

CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

I.1.Số liệu tính toán :

I.2.Yêu cầu thiết kế :

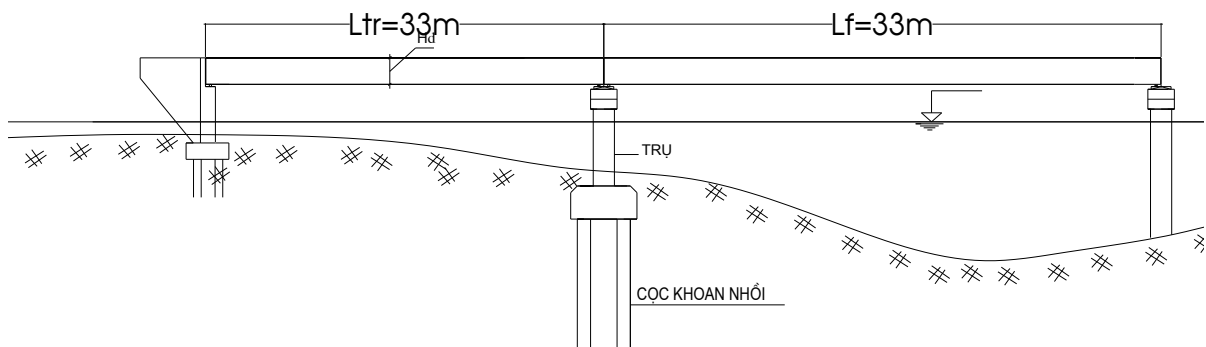
- Tính toán trụ T1 : phương án 1 .
- Tải trọng : HL93, đoàn người 300(kg/m²)
- Kết cấu nhịp trên trụ :
 - + Nhịp trái : dầm bê tông CT dài 33m : $l_{tt} = 33$ (m)
 - + Nhịp phải : dầm bê tông CT dài 33m : $l_{tt} = 33$ (m)
- Khổ cầu :
$$B = (11 + 2 \times 1.5) = 14 \text{ (m)}$$
- Mặt cắt ngang gồm 6 dầm BTCT cách nhau 2.6 m.
- Sông thông thuyền cấp II.

I.3.Quy trình thiết kế :

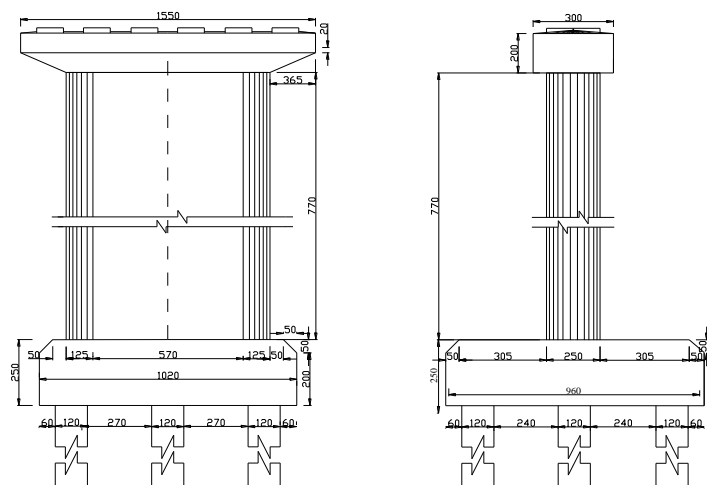
- Quy trình thiết kế 22TCN 272-05.

I.4.Kích thước trụ : (đơn vị cm)

Sơ đồ cầu :



Sơ đồ trụ T1 :



1. Vị trí cao độ :

- Cao độ MNCN: +7.95
- Cao độ MNTT: +4.7
- Cao độ MNTN: +0.25

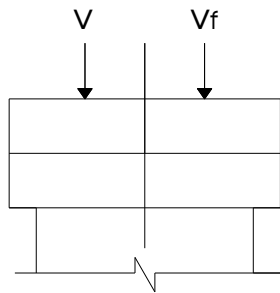
2. Các lớp địa chất :

- lớp 1 : cát mịn
- lớp 2 : sét nhão
- lớp 3 : cát mịn
- lớp 4 : sét pha
- lớp 5 : cát mịn

3. Tải trọng tác dụng :

3.1. Tĩnh tải tác dụng (không hệ số):

3.1.1. Tĩnh tải Theo phương dọc cầu :



+ V_{DC}^{tr} : phản lực gối trái do trọng lượng k/c nhịp (KN).

+ V_{DC}^f : phản lực gối phải do trọng lượng k/c nhịp (KN).

+ V_{DW}^{tr} : phản lực gối trái do lớp phủ (KN).

+ V_{DW}^f : phản lực gối phải do lớp phủ (KN).

Với

- g_{dc}^{tr} : trọng lượng k/c nhịp trái (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).

- g_{dc}^f : trọng lượng k/c nhịp phải (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).

- g_{dw}^{tr} : trọng lượng lớp phủ –nhịp trái /1m.(KN/m)

- g_{dw}^f : trọng lượng lớp phủ –nhịp phải /1m.(KN/m)

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia thành các tải trọng như sau:

a) Tĩnh tải bản thân trụ :

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng như của bộ móng.

Công thức xác định: $P_i = V_i \gamma_i$

Trong đó:

+ P_i : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ

+ V_i : thể tích khối thành phần thứ i của trụ

+ γ_i : trọng lượng riêng từng ứng thành phần thứ i.

-Trọng lượng (mũ trụ +đá tảng):

$$+ \text{Khối lượng mũ trụ } V_{xm} = 15.5 \times 2 \times 3.0 - 2(3.65 \times 1 \times 0.5 \times 3.0) = 82.05 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow P_{mt} = V \times \gamma_{bt} = 82.05 \times 2.5 = 205.125 T = 2151.25 \text{ KN}$$

-Trọng lượng phần thân trụ (từ I-I đến II-II) :

$$+ \text{Khối lượng thân trụ : } V_{tt} = (5.7 \times 2.5 + 3.14/4 \times 2.5^2) \times 7.7 = 157.13 (\text{m}^3)$$

$$\Rightarrow P_{tr} = V \gamma_{bt} = 157.13 \times 2.5 = 392.825 T = 3928.25 \text{ KN}.$$

-Trọng lượng bộ móng :

$$+ \text{Khối lượng móng trụ : } V_{mt} = 10.2 \times 2.5 \times 9.6 = 244.8 (\text{m}^3)$$

$$P_m = V_m \times \gamma_{bt} = 244.8 \times 2.5 = 612 T = 6120 \text{ KN}$$

b) Tính tải kết cấu phần trên

- Tính tải phần 1: bao gồm trọng lượng bản thân của kết cấu nhịp dầm $g_1 = 18.32 \text{ KN/m}$

