

2.9 Tính toán móng mềm

2.9.1 Phân loại móng mềm

Móng mềm bao gồm móng băng dưới dầm cột (một phương hoặc hai phương) và móng bè. Đối với móng kết hợp dưới hai cột đã trình bày ở phần 2.3.2.3 trên đây, khi khoảng cách giữa hai cột lớn cũng có thể được xem như móng mềm.

Móng được gọi là móng mềm khi có hệ số độ cứng $t \geq 10$; t được xác định như sau:

$$t = 10 \frac{E l^3}{E_b h^3} \quad (2.51)$$

Trong đó:

E - mô-đun biến dạng của đất nền, (kPa);

E_b - mô-đun biến dạng của bê tông, (kPa);

l - nửa chiều dài móng, (m);

H - chiều cao của móng, (m).

Dựa vào tỷ số giữa 2 cạnh móng, người ta chia thành 2 loại: khi $\frac{l}{b} \geq 7$ được coi là móng dầm và khi $\frac{l}{b} < 7$ được coi là móng bản.

Về lựa chọn kích thước sơ bộ của móng băng và móng bè tương tự như móng kết hợp dưới hai cột ở phần trên. Trong trường hợp sử dụng phương án móng băng hai phương, để đơn giản có thể xác định kích thước móng theo mỗi phương riêng biệt, lúc này nên sử dụng giá trị mô-men uốn theo phương cạnh ngắn. Chiều rộng móng cuối cùng được kiểm tra theo điều kiện áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng cho từng dải và điều chỉnh theo điều kiện độ lún lệch tương đối giữa các chân cột liền kề sau khi phân tích hệ móng theo bài toán dầm trên nền đàn hồi.

2.9.2 Các loại mô hình nền

2.9.2.1 Mô hình nền biến dạng cục bộ

Phương pháp này chỉ xét đến độ lún ở nơi đặt lực, không xét đến biến dạng ở ngoài phạm vi gia tải. Điều này cho phép coi nền như những lò xo đàn hồi độc lập với nhau (hình 2.29), độ lún xảy ra trong phạm vi diện tích gia tải.

Giả thiết quan hệ giữa áp lực và độ lún là mối quan hệ bậc nhất do giáo sư người Đức Winkler đề xuất năm 1867.

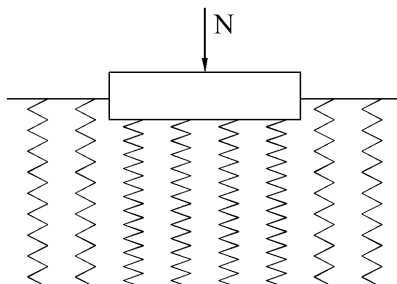
Cường độ phản lực đất tại mỗi điểm tỷ lệ bậc nhất với độ lún đàn hồi tại điểm đó:

$$P_x = -CW_x \quad (2.52)$$

Trong đó:

W_x - độ lún của đất trong phạm vi gia tải, (m);

C - hệ số nền đàn hồi, (kN/m^3) được coi là không đổi cho từng loại đất, có thể tham khảo trong bảng ở phần phụ lục.



Hình 2.29 - Mô hình nền biến dạng cục bộ.

Những ưu nhược điểm của phương pháp nền biến dạng đàn hồi cục bộ là:

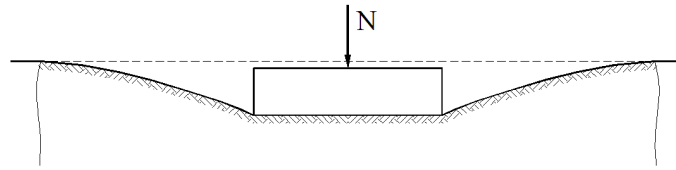
Phương pháp này tính toán đơn giản. Khi móng có kích thước lớn và khi nền đất yếu cho kết quả khá phù hợp.

Trong thực tế, dưới tác dụng của tải trọng, biến dạng xảy ra ở cả trong và ngoài phạm vi gia tải. Thí nghiệm cho thấy ở ngoài phạm vi gia tải, độ lún tắt đi rất nhanh và nó ảnh hưởng nhiều đến hệ số nền C , trong khi thí nghiệm hiện trường với bàn nén nhỏ, còn trong thực tế khi đế móng có diện tích lớn thì chúng ít ảnh hưởng.

2.9.2.2 Mô hình nền biến dạng tổng quát

Mô hình nền biến dạng đàn hồi tổng quát cho rằng độ lún chỉ xảy ra trong cả trong và ngoài phạm vi phạm vi diện tích gia tải. Phương pháp này dựa trên kết quả lý thuyết đàn hồi đối với vật thể đồng nhất, đẳng hướng.

Tính chất biến dạng đặc trưng bằng modun biến dạng E và hệ số nở hông μ của đất.



Hình 2.30 - Biến dạng của nền theo thuyết biến dạng đàn hồi tổng quát.

Những ưu nhược điểm của phương pháp nền biến dạng đàn hồi tổng quát là:

- Xét đến biến dạng của nền ở cả trong và ngoài phạm vi gia tải, phù hợp với thực tế hơn.
- Theo phương pháp này, khi tải trọng không đáng kể thì ứng suất ở mép móng là rất lớn, điều này không phù hợp với thực tế.
- Nền đất được xem là đồng nhất trong nửa không gian nhưng thực tế thì độ chặt và tính đàn hồi tăng lên theo chiều sâu.

2.9.3 Tính toán móng mềm theo mô hình nền biến dạng cục bộ

2.9.3.1 Phương trình vi phân cơ bản

Dầm được coi là dài vô hạn nếu có các đầu mút dầm cách điểm đặt lực một khoảng lớn hơn $2\pi/a$ (a được tính ở dưới đây).

Xét dầm trên nền đàn hồi chịu tác dụng của lực tập trung P và lực phân bố q_x trên hình 2.31. Phương trình vi phân của trục dầm bị uốn là:

$$\frac{d^2y_x}{dx^2} = \frac{M_x}{EJ} \quad (2.53)$$

Lấy vi phân 2 lần phương trình 2.53 ta được:

$$EJ \frac{d^4y_x}{dx^4} = q_x - Ky_x \quad (2.54)$$

Hay:
$$EJ \frac{d^4y_x}{dx^4} + Ky_x = q_x \quad (2.55)$$

Đặt $a = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}}$, (1/m) - a là đặc trưng của dầm trên nền đàn hồi, phụ thuộc vào độ cứng và tính chất đàn hồi của nền. Chia (2.55) cho EJ ta có:

$$\frac{d^4y_x}{dx^4} + 4a^4y_x = \frac{q_x}{EJ} \quad (2.56)$$

Nếu dầm không có lực phân bố thì $q_x = 0$, và (2.55) còn lại:

$$\frac{d^4y_x}{dx^4} + 4a^4y_x = 0 \quad (2.57)$$

Nghiệm của phương trình thuần nhất (2.57) có thể tìm dưới dạng:

$$y = C_1e^{ax} \cos ax + C_2e^{ax} \sin ax + C_3e^{-ax} \cos ax + C_4e^{-ax} \sin ax \quad (2.58)$$

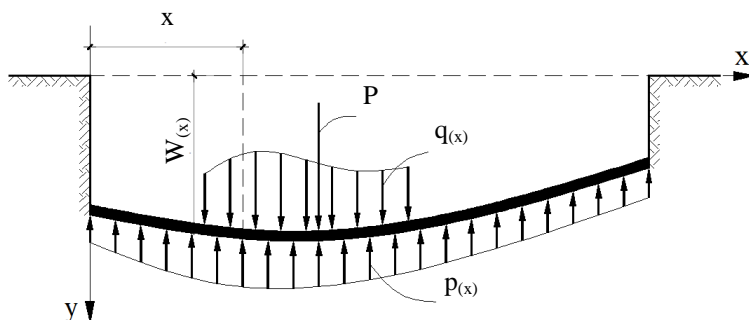
Trong đó: C_1, C_2, C_3, C_4 - các hằng số tích phân xác định theo điều kiện biên của sự uốn khi $x = 0$ và $x = \infty$.

Nếu dầm có lực phân bố, q_x là hằng số hay hàm bậc nhất, thì nghiệm của phương trình không thuần nhất là:

$$y = -\frac{K}{q} \quad (2.59)$$

Nghiệm tổng quát của phương trình 2.58 là:

$$y = C_1 e^{ax} \cos ax + C_2 e^{ax} \sin ax + C_3 e^{-ax} \cos ax + C_4 e^{-ax} \sin ax - \frac{q}{K} \quad (2.60)$$



Hình 2.31 - Sơ đồ tính toán dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp hệ số nền

2.9.3.2 Tính móng dầm dài vô hạn

a. Dầm dài vô hạn chịu tải tập trung

Xét dầm trên hình 2.32 có chiều dài vô hạn chịu lực tập trung. Khi cách xa điểm đặt lực vô hạn, độ võng của dầm sẽ bằng 0. Thay $x = \infty$ vào (2.60), với $C_1 = C_2 = 0$. Độ võng của dầm dài vô hạn sẽ là:

$$y_x = e^{-ax}(-C_3 \cos ax + C_4 \sin ax) = 0 \quad (2.61)$$

Tại điểm đặt P, nghĩa là khi $x = 0$, do đối xứng nên góc xoay sẽ bằng 0. Lấy đạo hàm của (2.61), thay $x = 0$, kết hợp với các điều kiện biên, tìm các hằng số tích phân. Giải ra ta được các phương trình tìm độ võng, moment uốn, lực cắt của dầm như sau:

- Độ võng:

$$y = \frac{P}{8EJa^3} e^{-ax} (\cos ax + \sin ax) \quad (2.62)$$

- Moment uốn:

$$M = -EJy'' = -\frac{P}{4a} e^{-ax} (\sin ax - \cos ax) \quad (2.63)$$

- Lực cắt:

$$Q = -EJy''' = -\frac{P}{2a} e^{-ax} \cos ax \quad (2.64)$$

Đặt $\xi_1 = e^{-ax} (\cos ax + \sin ax)$; $\xi_2 = e^{-ax} (\sin ax - \cos ax)$; $\xi_3 = e^{-ax} \cos ax$, ta có:

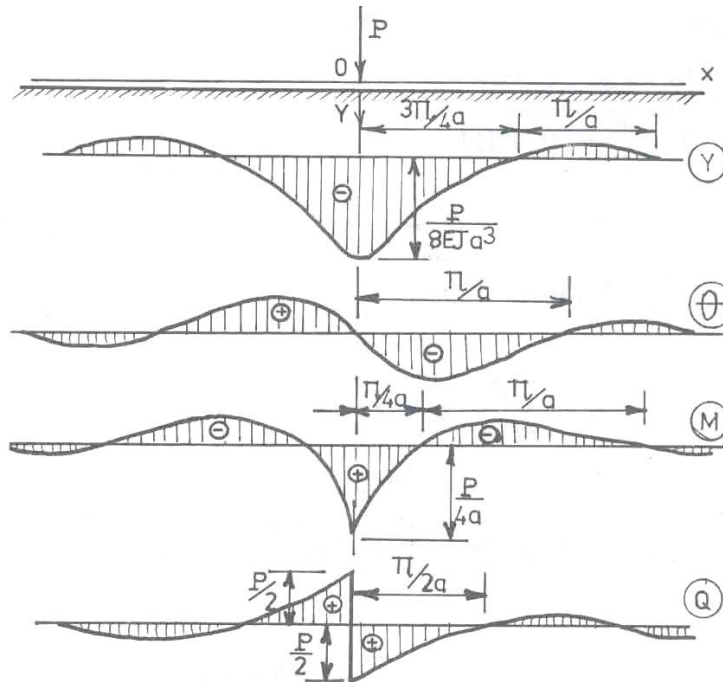
$$y = \frac{P}{8EJa^3} \xi_1 \quad (2.65)$$

$$M = -\frac{P}{4a} \xi_2 \quad (2.66)$$

$$Q = -\frac{P}{2a} \xi_3 \quad (2.67)$$

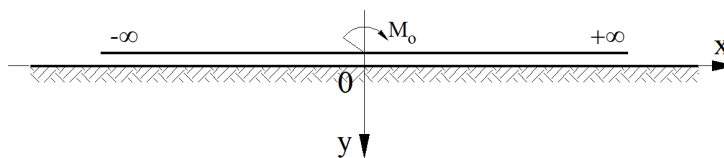
Ở đây: a là hệ số đặc trưng của dầm trên nền đàn hồi; $a = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}}$ (1/m); $K = Cb$ (C là hệ số nền; b là chiều rộng móng).

