5,04} \left( 1 \pm \frac{6.0,271}{2,8} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 31,39 \text{ (T/m}^2\text{)} \\ p_{\min}^{tc} = 8,32 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{cases} \\ \Rightarrow p_{tb}^{tc} &= \frac{31,39 + 8,32}{2} = 19,86 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,271m < \frac{l}{6} = \frac{2,8}{6} = 0,467m$  và  $p_{\min}^{tc} > 0$  nên điều kiện áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$\begin{aligned} p_{tb}^{tc} &= 19,86 < R^{tc} = 20 \text{ (T/m}^2\text{)} \\ p_{\max}^{tc} &= 31,39 > 1,2R^{tc} = 24 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Không thỏa điều kiện áp lực với tần số 3.

Tăng kích thước đáy móng :  $b \times l = 2,4 \times 3,0 \text{ m} \Rightarrow \gamma_{tb} \cdot b \cdot l \cdot h = 2.2,4.3,0.1,5 = 21,6 \text{ T}$   
Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$\begin{aligned} M_o^{tc} &= 27,09 \text{ (Tm)} \\ N_o^{tc} &= 84,95 + 21,6 = 106,55 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{27,09}{106,55} = 0,254 \text{ (m)}$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$\begin{aligned} p_{\min}^{tc} &= \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{106,55}{2,4.3,0} \left( 1 \pm \frac{6.0,254}{3,0} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 22,32 \text{ (T/m}^2\text{)} \\ p_{\min}^{tc} = 7,28 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{cases} \\ \Rightarrow p_{tb}^{tc} &= \frac{22,32 + 7,28}{2} = 14,80 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,254m < \frac{l}{6} = \frac{3}{6} = 0,5m$  và  $p_{\min}^{tc} > 0$  nên điều kiện áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$\begin{aligned} p_{tb}^{tc} &= 14,80 < R^{tc} = 20 \text{ (T/m}^2\text{)} \\ p_{\max}^{tc} &= 22,32 < 1,2R^{tc} = 24 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 3.

+ Kiểm tra với cặp 1 :

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$M_o^{tc} = \frac{18,7 - 22,74 \cdot 0,35 + 4,53 \cdot 1,0}{1,15} = \frac{15,27}{1,15} = 13,28 \text{ (Tm)}$$

$$N_o^{tc} = \frac{54,44 + 22,74}{1,15} + 21,6 = 88,71 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{13,28}{88,71} = 0,150 \text{ (m)}$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$\begin{aligned} p_{\min}^{tc} &= \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{88,71}{2,4.3,0} \left( 1 \pm \frac{6.0,150}{3,0} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 16,02 \text{ (T/m}^2\text{)} \\ p_{\min}^{tc} = 8,62 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{cases} \\ \Rightarrow p_{tb}^{tc} &= \frac{16,02 + 8,62}{2} = 12,32 \text{ (T/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,150m < \frac{l}{6} = \frac{3}{6} = 0,5m$  và  $P_{\min}^{tc} > 0$  nên biểu đồ áp lực

tại đáy móng có dạng hình thang.

$$P_{tb}^{tc} = 12,32 < R^{tc} = 20(T/m^2)$$

$$P_{\max}^{tc} = 16,02 < 1,2R^{tc} = 24(T/m^2)$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 1.

+ Kiểm tra với cặp 2 :

Tài trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$M_o^{tc} = \frac{18,62 + 22,74 \cdot 0,35 + 4,85 \cdot 1,0}{1,15} = \frac{31,43}{1,15} = 27,33(Tm)$$

$$N_o^{tc} = \frac{70,21 + 22,74}{1,15} + 21,6 = 102,43(T)$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{27,33}{102,43} = 0,267(m)$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$P_{\max}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{102,43}{2,4 \cdot 3,0} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,267}{3,0} \right) \Rightarrow \begin{cases} P_{\max}^{tc} = 21,82(T/m^2) \\ P_{\min}^{tc} = 6,63(T/m^2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_{tb}^{tc} = \frac{21,82 + 6,63}{2} = 14,23(T/m^2)$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,267m < \frac{l}{6} = \frac{3}{6} = 0,5m$  và  $P_{\min}^{tc} > 0$  nên biểu đồ áp lực

tại đáy móng có dạng hình thang.

$$P_{tb}^{tc} = 14,23 < R^{tc} = 20(T/m^2)$$

$$P_{\max}^{tc} = 21,82 < 1,2R^{tc} = 24(T/m^2)$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 2.

