

TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI
PGS. TS. NGUYỄN NGỌC BÍCH

CÁC PHƯƠNG PHÁP

CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



PGS. TS. NGUYỄN NGỌC BÍCH

CÁC PHƯƠNG PHÁP
CẢI TẠO ĐẤT YẾU
TRONG XÂY DỰNG

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2010

LỜI NÓI ĐẦU

Hiện nay, trên thế giới đang xuất hiện rất nhiều phương pháp cải tạo đất yếu khác nhau nhằm nâng cao độ bền, giảm tổng độ lún và độ lún lệch, rút ngắn thời gian thi công, giảm giá thành xây dựng, và các đặc trưng khác liên quan tới việc xây dựng – khai thác từng dự án cụ thể.

Cuốn sách được chia thành ba phần riêng biệt:

Phần I (từ chương 1 đến chương 4) mô tả các tính chất xây dựng cơ bản của đất, những ảnh hưởng của nước dưới đất và động đất đến ổn định của nền công trình.

Phần II (từ chương 5 đến chương 9) giới thiệu các phương pháp cải tạo đất yếu bằng giếng tiêu nước thẳng đứng (giếng cát, cọc cát nén chặt, trụ đá, và bấc thấm); phương pháp cải tạo đất yếu bằng các trụ đất xi măng/vôi - phương pháp trộn sâu; hướng dẫn tính toán – thiết kế và thi công các loại tường chắn cũng như sườn dốc đất có cốt (kể cả tường chắn bằng rọ đá).

Phần III (từ chương 10 đến chương 12) giới thiệu một số phương pháp thí nghiệm hiện trường trong địa kỹ thuật xây dựng.

Cuốn sách này rất có ích cho các kỹ sư chuyên ngành Cầu - Đường, các kỹ sư Xây Dựng, và kỹ sư Địa Kỹ Thuật Xây Dựng quan tâm đến những vấn đề cải tạo nền đất yếu, cũng như tính toán ổn định các loại tường chắn và sườn dốc đất có cốt.

Cuối cùng, tác giả xin chân thành cảm ơn Nhà xuất bản Xây dựng vì những đóng góp quan trọng và nhanh chóng cho ra mắt bạn đọc cuốn sách này.

Tác giả

ĐẤT XÂY DỰNG

Chương 1

THÀNH PHẦN VÀ TÍNH CHẤT CƠ BẢN CỦA ĐẤT

1.1. KHÁI NIỆM CHUNG

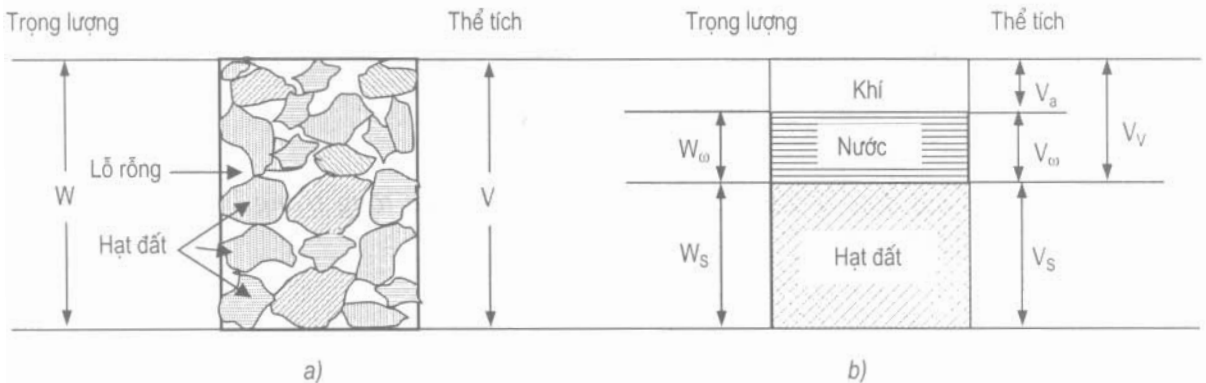
Đất là tập hợp các hạt khoáng vật khác nhau, nếu trong các lỗ rỗng của đất có chứa khí và nước - đó là hệ ba pha. Đại bộ phận bề mặt quả đất được bao phủ bằng đất đá khác nhau, và chúng được dùng rộng rãi làm nền cho nhiều công trình xây dựng khác nhau. Đặc trưng của đất bao gồm tính chất vật lý, tính cơ học (tính bền và tính biến dạng) và các tính chất đặc biệt khác.

Trong chương này bao gồm tám phần chính: 1) Các tương quan thể tích – trọng lượng cho đất thuộc hệ ba pha; 2) Thành phần cấp phối hạt đất; 3) Các khoáng vật sét; 4) Trạng thái đất; 5) Độ ẩm chặt; 6) Tính thấm nước; 7) Áp lực nước lỗ rỗng, và 8) Các hệ thống phân loại đất.

1.2. CÁC TƯƠNG QUAN THỂ TÍCH – TRỌNG LƯỢNG

1.2.1. Các định nghĩa cơ bản

Hình 1.1 a biểu diễn một khối đất có tổng thể tích, V , và tổng trọng lượng, W . Nếu đất là hệ ba pha (pha rắn + nước + khí) thì có thể biểu diễn nó như trên hình 1.1 b.



Hình 1.1. Tương quan giữa thể tích – trọng lượng của hỗn hợp đất

- Tổng trọng lượng đất, W , là: $W = W_s + W_w$ (1.1)

- Tổng thể tích đất, V , là: $V = V_s + V_w + V_a$ (1.2)

- Thể tích lỗ rỗng, V_v , là: $V_v = V_m + V_a$ (1.3)

Trong đó: W_s - trọng lượng các hạt đất;

W_m - trọng lượng nước;

V_s - thể tích các hạt đất;

V_m - thể tích nước trong các lỗ rỗng;

V_a - thể tích khí trong các lỗ rỗng.

Giả thiết trọng lượng khí bằng không, khi đó các tương quan thể tích thường sử dụng trong địa kỹ thuật là: hệ số rỗng; độ rỗng; và mức độ bão hoà nước.