Dầm được coi là dài vô hạn nếu có các đầu mút dầm cách điểm đặt lực một khoảng là $2\pi/a$.



Hình 2.32 - Các biểu đồ khi dầm dài vô hạn chịu lực tập trung

b. Dầm dài vô hạn chịu mômen tập trung



Hình 2.33 - Dầm dài vô hạn chịu moment tập trung

Sử dụng lời giải (2.54) trong đó $q = 0$ và sử dụng các điều kiện biên của bài toán, ta có độ võng của dầm là:

$$y = \frac{M a^2}{K} e^{-ax} \sin ax \quad (2.68)$$

Đặt $\xi_4 = e^{-ax} \sin ax$, ta được:

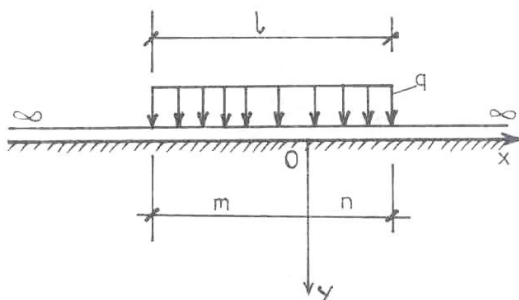
$$y = \frac{M_0 a^2}{K} \xi_4 \quad (2.69)$$

$$M = \frac{M_0}{K} \xi_3 \quad (2.70)$$

$$Q = -\frac{M_0}{K} \xi_1 \quad (2.71)$$

Các hệ số $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ tra bảng.

c. Dầm dài vô hạn chịu tải phân bố cục bộ



Hình 2.34 - Dầm dài vô hạn chịu tải trọng phân bố trên đoạn l

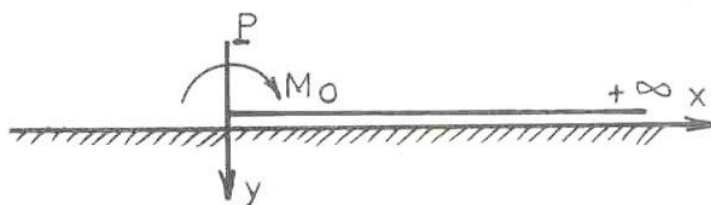
Đối với điểm O bất kỳ trên hình 2.34, phương trình độ võng tìm được như sau:

$$y = \frac{q}{2c} (2 - e^{nx} \cos an - e^{mx} \cos am) \quad (2.72)$$

Trong đó c là hệ số nền, từ biểu thức 2.72, lấy đạo hàm sẽ được công thức xác định được moment uốn M và lực cắt Q.

d. Dầm dài vô hạn chịu tải tập trung và mômen

Tải trọng đặt ở một đầu, đầu kia là vô hạn.



Hình 2.35 - Dầm dài nửa vô hạn chịu lực tập trung và moment.

Xét dầm trên hình 2.35, lấy gốc tọa độ tại điểm đặt tải trọng và sử dụng các điều kiện biên, ta tìm được :

$$y = \frac{2a}{K} (P\xi_3 - aM_0 \xi_2) \quad (2.73)$$

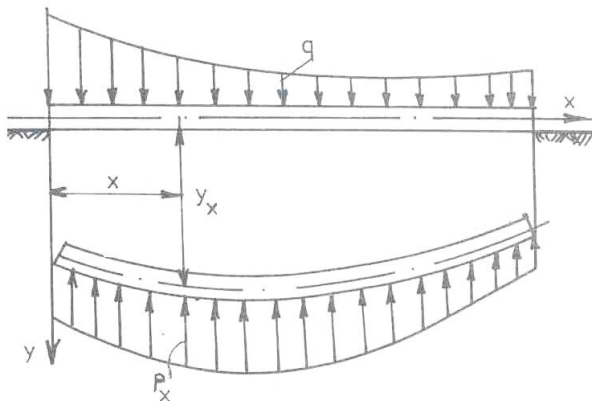
$$M = \frac{1}{a} (-P\xi_4 + aM_0 \xi_1) \quad (2.74)$$

$$Q = -(P\xi_1 + 2aM_0 \xi_4) \quad (2.75)$$

Bảng 2.14 - Trị số ξ để tính dầm móng dài vô hạn

ax	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ax	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4
-	1.00000	1.00000	1.00000	0.00000	3.6	-0.03659	-0.01241	-0.02450	-0.01209
0.1	0.99065	0.80998	0.90032	0.09033	3.7	-0.03407	-0.00787	-0.02097	-0.01310
0.2	0.96507	0.63975	0.80241	0.16266	3.8	-0.03138	-0.00401	-0.01769	-0.01369
0.3	0.92666	0.48880	0.70773	0.21893	3.9	-0.02862	-0.00077	-0.01469	-0.01392
0.4	0.87844	0.35637	0.61741	0.26103	4	-0.02583	0.00189	-0.01197	-0.01386
0.5	0.82307	0.24149	0.53228	0.29079	4.1	-0.02309	0.00403	-0.00953	-0.01356
0.6	0.76284	0.14307	0.45295	0.30988	4.2	-0.02042	0.00572	-0.00735	-0.01307
0.7	0.69972	0.05990	0.37981	0.31991	4.3	-0.01787	0.00699	-0.00544	-0.01243
0.8	0.63538	-0.00928	0.31305	0.32233	4.4	-0.01546	0.00791	-0.00377	-0.01168
0.9	0.57120	-0.06575	0.25273	0.31848	4.5	-0.01320	0.00852	-0.00234	-0.01086
1.0	0.50833	-0.11079	0.19877	0.30956	4.6	-0.01112	0.00886	-0.00113	-0.00999
1.1	0.44765	-0.14567	0.15099	0.29666	4.7	-0.00921	0.00898	-0.00011	-0.00909
1.2	0.38986	-0.17158	0.10914	0.28072	4.8	-0.00748	0.00892	0.00072	-0.00820
1.3	0.33550	-0.18970	0.07290	0.26260	4.9	-0.00593	0.00870	0.00139	-0.00732
1.4	0.28492	-0.20110	0.04191	0.24301	5	-0.00455	0.00837	0.00191	-0.00646
1.5	0.23835	-0.20679	0.01578	0.22257	5.1	-0.00334	0.00795	0.00230	-0.00564
1.6	0.19592	-0.20771	-0.00590	0.20181	5.2	-0.00229	0.00746	0.00258	-0.00487
1.7	0.15762	-0.20470	-0.02354	0.18116	5.3	-0.00139	0.00692	0.00277	-0.00415
1.8	0.12342	-0.19853	-0.03756	0.16098	5.4	-0.00062	0.00636	0.00287	-0.00349
1.9	0.09318	-0.18989	-0.04835	0.14154	5.5	0.00001	0.00578	0.00290	-0.00288
2.0	0.06674	-0.17938	-0.05632	0.12306	5.6	0.00053	0.00520	0.00287	-0.00233
2.1	0.04388	-0.16753	-0.06182	0.10571	5.7	0.00095	0.00464	0.00279	-0.00184
2.2	0.02438	-0.15479	-0.06521	0.08958	5.8	0.00127	0.00409	0.00268	-0.00141
2.3	0.00796	-0.14156	-0.06680	0.07476	5.9	0.00152	0.00356	0.00254	-0.00102
2.4	-0.00562	-0.12817	-0.06689	0.06128	6	0.00169	0.00307	0.00238	-0.00069
2.5	-0.01664	-0.11489	-0.06576	0.04913	6.1	0.00180	0.00261	0.00221	-0.00041
2.6	-0.02536	-0.10193	-0.06364	0.03829	6.2	0.00185	0.00219	0.00202	-0.00017
2.7	-0.03204	-0.08948	-0.06076	0.02872	6.3	0.00187	0.00181	0.00184	0.00003
2.8	-0.03693	-0.07767	-0.05730	0.02037	6.4	0.00184	0.00146	0.00165	0.00019
2.9	-0.04026	-0.06659	-0.05343	0.01316	6.5	0.00179	0.00114	0.00147	0.00032
3.0	-0.04226	-0.05631	-0.04929	0.00703	6.6	0.00172	0.00087	0.00129	0.00042
3.1	-0.04314	-0.04688	-0.04501	0.00187	6.7	0.00162	0.00063	0.00113	0.00050
3.2	-0.04307	-0.03831	-0.04069	-0.00238	6.8	0.00152	0.00042	0.00097	0.00055
3.3	-0.04224	-0.03060	-0.03642	-0.00582	6.9	0.00141	0.00024	0.00082	0.00058
3.4	-0.04079	-0.02374	-0.03227	-0.00853	7	0.00129	0.00009	0.00069	0.00060
3.5	-0.03887	-0.01769	-0.02828	-0.01059					

2.9.3.3 Tính móng dầm ngắn



Hình 2.36 - Dầm ngắn trên nền đàn hồi.