Vậy kích thước móng  $b \times l = 2,4 \times 3,0 m$  thỏa cả 3 cặp nội lực.

*ii. Kiểm tra xuyên thủng :*

Dùng tải tính toán tác dụng lên móng tại cao trình mặt nền để tính toán chọc thủng cho móng ( bỏ qua trọng lượng bản thân đất nền )

+ Tính với cặp 3 :

$$M'' = M + G \cdot e'_o = 18,42 + 22,74 \cdot 0,35 = 26,38(Tm)$$

$$N'' = N + G = 74,95 + 22,74 = 97,69(T) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,27(m)$$

$$\Rightarrow P_{\max}'' = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{97,69}{2,4 \cdot 3,0} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,27}{3,0} \right) = \begin{cases} 20,89(T/m^2) \\ 6,24(T/m^2) \end{cases}$$

+ Tính với cặp 1 :

$$M'' = M - G \cdot e'_o = 18,7 - 22,74 \cdot 0,35 = 10,74(Tm)$$

$$N'' = N + G = 54,44 + 22,74 = 77,18(T) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,139(m)$$

$$\Rightarrow P_{\max}'' = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{77,18}{2,4 \cdot 3,0} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,139}{3,0} \right) = \begin{cases} 13,70(T/m^2) \\ 7,74(T/m^2) \end{cases}$$

+ Tính với cặp 2 :

$$M'' = M + G \cdot e'_o = 18,62 + 22,74 \cdot 0,35 = 26,58 (\text{Tm})$$

$$N'' = N + G = 70,21 + 22,74 = 92,95 (\text{T}) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,286 (\text{m})$$

$$\Rightarrow p''_{\max} = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{92,95}{2,43,0} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,286}{3,0} \right) = \begin{cases} 20,29 (\text{T/m}^2) \\ 5,53 (\text{T/m}^2) \end{cases}$$

Điều kiện xuyêñ thủng :

$$P_{xt} \leq 0,75 \cdot R_k \cdot b_{tb} \cdot h_o$$

Với : a, chiều dày lớp bêtông cốt thép móng = 5cm

$$h, \text{ chiều cao móng} = 1\text{m}$$

$$h_o = 1 - 0,05 = 0,95 \text{m}$$

$$R_k = 8,8 \text{ kG/cm}^2$$

$$b_{tb} = b_c + h_o = 0,4 + 0,95 = 1,35 \text{m}$$

$$0,75 \cdot R_k \cdot b_{tb} \cdot h_o = 84,65 \text{ T}$$

Chọn  $p''_{\max} = 20,89 (\text{T/m}^2)$  của cặp 3 để tính toán.

$$P_{xt} = P''_o \cdot F_{xt}$$

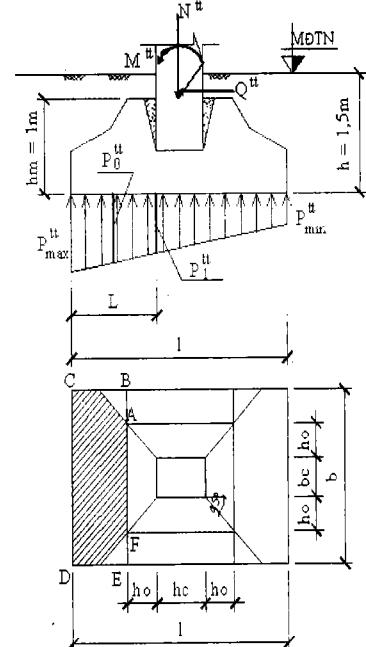
Trong đó :