1) Hệ số rỗng, e , là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng (V_v) với thể tích các hạt đất (V_s):

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.4)$$

2) Độ rỗng, n , là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng (V_v) với tổng thể tích mẫu đất (V):

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (1.5)$$

Vì $V = V_s + V_v$, nên ta có:

$$n = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{V_v / V_s}{V_s / V_s + V_v / V_s} = \frac{e}{1 + e} \quad (1.6)$$

3) Mức độ bão hoà nước, S_r , là tỷ số giữa thể tích nước với thể tích lỗ rỗng và thường được biểu diễn bằng phần trăm :

$$S_r (\%) = \frac{V_m}{V_v} \times 100 \quad (1.7)$$

4) Độ ẩm, W , là tỷ số giữa trọng lượng nước với trọng lượng các hạt đất, và thường được biểu diễn bằng phần trăm :

$$W (\%) = \frac{W_m}{W_s} \times 100 \quad (1.8)$$

5) Trọng lượng đơn vị đất tự nhiên, γ , là tỷ số giữa tổng trọng lượng với thể tích mẫu đất:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1.9)$$

6) Trọng lượng đơn vị đất khô, γ_d , là tỷ số giữa trọng lượng của các hạt đất với tổng thể tích của mẫu đất:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (1.10)$$

7) Trọng lượng đơn vị của các hạt đất, γ_s , là tỷ số giữa trọng lượng của các hạt đất với thể tích của chúng, V_s :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (1.11)$$

8) Trọng lượng đơn vị dầy nổi của đất, hay còn gọi là trọng lượng hữu hiệu, γ' , được lấy bằng trọng lượng đơn vị bão hoà của đất trừ đi trọng lượng đơn vị của nước, γ_m :

$$\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_m \quad (1.12)$$

$$\gamma' = \frac{W_s - V_s \cdot \gamma_m}{V_s + V_v} = \frac{W_s / V_s - V_s \cdot \gamma_m / V_s}{V_s / V_s + V_v / V_s} = \frac{\gamma_s - \gamma_m}{1 + e} \quad (1.13)$$

hay,

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_m)(1 - n) \quad (1.14)$$

9) Tỷ trọng hạt của đất, G_s , được xác định bằng công thức sau :

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_m} = \frac{V_s \cdot \gamma_s}{V_s \cdot \gamma_m} = \frac{\gamma_s}{\gamma_m} \quad (1.15)$$

10) Khối lượng đơn vị (hay độ chặt) của đất, ρ :

Danh từ khối lượng đơn vị (hay độ chặt) của đất ở đây được dùng để biểu diễn tỷ số giữa khối lượng (M) với trọng lượng của một loại vật liệu bất kỳ. Đôi khi, trong thực tế người ta còn sử dụng danh từ này để biểu diễn trọng lượng đơn vị của vật liệu.

Khối lượng đơn vị được ký hiệu bằng chữ ρ . Do đó, ta có thể viết:

$$W = M \cdot g \quad (1.16)$$

hay,
$$M = W / g \quad (1.17)$$

Trong đó: g - Gia tốc lực trọng trường, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Danh từ trọng lượng đơn vị được xác định trên đây có thể được biểu diễn qua khối lượng đơn vị như sau:

$$\rho = \frac{W}{V} = \frac{M}{V} \quad (1.18)$$

$$\rho_{bh} = \frac{W_{bh}}{g} = \frac{M_{bh}}{V} \quad (1.19)$$

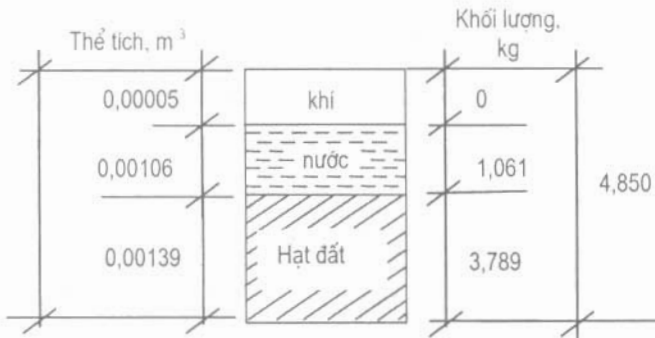
$$\rho_d = \frac{W_d}{g} = \frac{M_d}{V} \quad (1.20)$$

$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_m \quad (1.21)$$

Ví dụ 1.1. Một mẫu đất có thể tích bằng $2,5 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ và tổng khối lượng bằng 4,85 kg. Độ ẩm ban đầu của mẫu đất là 28%. Giả thiết tỷ trọng hạt bằng 2,72. Hãy xác định tổng khối lượng đơn vị, khối lượng đơn vị đất khô, tổng trọng lượng đơn vị, trọng lượng đơn vị đất khô, hệ số rỗng, độ rỗng, và mức độ bão hoà nước?

Bài giải:

Một sơ đồ của đất thuộc hệ ba pha được biểu diễn trên hình 1.2 dưới đây:



Hình 1.2. Sơ đồ mẫu đất ba pha dùng cho ví dụ 1.1.

Tổng khối lượng của mẫu đất, M , được tính như sau:

$$M = M_S + M_w = 4,850 \text{ kg}$$

Từ định nghĩa về độ ẩm, ta có:

$$M_S + 0,28 M_S = 4,850 \text{ kg}$$

$$1,28 M_S = 4,850 \text{ kg}$$

$$M_S = \frac{4,850}{1,28} = 3,789 \text{ kg}$$

và,

$$M_w = M - M_S = 4,850 \text{ kg} - 3,789 \text{ kg} = 1,061 \text{ kg}$$

Dựa vào điều kiện bài toán đã cho và sơ đồ pha trên hình 1.2, chúng ta xác định được:

$$V_s = M_S / \rho_s = 3,789 \text{ kg} / (2,72 \times 1000 \text{ kg} / \text{m}^3)$$

$$V_s = 0,00139 \text{ m}^3$$

Do đó,

$$V_a = V - V_s - V_w = 0,0025 - 0,00139 - 0,00106$$

$$V_a = 0,00005 \text{ m}^3$$

- Tổng khối lượng đơn vị, ρ , là:

$$\rho = M / V = 4,850 \text{ kg} / 0,0025 \text{ m}^3 = 1,940 \text{ kg} / \text{m}^3$$

- Tổng trọng lượng đơn vị, γ , là:

$$\gamma = \rho \cdot g = (1,940 \text{ kg} / \text{m}^3) (9,81 \text{ m} / \text{s}^2) = 19,031 \text{ kN} / \text{m}^3$$

- Khối lượng đơn vị đất khô, ρ_d , là:

$$\rho_d = M_S / V = 3,789 \text{ kg} / 0,0025 \text{ m}^3 = 1,516 \text{ kg} / \text{m}^3$$

- Trọng lượng đơn vị đất khô, γ_d , là:

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g = (1.516 \text{ kg/m}^3) (9,81 \text{ m/s}^2) = 14,872 \text{ kN/m}^3$$

- Hệ số rỗng, e , là:

$$e = V_v / V_s = 0,0011 / 0,00139 \approx 0,80$$

- Độ rỗng, n , là:

$$n = V_v / V = 0,0011 / 0,0025 \approx 0,44$$

- Mức độ bão hoà nước, S_r , là:

$$S_r = (V_{v_r} / V_v) \times 100\% = (0,00106 / 0,0011) \times 100\% \approx 95,5\%$$

1.2.2. Độ chặt tương đối và độ đầm chặt tương đối

1) Độ chặt tương đối, D_r

Độ chặt tương đối của đất, D_r , là danh từ thường được dùng để đánh giá mức độ chặt của các loại đất vụn thô, và nó được xác định như sau :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1.22)$$

Trong đó : e_{\max} - hệ số rỗng lớn nhất;

e_{\min} - hệ số rỗng nhỏ nhất;

e - hệ số rỗng tự nhiên của đất.