Trường hợp dầm ngắn thì tải trọng tác dụng tại vị trí bất kỳ cũng sẽ gây ra độ võng cho các đầu mút dầm. Đây là bài toán rất phức tạp, dưới đây giới thiệu kết quả bài toán được giải theo phương pháp thông số ban đầu của Viện sĩ Cru-lốp:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_o Y_{1(x)} + \frac{Q_o}{a} Y_{2(x)} + \frac{q_o - Ky_o}{a^2} Y_{3(x)} + \frac{q'_o - Ky'_o}{a^3} Y_{4(x)}; \\ Q_x &= -4aM_o Y_{4(x)} + Q_o Y_{1(x)} + \frac{q_o - Ky_o}{a} Y_{2(x)} + \frac{q'_o - Ky'_o}{a^2} Y_{3(x)}; \\ q_x - Ky_x &= -4a^2 M_o Y_{3(x)} - 4aQ_o Y_{4(x)} + (q_o - Ky_o) Y_{1(x)} + \frac{q'_o - Ky'_o}{a} Y_{2(x)}; \\ q'_x - Ky'_x &= -4a^3 M_o Y_{2(x)} - 4a^2 Q_o Y_{3(x)} - 4a(q_o - Ky_o) Y_{4(x)} + (q'_o - Ky'_o) Y_{1(x)} \end{aligned} \right\} (2.76)$$

Trong đó: $Y_{1(x)}, Y_{2(x)}, Y_{3(x)}, Y_{4(x)}$ là các hàm Cru-lốp, có dạng:

$$\left. \begin{aligned} Y_{1(x)} &= \text{chax} \cos ax; \\ Y_{2(x)} &= \frac{1}{2}(\text{chax} \sin ax + \text{shax} \cos ax); \\ Y_{3(x)} &= \frac{1}{2}\text{shax} \sin ax; \\ Y_{4(x)} &= \frac{1}{4}(\text{chax} \sin ax - \text{shax} \cos ax) \end{aligned} \right\} (2.77)$$

$$\text{Ở đây: } \text{chax} = \frac{1}{2}(e^{ax} + e^{-ax}); \text{shax} = \frac{1}{2}(e^{ax} - e^{-ax})$$

Công thức này chỉ đúng cho trường hợp tải trọng liên tục trên toàn bộ chiều dài dầm. Các biểu thức trên được thể hiện qua các trị số ban đầu của chúng vì vậy được gọi là phương pháp thông số ban đầu.

2.9.4 Tính toán móng mềm theo mô hình nền biến dạng tổng quát

Với giả thiết nền là nửa không gian biến dạng tuyến tính, nhiều nhà khoa học đã đề xuất các phương pháp tính toán móng mềm. Trong thực tiễn thiết kế, được sử dụng nhiều nhất là các phương pháp của các giáo sư Gorbunov – Pôxadôv; Jemoskin; Ximvulidi...

Khi nền nhiều lớp đất thì modun biến dạng trung bình của các lớp chuyển thành 1 nền đồng nhất xác định theo công thức:

$$E_{tb} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i h_i}{E_i}} \quad (2.78)$$

Trong đó:

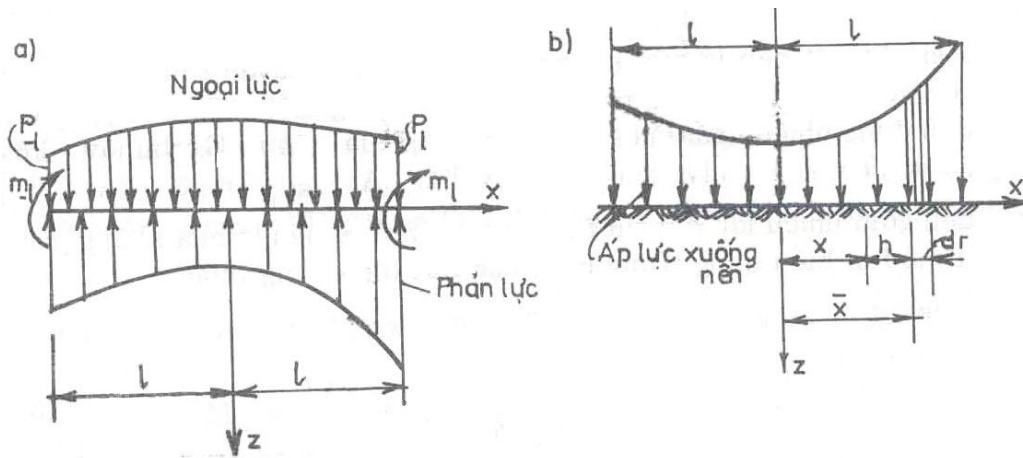
h_i - chiều dày lớp đất thứ i ;

E_i - mô-đun biến dạng lớp đất thứ i ;

σ_i - ứng suất trung bình trong lớp đất thứ i tính cho trục đứng đi qua trọng tâm đế móng;

n - số lượng lớp đất trong phạm vi nền.

2.9.4.1 Phương pháp của Gorbunôv - Pôxadôv



Hình 2.37 - Sơ đồ tải trọng: a. Đối với dầm, b. Đối với nền.

Phương pháp này dựa trên các giả thiết sau đây:

- Quy luật phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đế dầm và bản có dạng một đa thức bậc cao.
- Độ võng của kết cấu dầm hoặc bản $y(x)$ và độ lún của nền $W(x)$ thỏa mãn đẳng thức:

$$y(x) = W(x). \quad (2.79)$$

Dựa vào cơ sở lý luận nền biến dạng tuyến tính và các giả thuyết ban đầu, tác giả đã thành lập các hệ phương trình vi phân cho từng loại dầm, bản sau đó giải các bài toán đó và lập thành bảng tra.

Kết quả lời giải của Gorbunôv - Pôxadôv như sau:

Khi tải trọng phân bố đều q (KPa) trên các dải mềm có bề rộng b , các thành phần nội lực theo phương pháp tra bảng như sau:

Áp lực phản lực: $p = \bar{p}q$, (KPa).

Lực cắt: $Q = \bar{Q}blq$, (KN).

Moment uốn: $M = \bar{M}bl^2q$, (KNm).

Trong đó:

$\bar{p}, \bar{Q}, \bar{M}$ được tra bảng lập sẵn phụ thuộc vào độ mảnh t và hệ số $\xi = \frac{x}{l}$ (bảng 2.15)

$$t = \frac{(1 - \mu_b^2) \pi E b l^3}{(1 - \mu^2) 4 E_b J} \approx 10 \frac{E l^3}{E_b h^3} \quad (2.80)$$

Trong đó:

E, μ - mô-đun biến dạng và hệ số nở hông của đất;
 E_b, μ_b - mô-đun đàn hồi và hệ số Poát-xông của vật liệu dải;
 h - chiều cao tiết diện ngang của dải.

Bảng 2.15 - Trị số \bar{p} , \bar{Q} , \bar{M} cho trường hợp tải trọng phân bố đều trên dải làm việc trong điều kiện bài toán phẳng

$\xi = \frac{x}{l}$ t	Trị số \bar{p}										Max Q _x	Max M _x
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9		
0	0,64	0,64	0,65	0,67	0,69	0,74	0,80	0,89	1,06	1,46	-0,210	0,137
1	0,69	0,70	0,71	0,72	0,75	0,80	0,87	0,99	1,23	1,69	-0,163	0,103
2	0,72	0,72	0,74	0,74	0,77	0,81	0,87	0,99	1,21	1,65	-0,153	0,096
3	0,74	0,74	0,75	0,76	0,78	0,81	0,87	0,99	1,19	1,61	-0,144	0,090
5	0,77	0,78	0,78	0,79	0,80	0,83	0,88	0,97	1,16	1,55	-0,129	0,080
7	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,84	0,88	0,96	1,13	1,50	-0,117	0,072
10	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,85	0,88	0,95	1,11	1,44	-0,103	0,063
15	0,88	0,88	0,87	0,87	0,87	0,87	0,89	0,94	1,07	1,37	-0,085	0,051
20	0,90	0,90	0,90	0,89	0,89	0,88	0,89	0,93	1,05	1,32	-0,075	0,043
30	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,90	0,92	1,01	1,26	-0,061	0,033
50	0,97	0,97	0,96	0,95	0,94	0,92	0,91	0,92	0,99	1,18	-0,045	0,022

Trị số \bar{Q}

$\xi = \frac{x}{l}$ t	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0	-0,036	-0,072	-0,106	-0,138	-0,167	-0,190	-0,206	-0,210	-0,187
1	0	-0,030	-0,060	-0,089	-0,115	-0,138	-0,155	-0,163	-0,153	-0,110
2	0	-0,028	-0,056	-0,082	-0,107	-0,128	-0,145	-0,153	-0,144	-0,104
3	0	-0,026	-0,052	-0,076	-0,099	-0,120	-0,136	-0,144	-0,136	-0,099
5	0	-0,022	-0,045	-0,066	-0,087	-0,105	-0,121	-0,129	-0,124	-0,090
7	0	-0,020	-0,039	-0,058	-0,077	-0,094	-0,108	-0,117	-0,113	-0,084
10	0	-0,016	-0,033	-0,049	-0,065	-0,080	-0,094	-0,103	-0,101	-0,075
15	0	-0,012	-0,025	-0,030	-0,051	-0,064	-0,076	-0,085	-0,085	-0,065
20	0	-0,010	-0,019	-0,030	-0,041	-0,053	-0,064	-0,073	-0,075	-0,060
30	0	-0,006	-0,012	-0,020	-0,026	-0,038	-0,048	-0,057	-0,061	-0,050
50	0	-0,003	-0,006	-0,010	-0,015	-0,022	-0,031	-0,040	-0,045	-0,039

Trị số \bar{M}

$\xi = \frac{x}{l}$ t	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,137	0,135	0,129	0,120	0,108	0,093	0,075	0,055	0,034	0,014
1	0,103	0,101	0,097	0,089	0,079	0,066	0,052	0,036	0,020	0,006
2	0,096	0,095	0,091	0,084	0,074	0,063	0,049	0,034	0,019	0,006
3	0,090	0,089	0,085	0,079	0,070	0,059	0,046	0,032	0,018	0,006
5	0,080	0,079	0,076	0,070	0,063	0,053	0,042	0,029	0,016	0,005
7	0,072	0,071	0,068	0,063	0,057	0,048	0,038	0,027	0,015	0,005
10	0,063	0,062	0,059	0,055	0,050	0,042	0,034	0,024	0,013	0,004
15	0,051	0,050	0,049	0,046	0,041	0,036	0,028	0,020	0,011	0,004
20	0,043	0,043	0,041	0,039	0,035	0,031	0,025	0,018	0,010	0,003
30	0,033	0,033	0,032	0,030	0,028	0,024	0,020	0,015	0,009	0,003
50	0,022	0,021	0,021	0,020	0,019	0,017	0,014	0,011	0,007	0,002

2.9.4.2 Phương pháp của Ximvulidi

Phương pháp này dùng để xác định phản lực của nền, sau đó xác định lực cắt và moment uốn tại tiết diện bất kỳ của dải chịu tác dụng của tải trọng nằm trên nửa không gian biến dạng tuyến tính.

Ximvulidi đã tìm phản lực của nền dưới dạng đa thức bậc 3:

$$p_{(x)} = a_0 + 2 \frac{a_1}{l} \left(x - \frac{l}{2}\right) + 4 \frac{a_2}{l^2} \left(x - \frac{l}{2}\right)^2 + 8 \frac{a_3}{l^3} \left(x - \frac{l}{2}\right)^3 \quad (2.81)$$

Trong đó:

a_0, a_1, a_2, a_3 - các thông số phụ thuộc vào độ cứng, chiều dài của dầm, modun biến dạng của nền, loại tải trọng và vị trí đặt tải.

l - chiều dài của dầm.

