

PHẦN II

KẾT CẤU



Nhiệm vụ :

1. Giải pháp kết cấu .
2. Tính toán khung trục 3.
3. Tính toán móng khung trục 3.
4. Tính toán móng sàn tầng điển hình.
5. Tính toán thang bộ tầng điển hình.

Bản vẽ kèm theo :

6. 1 Bản vẽ kết cấu khung .
7. 1 Bản vẽ kết cấu móng.
8. 1 Bản vẽ sàn tầng điển hình.
9. 1 Bản vẽ thang.

SINH VIÊN THỰC HIỆN	: NGUYỄN VĂN QUANG
MÃ SỐ SINH VIÊN	: 1351040073
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN	: TH.S TRẦN DŨNG

Chương 2: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1 Sơ bộ phương án kết cấu:

2.1.1 Phân tích các dạng kết cấu khung :

Đối với việc thiết kế công trình, việc lựa chọn giải pháp kết cấu đóng một vai trò rất quan trọng, bởi vì việc lựa chọn trong giai đoạn này sẽ quyết định trực tiếp đến giá thành cũng như chất lượng công trình. Có nhiều giải pháp kết cấu có thể đảm bảo khả năng làm việc của công trình do vậy để lựa chọn được một giải pháp kết cấu phù hợp cần phải dựa trên những điều kiện cụ thể của công trình.

Hệ kết cấu khung chịu lực: Là hệ kết cấu không gian gồm các khung ngang và khung dọc liên kết với nhau cùng chịu lực. Để tăng độ cứng cho công trình thì các nút khung là nút cứng. Ưu điểm là tạo được không gian rộng, dễ bố trí mặt bằng và thỏa mãn các yêu cầu chức năng. Nhược điểm là độ cứng ngang nhỏ, tỷ lệ thép trong các cấu kiện thường cao. Hệ kết cấu này phù hợp với những công trình chịu tải trọng ngang nhỏ.

Hệ kết cấu vách chịu lực: Đó là hệ kết cấu bao gồm các tấm phẳng thẳng đứng chịu lực. Hệ này chịu tải trọng đứng và ngang tốt áp dụng cho nhà cao tầng. Tuy nhiên hệ kết cấu này ngăn cản sự linh hoạt trong việc bố trí các phòng.

Hệ kết cấu hỗn hợp khung - vách - lõi chịu lực: Về bản chất là sự kết hợp của 2 hệ kết cấu đầu tiên. Vì vậy nó phát huy được ưu điểm của cả 2 giải pháp đồng thời khắc phục được nhược điểm của mỗi giải pháp trên. Thực tế giải pháp kết cấu này được sử dụng rộng rãi do những ưu điểm của nó. Tùy theo cách làm việc của khung mà khi thiết kế người ta chia ra làm 2 dạng sơ đồ tính: sơ đồ giằng và sơ đồ khung giằng. Sơ đồ giằng: Khi khung chỉ chịu tải trọng theo phương đứng ứng với diện chịu tải, còn tải ngang và một phần tải đứng còn lại do vách và lõi chịu. Trong sơ đồ này các nút khung được cấu tạo khớp, cột có độ cứng chống uốn nhỏ. Sơ đồ khung giằng: Khi khung cũng tham gia chịu tải trọng đứng và ngang cùng với lõi và vách. Với sơ đồ này các nút khung là nút cứng.

2.1.2 Phương án lựa chọn :

Kết cấu bê tông cốt thép là một trong những hệ kết cấu chịu lực được dùng nhiều nhất trên thế giới. Các nguyên tắc quan trọng trong thiết kế và cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép liên khối cho nhà nhiều tầng có thể tóm tắt như sau:

- Kết cấu phải có độ dẻo và khả năng phân tán năng lượng lớn (Kèm theo việc giảm độ cứng ít nhất).

- Dầm phải bị biến dạng dẻo trước cột.

- Phá hoại uốn phải xảy ra trước phá hoại cắt.

- Các nút phải khỏe hơn các thanh (cột và dầm) qui tụ tại đó.

Việc thiết kế công trình phải tuân theo những tiêu chuẩn sau:

- Vật liệu xây dựng cần có tỷ lệ giữa cường độ và trọng lượng càng lớn càng tốt .

- Tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể khắc phục được tính chịu lực thấp của vật liệu hoặc kết cấu .
- Tính thoái biến thấp nhất là khi chịu tải trọng lặp.
- Tính liên khối cao: Khi bị dao động không nên xảy ra hiện tượng tách rời các bộ phận công trình.
- Giá thành hợp lý: Thuận tiện cho khả năng thi công ...

Hình dạng mặt bằng nhà: Sơ đồ mặt bằng nhà phải đơn giản, gọn và độ cứng chống xoắn lớn: Không nên để mặt bằng trải dài; hình dạng phức tạp; tâm cứng không trùng với trọng tâm của nó và nằm ngoài đường tác dụng của hợp lực tải trọng ngang.

Hình dạng nhà theo chiều cao: Nhà phải đơn điệu và liên tục, tránh thay đổi một cách đột ngột hình dạng nhà theo chiều cao. Hình dạng phải cân đối: Tỷ số chiều cao trên bề rộng không quá lớn.

Độ cứng và cường độ: Theo phương đứng nên tránh sự thay đổi đột ngột của sự phân bố độ cứng và cường độ trên chiều cao nhà. Theo phương ngang tránh phá hoại do ứng suất tập trung tại nút.

Đối với việc thiết kế công trình, việc lựa chọn giải pháp kết cấu đóng một vai trò rất quan trọng, bởi vì việc lựa chọn trong giai đoạn này sẽ quyết định trực tiếp đến giá thành cũng như chất lượng công trình. Có nhiều giải pháp kết cấu có thể đảm bảo khả năng làm việc của công trình do vậy để lựa chọn được một giải pháp kết cấu phù hợp cần phải dựa trên những điều kiện cụ thể của công trình.

Phương án lựa chọn: Sự kết hợp của giải pháp kết cấu khung – vách - lõi cùng chịu lực tạo ra khả năng chịu tải cao hơn cho công trình. Với công trình nhà trường học thấp tầng.

Phương án khung BTCT chịu lực là hợp lý hơn cả.

Công trình có chiều dài lớn so với chiều rộng ($H > 2B$) thì ta nên chọn hệ khung phẳng để tính toán vì tính toán khung phẳng đơn giản hơn và tăng độ an toàn cho công trình...

***TÍNH KHUNG TRỤC 3**

Khung là kết cấu hệ thanh, bao gồm các thanh ngang gọi là dầm, các thanh đứng gọi là cột, đôi khi có cả những thanh xiên. Các thanh được liên kết tại các nút khung.

Khung là loại kết cấu rất phổ biến, sử dụng làm kết cấu chịu lực chính trong hầu hết các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Khung có thể thi công toàn khối hoặc lắp ghép. Kết cấu khung BTCT toàn khối được sử dụng rộng rãi nhờ những ưu điểm: Đa dạng, linh động về tạo dáng kiến trúc, độ cứng công trình lớn.

- Công trình: Nhà điều hành sản xuất giấy da Hải Phòng; với kết cấu chịu lực chính là hệ khung bê tông cốt thép toàn khối.

- Căn cứ vào bước cột, nhịp của dầm khung ngang, ta nhận thấy phương chịu lực của nhà theo phương ngang là hợp lý và phương dọc nhà có số lượng cột nhiều hơn phương ngang nhà, như vậy sẽ ổn định theo phương ngang là phương nguy hiểm hơn để tính toán.

- Sơ đồ tính khung là khung phẳng theo phương ngang nhà, dựa vào bản vẽ thiết kế kiến trúc ta xác định được hình dáng của khung (nhịp, chiều cao tầng), kích thước tiết diện cột, đảm được tính toán chọn sơ bộ, liên kết giữa các cấu kiện là cứng tại nút, liên kết nóng với chân cột là liên kết ngầm.

-Dựa vào tải trọng tác dụng lên sàn (Tĩnh tải, hoạt tải) các cấu kiện và kích thước ô bản ta tiến hành tính toán nội lực, từ đó tính toán số lượng cốt thép cần thiết cho mỗi loại cấu kiện và bố trí cốt thép cho hợp lý đồng thời tính toán chất tải lên khung. Khung trục 2 là khung có 3 nhịp – 9 tầng. Sơ đồ khung bố trí qua trục A,B,C,D

NhịpBC = 3,3m ; nhịp AB=CD = 6,6m

Tải trọng tác dụng lên khung bao gồm:

--Tĩnh tải.

--Hoạt tải sàn.

--Hoạt tải gió.

2.1.3 Kích thước sơ bộ của kết cấu và vật liệu :

2.1.3.1 Chọn loại vật liệu sử dụng :

- Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b = 14,5 \text{ MPa} = 145 \text{ KG/cm}^2$;

$$R_{bt} = 1.15 \text{ MPa} = 11.5 \text{ KG/cm}^2.$$

- Thép có $\Phi < 10$ dùng thép AI có $R_s = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{scw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

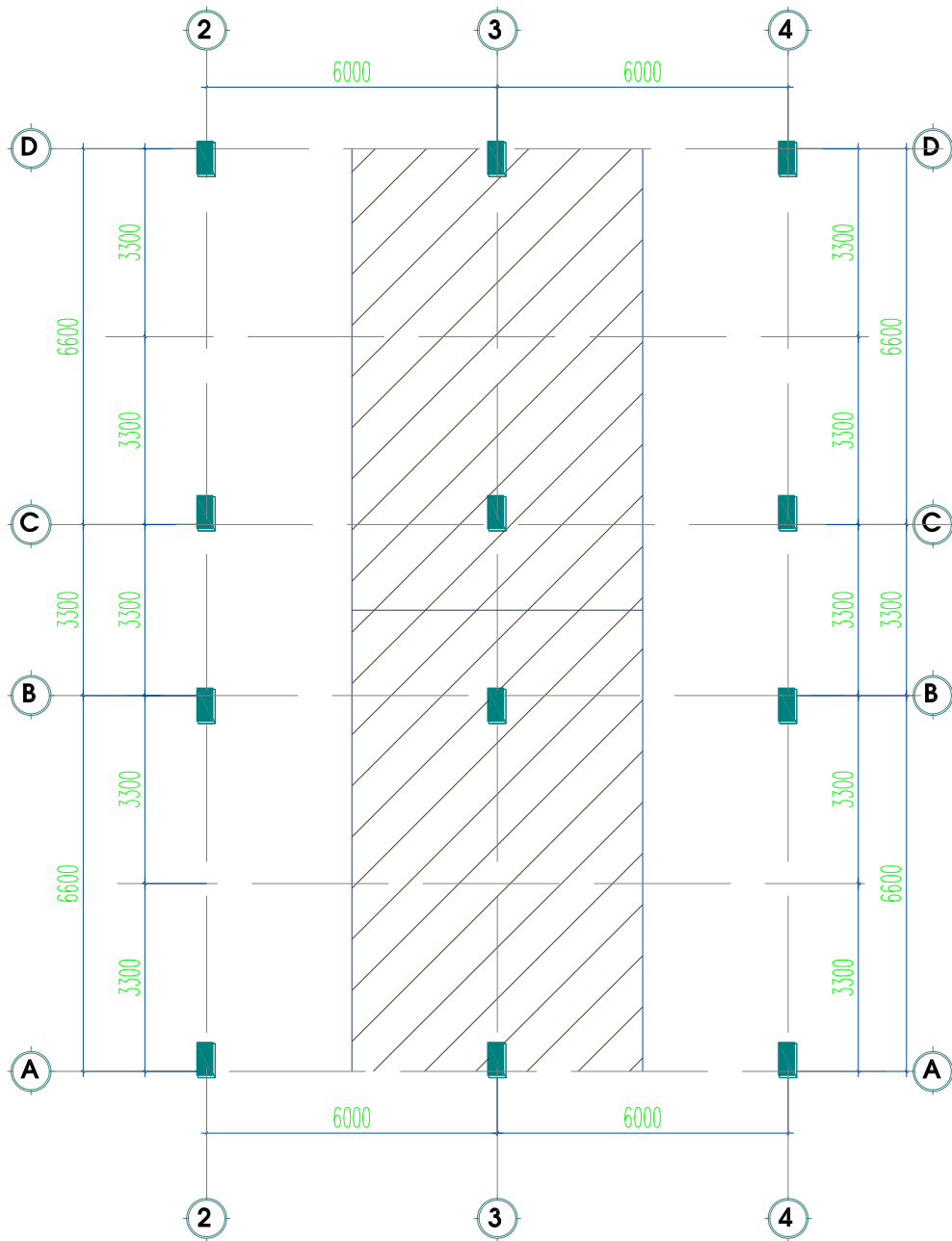
- Thép có $\Phi \geq 10$ dùng thép AII có $R_s = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{sc} = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$$

2.1.3.2 Kích thước sơ bộ cột :

Sơ đồ truyền tải vào cột:



Xét tỉ số chiều dài theo hai phương của công trình:

$$\frac{L}{B} = \frac{6.6}{6} = 1.1 < 2$$

⇒ Kết cấu của nhà làm việc theo phương ngang là chủ yếu. Do đó lựa chọn cột có tiết diện chữ nhật.

Việc tính toán lựa chọn được tiến hành theo công thức:

$$A_{\text{cột}} = \frac{N}{R_n} \cdot k$$

Trong đó:

$$N = F.q.n$$

- N : tải trọng tác dụng lên đầu cột.

- F : diện tích chịu tải của cột, diện tích này gồm hai loại là trên đầu cột biên và trên đầu cột giữa.

- q: tải trọng phân bố đều trên sàn được lấy theo kinh nghiệm ($q = 1200\text{kg/m}^2$).

- n: số tầng nhà trong phạm vi mà dồn tải trọng về cột.

- $A_{\text{cột}}$: diện tích yêu cầu của tiết diện cột.

- R_b : cường độ chịu nén của bê tông cột. Bê tông B25 có $R_b = 14,5\text{MPa} = 145\text{kG/cm}^2 = 1150\text{ t/m}^2$

K = (1,2-1,5) hệ số kể đến sự ảnh hưởng của mô men

- Chọn sơ bộ kích thước cột cho cột trục A , B ,C,D :

- Cột trục A = D

$$A_{\text{cột A}} = \frac{F.q.n}{R_b} = \frac{(3,3 \times 6) \times 9 \times 1,2}{1450} \times 1,2 = 0,147(\text{m}^2)$$

$$N = 3,3.6.9.1,2 = 182 (T)$$

Chọn tiết diện cột: $0,5 \times 0,3(\text{m})$ có $A = 0,15\text{m}^2$ cho tầng trệt đến tầng 3

Chọn tiết diện cột: $0,4 \times 0,3(\text{m})$ có $A = 0,12\text{m}^2$ cho tầng 4 đến tầng 8

- Cột trục B = C

$$A_{\text{cột B}} = \frac{F.q.n}{R_b} = \frac{(3,3+1,5) \times 6 \times 9 \times 1,2}{1450} \times 1,2 = 0,20(\text{m}^2)$$

$$N = (3,3+1,5).6.9.1,2 = 264,4 (T)$$

Chọn tiết diện cột: $0,7 \times 0,3(\text{m})$ có $A = 0,21\text{ m}^2$ cho tầng trệt đến tầng 3

Chọn tiết diện cột: $0,6 \times 0,3(\text{m})$ có $A = 0,18\text{ m}^2$ cho tầng 4 đến tầng 8

2.1.3.3 Chọn tiết diện dầm khung :

Tiết diện dầm khung phụ thuộc chủ yếu vào nhịp, độ lớn của tải trọng đứng, tải trọng ngang, số lượng nhịp và chiều cao tầng, chiều cao nhà. Chọn kích thước dầm khung theo công thức kinh nghiệm:

2.1.3.3.1- Tiết diện dầm ngang trong phòng: (Dầm chính)

Nhịp dầm $L_1 = 660\text{ cm}$;

$$\Rightarrow h_{dc} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) \times L_1 = 66\text{cm} \div 55\text{cm}$$

\Rightarrow Chọn chiều cao dầm chính $h_{dc} = 60\text{cm}$

Chiều rộng dầm chính:

$$b_{dc} = (0,25 \div 0,5)h_{dc} = (0,25 \div 0,5)*60 = 16,25\text{cm} \div 30.0\text{ cm}$$

=> Chọn bề rộng dầm chính $b_{dc} = 30\text{cm}$.

Vậy với dầm chính trong phòng chọn: $h_{dc} = 60\text{ cm}$.

$$b_{dc} = 30\text{ cm}.$$

Nhịp dầm $L_2 = 330\text{ cm}$;

$$\Rightarrow h_{dc} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) \times L_2 = 27.5\text{cm} \div 33\text{cm}$$

=> Chọn chiều cao dầm chính $h_{dc} = 30\text{cm}$

Chiều rộng dầm chính:

$$b_{dc} = (0,25 \div 0,5)h_{dc} = (0,25 \div 0,5)*30 = 7,5\text{cm} \div 15\text{ cm}$$

=> Chọn bề rộng dầm chính $b_{dc} = 30\text{cm}$.

Vậy với dầm chính hành lang: $h_{dc} = 40\text{ cm}$.

$$b_{dc} = 30\text{ cm}$$

2.1.3.3.2- Tiết diện dầm dọc trong phòng (dầm phụ):

Nhịp dầm $L_2 = 6\text{ m}$

$$\Rightarrow h_{dp} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{16}\right) \times L_2 = 37.5\text{cm} \div 50\text{cm}$$

=> Chọn $h_{dp} = 40\text{cm}$; Chọn chiều rộng dầm : $b_{dp} = 22\text{cm}$

Vậy chọn chung cho dầm phụ trong phòng : $h_{dp} = 40\text{ cm}$.

$$b_{dc} = 22\text{ cm}.$$

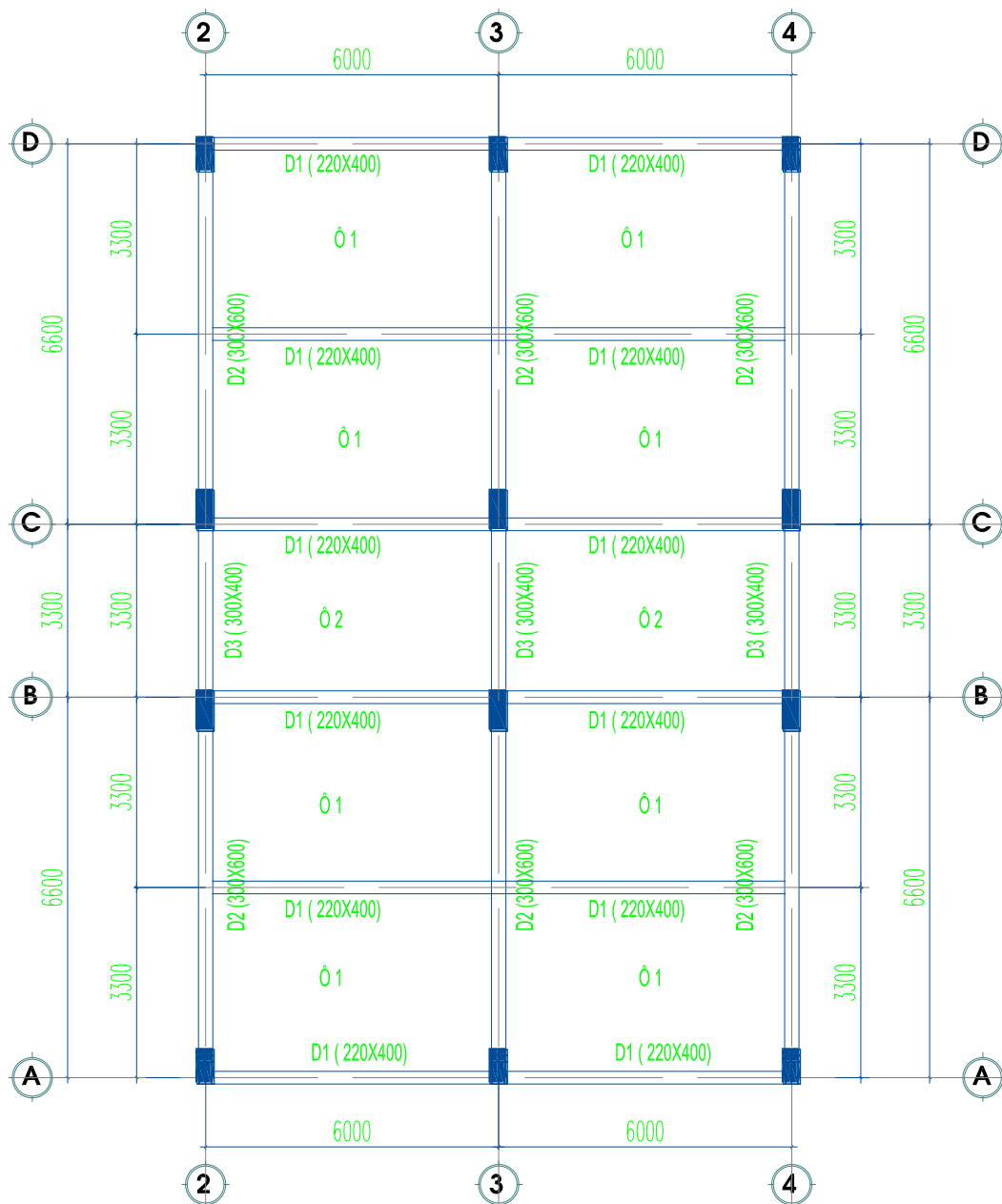
2.1.3.4 Kết cấu sàn :

Kích thước sàn trong phòng là $6,6 \times 6\text{m}$; Sàn hành lang là $3,3 \times 6\text{m}$, chọn giải pháp sàn bê tông toàn khối kết hợp với các hệ dầm chính và dầm phụ đảm bảo về mặt kiến trúc chịu lực và kinh tế.

Chọn kích thước chiều dày sàn trong phòng:

Chiều dày sàn phải thoả mãn điều kiện về độ bền, độ cứng và kinh tế.

Mặt bằng khung K2:



- Với kích thước $l_2 = 6\text{m}$; $l_1 = 3,3\text{m}$.

Xét tỷ số $l_2 / l_1 = 6/3,3 = 1.81 < 2 \Rightarrow$ Sàn là dạng bản kê 4 cạnh

Chọn chiều dày sàn theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \times l_1$$

Với D - Hệ số phụ thuộc tải trọng tác dụng lên bản, $D = 0,8 \div 1,4$

m - Hệ số phụ thuộc liên kết của bản. Với bản kê 4 cạnh $m = 35 \div 45$

l_1 – Nhịp bản $l_1 = 3,3\text{m}$

$$h_b = \frac{1,1}{42} \times 330 = 8.64 \text{ (cm)}$$

Vậy ta chọn chiều dày bản sàn cho các ô bản trong phòng và hành lang toàn công trình là : $h_s = 10 \text{ (cm)}$

2.2 Tính toán tải trọng:

2.2.1 Tính tải sàn.

Bảng 2.1 : Ô sàn 1

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				351		402.3

Bảng 2.2 : Ô sàn 2

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				351		402.3

Bảng 2.3 : Ô sàn sê nô

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Lớp vữa láng mặt, B5	0.01	1800	18	1.1	19.8
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.02	1800	36	1.3	46.8
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				331		376.7

Bảng 2.4 : Ô sàn phòng vệ sinh

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Hệ thống ống và cát đen	0.19	1800	342	1.1	376.2
4	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				693		778.5

Bảng 2.5 : Ô sàn mái

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Gạch lá nem	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	BT xỉ ,B3.5	0.04	2500	100	1.1	110
4	BT chống thấm, B15	0.05	2500	125	1.1	137.5
5	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
6	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tính tải				540		603

Bảng 2.6: Ô sàn sảnh mái

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Gạch lá nem	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
5	Hệ thống trần thạch cao			40	1.3	52
Tổng tính tải				391		454.3

Bảng 2.7: Bản thang

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Bậc xây gạch	0.15	1800	270	1.1	297
4	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tính tải				605		674.5

2.2.2 Tải trọng tường xây

Tường bao chu vi nhà, tường ngăn trong các phòng học, tường nhà vệ sinh dày 220 mm được xây bằng gạch có $\gamma = 1800 \text{ kG/m}^3$.

Chiều cao tường được xác định: $h_t = H - h_d$

Trong đó:

+ h_t : chiều cao tường .

+ H : chiều cao tầng nhà.

+ h_d : chiều cao dầm trên tường tương ứng.

Ngoài ra khi tính trọng lượng tường, ta cộng thêm hai lớp vữa trát dày 2cm/lớp. Một cách gần đúng, trọng lượng tường được nhân với hệ số 0,8 kể đến việc giảm tải trọng tường do bố trí cửa sổ kính.

Bảng 2.8: Tường xây tầng trệt (tường xây gạch đặc ,dày 220,cao 2,4m)

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 2.4m			2.4	1123.2		1270.08
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	898.56		1016.06

Bảng 2.9: Tường xây tầng 1
Tường xây gạch đặc ,dày 220 ,cao 3,9 m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.9m			3.9	1825.2		2063.88
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1460.16		1651.10

Tường xây gạch đặc dày 110, cao 3.9m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.9m			3.9	1053		1214.46
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	842.4		971.568

Tường xây gạch đặc dày 220, cao 4,1m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 4.1m			4.1	1918.8		2169.72
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1535.04		1735.78

Bảng 2.10: Tường xây tầng 2 đến tầng 8

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	1404		1587.6
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1123.2		1270.08

Tường xây gạch đặc dày 110, cao 3,0m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT Tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	810		934.2
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	648		747.36

Tường xây gạch đặc dày 220, cao 3,2m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.2m			3.2	1497.6		1693.44
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1198.08		1354.75

Bảng 2.11: Tường xây tầng mái
Tường tum mái dày 220, cao 1,4m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.4m			1.4	655.2		740.88
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	524.16		592.704

Tường tum mái dày 220, cao 1,6m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.6m			1.6	748.8		846.72
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	599.04		677.376

Tường tum mái dày 220, cao 3,0m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	1404		1587.6
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1123.2		1270.08

Tường tum mái dày 220, cao 3,2m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.2m			3.2	1497.6		1693.44
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1198.08		1354.752

Tường sê nô dày 110 , cao 1.1m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.1m			1.1	297		342.54
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	237.6		274.032

Giăng tường sê nô dày 100mm

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.03	1800	54	1.3	70.2
2	Giăng BTCT	0.1	2500	250	1.1	275
Tổng				304		345.2

2.2.3 Hoạt tải sàn

Dựa vào công năng sử dụng của các phòng và của công trình trong mặt bằng kiến trúc và theo TCXD 2737-95 về tiêu chuẩn tải trọng và tác động ta có số liệu hoạt tải như sau:

STT	Các phòng chức năng	TT tiêu chuẩn KG/m ²	Phần tải dài hạn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Phòng làm việc	200	100	1.2	240
2	Phòng vệ sinh	200	70	1.2	240
3	Sảnh, hành lang, cầu thang	300	100	1.2	360
4	Gra để xe	500	180	1.2	600
5	Mái bằng có sử dụng	150	50	1.3	195
6	Phòng giải lao (tiền phòng)	300	100	1.2	360
7	Mái bê tông không có người sử dụng	75		1.3	97.5
8	Bản thang , bản chiếu nghỉ	300	100	1.2	360

2.2.4 Tải trọng tác dụng vào khung trục 3

2.2.4.1 - Tính tải tác dụng vào khung:

Tính tải phân bố tác dụng lên khung

Gồm 3 phần: + Tính tải từ bản sàn truyền vào.

+ Trọng lượng bản thân dầm khung.

+ Tải trọng của tường ngăn.