- Tính tải phần 2: bao gồm toàn bộ trọng lượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn cũng như một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu

+Tính tải ,dầm ngang, tấm đan, lan can: phân bố đều trên toàn chiều dài đường ảnh hưởng với cường độ 18.35 KN/m

+Tính tải lớp phủ mặt cầu: phân bố đều trên toàn chiều dài đường ảnh hưởng với cường độ 2.325 KN/m

- Ta tính gần đúng với 2 nhịp bằng nhau nên :

$$\Rightarrow g_{DC}^{tr} = g_{DC}^f = 18.32 + 18.35 = 36.67 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow g_{DW} = 2.325 \text{ KN/m}$$

$$V_{DC}^{tr} = V_{DC}^f = g_{DC} \frac{l}{2} = 36.67 \times \frac{33}{2} = 605.06 \text{ KN}.$$

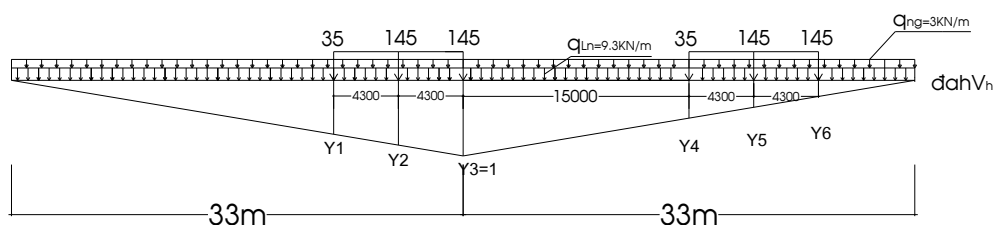
$$V_{DW}^{tr} = V_{DW}^f = g_{DW} \frac{l}{2} = 2.325 \times \frac{33}{2} = 38.36 \text{ KN}$$

4. Hoạt tải thẳng đứng :

4.1. Đọc cầu :

➤ Trọng hợp chất tải cả hai nhịp (2 làn xe) :

(vì hai nhịp giống nhau \rightarrow gần đúng coi $V_{ht}^{tr} = V_{ht}^f = V_{ht}$)



+ V_{ht} : do xe tải 3 trục :

$$V_{ht} = 0.9 * n_L * m_L * (1 + \frac{IM}{100}) * \gamma_L * [145(y_2 + y_3 + y_5 + y_6) + 35(y_1 + y_4)]$$

$$V_{ht} = 0.9 * 2 * 1 * 1.25 * 1.75 * [145(0.87 + 1 + 0.415 + 0.28) + 35(0.74 + 0.545)] = 1641.54 KN$$

+ V_{ht} :do tải trọng làn :

$$V_{ht}^{LN} = 0.9 * q_{LN} * l * n_L * m_L * \gamma_{LN} = 0.9 * 9.3 * (33 + 33) * 2 * 1 * 1.75 = 1933.47 KN .$$

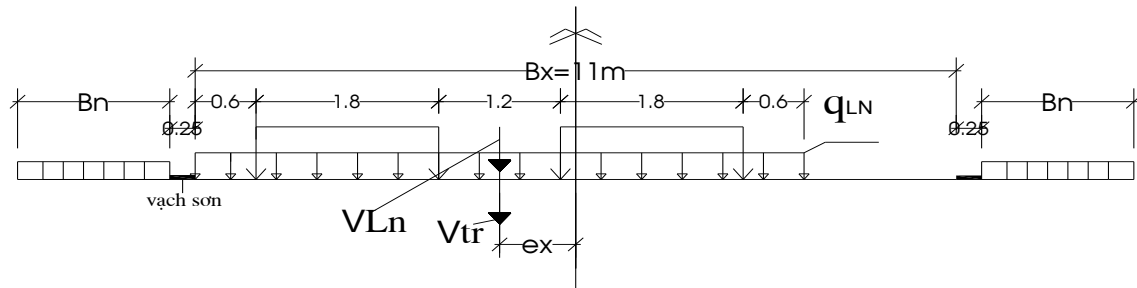
+ V_{ht} :do tải trọng ng- ời :

$$V_{ht}^{Ng} = 0.9 * q_{Ng} * l * n_L * m_L * \gamma_{Ng} = 0.9 * 3 * (33 + 33) * 2 * 1 * 1.75 = 623.7 KN$$

4.2.Ph- ong ngang cầu(gồm 6 dầm I đặt cách nhau 2.6m) :

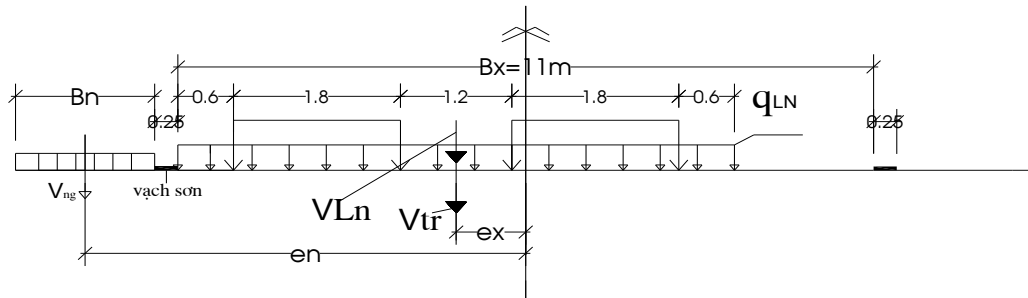
-Gần đúng xem nh- các tải trọng trực tiếp tác dụng lên mũ trụ ,tùy theo cấu tạo mặt cắt ngang → có các sơ đồ tác dụng của tải trọng :

a.Chất 2 làn xe +2 làn ng- ời :



$$\text{Ta tính : } e_x = \frac{B_x}{2} - 0.6 - 1.8 - 0.6 = 2.5m$$

b.Chất 2 làn xe +1 làn ng- ời



$$\text{Ta tính : } e_x = \frac{B_x}{2} - 0.6 - 1.8 - 0.6 = 2.5m$$

$$e_n = \frac{B_x}{2} + 0.25 + \frac{B_n}{2} = 6.5m . B_n = 1.5$$

5.Lực hãm xe (lực nằm ngang theo ph- ong dọc cầu): W_L (có hệ số).

- Đ- ợc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh h- ờng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.