Để xác định các hệ số a_0, a_1, a_2, a_3 , Ximvulidi đã dùng các điều kiện sau:

- 2 điều kiện cân bằng của dầm $\sum y = 0$ và $\sum M = 0$.

- 2 điều kiện biên: các mô-men uốn ở các đầu dầm tự do = 0, nghĩa là khi $x = 0, y'' = 0$.

- 4 điều kiện liên quan giữa dầm và nền:

+ Độ võng của đầu trái dầm và độ lún của nền bằng nhau.

+ Độ võng của 2 đường cong thể hiện biến dạng của dầm và độ lún của nền tại giữa dầm bằng nhau.

+ Các diện tích tạo bởi 2 đường cong biến dạng (của dầm và của nền) bằng nhau.

+ Ở giữa dầm, đạo hàm bậc 3 của 2 hàm số bằng nhau.

Từ các điều kiện trên xác lập được 4 phương trình để xác định 4 ẩn số. Ví dụ về kết quả trong các trường hợp tải trọng khác nhau như sau:

- **Trường hợp lực phân bố đều trên toàn bộ chiều dài của dải:**

+ Các thông số:

$$a_0 = \frac{8252 + 29\alpha}{13440 + 29\alpha} q$$

$$\frac{a_2}{3} = \frac{5188}{13440 + 29\alpha} q$$

$$a_1 = a_3 = 0$$

Trong đó α là chỉ tiêu độ mảnh, xác định theo công thức:

$$t = \frac{(1 - \mu_b^2) \pi E b l^3}{(1 - \mu^2) E_b J} \approx \frac{\pi E l^3}{E_b J}$$

+ Trị số phản lực nền, lực cắt và moment uốn:

$$\left. \begin{aligned} p &= a_0 + \frac{4a_2}{l^2} \left(x - \frac{l}{2}\right)^2 \\ Q &= \frac{2a_2 x}{3l^2} (x-1)(2x-1) \\ M &= \frac{a_2 x^2}{3l^2} (x-1)^3 \end{aligned} \right\} \quad (2.82)$$

- Trường hợp lực tập trung tác dụng ở giữa dãi:

+ Các thông số:

$$a_0 = \frac{8252 + 71\alpha}{13440 + 29\alpha} \cdot \frac{P}{l}$$

$$\frac{a_2}{3} = \frac{5188 - 42\alpha}{13440 + 29\alpha} \cdot \frac{P}{l}$$

$$a_1 = a_3 = 0$$

+ Phản lực nền: $p = a_0 + \frac{4a_2}{l^2} \left(x - \frac{l}{2}\right)^2$

Từ phản lực nền, tìm được Q, M. Nếu dùng bảng tra thì:

$$\left. \begin{aligned} p &= \bar{p} \frac{P}{bl^2} \\ Q &= \bar{Q} P \\ M &= \bar{M} P l \end{aligned} \right\} \quad (2.83)$$

Trong đó $\bar{p}, \bar{Q}, \bar{M}$ - các hệ số được tra bảng 2.15.

2.9.4.3 Phương pháp của Jemoskin

a. Tính toán dầm

Các giả thiết cơ bản:

- Coi phản lực ở đáy dầm phân bố theo bậc. Tất cả các bậc có cùng chiều dài c . Trong phạm vi mỗi bậc phản lực đất được coi là phân bố đều. Sự tiếp xúc giữa dầm và nền trên diện tích cb được thay bằng liên kết gối tựa trên những thanh cứng, những thanh này được đặt tại chính giữa mỗi đoạn c và chịu tải trọng do dầm truyền xuống rồi truyền tải trọng đó trên phần nền tương ứng.

- Đặt thanh ngang vào để cho hệ không biến hình. (Sau này thanh ngang sẽ không có vai trò gì - nội lực trong thanh = 0).

- Hệ tìm được (gồm dầm chịu tải đặt trên những thanh gối tựa) được coi như dầm trên nền liên tục biến dạng tuyến tính.

Điều kiện phối hợp làm việc giữa dầm và nền là độ võng của dầm y_i và độ lún của nền W_i tại điểm đặt thanh tựa $y_i = W_i$. Hệ trên hình 2.38 là một hệ siêu tĩnh thông thường và có thể giải theo các phương pháp lực, chuyển vị hay hỗn hợp.

Bằng phương pháp hỗn hợp, độ lún của nền W_{ik} xác định như sau:

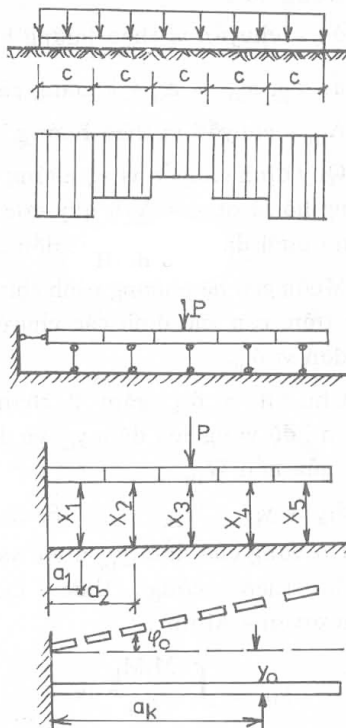
+ Trường hợp bài toán không gian: dầm có bề rộng b thì độ lún W_{ik} theo công thức Boussinesq được viết dưới dạng:

$$W_{ik} = \frac{(1-\mu^2)}{\pi E c} F_{ik} \quad (2.84)$$

Trong đó:

F_{ik} - hàm phụ thuộc vào $\frac{b}{c}$ và $\frac{x}{c}$ tra bảng;

x - khoảng cách từ giữa đoạn được gia tải đến điểm tính độ lún.



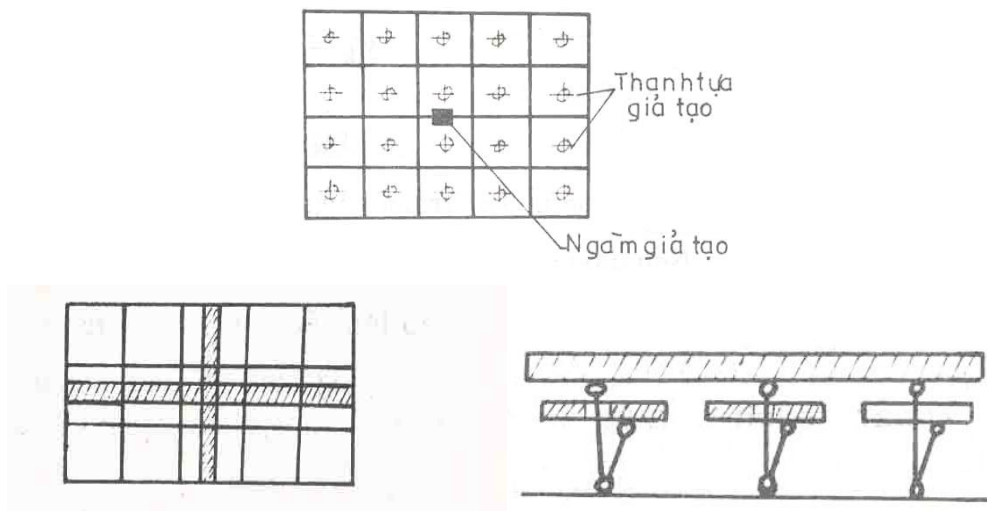
Hình 2.38 - Phương pháp tính toán của Jemôskin

b. Tính bản chữ nhật trên nền đàn hồi

Đối với bản trên nền đàn hồi, phải chia bản thành những hình vuông bằng nhau và giả thiết đặt các thanh tựa tại trung tâm của chúng.

Khi chọn hệ cơ bản, loại bỏ các thanh và thay chúng bằng các lực chưa biết. Ngoài ra, đặt ngàm vào một tiết diện nào đó và lưu ý để sử dụng tính đối xứng của hệ.

Sau đó thay bản bằng các hệ dầm giao nhau. Giả thiết liên kết giữa các dầm chỉ có ở giao điểm của các trục của chúng mà tại đó ta đặt các thanh tựa (hình 2.39).



Hình 2.39 - Tính bản chữ nhật trên nền đàn hồi theo phương pháp tính toán của Jemôskin

2.9.5 Tính toán móng mềm theo mô hình lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn

2.9.5.1 Phạm vi áp dụng

- Khi nền là tầng đất có chiều dày hữu hạn trên đá cứng, lúc đó sẽ xảy ra hiện tượng tập trung ứng suất trong nền. Tuy nhiên, độ lún trong trường hợp này bé hơn khi coi nền là nửa không gian vì chiều dày của tầng chịu nén bé. Sự phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đế móng khi nền là lớp có chiều dày hữu hạn sẽ khác với sự phân bố ứng suất đó khi nền là nửa không gian, do vậy trị số moment uốn và lực cắt sẽ khác.

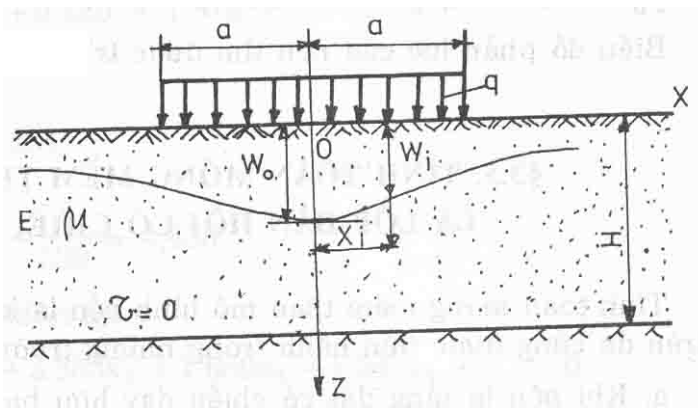
- Khi móng có diện tích đế lớn, đất có chiều dày lớn có thể coi là nửa không gian thì độ lún theo sơ đồ nửa không gian biến dạng tuyến tính sẽ lớn hơn nhiều so với kết quả quan trắc thực tế, nhưng nếu khi độ lún tính theo mô hình nền là lớp có chiều dày hữu hạn trên đá cứng thì kết quả lại khá phù hợp với thực tế. Điều này là do, khi đế móng lớn thì chiều dày lớp chịu nén cũng sẽ lớn, nhưng càng ở dưới sâu đất càng bị nén chặt hơn nên đất sẽ khó bị biến dạng hơn. Chính vì vậy, quy phạm quy định dùng mô hình đất có chiều dày hữu hạn khi móng có bề rộng $b > 10m$ hoặc đường kính $D > 10m$.

2.9.5.2 Các giả thiết

- Tầng chịu nén (kể từ đáy móng đến mặt lớp đá cứng) coi là đồng nhất có E và μ không thay đổi, quan hệ giữa biến dạng và ứng suất là tuyến tính.

- Dùng công thức của O.IA. Sekchio để tính độ lún của lớp đất đồng nhất biến dạng tuyến tính thay cho công thức của Flamant, cho rằng ứng suất tiếp xúc tại mặt tiếp xúc giữa tầng đất và tầng đá bằng 0.