- Để đơn giản ta quy đổi tải phân bố hình thang và hình tam giác vào dầm khung về dạng phân bố đều theo công thức

+ Tải dạng tam giác có lực phân bố lớn nhất tại giữa nhịp, tải phân bố đều tương đương là : $q^{td} = \frac{5}{8} \times \frac{L_1 \times q''}{2}$

2.2.4.1.1. Tải trọng tính truyền từ bản sàn lên dầm khung:

Sàn hành lang 3,3 x 6 m và sàn trong phòng 3,3 x 6 m, nên xác định tải trọng đứng từ gần sàn truyền lên dầm khung gần đúng theo nguyên tắc phân tải “đường phân giác”. Khi đó tải truyền lên phương cạnh ngắn có dạng tam giác, phương cạnh dài có dạng hình thang.

2.2.4.1.2 Trọng lượng bản thân dầm khung

Tính trực tiếp dựa vào tiết diện dầm và trọng lượng riêng BTCT : $g = \delta \cdot b \cdot h \cdot n$

với $n = 1,1$; $\delta = 2500 \text{ kg/m}^3$; b, h - kích thước tiết diện dầm

2.2.4.1.3 Tải trọng tường ngăn

Coi tải trọng tường truyền hết lên dầm dưới dạng phân bố đều trị số tải phân bố đều tính theo công thức.

$$g = g_t \cdot h_t \cdot k_c$$

g_t - tải trọng trên 1 m^2 tường đã tính trong phần tính tải đơn vị

h_t - chiều cao tường, tính bằng m

k_c - hệ số giảm tải trọng do lỗ cửa, lấy $k_c = 0,8$

2.2.4.1.4 Tải trọng tập trung

Tải trọng tập trung lên khung ngang thông qua hệ thống dầm dọc và dầm phụ, bao gồm các loại tác dụng sau.

* Trọng lượng bản thân dầm dọc (hoặc dầm phụ):

$$G_1 = g_d \cdot l$$

* Trọng lượng tường xây trên dầm:

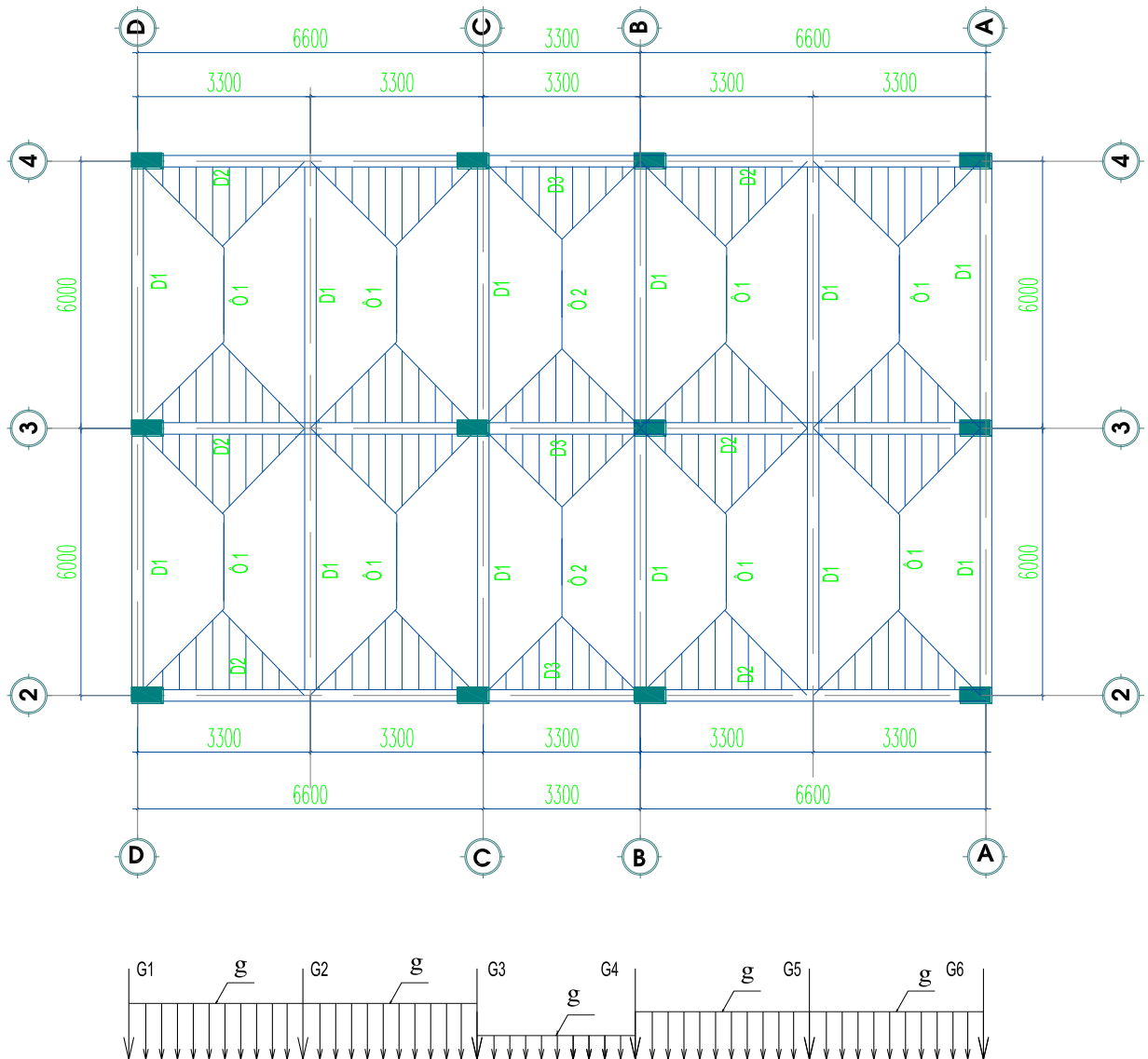
$$G_2 = g_t \cdot H_t \cdot k_c \cdot l$$

* Trọng lượng bản thân cột:

$$G_3 = g_c \cdot H_c$$

* Tải tập trung do sàn truyền vào:

$$G_4 = \frac{(g_{st1} \cdot S_{st1} + g_{st2} \cdot S_{st2} + g_{sp1} \cdot S_{sp1} + g_{sp2} \cdot S_{sp2})}{2}$$



Sơ đồ truyền tải lên khung trục 3

Bảng tính tĩnh tải phân bố tác dụng lên khung tầng 1

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Gá trị
g_{CD}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 402.3 \cdot 2 \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	774.42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,9m + 2 lớp trát :	
	2063.88	2063.88
Tổng	đơn vị (kG/m)	2838,3
g_{AB}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 2 \cdot 402.3 \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	774,42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,9m + 2 lớp trát :	
	2063.88	2063.88
Tổng	đơn vị (kG/m)	2838,3
g_{BC}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 2 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 2 \cdot 402.3 \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	774.42
Tổng	đơn vị (kG/m)	774,42

Tĩnh tải tập trung tầng 1

Điểm	Loại tải trọng và cách tính (KG)	Giá trị
G1	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 4.1m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	9893.88
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		15520,7
G2	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G3	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1161.6
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.9m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	8331.696
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247,39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	5154.6
Tổng		17988.1
G4	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4

	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.9m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	8331.696
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		18205.9
G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G6	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 4.1m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	9893.88
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		15520,1

Bảng tính tải phân bố tác dụng lên tầng 2 đến tầng 7 khung trục 2

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Gá trị
g^{cd}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác tác	
	qui về hcn . Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$2*5/8*402.3*(3.3-0.22)/2$	774.42

	Do tải trọng tường ngăn cao 3,0m + 2 lớp trát :	
	1587.6	1587.6
Tổng		2362
g_{AB}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 2 \cdot 402.3 \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	774,42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,0m + 2 lớp trát :	
	1587,6	1587,6
Tổng	đơn vị (kG/m)	2362.02
g_{BC}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 2 có dạng tam giác tác	
	qui về hcn . Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 2 \cdot 402.3 \cdot (3.0 - 0.22) / 2$	698,99
Tổng	đơn vị (kG/m)	698,99

Tính tải tập trung tầng 2 đến tầng 7

Điểm	Loại tải trọng và cách tính (KG)	Giá trị
G1	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3,2 m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		13348,9
G2	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G3	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(5.1-0.3)/2$	1161.6
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		17378,5
G4	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	

	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		17596,3
G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G6	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		13348.8

Tĩnh tải tác dụng lên tầng mái (tầng 8)

Bảng tính tải phân bố lên tầng mái

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Gá trị
$g_{AB}=g_{CD}$	Do tĩnh tải sàn mái có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*603*(3.3-0.22)/2$	1160,77

Tổng (làm tròn) : Đơn vị (kG/m)		1160,77
g_{BC}	Do tính tải sàn mái có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8 \cdot 2 \cdot 603 \cdot (3.0 - 0.22) / 2$	1047,5
Tổng (làm tròn) : Đơn vị (kG/m)		1047,5

Tính tải trọng tập trung lên tầng mái

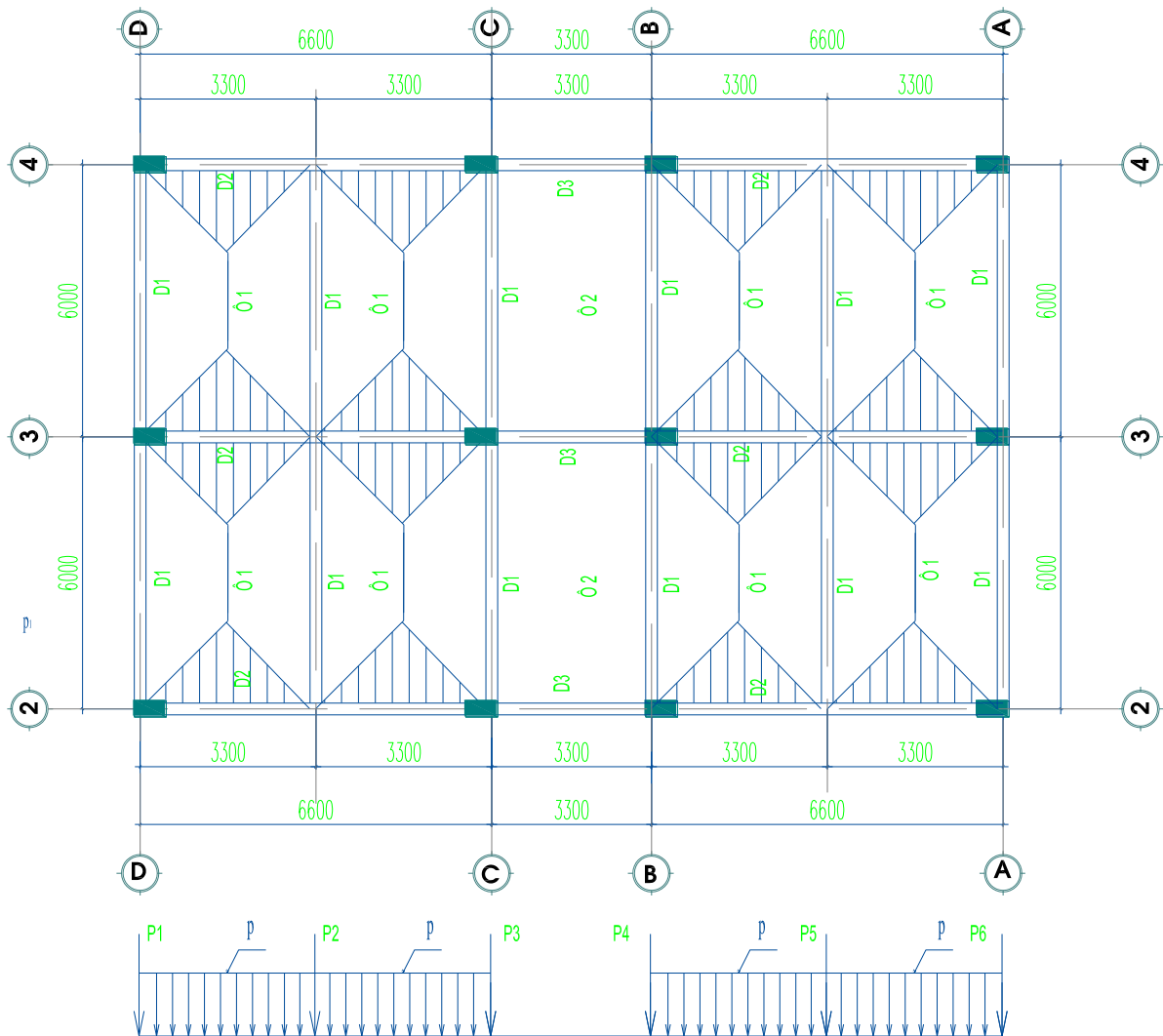
Điểm	Loại tải trọng và cách tính	Giá trị
G1=G6	Do dầm dọc D1 (400x220)	
	$2 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 0.22 \cdot 0.4 \cdot (6 - 0.3) / 2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824 \cdot 603 \cdot (2.62 + 5.7) \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	6590.39
	Do tải trọng sàn sê nô hình chữ nhật	
	$353.3 \cdot 6 \cdot (0.56 - 0.11)$	953.91
	Do tải trọng tương sê nô cao 1.1m truyền vào	
	$(342.54 + 345.2) \cdot 6$	4126.44
Tổng đơn vị : KG		13050,1
G2=G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 0.22 \cdot 0.4 \cdot (6 - 0.3) / 2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824 \cdot 2 \cdot 603 \cdot (2.62 + 5.7) \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	13180.57
Tổng		14560
G3=G4	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 0.22 \cdot 0.4 \cdot (6 - 0.3) / 2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824 \cdot 2 \cdot 603 \cdot (2.62 + 5.7) \cdot (3.3 - 0.22) / 2$	13180.57

Tổng

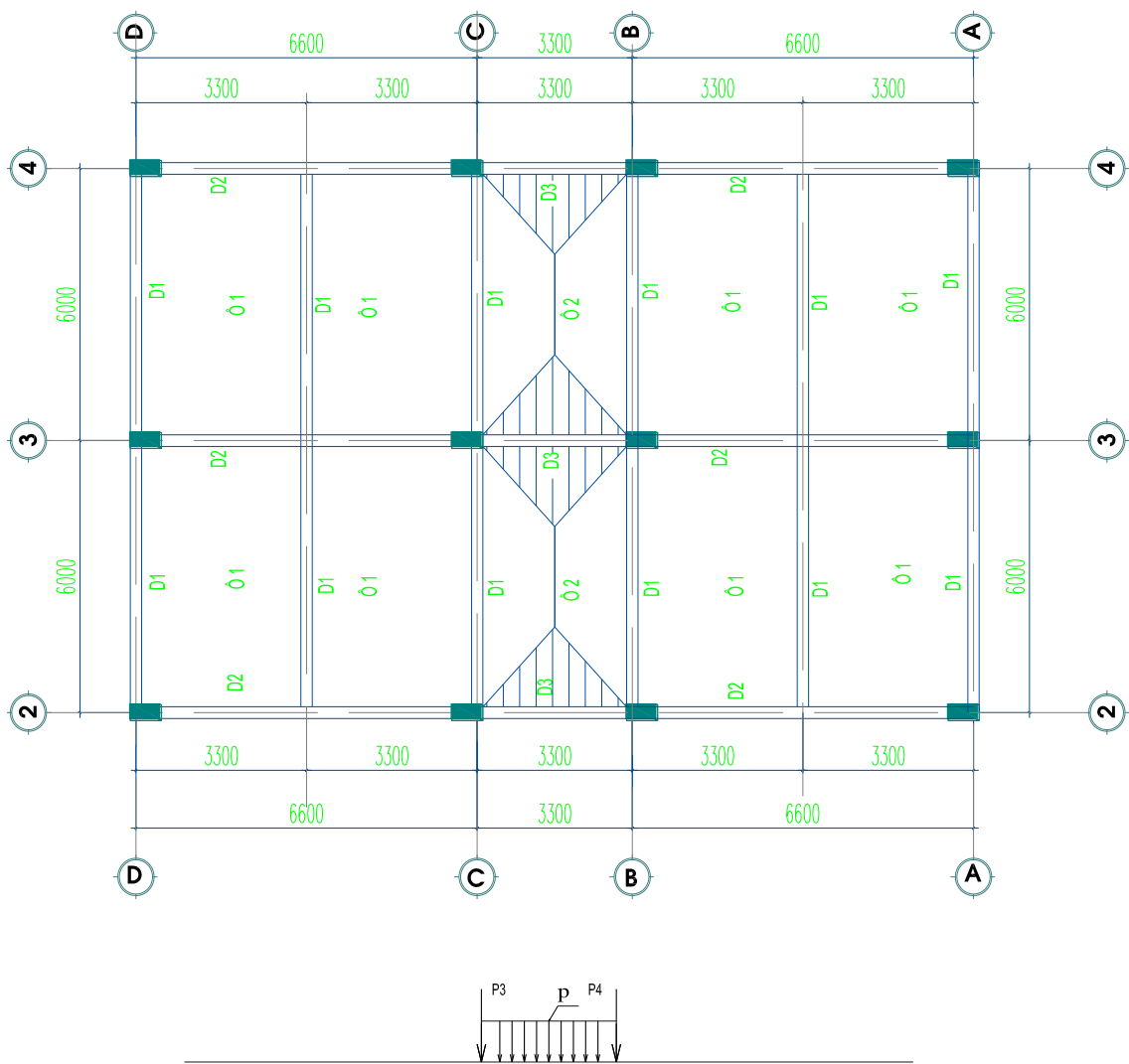
14560

2.2.4.2 – Hoạt tải tác dụng vào khung trục 3

Sơ đồ truyền hoạt tải 1 lên khung trục 3



Sơ đồ truyền hoạt tải 1 lên khung trục 3



Sơ đồ truyền hoạt tải 2 lên khung trục 3

Bảng tính hoạt tải phân bố sàn tầng 1 đến tầng 7

Dầm	Cách tính	Giá trị
$p_{AB}=p_{CD}$	Do hoạt tải Ô 1 truyền vào $240*(3.3-0.22)*5/8$	462
Tổng	đơn vị : (KG/m)	462
p_{BC}	Do hoạt tải Ô 2 truyền vào $360*(3-0.22)*5/8$	625.5
Tổng	đơn vị : (KG/m)	625.5

Bảng tính hoạt tải tác dụng tập trung lên tầng 1 đến tầng 7

Điểm	Cách tính	Giá trị
$P1=P6$	Hoạt tải Ô 1 hình thang qui về hình chn $240*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	1475.55
$P2=P5$	Hoạt tải sàn Ô 1 hình thang qui về hình chữ nhật $2*240*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	3471.87
$P3=P4$	Hoạt tải do Ô sàn 2 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $360*0.853*5.7*(3.0-0.22)/2$	2432.99

Bảng tính hoạt tải mái phân bố lên mái

Dầm	Cách tính	Giá trị
$p_{AB}=p_{CD}$	Do hoạt tải mái Ô 1 mái bằng BTCT	

	không có người sử dụng dạng tam giác qui về hình chữ nhật $97.5*(3.3-0.22)*5/8$	187.6875
Tổng	đơn vị : KG/m	187.6875
p_{BC}	Do hoạt tải mái Ô 2 mái bằng BTCT không có người sử dụng dạng tam giác qui về hình chữ nhật $97.5*(3.3-0.22)*5/8$	187.6875
Tổng	đơn vị : KG/m	187.6875

Bảng tính hoạt tải tập trung lên tầng mái

Điểm	Cách tính	Giá trị
P1=P6	Do hoạt tải mái Ô 1 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $97.5*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	705.23
P2=P5	Do hoạt tải mái Ô 2 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $2*97.5*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	1410.44
P3=P4	Do hoạt tải mái Ô2 BTCT không người sử dụng dạng hình thang qui về hình chữ nhật $97.5*0.853*5.7*(3.0-0.22)/2$	1054.29

2.2.5.4. Tải trọng gió tác dụng lên công trình:

Tải trọng gió được tính theo TCVN 2737 - 1995.

+ Căn cứ vào mục đích sử dụng và chiều cao của công trình là 32,7m (tính từ mặt đất tự nhiên) nên chỉ xét đến thành phần tĩnh của tải trọng gió mà không xét đến tác dụng động của tải trọng gió.

+ Thành phần tĩnh của gió phân bố ở độ cao H:

$$W = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Trong đó: - Hệ số độ tin cậy: $n = 1,2$

- Công trình được xây dựng tại Hải Phòng thuộc vùng áp lực gió II-A, tra bảng : ta có giá trị áp lực gió: $W_o = 155 \text{ kG/m}$.

- c: hệ số khí động đối với mặt đón gió và hút gió: $C_d = 0,8$; $C_h = -0,6$.

- k: hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình.

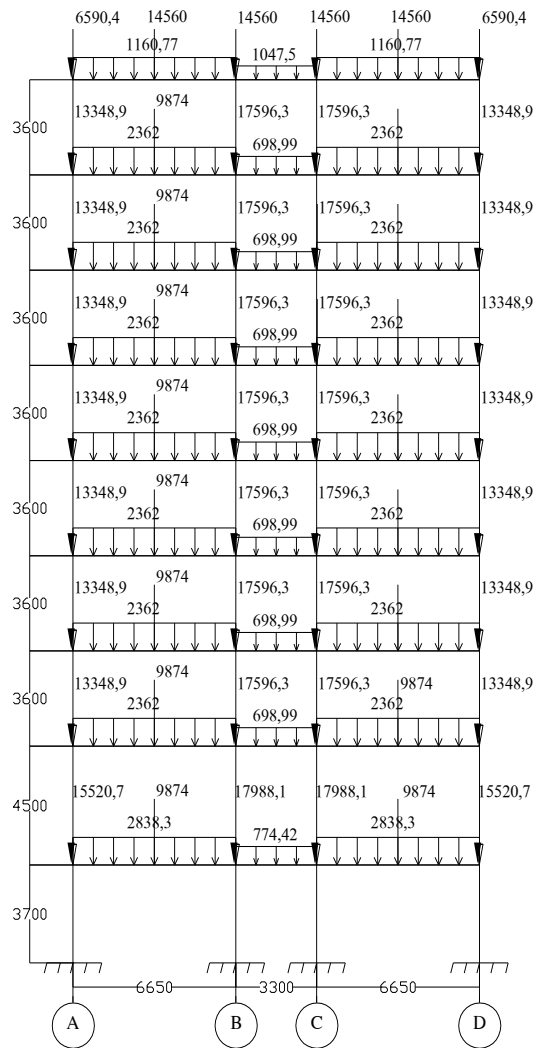
+ Vậy tải trọng gió tính toán phân bố ở độ cao z là :

$$\Rightarrow \text{Phía đón gió : } W_d = 1,2 \cdot 155 \cdot k \cdot 0,8 = 148,8 \cdot k$$

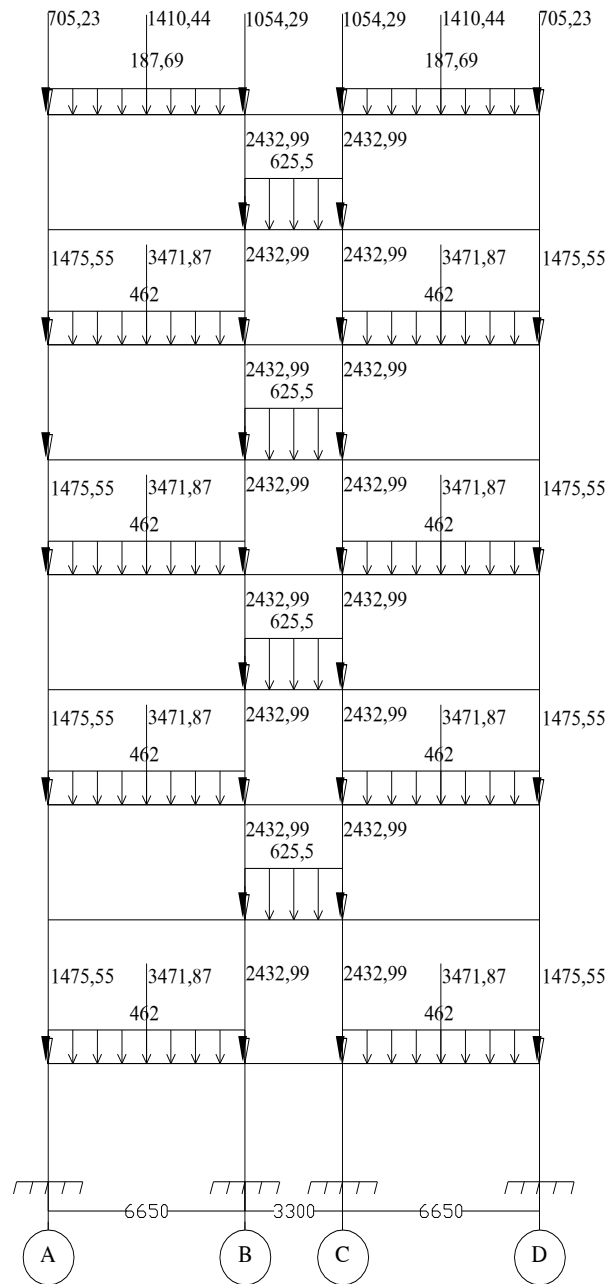
$$\Rightarrow \text{Phía gió hút : } W_h = 1,2 \cdot 155 \cdot k \cdot (-0,6) = -111,6 \cdot k$$

Bảng 2-4: Bảng tải trọng gió tác dụng lên công trình (kG/m²)

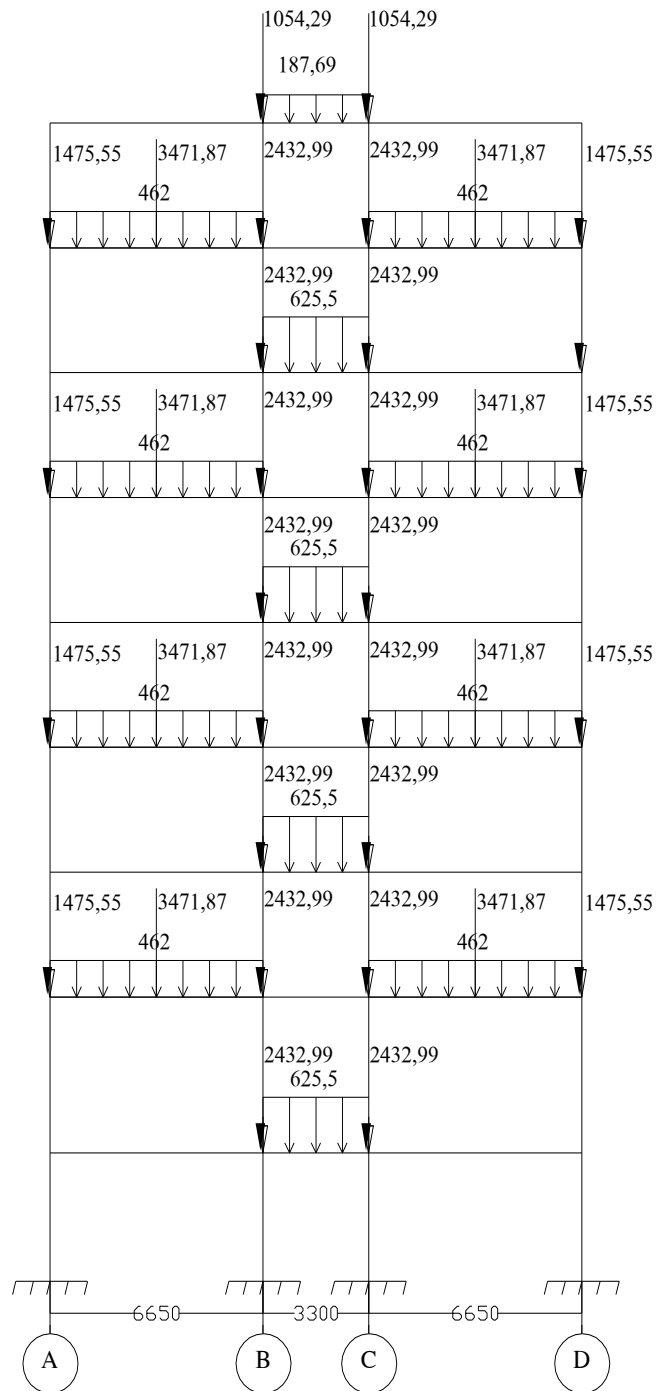
Tầng	Cao trình	Hệ số K	$W_d = 148,8 \cdot k$ (kG/m ²)	$W_h = -111,6 \cdot k$ (kG/m ²)	$q_d = W_d \cdot 6$ (kG/m)	$q_h = W_h \cdot 6$ (kG/m)
Tầng trệt	+3,0	0,8	119,04	89,28	712,24	535,68
1	+7,5	0,94	139,872	104,904	839,232	629,424
2	+11,1	1,018	151,478	113,609	908,868	681,545
3	+14,7	1,067	158,77	119,077	952,62	714,462
4	+18,3	1,113	165,614	124,211	993,684	745,266
5	+21,9	1,147	170,674	128,005	1024,044	768,33
6	+25,5	1,18	175,574	131,688	1053,444	790,128
7	+29,1	1,212	180,346	135,26	1082,076	811,56
8	+32,7	1,236	183,917	137,938	1103,502	827,628
Tường mái	36,3	1,242	184,81	138,607	1108,86	828,402