- Lực hãm đ-ợc lấy bằng 25% trọng l-ợng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn đ-ợc đặt trong tất cả các làn thiết kế đ-ợc chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này đ-ợc coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đ-ờng 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đ-ợc chất tải đồng thời đối với cầu và coi nh- đi cùng một chiều trong t-ơng lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

+ W_L : đặt cách mặt đ-ờng 1800mm.

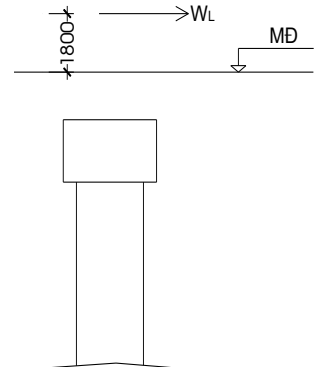
$$W_L = 0.25(\sum p_i).n_L.m_L$$

Trong đó: $\sum p_i$: là tổng trọng lực của tất cả các trục xe tải 3 trục.

+ Nếu dọc cầu chỉ xếp 1 xe thì $\sum p_i = 35 + 2 * 145 = 325 KN$.

+ Nếu dọc cầu xếp 2 xe tải thì : $\sum p_i = 0.9 * 325 * 2 = 585 KN$.

$$\Rightarrow W_L = 0.25(\sum p_i).n_L.m_L = 0.25 * 585 * 2 * 1 = 292.50 KN$$



6. Lực gió (gió ngang):

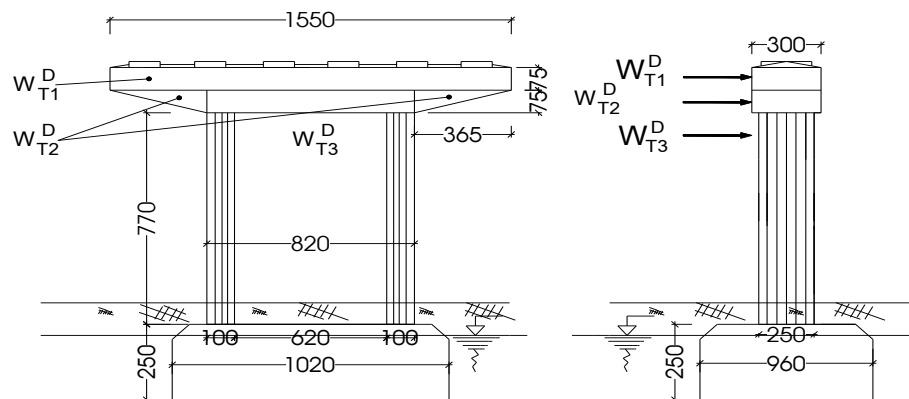
6.1. Dọc cầu:

a. Gió tác dụng lên trụ:

$$W_{Ti}^D = 0.0006.V^2.A_i.C_d > 1.8.A_i(KN)$$

Trong đó: + A_i : Diện tích chắn gió (m^2)

+ C_d : Hệ số cản với trụ đặc $C_d = 1$.



Vì diện tích chắn gió thay đổi \rightarrow chia nhỏ để tìm trọng tâm.

$$A_i = (7.21 \times 8.2 + 15.5 \times 0.75 + 1/2 \times 2 \times 3.65 \times 0.75 + 8.2 \times 0.75) = 79.63 (m^2).$$

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải đ-ợc xác định theo công thức:

$$V = V_B \times S.$$

+V: vận tốc gió .

+ V_B : vận tốc gió tra theo vùng quy định của Việt Nam (m/s).

⇒ lấy ở vùng III có $V_B = 53$ (m/s).

+S: Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra $S = 1.09$, với khu vực mặt thoáng n-ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n-ớc là 7 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$\rightarrow V = V_B \times S = 53 \times 1.09 = 57.77 \left(\frac{m}{s} \right).$$

Suy ra :

$$W_{Ti}^D = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d = 0.0006 \cdot 57.77^2 \cdot 79.63 \cdot 1 = 159.45 \text{ KN} > 1.8 \cdot A_t = 143.33 \text{ (KN)}$$

→ thỏa mãn.

b. Gió dọc cầu tác dụng lên xe :

$$W_x^D = q_G^D \cdot B$$

Trong đó :

+B: là chiều rộng toàn bộ cầu .

+ q_G^D : cường độ gió dọc tác dụng lên xe = 0.75 KN/m.

+ W_x^D : tải trọng gió dọc cách cao độ mặt đường 1800mm.

$$\rightarrow W_x^D = q_G^D \cdot B = 0.75 \cdot 15.5 = 11.625 \text{ KN}.$$

6.2. Theo phương ngang cầu :

a. Gió tác dụng lên trụ :

$$W_T^N = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t > 1.8 A_t$$

Trong đó :

+ A_t : diện tích chắn gió .

Từ hình vẽ : $A_t = H_0 \cdot B_t$

+ H_0 : là chiều cao từ mực n-ớc đến đỉnh trụ.

+ B_t : chiều rộng trụ (ngang cầu).

$$\Rightarrow A_t = H_0 \cdot B_t = 8.4 \cdot (5.7 + 2.5) = 68.88 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow W_T^N = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t = 0.0006 \cdot 57.77^2 \cdot 68.88 = 138 \text{ KN} > 1.8 A_t = 124 \text{ KN}$$

→ thỏa mãn.``

b. Gió ngang tác dụng vào kết cấu nhịp : W_n^n

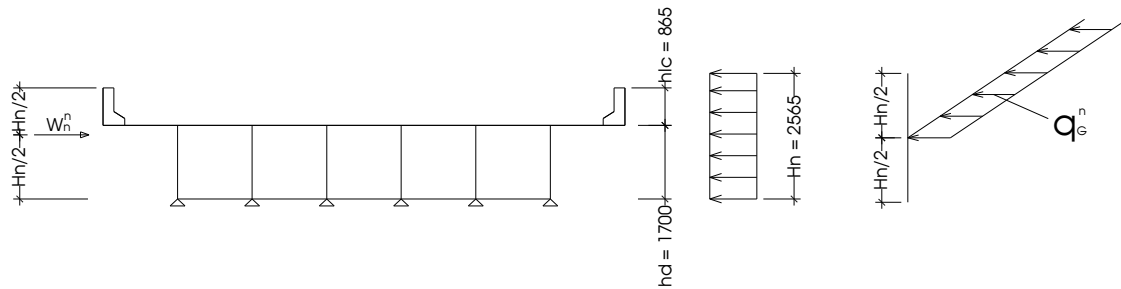
+ q_G^n : tải trọng gió phân bố đều (KN/m) theo phương ngang cầu.

$$q_G^n = 0.0006 \cdot V^2 \cdot H_n \text{ . Với } H_n = h_{lc} + h_d \text{ .}$$

Công thức này xem lan can là đặc ,dầm đặc .

h_{lc} : chiều cao lan can .

h_d : chiều cao dầm chủ.