Phương trình (1.22) còn có thể biểu diễn dưới dạng các thuật ngữ trọng lượng đơn vị khô của đất như sau :

$$\gamma_{d(\max)} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + e_{\min}} \quad (1.23)$$

hay

$$e_{\min} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_{d(\max)}} - 1 \quad (1.24)$$

Tương tự như vậy, ta có :

$$e_{\max} = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \quad (1.25)$$

và,

$$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \quad (1.26)$$

Trong đó : $\gamma_{d(\max)}$; $\gamma_{d(\min)}$, và γ_d - trọng lượng đơn vị khô lớn nhất ; nhỏ nhất và ở trạng thái tự nhiên tương ứng của đất.

Sau khi thay các phương trình (1.24) ; (1.25) , và (1.26) vào phương trình (1.22), ta nhận được :

$$D_r = \frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \quad (1.27)$$

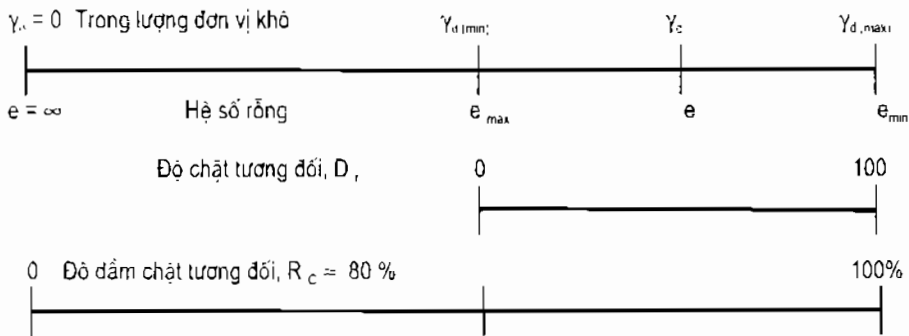
Độ chặt tương đối (D_r) thường được biểu diễn bằng phần trăm, nó được dùng rộng rãi và thích hợp cho việc lập tương quan với góc ma sát trong (ϕ), và khả năng hoá lỏng của đất,...

2) Độ đầm chặt tương đối, R_c :

Độ đầm chặt tương đối của đất , R_c , thường được dùng để theo dõi mức độ đầm chặt của các loại đất vụn thô, và nó được xác định như sau :

$$R_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d(max)}} \quad (1.28)$$

Sự khác nhau giữa độ chặt tương đối và độ đầm chặt tương đối được biểu diễn trên hình 1.3.



Hình 1.3. Độ chặt tương đối và độ đầm chặt tương đối của đất vụn thô
(Theo K.L. Lee và A. Singh, 1971)

Sau khi kết hợp hai phương trình (1.27) với (1.28), chúng ta nhận được:

$$R_c = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \quad (1.29)$$

Trong đó : $R_0 = \gamma_{d(max)}/\gamma_{d(min)}$

Bằng kết quả khảo sát 47 loại đất khác nhau, Lee và Singh (1971) đã đưa ra biểu thức gần đúng giữa độ chặt tương đối và độ đầm chặt tương đối như sau:

$$R_c = 80 - 0,2 D_r \quad (1.30)$$

Trong đó : D_r biểu diễn bằng phần trăm.

1.3. THÀNH PHẦN CẤP PHỐI HẠT CỦA ĐẤT

Để xác định thành phần cấp phối hạt của các loại đất vụn thô (cuội, sỏi và cát), người ta thường dùng phương pháp rây (sàng). Đất được xây khô đến trọng lượng không đổi và làm vụn để rây. Xác định trọng lượng đất khô nằm trên mỗi sàng (rây), và dựa trên kết quả này sẽ lập được đường cong tích lũy phần trăm hạt lọt sàng. Ở nước Mỹ, người ta dùng các sàng có đường kính lỗ rây khác nhau như cho trong bảng 1.1 dưới đây.

Bảng 1.1. Các rây tiêu chuẩn của Mỹ

| Rây số | 3 | 4 | 6 | 8 | 10 | 16 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 100 | 140 | 200 | 270 |
|-----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| Kích thước lỗ rây, mm | 6,35 | 4,76 | 3,36 | 2,38 | 2,00 | 1,19 | 0,84 | 0,59 | 0,42 | 0,297 | 0,25 | 0,21 | 0,149 | 0,105 | 0,074 | 0,053 |

Thành phần cấp phối hạt của đất có thể được dùng để xác định một số tham số cơ bản của đất, ví dụ như đường kính hữu hiệu, hệ số đồng nhất và hệ số cấp phối hạt :

- Đường kính hữu hiệu của đất, D_{10} , đó là đường kính hạt đất, nhỏ hơn nó trong đất chiếm 10% tổng khối lượng hạt lọt qua sàng.

- Hệ số đồng nhất, C_u , được xác định như sau :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.31)$$

- Hệ số cấp phối hạt, C_c , được xác định như sau :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60})(D_{10})} \quad (1.32)$$

Trong đó: D_{60} - đường kính nhỏ hơn nó có tới 60% tổng khối lượng hạt lọt qua sàng;

D_{30} - đường kính nhỏ hơn nó có tới 30% tổng khối lượng hạt lọt qua sàng.

Các hệ số đồng nhất và hệ số cấp phối hạt của đất qua phân tích bằng rây được chỉ ra trong ví dụ 1.2.

Ví dụ 1.2. Từ các kết quả phân tích bằng rây cho trong bảng 1.2, hãy vẽ đồ thị đường cong cấp phối hạt và xác định: (a) đường kính hữu hiệu hạt đất, (b) hệ số đồng nhất, và (c) hệ số cấp phối hạt đất ?

Bảng 1.2. Các kết quả phân tích bằng rây

| Rây tiêu chuẩn của Mỹ | 4 | 10 | 16 | 30 | 40 | 60 | 100 | 200 | Còn lại |
|--------------------------------------|----|----|----|----|-----|----|-----|-----|---------|
| Khối lượng đất còn lại trên từng rây | 10 | 30 | 52 | 80 | 141 | 96 | 105 | 85 | 51 |

Bài giải :

Tổng khối lượng đất khô = 650 g.