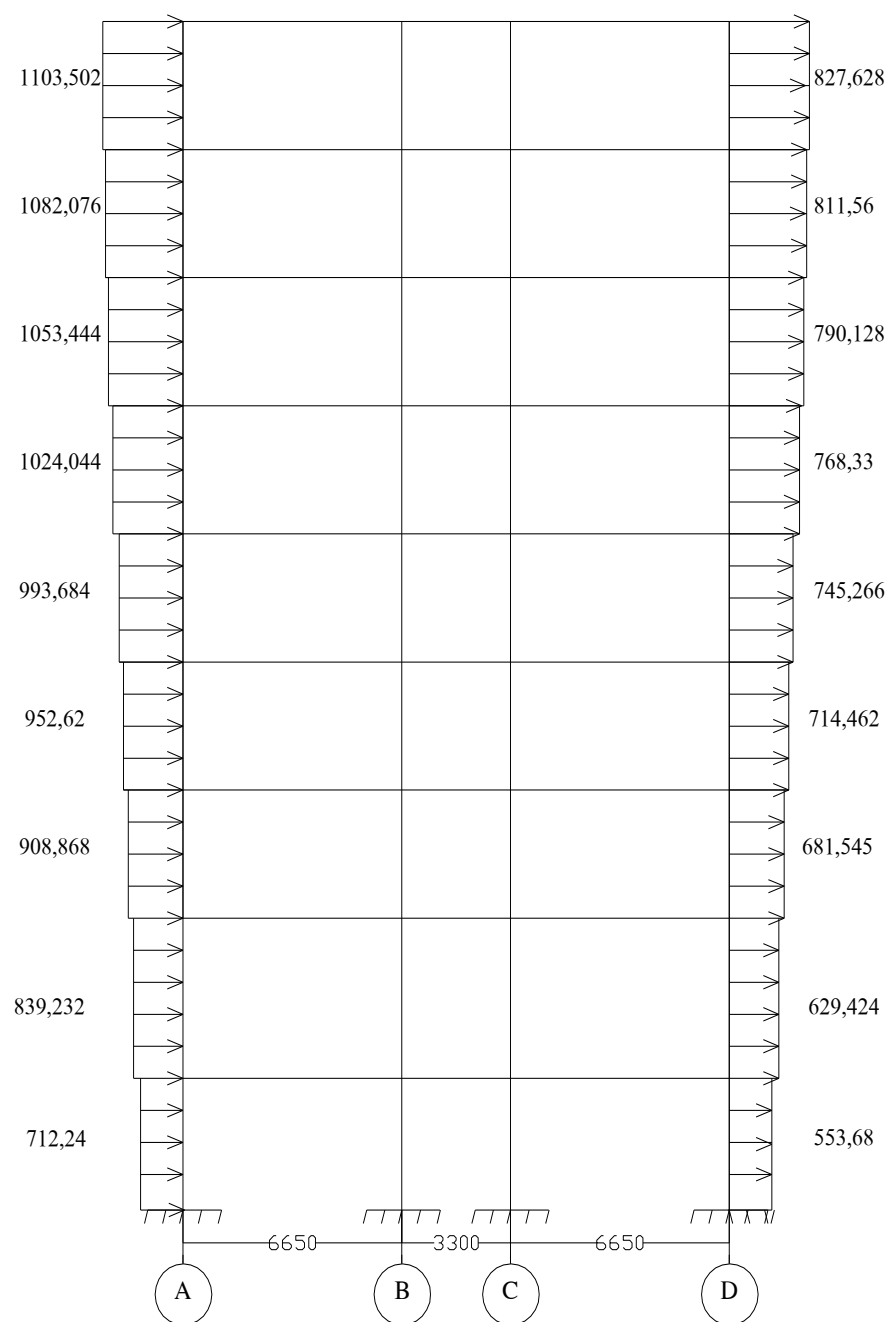
TÍNH TẢI KHUNG TRỤC 3



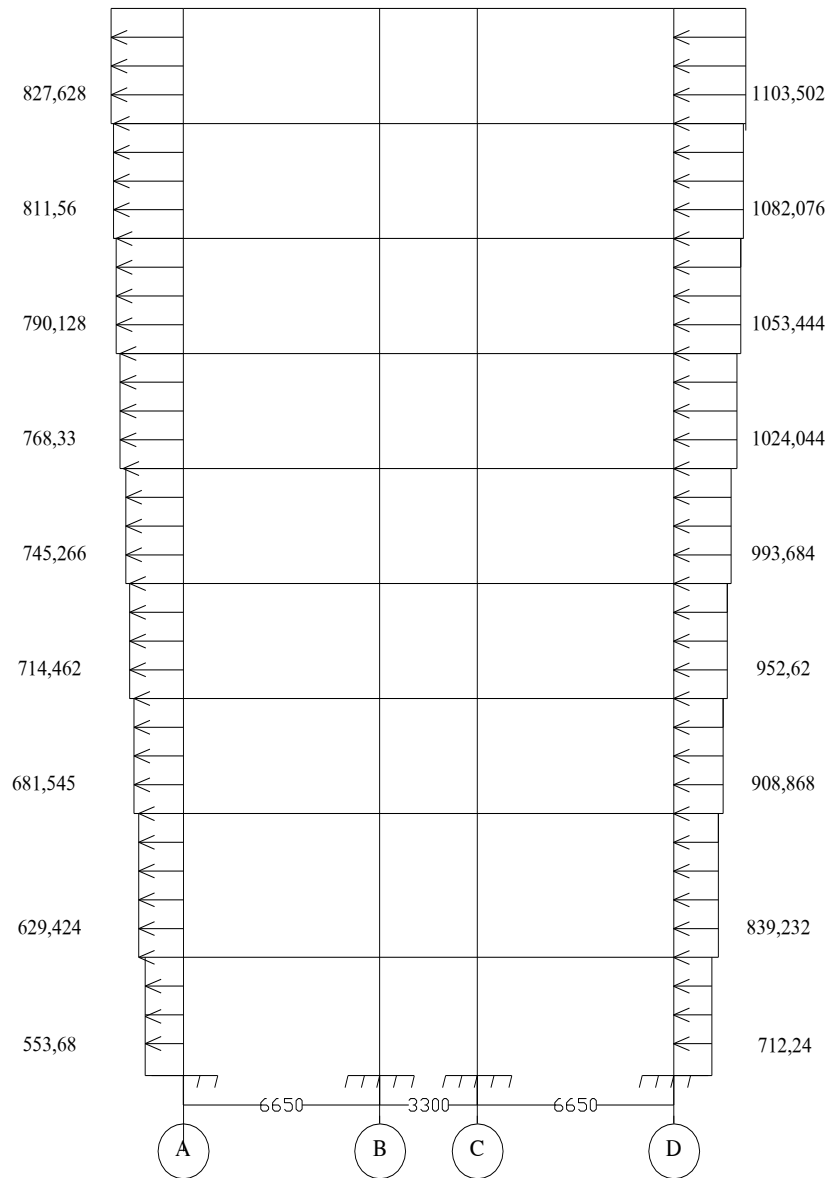
HOẠT TẢI 1 KHUNG TRỤC 3



HOẠT TẢI 2 KHUNG TRỤC 3



GIÓ TRÁI



GIÓ PHẢI

2.3. Tính toán nội lực cho công trình

2.3.1. Tính toán nội lực cho các kết cấu chính của công trình.

2.3.1.1. Sơ đồ tính toán.

- Sơ đồ tính của công trình là sơ đồ khung phẳng nằm tại mặt đài móng.
- Tiết diện cột và dầm lấy đúng như kích thước sơ bộ
- Trục dầm lấy gần đúng nằm ngang ở mức sàn.
- Trục cột giữa trùng trục nhà ở vị trí các cột để đảm bảo tính chính xác so với mô hình chia tải.
- Chiều dài tính toán của dầm lấy bằng khoảng cách các trục cột tương ứng, chiều dài tính toán các phần tử cột các tầng trên lấy bằng khoảng cách các sàn.

2.3.1.2. Tải trọng.

- Tải trọng tính toán để xác định nội lực bao gồm: tĩnh tải bản thân, hoạt tải sử dụng, tải trọng gió.
- Tĩnh tải được chất theo sơ đồ làm việc thực tế của công trình.
- Hoạt tải chất lệch tầng lệch nhịp.
- Tải trọng gió bao gồm thành phần gió tĩnh theo phương X gồm gió trái và gió phải.
- Vậy ta có các trường hợp hợp tải khi đưa vào tính toán như sau:
 - + Trường hợp tải 1: Tĩnh tải .
 - + Trường hợp tải 2: Hoạt tải sử dụng.
 - + Trường hợp tải 3: Gió X trái (dương).
 - + Trường hợp tải 4: Gió X phải (âm).

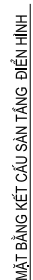
2.3.1.3. Phương pháp tính.

Dùng chương trình SAP2000 để giải nội lực. Kết quả tính toán nội lực xem trong bảng phần phụ lục (chỉ lấy ra kết quả nội lực cần dùng trong tính toán).

2.3.2. Tổ hợp nội lực

- Nội lực được tổ hợp với các loại tổ hợp sau:
 - + Tổ hợp cơ bản I : gồm nội lực do tĩnh tải với nội lực do một hoạt tải bất lợi nhất
 - + Tổ hợp cơ bản II: gồm nội lực do tĩnh tải với ít nhất 2 trường hợp nội lực do hoạt tải và tải trọng gió gây ra với hệ số tổ hợp của tải trọng ngắn hạn là 0,9.
- Việc tổ hợp sẽ được tiến hành với những tiết diện nguy hiểm nhất đó là: với phần tử cột là tiết diện chân cột và tiết diện đỉnh cột; với tiết diện dầm là tiết diện 2 bên mép dầm, tiết diện chính giữa dầm.(có thêm tiết diện khác nếu có nội lực lớn như tiết diện có tải trọng tập trung). Tại mỗi tiết diện phải chọn được tổ hợp có cặp nội lực nguy hiểm như sau :

- ## CHƯƠNG 3:TÍNH TOÁN BẢN SÀN



3.1 Tính toán ô bản sàn phòng làm việc:

Bản liên kết cứng với dầm theo các phương. Sơ đồ tính của bản là bản liên tục tính theo sơ đồ khớp dẻo, chịu lực theo 2 phương do có tỉ số kích thước theo 2 phương là:

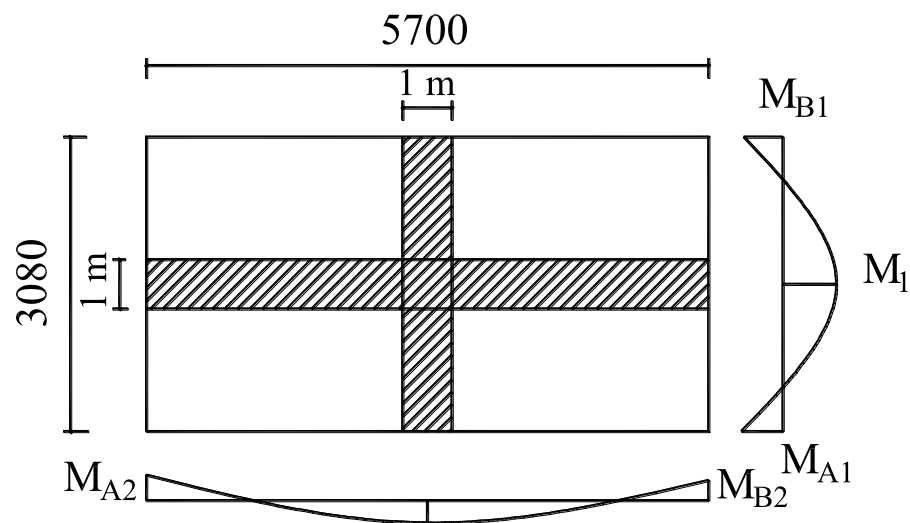
$$6/3,3 = 1.82 < 2.$$

Nhịp tính toán của ô bản:

$$l_1 = L_1 - b_d = 330 - 22 = 308\text{cm}$$

$$l_2 = L_2 - b_d = 600 - 30 = 570\text{ cm}$$

Theo mỗi phương của ô bản cắt ra một dải rộng $b = 1\text{ m}$. Sơ đồ tính như hình vẽ.



Sơ đồ tính toán bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

- Tĩnh tải tính toán : $g = 402,3\text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 240\text{ kG/cm}^2$

→ Tải trọng toàn phần : $q_b = 402,3 + 240 = 642,3\text{ kG/m}^2$

3.1.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mômen dương theo 2 phương M_1 & M_2 , mômen âm M_{A1} & M_{B1} ,

M_{A2} & M_{B2}

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82 < 2$$

Dùng phương trình 6.3 (Trong cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống) tính toán cốt thép bố trí đều theo mỗi phương ta có:

$$\frac{q_b l_{t1}^2 (l_{t2} - l_{t1})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

$$A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1}; B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1}; A_2 = \frac{M_{A2}}{M_2}; B_2 = \frac{M_{B2}}{M_2}; \theta = \frac{M_2}{M_1}$$

Bảng 6.2 - cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống

$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
θ	1	0,85	0,62	0,5	0,4	0,2
A_1, B_1	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0
A_2, B_2	1,4	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5

Tra bảng , nội suy $\Rightarrow \theta = 0,38$; $A_1 = B_1 = 1,00$; $A_2 = B_2 = 0,59$

Coi M_1 là ẩn , các giá trị khác tính theo M_1

Thay vào phương trình trên ta có

$$642,3.3,08^2 \frac{(3,5,7-3,08)}{12} = (2+1,00+1,00).5,7.M_1 + 2.0,38+0,59+0,59 .3,08.M_1$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{642,3.3,08^2 \cdot 3,5,7 - 3,08}{12.28,77} = 247,43$$

$$M_1 = 247,43 \text{ kGm} = 24743 \text{ kGcm}$$

$$M_2 = 24743.0.38 = 9402 \text{ kGcm}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 24743 .1 = 24743 \text{ kGcm}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 9402 .0,59 = 5547 \text{ kGcm}$$

3.1.2 Tính cốt thép bản:

Vật liệu: Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$, $R_{bt} = 11,5 \text{ kG/cm}^2$.

Cốt thép nhóm AI có $R_{sc} = R'_{sc} = 2250 \text{ kG/cm}^2$.

3.1.2.1 Tính cốt thép chịu lực theo phương cạnh ngắn ($L_1 = 3,3 \text{ m}$).

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

+Tính cốt thép chịu mô men dương:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24743}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,027 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{24743}{2250 \cdot 0,986 \cdot 8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{1,39}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,17\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

\Rightarrow Chọn thép: $\phi 6s200$ có $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

+Tính cốt thép âm :

$$\alpha_m = \frac{M_{A1}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24743}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,027 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_{A1}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{24743}{2250 \cdot 0,986 \cdot 8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > 1,24 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

3.1.2.2 Tính cốt thép theo phương L_2 : (5,1 m)

Theo phương cạnh dài ta có

Cốt thép dương $M_2 = 9402 \text{ kGcm} < M_1$

Cốt thép âm $M_{A2} = 5547 \text{ kGcm} < M_{A1}$

Thép theo phương cạnh dài lấy theo $L_1 \phi 8s200$

3.2 Tính toán ô bản sàn hành lang :

Bản liên kết cứng với dầm theo các phương. Sơ đồ tính của bản là bản liên tục tính theo sơ đồ khớp dẻo, chịu lực theo 2 phương do có tỉ số kích thước theo 2 phương là:

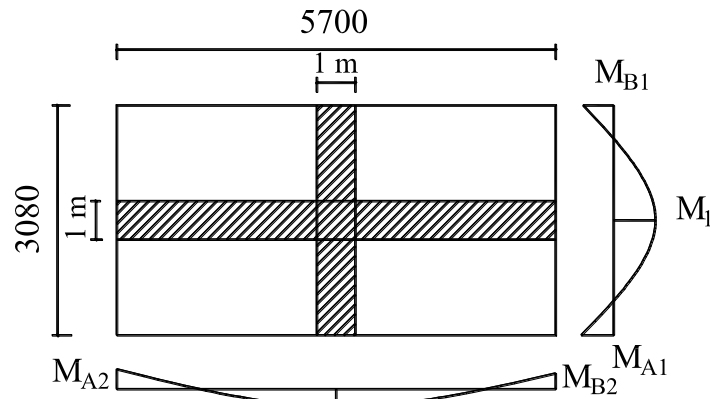
$$6/3,3 = 1,82 < 2.$$

Nhịp tính toán của ô bản:

$$l_1 = L_1 - b_d = 330 - 22 = 308 \text{ cm}$$

$$l_2 = L_2 - b_d = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$$

Theo mỗi phương của ô bản cắt ra một dải rộng $b = 1 \text{ m}$. Sơ đồ tính như hình vẽ.



Sơ đồ tính toán ô bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

- Tĩnh tải tính toán : $g = 402,3 \text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 360 \text{ kG/cm}^2$

→ Tổng tải trọng tác dụng : $q_b = 402,3 + 360 = 762,3 \text{ kG/m}^2$

3.2.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mô men dương theo hai phương là M_1 & M_2 , mô men âm M_{A1} & M_{B1} , M_{A2} & M_{B2}

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82 < 2$$

Dùng phương trình 6.3a (Trong cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống) tính toán cốt thép đặt đều theo hai phương :

$$\frac{q_b l_{t1}^2}{12} (1 - \frac{l_{t2}}{l_{t1}}) = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

$$A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1}; B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1}; A_2 = \frac{M_{A2}}{M_2}; B_2 = \frac{M_{B2}}{M_2}; \theta = \frac{M_2}{M_1}$$

Bảng 6.2 - cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống

$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
θ	1	0,85	0,62	0,5	0,4	0,2
A_1, B_1	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0
A_2, B_2	1,4	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5

Tra bảng , nội suy $\Rightarrow \theta = 0,38$; $A_1 = B_1 = 1,00$; $A_2 = B_2 = 0,59$

Coi M_1 là ẩn , các giá trị khác tính theo M_1

Thay vào phương trình ta có:

$$762,3.3,08^2 \frac{(3,5,7-3,08)}{12} = (2+1,00+1,00).5,7.M_1 + 2,0,38+0,59+0,59 \cdot 3,08.M_1$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{762,3.3,08^2 \cdot 3,5,7-3,08}{12.28,77} = 293,66$$

$$M_1 = 293,66 \text{ kGm} = 29366 \text{ kGcm}$$

$$M_2 = 29366 \cdot 0,38 = 11159 \text{ kGcm}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 29366 \cdot 1 = 29366 \text{ kGcm}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 11159 \cdot 0,59 = 6583,8 \text{ kGcm}$$

3.2.2 Tính cốt thép bản:

Vật liệu: Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$, $R_{bt} = 11,5 \text{ kG/cm}^2$.

Cốt thép nhóm AI có $R_{sc} = R'_{sc} = 2250 \text{ kG/cm}^2$.

2.2.2.1 Tính cốt thép chịu lực theo phương cạnh ngắn ($L_1 = 3,3 \text{ m}$).

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

+Cốt thép chịu mô men dương :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{29366}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,032 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{29366}{2250 \cdot 0,983 \cdot 8} = 1,65 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

+ Cốt thép chịu mô men âm:

$$\alpha_m = \frac{M_{A1}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{29366}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,032 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{A1}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{29366}{2250 \cdot 0,983 \cdot 8} = 1,65 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > 1,65 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

3.2.2.2 .Tính toán cốt thép theo phương L_2 : (6 m)

Theo phương cạnh dài ta có

Mô men dương $M_2 = 11159 \text{ kGcm}$

Mô men âm $M_{A2} = 6583,8 \text{ kGcm}$

Vậy thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\phi 8s200$.

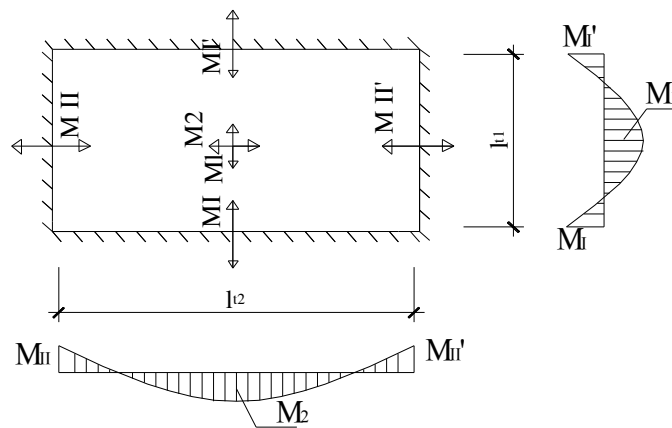
3.3 Tính toán ô bản sàn vệ sinh:

Tính toán thép sàn khu vệ sinh theo sơ đồ đàn hồi

Kích thước ô bản.

4 phía của ô sàn đều liên kết cứng với dầm nên nhịp tính toán lấy đoạn mép dầm:

Nhịp tính toán của sàn $l_{t1}=3,08 \text{ m}, l_{t2}=5,7 \text{ m}$



Sơ đồ tính toán ô bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

Các lớp cấu tạo	Chiều dày	$\gamma(\text{kG/m}^3)$	$g^{\text{tc}}(\text{kG/m}^2)$	n	$g^{\text{tt}}(\text{kG/m}^2)$
Gạch lát ceramic 300x300	0.01	2000	20	1.1	22
Lớp vữa lót	0.02	1800	36	1.3	46.8
Lớp vữa chống thấm, tạo dốc	0.02	2000	40	1.3	52
Bản sàn BTCT	0.12	2500	300	1.1	330
Trần nhựa và các thiết bị vệ sinh			30	1.2	36
Tổng			426		486,8

- Tĩnh tải tính toán : $g = 486.8 \text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 240 \text{ kG/cm}^2$

→ Tổng tải trọng tác dụng : $q_b = 486,8 + 240 = 726,8 \text{ kG/m}^2$

3.3.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mô men dương theo hai phương là M_1 & M_2 , mô men âm M_{A1} & M_{B1} , M_{A2} & M_{B2}

$$\frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82$$

Mômen theo 2 phương ở giữa ô bản theo phương cạnh ngắn và dài M_1 và M_2 . mômen âm ở gối theo phương cạnh ngắn và cạnh dài là M_I và M_{II} .

Các momen trong bản quan hệ bởi biểu thức:

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2$$

Tra bảng phụ lục 16- Giáo trình bê tông cốt thép ta có:

Ta có: $l_{02}/l_{01} = 1,82$ nên ta có:

$$\alpha_1 = 0,0194 ; \alpha_2 = 0,0059 ; \beta_1 = 0,042 ; \beta_2 = 0,0128$$

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2 = 0,0194.726,8.3,08.5,7 = 247,54 \text{ kG.m}$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2 = 0,0059.726,8.3,08.5,7 = 75,28 \text{ kG.m}$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2 = -0,042.726,8.3,08.5,7 = -435,91 \text{ kG.m}$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2 = -0,0128.726,8.3,08.5,7 = -163,32 \text{ kG.m}$$

3.3.2 Tính toán cốt thép

3.3.2.1: Tính thép ở giữa ô bản chịu mômen dương:

Ta tính như đối với dầm chịu uốn tiết diện $12 \times 100 \text{ cm}$

Tính theo giá trị momen $M_1 = M_2 = 247,54 \text{ kG.m}$

Chọn $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{24754}{145.100.8^2} = 0,0266 < \alpha_R = 0,418$$

$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2.0,0266} \right) = 0,986$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bê rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{24754}{2250 \cdot 0,9868} = 1,395 (\text{cm}^2).$$

Chọn thép $\phi 8a200$ có $A_s = 2,5 \text{cm}^2$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu = \frac{2,5}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}$$

3.3.2.2 : Tính thép ở gối ô bản chịu momen âm.

Ta tính như đối với dầm chịu uốn tiết diện 12x100 cm

Tính theo giá trị momen $M_I = 435,91 \text{ kG.m}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{43591}{145.100.8^2} = 0,046 < \alpha_R = 0,418$$

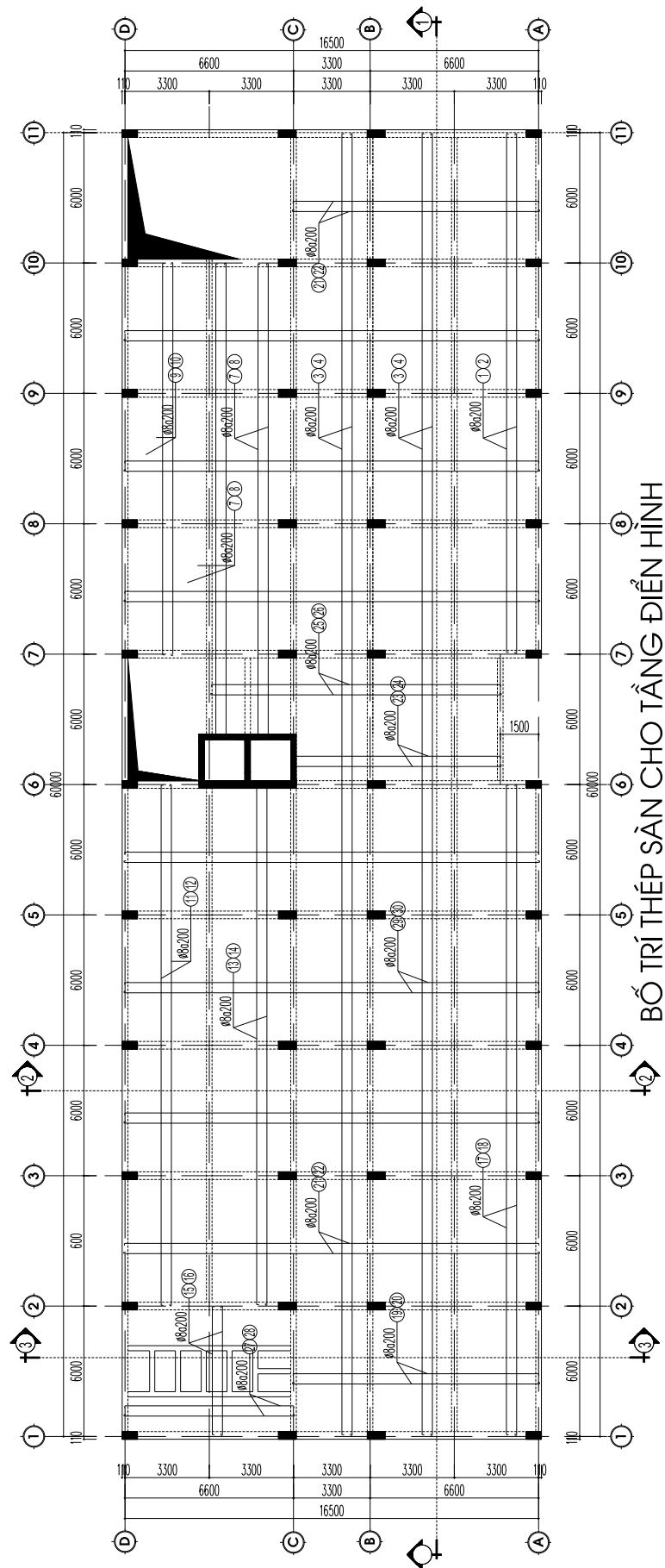
$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2.0,046} \right) = 0,976$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{43591}{2250.0,976.8} = 2,38 (\text{cm}^2).$$

Chọn thép $\phi 8a200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu = \frac{2,5}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}$$



CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN DẦM

4.1. Cơ sở tính toán

- Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. Cốt thép CII có $R_s = 280\text{MPa}$.

