

## Chương 4

### Tính toán dầm

#### 4.1. Vật liệu sử dụng

- Bê tông mác B20:  $R_b = 115 \text{ kg/cm}^2$ .

$$R_{bt} = 9 \text{ kg/cm}^2.$$

- Cốt dọc nhóm AII:  $R_{sw} = 2250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $R_{sc} = 2800 \text{ kg/cm}^2$ .

- Cốt đai nhóm AI:  $R_{sw} = 1750 \text{ kg/cm}^2$ ;  $R_{sc} = 2250 \text{ kg/cm}^2$ .

tra bảng có  $\alpha_R = 0,428$ ,  $\xi_R = 0,62$ .

- Chiều dày lớp bảo vệ  $a = 5 \text{ cm}$ .

Nội lực tính toán được chọn trong bảng tổ hợp nội lực, ở đây ta chọn các nội lực có mô men dương và mô men âm lớn nhất để tính thép dầm.

#### 4.2. Cơ sở tính toán

##### 4.2.1. Tính toán với tiết diện chịu mô men dương

Do bản sàn đổ liền khối với dầm nên nó sẽ cùng tham gia chịu lực với sườn khi nằm trong vùng nén. Vì vậy khi tính toán với mô men dương ta phải tính theo tiết diện chữ T.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán :  $b_f = b + 2.S_c$

Trong đó  $S_c$  không lớn hơn  $1/6$  nhịp dầm và không được lớn hơn các giá trị sau:

+ Khi có dầm ngang hoặc khi bề dày của cánh  $h_f' \geq 0,1.h$  thì  $S_c$  không được vượt quá khoảng cách thông thủy giữa hai dầm khung.

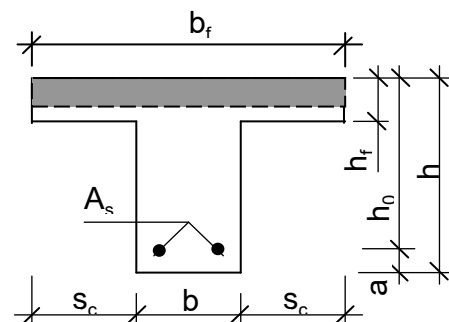
+ Khi không có dầm ngang hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa hai dầm dọc và khi  $h_f' < 0,1h$  thì  $S_c \leq 6 h_f'$

+ Khi cánh có dạng công xôn (dầm độc lập)

$$S_c \leq 6 h_f' \text{ khi } h_f' \geq 0,1.h$$

$$S_c \geq 3 h_f' \text{ khi } 0,05h \leq h_f' < 0,1.h$$

Để đơn giản lấy  $S_c \leq 50 \text{ cm}$ .



Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f)$$

+ Nếu  $M \leq M_f$  trục trung hoà qua cánh, lúc này tính toán như đối với tiết diện chữ nhật kích thước  $b_c \times h$ .

+ Nếu  $M > M_f$  trục trung hoà qua sườn, cần tính cốt thép theo trường hợp vùng nén chữ T.

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b_f - b) h_f (h_o - 0,5 h_f)}{R_b b h_o^2}$$

#### 4.2.2. Tính toán với tiết diện chịu mô men âm

Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông Mác B25 có  $\alpha_R = 0,413$

Vì cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua, tính toán với tiết diện  $b \times h$

Tính giá trị:  $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$ ,  $h_o = h - a$

- Nếu  $\alpha_m \leq \alpha_R$  thì tra hệ số  $\zeta$  theo phụ lục hoặc tính toán :

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha})$$

Diện tích cốt thép cần thiết:  $A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o}$

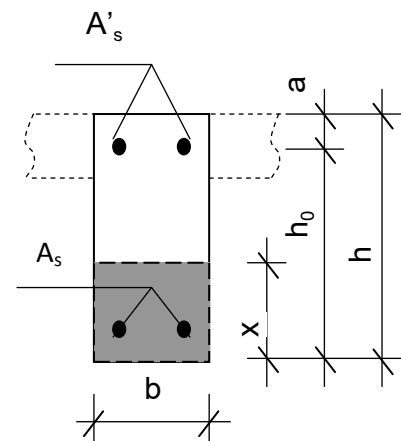
Kiểm tra hàm lượng cốt thép :  $\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_o} \times 100 (\%)$

$$\mu_{\min} = 0,15\% < \mu\% < \mu_{\max} = \zeta_R \alpha_R \cdot R_b / R_s = 0,65 \cdot 110 / 2800 = 2,55\%$$

Nếu  $\mu < \mu_{\min}$  thì giảm kích thước tiết diện rồi tính lại.

Nếu  $\mu > \mu_{\max}$  thì tăng kích thước tiết diện rồi tính lại.

Nếu  $\alpha_m > \alpha_R$  thì nên tăng kích thước tiết diện để tính lại. Nếu không tăng kích thước tiết diện thì phải đặt cốt thép chịu nén  $A'_s$  và tính toán theo tiết diện đặt cốt kép.



#### 4.3. Nội lực tính toán

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra các cặp nội sau:

**Bảng 4-1. Nội lực dầm tầng 1**

	Dầm B8			Dầm B9		
Mặt cắt	I - I	II - II	III - III	I - I	II - II	III - III
Mx (Tm)	- 19,8	17,17	- 21,3	- 17,8	12,4	- 17,21
Qy (T)	18,2	3,2	15,9	9,71	7,64	9.52

	Dầm B10			Dầm B77	Dầm B85
Mặt cắt	I - I	II - II	III - III	I-I	I-I
Mx (Tm)	- 17,9	8,85	- 17,32	-2,05	-1,6
Qy (T)	14,7	5	12,7	3,8	3,36

**\*\*\*\* Nội lực dầm B9 , B10 nhỏ hơn không nhiều so với dầm B8**

**Nên ta bố trí thép dầm B9 , B10 giống dầm B8**

#### **4.4. Tính thép cho dầm B8**

Kích thước của dầm  $b \times h \times l = 240 \times 600 \times 6000$ .

##### **4.4.1. Với mô men dương: tại mặt cắt II-II**

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại giữa dầm,

$$M_{\max} = 17,17 \text{ T.m}$$

$$Q_{\text{tr}} = 3,2 \text{ T}$$

- Bê tông nằm trong vùng nén, xét đến khả năng làm việc đồng thời giữa sàn và dầm nên dầm được tính như tiết diện chữ T.

- Để xác định vị trí của trục trung hoà ta tính  $M_C$ :

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f)$$

$h_f$ : chiều cao của cánh  $h_f = h_b = 10 \text{ cm}$ .

$b_f$ : bề rộng của cánh

$$b_f = b + 2S_c$$

$S_c$ : độ vươn sải của cánh,  $S_c = 50$  cm.

$h_o$ : chiều cao làm việc của tiết diện  $h_o = h - a$

$h$ : chiều cao của tiết diện  $h = 60$  cm

$a$ : khoảng cách từ mép chịu kéo của tiết diện đến trọng tâm của cốt thép  $a = 5$  cm  
 $\rightarrow h_o = 55$  cm.

$$\rightarrow b_f = 22 + 2 \times 50 = 122 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_f = 115 \times 122 \times 10 \times (55 - 0,5 \times 10) = 7155300 \text{ kGcm} = 71,6 \text{ Tm}$$

$M_f > M = 17,17 \text{ Tm}$  nên trục trung hoà qua cánh.

- Tính diện tích thép yêu cầu:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b_f h_o^2} = \frac{17,17 \times 10^5}{115 \times 122 \times 55^2} = 0,039 < \alpha_R = 0,428$$

$$\zeta = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,039} = 0,98$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = \frac{17,17 \times 10^5}{2800 \times 0,98 \times 55} = 11,5 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} \times 100 = \frac{11,2}{22 \times 55} \times 100 = 0,91\%$$

- Chọn thép và bố trí: chọn 3Ø25 có  $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra chiều dày lớp bảo vệ  $a = 3 + 0,5 \cdot 2,5 = 4,25 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$  (giá trị đã giả thiết)

#### 4.4.2. Với mô men âm: tại mặt cắt III-III

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại gối tựa

$$M_{\max} = - 21,3 \text{ Tm}$$

$$Q_{tr} = 15,9 \text{ T}$$

- Cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua sự làm việc của bê tông, đảm được tính toán là tiết diện chữ nhật có kích thước 22cm x 60 cm

- Tính diện tích thép yêu cầu:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{21,3 \times 10^5}{115 \times 22 \times 55^2} = 0,278 < \alpha_R = 0,428$$

$$\zeta = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,278} = 0,833$$

$$A_s = \frac{M}{R_b \zeta h_o} = \frac{21,3 \times 10^5}{2800 \times 0,833 \times 55} = 16,6 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100 = \frac{16,6}{22 \times 55} \times 100 = 1,37\%$$

Chọn thép và bố trí: chọn 3 Ø22+ 2 Ø22 có  $A_s = 19 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra chiều dày lớp bảo vệ  $a = 3 + 0,5 \cdot 2,2 = 4,1 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$  (giá trị đã giả thiết)

Vậy khả năng chịu lực của tiết diện được đảm bảo.

#### 4.4.3. Tính cốt thép chịu mô men âm ở mặt cắt I-I

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại gối tựa

$$M = -19,8 \text{ T.m}$$

$$Q_{tr} = 18,2 \text{ T}$$

Mô men tại tiết diện I – I xấp xỉ bằng mô men tại tiết diện III – III, do đó ta bố trí thép tại tiết diện I – I giống với thép tại tiết diện III – III.

#### 4.4.4. Tính toán cốt đai

- Giá trị lực cắt lớn nhất  $Q_{max} = 18,2 \text{ T}$

- Kiểm tra điều kiện chịu ứng suất nén chính:

$$Q_{max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$$

với:  $\varphi_{\omega 1} = 1$ , thiên về an toàn.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01.11,5 = 0,885$$

$$\rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,885 \cdot 115 \cdot 22 \cdot 55 = 36944 (Kg) = 36,944 (T)$$

$$Q_{\max} = 18,2 (T) < 36,944 (T) \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$Q_{bo} = 0,5 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

+ bê tông nặng  $\varphi_{b4} = 1,5$

+ dầm không có lực nén nên  $\varphi_n = 0$

$$Q_{bo} = 0,5 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

$$= 0,5 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 9 \cdot 22 \cdot 55 = 8167 (Kg) = 8,167 (T)$$

$Q_{bo} = 8,167 T < Q_{\max} = 18,2 T \rightarrow$  Vậy bê tông không đủ khả năng chịu lực cắt dưới tác dụng của ứng suất nghiêng. Ta cần phải tính toán cốt đai.

+ Lực cắt mà cốt đai phải chịu:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{8 R_{bt} b h_o^2} = \frac{(18,2 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 9 \cdot 22 \cdot 55^2} = 69,13 (Kg / cm)$$

+ Chọn đai  $\phi 6$  thép AI,  $f_d = 0,283 \text{ cm}^2$ , số nhánh  $n=2$ .

+ Khoảng cách cốt đai được xác định theo  $u = \min(u_{\max}, u_{tt}, u_{ct})$ .

\_ Khoảng cách tính toán cốt đai theo khả năng chịu lực cắt của bê tông và cốt đai:

$$\text{Ta có : } u_{tt} = \frac{8 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot R_{sc} \cdot n \cdot f_d}{Q^2} = \frac{8 \cdot 9 \cdot 22 \cdot 55^2 \cdot 2250 \cdot 2 \cdot 0,283}{(18,2 \cdot 10^3)^2} = 18,42 (cm)$$

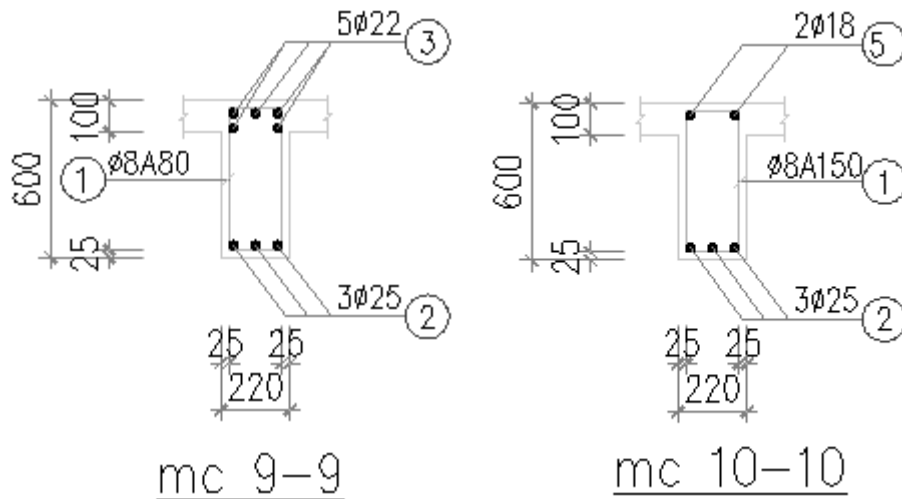
\_ Khoảng cách giữa các cốt đai đặt theo cấu tạo:

$$u_{ct} = \min\left(\frac{h}{3} = \frac{550}{3} = 183,33 \text{ v} \mu 300\right) = 183 \text{ mm.}$$

\_ Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai đảm bảo cho sự phá hoại trên tiết diện nghiêng không xảy ra:

$$u_{\max} = \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 9 \cdot 22 \cdot 55^2}{18,2 \cdot 10^3} = 49,37 (cm)$$

Vậy chọn đai  $\phi 6a100$  ở 2 đầu dầm và  $\phi 6a150$  ở giữa dầm.



**Hình 4-1. Mặt cắt thép dầm B8**

\*\*\*\* Dầm công xôn có chiều dài 79cm là khá nhỏ nên ta bố trí thép chịu mô men âm giống thép tại mặt cắt I-I và mặt cắt III-III của dầm B8

\*\*\*\* Cốt thép dọc cấu tạo, chọn 2Ø14 đặt phía dưới

#### 4.3a Nội lực tính toán

Từ bảng tổ hợp nội lực chọn ra các cặp nội sau:

**Bảng 4-1. Nội lực dầm tầng 5. dầm mái**

	Dầm B8			Dầm B9		
Mặt cắt	I - I	II - II	III - III	I - I	II - II	III - III
Mx (Tm)	- 8,67	14,27	- 9,3	- 13,63	15,32	- 14,43
Qy (T)	12,2	4,92	6,32	9,12	6,5	9,34



	Dầm B10			Dầm B109	Dầm B85
Mặt cắt	I - I	II - II	III - III	I-I	I-I
Mx (Tm)	- 9,9	13,72	- 9	-1,87	-1,79
Qy (T)	8,32	6,23	8,44	2,6	2,47

\*\*\*\* Nội lực dầm B8 , B10 nhỏ hơn không nhiều so với dầm B9

Nên ta bố trí thép dầm B8 , B10 giống dầm B9

#### 4.4. Tính thép cho dầm B9

Kích thước của dầm  $b \times h \times l = 220 \times 600 \times 7200$ .