$$L = \frac{l - h_c}{2} = \frac{3 - 0,5}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$p''_1 = p''_{\min} + \frac{(p''_{\max} - p''_{\min})(l - L)}{l}$$

$$p''_1 = 6,24 + \frac{(20,89 - 6,24)(3 - 1,25)}{3}$$

$$p''_1 = 14,78 (\text{T/m}^2)$$



Hình 7.1 : Tính toán chọc thủng móng cột A

$$p''_o = \frac{p''_1 + p''_{\max}}{2} = \frac{14,78 + 20,89}{2} = 17,84 (\text{T/m}^2)$$

$$F_{xt} = S_{ABCDEF} = b \left( \frac{l}{2} - \frac{h_c}{2} - h_o \right) = 2,4 \left( \frac{3}{2} - \frac{0,5}{2} - 0,95 \right) = 0,72 (\text{m}^2)$$

( Để đơn giản tính toán ta tính luôn cả diện tích của hai tam giác nhỏ nằm ngoài vùng gạch chéo ở hình trên )

$$P_{xt} = 17,84 \cdot 0,72 = 12,84 (\text{T}) < 84,65 (\text{T})$$

Chiều cao móng chọn như trên thỏa.

iii. Tính cốt thép :

+ Theo phương cạnh dài  $l$  :

Chọn cặp 3 là cặp nguy hiểm nhất để tính, ta có : cắt móng theo phương cạnh dài 1 dài có bề rộng  $b = 1\text{m}$

$$M = bL^2 \frac{2p''_{\max} + p''_1}{6}$$

Với :  $b = 1\text{m}$ ;  $L = 1,25\text{m}$ ;  $p''_{\max} = 20,89 \text{ T/m}^2$ ;  $p''_1 = 14,78 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow M = 1,25^2 \frac{2 \cdot 20,89 + 14,78}{6} = 14,73 (\text{Tm})$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0,9h_o R_a} = \frac{14,73 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 0,95 \cdot 2600} = 6,63 (\text{cm}^2)$$

Chọn  $\Phi 12a170$  ( $F_a = 6,65 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

+ Theo phương cạnh ngắn  $b$  : cắt móng theo phương cạnh ngắn I dài có bề rộng  $l = 1m$

$$M = lB^2 \frac{2p''_{tb} + p''_{tb}}{6}$$

$$\text{Với: } l = 1\text{m}; B = \frac{b - b_c}{2} = \frac{2,4 - 0,4}{2} = 1(m); p''_{tb} = \frac{20,89 + 6,24}{2} = 13,57(T/m^2)$$

$$\Rightarrow M = l^2 \frac{2.13,57 + 13,57}{6} = 6,79(Tm)$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0,9h_o R_a} = \frac{6,79.10^5}{0,9.95.2600} = 3,1(cm^2)$$

Chọn  $\Phi 12a200$  ( $F_a = 5,66 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

iv. Cầu tạo hốc móng :