- Nội lực tính toán được chọn như trong bảng tổ hợp nội lực. Ở đây ta chọn các nội lực có mômen dương và mômen âm lớn nhất để tính thép dầm.

* Tính toán với tiết diện chịu mômen âm:

- Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. Cốt thép CII có $R_s = 280\text{MPa}$.

- Vì cánh nằm trong vùng kéo, Bê tông không được tính cho chịu kéo nên về mặt cường độ ta chỉ tính toán với tiết diện chữ nhật có tiết diện $b \times h_0$:

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ là a , tính được $h_0 = h - a$.

- Tính ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R)$$

- Tính giá trị: $\alpha_m = \frac{M}{R_s \xi_R h_0}$.

- Nếu $\xi \leq \xi_R$ thì tra hệ số ζ theo phụ lục hoặc tính toán:

$$\zeta = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m})$$

- Diện tích cốt thép cần thiết: $A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$

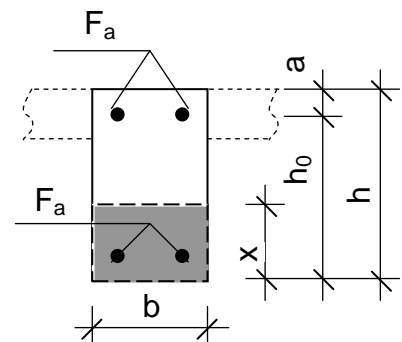
- Kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% \quad (\%)$

$$+ \mu_{\min} = 0.15\% < \mu\% < \mu_{\max} = \alpha_0 \cdot R_b / R_s = 0.58 \times 14.5 / 280 = 3\%$$

+ 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 $\xi \leq \xi_R$ 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.



* Tính toán với tiết diện chịu mômen dương:

- Khi tính toán tiết diện chịu mômen dương. Cánh nằm trong vùng nén, do bản sàn đổ liền khối với dầm nên nó sẽ cùng tham gia chịu lực với sườn. Diện tích vùng bê tông chịu nén tăng thêm so với tiết diện chữ nhật. Vì vậy khi tính toán với mômen dương ta phải tính theo tiết diện chữ T.

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2S_c$

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

+ Khi có dầm ngang hoặc khi bề dày của cánh $h'_f \geq 0.1h$ thì S_c không quá nửa khoảng cách thông thủy giữa hai dầm dọc.

+ Khi không có dầm ngang, hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa 2 dầm dọc, và khi $h'_f < 0.1h$ thì $S_c \leq 6h'_f$.

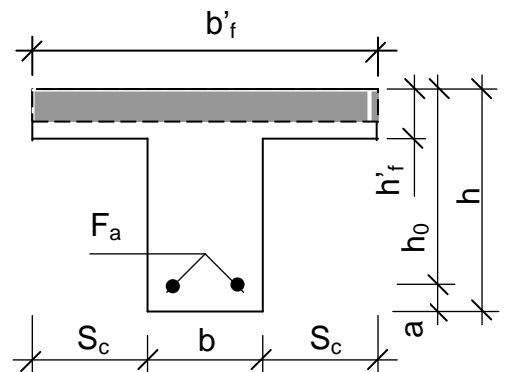
+ Khi cánh có dạng công xôn (Dầm độc lập):

$S_c \leq 6.h'_f$ khi $h'_f > 0.1.h$.

$S_c \leq 3.h'_f$ khi $0.05h < h'_f < 0.1.h$.

Bỏ qua S_c trong tính toán khi $h'_f < 0.05.h$

h'_f - Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày bản.



- Xác định vị trí trục trung hoà: $M_f = R_b.b'_f.h'_f.(h_0 - 0.5.h'_f)$

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

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

4.2. Tính toán dầm tầng 1 phần tử 37

	I – I	II - II	III - III
M (T.m)	-22,13	19,86	-29,81
Q (T)	-7,56	7,01	20,87

4.2.1. Tính toán cốt dọc

4.2.1.1. Tính cho mômen dương.

- Kích thước dầm D2: $b \times h = 30 \times 60$ cm.

+ Mômen giữa nhịp: $M = 19,86$ (T.m).

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

+ Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$\blacksquare S_c \leq \frac{1}{6} (L_2 - b_{dc}) = \frac{1}{6} (660 - 30) = 95 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_f' = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq \frac{1}{2} (L_1 - b_{dc}) = \frac{1}{2} (660 - 30) = 285$$

$$\blacksquare S_c \leq 6.h_f' = 6 \times 10 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- Vậy lấy } S_c = 60 \text{ cm} \Rightarrow b_f' = 30 + 2.60 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{- Giả thiết } a = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$+ M_f = R_b.b_f'.h_f'.(h_0 - 0,5.h_f')$$

$$= 145.150.10.(55 - 0,5.10) = 10875000 \text{ (kG.cm)} = 108,75 \text{ (T.m)}$$

\Rightarrow Ta có $M = 19,86 \text{ (T.m)} < M_f = 108,75 \text{ (T.m)}$ nên trục trung hoà đi qua cánh.

$$+ \alpha_m = \frac{M}{R_b.b_f'.h_0^2} = \frac{19,86.10^5}{145.150.55^2} = 0,0302 < \alpha_R = 0,429$$

$$+ \zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0302}) = 0,984$$

$$+ \text{Diện tích cốt thép cần thiết: } A_s = \frac{M}{R_s \zeta . h_0} = \frac{19,86.10^5}{2800.0,984.55} = 13,05 \text{ cm}^2$$

$$+ \text{Chọn thép: 3\&25 có } A_s = 14,73 \text{ cm}^2$$

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{14,73}{30.55} . 100\% = 0,892\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.2.1.2. Tính cho mômen âm.

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25x60cm. $M = -29,81 \text{ (T.m)}$.

$$\text{- Chọn chiều dày lớp bảo vệ: } a = 5 \text{ cm, } h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm.}$$

- Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b.b.h_0^2} = \frac{29,81.10^5}{145.30.55^2} = 0,226 < \alpha_R = 0,429$$

$$\zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.0,226}) = 0,740$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta . h_0} = \frac{29,81.10^5}{2800.0,740.55} = 26,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn thép: 6\&25 có } A_s = 29,45 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{29,45}{30,55} \cdot 100\% = 1,78\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.2.2. Tính toán cốt ngang

- Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

- Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 20,89(T)$ tại mặt cắt III – III dầm D1 tầng 1

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$+ Q_{\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b3} = 0,6$ - Đối với bê tông nặng.

Chọn lớp bê tông bảo vệ $a = 75(\text{cm})$

$$h_0 = 60 - 75 = 525 (\text{cm}).$$

$$\rightarrow Q_{\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 =$$

$$0,6(1+0+0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 52,5 = 10867,5 (\text{kG}) = 10,8675(T)$$

$$Q_{\max} = 20,89 (T) > Q_{\min} = 10,8675 (T)$$

\rightarrow cần phải tính cốt ngang chịu lực cắt

- Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh có:

$$+ A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{mm}^2$$

+ Khoảng cách $a = 200\text{mm}$.

* Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính : $Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó:

- φ_{w1} : Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$.

$$- \text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}.$$

+ A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

+ b - chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

+ s - khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

+ φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$; $\beta = 0,01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

$$+ \mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{2.50,3}{300.200} = 0,002012$$

$$+ \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5.7.0.002012 = 1,07 < 1,3$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01.14,5 = 0,855$$

$$\Rightarrow 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 52,5 \\ = 55649,28 \text{ kG} = 55,64928(T) > Q_{\max} = 20,89 (T).$$

\Rightarrow Kết luận: dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- Khả năng chịu lực của cốt đai:

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{1750 \cdot 1,006}{20} = 88,025 \text{ kG} = 0,088T$$

- Khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bê tông:

$$Q_{sbw} = \sqrt{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2q_{sw}} \\ = \sqrt{4.2.(1 + 0 + 0).11,5.30.52,5^2.88,025} = 23166,2 \text{ kG} = 23,166T$$

$\rightarrow Q_{sbw} > Q_{\max}$ không cần tính cốt xiên chịu cắt cho gối.

- Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+Ta bố trí thép đai $\varnothing 8a200$ mm cho dầm D1

4.2.3 Tính toán cốt treo

Tại vị trí dầm phụ gác lên dầm chính cần bố trí cốt treo để gia cố cho dầm chính .

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính là :

$$P = P_2 + G_2 = 3654,6 + 8107,58 = 11762,18(KG)$$

Trong đó : P_2 : hoạt tải tập trung do dầm phụ truyền vào

G_2 : tĩnh tải tập trung truyền từ dầm phụ vào

Cốt treo đặt dưới dạng cốt đai , diện tích tính toán là:

$$A_s = \frac{P \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{R_{sw}} = \frac{11762,18 \cdot \left(1 - \frac{12,5}{52,5}\right)}{1750} = 3,919(\text{cm}^2)$$

Với $h_s = h_o - h_{dp} = 52,5 - 40 = 12,5$ cm

Dùng đai $\varnothing 8$ có $A_{sw} = 0,503 (\text{cm}^2)$, số nhánh $n_s = 2$, số lượng đai cần thiết là :

$$n = \frac{A_s}{n_s \cdot A_{sw}} = \frac{3,919}{2 \cdot 0,503} = 3,89 \approx 4$$

Đặt mỗi bên mép dầm phụ là 2 đai trong đoạn $h_s = 125$ (mm)

4.3.1. Tính toán cốt dọc

4.2.1.1. Tính cho mômen dương.

- Kích thước dầm D2: b x h = 30 x 60 cm.

+ Mômen giữa nhịp: M = 19,27 (T.m).

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

+ Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$\blacksquare S_c \leq \frac{1}{6} (L_1 - b_{dc}) = \frac{1}{6} (660 - 30) = 95 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h'_f = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq \frac{1}{2} (L_2 - b_{dc}) = \frac{1}{2} (330 - 30) = 150$$

$$\blacksquare S_c \leq 6.h'_f = 6 \times 10 = 60 \text{ cm}$$

- Vậy lấy $S_c = 60 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 30 + 2.60 = 150 \text{ cm}$

- Giả thiết $a = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$+ M_f = R_b . b'_f . h'_f . (h_0 - 0,5 . h'_f)$$

$$= 145 . 150 . 10 . (55 - 0,5 . 10) = 10875000 \text{ (kG.cm)} = 108,75 \text{ (T.m)}$$

=> Ta có $M = 19,27 \text{ (T.m)} < M_f = 108,75 \text{ (T.m)}$ nên trục trung hoà đi qua cánh.

$$+ \alpha_m = \frac{M}{R_b . b'_f . h_0^2} = \frac{19,27 . 10^5}{145 . 150 . 55^2} = 0,0293 < \alpha_R = 0,429$$

$$+ \zeta = 0,5 . (1 + \sqrt{1 - 2 . \alpha_m}) = 0,5 . (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0293}) = 0,985$$

$$+ \text{Diện tích cốt thép cần thiết: } A_s = \frac{M}{R_s \zeta . h_0} = \frac{19,27 . 10^5}{2800 . 0,985 . 55} = 12,70 \text{ cm}^2$$

+ Chọn thép: 3&25 có $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b . h_0} . 100\% = \frac{14,73}{30 . 55} . 100\% = 0,892\% > \mu_{\min} = 0,15 \%$$

4.3.1.2. Tính cho mômen âm.

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25 x 60 cm. $M = -26,16 \text{ (T.m)}$.

- Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 5 \text{ cm}$, $h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$.

- Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b . b . h_0^2} = \frac{26,16 . 10^5}{145 . 30 . 55^2} = 0,198 < \alpha_R = 0,429$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,198}) = 0,888$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{26,16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,888 \cdot 55} = 21,12 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 4&25 có $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{24,63}{30 \cdot 55} \cdot 100\% = 1,38\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.3.2. Tính toán cốt ngang

- Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

- Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 20,89 \text{ (T)}$ tại mặt cắt III – III dầm D1 tầng 1

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$+ Q_{\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b3} = 0,6$ – Đối với bê tông nặng.

Chọn lớp bê tông bảo vệ $a = 75 \text{ (cm)}$

$$h_0 = 60 - 75 = 525 \text{ (cm)}.$$

$$\rightarrow Q_{\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 =$$

$$0,6(1+0+0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 52,5 = 10867,5 \text{ (kG)} = 10,8675 \text{ (T)}$$

$$Q_{\max} = 20,89 \text{ (T)} > Q_{\min} = 10,8675 \text{ (T)}$$

\rightarrow cần phải tính cốt ngang chịu lực cắt

- Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh có:

$$+ A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$$

+ Khoảng cách $a = 200 \text{ mm}$.

* Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính : $Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó:

- φ_{w1} : Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$.

$$- \text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}.$$

+ A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

+ b - chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

+ s - khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

+ φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$; $\beta = 0,01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

$$+ \mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{2.50,3}{300.200} = 0,002012$$

$$+ \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5.7.0.002012 = 1,07 < 1,3$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01.14,5 = 0,855$$

$$\Rightarrow 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 52,5 \\ = 55649,28 \text{ kG} = 55,64928(T) > Q_{\max} = 20,89 (T).$$

\Rightarrow Kết luận: dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- Khả năng chịu lực của cốt đai:

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{1750 \cdot 1,006}{20} = 88,025 \text{ kG} = 0,088 T$$

- Khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bê tông:

$$Q_{sbw} = \sqrt{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2q_{sw}} \\ = \sqrt{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 47^2 \cdot 88,025} = 23166,2 \text{ kG} = 23,166 T$$

$\rightarrow Q_{sbw} > Q_{\max}$ không cần tính cốt xiên chịu cắt cho gối.

- Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Ta bố trí thép đai $\varnothing 8a200$ mm cho dầm D1

4.3.3 Tính toán cốt treo

Tại vị trí dầm phụ gác lên dầm chính cần bố trí cốt treo để gia cố cho dầm chính .

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính là :

$$P = P_2 + G_2 = 3654,6 + 8107,58 = 11762,18(KG)$$

Trong đó : P_2 : hoạt tải tập trung do dầm phụ truyền vào

G_2 : tĩnh tải tập trung truyền từ dầm phụ vào

Cốt treo đặt dưới dạng cốt đai , diện tích tính toán là:

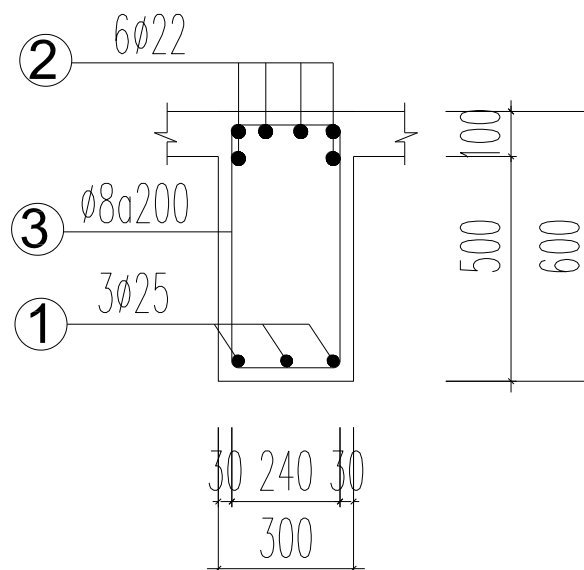
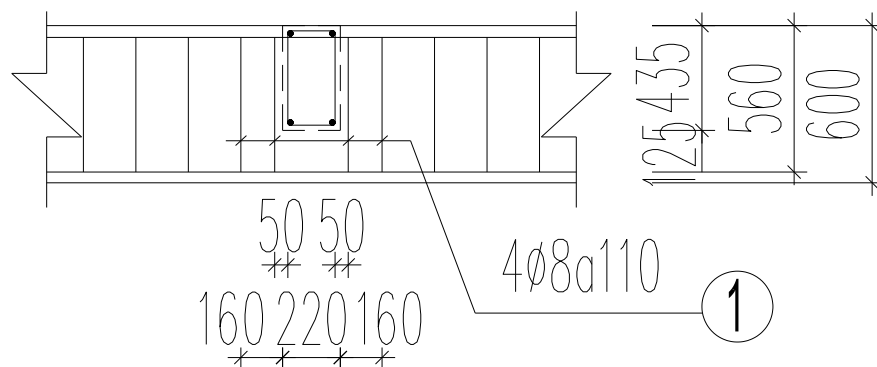
$$A_s = \frac{P \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{R_{sw}} = \frac{11762,18 \cdot \left(1 - \frac{12,5}{52,5}\right)}{1750} = 3,919(\text{cm}^2)$$

Dùng đai $\phi 8$ có $A_{sw}=0,503 (\text{cm}^2)$, số nhánh $n_s = 2$, số lượng đai cần thiết là :

$$n = \frac{A_s}{n_s \cdot A_{sw}} = \frac{3,919}{2 \cdot 0,503} = 3,989 \approx 4$$

Đặt mỗi bên mép dầm phụ là 2 đai trong đoạn $h_s = 160 (\text{mm})$

Khoảng cách giữa các cốt đai là 110



BỐ TRÍ THÉP CHO DẦM D1 TẦNG 5

CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CỘT

5.1. Số liệu đầu vào.

5.1.1. Tính toán và bố trí cốt thép cột khung 3.

- Cột sẽ được tính toán cho 3 cặp nội lực nguy hiểm nói trên. Sau đó, chọn thép và bố trí theo diện tích thép tính toán lớn nhất.

- Tiết diện cột thay đổi ở tầng thứ 5. Như vậy ta sẽ tính thép cho cột tầng hầm và bố trí thép tương tự cho các tầng 1, 2 và 3. Tính thép cho tầng 4, bố trí thép cho các tầng 5, 6, 7 và 8.

- Đối với khung phẳng đối xứng, tiết diện cột các trục là giống nhau, kết quả nội lực các trục gần giống nhau nên ta chỉ cần tính toán thép cho một trục giữa, một trục biên, các trục còn lại được lấy thép tương tự.

=> Nhận xét: Trong nhà cao tầng lực dọc tại chân cột thường rất lớn so với mômen (lệch tâm bé), do đó ta ưu tiên cặp nội lực tính toán có N lớn. Tại đỉnh cột thường xảy ra trường hợp lệch tâm lớn nên ta ưu tiên các cặp có M lớn. Ta tính toán với cả 3 cặp nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 cặp đó.

Ở đây ta tính toán cho 1 cặp, các cặp còn lại được tính toán tương tự và được thể hiện trong bảng Excel của phần phụ lục.

Việc tính toán cốt thép cột được tiến hành tương tự nhau nên để tiện cho việc theo dõi, ở đây, chúng ta cũng tiến hành tính toán theo dạng bảng. Sau đây là ví dụ tính toán cốt thép cho một phần tử cột.

5.1.2. Vật liệu

- Bê tông có cấp độ bền B25 : $R_b = 14,5 \text{ Mpa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ Mpa}$
- Cốt thép AI: ($\Phi < 10$) ; $R_s = 225 \text{ Mpa}$; $R_{sw} = 175 \text{ Mpa}$
- Cốt thép AII : ($\Phi \geq 10$) $R_s = 280 \text{ Mpa}$; $R_{sw} = 225 \text{ Mpa}$
- Sử dụng đá 10x20, xi măng PC30
- $\alpha_R = 0,418$.

5.2. Tính toán cốt thép cột

- Tính toán như cấu kiện chịu nén đúng tâm. Tại một tiết diện có 3 cặp nội lực, mỗi cột có 2 tiết diện tính toán nên có 6 cặp nội lực. Xác định cốt thép cho từng tổ hợp sau đó chọn giá trị cốt thép lớn nhất để bố trí cho cột.

- Cốt dọc trong cột được bố trí theo dạng đối xứng: $A_s = A'_s$ ($R_s = R_{sc}$).

- Tiết diện cột (bxh) chịu tác dụng của cặp nội lực tính toán M_{tt} và N_{tt}

- Chiều dài tính toán của cột $l_0 = \psi \cdot H$, với H chiều dài hình học của cột. Sơ đồ tính cột như hình vẽ nên $\psi = 0,7$

5.2.1. Tính toán cột tầng trệt phần tử 1

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1=M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0=\max(e_1,e_a)$ (cm)
C 1 Tầng trệt	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-9,72	-258,59	3,758	2	3,758
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	7,61	-277,34	2,743	2	2,743
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	-9,72	-258,59	3,758	2	3,758

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 50$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 4.0$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,0 = 2,8$ m = 280 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 50 - 5 = 45$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{280}{50} = 5,6 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{400}{600} = 0,67 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Vì cặp mômen 1 và 3 **bằng** nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_0 = \max(e_1, e_a)$

5.2.1.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 9,72 \text{ Tm} = 9,72 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -258,59 \text{ T} = -258,59 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 1 \cdot 3,758 + \frac{50}{2} - 5 = 23,758 \text{ (cm)}$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1.1} \right)} = \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1} \right)} = 0.623$$

Với $R_s = R_{sc}$, tính $x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{258,59 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 59,4(cm)$

+ $\xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 45 = 28,035(cm)$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot (e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{258,59 \cdot 10^3 \cdot (28 + \frac{59,5}{2} - 45)}{2800 \cdot 40} = 29,43(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[258,59 \cdot 10^3 + 2 \cdot 2800 \cdot 29,43 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right] \cdot 45}{145 \cdot 30 \cdot 45 + \frac{2 \cdot 2800 \cdot 29,43}{0,377}} = 37,75(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{258,59 \cdot 10^3 \cdot 23,758 - 145 \cdot 30 \cdot 37,75 \cdot (45 - \frac{37,75}{2})}{2800 \cdot 40} = 10,54(cm^2)$$

5.2.1.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$M = -7,61 Tm = -7,61 \cdot 10^5 kG \cdot cm$

$N = -277,34 T = -277,34 \cdot 10^3 kG$

+ $e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,2 \cdot 743 + \frac{50}{2} - 5 = 22,743(cm)$

+ Sử dụng bê tông B25, thép AII $\rightarrow \xi_R = 0,623$

Với $R_s = R_{sc}$, tính $x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{277,34 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 63,75(cm)$

+ $\xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 45 = 28,035(cm)$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{277,34.10^3.(23 + \frac{63,75}{2} - 45)}{2800.40} = 24,45(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^*.\left(\frac{1}{1-\xi_R} - 1\right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1-\xi_R}} \quad \text{với } 1-\xi_R = 1-0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[277,34.10^3 + 2.2800.24,45.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].45}{145.30.45 + \frac{2.2800.24,45}{0,377}} = 40,54(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R.h_o < x < h_o$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} = \frac{277,34.10^3.22,743 - 145.30.40,54.(45 - \frac{40,54}{2})}{2800.40} = 10,37(cm^2)$$

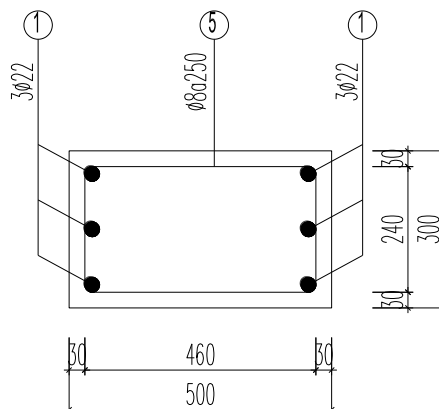
So sánh 2 trường hợp chọn $A_s = 10,54 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Chọn thép : $3\phi 22$ có $A_s = A'_s = 11,4 (cm^2)$ để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b.h_o}.100\% = \frac{2 \times 11,4}{30.45}.100\% = 1,48\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Theo phương cạnh dài ta đặt thêm $2\phi 12$ (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



5.2.2. Tính toán cột tầng 4 phần tử 32

Tính toán cột thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1 = M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
C 1 Tầng 4	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	8,09	-143,51	5,637	2	5,637
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	7,35	-144,55	5,084	2	5,084
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	8,09	-143,51	5,637	2	5,637

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 40$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 3,6$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot H = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52$ m = 252 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 50 - 5 = 45$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{40} = 6,3 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{360}{600} = 0,60 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_0 = \max(e_1, e_a)$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

5.2.2.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 8,07 \text{ Tm} = 8,07 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -143,51T = -143,51.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.5.637 + \frac{40}{2} - 5 = 20,637(\text{cm})$$

+ Sử dụng bê tông B25 , thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{143,51.10^3}{145.30} = 32,99(\text{cm})$$

$$+ \xi_R.h_0 = 0,623.35 = 21,805(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{143,51.10^3.(20,637 + \frac{32,99}{2} - 35)}{2800.30} = 3,64(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1 - \xi_R}} \text{ với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[143,51.10^3 + 2.2800.3,64 \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right].35}{145.30.35 + \frac{2.2800.3,64}{0,377}} = 30,06(\text{cm})$$

$$+ \text{Thỏa mãn điều kiện : } \xi_R.h_0 < x < h_0$$

$$+ \text{Tính } A_s = A'_s$$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} =$$

$$= \frac{143,51.10^3.20,637 - 145.30.30,06.(35 - \frac{30,06}{2})}{2800.30} = 4,17(cm^2)$$

5.2.2.2. Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$$M = -7,35Tm = -7,35.10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -144,55 T = -144,55.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.5,084 + \frac{40}{2} - 5 = 20,084(cm)$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{144,55.10^3}{145.30} = 33,22(cm)$$

$$+ \xi_R.h_0 = 0,623.35 = 21,805(cm)$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{144,55.10^3.(20,084 + \frac{33,22}{2} - 35)}{2800.30} = 2,91(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^*.\left(\frac{1}{1-\xi_R} - 1\right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1-\xi_R}} \quad \text{với } 1-\xi_R = 1-0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[144,55.10^3 + 2.2800.2,91.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].35}{145.30.35 + \frac{2.2800.2,91}{0,377}} = 30,70(cm)$$

$$+ \text{Thỏa mãn điều kiện : } \xi_R.h_0 < x < h_0$$

$$+ \text{Tính } A_s = A'_s$$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} = \frac{144,55.10^3.20,084 - 145.30.30,70.(35 - \frac{30,70}{2})}{2800.30} = 3,32(cm^2)$$

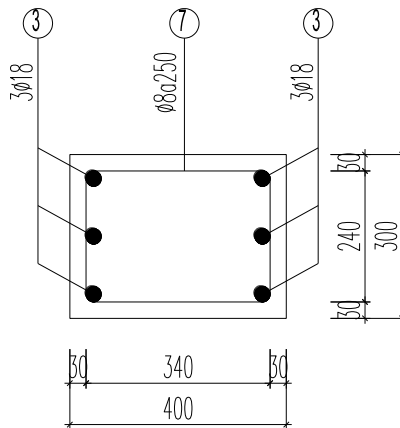
So sánh 2 trường hợp chọn $A_s = 4,17 \text{ cm}^2$

Do A_s quá nhỏ ta đặt cốt thép theo yêu cầu tối thiểu

\Rightarrow Chọn thép : 3 $\phi 18$ có $A_s = A'_s = 7,63(cm^2)$ để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 7,63}{30 \cdot 45} \cdot 100\% = 1,01\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$