##### 4.4.1. Với mô men dương: tại mặt cắt II-II

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại giữa dầm,

$$M_{\max} = 15,32 \text{ T.m}$$

$$Q_{\text{tr}} = 6,5 \text{ T}$$

- Bê tông nằm trong vùng nén, xét đến khả năng làm việc đồng thời giữa sàn và dầm nên dầm được tính như tiết diện chữ T.

- Để xác định vị trí của trục trung hoà ta tính  $M_C$ :

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f)$$

$h_f$ : chiều cao của cánh  $h_f = h_b = 10 \text{ cm}$ .

$b_f$ : bề rộng của cánh

$$b_f = b + 2S_c$$

$S_c$ : độ vươn sải của cánh,  $S_c = 50 \text{ cm}$ .

$h_o$ : chiều cao làm việc của tiết diện  $h_o = h - a$

$h$ : chiều cao của tiết diện  $h = 60 \text{ cm}$

a: khoảng cách từ mép chịu kéo của tiết diện đến trọng tâm của cốt thép  $a = 5 \text{ cm}$   
 $\rightarrow h_o = 55 \text{ cm}$ .

$$\rightarrow b_f = 22 + 2 \times 50 = 122 \text{ cm}$$

$$\rightarrow M_f = 115 \times 122 \times 10 \times (55 - 0,5 \times 10) = 7155300 \text{ kGcm} = 71,6 \text{ Tm}$$

$M_f > M = 15,32 \text{ Tm}$ , nên trục trung hoà qua cánh.

- Tính diện tích thép yêu cầu:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b_f h_o^2} = \frac{15,32 \times 10^5}{115 \times 122 \times 55^2} = 0,036 < \alpha_R = 0,428$$

$$\zeta = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,036} = 0,98$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = \frac{15,32 \times 10^5}{2800 \times 0,98 \times 55} = 10,15 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} \times 100 = \frac{10,15}{22 \times 55} \times 100 = 0,84\%$$

- Chọn thép và bố trí: chọn 3Ø22 có  $A_s = 11,4 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra chiều dày lớp bảo vệ  $a = 3 + 0,5 \cdot 2,2 = 4,1 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$  (giá trị đã giả thiết)

#### 4.4.2. Với mô men âm: tại mặt cắt III-III

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại gối tựa

$$M_{\max} = - 14,43 \text{ Tm}$$

$$Q_{\text{tr}} = 9,34 \text{ T}$$

- Cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua sự làm việc của bê tông, dầm được tính toán là tiết diện chữ nhật có kích thước  $22 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$

- Tính diện tích thép yêu cầu:

$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{14,43 \times 10^5}{115 \times 22 \times 55^2} = 0,189 < \alpha_R = 0,428$$

$$\zeta = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,5 \times 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,189} = 0,894$$

$$A_s = \frac{M}{R_b \zeta h_o} = \frac{14,43 \times 10^5}{2800 \times 0,894 \times 55} = 10,48 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_o} \times 100 = \frac{10,48}{22 \times 55} \times 100 = 0,866\%$$

Chọn thép và bố trí: chọn 3Ø22 có  $A_s = 11,4 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra chiều dày lớp bảo vệ  $a = 3 + 0,5 \cdot 2,2 = 4,1 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$  (giá trị đã giả thiết)

Vậy khả năng chịu lực của tiết diện được đảm bảo.

#### 4.4.3. Tính cốt thép chịu mô men âm ở mặt cắt I-I

- Giá trị nội lực tính toán là giá trị tính toán lớn nhất đạt tại gối tựa

$$M = -13,63 \text{ T.m}$$

$$Q_{\text{tr}} = 9,12 \text{ T}$$

Mô men tại tiết diện I – I xấp xỉ bằng mô men tại tiết diện III – III, do đó ta bố trí thép tại tiết diện I – I giống với thép tại tiết diện III – III.

#### 4.4.4. Tính toán cốt đai

- Giá trị lực cắt lớn nhất  $Q_{\text{max}} = 9,71 \text{ T}$

- Kiểm tra điều kiện chịu ứng suất nén chính:

$$Q_{\text{max}} \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$$

với:  $\varphi_{\omega 1} = 1$ , thiên về an toàn.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885$$

$$\rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,885 \cdot 115 \cdot 22 \cdot 55 = 36944 (\text{Kg}) = 36,944 (\text{T})$$

$$Q_{\text{max}} = 9,71 (\text{T}) < 36,944 (\text{T}) \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$Q_{bo} = 0,5 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

+ bê tông nặng  $\varphi_{b4} = 1,5$

+ dầm không có lực nén nên  $\varphi_n = 0$

$$Q_{bo} = 0,5 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

$$= 0,5 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 9,22 \cdot 55 = 8167 (Kg) = 8,167 (T)$$

$Q_{bo} = 8,167 T < Q_{max} = 9,71 T \rightarrow$  Vậy bê tông không đủ khả năng chịu lực cắt dưới tác dụng của ứng suất nghiêng. Ta cần phải tính toán cốt đai.

+ Lực cắt mà cốt đai phải chịu:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2}{8 R_{bt} b h_o^2} = \frac{(9,71 \cdot 10^3)^2}{8 \cdot 9,22 \cdot 55^2} = 19,68 (Kg / cm)$$

+ Chọn đai  $\phi 8$  thép AI,  $f_d = 0,503 \text{ cm}^2$ , số nhánh  $n=2$ .

+ Khoảng cách cốt đai được xác định theo  $u = \min(u_{max}, u_{tt}, u_{ct})$ .

\_ Khoảng cách tính toán cốt đai theo khả năng chịu lực cắt của bê tông và cốt đai:

$$\text{Ta có : } u_{tt} = \frac{8 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot R_{sc} \cdot n \cdot f_d}{Q^2} = \frac{8 \cdot 9,22 \cdot 55^2 \cdot 2250 \cdot 2 \cdot 0,503}{(9,71 \cdot 10^3)^2} = 115 (cm)$$

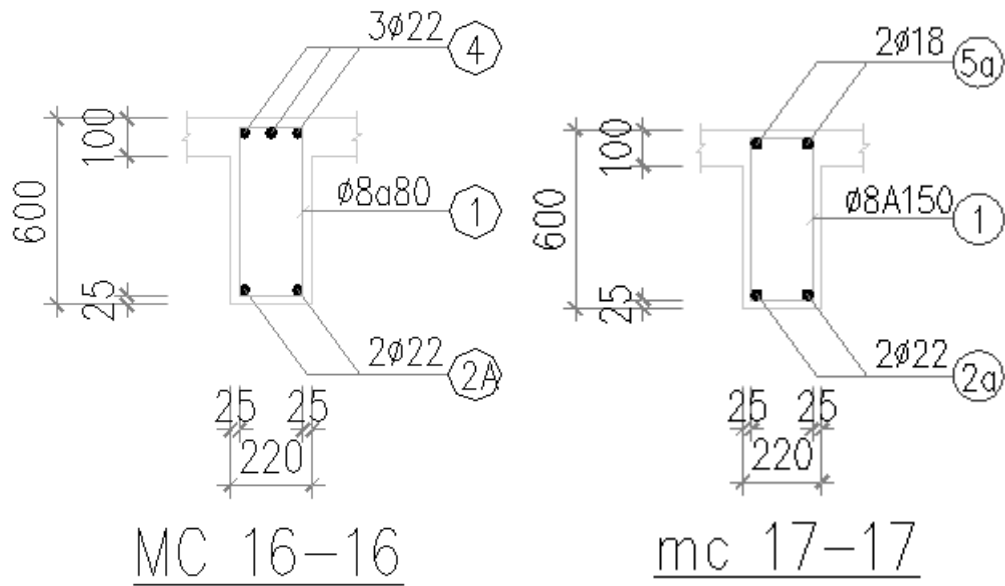
\_ Khoảng cách giữa các cốt đai đặt theo cấu tạo:

$$u_{ct} = \min\left(\frac{h}{3} = \frac{550}{3} = 183,33 \text{ v} \mu 300\right) = 183 \text{ mm.}$$

\_ Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai đảm bảo cho sự phá hoại trên tiết diện nghiêng không xảy ra:

$$u_{max} = \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 9,22 \cdot 55^2}{9,71 \cdot 10^3} = 92,53 (cm)$$

Vậy chọn đai  $\phi 8a80$  ở 2 đầu dầm và  $\phi 8a150$  ở giữa dầm.



**Hình 4-1. Mặt cắt thép dầm B9 dầm mái**

\*\*\*\* Dầm công xôn có chiều dài 79cm là khá nhỏ nên ta bố trí thép chịu mô men âm giống thép tại mặt cắt I-I và mặt cắt III-III của dầm B9

\*\*\*\* Cốt thép dọc cấu tạo, chọn 2 $\phi$ 14 đặt phía dưới

## Chương 5

# TÍNH TOÁN CỘT

### 5.1 Nguyên lý tính cốt thép cột

Công trình có chiều cao là 5 tầng ta sẽ tính toán đặt thép thay đổi thành 2 đợt

( từ tầng 1 đến tầng 2, từ tầng 3 đến tầng 5). Trong mỗi đợt thay đổi thép của các tầng ta sẽ tính với cột dưới cùng của các đợt đó sau đó đặt cho các tầng trên nó theo.

Trong nhà nhiều tầng có mặt bằng đối xứng, cột làm việc theo cả hai phương với mỗi phương đều chịu nén lệch tâm, tạo ra sự làm việc lệch tâm xiên cho cột. Vì vậy, cột phải được tính toán theo sơ đồ nén lệch tâm xiên.

Có nhiều phương pháp khác nhau để tính toán cốt thép cột chịu nén lệch tâm xiên. Nói chung, các phương pháp đều phải tính toán đúng dần cho đến khi đạt kết quả hợp lý. Ở đây, cột sẽ được tính toán theo lý thuyết nén lệch tâm xiên dựa theo tiêu chuẩn của Anh BS 8110 - 1985 do Giáo sư **Nguyễn Đình Công** soạn và cải tiến theo tiêu chuẩn TCVN 356- 2005

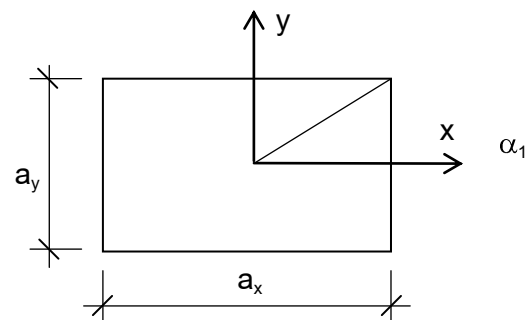
### 5.2. Lý thuyết tính toán

#### 5.2.1. Số liệu

Tiết diện chữ nhật có các cạnh  $a_x, a_y$   
( $a_x > a_y$ )

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{a_y}{a_x} \leq 1$$

Với  $\alpha$ : Góc hợp bởi đường chéo và trục x



Cốt thép được đặt đều theo chu vi và đối xứng qua hai trục.

Gọi:  $A_s$  : Tổng diện tích của toàn bộ cốt thép dọc.

$F_b$  : Diện tích tiết diện,  $F_b = a_x \cdot a_y$

$l_o$  : Chiều dài tính toán của cột, với cột hai đầu ngàm  $l_o = 0,7H$

$H$  : Chiều cao tầng nhà.

$N$  : Tổng lực dọc tính toán trong cột.

$R_n, R_n$ : Cường độ của cốt thép và bê tông (cường độ của cốt thép được lấy với giá trị giới hạn chảy; cường độ của bê tông được lấy với giá trị cường độ ép lăng trụ trung bình).

Tỷ lệ phần trăm cốt thép trong cột:

$$\mu\% = \frac{A_s}{F_b} \cdot 100 (\%); \mu_{\min} = 1\% < \mu\% < \mu_{\max} = 6\%$$

### 5.2.2. Nội lực tính toán

Lấy từ bảng tổ hợp với các cặp nội lực nguy hiểm sau:

Cặp 1:  $M_{X_{\max}}; N_t; M_{Yt}$

Cặp 2:  $M_{X_{\min}}; N_t; M_{Yt}$

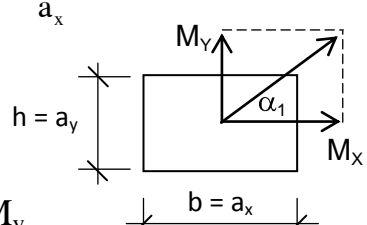
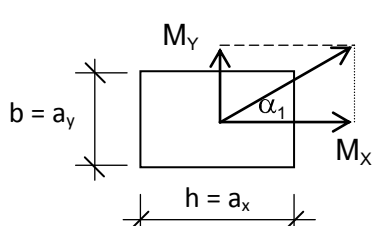
Cặp 3:  $M_{Y_{\max}}; N_t; M_{Xt}$

Cặp 4:  $M_{Y_{\min}}; N_t; M_{Xt}$

Cặp 5:  $N_{\max}; M_{Xt}; M_{Yt}$

Các giá trị  $M_X; M_Y$  gọi tương ứng theo các cạnh  $a_X; a_Y$ . Thường lấy 3 cặp nội lực nguy hiểm nhất để tính (hình 5.7).

Để thuận tiện cho việc sử dụng công thức tính toán, tùy thuộc vào sự tương quan giữa  $\alpha$  với  $\alpha_1$  (với  $\operatorname{tg}\alpha = \frac{M_y}{M_x}$ ) ta đặt  $h, b, M_1, M_2$  theo các trường hợp sau:

$\operatorname{tg}\alpha > \operatorname{tg}\alpha_1$	$\operatorname{tg}\alpha < \operatorname{tg}\alpha_1$
<p>Hay <math>\frac{M_y}{a_y} &gt; \frac{M_x}{a_x}</math>, chọn <math>b, h</math> như hình vẽ</p>  <p>Đặt:</p> <p><math>M_1 = M_y</math></p> <p><math>M_2 = M_x</math></p>	<p>Hay <math>\frac{M_y}{a_y} \leq \frac{M_x}{a_x}</math>, chọn <math>b, h</math> như hình vẽ</p>  <p>Đặt:</p> <p><math>M_1 = M_x</math></p> <p><math>M_2 = M_y</math></p>

Chiều cao làm việc của tiết diện:

$d_1 = h - a; d_2 = b - a$  với  $a$  là chiều dày lớp bảo vệ (tính từ tâm cốt thép).