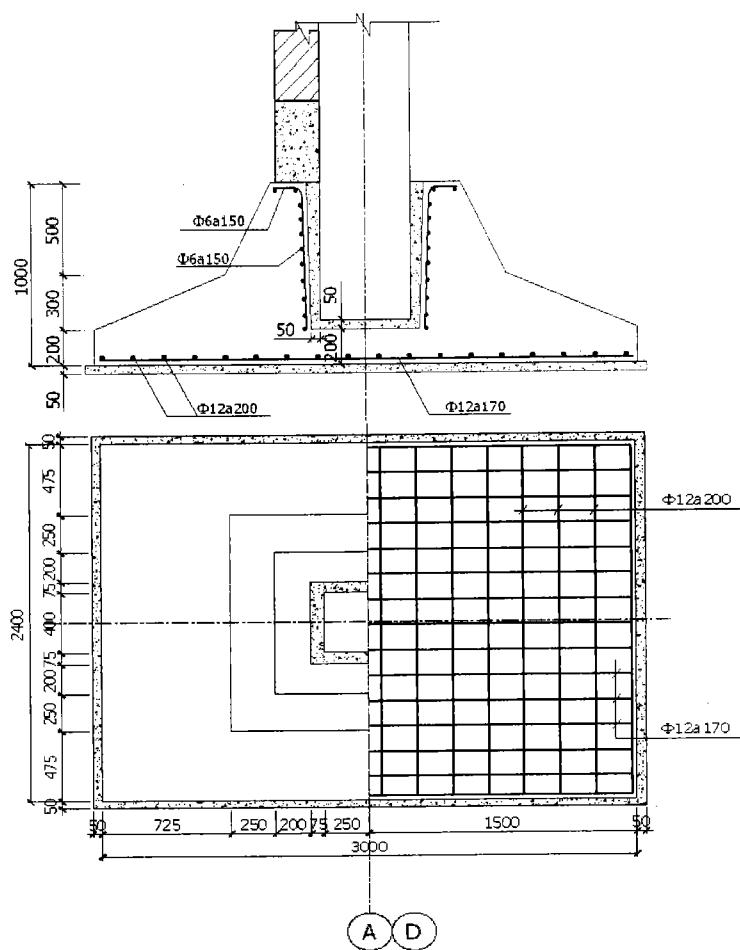
Độ sâu đoạn cột chôn vào móng : 800mm.

Kiểm tra: ta có  $e_o = 0,27 \text{ m}$  (cặp 3)  $< 2.h_c = 2.0,5 = 1\text{m}$

$\Rightarrow$  Độ chôn sâu bằng 800mm  $> h_c = 500\text{mm}$  (Thỏa)

$\Rightarrow$  Chiều dày thành bên của hốc móng  $a_o \geq \frac{h_c}{5} = \frac{500}{5} = 100(\text{mm})$ . Chọn  $a_o = 200\text{mm}$

Cột cầu tạo gia cường thành hốc móng : chọn  $\Phi 6a150$



Hình 7.2 : Cột thép móng cột biên

## 7.2 Móng cột giữa :

**a. Tải trọng tác dụng lên móng :**

Chọn trong bảng 4.1 các cặp nội lực tại tiết diện IV – IV để tính toán móng và trình bày trong bảng 7.2 sau, với  $n_{tb} = 1,15$  :

Bảng 7.2: Các cặp nội lực nguy hiểm dùng để tính móng

Ký hiệu cặp nội lực	Ký hiệu ở bảng 4.1	M (Tm)	N (T)	Q (T)	$M^{tc}$ (Tm)	$N^{tc}$ (T)	$Q^{tc}$ (T)
1	IV-IV 16	34.98	136.05	5.21	30.42	118.3	4.53
2	IV-IV 17	-39.39	144.19	-6.52	-34.25	125.38	-5.67
3	IV-IV 18	-35.1	161.05	-4.54	-30.52	140.04	-3.95

**b. Tính toán kích thước móng đơn với các cặp nội lực :**

Số liệu : B#250 ; cốt thép CII Ra = 2600 kG/cm<sup>2</sup> ; cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng được giả thiết  $R^{tc} = 2\text{kG}/\text{cm}^2$  ; khối lượng trung bình của đất đắp và móng  $\gamma_{tb} = 2\text{T}/\text{m}^3$ .

i. Xác định kích thước đáy móng b x l :

+ Tính với cặp 3: Chọn chiều sâu chôn móng  $h = 1,5\text{m}$   
Chiều cao móng  $h_m = 1\text{m}$ .