Các kết quả phân tích sàng rây được ghi trong bảng 1.3 dưới đây :

Bảng 1.3. Các kết quả tính toán của phân tích sàng rây

| Rây tiêu chuẩn của Mỹ | Kích thước lỗ rây, (mm) | Khối lượng đất còn lại trên mỗi rây, (g) | Tổng khối lượng đất còn lại trên mỗi rây, (g) | Tổng khối lượng đất lọt qua mỗi rây, (g) | Phần trăm hạt lọt rây, (%) |
|-----------------------|-------------------------|--|---|--|----------------------------|
| 4 | 4,76 | 10 | 10 | 640 | 98,5 |
| 10 | 2,00 | 30 | 40 | 610 | 93,8 |
| 16 | 1,19 | 52 | 92 | 558 | 85,8 |
| 30 | 0,59 | 80 | 172 | 478 | 73,5 |
| 40 | 0,42 | 141 | 313 | 337 | 51,8 |
| 60 | 0,25 | 96 | 409 | 241 | 37,1 |
| 100 | 0,149 | 105 | 514 | 136 | 20,9 |
| 200 | 0,074 | 85 | 599 | 51 | 7,8 |
| Còn lại | - | 51 | - | - | - |

Để xác định một số tham số của đất, như : đường kính hữu hiệu, hệ số đồng nhất, và hệ số cấp phối hạt có thể dùng biểu đồ đường cong cấp phối hạt như chỉ ra trên hình 1.4.

a) Đường kính hữu hiệu của hạt đất, D_{10} , là đường kính nhỏ hơn nó trong đất chiếm 10% tổng khối lượng hạt lọt sàng. Như chỉ ra trong bảng 1.3 ta tính được $D_{10} = 0,088$ mm.

b) Hệ số đồng nhất, C_u , được tính như sau :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Trong đó: D_{60} là đường kính hạt nhỏ hơn nó có tới 60% hạt lọt sàng, $D_{60} = 0,5$ mm, và

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,5}{0,088} \approx 5,68$$

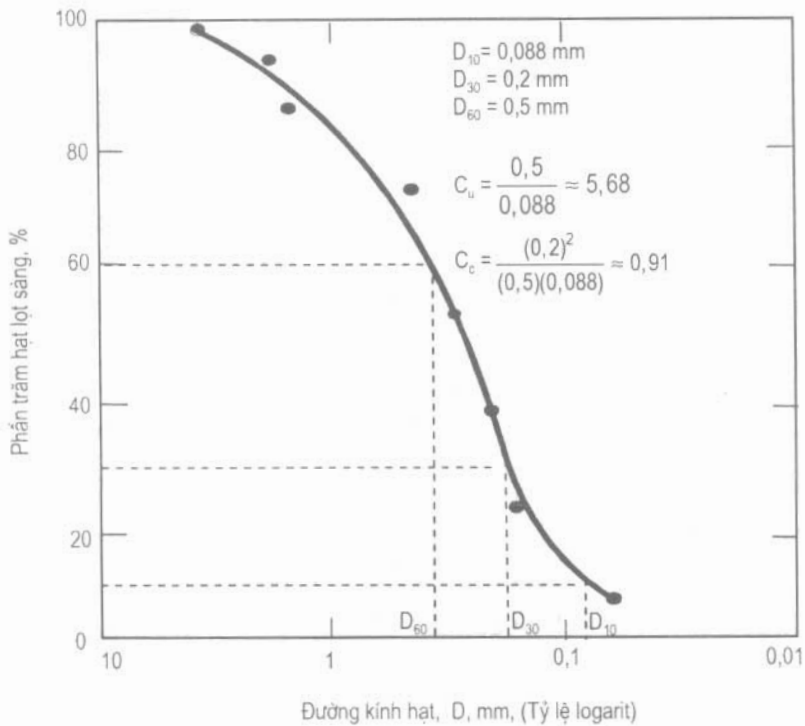
c) Hệ số cấp phối, C_c , được tính như sau :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(0,2)^2}{(0,088)(0,5)} \approx 0,91$$

Trong đó : D_{30} = đường kính hạt nhỏ hơn nó có tới 30% hạt lọt sàng.

Theo tiêu chuẩn của Mỹ, đất có $C_u = 4 \div 6$ và $C_c = 1 \div 3$ là đất có thành phần cấp phối tốt. Với loại đất có $C_c \approx 1$ là loại đất có thành phần cấp phối hạt xấu.

Vậy theo kết quả phân tích thành phần cấp phối hạt, kết luận đất trên đây thuộc loại xấu, vì $C_c = 0,91 < 1$.



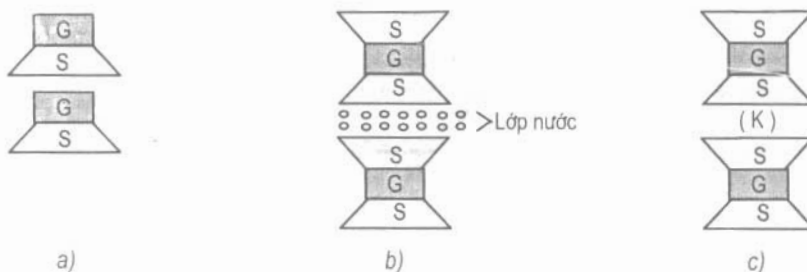
Hình 1.4. Đồ thị thành phần cấp phối hạt để tính cho ví dụ 1.2

Kỹ thuật phân tích bằng sàng trên đây chỉ ứng dụng cho các loại đất có đường kính hạt lớn hơn lỗ sàng số 200 (0,074 mm). Đối với các loại đất hạt mịn (đất loại sét), để phân tích thành phần cấp phối hạt của chúng, người ta thường dùng phương pháp tỷ trọng kế. Phương pháp này dựa trên nguyên tắc lắng chìm của các hạt đất.

1.4. KHOÁNG VẬT SÉT

1.4.1. Thành phần và cấu trúc của khoáng vật sét

Các khoáng vật sét là hợp chất của các silicat nhôm, magiê và sắt (ví dụ: Kaolinit; Montmorilonit, và Illit,...). Cấu trúc của một số khoáng vật sét được biểu diễn trên hình 1.5 dưới đây.