Bê tông B20 có  $R_b = 115 \text{ kG/cm}^2; R_{bt} = 9 \text{ kG/cm}^2$

Thép AII có  $R_s = 2800 \text{ kG/cm}^2; R_{sc} = 2800 \text{ kG/cm}^2$

Tra bảng ta có  $\xi_R = 0,62$  và  $\alpha_R = 0,428$

### 5.2.3. Tính toán và bố trí cốt thép

Tiến hành tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng :

$$X_1 = \frac{N}{R_b b} \quad (5-1)$$

Hệ số chuyển đổi  $m_o$

Khi  $X_1 \leq h_0$  thì  $m_o = 1 - \frac{0,6X_1}{h_o}$

Khi  $X_1 > h_0$  thì  $m_o = 0,4$

Tính mô men tương đương ( Đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng )

$$M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b} \quad (5-2)$$

Tính toán độ mảnh theo hai phương :

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} : \lambda_y \text{ và } \lambda = \max \lambda_x; \lambda_y \quad (5-3)$$

Độ lệch tâm  $e_1 = \frac{M}{N}$  với kết cấu tĩnh định ta có  $e_o = e_1 + e_a$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_{ax} = e_{ay} = 2\text{cm}$

$$\Rightarrow e = e_o + \frac{h}{2} - a$$

Dựa vào độ lệch tâm  $e_o$  và giá trị  $X_1$  để phân biệt các trường hợp tính toán.

### 5.2.3.1. Trường hợp 1

Nén lệch tâm rất bé khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} \leq 0,3$  tính toán gần như nén đúng tâm

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm :  $\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$  ( 5-4)

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm :  $\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$

Khi  $\lambda \leq 14$  lấy  $\varphi = 1$  ; khi  $14 < \lambda < 104$  lấy  $\varphi$  theo công thức sau :

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc  $A_{st}$  tính theo công thức :

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e N}{R_b} - b h}{R_{sc} - R_b} \quad ( 5-5)$$

### 5.2.3.2. Trường hợp 2

Khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0,3$  đồng thời  $x_1 > \xi_R h_o$  thì tính toán theo trường hợp nén lệch tâm bé.

Xác định được chiều cao vùng nén x theo công thức gần đúng :



$$x = \left( \xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h_o ; \quad \varepsilon_o = \frac{e_o}{h} \quad (5-6)$$

Diện tích toàn bộ cốt thép được tính theo công thức :

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x \left( h_o - \frac{x}{2} \right)}{k R_{sc} Z} \quad \text{hệ số k lấy bằng 0,4} \quad (5-7)$$

### 5.2.3.3. Trường hợp 3

Khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0,3$  đồng thời  $x_1 \leq \xi_R h_o$  thì tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn. Tính  $A_{st}$  theo công thức sau đây với hệ số  $k = 0,4$  :

$$A_{st} = \frac{Ne - e + 0,5x_1 - h_o}{k R_s Z} \quad (5-8)$$

Cốt thép được đặt đều theo chu vi (mật độ cốt thép trên cạnh b có thể lớn)

### 5.3. Tính toán cốt thép cột C73,C74(cột C3 trong bản vẽ).

**Nội lực ko chênh nhau nhiều.nên ta tính cho cột có nội lực lớn.C73**

**Công trình 5 tầng,nên ta tính toán đặt tháp thay đổi thành 2 đợt**

**Cột tầng 1-2,và cột tầng 3-5**

Nhận xét: Trong nhà cao tầng thường lực dọc trong cột rất lớn so với mômen, do đó ta ưu tiên cặp nội lực tính toán có N lớn.

Cặp 1:  $N^{\max}$ ,  $M_x^{\text{tr}}$ ,  $M_y^{\text{tr}}$  \_ cặp có lực dọc lớn nhất ( thường gây nguy hiểm cho vùng nén)

Cặp 2:  $M_x^{\max}$ ,  $M_y^{\text{tr}}$ ,  $N^{\text{tr}}$  \_ cặp có độ lệch tâm lớn nhất ( thường gây nguy hiểm cho vùng kéo)

Cặp 3:  $M_y^{\max}$ ,  $M_x^{\text{tr}}$ ,  $N^{\text{tr}}$  \_ cặp có giá trị tuyệt đối momen lớn nhất ( thường gây nguy hiểm cho cả vùng nén và kéo)

Từ bảng tổ hợp ta chọn 3 cặp sau để tính:

**Bảng 5-1 Các cặp nội lực tính toán**

Cặp 1	Cặp 2	Cặp 3
N = 150,6T	N = 154,17T	N = 197T
Mx = 11,46Tm	Mx = 0,99Tm	Mx= 0,77Tm
My = 0,2Tm	My = 10,27Tm	My = 9,22Tm

**Tính thép cho từng cặp sau đó lấy cốt thép theo cặp lớn nhất.**

**Vì lực dọc lớn hơn rất nhiều so với mômen, nên ta chọn cặp có lực dọc lớn nhất để tính. chọn thép theo cặp này.**

Diện tích tiết diện cột  $a_x \times a_y = 40 \times 40$  cm

Chiều dài hình học  $l = 435$  cm

Chiều dài tính toán  $l_0 = 435 \times 0,7 = 304,5$  cm

Giả thiết lớp bê tông bảo vệ là:  $a = a' = 5$  cm

Ta có  $F_c = 40 \times 40 = 1600$  cm<sup>2</sup>

$d_1 = a_x - a = 40 - 5 = 35$  cm ;  $d_2 = 40 - 5 = 35$  cm;  $Z = h - 2a = 40 - 2 \times 5 = 30$  cm

### 5.3.1. Tính với cặp nội lực 3 ( lớn nhất )

$N = 197$  T;  $M_x = 0,77$  Tm;  $M_y = 9,22$  Tm

Xác định trường hợp tính toán:

Ta có  $\frac{M_y}{a_y} = \frac{9,22}{40} > \frac{M_x}{a_x} = \frac{0,77}{40}$  .  $\rightarrow$  Tính theo phương Y  $\rightarrow$  Chọn b, h như

hình vẽ

Đặt:  $M_1 = M_y$

$M_2 = M_x$

$$X_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{197 \cdot 10^3}{115 \cdot 40} = 42,83 \text{ cm}$$

$X_1 = 42,83 > h_0 = 35$  cm thì  $m_0 = 0,4$

Tính mô men tương đương ( Đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng )

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b}$$

Với  $M_1 = M_y = 9,22$  Tm

$M_2 = M_x = 0,77$  Tm

$$M = 9,22 + 0,4 \cdot 0,77 \frac{40}{40} = 9,528 \text{ Tm}$$

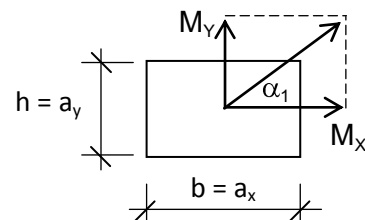
Tính toán độ mảnh theo hai phương :

$$\lambda = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{304,5}{0,288 \cdot 40} = 26,43 > 14 \Rightarrow \text{lấy } \varphi \text{ theo công thức sau :}$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \lambda^2 - 0,0016 \lambda$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \cdot 26,43^2 - 0,0016 \cdot 26,43 = 1,05$$

Độ lệch tâm  $e_1 = \frac{M}{N}$ , Với kết cấu siêu tĩnh  $e_0 = \max (e_1, e_a)$



$$e_1 = \frac{9,22}{197} = 0,047m = 4,7 \text{ cm}$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = \max (l/600; h/30) = \max (7,25\text{mm}; 13,3\text{mm}) = 1,33\text{cm}$

$$\Rightarrow e_o = \max (e_1, e_a) = \max (4,7; 1,33)\text{cm} = 4,7\text{cm}$$

Có nén lệch tâm rất bé khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} = \frac{4,7}{35} = 0,134 < 0,3$  tính toán gần như nén

đúng tâm (trường hợp 1 )

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm  $\gamma_e$ :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon).(2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0,5 - 0,134).(2 + 0,134)} = 1,28$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm :

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$$

$$\Rightarrow \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} = 1,05 + \frac{(1 - 1,05).0,134}{0,3} = 1,028$$

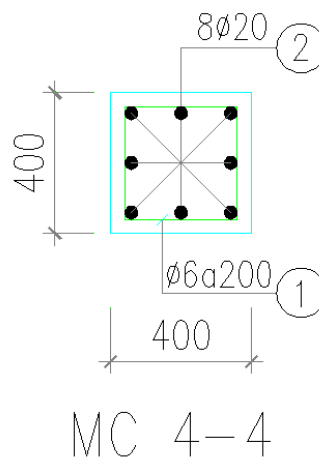
Diện tích toàn bộ cốt thép dọc  $A_{st}$  tính theo công thức :

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e \cdot N}{\varphi_e} - R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1,28.197000}{1,028} - 115.40.40}{2800 - 115} = 22,8 \text{ cm}^2$$

Chọn 8 $\phi$ 20 có  $A_s = 25,14 \text{ cm}^2$

$\mu = 25,14/1600 = 1,57\% > 1\%$  ( thỏa mãn )

bố trí thép như hình vẽ



### 5.3.2 Tính thép cột C73 cho tầng 3-5 với các cặp nội lực của cột tầng 3 :

**Bảng 5-1 Các cặp nội lực tính toán**

Cặp 1	Cặp 2	Cặp 3
N = 91,65T	N = 92,38T	N = 118,7T
M <sub>x</sub> = 7,073Tm	M <sub>x</sub> = 2,454Tm	M <sub>x</sub> = 1,46Tm
M <sub>y</sub> = 0,87Tm	M <sub>y</sub> = 4,583Tm	M <sub>y</sub> = 0,572Tm

*Vì lực dọc lớn hơn rất nhiều so với mômen, nên ta chọn cặp có lực dọc lớn nhất để tính. chọn thép theo cặp này.*

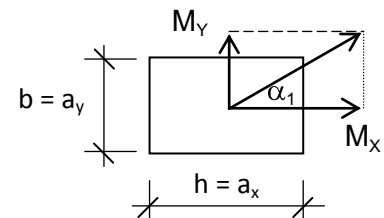
**\*\*\*\*\* Ta tính với cặp 3 có lực nén lớn nhất.**

N = 118,7 T; M<sub>x</sub> = 1,46 Tm; M<sub>y</sub> = 0,572 Tm

Xác định trường hợp tính toán:

Ta có  $\frac{M_y}{a_y} = \frac{0,572}{40} < \frac{M_x}{a_x} = \frac{1,46}{40} \rightarrow$  Tính theo phương X  $\rightarrow$  Chọn b, h như hình

vẽ



Đặt: M<sub>1</sub> = M<sub>x</sub>

M<sub>2</sub> = M<sub>y</sub>

$$X_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{118,7 \cdot 10^3}{115 \cdot 40} = 25,8 \text{ cm}$$

$$X_1 = 25,8 < h_0 = 35 \text{ cm thì } m_o = 1 - \frac{0,6X_1}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \cdot 25,8}{35} = 0,558$$

Tính mô men tương đương ( Đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng )

$$M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b}$$

Với M<sub>1</sub> = M<sub>x</sub> = 1,46 Tm

M<sub>2</sub> = M<sub>y</sub> = 0,572 Tm

$$M = 1,46 + 0,558 \cdot 0,572 \frac{40}{40} = 1,77 \text{ Tm}$$

Tính toán độ mảnh theo hai phương :

$$\lambda = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{304,5}{0,288 \cdot 40} = 26,43 > 14 \Rightarrow \text{lấy } \varphi \text{ theo công thức sau :}$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \lambda^2 - 0,0016 \lambda$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \cdot 26,43^2 - 0,0016 \cdot 26,43 = 1,05$$

Độ lệch tâm  $e_1 = \frac{M}{N}$ , Với kết cấu siêu tĩnh  $e_o = \max(e_1, e_a)$

$$e_1 = \frac{1,77}{118,7} = 0,015m = 1,5 \text{ cm}$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = \max(1/600; h/30) = \max(6\text{mm}; 13,3\text{mm}) = 1,33\text{cm}$

$$\Rightarrow e_o = \max(e_1, e_a) = \max(1,5; 1,33)\text{cm} = 1,5\text{cm}$$

Có nén lệch tâm rất bé khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} = \frac{1,5}{35} = 0,043 < 0,3$  tính toán gần như nén

đúng tâm (trường hợp 1)

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm  $\gamma_e$ :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon) \cdot (2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0,5 - 0,043) \cdot (2 + 0,043)} = 1,07$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm :

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$$

Lấy  $\varphi = 1,05$

$$\Rightarrow \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} = 1,05 + \frac{(1 - 1,05) \cdot 0,043}{0,3} = 1,043$$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc  $A_{st}$  tính theo công thức :

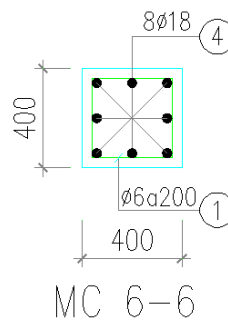
$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e \cdot N}{\varphi_e} - R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1,07 \cdot 118700}{1,043} - 115 \cdot 40 \cdot 40}{2800 - 115} < 0$$

Ta có: cốt thép tính toán có hàm lượng  $\mu\% < 1\%$  thì với nhà cao tầng ta nên chọn theo hàm lượng tối thiểu  $\mu_{\min} \geq 1\%$ . Chọn lại hàm lượng cốt thép cho cột:

Chọn  $8\phi 18$  có  $A_s = 20,36 \text{ cm}^2$

$$\mu = 20,36/1600 = 1,273\%$$

bố trí thép như hình vẽ



\*\*\*\* **Tính toán cốt thép cột C72,C75(cột C2 trong bản vẽ).**

**Nội lực ko chênh nhau nhiều.nên ta tính cho cột có nội lực lớn.C72**

**Công trình 5 tầng,nên ta tính toán đặt tháp thay đổi thành 2 đợt**

**Cột tầng 1-2,và cột tầng 3-5**

**5.4 Tính thép cột C72 cho tầng 1-2 với các cặp nội lực của cột tầng 1 :**

**Bảng 5-1 Các cặp nội lực tính toán**

Cặp 1	Cặp 2	Cặp 3
N = 126,53T	N = 112,77T	N = 146 T
M <sub>x</sub> = 11,28Tm	M <sub>x</sub> = 1,67Tm	M <sub>x</sub> = 10,6Tm
M <sub>y</sub> = 0,14Tm	M <sub>y</sub> = 10 Tm	M <sub>y</sub> = 0,157Tm