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng sơ bộ:

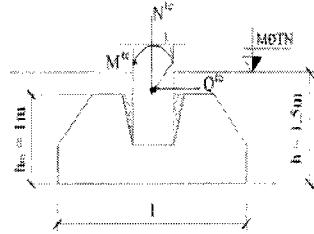
$$M_o^{tc} = 30,52 + 3,95 \cdot 1,0 = 34,47 (\text{Tm})$$

$$N_o^{tc} = 140,04 (\text{T})$$

Diện tích đáy móng :

$$F_m \geq \frac{N_o^{tc}}{R^{tc} - \gamma_{tb} h} = \frac{140,04}{20 - 2 \cdot 1,5} = 8,24 (\text{m}^2)$$

Chọn  $F_m = b \times l = 2,6 \times 3,2 = 8,32 (\text{m}^2)$

Kiểm tra :

Tải trọng thẳng đứng thực tế truyền xuống tâm O đáy móng :

$$N_o^{tc} = N_o^{tc} + \gamma_{tb} \cdot b \cdot l \cdot h = 140,04 + 2 \cdot 2,6 \cdot 3,2 \cdot 1,5 = 165 (\text{T})$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{34,47}{165} = 0,209 (\text{m})$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{165}{8,32} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,209}{3,2} \right) \Rightarrow \begin{cases} P_{max}^{tc} = 27,60 (\text{T/m}^2) \\ P_{min}^{tc} = 12,06 (\text{T/m}^2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow P_{tb}^{tc} = \frac{27,60 + 12,06}{2} = 19,83 (\text{T/m}^2)$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,209\text{m} < \frac{l}{6} = \frac{3,2}{6} = 0,533\text{m}$  và  $P_{min}^{tc} > 0$  nên biêu đồ áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$P_{tb}^{tc} = 19,83 < R^{tc} = 20 (\text{T/m}^2)$$

$$P_{max}^{tc} = 27,60 > 1,2 R^{tc} = 24 (\text{T/m}^2)$$

Không thỏa điều kiện áp lực với tổ hợp 3.

Tăng kích thước đáy móng :  $b \times l = 3 \times 3,6 \text{ m} \Rightarrow \gamma_{tb} \cdot b \cdot l \cdot h = 2 \cdot 2,6 \cdot 3,6 \cdot 1,5 = 32,4 \text{ T}$

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$M_o^{tc} = 34,47 (\text{Tm}); N_o^{tc} = 140,04 + 32,4 = 172,44 (\text{T})$$

$$\Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{34,47}{172,44} = 0,200 (\text{m})$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$\cdot p_{\min}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{172,44}{3,0,3,6} \left( 1 \pm \frac{6,0,200}{3,6} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 21,29(T/m^2) \\ p_{\min}^{tc} = 10,64(T/m^2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow p_{tb}^{tc} = \frac{21,29 + 10,64}{2} = 15,97(T/m^2)$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,200m < \frac{l}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6m$  và  $p_{\min}^{tc} > 0$  nên biểu đồ áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$p_{tb}^{tc} = 15,97 < R^{tc} = 20(T/m^2)$$

$$p_{\max}^{tc} = 21,29 < 1,2R^{tc} = 24(T/m^2)$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 3.

+ Kiểm tra với cặp 1 :

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$M_o^{tc} = 30,42 + 4,53 \cdot 1,0 = 34,95(Tm)$$

$$N_o^{tc} = 118,3 + 32,4 = 150,7(T) \Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{34,95}{150,7} = 0,232(m)$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{150,7}{3,0,3,6} \left( 1 \pm \frac{6,0,232}{3,6} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 19,35(T/m^2) \\ p_{\min}^{tc} = 8,56(T/m^2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow p_{tb}^{tc} = \frac{19,35 + 8,56}{2} = 13,96(T/m^2)$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,232m < \frac{l}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6m$  và  $p_{\min}^{tc} > 0$  nên biểu đồ áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$p_{tb}^{tc} = 13,96 < R^{tc} = 20(T/m^2)$$

$$p_{\max}^{tc} = 19,35 < 1,2R^{tc} = 24(T/m^2)$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 1.