5.2.3. Tính toán cột tầng trệt phần tử 10

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1 = M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
C 2 Tầng trệt	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-14,85	-284,66	5,215	3	5,215
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	4,27	-361,47	1,182	3	3
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	14,85	-284,66	5,215	3	5,215

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 70$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 4,0$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,0 = 2,8$ m = 280 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 70 - 5 = 65$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{280}{70} = 4 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{400}{600} = 0,67cm \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{70}{30} = 2,33cm \end{cases} \rightarrow e_a = 3 \text{ cm}$$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_o = \max(e_1, e_a)$

5.2.3.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 14,85Tm = 14,85.10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -284,66T = -284,66.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.4.736 + \frac{70}{2} - 5 = 35,215(cm)$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{284,66.10^3}{145.30} = 60,43(cm)$$

$$+ \xi_R.h_0 = 0,623.65 = 40,495(cm)$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{284,66.10^3.(35,215 + \frac{65,43}{2} - 65)}{2800.60} = 4,96(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1 - \xi_R}} \text{ với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[284,66.10^3 + 2.2800.4,96.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].65}{145.30.65 + \frac{2.2800.4,96}{0,377}} = 60,847(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R.h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} = \frac{284,66.10^3.35,215 - 145.30.60,847.(65 - \frac{60,847}{2})}{2800.60} = 5,19(cm^2)$$

5.2.3.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$$M = 4,27 \text{ Tm} = 4,27.10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -361,47T = -361,47.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.3 + \frac{70}{2} - 5 = 33(cm)$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII $\rightarrow \xi_R = 0,623$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{361,47.10^3}{145.30} = 83,1(cm)$$

$$+ \xi_R.h_0 = 0,623.65 = 40,495(cm)$$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{361,47.10^3.(33 + \frac{83,1}{2} - 65)}{2800.60} = 20,54(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^*.\left(\frac{1}{1-\xi_R} - 1\right) \right].h_0}{R_b.b.h_0 + \frac{2.R_s.A_s^*}{1-\xi_R}} \text{ với } 1-\xi_R = 1-0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[361,47.10^3 + 2.2800.20,54.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].65}{145.30.65 + \frac{2.2800.20,54}{0,377}} = 60,98(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{361,47 \cdot 10^3 \cdot 33 - 145 \cdot 30 \cdot 60,98 \cdot \left(65 - \frac{60,98}{2} \right)}{2800 \cdot 60} = 13,51 (cm^2)$$

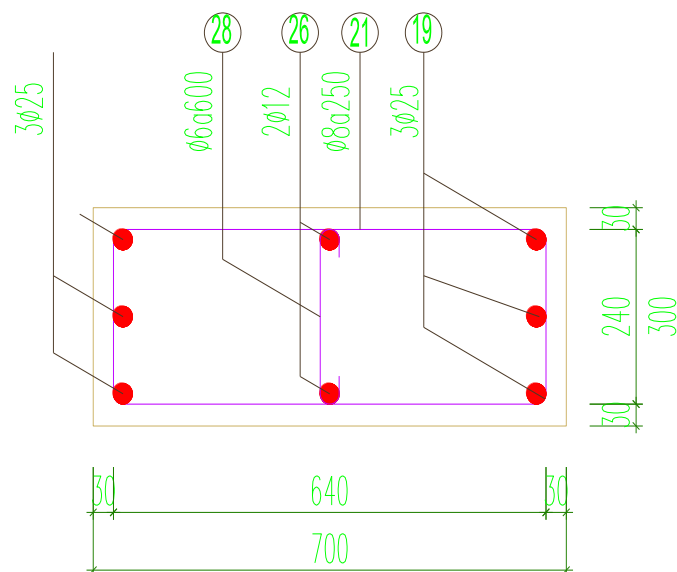
So sánh 2 trường hợp chọn $A_s = 13,51 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Chọn thép : $3\phi 25$ có $A_s = A'_s = 14,73 (cm^2)$ để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 14,73}{30 \cdot 65} \cdot 100\% = 1,3\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Theo phương cạnh dài ta đặt thêm $2\phi 12$ (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



5.2.4. Tính toán cột tầng 4 phần tử 14

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1=M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0=\max(e_1,e_a)$ (cm)
C 2 Tầng 3	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-12,99	-170,01	7,64	2	7,64
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	8,84	-194,17	4,55	2	4,55
	3	$\left \frac{M}{N}\right _{\max}$	-12,99	-170,01	7,64	2	7,64

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 60$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 3,6$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52$ m = 252 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{60} = 4,2 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{360}{600} = 0,60 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ (cm)}$$

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_0 = \max(e_1, e_a)$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

5.2.4.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 12,99 \text{ Tm} = 12,99 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -170,01 \text{ T} = -170,01 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 1 \cdot 2 + \frac{60}{2} - 5 = 32,64 \text{ (cm)}$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

Với $R_s = R_{sc}$, tính $x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{170,01.10^3}{145.30} = 39,23(cm)$

+ $\xi_R.h_0 = 0,623.55 = 34,265(cm)$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{170,01.10^3.(32,64 + \frac{39,23}{2} - 55)}{2800.50} = 3,34(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[170,01.10^3 + 2.2800.3,34 \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right].55}{145.30.55 + \frac{2.2800.3,34}{0,377}} = 38,37(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R.h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} =$$

$$= \frac{170,01.10^3.32,64 - 145.30.38,37.(55 - \frac{38,37}{2})}{2800.50} = -3,43(cm^2)$$

5.2.4.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$M = 8,84Tm = 8,84.10^5 \text{ kG.cm.}$

$N = -194,17 = -194,17.10^3 \text{ kG}$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.4,55 + \frac{60}{2} - 5 = 29,55(cm)$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{194,17.10^3}{145.30} = 44,63(cm)$$

$$+ \xi_R.h_0 = 0,623.55 = 34,265(cm)$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{194,17.10^3.(29,55 + \frac{44,63}{2} - 55)}{2800.50} = 4,34(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[194,17.10^3 + 2.2800.4,34 \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right].55}{145.30.55 + \frac{2.2800.4,34}{0,377}} = 42,43(cm)$$

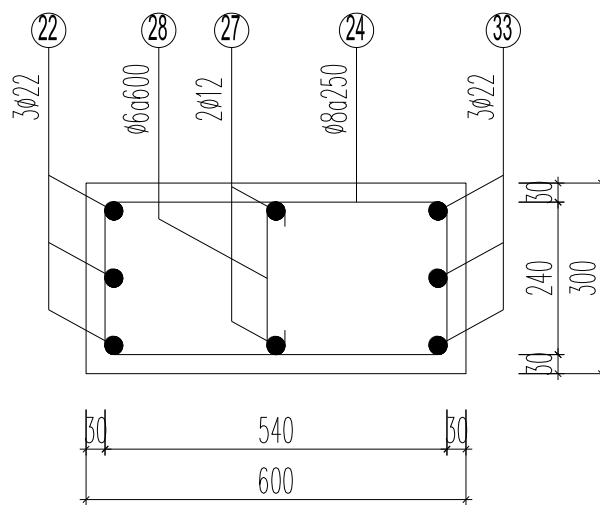
$$+ \text{Thỏa mãn điều kiện : } \xi_R.h_0 < x < h_0$$

+ Tính A_s = A'_s

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} =$$

$$= \frac{194,17.10^3.29,55 - 145.30.42,43.(55 - \frac{42,43}{2})}{2800.50} = -3,55(cm^2)$$

- Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0,1 \times \frac{30.55}{100} = 1,65 (cm)^2$
- Chọn 3 Φ 22 có $A_s = A_s' = 11,4 \text{ cm}^2$.
- Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{b.h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 11,4}{30.65} \cdot 100\% = 1,06\% > \mu_{\min} = 0,1\%$
- Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)
- + Theo phương cạnh dài ta đặt thêm 2 Φ 12 (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



CHƯƠNG 6: TÍNH TOÁN CẦU THANG

6.1 Số liệu tính toán cầu thang.

6.1.1 Vật liệu:

- Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b = 14,5 \text{ MPa} = 145 \text{ KG/cm}^2$;
 $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa} = 10.5 \text{ KG/cm}^2$.
- Thép có $\Phi < 10$ dùng thép AI có $R_s = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$
 $R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ KG/cm}^2$
 $R_{scw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$
- Thép có $\Phi \geq 10$ dùng thép AII có $R_s = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$
 $R_{sw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$
 $R_{sc} = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$

6.1.2 Cấu tạo cầu thang

6.1.2.1 Kích thước tiết diện:

- Chiều cao tầng điển hình là : $h = 3,6 \text{ m}$.

- Cấu tạo thang bộ như sau :

+ Bản thang dày $s=10\text{cm}$.

+ Dầm chiều nghỉ (DCN) : 200×300

+ Dầm chiều tới (DCT): 220×400

+ Cốt thang (DBT) : 200×300

+ Kích thước bậc thang : Tầng điển hình bố trí cầu thang 3 vế :

* Vế 1 có 8 bậc : 300×150

* Vế 2 có 5 bậc : 300×150

* Vế 3 có 8 bậc : 300×150

- Kích thước các ô sàn cần tính :

+ Bản chiều nghỉ: $1,50\text{m} \times 1,94\text{m}$

+ Bản chiều tới: $5,7\text{m} \times 2,06\text{m}$

+ Bản thang B1: $1,94\text{m} \times 2,4\text{m}$

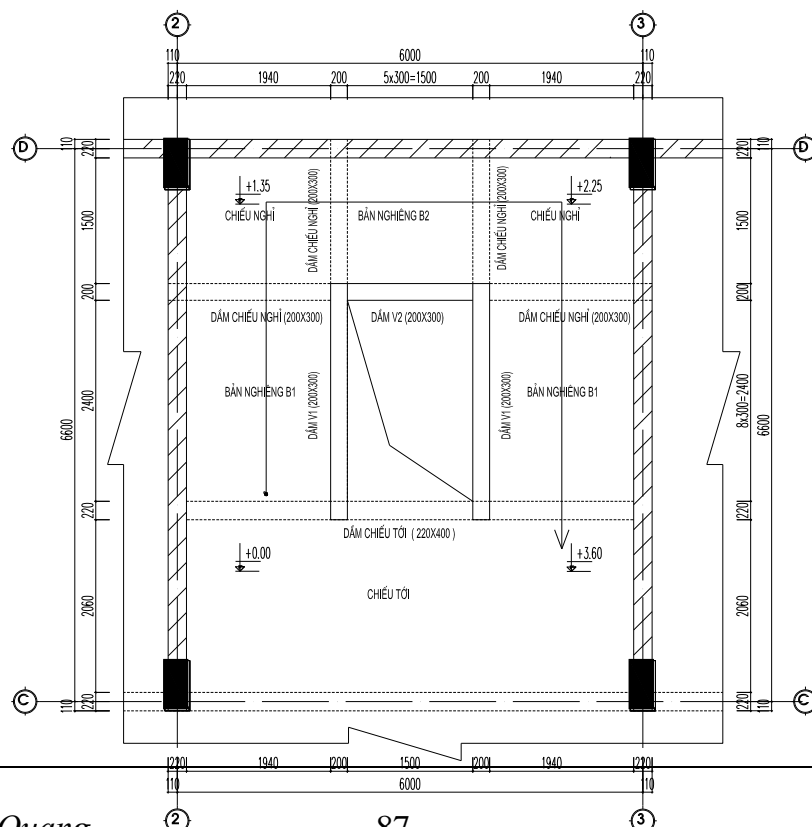
+ Bản thang B2: $1,50\text{m} \times 1,50\text{m}$

Góc hợp bởi bản nghiêng của cầu thang tầng 3 lên tầng 4 (đồng thời là góc nghiêng của bản thang tầng điển hình) và mặt phẳng nằm ngang là

$$\text{tg}\beta = \frac{h_{\text{bt}2}}{b_{\text{bt}2}} = \frac{150}{300} = 0,5 \Rightarrow \beta = 26^{\circ}33'54''$$

Trong đó: $h_{\text{bt}2}$, $b_{\text{bt}2}$ lần lượt là chiều cao và chiều rộng bậc thang tầng 3 lên tầng 4 (đồng thời là chiều cao, chiều rộng bậc thang tầng điển hình).

6.1.2.2 Sơ đồ kết cấu:



Mặt bằng kết cấu thang tầng điển hình

6.2 Tính toán bản thang và bản chiếu nghỉ:

6.2.1 Tính toán bản thang:

6.2.1.1 Xác định tải trọng tác dụng lên bản thang và chiếu tới:

6.2.1.1.1 Tĩnh tải:

Bảng 2-1. Tĩnh tải các lớp bản thang

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Bậc xây gạch	0.15	1800	270	1.1	297
4	Sàn BTCT ,B25	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				605		674.5

Bảng 2-2. Tĩnh tải các lớp chiếu nghỉ và chiếu tới

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				335		377,5

6.2.1.1.2 Hoạt tải:

- Hoạt tải tiêu chuẩn lấy đối với cầu thang là 300 kG/m². Hệ số vượt tải 1,2
- Tải trọng tính toán tác dụng lên dải bản rộng 1m là: $p = 360$ (kG/m)

6.2.1.1.3 Tổng tải trọng tính toán:

- Bản sàn chiều tới, chiều nghỉ:

$$q_1 = g_1 + p = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ (kG/m)}$$

- Bản thang nghiêng:

$$q_2 = g_1 + p = 674,5 + 360 = 1034,5 \text{ (kG/m)}$$

6.2.1.2 Sơ đồ tính:

6.2.1.2.1 Bản nghiêng B_1 :

- Nhịp tính toán của bản thang :

+ Cạnh dài bản: $l_2 = \sqrt{2,4^2 + 1,2^2} = 2,68\text{m}$

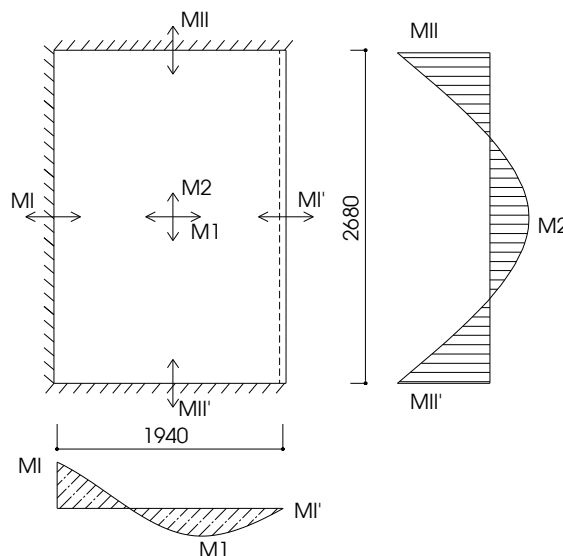
+ Cạnh ngắn của bản: $l_1 = 1,94\text{m}$

$$q = 1034,5 * \cos 26^{\circ}33'54'' = 925,29 \text{ KG/m}^2$$

Tỉ số kích thước theo 2 phương là:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{2,68}{1,94} = 1,38 < 2$$

Vậy bản làm việc theo 2 phương.



Hình 2-1. Sơ đồ tính của bản thang nghiêng

Ta có :

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_1 = m_1 \cdot P$$

$$M_2 = m_2 \cdot P$$

$$\text{Víi : } P = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 925,28 \cdot 2,68 \cdot 1,94 = 4810,7 \text{ kG}$$

Tra bảng 1-19 cuốn sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Võ Mạnh Hùng với $l_2/l_1 = 1,38$ và nội suy ta có:

$$m_I = 0,0469 ; m_{II} = 0,0203 ; m_1 = 0,0227 ; m_2 = 0,0129$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0469.4810,7 = 224,93(Kg.m) = 22493(Kg.cm) \\ M_{II} = 0,0203.4810,7 = 97,76(Kg.m) = 9776(Kg.cm) \\ M_1 = 0,0227.4810,7 = 110,75(Kg.m) = 11075(Kg.cm) \\ M_2 = 0,0129.4810,7 = 72,56(Kg.m) = 7256(Kg.cm) \end{array} \right\}$$

+Tính toán cốt thép :

Cắt bản ra một dải rộng 1m

Ta có tiết diện như sau : b x h = 100 x 10 (cm)

$$\text{Giả thiết } a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_{01} = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

* Tính toán thép theo phương cạnh l_1 : (1,94 m)

+ Cốt thép dương:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{11075}{145 \cdot 100 \cdot 8,0^2} = 0,015 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,992$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{11075}{2250 \cdot 0,992 \cdot 8,0} = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{01}} = \frac{0,62}{100 \cdot 8,0} \cdot 100\% = 0,077\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

$$\Rightarrow \text{Chọn thép } \phi 6s200 \text{ có } A_s = 1,42 \text{ cm}^2$$

+Cốt thép âm:

$$M_I = 22493 (Kg.cm)$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{22493}{145 \cdot 100 \cdot 8,0^2} = 0,031 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,984$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22493}{2250 \cdot 0,984 \cdot 8,0} = 1,27 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{01}} = \frac{1,27}{100 \cdot 8,0} \cdot 100\% = 0,16\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

$$\Rightarrow \text{Chọn thép } \phi 6s200 \text{ có } A_s = 1,42 \text{ cm}^2$$

* Tính cốt thép theo phương l_2 : (2,68m)

Vỡ $M_2 < M_I$ và $M_{II} < M_I \Rightarrow$ Chọn thép theo cấu tạo $\phi 6s200$ có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

6.2.1.2.2 Bản nghiêng B₂:

- Nhip tính toán của bản thang:

+ Cạnh dài của bản thang: $l_2 = \sqrt{1,5^2 + 0,75^2} = 1,68\text{m}$

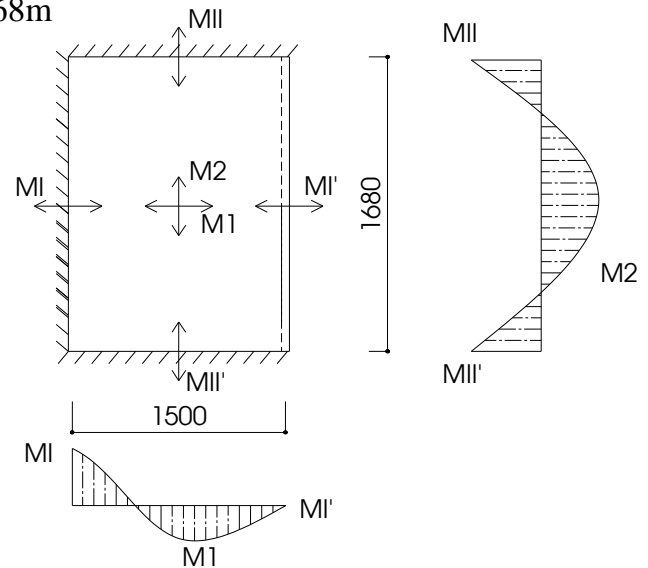
+ Cạnh ngắn của bản: $l_1 = 1,50\text{m}$

$$q = 1034,5 \cdot \cos 26^\circ 33' 54'' = 925,29 \text{ KG/m}^2$$

Tỉ số kích thước theo 2 phương là:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{1,68}{1,5} = 1,12 < 2$$

Vậy bản làm việc theo 2 phương.



Hình 2-2. Sơ đồ tính của bản thang nghiêng

Ta có :

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_1 = m_1 \cdot P$$

$$M_2 = m_2 \cdot P$$

$$\text{Víi : } P = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 925,28 \cdot 1,68 \cdot 1,5 = 2331,7\text{kG}$$

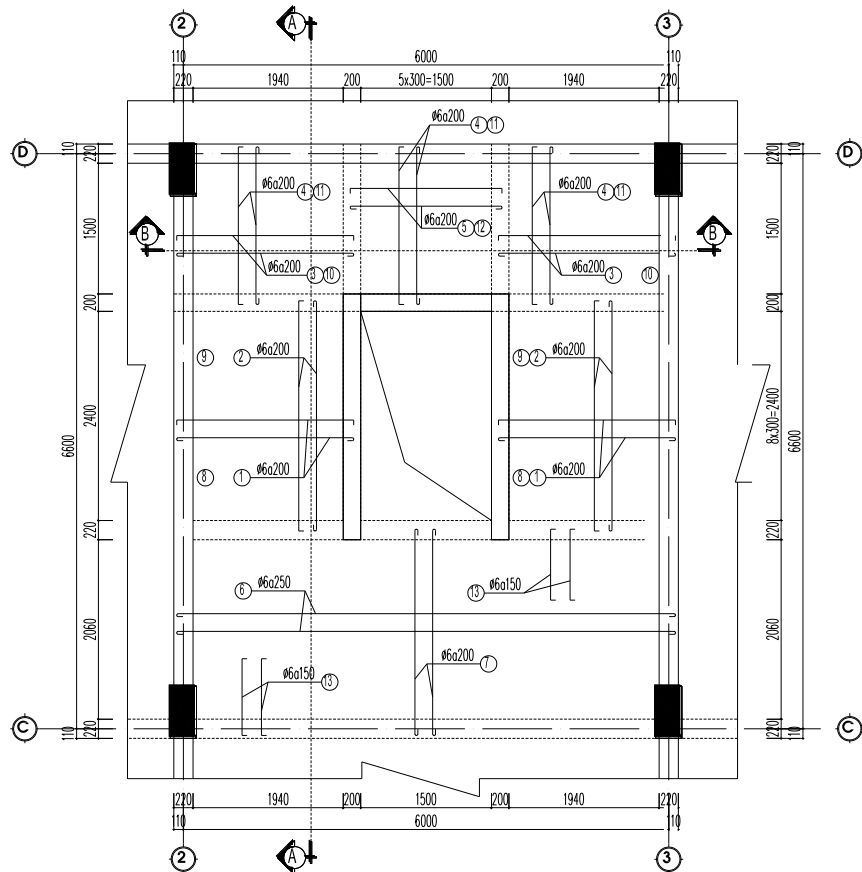
Tra bảng 1-19 cuốn sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Võ Mạnh Hùng với với $l_2/l_1 = 1,12$ và nội suy ta có:

$$m_I = 0,0511 ; m_{II} = 0,056 ; m_1 = 0,0256 ; m_2 = 0,0232$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0511 \cdot 2331,7 = 119,14(\text{Kg.m}) = 11914(\text{Kg.cm}) \\ M_{II} = 0,056 \cdot 2331,7 = 130,57(\text{Kg.m}) = 13057(\text{Kg.cm}) \\ M_1 = 0,0256 \cdot 2331,7 = 59,69(\text{Kg.m}) = 5969(\text{Kg.cm}) \\ M_2 = 0,0232 \cdot 2331,7 = 54,09(\text{Kg.m}) = 5409(\text{Kg.cm}) \end{array} \right.$$

+Tính toán cốt thép :

Ta thấy các giá trị M_2 , M_1 và M_{II} , M_I ở bản nghiêng B₂ đều nhỏ hơn giá trị M_2 , M_1 và M_{II} , M_I ở bản nghiêng B₁ \Rightarrow Chọn thép theo cấu tạo $\phi 6\text{s}200$ có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$



BỐ TRÍ THÉP CHO THANG BỘ

6.2.2. Tính toán bản chiếu nghỉ.

-Ta tính toán với ô sàn có kích thước: $b \times l = 1500 \times 1940$ mm.

6.2.2.1 .Tải trọng tác dụng trên bản chiếu nghỉ.

+Hoạt tải sàn tính toán $= 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}^2$

+Tải trọng toàn khối $q_{tt} = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ kg/m}^2$

6.2.2.2.Tính toán nội lực.

- Bản chiếu nghỉ kê lên 2 dầm nên 2 cạnh của ô bản đều là ngàm.

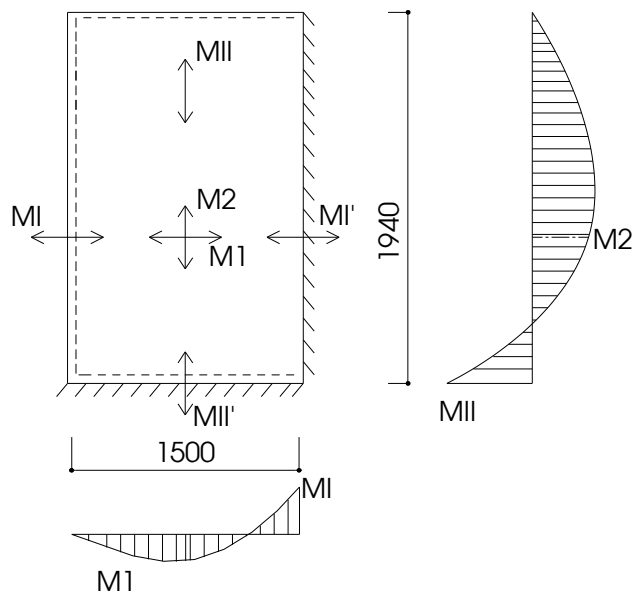
Nhập tính toán:

$$l_{t1} = 1,50 \text{ m}$$

$$l_{t2} = 1,94 \text{ m}$$

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{1,94}{1,5} = 1,29 < 2 \text{ nên bản làm việc theo 2 phương}$$

- Để tiện tính toán ta quy phương của tải trọng vuông góc với bản và cắt một dải bản có $b=1\text{m}$ để tính.



Ta có:

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$\text{Với : } P = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 737,5 \cdot 1,5 \cdot 1,94 = 2728,125 \text{ kG}$$

Tra bảng 1-19 sơ đồ 6 “Sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Vũ Mạnh Hùng với $l_2/l_1 = 1,006$ và nội suy ta có:

$$m_I = 0,0373$$

$$m_{II} = 0,0182$$

$$m_I = 0,0349$$

$$m_{II} = 0,0176$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0373 \cdot 2728,125 = 101,75 (\text{Kg.m}) = 10175 (\text{Kg.cm}) \\ M_{II} = 0,0349 \cdot 2728,125 = 95,21 (\text{Kg.m}) = 9521 (\text{Kg.cm}) \\ M_I = 0,0182 \cdot 2728,125 = 49,65 (\text{Kg.m}) = 4965 (\text{Kg.cm}) \\ M_{II} = 0,0176 \cdot 2728,125 = 48,01 (\text{Kg.m}) = 4801 (\text{Kg.cm}) \end{array} \right.$$

6.2.2.3. Tính toán cốt thép:

Ta có tiết diện tính toán : $b \times h = 100 \times 10 \text{ (cm)}$

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_{01} = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

* Tính cốt thép theo phương l_1 : (1,49m)

+ Cốt thép dương:

$$\alpha_m = \frac{M_I}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{10175}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,014 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,993$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{10175}{2250 \cdot 0,993 \cdot 8} = 0,56 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{0l}} = \frac{0,56}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,07\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

=> Chọn thép cấu tạo $\phi 6s200 \Rightarrow A_s = 1,42 \text{ cm}^2$.

+Cốt thép âm:

Vì mô men âm nhỏ hơn mô men dương => Chọn thép cấu tạo $\phi 6s200 \Rightarrow A_s = 1,42 \text{ cm}^2$.

* Tính cốt thép theo phương l_2 : (1,50 m)

Vì mô men theo hai phương bằng nhau => Chọn thép theo cấu tạo $\phi 6s200$ có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

6.2.3. Tính toán bản chiếu tới.

-Ta tính toán với ô sàn có kích thước: $b \times l = 2060 \times 5700 \text{ mm}$.

6.2.3.1. Tải trọng tác dụng trên bản chiếu tới.

- Tải trọng tính toán của sàn :

+Hoạt tải sàn tính toán $= 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}^2$

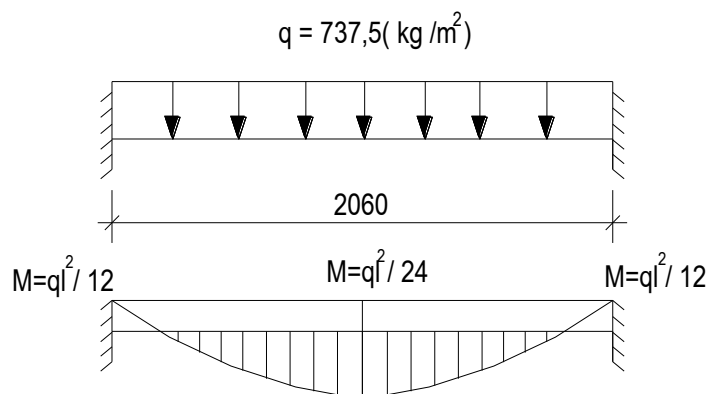
+Tải trọng toàn khối $q_{tt} = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ kg/m}^2$

6.2.3.2. Tính toán nội lực.

- Bản chiếu tới kê lên 4 dầm nên 4 cạnh của ô bản đều là ngàm.