**Vì lực dọc lớn hơn rất nhiều so với mômen,nên ta chọn cặp có lực dọc lớn nhất để tính.chọn thép theo cặp này.**

Diện tích tiết diện cột  $a_x \times a_y = 40 \times 40$  cm

Chiều dài hình học  $l = 360$  cm

Chiều dài tính toán  $l_0 = 360 \times 0,7 = 252$  cm

Giả thiết lớp bê tông bảo vệ là:  $a = a' = 5$  cm

Ta có  $F_c = 40 \times 40 = 1600$  cm

**Tính với cặp nội lực 3 ( lớn nhất )**

N = 146 T; M<sub>x</sub> = 10,6Tm; M<sub>y</sub> = 0,157 Tm

Xác định trường hợp tính toán:

Ta có  $\frac{M_y}{a_y} = \frac{0,157}{40} < \frac{M_x}{a_x} = \frac{10,6}{22} \rightarrow$  Tính theo phương X  $\rightarrow$  Chọn b, h như hình vẽ

$d_1 = a_x - a = 22 - 5 = 15$  cm ;  $d_2 = 40 - 5 = 35$  cm

$Z = 22 - 2a = 22 - 2 \times 5 = 12$ cm

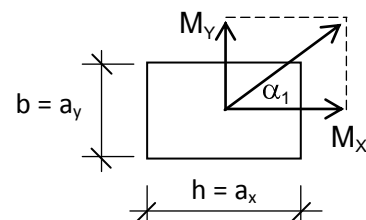
Đặt:  $M_1 = M_x$

$M_2 = M_y$

$$X_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{146 \cdot 10^3}{115 \cdot 40} = 31,74 \text{ cm}$$

$$X_1 = 31,74 \text{ cm} < h_0 = 35 \text{ cm} \text{ thì } m_o = 1 - \frac{0,6X_1}{h_o} = 1 - \frac{0,6 \cdot 31,74}{35} = 0,456$$

Tính mô men tương đương (Đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng)



$$M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b}$$

Với  $M_1 = M_x = 10,6 \text{ Tm}$

$M_2 = M_y = 0,157 \text{ Tm}$

$$M = 10,6 + 0,456 \cdot 0,157 \frac{40}{40} = 10,67 \text{ Tm}$$

Tính toán độ mảnh theo hai phương :

$$\lambda = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{252}{0,288.40} = 21,875 > 14 \Rightarrow \text{lấy } \varphi \text{ theo công thức sau :}$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \lambda^2 - 0,0016 \lambda$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \cdot 21,875^2 - 0,0016 \cdot 21,875 = 1,05$$

Độ lệch tâm  $e_1 = \frac{M}{N}$ , Với kết cấu siêu tĩnh  $e_o = \max (e_1, e_a)$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = \max (l/600; h/30) = \max (6 \text{ mm}; 13,3 \text{ mm}) = 1,33 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{10,67}{146} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_o = \max (e_1, e_a) = \max (7,3; 1,33) \text{ cm} = 7,3 \text{ cm}$$

Có nén lệch tâm rất bé khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} = \frac{7,3}{35} = 0,2 < 0,3$  tính toán gần như nén

đúng tâm (trường hợp 1)

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm  $\gamma_e$ :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon) \cdot (2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0,5 - 0,2) \cdot (2 + 0,2)} = 1,515$$

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm :

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi) \varepsilon}{0,3}$$

Lấy  $\varphi = 1,05$

$$\Rightarrow \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi) \varepsilon}{0,3} = 1,05 + \frac{(1 - 1,05) \cdot 0,2}{0,3} = 1,017$$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc  $A_{st}$  tính theo công thức :

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e \cdot N}{\varphi_e} - R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1,515 \cdot 146000}{1,017} - 115 \cdot 40 \cdot 40}{2800 - 115} = 12,5$$

$$\mu = 12,5 / 1600 = 0,78\% < 1\% \text{ .không thỏa mãn.}$$

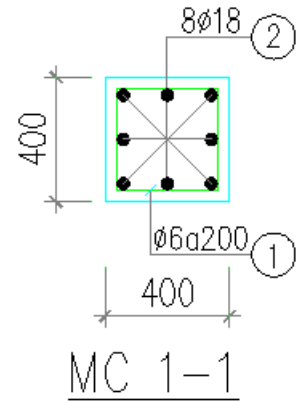
Ta chọn  $8\phi 18$  có  $A_s = 20,36 \text{ cm}^2$

$\mu = 20,36/1600 = 1,27\% > 1\%$  (thỏa mãn)

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e \cdot N}{\varphi_e} - R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc} - R_b} = \frac{\frac{1,515 \cdot 146000}{1,017} - 115 \cdot 40 \cdot 40}{2800 - 115}$$

=12,5

$\mu = 12,5/1600 = 0,78\% < 1\%$  .không thỏa mãn.



Ta chọn  $8\phi 18$  có  $A_s = 20,36 \text{ cm}^2$

$\mu = 20,36/1600 = 1,27\% > 1\%$  (thỏa mãn)

\*\*\*\*\* nội lực tầng 1 là lớn nhất.ta tính được tỉ lệ cốt thép trong cột

$\mu < 1\%$

**Không thỏa mãn.nên các tầng 2-5.có nội lực nhỏ hơn.ta lấy theo cột tầng 1**

### 5.5.Cốt thép đai

Đường kính thép đai  $> \frac{1}{4} \phi_{\max} = \frac{1}{4} \cdot 20 = 5$

⇒ Chọn thép đai  $\phi 6$

$a_d = 200 < 15 \phi_{\min} = 15 \cdot 18 = 270$



## Chương 6

# TÍNH TOÁN NỀN MÓNG

### 6.1. Điều kiện địa chất công trình:

Công trình là nhà nhiều tầng khung BTCT có tường chèn, Theo TCXD 205:1998 độ lún lớn nhất cho phép  $S_{gh}=8\text{cm}$ , độ lún lệch tương đối giới hạn  $\Delta_{gh}=0,001$ .

#### 6.1.1. Địa tầng

Theo kết quả khảo sát thì đất nền gồm các lớp đất khác nhau. Do độ dốc các lớp nhỏ, chiều dày khá đồng đều nên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mọi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình (Hình vẽ).

Địa tầng được phân chia theo thứ tự từ trên xuống dưới như sau:

**Bảng 6-1.Cấu tạo địa tầng và các chỉ tiêu cơ lý**

Lớp	Tên đất	H (m)	$\gamma_{tn}$ (KN/ $\text{m}^3$ )	$\gamma_h$ (KN/ $\text{m}^3$ )	W (%)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	k (m/s)	$N_{30}$	$\varphi$ (°)	$C_{II}$ (KPa)	m ( $\text{MPa}^{-1}$ )	E (MPa)
1	Đất lấp	1,2	15,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Sét pha	3,5	21,5	26	15	24	11,5	$2,3 \cdot 10^{-8}$	20	24	12	0,04	22
3	Sét pha	4,8	18,5	26,8	31,2	36	22	$2,5 \cdot 10^{-8}$	10	16	10	0,12	10
4	Cát pha	9	19,2	26,5	20	24	18	$2,1 \cdot 10^{-7}$	17	18	25	0,09	14
5	Cát bụi	11,4	19	26,5	26	-	-	$3,1 \cdot 10^{-6}$	35	30	-	0,13	10
6	Cát hạt trung	9,4	19,2	26,5	18	-	-	$3,5 \cdot 10^{-4}$	38	35	1	0,04	31

### 6.1.2. Đánh giá điều kiện địa chất

#### Lớp đất 1: lớp đất lấp.

Phân bố mặt trên toàn bộ khu vực khảo sát. Lớp có bề dày 1,2 m; thành phần cấu tạo của lớp này gồm đất trồng trọt, xác hữu cơ lẫn than bùn. Là lớp đất yếu và khá phức tạp, độ nén chặt chưa ổn định. Vì vậy khi thiết kế thi công tầng hầm cần phải vét bỏ đi.

#### Lớp đất 2: sét pha, có chiều dày 3,5m.

Kết quả thí nghiệm SPT :

$N = 20$  búa/30cm

Độ sệt: 
$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{15 - 11,5}{24 - 11,5} = 0,28 \quad (7-1)$$

$0,25 < I_L = 0,28 < 0,5 \rightarrow$  đất ở trạng thái dẻo cứng

Hệ số rỗng: 
$$e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_m} - 1 \quad (7-2)$$
$$= \frac{26.(1+0,01.15)}{21,5} - 1 = 0,3907 < 1$$

Tỷ trọng: 
$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26}{10} = 2,6$$

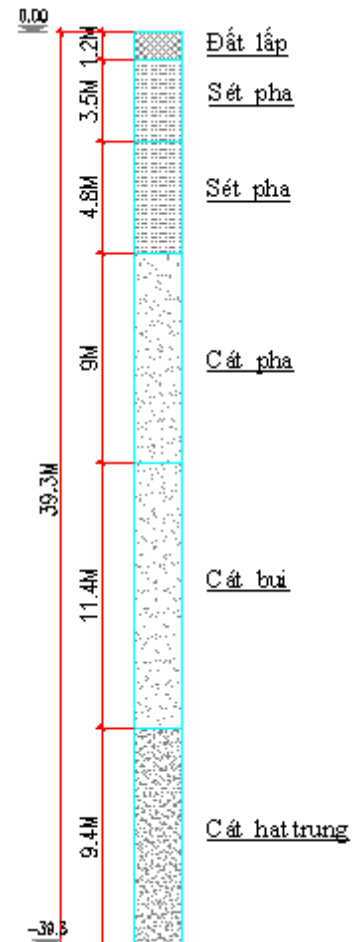
Trọng lượng riêng đẩy nổi:

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,6 - 1) \cdot 10}{1 + 0,3907} = 11,5 \text{ KN/m}^3$$

Hệ số nén lún:  $m = 0,04 \text{ MPa}^{-1} < 0,05 \text{ MPa}^{-1}$

$\rightarrow$  Sét pha có khả năng chịu nén tốt

Môđun biến dạng:  $E = 22 \text{ Mpa} > 5 \text{ Mpa}$



**KL:** Lớp 2 là sét pha dẻo cứng có khả năng chịu tải lớn, tính năng xây dựng tốt, tuy nhiên với công trình cao tầng thì chiều dày lớp đất khá mỏng không thích hợp làm nền móng.

**Lớp đất 3:** sét pha, chiều dày 4,8m.

Kết quả thí nghiệm SPT :

N= 10 búa/30cm

$$\text{Độ sệt: } I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{31,2 - 22}{36 - 22} = 0,657$$

$0,5 < I_L = 0,657 < 0,75 \rightarrow$  đất ở trạng thái dẻo mềm

$$\text{Hệ số rỗng: } e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_m} - 1 = \frac{26,8(1+0,01.31,2)}{18,5} - 1 = 0,9 < 1 \quad (7-3)$$

$$\text{Tỷ trọng: } \Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68 \quad (7-4)$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi: } \gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \cdot 10}{1 + 0,9} = 8,842 \text{ KN/m}^3$$

Hệ số nén lún:  $0,05 \text{ MPa}^{-1} < m = 0,12 \text{ MPa}^{-1} < 0,5 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$  sét pha có khả năng chịu nén tương đối yếu.

Môđun biến dạng:  $E = 10 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

**KL:** Lớp 3 là sét pha dẻo mềm có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, biến dạng lún lớn. Do đó không thể làm nền cho công trình được.

**Lớp đất 4:** cát pha, có chiều dày 9m .

Kết quả thí nghiệm SPT :

N = 17 búa/30cm

$$\text{Độ sệt: } I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{20 - 18}{24 - 18} = 0,333$$

$0 < I_L = 0,333 < 1 \rightarrow$  cát pha ở trạng thái dẻo

$$\text{Hệ số rỗng: } e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_m} - 1 = \frac{26,5(1+0,01.20)}{19,2} - 1 = 0,6563 < 0,7$$

Tỷ trọng:  $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,5}{10} = 2,65$

Trọng lượng riêng đẩy nổi:  $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1) \cdot 10}{1 + 0,6363} = 9,962 \text{ KN/m}^3$

Hệ số nén lún:  $0,05 \text{ MPa}^{-1} < m = 0,09 \text{ MPa}^{-1} < 0,5 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$  Cát pha có khả năng chịu nén trung bình.

Môđun biến dạng:  $E = 14 \text{ Mpa} > 5 \text{ Mpa}$

**KL:** Lớp 4 là cát pha dẻo có khả năng chịu tải trung bình, tính năng xây dựng trung bình, biến dạng lún trung bình, chiều dày lớp đất khá lớn (9m). Do đó không thể làm nền cho công trình được.

**Lớp đất 5:** cát bụi, chiều dày 11,4m.

Kết quả thí nghiệm SPT :

$$N = 35 \text{ búa/30 cm}$$

Hệ số rỗng:  $e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_m} - 1 = \frac{26,5 \cdot (1 + 0,0126)}{19} - 1 = 0,7574$

$0,6 < e = 0,7574 < 0,8 \rightarrow$  cát ở trạng thái chặt vừa.

Tỷ trọng:  $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,5}{10} = 2,65$

Trọng lượng riêng đẩy nổi:  $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1) \cdot 10}{1 + 0,7574} = 9,389 \text{ KN/m}^3$

Hệ số nén lún:  $0,05 \text{ MPa}^{-1} < m = 0,13 \text{ MPa}^{-1} < 0,5 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$  Cát bụi có khả năng chịu nén tương đối yếu.

Môđun biến dạng:  $E = 10 \text{ MPa} > 5 \text{ Mpa}$

**KL:** Lớp 5 là lớp cát bụi chặt vừa có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, biến dạng lún lớn, chiều dày lớn (11,4m). Do đó không thể làm nền cho công trình được.

**Lớp đất 6:** cát hạt trung, chiều dày 9,4 m.

Kết quả thí nghiệm SPT :

$$N = 38 \text{ búa/30 cm}$$

$$\text{Hệ số rỗng: } e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_m} - 1 = \frac{26,5(1+0,0118)}{19,2} - 1 = 0,629$$

$$0,6 < e = 0,629 < 0,75 \rightarrow \text{cát ở trạng thái chặt vừa.}$$

$$\text{Tỷ trọng: } \Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,5}{10} = 2,65$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi: } \gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1) \cdot 10}{1 + 0,629} = 10,13 \text{ KN/m}^3$$

Hệ số nén lún:  $m = 0,04 \text{ MPa}^{-1} < 0,05 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$  Cát hạt trung có khả năng chịu nén tốt.

$$\text{Môđun biến dạng: } E = 31 \text{ MPa} > 5 \text{ MPa}$$

**KL:** Lớp 6 là lớp cát hạt trung chặt vừa có khả năng chịu tải trung bình, tính năng xây trung bình, biến dạng tương đối nhỏ, chiều dày khá lớn (9,4m). do công trình nhà 5 tầng .Do đó ta dùng lớp 6 làm nền cho công trình.