+ Kiểm tra với cặp 2 :

Tải trọng truyền xuống tâm O đáy móng :

$$M_o^{tc} = 34,25 + 5,67 \cdot 1,0 = 39,92(Tm)$$

$$N_o^{tc} = 125,38 + 32,4 = 157,78(T) \Rightarrow e' = \frac{M_o^{tc}}{N_o^{tc}} = \frac{39,92}{157,78} = 0,253(m)$$

Phản lực đất nền tác dụng lên đáy móng :

$$p_{\min}^{tc} = \frac{N_o^{tc}}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e'}{l} \right) = \frac{157,78}{3,0,3,6} \left( 1 \pm \frac{6,0,271}{3,6} \right) \Rightarrow \begin{cases} p_{\max}^{tc} = 20,77(T/m^2) \\ p_{\min}^{tc} = 8,45(T/m^2) \end{cases}$$

$$\Rightarrow p_{tb}^{tc} = \frac{20,77 + 8,45}{2} = 14,61(T/m^2)$$

Kiểm tra điều kiện áp lực : do  $e' = 0,253m < \frac{l}{6} = \frac{3,6}{6} = 0,6m$  và  $p_{\min}^{tc} > 0$  nên biểu đồ áp lực tại đáy móng có dạng hình thang.

$$p_{tb}^{rc} = 14,61 < R^{rc} = 20(T/m^2)$$

$$p_{\max}^{rc} = 20,77 < 1,2R^{rc} = 24(T/m^2)$$

Thỏa điều kiện áp lực với cặp 2.

Vậy kích thước móng  $b \times l = 3,0 \times 3,6 \text{ m}$  thỏa cả 3 cặp nội lực.

ii. Kiểm tra xuyên thủng :

Dùng tài tính toán tác dụng lên móng tại cao trình mặt nền để tính toán chọc thủng cho móng ( bỏ qua trọng lượng bản thân đất nền )

+ Tính với cặp 3 :

$$M'' = 35,1(Tm); N'' = 161,05(T) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,218(m)$$

$$\Rightarrow p_{\min}'' = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{161,05}{3,0 \cdot 3,6} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,218}{3,6} \right) = \begin{cases} 20,33(T/m^2) \\ 9,49(T/m^2) \end{cases}$$

+ Tính với cặp 1 :

$$M'' = 34,98(Tm); N'' = 136,05(T) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,257(m)$$

$$\Rightarrow p_{\min}'' = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{136,05}{3,0 \cdot 3,6} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,257}{3,6} \right) = \begin{cases} 17,99(T/m^2) \\ 7,20(T/m^2) \end{cases}$$

+ Tính với cặp 2 :

$$M'' = 39,39(Tm); N'' = 144,19(T) \Rightarrow e_o = \frac{M''}{N''} = 0,273(m)$$

$$\Rightarrow p_{\min}'' = \frac{N''}{lb} \left( 1 \pm \frac{6e_o}{l} \right) = \frac{144,19}{3,0 \cdot 3,6} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0,273}{3,6} \right) = \begin{cases} 19,43(T/m^2) \\ 7,28(T/m^2) \end{cases}$$

Điều kiện xuyên thủng :

$$P_{xt} \leq 0,75 \cdot R_k \cdot b_{tb} \cdot h_o$$

Với : a, chiều dày lớp bêtông cốt thép móng = 5cm

h, chiều cao móng = 1m

$$h_o = 1 - 0,05 = 0,95\text{m}$$

$$R_k = 8,8 \text{ kG/cm}^2$$

$$b_{tb} = b_c + h_o = 0,4 + 0,95 = 1,35\text{m}$$

$$0,75 \cdot R_k \cdot b_{tb} \cdot h_o = 84,65 \text{ T}$$

Chọn  $p_{\max}'' = 20,33(T/m^2)$  của cặp 3 để tính toán.