+ W_n^n : là lực tập trung, đặt tại giữa chiều cao của H_n , tác dụng theo phương ngang cầu
→ khi 2 nhịp dầm đơn giản.

$$W_n^n = q_G^n \cdot \frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 0.0006 * 57.77^2 * (0.865 + 1.7) * \frac{(33 + 33)}{2} = 169.5 \text{ KN}$$

c. Gió ngang cầu tác dụng lên xe:

W_x^n đặt ở cao độ cách mặt đường xe chạy 1800mm.

$$W_x^n = 1.5 * \frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 1.5 * \frac{33 + 33}{2} = 49.5 \text{ KN}$$

(Với 1.5 kn/m là tải trọng theo tiêu chuẩn)

7. Tải trọng do nước:

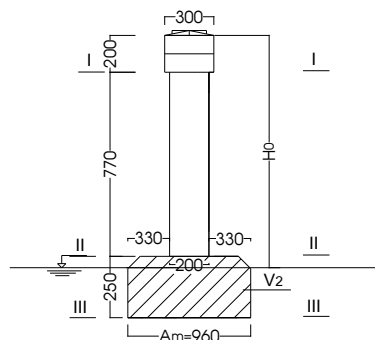
a. Áp lực đẩy nổi:

Tác dụng thẳng đứng theo chiều từ dưới lên trụ p_{dn} .

$$p_{dn} = 9.81.V$$

Với V: là thể tích trụ bị chìm trong nước – từ mực nước tính toán đến mặt cắt trụ (m^3).

Sơ đồ:



- Nếu tính nội lực tại I-I và II-II thì $p_{dn} = 0 \text{ KN}$
- Nếu tính nội lực tại III-III thì $V = 9.6 * 10.2 * 2.29 = 224.24 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow p_{dn} = 9.81.V = 9.81 * 224.24 = 2199.8 \text{ KN}$$

8. Lực ma sát (FR):

Lực do ma sát chung gối cầu phải được xác định trên cơ sở các giá trị cực đại của các hệ số ma sát giữa các mặt trượt. Khi thích hợp cần xét đến các tác động của độ ẩm và khả năng giảm phẩm chất hoặc nhiễm bẩn của mặt trượt hay xoay đối với hệ số ma sát. Và trong các tổ hợp thì không thể lấy đồng thời tải trọng hãm và lực ma sát mà phải lấy giá trị lớn hơn, tuy nhiên ở trụ T2 có đặt gối cố định với giả thiết là lực hãm sẽ truyền xuống trụ theo tỷ lệ 100% nên trong tính toán coi như lực ma sát không đáng kể.

II. Tính nội lực:

Để tính thân trụ, móng nội lực thường tính ít nhất 3 mặt cắt. Yêu cầu đồ án ta đi tính tại mặt cắt II-II và III-III.

II.1. Theo phương dọc cầu : mặt cắt II-II và III-III.

1. Dọc cầu : TTGH CĐ 1:

- các hệ số tải trọng tĩnh : $\gamma_{DC} = 1.25, \gamma_{DW} = 1.5, \eta = 1$.
- hoạt tải 2 nhịp + lực hãm, 2 xe tải dọc cầu + làn + ng-ời.
- mực nước cao nhất: +12.7.

a. Mặt cắt II-II:

• Tổng lực dọc :

$$N_{II} = 1.25(p_{mt} + p_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^f) + 1.5(V_{DW}^{tr} + V_{DW}^f) + V_{ht}^{tr} \times 1.75 \times 1.25 + 1.75(V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng}) - 1.25V_{dn}^{II}$$

$$N_{II} = 1.25(2051.25 + 3928.25 + 605.06 + 605.06) + 1.5(38.36 + 38.36) + 1641.54 \times 1.75 \times 1.25 + 1.75(1933.47 + 623.7) - 1.25 \times 0$$

$$\Rightarrow N_{II} = 17168.02 \text{ KN}$$

- Tổng mômen : lực hãm tác dụng từ trái sang phải và mômen theo chiều kim đồng hồ là (+) và ngược lại là (-)

$$M_{II} = -(1.25V_{DC}^{tr} + 1.5V_{DW}^{tr}) \cdot e_t + (1.25V_{DC}^f + 1.5V_{DW}^f) \cdot e_f + 1.75 \times 1.25 \times W_L \times H_{II}$$

$$M_{II} = -(1.25 \times 605.06 + 1.5 \times 38.36) \times 0.5 + (1.25 \times 605.06 + 1.5 \times 38.36) \times 0.5 + 1.75 \times 1.25 \times 292.50 \times 11.52$$

$$\Rightarrow M_{II} = 7371 \text{ KN.m}$$

• Tổng lực ngang :

$$W_{II} = 1.75 \times 1.25 \times W_L = 1.75 \times 1.25 \times 292.50 = 639.84 \text{ KN}$$

Trong đó :

H_{II} : là khoảng cách từ điểm đặt lực hãm W_L đến mặt cắt II-II.

Theo hình vẽ :

$$H_{II} = H_t + H_g + H_{dch} + H_{lp} + 1.8 \text{ m} = 7.7 + 0.2 + 1.7 + 0.12 + 1.8 = 11.52 \text{ m}$$

Với : H_{lp} : chiều dày lớp phủ mặt cầu (m).

H_g : chiều cao gối + đá tảng (m).

H_{dch} : chiều cao dầm chủ (m)

b. Mặt cắt III-III:

• Tổng Lực dọc:

$N_{III} = N_{II} + 1.25P_m - 1.25V_{dn}^m$, với $V_{dn}^m = V_m = 10.2 * 2.5 * 9.6 = 244.8m^3$ (thể tích bề móng).

$$\Rightarrow N_{III} = 17168.02 + 1.25 * 6120 - 1.25 * 244.8 = 24512.02KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{III} = M_{II} + W_L * 1.75 * 1.25 * H_m.$$

$$\Rightarrow M_{III} = 7371 + 292.50 * 1.75 * 1.25 * 2.5 = 8970.61KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III} = W_{II} = 639.84KN$$

2. Dọc cầu TTGH sử dụng :

a. Mặt cắt II-II:

• **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^{SD} = P_{mt} + P_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^f + V_{DW}^{tr} + V_{DW}^f + 1.25.V_{ht}^{TR} + V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng} - V_{dn}^{II}$$

$$N_{II}^{SD} = 2051.25 + 3928.25 + 605.06 + 605.06 + 38.36 + 38.36 + 1.25 * 1641.54 + 1933.47 + 623.7 - 0$$

$$\Rightarrow N_{II}^{SD} = 11875.44KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^{SD} = -(V_{DC}^{tr} + V_{DW}^{tr}).e_t + (V_{DC}^f + V_{DW}^f).e_f + 1.25.W_L.H_{II}$$

$$M_{II}^{SD} = -(605.06 + 38.36) * 0.5 + (605.06 + 38.36) * 0.5 + 1.25 * 292.50 * 11.52 = 4212 KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W_{II}^{SD} = 1.25.W_L = 1.25 * 292.50 = 365.62KN$$

b. Mặt cắt III-III:

• **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^{SD} = N_{II}^{SD} + P_m - V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^{SD} = 11875.44 + 6120 - 244.8 = 17750.64KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^{SD} = M_{II}^{SD} + 1.25.W_L.H_m$$

$$\Rightarrow M_{III}^{SD} = 4212 + 1.25 * 292.50 * 2.5 = 5126.06KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III}^{SD} = W_{II}^{SD}$$

$$\Rightarrow W_{III}^{SD} = 365.62KN$$

3. Ngang cầu TTGH c- ờng độ 1 :

+hệ số tĩnh tải >1 , $\gamma = 1$.

+hoạt tải 2 nhịp (2 lần xe +1 ng- ời lệch tâm về bên trái).

+mức n- ớc cao nhất.

a. Mặt cắt II-II:

T- ờng tự nh- dọc cầu –trừ đi 1 nửa phản lực gối do tải trọng ng- ời.

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^N = N_{II} - 1.75 * \frac{V_{ht}^{Ng}}{2}, \text{ Với } N_{II} : \text{dọc cầu TTGH CD1}$$

$$\Rightarrow N_{II}^N = 17168.02 - 1.75 * \frac{623.7}{2} = 16622.3KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^N = (1.25 * 1.75 * V_{ht}^{TR} + 1.75 * V_{ht}^{LN}) * e_x + 1.75 * \frac{V_{ht}^{Ng}}{2} * e_n$$

$$\Rightarrow M_{II}^N = (1.25 * 1.75 * 1641.54 + 1.75 * 1933.47) * 2.5 + 1.75 * \frac{623.7}{2} * 6.5 = 20983.4KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :** $W_{II}^N = 0$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^N = N_{II}^N + 1.25 * P_m - 1.25 * V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^N = 16622.3 + 1.25 * 6120 - 1.25 * 244.8 = 23966.3KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^N = M_{II}^N = 20983.4KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III}^N = 0$$

4. Ngang cầu TTGH sử dụng 1 :

a. Mặt cắt II-II:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^{NSD} = N_{II}^{SD} - \frac{V_{ht}^{Ng}}{2}, \text{ Với } N_{II}^{SD} : \text{theo dọc cầu TTGH SD.}$$

$$\Rightarrow N_{II}^{NSD} = 11875.44 - \frac{623.7}{2} = 11563.6KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^{NSD} = M_{II}^N = 20983.4KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{II}^{NSD} = 0$$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^{NSD} = N_{II}^{NSD} + P_m - V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^{NSD} = 11563.6 + 6120 - 244.8 = 17438.8KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^{NSD} = M_{II}^{NSD} = 20983.4KN.m$$

• Tổng Lực ngang :

$$W_{III}^{NSD} = 0$$

BẢNG TỔNG HỢP NỘI LỰC

Mặt cắt	Ph- ơng dọc cầu			Ph- ơng ngang cầu		
	TTGH CĐ1			TTGH CĐ1		
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
II-II	17168.02	7371	639.84	16622.3	20983.4	0
III-III	24512.02	8970.61	639.84	23966.3	20983.4	0
Mặt cắt	TTGH SD			TTGH SD		
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
II-II	11875.44	4212	365.62	17438.8	20983.4	0
III-III	17750.64	5126.06	365.62	19381.3	20983.4	0

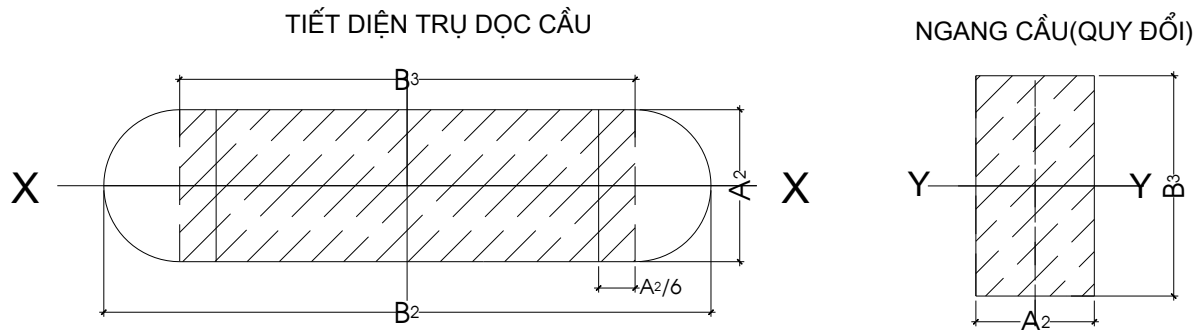
III.Kiểm tra tiết diện thân trụ theo TTGH:

1.Kiểm tra sức kháng tiết diện trụ MC II-II (TTGH CĐ1):

1.1.Xét hiệu ứng độ mảnh của trụ : $\frac{K.L_u}{r}$

Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có chiều rộng là A_2 ,chiều dài là B_3 .

$$\text{Với } B_3 = B_2 - A_2 + \frac{A_2}{3} .$$



a.Theo dọc cầu :

+K :hệ số =1.

+ L_u :chiều dài chịu nén = H_t .

+ r_x : bán kính quán tính $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$.

+ J_x : Mômen quán tính $J_x = B_3 x \frac{A_2^3}{12}$.

+ $F = B_3 x A_2$.

Nếu tỷ số : $\frac{K.L_u}{r} < 22 \rightarrow$ bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh .

Số liệu : $B_2 = 8.2m$, $A_2 = 2.5m$, trụ cao $H_t = 7.7m$.