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{2,06} = 2,66 > 2 \text{ nên bản làm việc theo 1 phương (bản loại dầm)}$$

- Cắt một dải bản rộng 1m theo phương cạnh ngắn => ô sàn loại này có sơ đồ tính: ngàm 2 cạnh. (hình vẽ)



- Nhịp tính toán của sàn :

$$l = l_{t1} = 2,06 \text{ (m)}$$

+Mômen âm ở ngàm:

$$M_1 = \frac{ql^2}{12} = \frac{737,4 * 2,06^2}{12} = 260,77 \text{ kgm}$$

+ Mômen dương ở nhịp để thiên về an toàn ta lấy giá trị sau:

$$M_2 = \frac{ql^2}{24} = \frac{737,5 * 2,06^2}{24} = 130,4 \text{ kgm}$$

- Chọn $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_o = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

6.2.3.2.1. Tính thép chịu mômen âm:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{260,77 * 100}{115 * 100 * 8^2} = 0,035 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,982$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{26077}{2250 \cdot 0,982 \cdot 8} = 1,48 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_o} = \frac{1,48}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,185\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

$$\Rightarrow \text{Chọn } \emptyset 6 \text{ a150 } A_s = 1,98 \text{ cm}^2$$

6.2.3.2.2 Tính thép chịu mômen dương:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{130,4 * 100}{115 * 100 * 8^2} = 0,02 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,989$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{13040}{2250 \cdot 0,989 \cdot 8} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Chọn $\emptyset 6 \text{ s200 } A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

- Cốt thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\emptyset 6 \text{ a200}$

6.3. Tính toán dầm đỡ bản thang.

6.3.1 Tính toán về phụ

6.3.1.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm chiếu nghỉ và cốn thang (200x300):

$$q_{bt}^{tc} = 0,20 * 0,3 * 2500 = 150 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 * 150 = 165 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng bản thang B1 dạng tam giác tác dụng vào dầm chiếu nghỉ:

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 1034,5 = 481,7 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản chiếu nghỉ dạng tam giác tác dụng vào

$$q_{CN}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 737,5 = 343,4 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B2 tác dụng lên dầm côn thang có dạng tam giác :

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,5}{2} * 1034,5 = 484,9 \text{ kg/m}$$

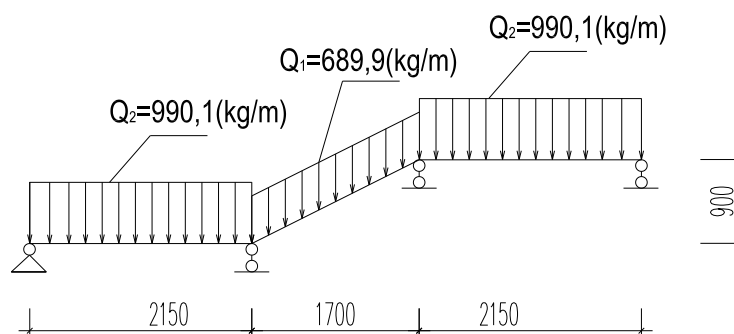
+ Tải trọng do tay vịn lan can tác dụng vào côn thang : lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (KG/m)}$

Tổng tải tác dụng lên dầm côn thang là : $q_1^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{B2}^{tt} = 165 + 484,9 + 40 = 689,9 \text{ (kg/m)}$

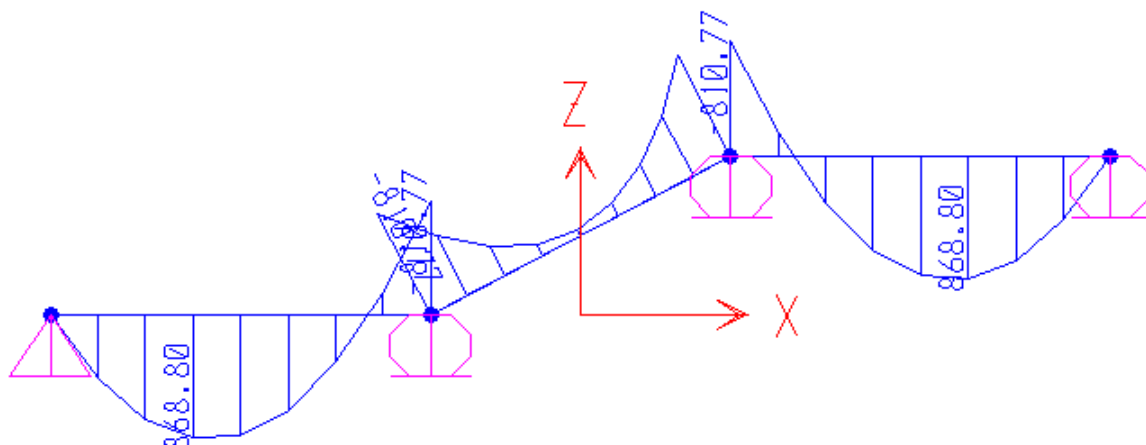
Tổng tải tác dụng lên dầm chiếu nghỉ là :

$$q_2^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{CN}^{tt} + q_{B1}^{tt} = 165 + 343,4 + 481,7 = 990,1 \text{ (kg/m)}$$

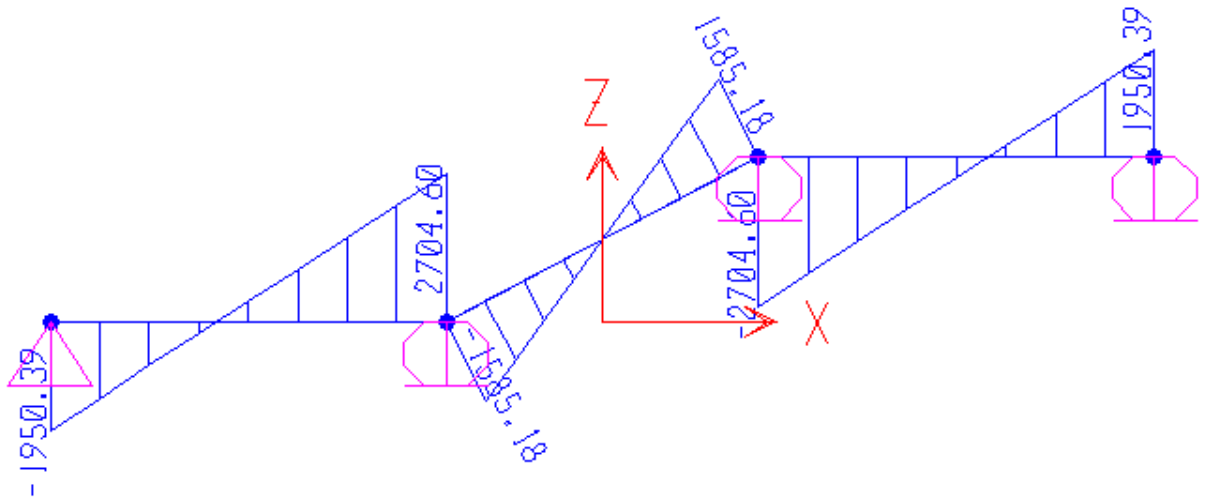
6.3.1.2. Sơ đồ tính



6.3.1.3 Xác định nội lực.



Biểu đồ mô men của dầm V2



Biểu đồ lực cắt

- Mômen âm lớn nhất gây ra ở gối dầm cón thang là :

$$M_g = -818,67 \text{ (kgm)}$$

- Mômen dương lớn nhất ở nhịp:

$$M_g = 868,8 \text{ (kgm)}$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 2190,27 \text{ (kg)}$$

6.3.1.4. Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$.

6.3.1.4.1. Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{818,67 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,04$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,98$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{81867}{2800 \cdot 0,98 \cdot 26} = 0,83 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép theo câu tạo 2Ø16 có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

6.3.1.4.2. Cốt thép dọc chịu mômen dương:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{868,8 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,033$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{86880}{2800 \cdot 0,983 \cdot 26} = 0,71 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép 2Ø16 có $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$.

6.3.1.5 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 2190,27 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 2190,27 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 20 \times 26 = 3508 \text{ (KG)}$.

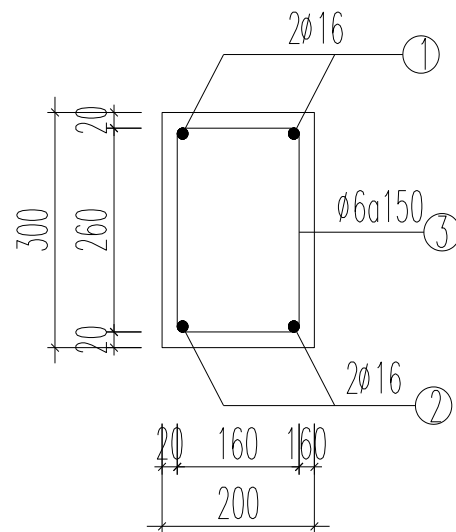
⇒ Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt ⇒ cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai $\phi 6$ thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

⇒ Vậy ta chọn cốt đai $\phi 6$ s150



Bố trí thép cho dầm vẽ 2

6.3.2 Tính toán về chính

6.3.2.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm chiều nghiêng và cốn thang (200x300):

$$q_{bt}^{tc} = 0,20 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 \times 150 = 165 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng bản thang B2 dạng tam giác tác dụng vào dầm chiều nghiêng:

$$q_{B2}^{tt} = \frac{5}{8} \times \frac{1,5}{2} \times 1034,5 = 484,9 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B1 tác dụng lên dầm cốn thang có dạng hình thang :

$$q_{B1}^{tt} = 0,86 \times \frac{1,49}{2} \times 1034,5 = 662,80 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do tay vịn lan can tác dụng vào cốn thang : lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (KG/m)}$

+ Tải trọng do bản chiều nghiêng dạng tam giác tác dụng vào

$$q_{CN}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 737,5 = 343,4 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng tập trung do dầm vế phụ truyền vào

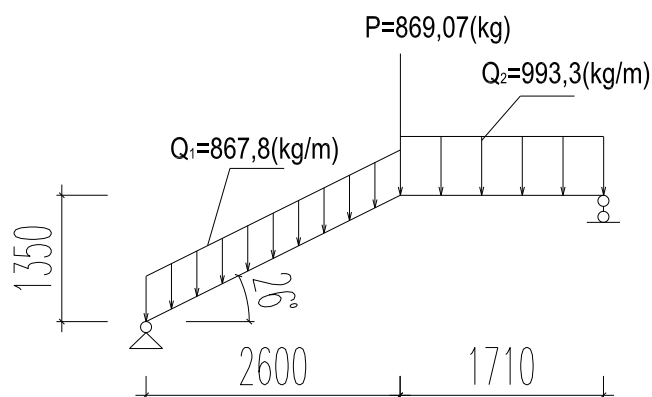
$$P_{VP}^{tt} = 165 + \frac{5}{8} * \frac{1}{2} * \frac{1,5 * 1,7}{2} * 1034,5 + \frac{5}{8} * \frac{1}{2} * \frac{1,49 * 1,7}{2} * 737,5 = 869,07 \text{ (kg)}$$

Tổng tải tác dụng lên dầm cốn thang là : $q_1^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{B1}^{tt} = 165 + 662,80 + 40 = 867,8$ (kg/m)

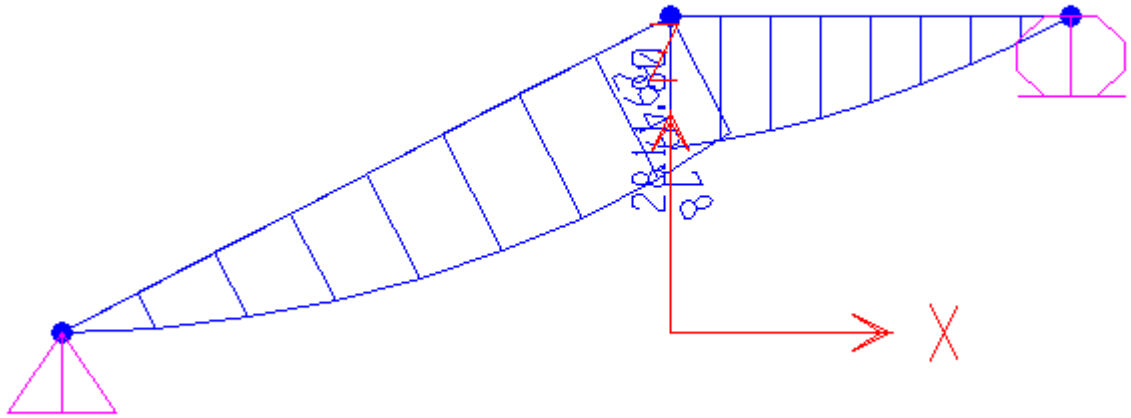
Tổng tải tác dụng lên dầm chiếu nghỉ là :

$$q_2^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{CN}^{tt} + q_{B2}^{tt} = 165 + 343,4 + 484,9 = 993,3 \text{ (kg/m)}$$

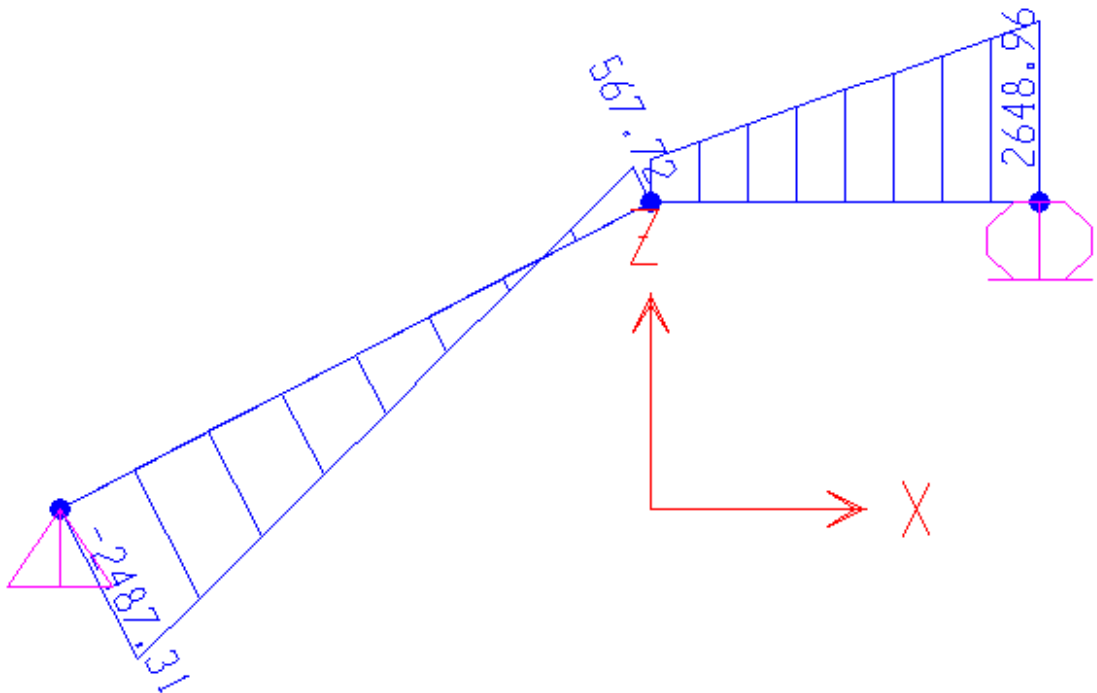
6.3.1.2. Sơ đồ tính



6.3.1.3.Xác định nội lực.



Biểu đồ mô men của dầm V1



Biểu đồ lực cắt

- Mômen dương lớn nhất ở nhịp cốn thang :

$$M_g = 2949,78 \text{ (kgm)}$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 2648,96 \text{ (kg)}$$

6.3.1.4.Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$.

* Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2949,78 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,20$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,887$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{294978}{2800 \cdot 0,887 \cdot 26} = 4,78 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép theo cấu tạo 2Ø18 có $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$.

\Rightarrow Chọn thép 2Ø16 làm cốt cấu tạo ở phía trên

6.3.1.5 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 2652,68 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 2652,68 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 20 \times 26 = 3508 \text{ (KG)}$.

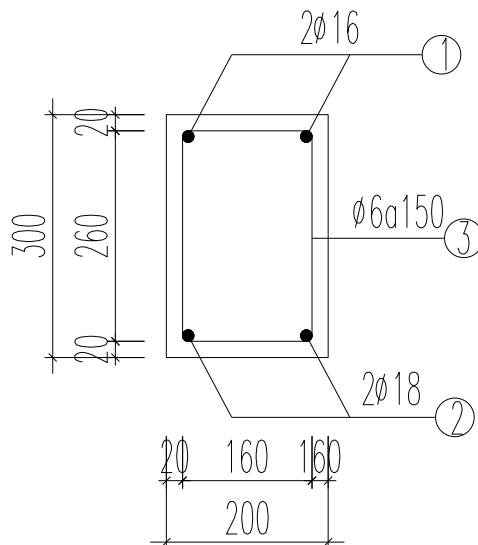
\Rightarrow Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt \Rightarrow cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai $\phi 6$ thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

\Rightarrow Vậy ta chọn cốt đai $\phi 6$ s150



Bố trí thép cho dầm vế chính

6.3.3 Tính toán DCT

6.3.3.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm:

$$q_{bt}^{tc} = 0,22 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 220 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 \cdot 220 = 242 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B1 tác dụng lên dầm có dạng hình tam giác qui về phân bố đều

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} \cdot \frac{1,49}{2} \cdot 1034,5 = 481,7 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản chiếu tới tác dụng lên dầm dạng hình chữ nhật:

$$q_s^{tt} = \frac{2,06}{2} \cdot 737,5 = 759,63 \text{ (kg/m)}$$

+ Tải trọng tập trung do cốn thang tác dụng vào:

$$P = 0,86 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,49 \cdot 2,4}{2} \cdot 1034,5 = 795,36 \text{ (kG)}$$

+ Tải trọng phân bố do tay vịn lan can lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (kg/m)}$

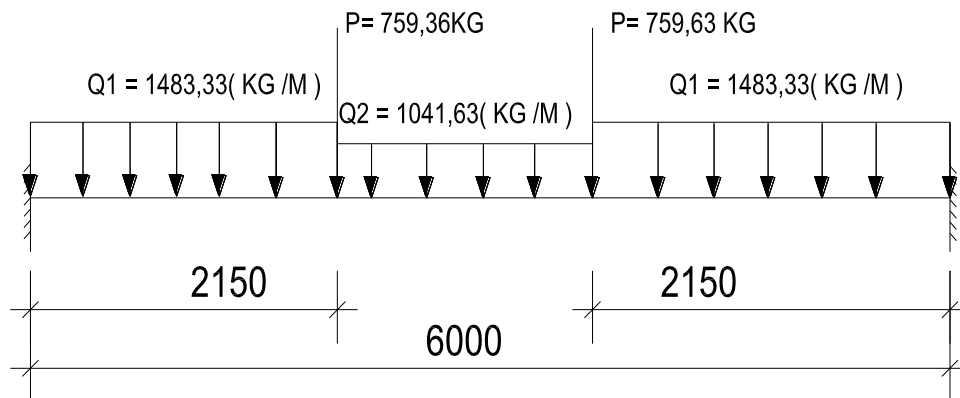
$$\Rightarrow q_1 = q_{bt}^{tt} + q_s^{tt} + q_{B1}^{tt} = 242 + 759,63 + 481,7 = 1483,33 \text{ (kg / m)}$$

$$\Rightarrow q_2 = q_{B1}^{tt} = 242 + 759,63 + 40 = 1041,63 \text{ (kg / m)}$$

$$\Rightarrow p = 795,36 \text{ (kg)}$$

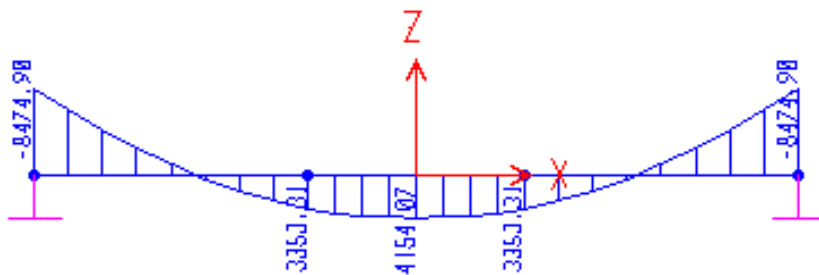
6.3.3.2. Xác định nội lực.

- Dầm DCT có hai đầu gối lên dầm, vậy ta có sơ đồ tính là dầm 2 ngàm như hình vẽ :

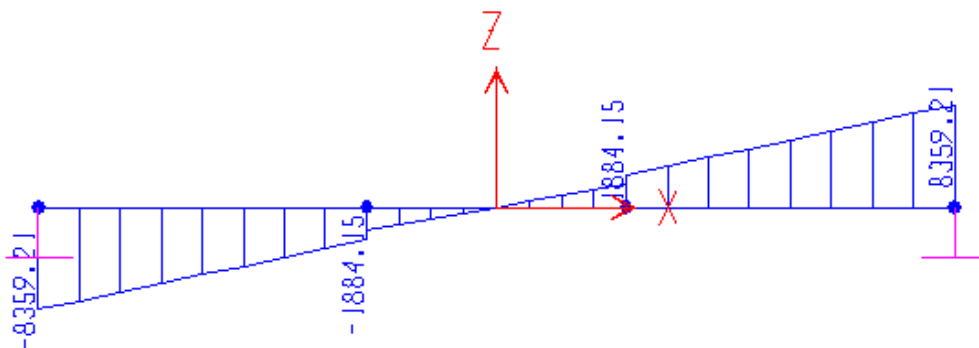


Sơ đồ tính dầm DCT

- Nhịp tính toán: $l_{tt} = 6 \text{ m}$. Giải nội lực ta có



Biểu đồ mô men của dầm chiếu tới



- Mômen dương lớn nhất gây ra ở nhịp dầm là :

$$M_{nh}=4154,07(\text{kg.m})$$

- Mômen âm lớn nhất ở gối :

$$M_g = -8474,90(\text{kg.m})$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 8359,21(\text{kg})$$

6.3.3.3 Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$.

6.3.3.3.1 Cốt thép dọc chịu mômen dương :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4154,07 \times 100}{145.22.36^2} = 0,06$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,969$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{415407}{2800.0,969.36} = 1,92 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép theo cấu tạo 2Ø16 có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

6.3.3.3.2 Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{8474,9 \cdot 100}{145 \cdot 22 \cdot 36^2} = 0,12$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,936$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{847490}{2800 \cdot 0,936 \cdot 36} = 4,2 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép 2Ø18 có $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$.

6.3.3.3.3 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 4495,75 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 4495,75 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 22 \times 36 = 4576,8 \text{ (KG)}$.

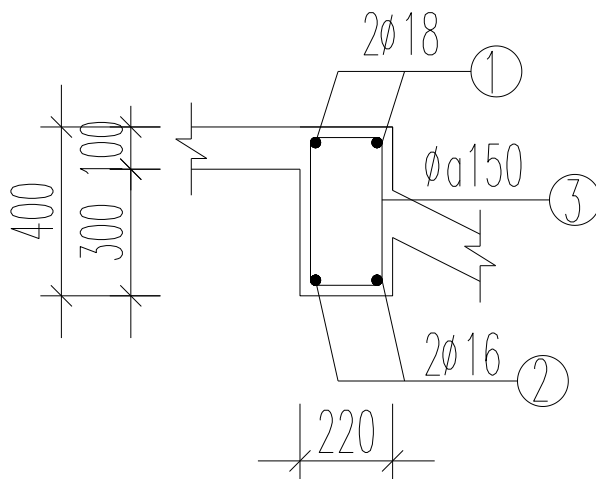
⇒ Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt ⇒ cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai Ø 6 thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

⇒ Vậy ta chọn cốt đai Ø 6 s150



CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 3

7.1. Địa chất công trình và địa chất thủy văn

7.1.1. Điều kiện địa chất công trình.

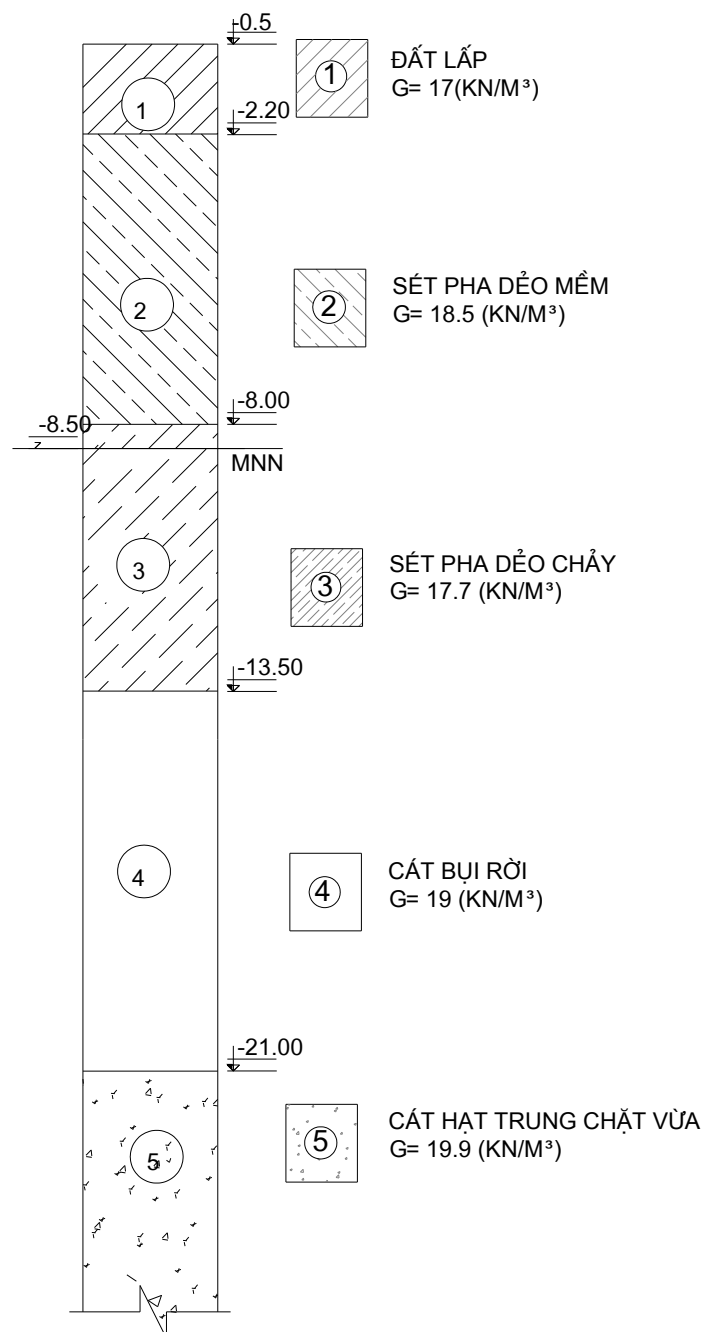
Kết quả thăm dò và khảo sát địa chất dưới công trình được trình bày trong bảng dưới đây:

SỐ LIỆU TÍNH TOÁN MÓNG			
Lớp đất	Chiều dày(m)	Độ sâu(m)	Mô tả lớp đất
1	1,7	2,2	Đất lấp
2	5,8	8,0	Sét pha dẻo mềm
3	5,5	13,5	Sét pha dẻo chảy
4	7,6	21,0	Cát bụi rời
5	8,0	29,0	Cát hạt trung chặt vừa

Số liệu địa chất được khoan khảo sát tại công trường và thí nghiệm trong phòng kết hợp với các số liệu xuyên tĩnh cho thấy đất nền trong khu vực xây dựng gồm các lớp đất có thành phần và trạng thái như sau:

CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN					
Lớp đất	1	2	3	4	5
Chiều dày(m)	1,7	5,8	5,5	7,5	8,0
Dung trọng tự nhiên γ (KN/m ³)	17	18,5	17,7	19	19,9
Hệ số rỗng e	-	0,975	1,091	0,601	0,501
Tỉ trọng Δ	-	26,8	26,8	26,4	26,3
Độ ẩm tự nhiên W_0 (%)	-	36,3	33,2	19,5	19,5
Độ ẩm giới hạn nhão W_{nh} (%)	-	43,0	34,4	-	-
Độ ẩm giới hạn dẻo W_d (%)	-	25,5	20,6	-	-
Độ sệt B	-	0,617	1,268	-	-
Góc ma sát trong φ °	6	15	8	25	38

Lực dích c (Kg/cm^2)	-	60	14	-	-
Kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT	-	N =7	N =1	N=22	N=41
Kết quả xuyên tĩnh CPT q_c (MPa)	-	1,33	0,21	6,8	18,5
E_0 (KN/m^2)	-	6650	840	13600	37000



7.1.2. Đánh giá điều kiện địa chất và tính chất xây dựng.