### 6.1.3. Lựa chọn mặt cắt địa chất để tính móng

Trên mặt bằng chỉ bố trí các hố khoan chưa xem xét được hết điều kiện địa chất ở dưới tất cả các cọc. Tuy nhiên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mọi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình với các chỉ tiêu cơ lý như trên. Do vậy ta có thể dựa vào kết quả trên để tính móng.

### 6.2. Lựa chọn giải pháp nền móng

Các lớp đất ở phần trên như lớp 1 (đất lấp), 2 (Sét pha dẻo cứng), 3 (Sét pha dẻo mềm), 4 (cát pha dẻo), 5 (Cát bụi chặt vừa) đều là lớp đất yếu, khả năng chịu nén lún yếu và không ổn định về tính chất cơ lý và bề dày. Tới lớp 6 (cát hạt trung chặt vừa) là lớp đất tốt. Với quy mô và tải trọng công trình như vậy giải pháp móng sâu (móng cọc) là hợp lý hơn cả. Mũi cọc sẽ được ngàm vào lớp 6. Chiều dài tự do của cọc lớn vì vậy việc tăng chiều sâu hạ cọc làm giảm tổng khối lượng của cọc, của đài và vì thế làm giảm giá thành chung của móng  $\rightarrow$  sẽ có lợi hơn là dùng nhiều cọc ngắn. Chiều sâu

đóng cọc lợi nhất có thể xác định từ điều kiện cân bằng sức chịu tải của cọc tính theo cường độ vật liệu cọc và tính theo cường độ đất nền.

Ta sử dụng phương án móng cọc ép

#### **6.2.1. Cọc ép**

Nếu dùng móng cọc ép (ép trước) có thể cho cọc đặt vào lớp đất 6, việc hạ cọc sẽ gặp khó khăn khi cần phải xuyên vào sét 2, 3 và lớp cát 4, 5 có chiều sâu lớn, có thể phải khoan dẫn.

Cọc ép trước có ưu điểm là giá thành rẻ, thích hợp với điều kiện xây chen, không gây chấn động đến các công trình xung quanh. Dễ kiểm tra, chất lượng của từng đoạn cọc được thử dưới lực ép. Xác định được sức chịu tải của cọc ép qua lực ép cuối cùng.

Nhược điểm của cọc ép trước là kích thước và sức chịu tải của cọc bị hạn chế do tiết diện cọc, chiều dài cọc không có khả năng mở rộng và phát triển do thiết bị thi công cọc bị hạn chế hơn so với các công nghệ khác, thời gian thi công kéo dài, hay gặp độ chối giả khi đóng. Nhưng với công trình nhà 5 tầng này, cọc chịu tải trọng không quá lớn. Nên ta chọn phương án cọc ép là hợp lý

#### **6.3.1. Các giả thiết tính toán**

Việc tính toán móng cọc đài thấp dựa vào các giả thiết chủ yếu sau:

Tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.

Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc.

Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một móng khối quy ước bao gồm cọc và các phần đất giữa các cọc.

Vì việc tính toán móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số mômen của tải trọng ngoài

tại đáy móng khối quy ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số mômen của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

Đài cọc xem như tuyệt đối cứng.

### 6.3.2. Tải trọng

**Bảng 6-2. Bảng tổ hợp nội lực chân cột**

	N(T)	M <sub>x</sub> (Tm)	M <sub>y</sub> (Tm)	Q <sub>x</sub> (T)	Q <sub>y</sub> (T)
Cột C72-C2	-146	-10,6	-0,157	-0,1	-4,42
Cột C73-C3	197,1	0,77	9,22	3,424	-0,416

Căn cứ vào tải trọng trong các cột thấy giá trị nội lực chân các cột là tương tự như nhau vậy ta chỉ cần tính toán cho 2 móng , ở đây ta chọn thiết kế móng dưới cột

### 6.3.3. Vật liệu

Cọc :

Bê tông cọc mác B25 có  $R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$  ,  $R_{bt} = 10,5 \text{ kG/cm}^2$

Cốt thép dọc chịu lực loại AII có  $R_s = 2800 \text{ kG/cm}^2$

Đài :

Bê tông đài cọc mác B20 có  $R_b = 115 \text{ kG/cm}^2$  ,  $R_{bt} = 9 \text{ kG/cm}^2$

Thép AII có  $R_s = 2800 \text{ kG/cm}^2$

Lớp lót bê tông gạch vỡ mác B10 , dày 10 cm

### 6.4. Tính móng cột C72-C2

**-Tải trọng tiêu chuẩn :**

$$N_{\max}^{tc} = \frac{146}{1,2} = 121,67(T)$$

$$M_x^{tc} = \frac{10,6}{1,2} = 8,83(Tm)$$

$$M_y^{tc} = \frac{0,157}{1,2} = 0,13(Tm)$$

$$Q_x^{tc} = \frac{0,1}{1,2} = 0,083(T)$$

$$Q_y^{tc} = \frac{4,42}{1,2} = 3,7(T)$$

#### 6.4.1. Sơ bộ chọn cọc và đài cọc.

Từ tài liệu địa chất chọn :

Chiều dài cọc là 30 m kể từ đáy đài.

Cọc xuyên xuống lớp đất thứ 6 là 1,6m

Đường kính cọc tròn chọn phụ thuộc vào khả năng chịu lực.

Chọn kích thước cọc : 0,3x0,3m .

Chiều sâu chôn đài  $h_{cd} = 2,1$  m ( cốt -2,1 m ).

#### 6.4.2. Kiểm tra chiều sâu chôn đài

Chiều sâu chôn đài phải thỏa mãn điều kiện  $h_d > 0,7 \cdot h_{min}$  để đảm bảo điều kiện là móng cọc đài thấp .

$$h_{min} = \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó: ( 7-5)

$\varphi, \gamma$  : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên của đất từ đáy đài trở lên.

$$\text{với } \varphi = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}, \quad \gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \quad ( 7-6)$$

ở đây đài coi như chỉ được lấp tới mặt đài. Đài nằm trong lớp đất thứ 2.



$$\varphi_3 = 24^\circ, h_3 = 3,5\text{m}$$

$$\gamma_3 = 21,5 \text{ KN/m}^3 = 2,15 \text{ T/m}^3$$

$\Sigma H$  : tổng tải trọng ngang .

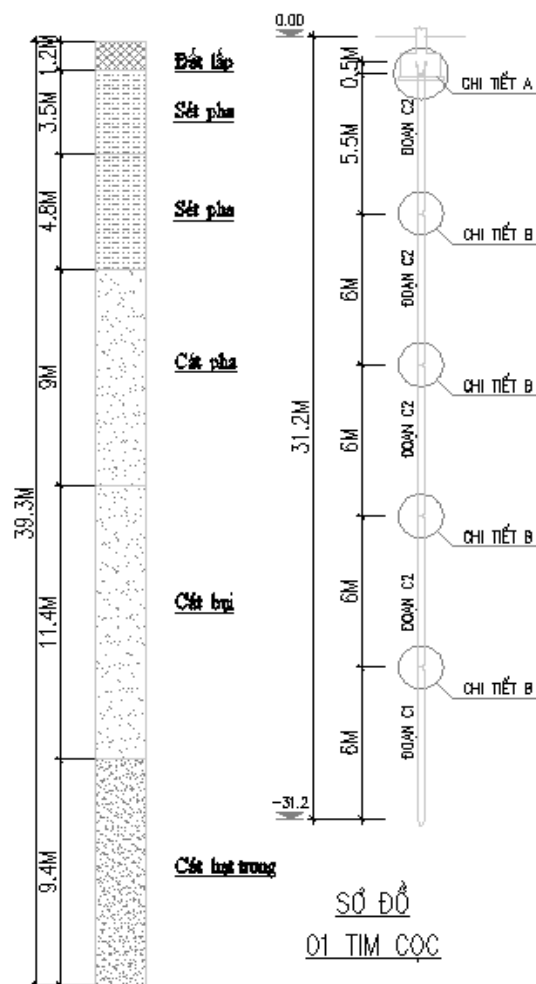
Từ kết quả nội lực , có  $Q_{\max}$  tại chân cột = 4,42 T.

$b$  : cạnh đáy đài theo phương  $\perp \Sigma H$  , chọn  $b = 2,4 \text{ m}$  .

$$\rightarrow h_{\min} = \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{24}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{4,42}{2,15 \cdot 2,4}} = 0,857\text{m}$$

Chọn chiều sâu chôn đài  $h_d = H_{cd} - 1,2 = 2,1 - 1,2 = 0,9\text{m}$

$$H_{cd} = 2,1 \text{ m} > 0,7 h_{\min} = 0,7 \cdot 0,857 = 0,6 \text{ m}.$$



### 6.4.3. Xác định sức chịu tải của cọc

#### 6.4.3.1. Theo vật liệu làm cọc

Sức chịu tải của cọc ép chịu nén:

$$P_v = \varphi \cdot (R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a) \quad (7-7)$$

$\varphi$  : hệ số uốn dọc ( kể đến khi cọc xuyên qua tầng đất yếu)

$$\varphi = 0,85$$

$R_b, R_s$  : cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cốt thép .

$F_b$  : Diện tích tiết diện ngang của bê tông cọc

$$F_b = 30.30 = 900 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$F_s$  : Diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc

$$F_s = 1\% F_b = 9 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Chọn } 4 \phi 18. \quad A_s = 10,18 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow P_{vl} = 0,85 \cdot (145 \cdot 900 + 2800 \cdot 9)$$

$$= 132345 \text{ kg} = 132,35 \text{ T.}$$

#### 6.4.3.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền

**Theo Meyerhof :**

$$P_u = K_1 \cdot N \cdot A_p/3 + K_2 \cdot N_{tb} \cdot U \cdot L/2 \quad (\text{KN}) \quad (7-8)$$

$N$  : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc  $N=80$

$A_p$  : diện tích tiết diện mũi cọc,  $A_p = 30.30 = 900 \text{ cm}^2 = 0,09 \text{ m}^2$

$N_{tb}$  : chỉ số SPT trung bình dọc theo thân cọc

$$N_{tb} = \frac{\sum Ni}{\sum hi} \quad (7-9)$$

$$N_{tb} = \frac{20.3,5 + 10.4,8 + 17.9 + 35.11,4 + 38.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 24,12$$

$$U : \text{chu vi cọc} = \pi \cdot D = 3,14 \cdot 0,3 = 0,942 \text{ m}$$

$L$  : Chiều dài cọc trong phạm vi lớp đất = 30m

$K_1$ : hệ số = 400 cho cọc ép

$K_2$  : hệ số = 2 cho cọc ép

$$\rightarrow P_u = (400.80.0,09)/3 + (2.26,08.0,942.30)/2 = 1697 \text{KN} = 170 \text{T}$$

**Theo TCXD 195 - 1997 :**

Sức chịu tải cho phép của cọc trong nền gồm các lớp đất dính và đất rời tính theo công thức :

$$P_a = 15 \cdot \bar{N} \cdot A_p + (0,15 \cdot N_c \cdot L_c + 0,43 \cdot N_s \cdot L_s) \cdot \Omega - W_p \quad (T) \quad (7-10)$$

$\bar{N}$  : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc

$$\bar{N} = 80 > 50 \rightarrow \bar{N} = 50$$

$N_c$  : Giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất rời ( đất cát gồm các lớp: 4,5,6)

$$N_c = \frac{17,9 + 35.11,4 + 38.1,6}{9 + 11,4 + 1,6} = 27,85$$

$N_s$  : Giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất dính

$$N_s = \frac{20.3,5 + 10.4,8}{3,5 + 4,8} = 14,22$$

$A_p$  : Diện tích tiết diện mũi cọc = 0,09 m<sup>2</sup>

$L_s$  : Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính

$$L_s = 8,3 \text{ m}$$

$L_c$ : Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời

$$L_c = 9 + 11,4 + 1,6 = 22 \text{ m}$$

$\Omega$  : Chu vi tiết diện cọc

$$\Omega = 4 \cdot D = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{m}$$

$W_p$  : hiệu số giữa trọng lượng cọc và trọng lượng của trụ đất nền do cọc thay thế .

$$\gamma_{\text{đất}} = \frac{21,5.3,5 + 18,5.4,8 + 19,2.9 + 19,1.11,4 + 19,2.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 19,28 \text{ KN/m}^3 = 1,93 \text{ T/m}^3$$

$$W_p = A_{\text{bê tông}} \cdot L \cdot 2500 + W_{\text{thép}} - A_{\text{cọc}} \cdot L \cdot \gamma_{\text{đất}}$$

$$A_{\text{bê tông}} = 900 - 9 = 891 \text{ cm}^2 = 0,089 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{thép}} = 4 \cdot 30 \cdot 1,998 = 239,76 \text{ kg} = 0,24 \text{ T}$$

$$\rightarrow W_p = 0,09 \cdot 30 \cdot 2,5 + 0,24 - 0,09 \cdot 30 \cdot 1,93 = 1,78 \text{ T}$$

$$P_a = 15.50 \cdot 0,09 + (0,15.27,85.22 + 0,43.14,22.8,3) \cdot 1,2 - 1,78 = 163 \text{ (T)}$$

$$P_a^{\text{tt}} = \frac{P_a}{3} = \frac{163}{3} = 54 \text{ (T)}$$

$$\text{Vậy sức chịu tải của cọc } P = \min (P_{\text{vl}}, P_u, P_a^{\text{tt}}) = \min(132,35; 170; 54) \text{ T}$$

$$P = 54 \text{ (T)}$$

#### 6.4.4. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc

Số cọc:

$$n = \beta \cdot \frac{N}{P} \quad (7-11)$$

Trong đó :

$n$  : số lượng cọc trong đài

$\beta$  : hệ số kinh nghiệm, kể đến ảnh hưởng

của lực ngang và mômen ,  $\beta = 1,2$

$N$  : tổng lực đứng kể đến cao trình đáy đài ,

$$N = 146 \text{ T}$$

$P$  : sức chịu tải tính toán của cọc ,  $P = 54 \text{ T}$

$$\rightarrow n = 1,2 \cdot \frac{146}{54} = 3,25$$

Chọn  $n = 5$  cọc

Mặt bằng bố trí cọc cột C72-C2 như hình vẽ:

Như vậy sẽ có kích thước đài : 2400 x 1500 x 900 mm .