Ghi chú: $G = Al_2O_3 \cdot 3H_2O = \text{Ôxyt nhôm hydrat hoá}$

$S = SiO_2 = \text{Ôxytsilic}$

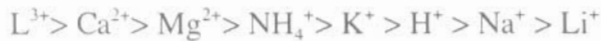
$K = \text{Các ion kali (K}^+)$

Hình 1.5. Sơ đồ minh hoạ cấu trúc của Kaolinit (a); Illit (b), và Montmorilonit (c)

1.4.2. Khả năng trao đổi cation

Các hạt sét luôn mang điện tích âm. Trong một khoáng vật lý tưởng, các điện tích dương và điện tích âm có thể cân bằng nhau. Tuy nhiên, hiện tượng thay thế đồng hình sẽ làm cho kết cấu của khoáng vật mất tính liên tục dẫn đến làm thay đổi điện tích âm trên bề mặt các hạt sét (đôi khi tại góc của các hạt sét thường tích điện dương). Để cân bằng điện tích âm, các hạt sét phải có khả năng hấp phụ một số ion từ các muối trong phần nước lỗ rỗng của chúng.

Khả năng hấp phụ các cation trong khoáng vật sét tuân theo trật tự sau:



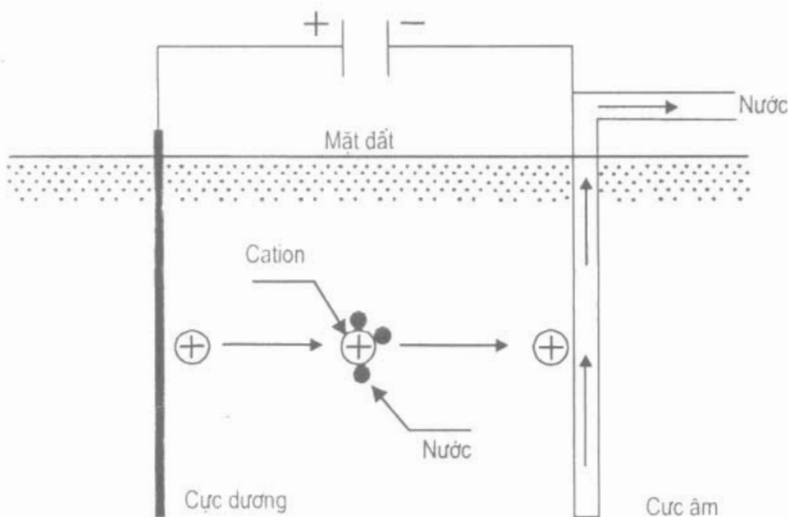
Trật tự trên chỉ ra cho ta thấy, các ion AL^{3+} có thể thay thế cho Ca^{2+} , và các ion Ca^{2+} có thể thay thế cho các ion Na^+ . Quá trình này được gọi là khả năng trao đổi cation. Ví dụ:



Khả năng trao đổi cation (CEC) của đất sét được xác định bằng tổng các ion trao đổi, nó được biểu diễn bằng miligam đương lượng trong 100 gam đất sét khô tuyệt đối.

1.4.3. Hiện tượng điện thẩm thấu

Hệ số thấm nước qua các loại đất sét là rất nhỏ so với hệ số thấm nước trong các loại đất vụn thô, nhưng khả năng thấm nước trong đất sét có thể tăng lên khi có tác dụng của dòng điện bên ngoài. Hiện tượng này là kết quả của quá trình trao đổi cation trong các hạt sét và do tính lưỡng cực của các phân tử nước tạo ra. Nguyên lý này có thể biểu diễn trên hình 1.6.



Hình 1.6. Các nguyên lý của điện thẩm thấu.

Khi dưới tác dụng của độ chênh điện thế, các cation bắt đầu chuyển tới cực âm (ống kim loại đục lỗ). Do nước hấp phụ trên bề mặt các cation, nên chúng được các cation lôi kéo theo khi vận động đến cực âm. Sau khi các cation dịch chuyển đến cực âm dày đặc,

chúng sẽ ép tách nước ra ngoài (lên phía trên) qua cực âm. Quá trình này được gọi là hiện tượng điện thẩm thấu, và người đầu tiên là Casagrande (người Đức) đã áp dụng vào năm 1937 để gia cường nền đất sét yếu ở Đức.

1.5. ĐỘ SẾT CỦA ĐẤT DÍNH

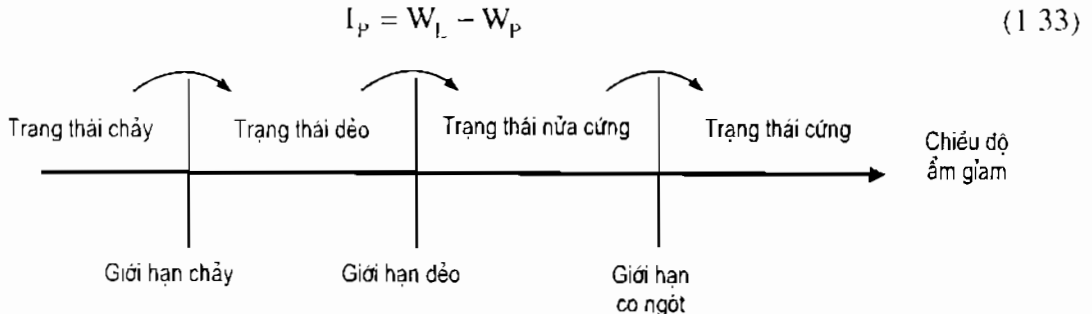
1.5.1. Các giới hạn Atterberg

Vào khoảng năm 1911, một nhà khoa học người Thụy Điển, A. Atterberg, đã đưa ra phương pháp mô tả tính dẻo của các loại đất hạt mịn trên cơ sở độ ẩm, đó là độ ẩm giới hạn chảy, giới hạn dẻo, và giới hạn co ngót (xem hình 1.7).

- Độ ẩm giới hạn chảy, W_L , là độ ẩm, tính bằng phần trăm, khi vượt quá nó đất sẽ chuyển từ chảy sang dẻo. Độ ẩm giới hạn chảy thường được xác định bằng dụng cụ tiêu chuẩn Casagrande (Casagrande, 1932 ; 1948).

- Độ ẩm giới hạn dẻo, W_P , là độ ẩm, tính bằng phần trăm, khi vượt quá nó đất sẽ chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái nửa cứng, và từ trạng thái nửa cứng sang trạng thái cứng, tương ứng với giới hạn dẻo, W_P , và giới hạn co ngót. Các giới hạn này còn được hiểu là giới hạn Atterberge.

Hiệu số giữa độ ẩm giới hạn chảy, W_L , và độ ẩm giới hạn dẻo, W_P , được gọi là chỉ số dẻo, I_P :



Hình 1.7. Tính dẻo của các loại đất dính.

1.5.2. Chỉ tiêu độ sết

Chỉ tiêu độ sết của đất dính, I_L , được xác định bằng biểu thức dưới đây :

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_P} \tag{1.34}$$

Trong đó : W là độ ẩm tự nhiên của đất.