2.9.5.3 Kết quả tính toán



Hình 2.40 - Sơ đồ móng mềm trên nền là lớp biến dạng tuyến tính trên đá cứng

Độ lún của điểm bất kỳ của mặt đất nền:

$$W_i = \frac{q(1-\mu^2)}{E} \cdot \frac{4h}{\pi} \int_0^{\infty} \frac{\text{Sh}^2 \alpha \cdot \cos \frac{X}{H} \alpha \cdot \sin \frac{a}{H} \alpha}{(\text{ch} \alpha \cdot \text{sh} \alpha + \alpha) \alpha^2} d\alpha \quad (2.85)$$

Sau khi biến đổi có:

$$W_i = \frac{qc}{\pi E} (1-\mu^2) \overline{W}_i \quad (2.86)$$

Trong đó:

- Độ lún của điểm bất kỳ nằm trên bề mặt của tầng chịu nén ở cách xa trục của đoạn dầm bị gia tải một khoảng $\frac{X}{c}$;

c - chiều dài đoạn dầm được chia ra;

\overline{W}_i - hệ số phụ thuộc vào $\frac{c}{H}$ và $\frac{X}{c}$ tra bảng.

2.9.6 Tính toán móng mềm theo phương pháp phần tử hữu hạn

2.9.6.1 Phạm vi áp dụng

2.10 Bài tập ví dụ

2.10.1 Thiết kế móng đơn

Ví dụ 2.1:

Thiết kế móng đơn dưới cột của một nhà khung bê tông cốt thép có tường chèn. Tiết diện cột 20 x 30 (cm); tiết diện cổ móng 30 x 40 (cm). Tải trọng tính toán dưới chân cột đặt tại mặt đất tự nhiên như sau:

$$N_o^t = 595 \text{ kN}; \quad M_o^t = 70 \text{ kNm}; \quad Q_o^t = 23 \text{ kN};$$

Nền đất từ trên xuống gồm 3 lớp, có chiều dày không đổi. Mực nước ngầm ở độ sâu -2,2 m kể từ mặt đất tự nhiên. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp như sau:

Lớp 1 dày 2,7 m:

Lớp	Thành phần hạt (%) tương ứng với các cỡ hạt										Độ ẩm tự nhiên (%)	Tỷ trọng hạt	P _t (MPa)	
	Hạt sỏi			Hạt cát					Hạt bụi					Hạt sét
				Thô	To	Vừa	Nhỏ	Mịn						
	>10	10-5	5-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,001	0,001-0,002	<0,002			
1				2	18	28	32	10	5	5		22,5	2,64	6,5

Lớp 2 dày 4,8 m; Lớp 3 chưa kết thúc dưới đáy hố khoan.

Lớp	W	W _L (%)	W _p (%)	γ _w kN/m ³	Tỷ trọng hạt	φ (độ)	c (kPa)	Kết quả thí nghiệm nén ép e-p với áp lực nén p (kPa)				q _c (MPa)
								100	200	300	400	
2	32,5	37,6	22,9	18,4	2,68	9°50'	14	0,888	0,854	0,827	0,814	1,06
3	28,6	44,7	29,2	19,1	2,71	20°00'	33	0,799	0,778	0,760	0,744	3,94

Trình tự tính toán như sau:

Bước 1: Đánh giá về điều kiện địa chất công trình

Căn cứ vào bảng số liệu địa chất ở trên, xác định tên, trạng thái của đất và tính toán các chỉ tiêu có liên quan.

Lớp 1:

- Xác định tên đất: lượng hạt có đường kính > 0,1 mm:

$$2 + 18 + 28 + 32 = 80\% > 75\%$$

Theo bảng 2 - TCVN 9362:2012, đất thuộc loại cát mịn.

- Xác định trạng thái của đất: căn cứ kết quả xuyên tĩnh q_c = 6,4 MPa; 12 MPa > q_c > 4 MPa; tra bảng 5 - TCVN 9362:2012, đất thuộc loại chặt vừa. Tương ứng hệ số rỗng e = 0,6 ÷ 0,75, nội suy từ q_c tìm được e = 0,705.

Vậy lớp 1 thuộc loại cát mịn chặt vừa.

- Xác định dung trọng tự nhiên:

$$\gamma_w = \frac{\Delta \gamma_n (1 + W)}{1 + e} = \frac{2,64 \times 10 \times (1 + 0,225)}{1 + 0,705} = 18,97 \text{ kN/m}^3$$

- Độ bão hòa:

$$G = \frac{\Delta W}{e} = \frac{2,64 \times 0,225}{0,705} = 0,84$$

Theo bảng 4 - TCVN 9362:2012, G trong khoảng 1 ÷ 0,8; vậy cát ở trạng thái no nước.

- Góc ma sát trong và lực dính: sử dụng hệ số rỗng e = 0,705 với cát hạt mịn, tra bảng B1 - TCVN 9362:2012, tìm được φ^{tc} = 29,8°; c^{tc} = 0. Trong tính toán dùng φ^{tt} = φ^{tc}/1,1 = 27,1° ≈ 27°2'.

- Mô-đun biến dạng E, xác định từ kết quả xuyên tĩnh: E = αq_c; với đất cát α = 1,5 ÷ 3; lấy trung bình α = 2,25 có :

$$E = 2,25 \times 6,4 = 14,4 \text{ MPa.}$$

Ở đây lưu ý rằng nếu E tính từ hệ số rỗng e, theo bảng B1 - TCVN 9362:2012 sẽ có giá trị là E = 22,5 MPa. Cần so sánh giữa E tính từ sức kháng xuyên tĩnh q_c và theo hệ số rỗng e, lấy giá trị nhỏ hơn để đảm bảo an toàn.

Lớp 2:

- Xác định tên đất theo chỉ số dẻo:

$$I_p = W_L - W_P = 0,376 - 0,229 = 0,147;$$

Theo bảng 6 - TCVN 9362:2012, $0,07 < I_p = 0,147 < 0,17$; đất thuộc loại á sét.

- Xác định trạng thái của đất theo chỉ số sệt:

$$I_s = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{0,325 - 0,229}{0,147} = 0,653$$

Theo bảng 7 - TCVN 9362:2012, $0,50 < I_s = 0,653 < 0,75$; đất ở trạng thái dẻo mềm.

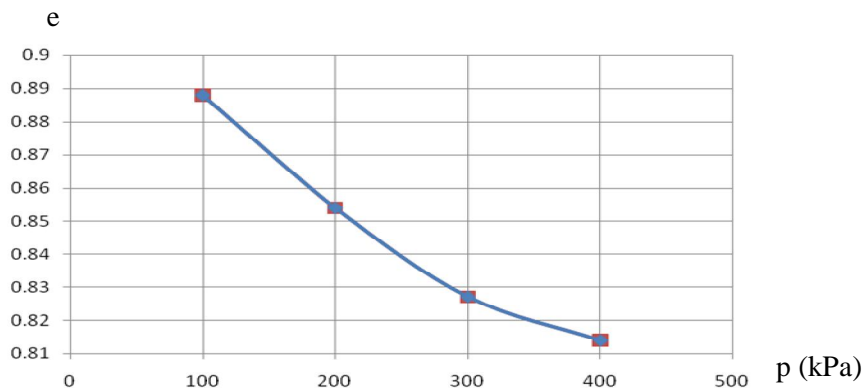
Vậy lớp 2 thuộc loại á sét dẻo mềm.

- Mô-đun biến dạng E, xác định từ kết quả xuyên tĩnh: $E = \alpha q_c$; với đất á sét dẻo mềm, $\alpha = 4,5 \div 7,5$; lấy trung bình $\alpha = 6$ có:

$$E = 6 \times 1,06 = 6,36 \text{ MPa.}$$

- Xác định hệ số nén trong khoảng áp lực 100 - 200 kPa ($1-2 \text{ kg/cm}^2$):

$$a_{100-200} = \frac{e_{100} - e_{200}}{P_{200} - P_{100}} = \frac{0,888 - 0,854}{200 - 100} = 0,00034 \text{ kPa}^{-1}$$



Hình 2.41 - Biểu đồ quan hệ e-p lớp đất 2

Lớp 3:

- Xác định tên đất theo chỉ số dẻo:

$$I_p = W_L - W_P = 0,447 - 0,292 = 0,155;$$

Theo bảng 6 - TCVN 9362:2012, $0,07 \leq I_p = 0,155 \leq 0,17$; đất thuộc loại á sét.

- Xác định trạng thái của đất theo chỉ số sệt:

$$I_s = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{0,286 - 0,292}{0,155} = -0,04$$

Theo bảng 7 - TCVN 9362:2012, $I_s = -0,4 \leq 0$; đất ở trạng thái cứng.

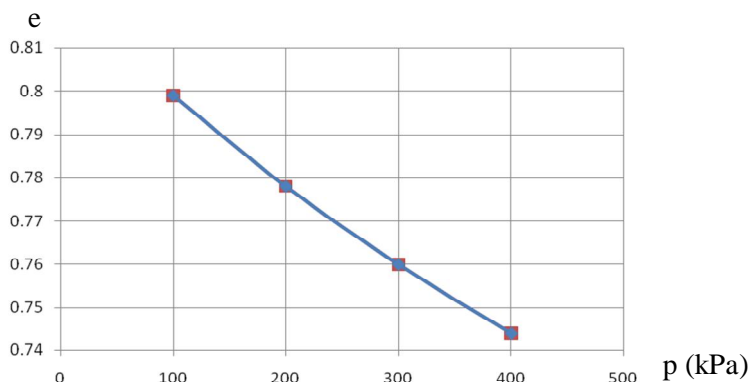
Vậy lớp 3 thuộc loại á sét cứng.

- Mô-đun biến dạng E, xác định từ kết quả xuyên tĩnh: $E = \alpha q_c$; với đất á sét cứng, $\alpha = 5 \div 8$; lấy trung bình $\alpha = 6,5$ có:

$$E = 6,5 \times 3,94 = 25,61 \text{ MPa.}$$

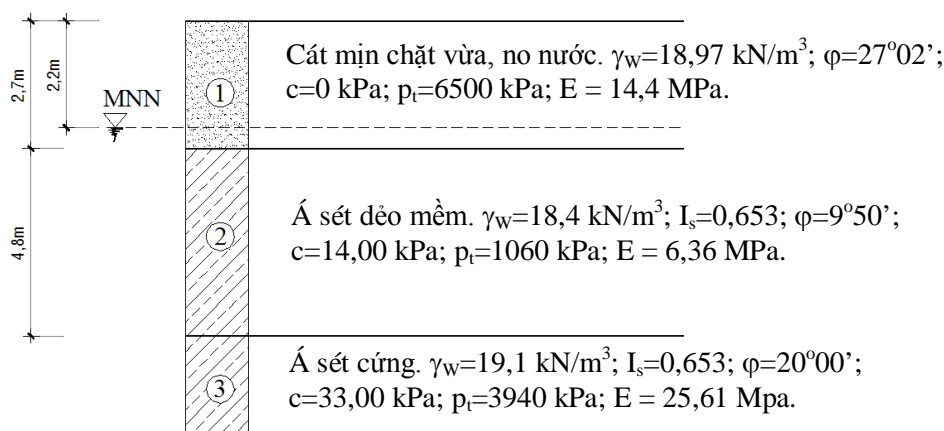
- Xác định hệ số nén trong khoảng áp lực 100 - 200 kPa (1-2 kG/cm²):

$$a_{100-200} = \frac{e_{100} - e_{200}}{P_{200} - P_{100}} = \frac{0,799 - 0,778}{200 - 100} = 0,00021 \text{ kPa}^{-1}$$



Hình 2.42 - Biểu đồ quan hệ e-p lớp đất 3

Nhận xét: qua các chỉ tiêu như trên, ta nhận thấy lớp 1 là lớp đất tốt có thể sử dụng phương án móng nông trên nền tự nhiên, đặt móng trực trên lớp đất này. Tuy nhiên lớp 1 chỉ có chiều dày 2,7 m, cần chọn chiều sâu đặt móng vừa phải để tận dụng khả năng làm việc của lớp 1 còn lại và phải kiểm tra điều kiện áp lực tại đỉnh lớp đất 2 là lớp đất yếu.