7.1.2.1 Lớp 1: lớp đất lấp:

Phân bố mặt trên toàn bộ khu vực khảo sát, có bề dày 1,7m, thành phần chủ yếu là lớp đất trồng trọt, là lớp đất yếu và khá phức tạp, có độ nén chặt chưa ổn định.

7.1.2.2 Lớp 2: lớp đất sét pha dẻo mềm:

Là lớp đất có chiều dày 5.8m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8.1.(1+0,363)}{18,5} - 1 = 0,975$$

$$+ \text{Chỉ số dẻo: } A = W_{nh} - W_d = 43,0 - 25,5 = 17,5 > 17 \Rightarrow \text{lớp đất sét.}$$

$$+ \text{Độ sệt: } B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{36,3 - 25,5}{17,5} = 0,617 \Rightarrow 0,5 < B < 0,75 \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái dẻo mềm.}$$

$$+ \text{Môđun biến dạng: ta có } q_c = 1,33 \text{ MPa} = 1330 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 5.1330 = 6650 \text{ KN/m}^2 \quad (\alpha \text{ là hệ số lấy theo loại đất}).$$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ trung bình, hệ số rỗng lớn, góc ma sát và môđun biến dạng trung bình, tuy nhiên bề dày công trình hạn chế so với tải trọng công trình truyền xuống nên lớp đất này chỉ thích hợp với việc đặt đài móng và cho cọc xuyên qua.

7.1.2.3 Lớp 3: lớp đất sét pha dẻo chảy:

Là lớp đất có chiều dày 5.5m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8.1.(1+0,381)}{17,7} - 1 = 1,091$$

+ Một phần lớp đất nằm dưới mực nước ngầm:

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 1,091} = 8,03 \text{ KN/m}^3$$

$$+ \text{Chỉ số dẻo: } A = W_{nh} - W_d = 34,4 - 20,6 = 13,8 \Rightarrow 7 < A = 13,8 < 17 \text{ lớp đất á sét.}$$

$$+ \text{Độ sệt: } B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{38,1 - 20,6}{13,8} = 1,268 > 1 \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chảy.}$$

$$+ \text{Môđun biến dạng: ta có } q_c = 0,21 \text{ MPa} = 210 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 4.210 = 840 \text{ KN/m}^2$$

• **Nhận xét:** Là lớp đất có hệ số rỗng tương đối lớn, góc ma sát trong nhỏ và môđun biến dạng khá nhỏ, sức kháng xuyên yếu nên lớp đất này không thể là vị trí đặt mũi cọc móng công trình.

7.1.2.4 Lớp 4: lớp đất cát bụi nhỏ:

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q_c (MPa)	N_{30}
2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,002				
7,5	7	30	35	15,5	3,5	1,5	19,5	26,4	6,8	22

Là lớp đất có chiều dày 7.6m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

+ Thấy rằng $d \geq 0.1$ chiếm $79.5\% > 75\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt nhỏ.

+ Hệ số rỗng tự nhiên: $e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,4 \cdot 1 \cdot (1+0,195)}{19} - 1 = 0,601$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,4 - 10}{1 + 0,601} = 10,24 \text{ KN} / \text{m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 6,8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái rời.

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 6,8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2,6800 = 13600 \text{ KN/m}^2$$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ chịu tải không cao, hệ số rỗng và sức kháng xuyên trung bình, môđun đàn hồi khá nhỏ. Chỉ là lớp tạo ma sát và cho cọc xuyên qua.

7.1.2.5 Lớp 5: lớp đất cát trung:

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q_c (MPa)	N_{60}
>10	10÷5	5÷2	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1				
1,5	9	25	41,5	10	9	4	13,6	26,3	18,5	41

Là lớp đất có chiều dày 8.0m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau + Thấy rằng $d \geq 2$ chiếm $35.5\% > 25\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt trung

+Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,63 \cdot 1 \cdot (1+0,136)}{1,99} - 1 = 0,501$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26,3 - 10}{1 + 0,501} = 10,86 \text{ KN} / \text{m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 18,5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$

⇒ Đất ở trạng thái chặt .

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 18,5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2.18500 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có hệ số rỗng nhỏ, góc ma sát và môđun biến dạng lớn, rất thích hợp cho việc đặt vị trí mũi cọc.

7.1.3. Điều kiện địa chất thủy văn.

Mực nước ngầm tương đối ổn định ở độ sâu -8.5m so với cốt tự nhiên, nước ít ăn mòn. Công trình cần thi công móng ở độ sâu khá lớn, do vậy ảnh hưởng của nước ngầm đến móng công trình là không đáng kể. Các lớp đất trong trụ địa chất không có dị vật cản trở việc thi công. Lát cắt địa chất công

trình như sau:

7.1.4. Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

Qua lát cắt địa chất ta thấy lớp 1 là lớp đất lấp có thành phần hỗn tạp cần phải nạo bỏ. Các lớp đất 2,3 đều là các lớp đất thuộc loại sét mềm yếu, có môđun biến dạng thấp ($E_0 < 10000 \text{ KN/m}^2$).

Lớp đất thứ 4 là lớp cát rời chỉ tạo ma sát cho bề mặt cọc và chọc xuyên qua. Lớp 5 có cường độ lớn hơn và tốt hơn cho móng nhà cao tầng. Lớp này là lớp đất cát thô có $E_0 = 37000 \text{ KN/m}^2$, đây là lớp đất rất tốt. Vì vậy chọn phương án móng cọc cắm vào lớp đất này để chịu tải là hợp lý.

7.2. Lập phương án móng , lựa chọn phương án

7.2.1. Các giải pháp móng cho công trình:

Vì công trình là nhà nhiều tầng nên tải trọng đứng truyền xuống móng nhân theo số tầng là rất lớn. Mặt khác vì chiều cao nhà gần 40m nên tải trọng ngang tác dụng là khá lớn, đòi hỏi móng có độ ổn định cao. Do đó phương án móng sâu là hợp lý nhất để chịu được tải trọng từ công trình truyền xuống. Xem xét một số phương án sau:

7.2.1.1 Móng cọc đóng: Ưu điểm là kiểm soát được chất lượng cọc từ khâu chế tạo đến khâu thi công nhanh. Nhưng hạn chế của nó là tiết diện nhỏ, khó xuyên qua ổ cát, thi công gây ồn và rung ảnh hưởng đến công trình thi công bên cạnh đặc biệt là khu vực thành phố. Hệ móng cọc đóng không dùng được cho các công trình có tải trọng quá lớn do không đủ chỗ bố trí các cọc.

7.2.1.2. Móng cọc ép: Loại cọc này chất lượng cao, độ tin cậy cao, thi công êm dịu. Hạn chế của nó là khó xuyên qua lớp cát chặt dày, tiết diện cọc và chiều dài cọc bị hạn chế. Điều này dẫn đến khả năng chịu tải của cọc chưa cao.

7.2.1.3. Móng cọc khoan nhồi: Là loại cọc đòi hỏi công nghệ thi công phức tạp. Tuy nhiên nó vẫn được dùng nhiều trong kết cấu nhà cao tầng vì nó có tiết diện và chiều sâu lớn do đó nó có thể tựa được vào lớp đất tốt nằm ở sâu vì vậy khả năng chịu tải của cọc sẽ rất lớn. Mặc dù vậy nhưng nếu xét về hiệu quả kinh tế đối với từng công trình cụ thể thì việc thi công móng bằng công nghệ thi công cọc khoan nhồi có phù hợp hay không?

➤ Công trình nhà cao tầng thường có các đặc điểm chính: tải trọng thẳng đứng giá trị lớn đặt trên mặt bằng hạn chế, công trình cần có sự ổn định khi có tải trọng ngang...

Do đó việc thiết kế móng cho nhà cao tầng cần đảm bảo:

- Độ lún cho phép
- Sức chịu tải của cọc
- Công nghệ thi công hợp lý không làm hư hại đến công trình đã xây dựng.
- Đạt hiệu quả – kinh tế – kỹ thuật.

Với các đặc điểm địa chất công trình như đã giới thiệu, các lớp đất phía trên đều là đất yếu không thể đặt móng nhà cao tầng lên được, chỉ có các lớp cuối cùng là cát hạt thô có chiều dài không kết thúc tại đáy hố khoan là có khả năng đặt được móng cao tầng.

Hiện nay có rất nhiều phương án xử lý nền móng. Với công trình cao gần 40m so với mặt đất tự nhiên, tải trọng công trình đặt vào móng là khá lớn, do đó ta chọn phương án móng sâu dùng cọc truyền tải trọng công trình xuống lớp đất tốt.

+ Phương án 1: dùng cọc tiết diện 30x30cm, thi công bằng phương pháp đóng.

+ Phương án 2: dùng cọc tiết diện 30x30cm, thi công bằng phương pháp ép.

+ Phương án 3: dùng cọc khoan nhồi.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc BTCT đúc sẵn :

• Ưu điểm :

- Tựa lên nền đất tốt nên khả năng mang tải lớn.
- Dễ kiểm tra được chất lượng cọc, các thông số kỹ thuật (lực ép, độ chối...) trong quá trình thi công.
- Việc thay thế và sửa chữa dễ dàng khi có sự cố về kỹ thuật và chất lượng cọc.
- Môi trường thi công móng sạch sẽ hơn nhiều so với thi công cọc khoan nhồi.
- Giá thành xây dựng tương đối rẻ và phù hợp.
- Nếu thi công bằng phương pháp ép cọc thì không gây tiếng ồn và nó phù hợp với việc thi công móng trong thành phố.
- Phương tiện, máy móc thi công đơn giản, nhiều đội ngũ cán bộ kỹ thuật và công nhân có kinh nghiệm và tay nghề thi công cao.
- Trong không gian chật hẹp thì phương pháp này tỏ ra hữu hiệu vì có thể dùng chính tải trọng công trình làm đối trọng (phương pháp ép sau).
- Thi công phổ biến với chiều dài cọc phong phú và có thể đóng hoặc ép.

• Nhược điểm:

- Không phù hợp với nền đất coa các lớp đất tốt nằm sâu hơn 40m, các lớp đất có nhiều chướng ngại vật.

- Phải nối nhiều đoạn, không có biện pháp kỹ thuật để bảo vệ mối nối hiệu quả.
 - Dù là ép hay đóng thì khả năng giữ cọc thẳng đứng gặp khó khăn, và nhiều sự cố thi công khác như: hiện tượng chồi giả, vỡ đầu cọc, an toàn lao động khi cẩu lắp các đoạn cọc.
 - Quá trình thi công gây ra những chấn động (phương pháp đóng cọc) làm ảnh hưởng đến công trình lân cận.
 - Đường kính cọc hạn chế nên chiều sâu, sức chịu tải cũng kém hơn cọc nhồi.
- ⇒ Khi dùng phương pháp thi công cọc BTCT đúc sẵn phải khắc phục các nhược điểm của cọc và kỹ thuật thi công để đảm bảo yêu cầu.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc khoan nhồi :

• Ưu điểm :

- Có thể tạo ra những cọc có đường kính lớn do đó chịu tải nén rất lớn.
- Do cách thi công, mặt bên của cọc nhồi thường bị nhám do đó ma sát giữa cọc và đất nói chung có trị số lớn so với các loại cọc khác.
- Khi cọc làm việc không gây lún ảnh hưởng đáng kể cho các công trình lân cận.
- Quá trình thực hiện thi công móng cọc dễ dàng thay đổi các thông số của cọc (chiều sâu, đường kính) để đáp ứng với điều kiện cụ thể của địa chất dưới nhà.

• Nhược điểm:

- Khó kiểm tra chất lượng của cọc.
- Thiết bị thi công tương đối phức tạp .
- Nhân lực đòi hỏi có tay nghề cao.
- Rất khó giữ vệ sinh công trường trong quá trình thi công.

7.2.2. Lựa chọn phương án cọc

Qua những phân tích trên dùng **phương pháp cọc ép** với tiết diện cọc là 300x300mm, dự kiến hạ cọc vào lớp đất 5 1 đoạn là 1,3m

7.2.3. Tiêu chuẩn xây dựng:

Độ lún cho phép $[s]=8\text{cm}$.

7.2.4. Các giả thuyết tính toán, kiểm tra cọc đài thấp :

- 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 truyền lên công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không truyền lên các lớp đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp xúc với đài cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc.
- Vì việc tính toán khối móng 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.
- Cọc được ngàm cứng vào đài.
- Tải trọng ngang hoàn toàn do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

7.3. Tính toán cọc đơn

7.3.1. Vật liệu.

7.3.1.1 Đài cọc:

- + Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14,5\text{MPa}$. $R_{bt} = 1,15\text{MPa}$.
- + Cốt thép CII: $R_a = 280\text{MPa}$.
- + Bê tông lót B12.5 dày 10cm.

7.3.1.2 Cọc :

- + Bích đầu cọc: thép bản dày 1cm, cao 15cm, đầu cọc ngàm vào đài 15cm và cốt thép neo(phá đầu cọc) trong đài bằng 30d Lấy 60cm.

Vậy tổng chiều dài cọc trong đài là 90cm

- + Mũi cọc cắm sâu vào lớp thứ 5 là 1,3m.nên ta có chiều dài cọc $l = 22,3 - 2,2 + 0,9 = 21,0\text{m}$. Chọn 3 đoạn,cọc 30x30cm và chiều dài mỗi cọc là 7 m

- + Đầu mũi cọc vát 30cm.

7.3.2. Tính toán cốt thép dọc và cốt thép móng cầu:

7.3.2.1.. Khi vận chuyển cọc:

Tải trọng phân bố là tải trọng bản thân cọc:

$$q = \gamma \cdot F \cdot n = 25 \cdot 0,09 \cdot 1,5 = 3,38 \text{KN/m}$$

Trong đó: $n = 1,5$ - là hệ số động.

Chọn giá trị a để:

$$M_1^+ = M_1^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3,38 \cdot 1,5^2}{2} = 3,8 \text{KNm}$$

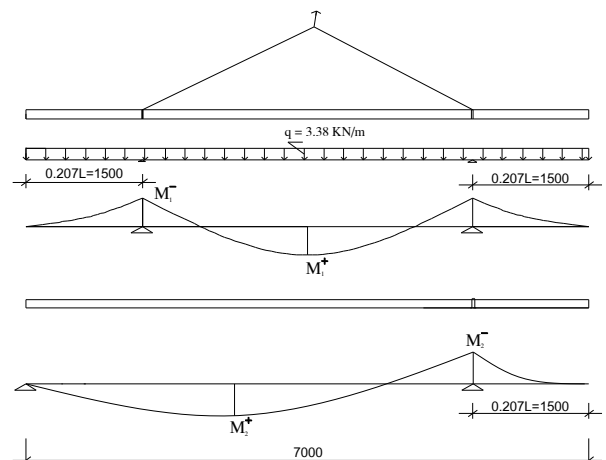
Với $a = 0,207l = 0,207 \cdot 7 = 1,5\text{m}$

7.3.2.2. Khi cọc đeo trên giá:

$$M_2^+ = M_2^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3,38 \cdot 1,5^2}{2} = 3,8 \text{KNm}$$

Với $a = 0,207l = 0,207 \cdot 7 = 1,5\text{m}$

Chọn lớp bảo vệ $a = 3\text{cm}$. Chiều cao làm việc của cốt thép trong cọc là:



$$h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0.9 h_0 R_s} = \frac{3,8}{0,9 \cdot 0,27 \cdot 280 \cdot 10^3} = 5,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,58 \text{ cm}^2$$

Chọn 4φ 16 có $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{8,04}{30 \cdot 27} \cdot 100\% = 1\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

7.3.2.3. Cốt thép làm móc cầu:

Lực kéo ở móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F = ql$

\Rightarrow Lực kéo một nhánh:

$$F' = F/2 = ql/2 = 3,38 \cdot 7/2 = 12,68 \text{ KN.}$$

Diện tích thép móc cầu: $F_c = F'/R_s = 12,68/280000 = 0,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,4 \text{ cm}^2$.

Chọn φ12 có $F_s = 1,13 \text{ cm}^2$ để làm móc cầu.

Chi tiết cọc BTCT đúc sẵn được thể hiện trong bản vẽ móng

7.3.3. Xác định sức chịu tải của cọc:

7.3.3.1. Theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính như sau: $P_{cvi} = m(R_b F_b + R_s F_a)$

Trong đó:

R_b - Cường độ của bê tông cọc BTCT đúc sẵn.

F_b - Diện tích tiết diện cọc.

F_a - Diện tích cốt thép dọc: $F_a = 8,04 \text{ cm}^2$

$$F_b = F_c - F_a = 30 \cdot 30 - 8,04 = 89196 \text{ cm}^2$$

R_s - Cường độ tính toán của cốt thép

m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc.

$$\Rightarrow P_{cvi} = 1(145.891,96 + 2800 \times 8,04) = 151846 \text{ KG} = 1518,16 \text{ KN}$$

7.3.3.2. Theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).

- Theo công thức của Meyerhof

$$P = \frac{K_1 N_{tb}^p F + u \sum l_i K_2 N_{tb}^s}{F_s}$$

Trong đó:

- N_{tb}^p : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d dưới mũi cọc.

- N_{tb}^s : chỉ số SPT lớp đất dọc thân cọc.

- F : Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .

- $K_1 = 400 \text{KN/m}^2$ cho cọc ép.
- $K_2 = 2$ cho cọc ép.
- u : chu vi tiết diện cọc.
- l : chiều sâu lớp đất dọc thân cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN2005 lấy bằng $2.5 \div 3$.

$$P = \{400.41.0,3 \times 0,3 + [(0,3.4).2.(5,8.7 + 5,5.1 + 7,5.22 + 1.41)]\} / 3 = 695,68 \text{KN}$$

7.3.3.3. Theo kết quả xuyên tĩnh (CPT).

$$P = \frac{F k_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i}}{F_s}$$

Trong đó:

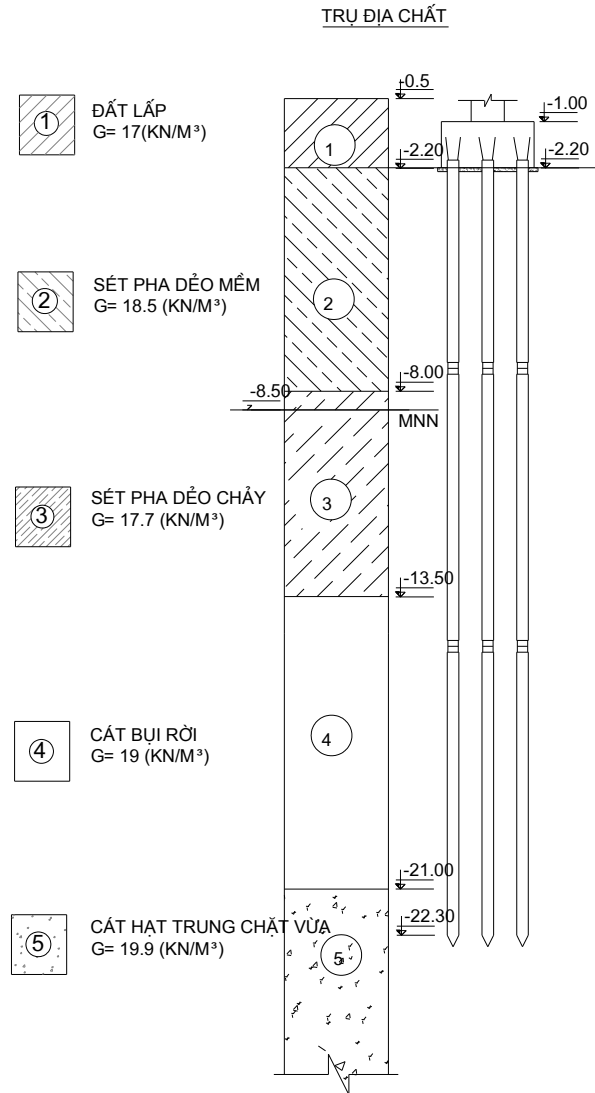
- F : Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .
- k_c Hệ số chuyển đổi từ kết quả CPT.
- u : chu vi tiết diện cọc.
- l_i : chiều sâu lớp đất thứ i dọc thân cọc.
- q_{ci} : sức kháng xuyên của lớp đất thứ i .
- q_c : sức kháng xuyên của lớp đất mũi cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN205 lấy bằng $2 \div 3$.

$$P = \{0,3.0,3.0,4.18,5.10^3 + (0,3.4)[5,8. \frac{1,33.10^3}{30} + 5,5. \frac{0,21.10^3}{30} + 7,5. \frac{6,8.10^3}{100} + \frac{18,5.10^3}{150}]\} / 2$$

$$\Rightarrow P = 794,04 \text{KN}$$

Vậy chọn sức chịu tải của cọc là: $P_c = \min\{P_i\} = 695,68 \text{KN}$



7.3.4. Giải pháp liên kết hệ đài cọc(giằng)

Các đài cọc được nối với nhau bằng hệ giằng, các hệ giằng này liên kết ngàm vào đài móng có tác dụng truyền lực ngang từ đài cọc này sang đài cọc khác, vì vậy giằng móng có khả năng giảm kéo giữa các đài móng. Góp phần điều chỉnh và giảm chuyển vị lún lệch giữa các đài móng. Hệ giằng còn góp phần chịu một phần mômen truyền từ cột xuống, do đó có khả năng điều chỉnh những sai lệch do cọc ép không thẳng đứng gây ra. Ngoài ra hệ giằng còn là gối đỡ để xây tường lên trên.

Người ta căn cứ vào khoảng cách giữa các đài cạnh nhau, tải trọng công trình tác dụng vào đài, độ lún lệch tương đối giữa các đài với nhau mà có phương pháp bố trí diện tích cốt thép trong giằng. Giằng được cấu tạo như cầu kiện chịu uốn nên cốt thép bố trí chịu mômen dương và âm là như nhau. Chọn cao trình mặt trên của giằng móng bằng cao trình mặt trên đài móng.

Sơ bộ chọn kích thước giằng móng là $b \times h = 30 \times 70 \text{ cm}$, dùng bê tông B25, cốt thép đặt theo tính toán chênh lún giữa các đài móng, theo kinh nghiệm và theo cấu tạo $A_s > \mu_{\min}$.

Chọn thép dọc 8φ22 và cốt đai φ10 s200.

7.4. Tính toán móng

Trên cơ sở nội lực tính toán tại chân cột đã có sẵn được lấy ra từ bảng tổ hợp được thống kê trong bảng dưới đây:

CỘT	M (KNm)	N (KN)	Q (KN)
C1	76,1	-2773,4	-37,5
C2	42,7	-3614,7	59,0

7.4.1. Móng M1 (K3-trục A)

7.4.1.1. Thiết kế móng M1

7.4.1.1.1. Lực tác dụng

Theo kết quả tổ hợp nội lực ta chọn được cặp nội lực lớn nhất:

$$N_{\max} = -2773,4 \text{ KN}; \quad M_t = -76,1 \text{ KNm}; \quad Q_t = -37,5 \text{ KN}$$

$$M_0^{tc} = \frac{M''}{1,1} = \frac{76,1}{1,1} = 69,2 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q''}{1,1} = \frac{37,5}{1,1} = 34,1 \text{ KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N''}{1,1} = \frac{2773,4}{1,1} = 2521,3 \text{ KN}$$

7.4.1.1.2. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

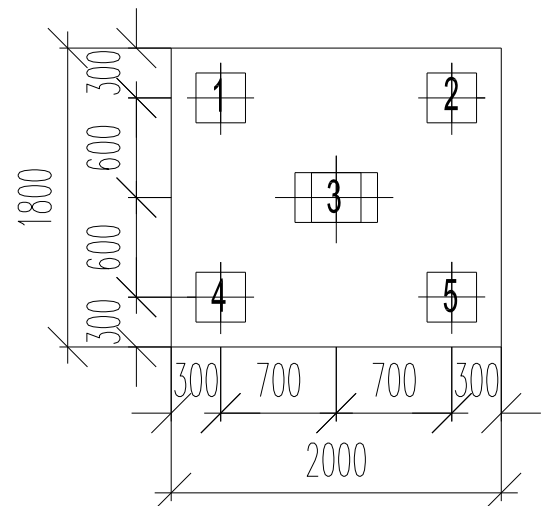
$$N_c \geq \beta \cdot \frac{N''}{P} = 1,2 \cdot \frac{2773,4}{695,68} = 4,78 \Rightarrow \text{chọn 5 cọc}$$

7.4.1.1.3. Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 5 cọc và bố trí như hình vẽ sau:

Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ. Với nguyên tắc:

- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm
- bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là cạnh của cọc).
- Ở đây với cọc $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.
- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép
- đài gần nhất $s \geq D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150\text{mm}$.



- Chọn $s=150\text{mm}$.
- Chiều cao đài $h_d=1,2\text{ m}$.
- Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm .

Đài cọc bố trí như hình vẽ, kích thước sơ bộ của đài chọn : $1,8 \times 2 \times 1,2\text{ m}$.