### 6.4.5. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc

Tải trọng tác dụng lên cọc chịu nén nhiều nhất và chịu kéo nhiều nhất xác

định theo công thức :  $P_{\max, \min}^o = \frac{N_{\max}}{n}$

$$\pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2} \quad (7-12)$$

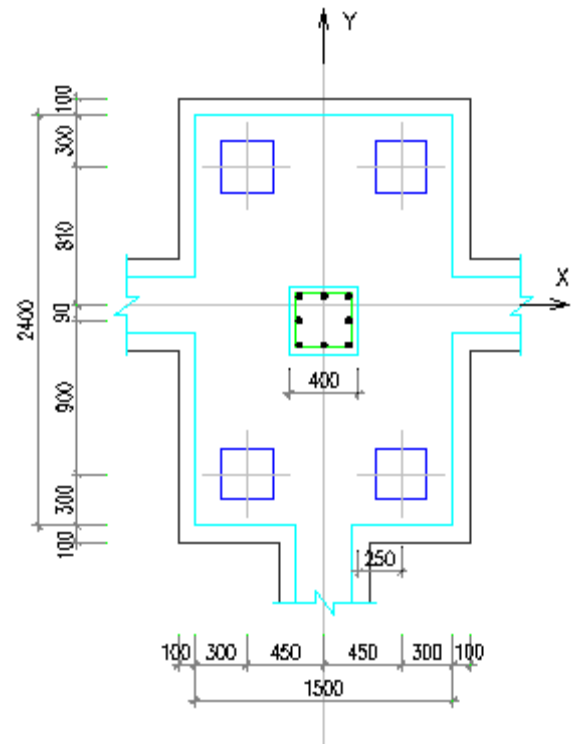
$N_{\max}$  : tổng tải trọng đứng tại cao trình đáy đài

$$N_{\max} = N_{tt} + N_d$$

$$= 146 + 1,1 \cdot (2,4 + 1,5 + 0,9) \cdot 2,5 = 154,9 \text{ T}$$

$$M_x = 10,6 \text{ Tm}$$

$$M_y = 0,157 \text{ Tm}$$



$$y_{\max} = 0,9 \text{ m} ; \quad x_{\max} = 0,45 \text{ m}$$

$$\sum y_i^2 = 4 \cdot 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot 0,45^2 = 0,81 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow P_{\max, \min}^o = \frac{154,9}{4} \pm \frac{10,6 \cdot 0,9}{3,24} \pm \frac{0,157 \cdot 0,45}{0,81} = \begin{matrix} 41,76 \\ 35,7 \end{matrix} \text{ T}$$

$$\rightarrow P_{\max}^o = 41,76 \text{ ( T )} < P_{gh} = 54 \text{ T}$$

$$P_{\min}^o = 35,7 \text{ ( T )} > 0 \rightarrow \text{không cần kiểm tra điều kiện chịu nhỏ.}$$

Theo phương vuông góc với khung tính toán có mômen, lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải gây ra ( $M_y$ ,  $Q_x$ ) khá bé. Việc tính toán khả năng chịu lực của cọc theo phương này là bài toán tính toán móng cọc ép chịu tải trọng đứng, ngang và mômen (1 cọc).. Mômen và lực cắt sẽ được truyền cho đất quanh cọc, giằng móng chịu.

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực .

#### 6.4.6. Kiểm tra cường độ đất nền

Để kiểm tra cường độ của nền đất tại mũi cọc, coi đài cọc, cọc và phần đất giữa các cọc là 1 móng khối quy ước có chiều sâu đáy móng bằng khoảng cách từ mặt đất tới mặt phẳng đi qua mũi cọc.

Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức :

$$F_{dq} = (A_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \quad (7-13)$$

Trong đó:

$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$  với  $\varphi_{tb}$  là góc ma sát trong trung bình của các lớp đất từ mũi cọc trở lên.

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{24.3,5 + 16.4,8 + 18.9 + 30.11,4 + 30.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 23^\circ 52'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{23^\circ 52'}{4}$$

$A_1, B_1$  là cạnh hình chữ nhật ngoại tiếp 2 cọc,  $A_1 = 1,2 \text{ m}$ ,  $B_1 = 2,1 \text{ m}$

$L$  : chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 30 m

$$\rightarrow F_{qd} = (1,2 + 2 \cdot 30 \cdot \operatorname{tg} 5^\circ 88') \cdot (2,1 + 2 \cdot 30 \cdot \operatorname{tg} 5^\circ 88') = 61,1 \text{ m}^2$$

Mômen chống uốn  $W$  của  $F_{dq}$  là :

$$W_x = W_y = \frac{11,74 \cdot 11,74^2}{6} = 269,7 \text{ m}^3$$

Kiểm tra cường độ của đáy móng khối quy ước phải thỏa mãn điều kiện :

$$\sigma^{tt} < [P] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad \text{với} \quad \sigma^{tt} = \frac{N_{dd}^{tt}}{F_{dq}}$$

$$\sigma_{\max}^{tt} < 1,2 [P] \quad \text{với} \quad \sigma_{\max}^{tt} = \frac{N_{dd}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M_{dd}^{tt}}{W}$$

Trọng lượng khối quy ước từ đáy đài trở lên :

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 61,1 \cdot 0,9 \cdot 1,93 = 106,13 \text{ T} \quad (7-14)$$

Trọng lượng khối quy ước từ đáy cọc đến đáy đài :

$$N_2 = N_{đất} + N_{cọc} \quad (7-15)$$

$$N_{cọc} = n \cdot F_{cọc} \cdot \gamma \cdot L_{cọc} = 4 \cdot 0,09 \cdot 1,93 \cdot 30 = 20,84 \text{ T}$$

$$N_{đất} = (V_{qr} - V_{cọc}) \cdot \gamma_{tbđất} \quad (7-16)$$

$$V_{qr} = F_{qr} \cdot L_{cọc}$$

$$V_{cọc} = n \cdot F_{cọc} \cdot L_{cọc}$$

$$\gamma_{tbđất} = \frac{2,15 \cdot 3,5 + 1,85 \cdot 4,8 + 1,92 \cdot 9 + 1,9 \cdot 11,4 + 1,92 \cdot 1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 1,93 \text{ T/m}^3$$

$$\rightarrow N_{đất} = (60,1 \cdot 30 - 4 \cdot 0,09 \cdot 30) \cdot 1,93 = 3859 \text{ T}$$

$$\rightarrow N_2 = 3859 + 20,84 = 3880 \text{ T}$$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước :

$$N_{qr} = N + N_1 + N_2 = 146 + 106,13 + 3880 = 4132,13 \text{ T}$$

$$M_y = 0,157 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow \sigma^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} = \frac{4132,13}{60,1} = 70,93 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M_{dd}^{tt}}{W} = \frac{4132,13}{60,1} + \frac{0,157}{269,7} = 70,93 \text{ T/m}^2$$

Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi là :

$$P_{gh} = 0,5n_\gamma \gamma N_\gamma + n_q q N_q + n_c c N_c \quad (7-17)$$

Trong đó:

n: hệ số hình dạng (  $l > b$  )

$$n_\gamma = 1 - 0,2 \cdot b/l = 1 - 0,2 \cdot 11,74/11,74 = 0,8$$

$$n_q = 1$$

$$n_c = 1 + 0,2 \cdot b/l = 1 + 0,2 \cdot 11,74/11,74 = 1,2$$

$$\varphi = 38^\circ \rightarrow N_\gamma = 79,5 ; N_q = 48,9 , N_c = 61,4$$

$$\gamma : \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 2,01 \text{ T/m}^3$$

$$q = \gamma_o h_m$$

$\gamma_o$ : dung trọng của đất từ mũi cọc lên tới mặt đất tự nhiên

$$\gamma_o = \frac{2,15.3,5 + 1,85.4,8 + 1,92.9 + 1,9.11,4 + 1,92.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 1,93 \text{ T/m}^3$$

$$h_m: \text{khoảng cách từ mũi cọc lên tới mặt đất tự nhiên} = 31,2 \text{ m}$$

c: lực dính của đất tại đáy móng, c = 0

$$\rightarrow P_{gh} = 0,5.0,8.2,01.79,5 + 1,1.93.31,2.48,9 + 0 = 3480,4 \text{ T/m}^2$$

$$p = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{3480,4}{3} = 1160 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma^{tt} = 70,93 \text{ T/m}^2 < p = 1160 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\max}^{tt} = 70,933 \text{ T/m}^2 < 1,2 p = 1,2.1160 = 1392 \text{ T/m}^2$$

→ Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

#### 6.4.7. Kiểm tra độ lún của móng cọc

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{gl} = \frac{\sigma^{tt} - \gamma_{tb}.h}{1,15} = \frac{70,93 - 1,93.31,2}{1,15} = 0,925 \text{ T/m}^2 \quad (7-18)$$

$\sigma_{bt}$ : ứng suất bản thân của các lớp đất tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{bt} = \gamma_{tb}.h = 1,93.31,2 = 60,216 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bt} > 5.p_{gl} = 5 \cdot 0,925 = 4,625 \text{ T/m}^2 \rightarrow \text{không cần tính lún.}$$



#### 6.4.8. Tính toán đài cọc

Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang

##### 7.4.8.1. Tính toán đâm thủng của cột

$$P \leq [\alpha_1 (b_c + c_2) + \alpha_2 (h_c + c_1)] \cdot h_o \cdot R_{bt}$$

Trong đó :

P : tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng

( bỏ qua trọng lượng đài và đất trên đài )

$$\rightarrow P_{\max, \min}^o = \frac{41,76}{35,7} T$$

$$b_c = h_c = 1,2 \text{ m}$$

$h_o$ : chiều cao hữu ích của đài (lấy  $a = 20 \text{ cm}$ )

$$\rightarrow h_o = 0,9 - 0,2 = 0,7 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0,5 \cdot h_o = 0,5 \cdot 0,7 = 0,35 \text{ m}$$

$C_1, C_2$ : khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột

đến mép đáy tháp chọc thủng

$$C_1 = 0,1 \text{ m}, C_2 = 0,1 \text{ m}$$

$$R_{bt} = 9 \text{ kg/cm}^2 = 90 \text{ T/m}^2$$

Vì  $C_1, C_2 < 0,5 h_o$  nên lấy  $C_1 = C_2 = 0,5 h_o$

$$\rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 1,5 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{C_1} \right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{0,5 h_o} \right)^2} = 3,35$$

$$\begin{aligned} VP &= [ 3,35 \cdot (1,2 + 0,35) + 3,35 \cdot (1,2 + 0,35) ] \cdot 0,7 \cdot 90 \\ &= 654,255 T \end{aligned}$$

$$\rightarrow P = 41,76 + 35,7 = 77,46 < 654,255 T$$

$\rightarrow$  thỏa mãn điều kiện chọc thủng .

#### 6.4.9 Tính toán cắt trên tiết diện nghiêng

Điều kiện cường độ :

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_{bt} \quad (7-19)$$

Trong đó :

$Q$  : tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng

$$Q = 77,46 \text{ T}$$

$b$ : bề rộng của đài = 2,4 m

$$h_o = 0,7 \text{ m}$$

$$R_{bt} = 90 \text{ T/m}^2$$

$$\beta = 0,7 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{C} \right)^2}$$

$$C = 0,5 \text{ m} < 0,5h_o$$

$$\rightarrow \beta = 0,7 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{0,5h_o} \right)^2} = 1,56$$

$$\rightarrow VP = 1,56 \cdot 2,4 \cdot 0,7 \cdot 90 = 235,87 \text{ T}$$

$$\rightarrow Q = 77,46 \text{ T} < 235,87 \text{ T}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện chịu cắt.

#### 6.4.10 Tính toán đài chịu uốn

Diện tích cốt thép xác định theo công thức :

$$A_s = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} \quad (7-20)$$

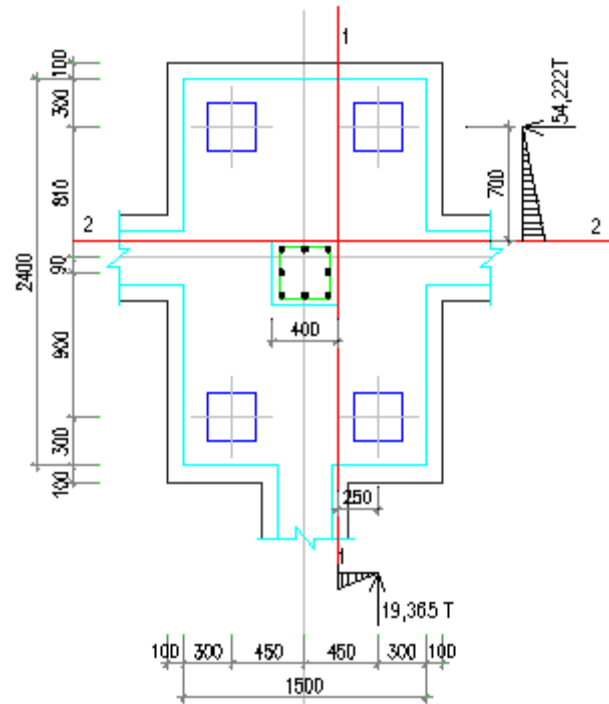
$M_I$  : mômen uốn tương ứng với mặt ngàm cạnh cột .ngàm 1-1

$$M_I = 77,46 \cdot 0,25 = 19,365 \text{ Tm}$$

$$R_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1936500}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 11 \text{ cm}^2$$

Chọn 10 $\phi$ 16 a150 ( $A_s = 20,111 \text{ cm}^2$ ).