Hình 2.43 – Sơ đồ trụ địa chất công trình

Bước 2: Xác định tải trọng tiêu chuẩn tác dụng xuống móng.

Giá trị tiêu chuẩn xác định theo công thức:

$$A^{tc} = \frac{A^{tt}}{k_{tc}}$$

Với k_{tc} - hệ số vượt tải, có thể lấy trung bình cho các loại tải trọng do kết cấu bên trên là 1,15. Ta tìm được tải trọng tiêu chuẩn như sau:

$$N_o^{tc} = 517,4 \text{ kN}; \quad M_o^{tc} = 60,9 \text{ kNm}; \quad Q_o^{tc} = 20,0 \text{ kN};$$

Bước 3: Xác định cường độ tính toán của đất nền

Giả thiết chiều rộng móng $b = 1,5 \text{ m}$;

Chọn chiều sâu đặt móng $h = 1,5 \text{ m}$.

Cường độ tính toán của đất nền xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc_{II} - \gamma_{II}h_0)$$

Trong đó:

$m_1 = 1,2$ - đáy móng là cát mịn no nước;

$m_2 = 1,1$ - giả thiết tỷ số $L/H \geq 4$;

$k_{tc} = 1,0$ - các chỉ tiêu cơ lý của đất xác định bằng thí nghiệm trực tiếp;

$\varphi_{II} = \varphi_{tc} = 28^\circ 2'$; tra bảng 2.1 có: $A = 0,91$; $B = 4,65$; $C = 7,15$;

$c_{II} = 0$;

$\gamma_{II} = \gamma'_{II} = 18,97 \text{ kN/m}^3$ - đáy móng nằm trên mực nước ngầm;

$h_0 = 0$ - công trình không có tầng hầm.

Thay số vào công thức trên, ta có:

$$R = \frac{1,2 \times 1,1}{1,0} (0,91 \times 1,5 \times 18,97 + 4,65 \times 1,5 \times 18,97 + 7,15 \times 0)$$

$$R = 208,84 \text{ kPa.}$$

Bước 4: Xác định kích thước sơ bộ của đáy móng.

Diện tích sơ bộ đáy móng xác định theo công thức:

$$A_{sb} = k \frac{N_o^{tc}}{R - \gamma_{tb} h} = 1,2 \times \frac{517,4}{208,84 - 20 \times 1,5} = 3,47 \text{ m}^2$$

Do móng chịu tải lệch tâm nên chọn đáy móng hình chữ nhật, tỷ số giữa các cạnh $k_n = 1,5$. Cạnh ngắn của móng là:

$$b = \sqrt{\frac{A_{sb}}{k_n}} = \sqrt{\frac{3,47}{1,5}} = 1,52 \text{ m}$$

Cạnh dài: $l = k_n b = 1,5 \times 1,52 = 2,28 \text{ m}$

Chọn kích thước móng $b \times l = 1,5 \times 2,3 \text{ (m)}$

Bước 5: Kiểm tra điều kiện áp lực tại đáy móng

Điều kiện kiểm tra:

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} \leq R \\ p_{max}^{tc} \leq 1,2R \end{cases}$$

Áp lực tiêu chuẩn trung bình tại đáy móng:

$$p_{max,min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{lb} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right)$$

Trong đó:

$$N^{tc} = N_o^{tc} + G = 517,4 + 1,5 \times 2,3 \times 1,5 \times 20 = 620,9 \text{ kN};$$

$$M^{tc} = M_o^{tc} + Q_o^{tc} h_Q = 60,9 + 20 \times 1,5 = 90,9 \text{ kNm.}$$

$$e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{90,9}{620,9} = 0,146m$$

Thay số vào ta có:

$$p_{\max, \min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{lb} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) = \frac{620,9}{2,3 \times 1,5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,146}{2,3} \right)$$

$$p_{\max}^{tc} = 248,36 \text{ kPa}; \quad p_{\min}^{tc} = 111,58 \text{ kPa}$$

$$p_{tb}^{tc} = \frac{p_{\max}^{tc} + p_{\min}^{tc}}{2} = \frac{248,36 + 111,58}{2} = 179,97 \text{ kPa}$$

So sánh: $p_{\max}^{tc} = 248,36 \text{ kPa} < 1,2R = 1,2 \times 208,84 = 250,61 \text{ kPa}$;

$$p_{tb}^{tc} = 111,58 \text{ kPa} < R = 208,84 \text{ kPa}$$

Kích thước móng đã chọn thỏa mãn điều kiện áp lực tại đáy móng.

Lưu ý:

- Kết quả so sánh ở trên được xem là hợp lý khi một trong hai cặp trên không nhỏ hơn quá 10%;

- Chiều rộng móng theo kết quả tính toán là 1,5m đúng bằng với chiều rộng giả thiết ở bước 3. Nếu khi chọn lại b nhỏ hơn hoặc lớn hơn b giả thiết phải tính toán lại R tương ứng với b đã chọn.

Bước 6: Kiểm tra điều kiện áp lực tại đỉnh lớp đất yếu

Lớp đất 2 là lớp đất yếu hơn so với lớp 1 (thông qua các giá trị góc ma sát trong φ và mô-đun biến dạng E) ở độ sâu -2,7 m, mực nước ngầm ở độ sâu -2,2 m.

Điều kiện kiểm tra:

$$p_z + p_d \leq R_z$$

Trọng lượng riêng hiệu quả của các lớp đất:

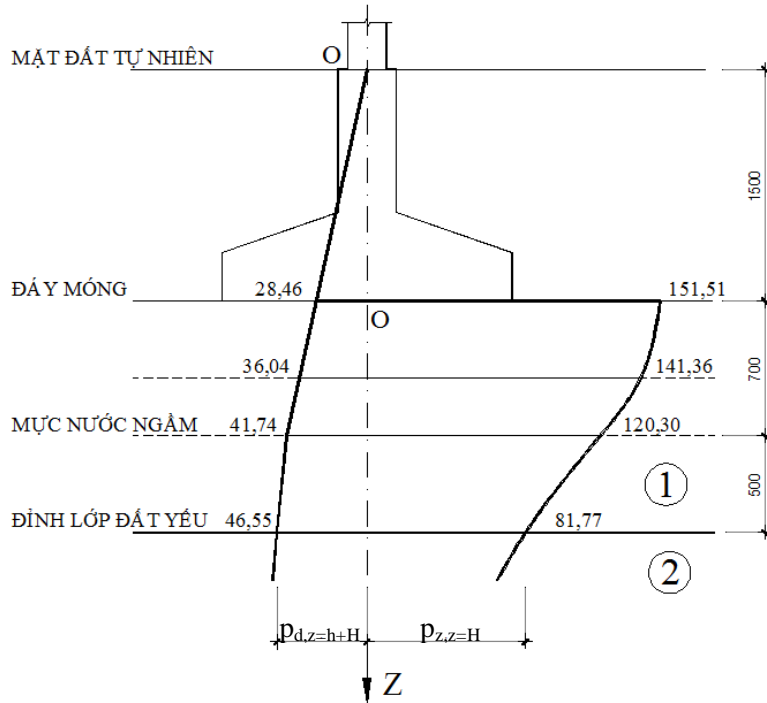
- Từ mặt đất đến mực nước ngầm: $\gamma = \gamma_1 = 18,97 \text{ kN/m}^3$

- Từ mực nước ngầm đến đáy lớp 1: $\gamma = \gamma_{dn1}$

$$\gamma_{dn1} = \frac{(\Delta_1 - 1)\gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,64 - 1) \times 10}{1 + 0,705} = 9,62 \text{ kN/m}^3$$

- Từ mặt lớp 2 đến đáy lớp 2: $\gamma = \gamma_{dn2}$

$$\gamma_{dn2} = \frac{(\gamma_s - \gamma_n)\gamma}{\gamma_s(1 + W)} = \frac{(26,8 - 10) \times 18,4}{26,8(1 + 0,325)} = 8,71 \text{ kN/m}^3$$



Hình 2.44 - Kiểm tra điều kiện áp lực tại đỉnh lớp đất yếu

- Áp lực do trọng lượng bản thân của đất tại đáy móng:

$$p_{d,z=1,5m} = \gamma_1 h_{11} = 18,97 \times 1,5 = 28,46 \text{ kPa}$$

- Áp lực do trọng lượng bản thân của đất tại mực nước ngầm:

$$p_{d,z=2,2m} = p_{dz=1,5m} + \gamma_1 h_{12} = 28,46 + 18,97 \times 0,7 = 41,74 \text{ kPa}$$

- Áp lực do trọng lượng bản thân của đất tại đỉnh lớp đất yếu:

$$p_{d,z=2,7m} = p_{dz=2,2m} + \gamma_{dn1} h_{13} = 41,74 + 9,62 \times 0,5 = 46,55 \text{ kPa}$$

- Áp lực phụ thêm do tải trọng công trình tại đáy móng:

$$p_o = p_{tb}^{tc} - p_{dz=1,5m} = 179,97 - 28,46 = 151,51 \text{ kPa}$$

- Áp lực phụ thêm do tải trọng công trình tại đáy lớp 1:

$$p_{z=1,2m} = \alpha p_o$$

$$K_o = f\left(\frac{1}{b}; \frac{2z}{b}\right) = f\left(\frac{2,2}{1,5} = 1,47; \frac{2 \times 1,2}{1,5} = 1,60\right) = 0,541$$

$$p_{z,z=2,7m} = 0,541 \times 151,51 = 81,97 \text{ kPa}$$

Tổng áp lực tại đỉnh lớp đất yếu:

$$p_{d,z=2,7m} + p_{z,z=1,2m} = 46,55 + 81,97 = 128,52 \text{ kPa}$$

Cường độ tính toán của lớp đất yếu:

$$R_z = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b_z \gamma_{II} + B h_z \gamma'_{II} + D c_{II})$$

Trong đó:

$m_1 = 1,1$ - nền là á sét dẻo mềm;

$m_2 = 1,0$ - giả thiết tỷ số $L/H \geq 4$;

$k_{tc} = 1,0$ - các chỉ tiêu cơ lý của đất xác định bằng thí nghiệm trực tiếp;