Từ phương trình (1.34) chỉ ra rằng, nếu $W = W_L$, thì chỉ tiêu độ sết, $I_L = 1$. Ngược lại, nếu $W = W_P$, thì $I_L = 0$. Thật vậy, đối với các loại đất tự nhiên ở trạng thái dẻo (tức là, $W_L \geq W \geq W_P$), các trị số chỉ tiêu độ sết sẽ thay đổi từ 1 đến 0. Một loại đất tự

nhiên có $W \geq W_L$ thì chỉ tiêu độ sét, I_L , luôn lớn hơn 1. Ở trạng thái nguyên dạng, những loại đất này có thể là ổn định, nhưng khi bị rung mạnh đột ngột đất có thể chuyển sang trạng thái chảy. Những loại đất như vậy được gọi là loại sét có độ nhạy.

1.6. ĐỘ ĐẦM CHẶT CỦA ĐẤT

1.6.1. Lý thuyết đầm chặt và thí nghiệm đầm chặt Proctor

Công tác đầm chặt các loại đất đắp là phương pháp đơn giản nhằm làm tăng tính ổn định và khả năng chịu tải của đất. Để đạt được mục đích này, người ta thường dùng máy lu, máy đầm, máy vừa đầm vừa rung.

Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn trong phòng lần đầu tiên được nhà bác học người Mỹ tên là Proctor (1933) phát minh ra, và nó được mang tên là *Thí nghiệm tiêu chuẩn Proctor* (tiêu chuẩn thiết kế ASTM D-698; AASHTO T-99). Thí nghiệm được thực hiện bằng cách đầm nén ba lớp đất trong cối có thể tích bằng 944 cm^3 . Mỗi lớp đất được đầm 25 nhát búa có trọng lượng bằng 24,5 N với độ cao rơi búa là 304,8 mm. Từ thể tích cối, trọng lượng đất ẩm trong cối, và độ ẩm của đất được đầm chặt đã biết, có thể xác định được trọng lượng đơn vị đất khô như sau:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1.35)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (1.36)$$

Trong đó: γ - trọng lượng đơn vị đất ẩm;

W - trọng lượng đất ẩm trong cối;

V - thể tích cối;

w - độ ẩm của đất.

1.6.2. Độ ẩm tối nhất và trọng lượng đơn vị đất khô lớn nhất

Mức độ đầm chặt của một loại đất được đánh giá bằng trọng lượng đơn vị khô. Với một công đầm nén đã cho, nếu đồ thị quan hệ giữa trọng lượng đơn vị đất khô và độ ẩm được lập như chỉ ra trên hình 1.8, thì độ ẩm tương ứng với *Trọng lượng đơn vị đất khô lớn nhất* ($\gamma_{d(\max)}$) được gọi là *Độ ẩm tối ưu* (W_{tu}).

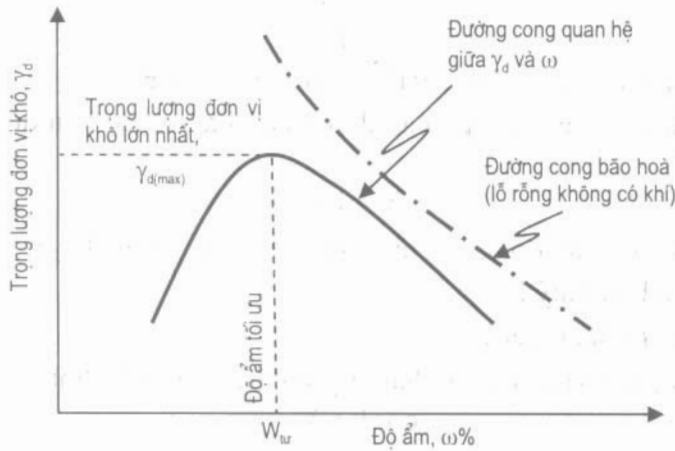
Đường biểu diễn quan hệ giữa độ ẩm và trọng lượng đơn vị đất khô ứng với mức độ bão hoà không đổi S_r , có thể được xác định bằng phương trình:

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1 + \frac{w \cdot G_s}{S_r}} \quad (1.37)$$

Trọng lượng đơn vị khô lớn nhất ứng với mức độ bão hoà, $S_r = 100\%$ và các lỗ rỗng không còn không khí, có thể xác định theo phương trình (1.10),

$$\gamma_{d(bh)} = \frac{G_s \gamma_w}{1+e} = \frac{G_s \gamma_w}{1+w G_s} = \frac{\gamma_w}{1/G_s + w} \quad (1.38)$$

Trong đó: $\gamma_{d(bh)}$ - trọng lượng đơn vị khô không còn khí trong lỗ rỗng. Đặc trưng $\gamma_{d(bh)}$ thay đổi theo độ ẩm cũng được biểu diễn trên hình 1.8.



Hình 1.8. Đồ thị quan hệ giữa trọng lượng đơn vị đất khô và độ ẩm trong thí nghiệm đầm nén.

1.7. TÍNH THẨM NƯỚC CỦA ĐẤT ĐÁ

Bất kỳ một khối đất nào cũng cấu tạo bởi các hạt cứng kích thước khác nhau và giữa chúng có các lỗ rỗng. Những lỗ rỗng trong đất được nối thông với nhau sẽ cho phép nước tạo thành dòng chảy từ điểm có năng lượng cao hơn đến điểm có năng lượng thấp hơn. Tính thấm nước được xem như tính chất của đất đá cho phép dung dịch ngấm qua khoảng không gian lỗ rỗng của chúng. Trong phần này, chúng ta chỉ nghiên cứu các tham số cơ bản của nước chảy qua đất đá.

1.7.1. Định luật Darcy

Theo định lý Bernoulli, tổng độ cao cột nước tại tiết diện bất kỳ trong đất (xem hình 1.9) có thể biểu diễn như sau:

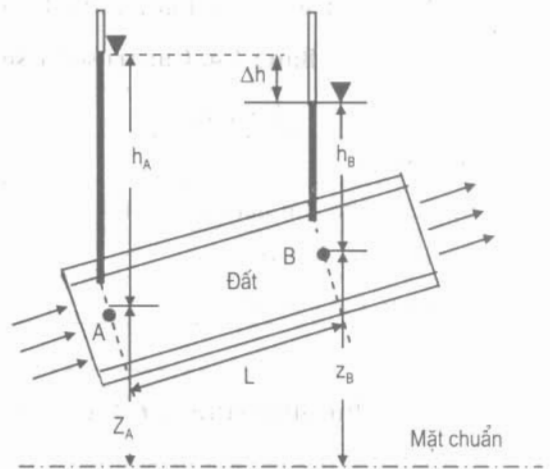
Tổng độ cao cột nước = cột nước tĩnh + cột nước áp + cột nước tốc độ.