Suy ra :

$$B_3 = 8.2 - 2.5 + \frac{2.5}{3} = 6.53m$$

$$F = B_3 * A_2 = 6.53 * 2.5 = 16.325m^2$$

$$J_x = B_3 * \frac{A_2^3}{12} = 6.53 * \frac{2.5^3}{12} = 8.5m^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{8.5}{16.325}} = 0.72m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1 * 7.7}{0.72} = 10.7 < 22 \rightarrow \text{Bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh.}$$

b.Theo phương ngang cầu :

$$\frac{K.L_u}{r} < < < 22$$

Ta có :

$$J_y = A_2 * \frac{B_3^3}{12} = 2.5 * \frac{6.53^3}{12} = 58.01m^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{58.01}{16.325}} = 1.88m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1 * 7.7}{1.88} = 4.1 < < < 22 \Rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

2. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt II – II

$$N_{\max} = 17168.02KN, M_{\max} = 7371 (KN.m)$$

$$\text{-Công thức kiểm tra: } \sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \leq R_n$$

Trong đó: R_n là cường độ của bê tông M300 ($R_n = 15000 KN/m^2$)

F – Diện tích đáy móng ($F_m = 16.325m^2$)

W – Mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{a * b^2}{6} = \frac{6.53 * 2.5^2}{6} = 6.8 (m^3)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{17168.02}{16.325} + \frac{7371}{6.8} = 2135.6 (KN/m^2)$$

$$= 2135.6KN/m^2 < R_n = 15000 (KN/m^2) \Rightarrow \text{đạt}$$

Vậy kích thước đáy móng chọn đạt yêu cầu.

3. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt III – III

$$N_{\max} = 24512.02KN, M_{\max} = 8970.61 (KN.m)$$

$$\text{-Công thức kiểm tra: } \sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \leq R_n$$

Trong đó: R_n là cường độ của Bê tông ($R_n = 15000 KN/m^2$)

F – Diện tích đáy móng ($F_m = 10.2 \times 9.6 = 97.92 \text{ m}^2$)

W – Mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{10.2 \cdot 9.6^2}{6} = 156.7 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{24512.02}{97.92} + \frac{8970.61}{156.7} = 307.6 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$= 307.6 \text{ KN/m}^2 < R_n = 15000 \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ đạt}$$

Vậy kích thước đáy móng chọn đạt yêu cầu.

4. Giả thiết cốt thép trụ:

Trong Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI' trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của ρ_l là từ 1-2%, trong đó ρ_l là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nh- ng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết l- ượng cốt thép trong trụ lấy $\rho_l = 0.015$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_l A_g = 0.015 \times 13.74 \times 10^6 = 206100 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ường kính cốt thép là $\phi 25$

$$\text{Số l- ượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 420 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 420 thanh cốt thép D25

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10cm

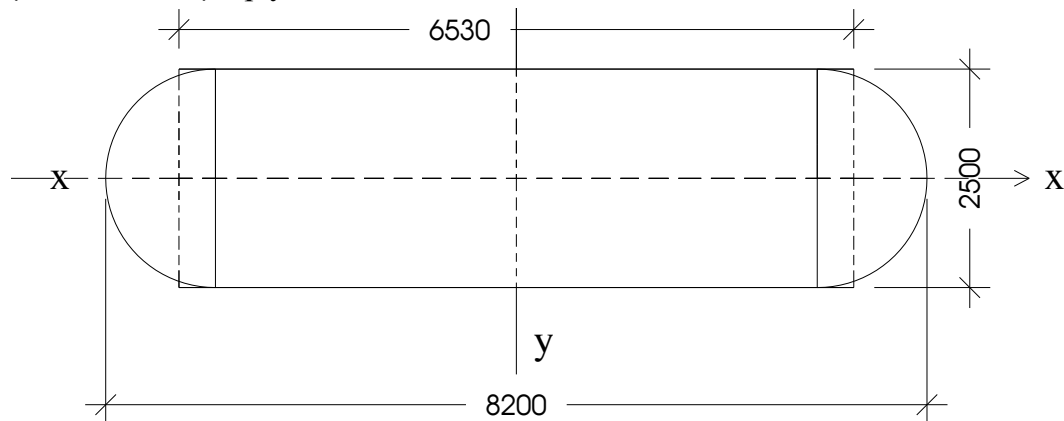
Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

Chọn cốt đai có đ- ường kính $\phi 16$.

5. Quy đổi tiết diện tính toán:

+ Tiết diện trụ chọn đ- ọc bo tròn theo một bán kính bằng 0.8m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+ Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực. Diện tích cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.



quy đổi tiết diện tính toán thân trụ (đơn vị mm)

6. Kiểm tra sức kháng uốn theo 2 phương MC II-II:

Xác định tỷ số khoảng cách giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột.

Chọn cốt đai có đường kính $\Phi 16$

Chọn lớp bảo vệ cốt thép từ mép đến tim của cốt thép chịu lực là 100mm

Cốt thép chịu lực chọn $\Phi 25$ khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 100mm

Tính toán tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài :

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và trạng thái thích biến dạng cho trạng thái hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể tính theo các biểu thức gần đúng sau :

So sánh :

+ Nếu lực dọc : $N < 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ thì kiểm tra :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1$$

+ Nếu lực dọc : $N \geq 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$ thì kiểm tra :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_{rxy} = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_0}} \geq P_u$$

Trong đó :

+ ϕ : hệ số sức kháng ck chịu nén dọc trục : $\phi = 0.9$.

+ A_g : diện tích tiết diện trụ .

+ M_{ux} : mômen uốn theo trục x (N.mm).

+ M_{uy} : mômen uốn theo trục y (N.mm).

+ M_{rx} : sức kháng uốn tiết diện theo trục x

+ M_{ry} : sức kháng uốn tiết diện theo trục y.

+ P_{rxy} : sức kháng dọc trục khi uốn theo 2 phương (lực dọc tiết diện chịu đ-ợc).

+ P_{rx} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_y (N)

+ P_{ry} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_x (N)

+ e_x : độ lệch tâm theo phương x $\rightarrow e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$ (mm)

+ e_y : độ lệch tâm theo phương y $\rightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$ (mm)

+ P_u : lực dọc tính theo TTGH CĐ1 (lực dọc N)

+ $P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$ (N)

$$+M_{rx} = \phi * A_s f_y (d_s - \frac{a}{2}).$$

+ A_s : diện tích cốt thép chịu kéo

+ A_{st} : dtích td cốt thép dọc

Ta có : $0,10 \phi f'_c A_g = 0,1 * 0,75 * 30 * 16.325 * 1000 = 36731.25 \text{KN}$

Giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục N_z ở trong các tổ hợp ở TTGHCD, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)

$$M_{rx} = \phi . A_s . f_y . (d_s - \frac{a}{2})$$

T-ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

+ d_s : khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bê tông bảo vệ và đ-ờng kính thanh thép).

+ f_y : giới hạn chảy của thép.