$\varphi_{II} = \varphi_{tc} = 9^{\circ}50'$; tra bảng 2.1 có: $A = 0,177$; $B = 1,715$; $C = 4,150$;

$c_{II} = 0,14 \text{ kG/cm}^2 = 14 \text{ kPa}$;

$\gamma_{II} = \gamma_{dn2} = 8,71 \text{ kN/m}^3$;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1(h_{11} + h_{12}) + \gamma_{dn1}h_{13}}{h_{12} + h_{12} + h_{13}} = \frac{18,97 \times (1,5 + 0,7) + 9,62 \times 0,5}{1,5 + 0,7 + 0,5} = 17,24 \text{ kN/m}^3$$

$h_z = 2,7 \text{ m}$ - (khoảng cách từ mặt đất đến đỉnh lớp đất yếu);

Diện tích đáy móng quy ước:

$$A_z = \frac{N^{tc}}{p_{oz}} = \frac{p_{tb}^{tc} A_m}{p_{oz}} = \frac{179,97 \times 2,3 \times 1,5}{81,97} = 7,57 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{1-b}{2} = \frac{2,3-1,5}{2} = 0,4 \text{ m}$$

Chiều rộng móng khối quy ước:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{7,57 + 0,4^2} - 0,4 = 2,38 \text{ m}$$

Thay số vào công thức trên, ta có:

$$R_z = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} (0,177 \times 2,38 \times 8,71 + 1,715 \times 2,2 \times 17,24 + 4,15 \times 14)$$

$$R_z = 155,73 \text{ kPa}$$

So sánh: $p_{d,z=2,7m} + p_{z,z=1,2m} = 128,52 \text{ kPa} < R_z = 155,73 \text{ kPa}$, thỏa mãn điều kiện áp lực tại đỉnh lớp đất yếu.

Bước 7: Kiểm tra nền theo trạng thái giới hạn I và II

Công trình không nằm trong phạm vi mái dốc, các móng trong công trình không có khả năng xảy ra trượt cục bộ hoặc bị lật, do vậy không cần kiểm tra nền theo trạng thái giới hạn I.

Công trình thuộc dạng nhà khung bê tông cốt thép có tường chèn, theo bảng 16 - TCVN 9362:2012 có:

- Độ lún tuyệt đối lớn nhất $S_{gh} = 8 \text{ cm}$;

- Độ lún lệch tương đối $[\Delta S/L]_{gh} = 0,001$.

Tính toán độ lún theo phương pháp tổng độ lún các lớp phân tố bằng cách chia nền đất thành những lớp phân tố đồng nhất có chiều dày $h_i \leq b/4$. Đối với lớp cát mịn, khoảng cách từ đáy móng đến mực nước ngầm là 0,7 m, khoảng cách từ mực nước ngầm đến đỉnh lớp 2 là 0,5 m. Lớp 1 sẽ được chia thành 3 lớp phân tố có chiều dày 0,4; 0,3 và 0,5 m. Lớp 2, chia các lớp phân tố có chiều dày là 0,4 m.

Áp lực phụ thêm do tải trọng công trình ở độ sâu z kể từ đáy móng:

$$p_z = \alpha p_o = \alpha \times 151,51 \text{ kPa}$$

Trong đó α - hệ số tra bảng phụ thuộc vào tỷ số $2z/b$ và $l/b = 2,3/1,5 = 1,533$.

Lập bảng tính toán độ lún như sau:

Lớp đất	Điểm	z (m)	$2z/b$	α	$p_z = \alpha p_o$ (kPa)	p_{dz} (kPa)
Cát mịn	0	0	0	1,000	151,51	28,46

	1	0,4	0,53	0,933	141,36	36,04
	2	0,7	0,93	0,794	120,30	41,74
	3	1,2	1,60	0,540	81,77	46,55
Á sét	4	1,6	2,13	0,393	59,58	50,53
	5	2,0	2,67	0,289	43,75	53,32
	6	2,4	3,20	0,217	32,85	57,00
	7	2,8	3,73	0,170	25,70	60,47
	8	3,2	4,27	0,135	20,43	63,97
	9	3,6	4,80	0,109	16,54	67,47
	10	4,0	5,33	0,091	13,74	70,97

Tại đáy lớp 10 có $p_z = 13,74 \text{ kPa} < 0,2 p_{dz} = 70,94 \times 0,2 = 14,19 \text{ kPa}$, do vậy ta dùng tính lún tại lớp này.

- Độ lún của lớp cát mịn:

$$S_1 = \beta \sum_1^n \frac{p_i h_i}{E_i} = \frac{0,8}{14400} \left(\frac{0,4}{2} \times 151,51 + \frac{0,4+0,3}{2} \times 141,36 + \frac{0,3+0,5}{2} \times 120,30 + \frac{0,5}{2} \times 81,77 \right)$$

$$= 0,008 \text{ (m)}$$

- Độ lún của lớp á sét, do lớp này có kết quả thí nghiệm nén lún, độ lún của các lớp phân tổ xác định theo công thức:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Trong đó:

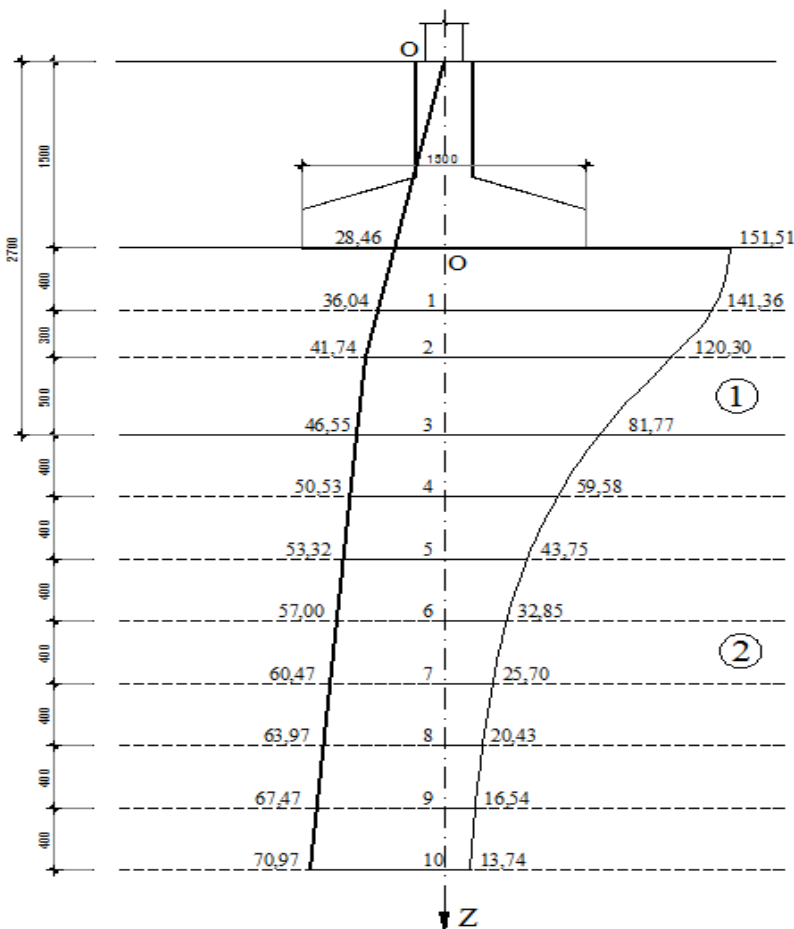
e_{1i} - hệ số rỗng ứng với áp lực nén p_{1i} (do trọng lượng bản thân của đất);

e_{2i} - hệ số rỗng ứng với áp lực nén p_{2i} (do trọng lượng bản thân của đất và áp lực phụ thêm do tải trọng công trình).

Lưu ý: Các giá trị p_{1i} và p_{2i} được tính tại điểm giữa của các lớp phân tổ.

Việc tính toán được lập thành bảng sau:

Lớp đất	$p_z = K_0 p_{oz}$ (kPa)	p_{1i} (kPa)	p_{2i} (kPa)	e_{1i}	e_{2i}	S_i (m)
4	70,68	48,54	119,22	0,914	0,881	0,0068
5	51,67	51,93	103,60	0,913	0,887	0,0054
6	38,30	55,61	93,91	0,911	0,891	0,0041
7	29,28	58,74	88,02	0,909	0,894	0,0031
8	23,07	62,24	85,31	0,907	0,895	0,0025
9	18,49	65,74	84,23	0,905	0,896	0,0020
10	15,14	69,24	84,38	0,904	0,896	0,0016
Cộng S_2						0,0255



Hình 2.45 - Biểu đồ áp lực do tải trọng bản thân và do tải trọng công trình

- Độ lún tổng cộng:

$$S = S_1 + S_2 = 0,0080 + 0,0255 = 0,0355 \text{ m} = 3,55 \text{ cm} < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

Thỏa mãn điều kiện về độ lún giới hạn.

Lưu ý:

Độ lún của lớp á sét (lớp 2) cũng có thể tính toán dựa vào mô-đun biến dạng $E = 6,36 \text{ MPa} = 6360 \text{ kPa}$ như sau:

$$S_2 = \frac{0,8 \times 0,4}{6360} \left(\frac{81,77}{2} + 59,58 + 43,75 + 32,85 + 25,70 + 20,43 + 16,54 + \frac{13,74}{2} \right) = 0,013 \text{ (m)}$$

Kết quả cho thấy rằng độ lún tính hệ số rỗng (từ kết quả nén ép) gần gấp đôi so với độ lún từ mô-đun biến dạng E . Điều này được giải thích như sau: do mô-đun biến dạng E được tính từ kết quả xuyên tĩnh p_t với hệ số α được lấy trung bình theo giá trị kinh nghiệm với một khoảng dao động khá lớn, còn hệ số rỗng được xác định trực tiếp từ kết quả nén ép, do vậy kết quả này sẽ cho kết quả tính toán độ lún tin cậy hơn.

Từ đó kiến nghị rằng khi có thực hiện thí nghiệm nén ép trong phòng, nên sử dụng kết quả thí nghiệm này để tính toán độ lún.

Bước 8: Tính toán độ bền và cấu tạo móng

a. Xác định chiều cao móng

Lựa chọn bê tông móng cấp độ bền B20, $R_b = 11500$ kPa; $R_{bt} = 900$ kPa.

Thép đường kính ≥ 10 mm loại AII, $R_s = 280000$ kPa.