Cột nước tốc độ khi chảy qua đất đá là rất nhỏ và có thể bỏ qua nó. Vì thế, tổng độ cao cột nước tại tiết diện A và B được biểu diễn như sau:

Tổng độ cao cột nước tại A = $Z_A + h_A$

Tổng độ cao cột nước tại B = $Z_B + h_B$

Trong đó : Z_A và Z_B là độ cao mực nước tĩnh tại A và B tương ứng



Hình 1.9. Sơ đồ phát triển định luật thấm của Darcy

h_A và h_B là độ cao cột nước áp tại A và B tương ứng.

Độ chênh cột nước giữa tiết diện A và B là :

$$\Delta h = (Z_A + h_A) - (Z_B + h_B) \quad (1.40)$$

Gradien thủy lực (i) có thể viết là:

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (1.41)$$

Trong đó: L - khoảng cách giữa hai tiết diện A và B.

Darcy (1856) đã công bố tương quan đơn giản giữa tốc độ vận động và gradien thủy lực như sau:

$$V = k i \quad (1.42)$$

Trong đó: V - tốc độ vận động của nước (vận tốc của dòng chảy);

i - gradien thủy lực;

k - hệ số thấm nước.

Do đó, lưu lượng đơn vị của dòng thấm (q) có thể được xác định:

$$q = k i A \quad (1.43)$$

Chú ý rằng, A là tiết diện ngang của đất vuông góc với phương của dòng chảy.

Dễ dàng nhận thấy rằng, nếu q là trị số lưu lượng đơn vị, còn i không có thứ nguyên, thì trị số q và k có cùng một đơn vị của tốc độ thấm, đó là cm / giây hay mm / giây,...

Cần chú ý rằng, tốc độ vận động của nước như chỉ ra trên công thức (1.42) là tốc độ vận động của nước tính cho toàn bộ diện tích tiết diện ngang của đất đá nào đó mà nước chảy qua. Bởi vì nước chỉ chảy qua các khoảng không gian lỗ rỗng liên tục trong đất đá, nên tốc độ thấm thực của nước (V_t) qua đất đá được biểu diễn bằng công thức sau:

$$V_t = \frac{q}{n A} = \frac{V}{n} \quad (1.44)$$

Trong đó: n - độ rỗng của đất đá.

Một số trị số hệ số thấm nước đặc trưng của đất đá cho trong bảng 1.4 dưới đây.

Bảng 1.4. Các trị số hệ số thấm đặc trưng của đất đá khác nhau

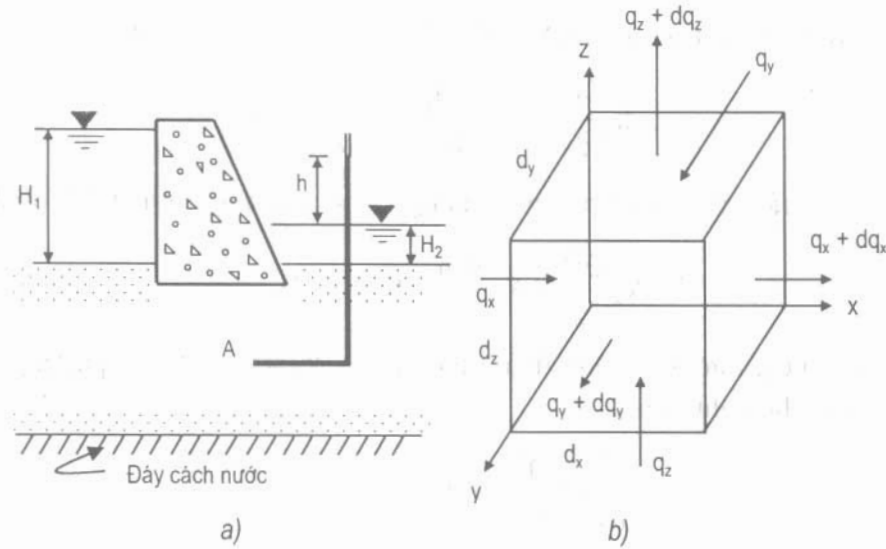
| Loại đất đá | Hệ số thấm nước, k, mm / giây |
|------------------------------------|-------------------------------|
| Hạt thô | 10 đến 10^3 |
| Cuội sỏi nhỏ, cát hạt thô và trung | 10^{-3} đến 10 |
| Cát hạt nhỏ, bụi tơ xếp | 10^{-4} đến 10^{-2} |
| Bụi chặt, bụi pha sét | 10^{-5} đến 10^{-4} |
| Sét pha bụi, sét | 10^{-8} đến 10^{-5} |

1.7.2. Phương trình liên tục

Trong nhiều trường hợp thực tế, tính chất của dòng nước chảy qua đất đá khác nhau sẽ có vận tốc và gradien không giống nhau. Đối với những bài toán này, việc tính toán dòng chảy nói chung thường dùng các sơ đồ lưới dòng chảy. Khái niệm lưới dòng chảy

được dựa trên phương trình liên tục của Laplace, phương trình này mô tả điều kiện dòng chảy liên tục cho điểm đã biết trong khối đất đá.

Để nhận được phương trình liên tục của dòng chảy, hãy xét một lăng thể đất đá đơn vị tại điểm A dưới nền đập (xem hình 1.10 b) và kết cấu thủy lực được giới thiệu trên hình 1.10 a.



Hình 1.10. Sơ đồ để thiết lập phương trình liên tục:
(a) kết cấu thủy lực; (b) lăng thể đất đơn vị tại điểm A

Các dòng chảy đi vào lăng thể đất theo hướng x, y, và z tuân theo định luật Thẩm đường thẳng Darcy:

$$q_x = k_x i_x A_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy \cdot dz \quad (1.45)$$

$$q_y = k_y i_y A_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx \cdot dz \quad (1.46)$$

$$q_z = k_z i_z A_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx \cdot dy \quad (1.47)$$

Trong đó: q_x , q_y , và q_z - dòng chảy lần lượt theo chiều x, y, và z;
 k_x , k_y , và k_z - hệ số thấm lần lượt theo chiều x, y, và z;
 h - chiều cao cột nước áp tại điểm A.