+ A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai ph-ơng.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0,118 * 420}{0,85 * 0,85 * 30 * 6.53} = 0.35$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0,118 * 420}{0,85 * 0,85 * 30 * 2.5} = 0.91$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.35 * 0.85 = 0.3$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0.91 * 0.85 = 0.77$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 * 0.118 * 420 \cdot 10^3 \left(6.53 - 0.132 - \frac{0.3}{2} \right) = 278685.8 \text{KNm}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 * 0.118 * 420 \cdot 10^3 \left(2.5 - 0.132 - \frac{0.77}{2} \right) = 88449.7 \text{KNm}$$

$$+ \beta_1 = 0.85$$

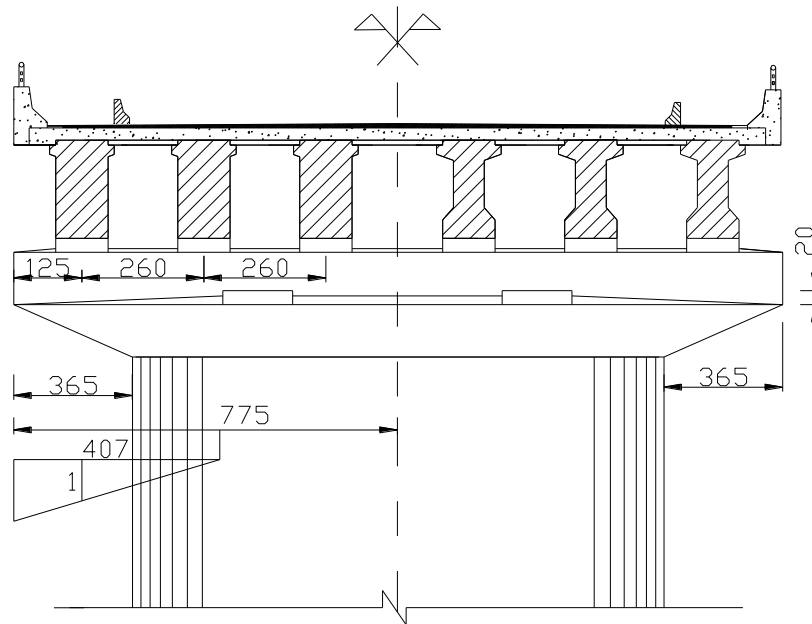
+ b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph-ơng là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều:

Tổ hợp Tải trọng	N	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
CD1	17168.02	7371	20983.4	278685.8	88449.7	0.264	đạt
TTSD	11875.44	4212	20983.4	278685.8	88449.7	0.252	đạt

Tính Toán Mũ Trụ:

Sơ đồ:



- Mũ trụ làm việc nh- ngầm công xôn

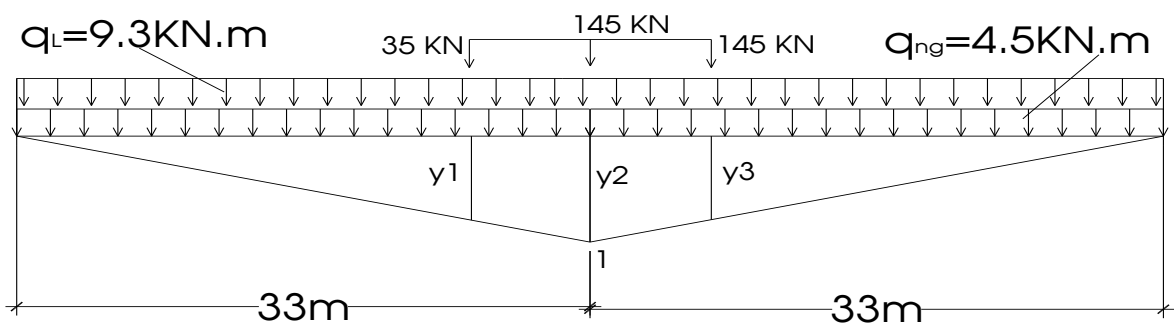
$$l_{tt} = 3.65 + \frac{R}{3} = 3.65 + \frac{1.25}{3} = 4.07 \text{ (m)}$$

- Tải trọng tác dụng lên phần công xôn là:

$$+ \text{Do trọng lượng bản thân: } g_1 = (4.07 \cdot 0.4 + \frac{4.07 \cdot 1.25}{2}) \cdot 25 = 104.3 \text{ (KN/m)}$$

$$+ \text{Do tính tải phân kết cấu nhịp: } P_1 = \frac{P_{DW} + P_{dc+dn}}{6} = \frac{38.36 + 605.06}{6} = 107.24 \text{ (KN)}$$

+ Do hoạt tải: P_2



$$\omega = \frac{4.07 \cdot 4.07}{2} = 8.28 \text{ m}^2$$

$$P_{ht} = 1.75 [1.25 \cdot [145 \cdot (1 + 0.86) + 35 \cdot 0.86 + 9.3 \cdot 8.28] \cdot 0.288 + 4.5 \cdot 8.28 \cdot 1.5] = 335.2 \text{ KN}$$

Nội lực tính toán :

+ Mômen:

$$M_{ht} = \frac{g_1 * 1.25 * l_{tt}^2}{2} + P_1 * a + P_{ht} * a = 104.3 * 1.25 * 4.07^2 / 2 + 107.24 * 1.25 + 335.2 * 1.25$$

$$M_{ht} = 1109.4 \text{ KN.m}$$

1. Tính và bố trí cốt thép:

- Bê tông mũ trụ dùng mác 300 có $R_u = 150 \text{ kg/cm}^2$

- Chọn cốt thép loại AII có $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

với $h_0 = h - a = 200 - 5 = 195 \text{ cm}$ (lấy $a = 5 \text{ cm}$)

$$A = \frac{M}{R_u * b * h_0^2} = \frac{1109.4 * 10^4}{150 * 250 * 195^2} = 0.00986$$

$$\rightarrow \gamma = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.00986}) = 0.99$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a * \gamma * h_0} = \frac{1109.4 * 10^4}{2400 * 0.99 * 195} = 30.35 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 8 thanh $\phi 22$ có $F_a = 30.41 \text{ cm}^2$ với $a = 15 \text{ cm}$.