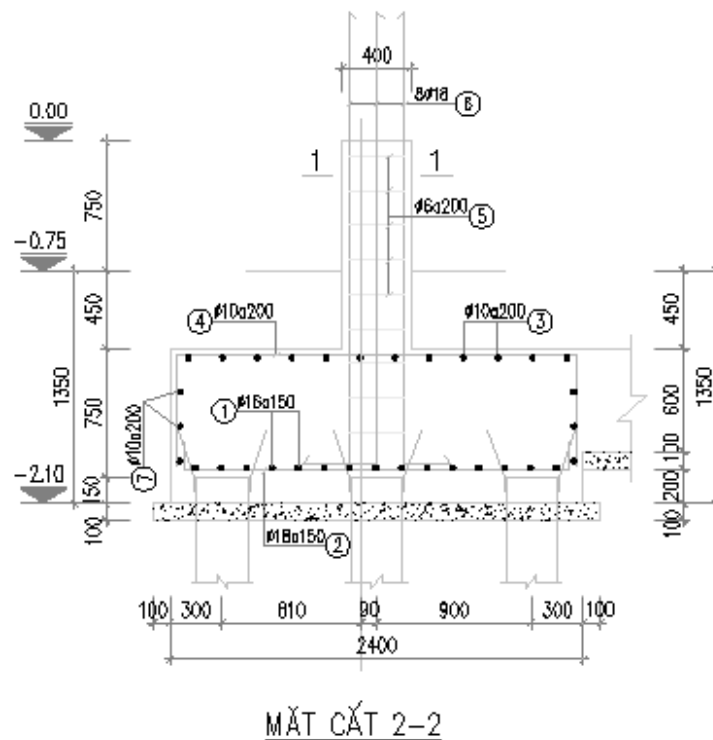
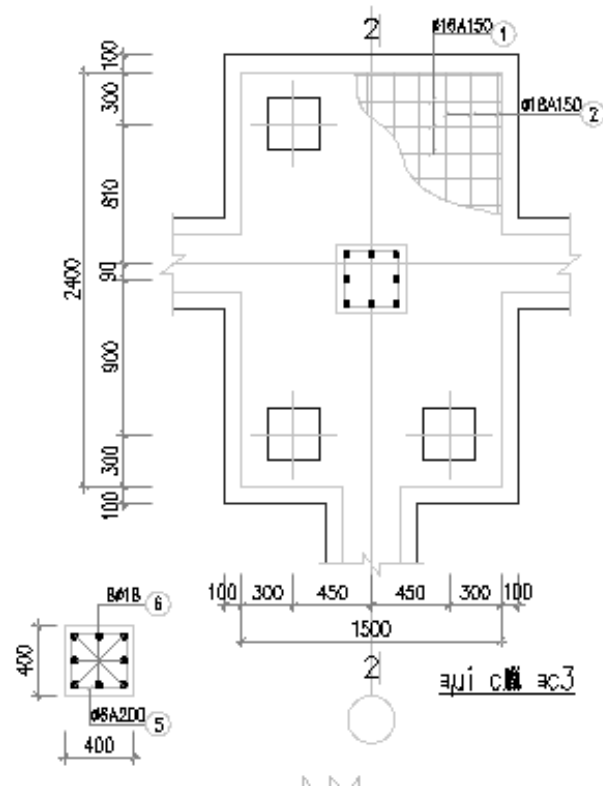
$M_I$  : mômen uốn tương ứng với mặt ngàm cạnh cột .ngàm 2-2

$$M_I = 77,46 \cdot 0,7 = 54,222 \text{ Tm}$$

$$R_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \frac{5422200}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 30,74 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  Chọn 16 $\phi$ 18 a150 (  $A_s = 40,71 \text{ cm}^2$  ).



Hình 6-1 Cấu tạo cốt thép dài móng Cột C72-C2

### 6.5. Tính móng cột C73-C3

**-Tải trọng tiêu chuẩn :**

$$N_{\max}^{tc} = \frac{197,1}{1,2} = 164,25(T)$$

$$M_x^{tc} = \frac{0,77}{1,2} = 0,642(Tm)$$

$$M_y^{tc} = \frac{9,22}{1,2} = 7,68(Tm)$$

$$Q_x^{tc} = \frac{3,424}{1,2} = 2,853(T)$$

$$Q_y^{tc} = \frac{0,416}{1,2} = 0,347(T)$$

#### 6.5.1. Sơ bộ chọn cọc và đài cọc.

Từ tài liệu địa chất chọn :

Chiều dài cọc là 30 m kể từ đáy đài.

Cọc xuyên xuống lớp đất thứ 6 là 1,6m

Đường kính cọc tròn chọn phụ thuộc vào khả năng chịu lực.

Chọn kích thước cọc : 0,3x0,3m

Chiều sâu chôn đài  $h_{cd} = 2,1 \text{ m}$  ( cốt -2,1 m ).

#### 6.5.2. Kiểm tra chiều sâu chôn đài

Chiều sâu chôn đài phải thỏa mãn điều kiện  $h_d > 0,7 \cdot h_{\min}$  để đảm bảo điều kiện là móng cọc đài thấp .

$$h_{\min} = \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó:

( 7-5)

$\varphi, \gamma$  : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên của đất từ đáy đài trở lên.

$$\text{với } \varphi = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}, \quad \gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} \quad (7-6)$$

ở đây đài coi như chỉ được lấp tới mặt đài. Đài nằm trong lớp đất thứ 2.

$$\varphi_3 = 24^\circ, \quad h_3 = 3,5\text{m}$$

$$\gamma_3 = 21,5 \text{ KN/m}^3 = 2,15 \text{ T/m}^3$$

$\Sigma H$  : tổng tải trọng ngang .

Từ kết quả nội lực , có  $Q_{\max}$  tại chân cột = 3,424 T.

$b$  : cạnh đáy đài theo phương  $\perp \Sigma H$  , chọn  $b = 2,4 \text{ m}$  .

$$\rightarrow h_{\min} = \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{24}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{3,424}{2,15 \cdot 2,4}} = 0,815\text{m}$$

$$\text{Chọn chiều sâu chôn đài } h_d = H_{cd} - 1,2 = 2,1 - 1,2 = 0,9\text{m}$$

$$H_{cd} = 2,1 \text{ m} > 0,7 h_{\min} = 0,7 \cdot 0,815 = 0,57 \text{ m}.$$

### 6.5.3. Xác định sức chịu tải của cọc

#### 6.5.3.1. Theo vật liệu làm cọc

Sức chịu tải của cọc ép chịu nén:

$$P_v = \varphi \cdot (R_b \cdot F_b + R_s \cdot F_s) \quad (7-7)$$

$\varphi$  : hệ số uốn dọc ( kể đến khi cọc xuyên qua tầng đất yếu)

$$\varphi = 0,85$$

$R_b, R_s$  : cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cốt thép .

$F_b$  : Diện tích tiết diện ngang của bê tông cọc

$$F_b = 30 \cdot 30 = 900 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$F_s$  : Diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc

$$F_s = 1\% F_b = 9 \text{ cm}^2.$$

Chọn 4  $\phi 18$ .  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$

$\rightarrow P_{vl} = 0,85 \cdot (145 \cdot 900 + 2800 \cdot 9)$

$= 103879 \text{ kg} = 132,35 \text{ T}$ .

### 6.5.3.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền

#### Theo Meyerhof :

$$P_u = K_1 \cdot N \cdot A_p/3 + K_2 \cdot N_{tb} \cdot U \cdot L/2 \quad (\text{KN}) \quad (7-8)$$

$N$  : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc  $N=80$

$A_p$  : diện tích tiết diện mũi cọc,  $A_p = 30.30 = 900 \text{ cm}^2 = 0,09 \text{ m}^2$

$N_{tb}$  : chỉ số SPT trung bình dọc theo thân cọc

$$N_{tb} = \frac{\sum N_i h_i}{\sum h_i} \quad (7-9)$$

$$N_{tb} = \frac{20.3,5 + 10.4,8 + 17.9 + 35.11,4 + 38.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 24,12$$

$U$  : chu vi cọc  $= 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ m}$

$L$  : Chiều dài cọc trong phạm vi lớp đất  $= 30 \text{ m}$

$K_1$  : hệ số  $= 400$  cho cọc ép

$K_2$  : hệ số  $= 2$  cho cọc ép

$\rightarrow P_u = (400.80.0,09)/3 + (2.24,12.1,2.30)/2 = 1697(\text{KN}) = 170(\text{T})$

#### Theo TCXD 195 - 1997 :

Sức chịu tải cho phép của cọc trong nền gồm các lớp đất dính và đất rời tính theo công thức :

$$P_a = 15 \cdot \bar{N} \cdot A_p + (0,15 \cdot N_c \cdot L_c + 0,43 \cdot N_s \cdot L_s) \cdot \Omega - W_p \quad (\text{T}) \quad (7-10)$$

$\bar{N}$  : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc

$\bar{N} = 80 > 50 \rightarrow \bar{N} = 50$

$N_c$  : Giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất rời ( đất cát gồm các lớp: 4,5,6)

$$N_c = \frac{17.9+35.11,4+38.1,6}{9+11,4+1,6} = 27,85$$

$N_s$  : Giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất dính

$$N_s = \frac{20.3,5+10.4,8}{3,5+4,8} = 14,22$$

$A_p$  : Diện tích tiết diện mũi cọc = 0,09 m<sup>2</sup>

$L_s$  : Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính

$$L_s = 8,3 \text{ m}$$

$L_c$  : Chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời

$$L_c = 9+11,4+6,6 = 22 \text{ m}$$

$\Omega$  : Chu vi tiết diện cọc

$$\Omega = 4.0,3 = 1,2 \text{ m}$$

$W_p$  : hiệu số giữa trọng lượng cọc và trọng lượng của trụ đất nền do cọc thay thế .

$$\gamma_{\text{đất}} = \frac{21,5.3,5+18,5.4,8+19,2.9+19.11,4+19,2.1,6}{3,5+4,8+9+11,4+1,6} = 19,27 \text{ KN} / \text{m}^3 = 1,93 \text{ T} / \text{m}^3$$

$$W_p = A_{\text{bê tông}} \cdot L \cdot 2500 + W_{\text{thép}} - A_{\text{cọc}} \cdot L \cdot \gamma_{\text{đất}}$$

$$A_{\text{bê tông}} = 900 - 9 = 891 \text{ cm}^2 = 0,089 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{thép}} = 4 \cdot 30 \cdot 1,998 = 239,76 \text{ kg} = 0,24 \text{ T}$$

$$\rightarrow W_p = 0,09 \cdot 30 \cdot 2,5 + 0,24 - 0,09 \cdot 30 \cdot 1,93 = 1,78 \text{ T}$$

$$P_a = 15.50 \cdot 0,09 + (0,15.27,85.22 + 0,43.14,22.8,3) \cdot 1,2 - 1,78 = 163 \text{ (T)}$$

$$P_a^{\text{tt}} = \frac{P_a}{3} = \frac{163}{3} = 54 \text{ (T)}$$

$$\text{Vậy sức chịu tải của cọc } P = \min (P_{\text{vl}}, P_u, P_a^{\text{tt}}) = \min(132,35; 170; 54 \text{ T})$$

$$P = 54 \text{ (T)}$$



#### 6.5.4. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc

Số cọc:

$$n = \beta \cdot \frac{N}{P} \quad (7-11)$$

Trong đó :

$n$  : số lượng cọc trong đài

$\beta$  : hệ số kinh nghiệm, kể đến ảnh hưởng của lực ngang và mômen ,  $\beta = 1,2$

$N$  : tổng lực đứng kể đến cao trình đáy đài ,  $N = 197,1 \text{ T}$

$P$  : sức chịu tải tính toán của cọc ,  $P = 54\text{T}$

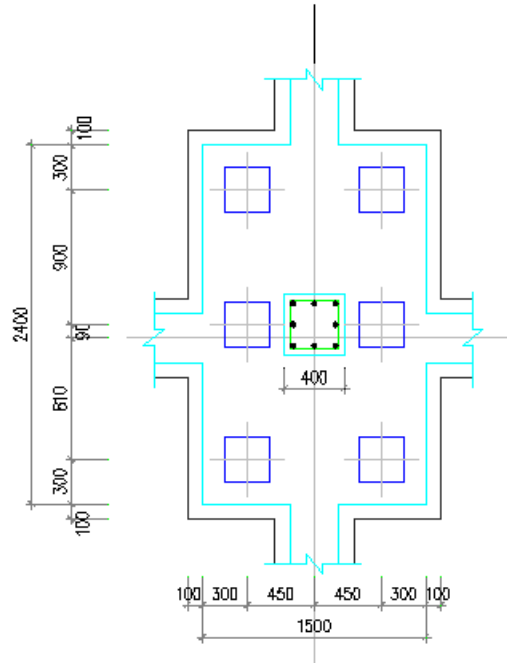
$$\rightarrow n = 1,2 \cdot \frac{197,1}{54} = 4,48$$

Chọn  $n = 6$  cọc

Mặt bằng bố trí cọc cột C73-C3 như hình vẽ:

Như vậy sẽ có kích thước đài :

2400 x 1500 x 900 mm .



### 6.5.5. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc

Tải trọng tác dụng lên cọc chịu nén nhiều nhất và chịu kéo nhiều nhất xác định theo công thức :

$$P_{\max, \min}^o = \frac{N_{\max}}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2} \quad (7-12)$$

$N_{\max}$  : tổng tải trọng đứng tại cao trình đáy đài

$$N_{\max} = N_{tt} + N_d$$

$$= 197,1 + 1,1 \cdot (2,4 \cdot 1,5 \cdot 0,9) \cdot 2,5 = 206 \text{ T}$$

$$M_x = 0,77 \text{ Tm}$$

$$M_y = 9,22 \text{ Tm}$$

$$y_{\max} = 0,9 \text{ m} \quad , \quad x_{\max} = 0,45 \text{ m}$$

$$\sum y_i^2 = 4 \cdot 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot 0,45^2 = 0,81 \text{ m}^2$$

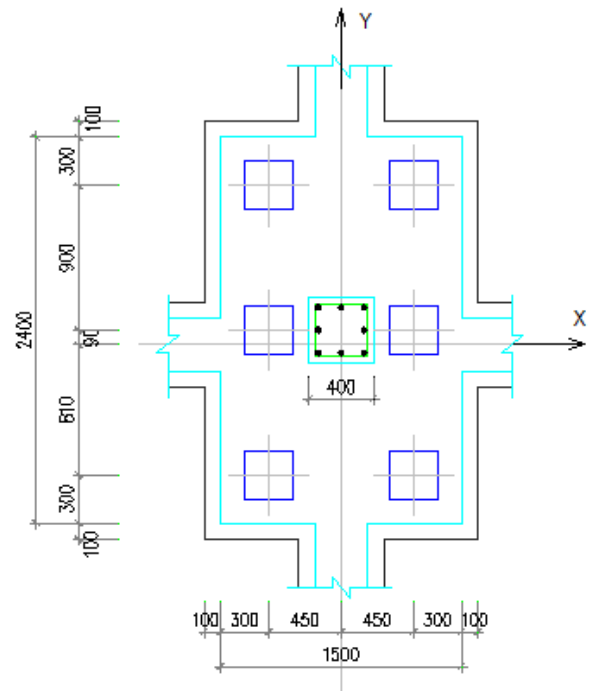
$$\rightarrow P_{\max, \min}^o = \frac{206}{4} \pm \frac{0,77 \cdot 0,9}{3,24} \pm \frac{9,22 \cdot 0,45}{0,81} = \begin{matrix} 56,84 \\ 46,16 \end{matrix} \text{ T}$$

$$\rightarrow P_{\max}^o = 56,84 \text{ ( T )} < P_{gh} = 90,27 \text{ T}$$

$$P_{\min}^o = 46,16 \text{ ( T )} > 0 \rightarrow \text{không cần kiểm tra điều kiện chịu nhổ.}$$

Theo phương vuông góc với khung tính toán có mômen, lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải gây ra ( $M_y$ ,  $Q_x$ ) khá bé. Việc tính toán khả năng chịu lực của cọc theo phương này là bài toán tính toán móng cọc ép chịu tải trọng đứng, ngang và mômen (1 cọc).. Mômen và lực cắt sẽ được truyền cho đất quanh cọc, giằng móng chịu.