Áp lực tính toán dưới đáy móng:

$$p_{\max, \min}^{tt} = \frac{N^{tt}}{lb} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right)$$

Trong đó:

$$N^{tt} = N_o^{tt} + G^{tt} = 595 + 1,1 \times 1,5 \times 2,3 \times 1,5 \times 20 = 708,85 \text{ kN};$$

$$M^{tt} = M_o^{tt} + Q_o^{tt} h_Q = 70 + 23 \times 1,5 = 104,50 \text{ kNm.}$$

$$e = \frac{M^{tt}}{N^{tt}} = \frac{104,50}{708,85} = 0,147 \text{ m}$$

Thay số:

$$p_{\max, \min}^{tt} = \frac{N^{tt}}{lb} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) = \frac{708,85}{2,3 \times 1,5} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,147}{2,3} \right)$$

$$p_{\max}^{tt} = 284,26 \text{ kPa}; \quad p_{\min}^{tt} = 126,66 \text{ kPa}$$

$$p_{tb}^{tt} = \frac{p_{\max}^{tt} + p_{\min}^{tt}}{2} = \frac{284,26 + 126,66}{2} = 205,46 \text{ kPa}$$

Chiều cao móng theo điều kiện chịu uốn xác định theo công thức:

$$h_o \geq L \sqrt{\frac{P_o^{tt} l^{tt}}{0,4 l_{tr} R_b}}$$

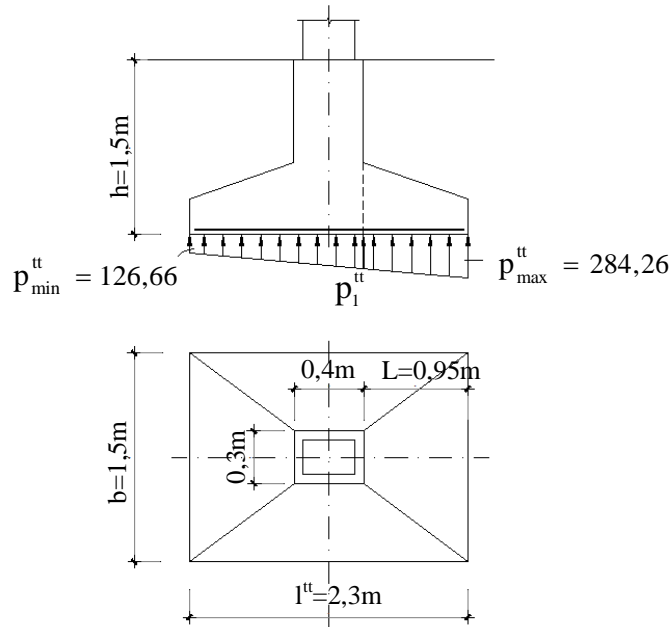
Trong đó:

$$l^{tt} = 2,3 \text{ m}; \quad R_b = 11500 \text{ kPa}; \quad l_{tr} = l_c = 0,4 \text{ m}; \quad L = \frac{l - l_c}{2} = \frac{2,3 - 0,4}{2} = 0,95 \text{ m};$$

$p_o^{tt} = \frac{p_1^{tt} + p_{\max}^{tt}}{2}$, từ hình vẽ trên ta có:

$$p_1^{tt} = p_{\max}^{tt} - \frac{L(p_{\max}^{tt} - p_{\min}^{tt})}{l_{tt}} = 284,26 - \frac{0,95(284,26 - 126,66)}{2,3} = 219,16 \text{ kPa}$$

$$p_o^{tt} = \frac{p_1^{tt} + p_{\max}^{tt}}{2} = \frac{219,16 + 284,26}{2} = 271,51 \text{ kPa}$$



Hình 2.46 – Xác định chiều cao của đế móng

Thay số:

$$h_o \geq L \sqrt{\frac{P_o^{tt} l^{tt}}{0,4 l_{tt} R_b}} = 0,95 \sqrt{\frac{271,51 \times 2,3}{0,4 \times 0,4 \times 11500}} = 0,55 \text{ m}$$

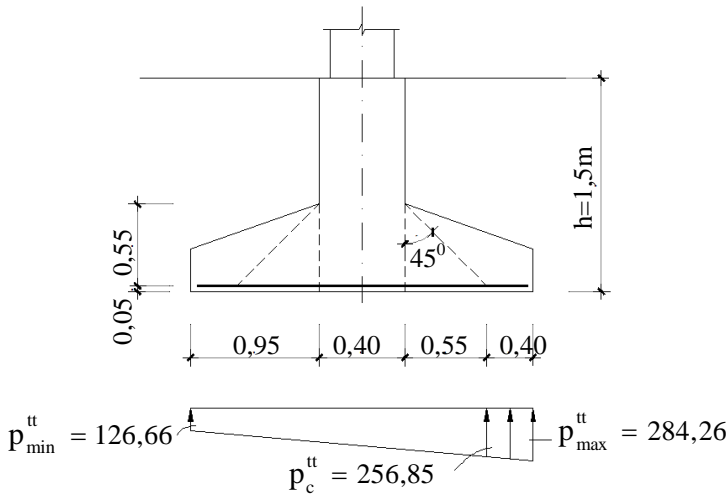
Chọn chiều cao tổng cộng của móng $h = 0,6 \text{ m}$. Đáy móng có cấu tạo lớp bê tông lót móng, chiều dày lớp bê tông bảo vệ móng $a_{bv} = 3,5 \text{ cm}$, do đó $a = 3,5 + \phi/2 \approx 5 \text{ cm}$. Vậy chiều cao làm việc của móng $h_o = 55 \text{ cm}$.

Kiểm tra chọc thủng đáy móng ở phía có p_{max}^{tt} :

Lực gây chọc thủng:
$$N_{ct} = \frac{(p_{ct}^{tt} + p_{max}^{tt})}{2} l_{ct} b$$

Trong đó:
$$p_c^{tt} = p_{max}^{tt} - \frac{l_{ct} (p_{max}^{tt} - p_{min}^{tt})}{l_{tt}} = 284,26 - \frac{0,4 (284,26 - 126,66)}{2,3} = 256,85 \text{ kPa}$$

$$N_{ct} = \frac{(p_c^{tt} + p_{max}^{tt})}{2} l_{ct} b = \frac{256,85 + 284,26}{2} \times 0,4 \times 1,5 = 162,33 \text{ kN}$$



Hình 2.47 – Kiểm tra chọc thủng đế móng

Khả năng chống chọc thủng:

$$\phi = \alpha R_{bt} b_{tb} h_o$$

Trong đó: $\alpha = 1$ (với bê tông nặng);

b_{tb} - chiều rộng trung bình của mặt chọc thủng:

$$b_{tb} = \frac{b_c + b_d}{2} = b_c + h_o = 0,3 + 0,55 = 0,85 \text{ m}$$

Thay số:

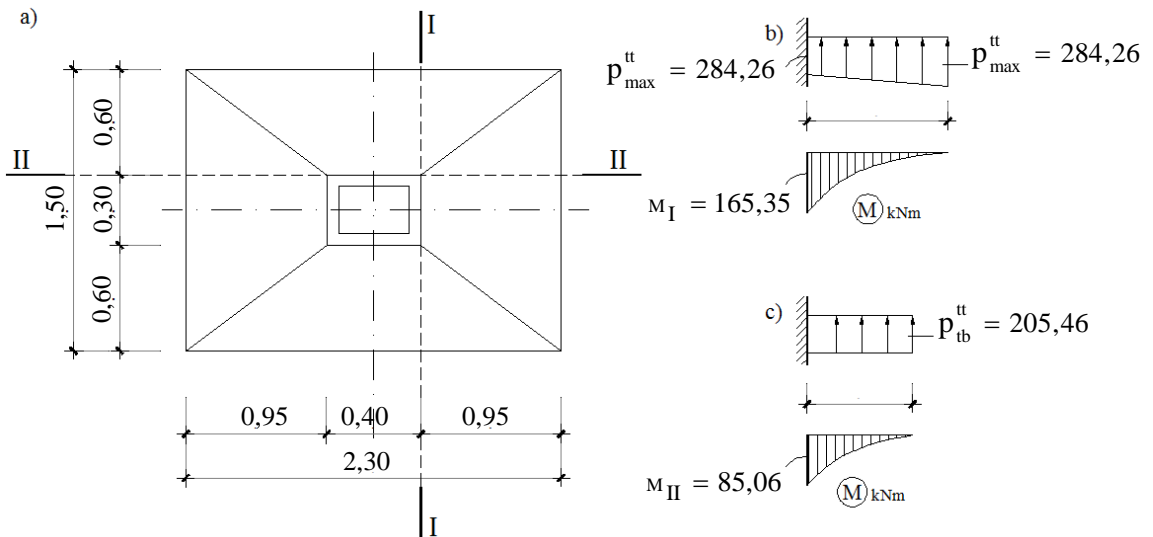
$$\phi = 1 \times 900 \times 0,85 \times 0,55 = 420,75 \text{ kN}$$

So sánh: $N_{ct} = 162,33 \text{ kN} < \phi = 420,75 \text{ kN}$

Như vậy chiều cao móng thỏa mãn điều kiện chống chọc thủng.

b. Tính toán cốt thép đế móng.

Về sơ đồ tính, xem đáy móng như một dầm côn-xôn ngàm tại mép cổ móng, chịu tải trọng phân bố do phản lực của đất nền. Dùng 2 mặt cắt I-I và II-II đi qua mép cột theo 2 phương (hình vẽ).



Hình 2.48 – Sơ đồ tính toán cốt thép cho đế móng

a) Mặt bằng; b) Sơ đồ tính từ mặt cắt I-I; c) Sơ đồ tính từ mặt cắt II-II

- Mô-men theo phương cạnh dài (mép cổ móng theo mặt cắt I-I):

$$M_I = \left(\frac{2p_{\max}^{tt} + p_1^{tt}}{6} \right) L^2 b = \left(\frac{2 \times 256,85 + 219,16}{6} \right) \times 0,95^2 \times 1,5 = 165,35 \text{ kNm}$$

- Mô-men theo phương cạnh ngắn (mép cổ móng theo mặt cắt II-II):

$$M_{II} = p_{tb}^{tt} \frac{(b-b_c)^2}{8} l = 205,46 \times \frac{(1,5-0,3)^2}{8} \times 2,3 = 85,06 \text{ kNm}$$

- Diện tích cốt thép theo phương cạnh dài:

$$A_{s1} = \frac{M_I}{0,9 h_o R_s} = \frac{165,35}{0,9 \times 0,55 \times 280000} = 0,001193 \text{ m}^2 = 11,93 \text{ cm}^2$$

Chọn thép 11φ12 có $A_{s1} = 12,44 \text{ cm}^2$; Khoảng cách giữa tim các thanh thép:

$$a_1 = \frac{150 - (2 \times 2,5 + 1,2)}{11 - 1} = 14,38 \text{ cm}$$

- Diện tích cốt thép theo phương cạnh ngắn:

$$A_{s2} = \frac{M_{II}}{0,9 h_o R_s} = \frac{85,06}{0,9 \times 0,55 \times 280000} = 0,000614 \text{ m}^2 = 6,14 \text{ cm}^2$$

Nếu chọn thép φ10 có diện tích mặt cắt 1 thanh là $0,7854 \text{ cm}^2$; số thanh thép cần thiết là $6,14 / 0,7854 = 7,8$ cây ≈ 8 cây. Khoảng cách giữa các thanh thép:

$$a_2 = \frac{230 - (2 \times 2,5 + 1,0)}{8 - 1} = 32,00 \text{ cm}$$

Lúc này cần kết hợp với điều kiện cấu tạo, chọn thép φ10a200.

Ví dụ 2.2:

Thiết kế móng đơn dưới cột của một nhà khung bê tông cốt thép có tường chèn.