Để an toàn ta chọn 10 thanh $\phi 22$

IV. Tính toán móng cọc khoan nhồi.:

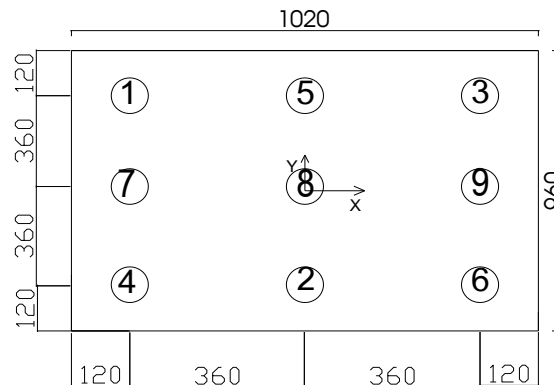
Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn c-ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định đ-ợc, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

Số liệu tính toán:

Đ- ờng kính thân cọc	1200	mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	+4.91	m
Cao độ đáy bệ cọc	+2.41	m
Cao độ mũi cọc (dự kiến)	-22.09	m
Chiều dài cọc (dự kiến)	25	m
Đ- ờng kính thanh cốt thép dọc	25	mm
C- ờng độ bê tông cọc	30	Mpa
C- ờng độ cốt thép cọc	420	Mpa
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu	3600	mm
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu	3600	mm

Bố trí cọc trên mặt bằng



1. Xác định sức chịu tải cọc:

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1,2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi)_i$ và lớp cát mịn có góc ma sát $\varphi = 45^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực $20\phi 25$ có cường độ 420MPa . đai tròn $\phi 10$ a200.

1.1. Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

- Bê tông cấp 30 có $f_c' = 30\text{MPa}$

- Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 240\text{MPa}$

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc $D = 1200\text{mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với $P_n = C$ - cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức:

$$P_n = \phi \cdot \{m_1 \cdot m_2 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0,75 \cdot 0,85 \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó:

ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi = 0,75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

$f_c' = 30\text{MPa}$: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

$f_y = 420\text{MPa}$: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3,14 \times 1200^2 / 4 = 1130400\text{mm}^2$$

A_{st} : Diện tích của cốt thép dọc (mm^2).

Hàm lượng cốt thép dọc thường hợp lý chiếm vào khoảng 1,5-3%. với hàm lượng 2% ta có:

$$A_{st} = 0,02 \times A_c = 0,02 \times 1130400 = 22608\text{mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0,75 \times 0,85 \times (0,85 \times 30 \times (1130400 - 22608) + 420 \times 22608) = 24062 \times 10^3 (\text{N}).$$

Hay $P_v = 2406.2$ (T).

1.2. Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền:

Số liệu địa chất:

- lớp 1 : cát hạt mịn
- lớp 2 : sét nhão
- lớp 3 : cát hạt mịn
- lớp 4 : sét pha
- lớp 5 : cát hạt mịn

***. Sức chịu tải của cọc theo đất nền: $P_n = P_{dn}$**

-Sức chịu tải của cọc được tính theo công thức sau: (10.7.3.2-2 22TCN-272-05)

Với cọc ma sát: $P_{dn} = \varphi_{pq} * P_p + \varphi_{qs} * P_s$

Có:
 $P_p = q_p \cdot A_p$
 $P_s = q_s \cdot A_s$

+ P_p : sức kháng mũi cọc (N)

+ P_s : sức kháng thân cọc (N)

+ q_p : sức kháng đơn vị mũi cọc (MPa)

+ q_s : sức kháng đơn vị thân cọc (MPa)

$$q_s = 0,0025 \cdot N_i \leq 0,19 \text{ (MPa)} \text{ Theo Quiros \& Reese (1977)}$$

+ A_s : diện tích bề mặt thân cọc (mm^2)

+ A_p : diện tích mũi cọc (mm^2)

+ φ_{qp} : hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc quy định cho trong Bảng 10.5.5-3 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc. Đối với đất cát $\varphi_{qp} = 0,55$.

+ φ_{qs} : hệ số sức kháng đối với sức kháng thân cọc cho trong Bảng 10.5.5-3 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc. Đối với đất sét $\varphi_{qs} = 0,65$. Đối với đất cát $\varphi_{qs} = 0,55$.

- Sức kháng thân cọc của Tru :

Khi tính sức kháng thành bên bỏ qua 1D tính từ chân cọc trở lên.

Sức chịu tải của cọc trụ T1 theo ma sát thành bên

Lớp đất	Chiều dày thực L_t (m)	Chiều dày tính toán L_{tt} (m)	Trạng thái	N	Diện tích bề mặt cọc $A_s = L_{tt} \cdot P = 3,14 \cdot L_{tt}$ (m ²)	$q_s = 0,0025 \cdot N \cdot 10^3$ (KN)	$P_s = A_s \cdot q_s$ (KN)
Lớp 1	10	10	Rời	10	31.4	25	2198
Lớp 2	4	4	Nhào	4	12.56	10	628
Lớp 3	15	15	Rời	10	47.1	25	3297
Lớp 4	5	5	Chặt	30	15.7	75	1570
Lớp 5	∞	1.6	Rời	10	5.024	25	351.7
ΣP_s							8044.7

-Sức kháng mũi cọc:

$$P_p = 0,057 \cdot N \cdot 10^3 = 0,057 \cdot 30 \cdot 1000 = 2280(\text{KN})$$

Tổng sức chịu tải của một cọc đơn:

$$P_{dn} = 0,55 \cdot P_p + 0,55 \cdot P_s = 0,55 \cdot 2280 + 0,55 \cdot 8044.7 = 5678.6(\text{KN}) = 567.86(\text{T})$$

Từ kết quả tính toán ở trên chọn sức chịu tải của cọc là

$$P_{cọc} = \min(P_{vl}, P_{nd})$$

$$\Rightarrow P_{cọc} = 567.86 \text{ T}$$

2.Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi nh- đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

$$P_{\max} \leq P_c$$

Trong đó:

- P_{\max} : Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã đ- ợc tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ- ợc tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó :

- P : tổng lực đứng tại đáy đài .
- n : số cọc, $n = 9$
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

- M_x , M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương x , y .

Kiểm toán cọc với $P_c = 5678.6 \text{ KN}$

TRẠNG THÁI GHCD I

$$N_z = 17168.02 \text{ KN}$$

$$M_x = 7371 \text{ KNm}$$

$$M_y = 20983.4 \text{ KNm}$$

Cọc	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$X_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	$N_i \text{ (KN)}$	Yêu cầu
1	-3.6	3.6	12.96	12.96	2277.35	đạt
2	0	-3.6	0	12.96	2566.31	đạt
3	3.6	3.6	12.96	12.96	4220.26	đạt
4	-3.6	-3.6	12.96	12.96	894.85	đạt
5	0	3.6	0	12.96	2248.81	đạt
6	3.6	-3.6	12.96	12.96	2537.76	đạt
7	-3.6	0	12.96	0	1136.10	đạt
8	0	0	0	0	2907.56	đạt
9	3.6	0	12.96	0	3879.01	đạt