7.4.1. 2. Tính toán móng

7.4.1.2.1. Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài phải thỏa mãn điều kiện:

$h_d > h_{\min}$ (h_{\min} : chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

$$h_{\min} = 0.7 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

với $\varphi = 6^\circ, \gamma = 17\text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 37,5\text{KN}$.

b: cạnh đáy đài theo phương H, $b = 1.8\text{m}$.

$$h_{\min} = 0,7 \tan \left(45^\circ - \frac{6^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{37,5}{17 \cdot 1,8}} = 0.69\text{m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

7.4.1.2.2. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 2.1,8.1,2.20.1,1 = 86,4\text{KN}$$

\Rightarrow Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 2521,3 + 96 = 2617,3\text{KN}$$

$$M'' = M_0'' + Q_0'' h = 69,2 + 34,1.1,2 = 110,12\text{KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

Trong đó: $y_{\max} = 0,7\text{ m}$; $\sum y_i^2 = 4.0,7^2 = 1,96\text{m}^2$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{2617,3}{5} \pm \frac{110,12 \cdot 0,7}{1,96}$$

$$P_{\max} = 562,78\text{KN}$$

$$P_{\min} = 484,13\text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc, phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với $\gamma_{\text{dn}}=15\text{KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1,1.0,09 \cdot [(8,5-2,2) \cdot 25 + (22,3-8,5) \cdot 15] = 36,09\text{KN}$$

$$P_{\text{cmax}} = P_c + q_c = 562,78 + 36,09 = 598,87\text{KN} < [P] = P_c = 695,68\text{KN}.$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.1.2.3. Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α (Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

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

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \tan \alpha) \cdot (B_1 + 2L \tan \alpha)$$

$$\text{Với } \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$$

$$\alpha_{\text{tb}} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{5,8 \cdot 15^\circ + 5,5 \cdot 8^\circ + 7,6 \cdot 25^\circ + 1 \cdot 38^\circ}{5,8 + 5,4 + 7,5 + 1} = 18,09^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52^\circ$$

$$A_1 = 2\text{m} ; B_1 = 1,8\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,1 m

$$F_{\text{qr}} = (2 + 2 \times 20,1 \cdot \tan 4,52^\circ) \cdot (1,8 + 2 \times 20,1 \cdot \tan 4,52^\circ) = 5,2 \times 5 = 26\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5,2 \cdot 5^2}{6} = 21,6\text{m}^3$$

+Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qr}} \cdot h_d \cdot \gamma_{\text{tb}} = 26 \cdot 1,2 \cdot 20 = 624\text{KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{\text{qr}} \cdot B_{\text{qr}} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{\text{tb}} = (5,2 \cdot 5 - 0,09 \cdot 5) \times 20,1 \cdot 20 = 10689,2\text{KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \cdot 20,1 \cdot 25,5 = 226,1\text{KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{\text{tt}} = N_1 + N_2 + q_c = 624 + 10689,2 + 226,1 = 11563,3\text{KN}$$

$$M^{tt} = 110,12 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11563,3}{26} + \frac{110,12}{21,6} = 449,8 \text{ KN / m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} - \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11563,3}{26} - \frac{110,12}{21,6} = 439,6 \text{ KN / m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{449,8 + 422}{2} = 444,7 \text{ KNm}^2$$

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

$$P_{gh} = 0,5 \alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 5,2/5 = 1,04$$

$$\alpha_1 = 1 - 0,2/\alpha = 1 - 0,2/1,04 = 0,8$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0,2/\alpha = 1 + 0,2/1,04 = 1,2$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77,2; N_q = 65,34,1; N_c = 80,54$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19,9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 20,1 + 1,7 = 21,8 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) (c = 0)}$$

$$P_{gh} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 77,2 \cdot 5,2 \cdot 19,9 + 1 \cdot 65,34 \cdot 17 \cdot 21,8 + 0 = 27410,4 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{27410,4}{3} = 9136,8 \text{ KN / m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 447,7 \text{ KN / m}^2 < [P] = 9136,8 \text{ KN / m}^2$$

$$P_{tb} = 447,7 \text{ KN / m}^2 < 1,2[P] = 10964,16 \text{ KN / m}^2$$

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

7.4.1.2.4. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Đất nền từ phạm vi từ đáy móng trở xuống có chiều dày khá lớn. Đáy khối móng quy ước có diện tích bé. Ta dùng mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính.

+Ứng suất bản thân tại đáy các lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên:

- Lớp đất lấp:

$$\sigma_{z=2,2}^{bt} = 1,7.17 = 28,9 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=8,0}^{bt} = 28,9 + 5,8 \times 18,5 = 136,2 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8,5}^{bt} = 136,2 + 0,5.17,7 = 145,05 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15,4}^{bt} = 145,05 + 5,8.03 = 184,4 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=23}^{bt} = 184,4 + 7,6.10,24 = 262,22 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=27}^{bt} = 262,22 + 1,3.10,86 = 273,08 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=27}^{bt} = 428,3 - 273,08 = 155,2 \text{ KN/m}^2$$

Xác định độ lún của khối móng quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố :

$$S = \sum s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{gl}^i h_i$$

Trong đó: $h_i \leq \frac{B}{4} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ m} \Rightarrow h_i = 1,2 \text{ m}$ - chiều dày lớp phân tố.

$$E_{0i} = E_5 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Móng đặt ở lớp 5} \Rightarrow \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} = 1 - \frac{2.0,25^2}{1 - 0,25} = 0,8$$

$$\text{Với } \begin{cases} \sigma_{bt} = \gamma(z + h_m) \\ \sigma_{gl} = k_0 P_{gl} \end{cases}; \quad k_0 = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right), \frac{L}{B} = \frac{5,2}{5} = 1,04$$

BẢNG TÍNH TOÁN ĐIỂM TẮT LÚN

Điểm	z (m)	z/B	$\sigma^{bt} = \sum \gamma_i h_i$ (KN/m ²)	K ₀	$\sigma_{gl}^i = K_0 \sigma_{z=0}^{gl}$ (KN/m ²)
1	0,0	0,00	273,08	1	154,981
2	1,2	0,23	286,11	0,9589	148,54
3	2,4	0,46	299,14	0,7640	118,35
4	3,6	0,69	312,176	0,5566	86,22
5	4,8	0,92	325,208	0,4014	62,1
6	6,0	1,15	338,24	0,2963	45,9

Từ bảng tên ta thấy rằng: tại điểm 5 có $\frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{gl}} = \frac{325,208}{62,11} = 5,2 > 5$.

Như vậy tại điểm 5 có độ sâu $h = 22,3 + 4,8 = 27,1\text{m}$

\Rightarrow Độ lún của nền là:

$$S = \frac{0,8}{37000} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{154,91}{2} + 148,54 + 118,35 + 86,22 + \frac{62,18}{2} \right) = 11,9 \cdot 10^{-3} \text{m} = 1,19 \text{cm} < [S] = 8 \text{cm}$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.1.2.5. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng:

Gồm:

+ Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1,05 \text{Mpa}$.

- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0,3\text{m}$

- Chọn lớp bảo vệ $a = 15\text{cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0 = 1,2 - 0,15 = 1,05\text{m}$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = \left[\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1 \right] h_0 R_{bt}$$

Trong đó:

- P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Do mặt xiên 45° tháp đâm thủng trù ra

ngoài cọc trong đài nên tổng lực đâm

thủng bằng 0. Nên không xảy ra trường

hợp cột đâm thủng đài theo góc 45° .

Trường hợp cột đâm thủng có thể xảy ra

theo tiết diện ở mép cột. Tiết diện của

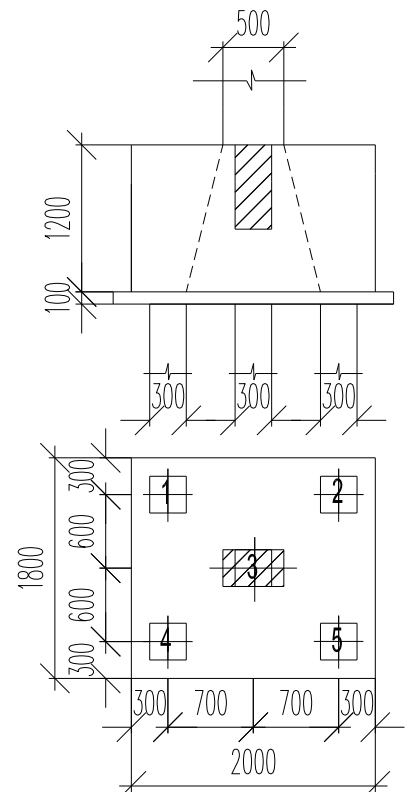
tháp đâm thủng như hình vẽ:

- Tính toán P_{dt} :

+ Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc:

$$G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 2,1 \cdot 8,1 \cdot 2,20 = 86,4 \text{KN}$$

+ Tải trọng truyền lên cọc trong đài :



$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{2617,3 + 86,4}{5} \pm \frac{110,12 \times 0,7}{4,0,7^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	P_{0i} (KN)
1	0.6	-0.7	501,41
2	0.6	0.7	580,07
3	0	0	540,68
4	-0.6	-0.7	501,41
5	-0.6	0.7	580,07

Ta có bảng tính sau :

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2 \times (501,41 + 580,07) = 2162,96 \text{ KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.35}\right)^2} = 4.7$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.25}\right)^2} = 6.47$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.35 \text{ m}; C_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [4,7(0,3 + 0,25) + 6,47(0,5 + 0,35)] \cdot 1,05 \cdot 1,05 \cdot 10^3 = 8913,16 \text{ KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 2162,96 \text{ KN} < P_{cdt} = 8913,16 \text{ KN.}$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

+ Tính toán đài chịu uốn

Xem đài cọc là tuyệt đối cứng và làm việc như bản công xôn ngàm tại mép cột.

➤ Tính toán thép cho đài theo phương cạnh dài.

+ Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

$$M_1 = r_1(P_{02} + P_{05}) = 0.45(580,07 + 580,07) = 522,06 \text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9h_0R_s} = \frac{522,06}{0.9.1,05.280.10^3} = 0.00219 \text{m}^2 = 19,7 \text{cm}^2$$

Chọn 10φ16 a190 có $A_s = 20,11 \text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh :

$$l-2a=2-2.0,15=1.7\text{m}$$

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn*

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I là :

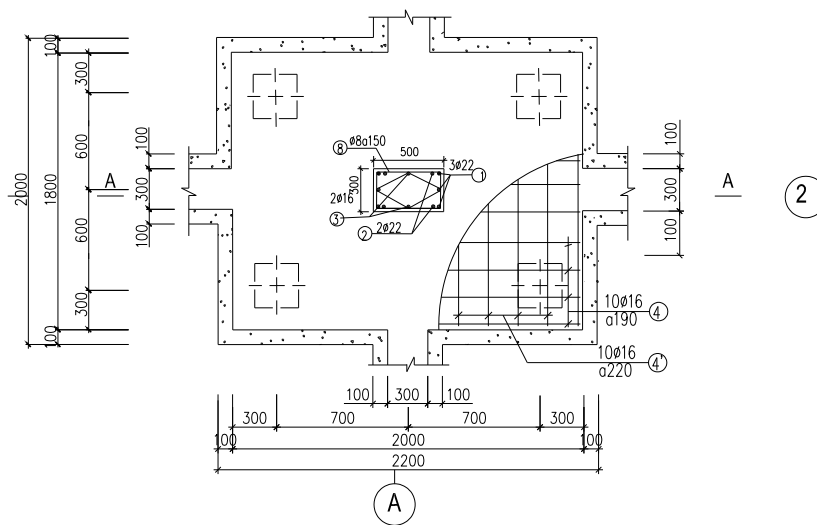
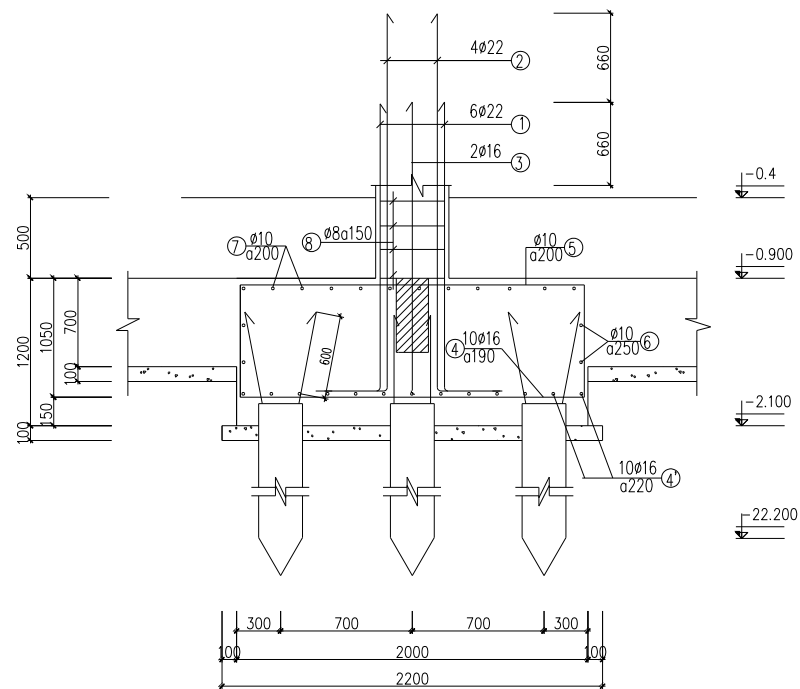
$$M_2 = r_2(P_{01} + P_{02}) = 0,45(501,41 + 580,07) = 486,6 \text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_a} = \frac{486,6}{0.9.1,05.280.10^3} = 0,00189 \text{m}^2 = 18,9 \text{cm}^2$$

Chọn 10φ16a220 có $A_s=20,11 \text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh :

$$b-2a=1,8-2.0,15=1,5\text{m}$$



7.4.2. Móng M2(K3-trụcB)

7.4.2.1. Thiết kế móng M2

7.4.2.1.1.Lực tác dụng

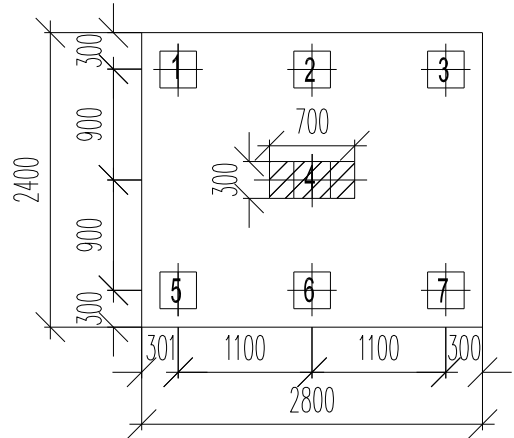
Theo kết quả tổ hợp nội lực ta chọn được cặp nội lực lớn nhất

$$N_{\max} = -3614,7 \text{ KN} ; \quad M_t = 42,7 \text{ KNm} ; \quad Q_t = 59 \text{ KN}$$

$$M_0^{tc} = \frac{M''}{1,1} = \frac{42,7}{1,1} = 38,8 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q''}{1,1} = \frac{59}{1,1} = 53,63 \text{ KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N''}{1,1} = \frac{3614,7}{1,1} = 3286,1 \text{ KN}$$



7.4.2.1.2. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c \geq \beta \cdot \frac{N''}{P} = 1,2 \cdot \frac{3614,7}{695,68} = 6,2 \Rightarrow \text{Chọn 7 cọc}$$

7.4.2.1.3. Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 7 cọc và bố trí như hình vẽ sau:

Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ. Với nguyên tắc:

- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là cạnh của cọc). Ở đây với cọc $D=300 \Rightarrow 3D=900 \text{ mm}$.
- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất $s \geq D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ mm}$. Chọn $s=150 \text{ mm}$.
- Chiều cao đài $h_d = 1,2 \text{ m}$.

-Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm

-Đài cọc bố trí như hình vẽ, kích thước sơ bộ của đài chọn : $2,8 \times 2,4 \times 1,2 \text{ m}$.

7.4.2. 2.Tính toán móng

7.4.2.2.1. Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài phải thỏa mãn điều kiện :

$h_d > h_{\min}$ (h_{\min} : chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

7.4.2.2.2. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{ib} n = 2.8 \times 2.4 \times 1.2 \times 20 \times 1.1 = 177.4 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 3286,1 + 177,4 = 3463,5 \text{ KN}$$

$$M'' = M_0'' + Q_0'' h = 38,8 + 20,78 = 59,58 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

Với $\varphi = 6^\circ$, $\gamma = 17$

Q_b : tổng tải trọng ngang

Từ kết quả nội lực chân cọc: có $Q_b = Q_{\max} = 62,4 \text{ KN}$

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

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg}(45^\circ - 6 / 2) \sqrt{\frac{62,4}{17.2,4}} = 0,77 \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

Trong đó: $y_{\max} = 1,1 \text{ m}$, $\sum y_i^2 = 6.1,1^2 = 7,26 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{3463,5}{7} \pm \frac{59,58.1,1}{7,26}$$

$$P_{\max} = 503,81 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 485,75 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc, phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với $\gamma_{\text{dn}} = 15 \text{ KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1.1 \times 0.09 \times [(8.5 - 2.2) \times 25 + (22.3 - 8.5) \times 15] = 36.09 \text{ KN}$$

$$P_{\text{cmax}} = P_c + q_c = 503,81 + 36.09 = 539,9 \text{ KN} < [P] = 695.68 \text{ KN.}$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.2.2.3. Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α (Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

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

$$F_{qr} = (A_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \text{ với } \alpha_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{5,8.15^\circ + 5,5.8^\circ + 7,5.25^\circ + 1.38^\circ}{5,8 + 5,5 + 7,6 + 1} = 18,09^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52^\circ$$

$$A_1 = 2,8\text{m}; B_1 = 2,4\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,1 m

$$F_{qr} = (2,8 + 2 \cdot 20,1 \cdot \operatorname{tg} 4,52^\circ) \cdot (2,4 + 2 \cdot 20,1 \cdot \operatorname{tg} 4,52^\circ) = 5,98 \cdot 5,58 = 31,14\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5,98 \cdot 5,58^2}{6} = 31\text{m}^3$$

* Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

- Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 31,14 \cdot 1,2 \cdot 20 = 747,36 \text{ KN}$$

- Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{qr} \cdot B_{qr} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (5,98 \times 5,58 - 0,09 \times 9) \times 20,1 \times 20 = 13153,6 \text{ KN}$$

- Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \cdot 20,2 \cdot 25 \cdot 9 = 409,03 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tt} = N_1 + N_2 + q_c = 747,36 + 13153,6 + 409,03 = 14310 \text{ KN}$$

$$M^{tt} = 59,58 \text{ KNm}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{14310}{31,14} + \frac{59,58}{31} = 461,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} - \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{14310}{31,14} - \frac{59,58}{31} = 457,6 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = 459,5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_{gh} = 0,5 \alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 5.98/5.58 = 1.07$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha = 1 - 0.2/1.07 = 0.81$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha = 1 + 0.2/1.07 = 1.2$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77.2; N_q = 65.34, 1; N_c = 80.54$$

$$\gamma: \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 20.1 + 1.7 = 21.8 \text{ m}$$

$$c: \text{lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) } (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 77,2 \cdot 5,98 \cdot 19,9 + 1 \cdot 65,34 \cdot 17 \cdot 21,8 + 0 = 27643,98 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{27643,98}{3} = 9214,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 459,5 \text{ KN/m}^2 < [P] = 9214,66 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = 459,5 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 11057,59 \text{ KN/m}^2$$

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

7.4.2.2.4. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Đất nền từ phạm vi từ đáy móng trở xuống có chiều dày khá lớn. Đáy khối móng quy ước có diện tích bé. Ta dùng mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính.

+Ứng suất bản thân tại đáy các lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên:

- Lớp đất lấp:

$$\sigma_{z=2,2}^{bt} = 1,7 \cdot 17 = 28.9 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=8,0}^{bt} = 28,9 + 5,8 \cdot 18,5 = 136.2 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8,5}^{bt} = 136,2 + 0,5 \cdot 17,7 = 145.05 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15,4}^{bt} = 145,05 + 5.8 \cdot 03 = 184,4 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=23}^{bt} = 184,4 + 7,6 \cdot 10,24 = 262,22 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=27}^{bt} = 262,22 + 1.3 \cdot 10,86 = 273,08 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=27}^{bt} = 428,57 - 273,08 = 106,85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Xác định độ lún của khối móng quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố :

$$S = \sum s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{gl}^i h_i$$

Trong đó: $h_i \leq \frac{B}{4} = \frac{5,58}{4} = 1,395 \text{ m} \Rightarrow h_i = 1,2 \text{ m}$ - chiều dày lớp phân tố.

$$E_{0i} = E_s = 37000 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Móng đặt ở lớp 5} \Rightarrow \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} = 1 - \frac{2 \cdot 0,25^2}{1 - 0,25} = 0,8$$

$$\text{Với } \begin{cases} \sigma_{bt} = \gamma(z + h_m) \\ \sigma_{gl} = k_0 P_{gl} \end{cases}; \quad k_0 = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right), \frac{L}{B} = \frac{5,98}{5,58} = 1,07$$

BẢNG TÍNH TOÁN ĐIỂM TẮT LÚN

Điểm	z (m)	z/B	$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i h_i$ (KN/m ²)	K ₀	$\sigma_{gl}^i = K_0 \sigma_{z=0}^{gl}$ (KN/m ²)
1	0,0	0,00	273,08	1	106,85
2	1,2	0,22	286,11	0,9589	102,46
3	2,4	0,44	299,14	0,7640	81,633
4	3,6	0,66	312,176	0,5566	59,47
5	4,8	0,88	325,208	0,4014	42,8

Từ bảng trên ta thấy rằng: tại điểm 4 có $\frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{gl}} = \frac{312,176}{59,47} = 5,2 > 5$.

Như vậy tại điểm 4 có độ sâu h= 22,3+3,6=25,9 m

⇒ Độ lún của nền là:

$$S = \frac{0,8}{37000} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{106,85}{2} + 102,46 + 81,633 + \frac{59,47}{2} \right) = 6,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} \approx 0,69 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.2.2.5. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

+ Kiểm tra điều kiện chọc thủng:

Gồm:

- Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1,05 \text{Mpa}$.
- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0,3 \text{m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a = 15 \text{cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0 = 1,2 - 0,15 = 1,05 \text{m}$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

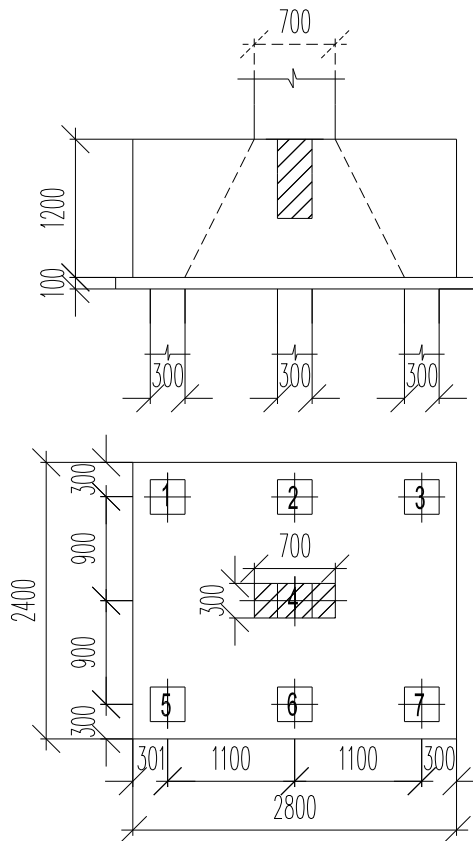
Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Do mặt nghiêng 45° tháp đâm thủng trù ra ngoài cọc trong đài nên tổng lực đâm thủng bằng 0. Nên không xảy ra trường hợp cột đâm thủng đài theo góc 45° . Trường hợp cột đâm thủng có thể xảy ra theo tiết diện ở mép cọc. Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:

Tính toán P_{dt} :

- Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc: $G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 2,8.2,4.1,2.20 = 161,28 \text{KN}$
- Tải trọng truyền lên cọc trong đài :



$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{3463,5 + 161,28}{7} \pm \frac{59,58 \times y_i}{6 \cdot y_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	P_{0i} (KN)
1	0.9	-1.1	508,79
2	0.9	0	517,82
3	0.9	1.1	526,8
4	0	0	517,82
5	-0.9	-1.1	508,79
6	-0.9	0	517,82
7	-0.9	1.1	526,8

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2.(508,79+526,8)+2.517,82= 3106,82KN$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.6}\right)^2} = 3.02$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.55}\right)^2} = 3.23$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.6m; C_2 = 0.55m$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [3,02(0,3 + 0,55) + 3,23(0,7 + 0,6)]. 1,05. 1,05. 10^3 = 7459,52KN$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 3106,82KN < P_{cdt} = 7459,52KN.$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

+*Tính toán đài chịu uốn*

Xem đài cọc là tuyệt đối cứng và làm việc như bản công xôn ngàm tại mép cột.

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn.*

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I là :

$$M_1 = r_1(P_{01} + P_{02} + P_{03}) = 0.75(508,79 + 517,82 + 526,8) = 1165,05KNm$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9h_0R_s} = \frac{1165,05}{0,9.1,05.280.10^3} = 0.0044m^2 = 44cm^2$$

Chọn 16φ20 a180 có $A_s = 50,28cm^2$. Chiều dài mỗi thanh : $l-2a = 2.4 - 2 \times 0.15 = 2.1m$

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh dài*

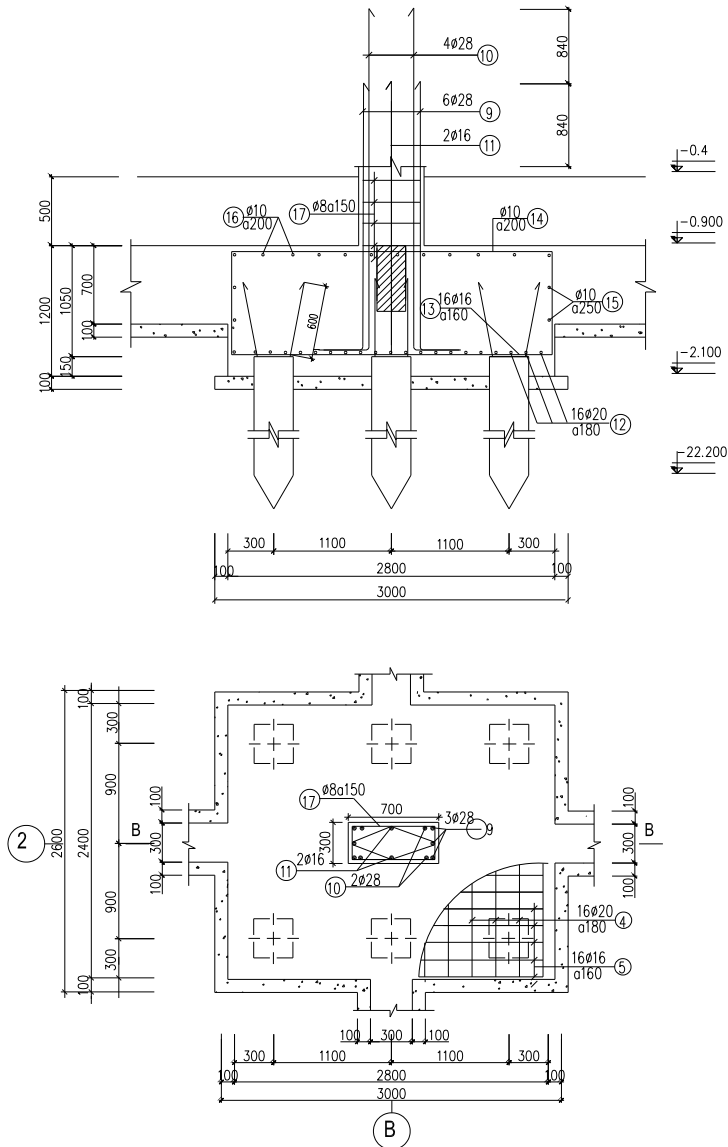
+Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

$$M_2 = r_2(P_{03} + P_{07}) = 0.75(526,8 + 526,8) = 790,2KNm$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{790,2}{0,9.1,05.280.10^3} = 0,0029m^2 = 29cm^2$$

Chọn 16φ16a160 có $A_s = 32,176cm^2$. Chiều dài mỗi thanh : $b-2a = 2,8 - 2 \times 0,15 = 2,5m$



7.5. Giằng móng

Giằng móng có tác dụng tăng cường độ cứng tổng thể, hạn chế sự lún lệch giữa các móng và nhận mômen từ chân cột truyền vào

Tải trọng tác dụng lên giằng móng gồm:

- + Trọng lượng bê tông giằng
- + Trọng lượng tường trên giằng
- + Trọng lượng một phần bê tông nền và đất tầng hầm
- + Tải trọng do lún lệch giữa các móng.

Việc xác định nội lực trong giằng là rất phức tạp.

Vì vậy trong giới hạn đồ án em chỉ chọn kích thước và bố trí thép theo cấu tạo.

Chọn 4 ϕ 20 làm cốt dọc và 2 ϕ 14 làm cốt cấu tạo. Đai giằng chọn ϕ 8 s 200mm