$$P_{xt} = P_o'' \cdot F_{xt}$$

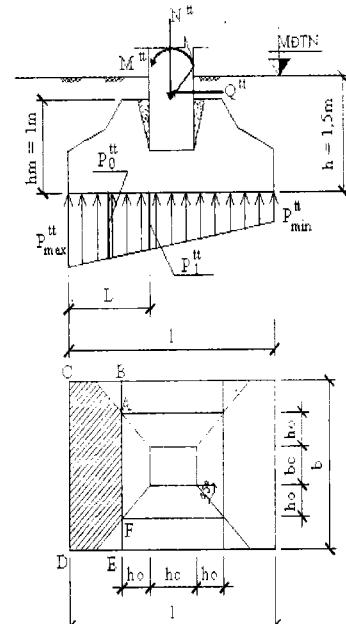
Trong đó :

$$L = \frac{l - h_c}{2} = \frac{3,6 - 0,7}{2} = 1,45\text{m}$$

$$p_1'' = p_{\min}'' + \frac{(p_{\max}'' - p_{\min}'')(l - L)}{l}$$

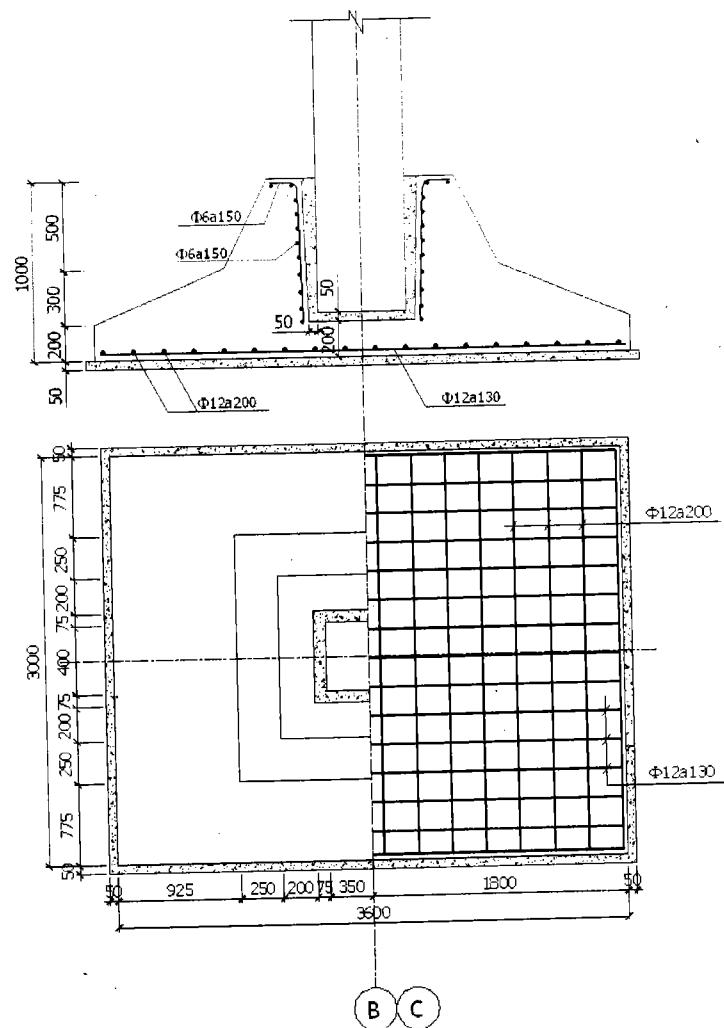
$$p_1'' = 9,49 + \frac{(20,33 - 9,49)(3,6 - 1,45)}{3,6}$$

$$p_1'' = 15,96(T/m^2)$$



Hình 7.3 : Tính toán chọc thủng móng cột B

$$P_o'' = \frac{p_1'' + p_{\max}''}{2} = \frac{15,96 + 20,33}{2} = 18,15(T/m^2)$$



Hình 7.4 : Cột thép móng cột giữa