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực .



### 6.5.6. Kiểm tra cường độ đất nền

Để kiểm tra cường độ của nền đất tại mũi cọc, coi đài cọc, cọc và phần đất giữa các cọc là 1 móng khối quy ước có chiều sâu đáy móng bằng khoảng cách từ mặt đất tới mặt phẳng đi qua mũi cọc.

Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức :

$$F_{dq} = (A_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \quad (7-13)$$

Trong đó:

$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$  với  $\varphi_{tb}$  là góc ma sát trong trung bình của các lớp đất từ mũi cọc trở lên.

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{24.3,5 + 16.4,8 + 18.9 + 30.11,4 + 35.1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 23^\circ 52'$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{23^\circ 52'}{4} = 5^\circ 88'$$

$A_1, B_1$  là cạnh hình chữ nhật ngoại tiếp 2 cọc,  $A_1 = 1,2 \text{ m}$ ,  $B_1 = 2,1 \text{ m}$

$L$  : chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 30 m

$$\rightarrow F_{qd} = (1,2 + 2 \cdot 30 \cdot \operatorname{tg} 5^\circ 88') \cdot (2,1 + 2 \cdot 30 \cdot \operatorname{tg} 5^\circ 88') = 60,1 \text{ m}^2$$

Mômen chống uốn  $W$  của  $F_{dq}$  là :

$$W_x = W_y = \frac{11,74 \cdot 11,74^2}{6} = 269,7 \text{ m}^3$$

Kiểm tra cường độ của đáy móng khối quy ước phải thoả mãn điều kiện :

$$\sigma^{tt} < [P] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad \text{với} \quad \sigma^{tt} = \frac{N_{dd}^{tt}}{F_{dq}}$$

$$\sigma_{\max}^{tt} < 1,2 [P] \quad \text{với} \quad \sigma_{\max}^{tt} = \frac{N_{dd}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M_{dd}^{tt}}{W}$$

Trọng lượng khối quy ước từ đáy đài trở lên :

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 60,1 \cdot 0,9 \cdot 1,93 = 106,13 \text{ T} \quad (7-14)$$

Trọng lượng khối quy ước từ đáy cọc đến đáy đài :

$$N_2 = N_{đất} + N_{cọc} \quad (7-15)$$

$$N_{cọc} = n \cdot F_{cọc} \cdot \gamma \cdot L_{cọc} = 4 \cdot 0,09 \cdot 1,93 \cdot 30 = 20,84 \text{ T}$$

$$N_{đất} = (V_{qr} - V_{cọc}) \cdot \gamma_{tbđất} \quad (7-16)$$

$$V_{qr} = F_{qr} \cdot L_{cọc}$$

$$V_{cọc} = n \cdot F_{cọc} \cdot L_{cọc}$$

$$\gamma_{tbđất} = \frac{2,15 \cdot 3,5 + 1,85 \cdot 4,8 + 1,92 \cdot 9 + 1,9 \cdot 11,4 + 1,92 \cdot 1,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 1,6} = 1,93 \text{ T/m}^3$$

$$\rightarrow N_{đất} = (60,1 \cdot 30 - 4 \cdot 0,09 \cdot 30) \cdot 1,93 = 3859 \text{ T}$$

$$\rightarrow N_2 = 3859 + 20,84 = 3880 \text{ T}$$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước :

$$N_{qr} = N + N_1 + N_2 = 197,1 + 206 + 3880 = 4132,13 \text{ T}$$

$$M_y = 9,22 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow \sigma^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} = \frac{4132,13}{60,1} = 70,93 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M_{dd}^{tt}}{W} = \frac{4132,13}{60,1} + \frac{9,22}{269,7} = 70,96 \text{ T/m}^2$$

Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi là :

$$P_{gh} = 0,5n_\gamma \gamma N_\gamma + n_q q N_q + n_c c N_c \quad (7-17)$$

Trong đó:

n: hệ số hình dạng ( $l > b$ )

$$n_\gamma = 1 - 0,2 \cdot b/l = 1 - 0,2 \cdot 11,74/11,74 = 0,8$$

$$n_q = 1$$

$$n_c = 1 + 0,2 \cdot b / l = 1 + 0,2 \cdot 11,74 / 11,74 = 1,2$$

$$\varphi = 38^\circ \rightarrow N_\gamma = 79,5 ; N_q = 48,9 , N_c = 61,4$$

$$\gamma : \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 2,01 \text{ T/m}^3$$

$$q = \gamma_o h_m$$

$\gamma_o$ : dung trọng của đất từ mũi cọc lên tới mặt đất tự nhiên

$$\gamma_o = \frac{2,15 \cdot 3,5 + 1,85 \cdot 4,8 + 1,92 \cdot 9 + 1,9 \cdot 11,4 + 1,92 \cdot 6,6}{3,5 + 4,8 + 9 + 11,4 + 6,6} = 1,93 \text{ T/m}^3$$

$$h_m: \text{khoảng cách từ mũi cọc lên tới mặt đất tự nhiên} = 31,2 \text{ m}$$

$$c: \text{lực dính của đất tại đáy móng, } c = 0$$

$$\rightarrow P_{gh} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 2,01 \cdot 79,5 + 1,1 \cdot 93 \cdot 31,2 \cdot 48,9 + 0 = 3480,4 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_p = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{3480,4}{3} = 1160 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma^{tt} = 70,93 \text{ T/m}^2 < \sigma_p = 1160 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\max}^{tt} = 70,96 \text{ T/m}^2 < 1,2 \cdot \sigma_p = 1,2 \cdot 1160 = 1392 \text{ T/m}^2$$

→ Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

#### 6.5.7. Kiểm tra độ lún của móng cọc

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{gl} = \frac{\sigma^{tt} - \gamma_{tb} \cdot h}{1,15} = \frac{70,93 - 1,93 \cdot 36,2}{1,15} = 0,925 \text{ T/m}^2 \quad (7-18)$$

$\sigma_{bt}$ : ứng suất bản thân của các lớp đất tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_{bt} = \gamma_{tb} \cdot h = 1,93 \cdot 31,2 = 69,866 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bt} > 5.p_{gl} = 5 \cdot 0,925 = 4,625 \text{ T/m}^2 \rightarrow \text{không cần tính lún.}$$

#### 6.5.8. Tính toán đài cọc

Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang

##### 7.4.8.1. Tính toán đâm thủng của cọc

$$P \leq [\alpha_1 (b_c + c_2) + \alpha_2 (h_c + c_1)] \cdot h_o \cdot R_{bt}$$

Trong đó :

P : tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng

( bỏ qua trọng lượng đài và đất trên đài )

$$\rightarrow P_{\max, \min}^o = \frac{56,84}{46,16} \text{ T}$$

$$b_c = h_c = 1,2 \text{ m}$$

$h_o$ : chiều cao hữu ích của đài (lấy  $a = 20 \text{ cm}$ )

$$\rightarrow h_o = 0,9 - 0,2 = 0,7 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0,5 \cdot h_o = 0,5 \cdot 0,7 = 0,35 \text{ m}$$

$C_1, C_2$ : khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột

đến mép đáy tháp chọc thủng

$$C_1 = 0,1 \text{ m}, C_2 = 0,1 \text{ m}$$

$$R_{bt} = 9 \text{ kg/cm}^2 = 90 \text{ T/m}^2$$

Vì  $C_1, C_2 < 0,5 h_o$  nên lấy  $C_1 = C_2 = 0,5 h_o$

$$\rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 1,5 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{C_1} \right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{0,5 h_o} \right)^2} = 3,35$$

$$VP = [ 3,35 \cdot (1,2 + 0,35) + 3,35 \cdot (1,2 + 0,35) ] \cdot 0,7 \cdot 90$$

$$= 654,255 \text{ T}$$

$$\rightarrow P = 56,84 + 46,16 = 103 < 654,255 \text{ T}$$

→ thỏa mãn điều kiện chọc thủng .

### 6.5.9 Tính toán cắt trên tiết diện nghiêng

Điều kiện cường độ :

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_{bt} \quad (7-19)$$

Trong đó :

Q : tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng

$$Q = 103 \text{ T}$$

b: bề rộng của đài = 2,4 m

$$h_o = 0,7 \text{ m}$$

$$R_{bt} = 90 \text{ T/m}^2$$

$$\beta = 0,7 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{C} \right)^2}$$

$$C = 0,5 \text{ m} < 0,5h_o$$

$$\rightarrow \beta = 0,7 \sqrt{1 + \left( \frac{h_o}{0,5h_o} \right)^2} = 1,56$$

$$\rightarrow VP = 1,56 \cdot 2,4 \cdot 0,7 \cdot 90 = 235,87 \text{ T}$$

→ Q = 103 T < 235,87 T → Vậy thỏa mãn điều kiện chịu cắt.

### 6.5.10 Tính toán đài chịu uốn

Diện tích cốt thép xác định theo công thức :

$$A_s = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} \quad (7-20)$$

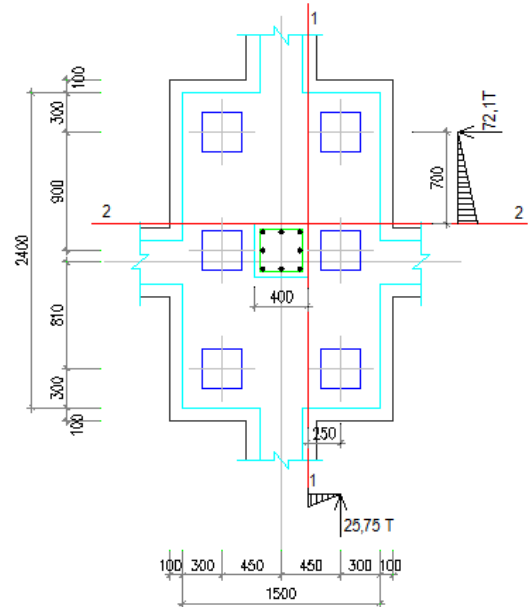
$M_I$  : mômen uốn tương ứng với mặt ngàm cạnh cột .ngàm 1-1

$$M_I = 103.0,25 = 25,75 \text{ Tm}$$

$$R_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \frac{2575000}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 14,6 \text{ cm}^2$$

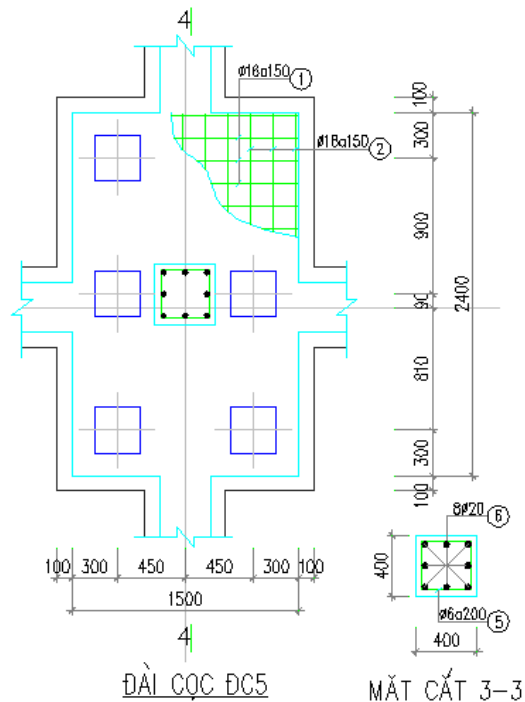
Chọn  $10\phi 16 \text{ a}150$  ( $A_s = 20,111 \text{ cm}^2$ ).



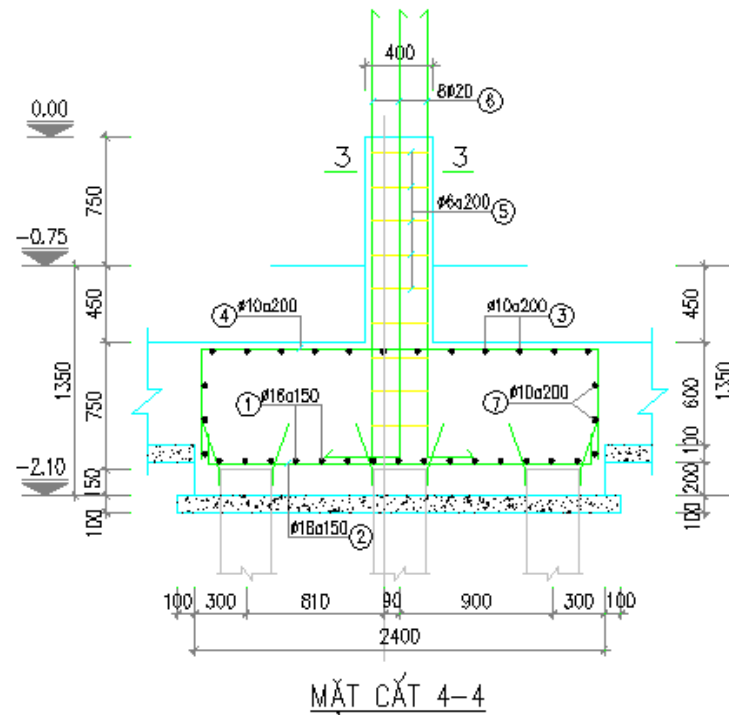
$M_I$  : mômen uốn tương ứng với mặt ngàm cạnh cột .ngàm 2-2

$$M_I = 103.0,7 = 72,1 \text{ Tm} ; R_s = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \frac{7210000}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 38,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Chọn } 16\phi 18 \text{ a}150 \text{ ( } A_s = 40,71 \text{ cm}^2 \text{ )}.$$







Hình 6-2 Cấu tạo cốt thép đài móng Cột C73-C3