Các dòng chảy rời khỏi lăng thể đất A theo hướng x, y, và z là:

$$q_x + dq_x = k_x (i_x + di_x) A_x = k_x \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} dx \right) dy dz \quad (1.48)$$

$$q_y + dq_y = k_y \left(\frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} dy \right) dx dz \quad (1.49)$$

$$q_x + dq_x = k_z \left(\frac{\partial h}{\partial z} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dz \right) dx dy \quad (1.50)$$

Đối với các dòng chảy ổn định đi qua môi trường không chịu nén, thì lưu lượng dòng chảy vào cũng bằng lưu lượng dòng chảy ra khỏi lăng thể đất đá, nên ta có :

$$q_x + q_y + q_z = (q_x + dq_x) + (q_y + dq_y) + (q_z + dq_z) \quad (1.51)$$

Phối hợp các phương trình từ (1.45) đến (1.51), chúng ta sẽ nhận được :

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.52)$$

Đối với dòng chảy hai chiều trong mặt phẳng xz, thì phương trình (1.52) có dạng :

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.53)$$

Nếu đất nền đẳng hướng về tính thấm, tức là $k_x = k_y = k_z$, khi đó phương trình liên tục được đơn giản hoá như sau:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.54)$$

Phương trình (1.54) giống phương trình Laplace.

1.7.3. Sử dụng phương trình liên tục để giải các bài toán thấm một chiều

Để tìm hiểu vai trò của phương trình liên tục [phương trình (1.54)], hãy xét một trường hợp đơn giản của dòng nước chảy qua hai lớp đất đá khác nhau, như chỉ ra trên hình 1.11. Dòng chảy chỉ xảy ra theo một chiều, tức là theo chiều của trục x. Chiều dài của hai lớp đất đá (lần lượt là: L_A và L_B), và hệ số thấm của chúng theo chiều trục x (k_A and k_B) đều đã biết. Tổng chiều cao cột áp tại các tiết diện 1 và 2 đã xác định. Yêu cầu chúng ta hãy dựng đồ thị tổng độ cao cột nước tại mọi tiết diện trong khoảng $0 < x < L_A + L_B$.

Đối với dòng chảy một chiều phương trình (1.54) được viết lại là:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (1.55)$$

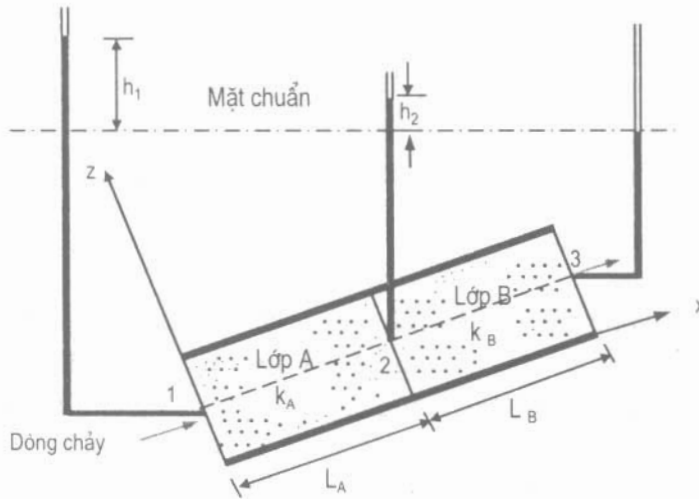
Sau khi tích phân hai lần phương trình (1.55), nhận được:

$$h = C_2 x + C_1 \quad (1.56)$$

Trong đó: C_1 và C_2 là các hằng số.

Đối với dòng chảy qua lớp đất A, các điều kiện biên của nó là:

- 1) Tại $x = 0$, $h = h_1$
- 2) Tại $x = L_A$, $h = h_2$



Hình 1.11. Dòng chảy một chiều đi qua hai lớp đất đá khác nhau.

Tuy vậy, h_2 chưa biết ($h_1 > h_2$). Từ điều kiện biên thứ nhất và phương trình (1.56), thì $C_1 = h_1$. Vậy,

$$h = C_2 x + h_1 \quad (1.57)$$

Từ điều kiện biên thứ hai và phương trình (1.56), có:

$$h_2 = C_2 L_A + h_1$$

hay, $C_2 = (h_2 - h_1) / L_A$

vậy, $h = \frac{h_1 - h_2}{L_A} x + h_1$ (với $0 \leq x \leq L_A$) (1.58)

Đối với dòng chảy chảy qua lớp đất B, các điều kiện biên để tìm C_1 và C_2 trong phương trình (1.55) sẽ là:

1) Tại $x = L_A$, $h = h_2$

2) Tại $x = L_A + L_B$, $h = 0$

Từ điều kiện biên đầu và phương trình (1.56), có

$$h_2 = C_2 L_A + C_1$$

hay $C_1 = h_2 - C_2 L_A$ (1.59)

Ngược lại, từ điều kiện biên thứ hai và phương trình (1.56), $0 = C_2 (L_A + L_B) + C_1$,
hay,

$$C_1 = -C_2 (L_A + L_B) \quad (1.60)$$

Sau khi cân bằng hai vế phải của phương trình (1.59) và (1.60), ta nhận được:

$$h_2 - C_2 L_A = -C_2 (L_A + L_B)$$

hay, $C_2 = -h_2 / L_A$ (1.61)

và tiếp đó thay phương trình (1.61) vào (1.59) sẽ có:

$$C_1 = h_2 + \frac{h_2}{L_B} L_A = h_2 \left(1 + \frac{L_A}{L_B}\right) \quad (1.62)$$

Thật vậy, khi dòng nước chảy qua lớp đất B, nhận được:

$$h = -\frac{h_2}{L_B} x + h_2 \left(1 + \frac{L_A}{L_B}\right) \quad (\text{với } L_A \leq x \leq L_A + L_B) \quad (1.63)$$

Dựa vào các phương trình (1.58) và (1.59), chúng ta có thể tính được trị số h với bất kỳ trị số x từ 0 đến $(L_A + L_B)$, miễn là biết được trị số h_2 . Mà ta biết, lưu lượng nước chảy qua lớp đất A cũng bằng lưu lượng nước chảy qua lớp đất B, khi đó ta có:

$$q = k_A \left(\frac{h_1 - h_2}{L_A}\right) A = k_B \left(\frac{h_2}{L_B}\right) A \quad (1.64)$$

Trong đó: k_A và k_B - các hệ số thấm của lớp đất A và lớp đất B, tương ứng;

A - diện tích tiết diện ngang của đất vuông góc với phương dòng chảy.

Từ phương trình (1.64), ta có:

$$h_2 = \frac{k_A h_1}{L_A (k_A / L_A + k_B / L_B)} \quad (1.65)$$

Sau khi thay phương trình (1.65) vào phương trình (1.58) và (1.63), đồng thời đơn giản hoá chúng, sẽ nhận được:

$$h = h_1 \left(1 - \frac{k_B x}{k_A L_B + k_B L_A}\right) \quad (\text{với } x = 0 \text{ đến } L_A) \quad (1.66)$$

$$h = h_1 \left[\frac{k_A}{k_A L_B + k_B L_A} (L_A + L_B - x) \right] \quad (\text{với } x = L_A \text{ đến } L_A + L_B) \quad (1.67)$$

1.7.4. Lưới thấm

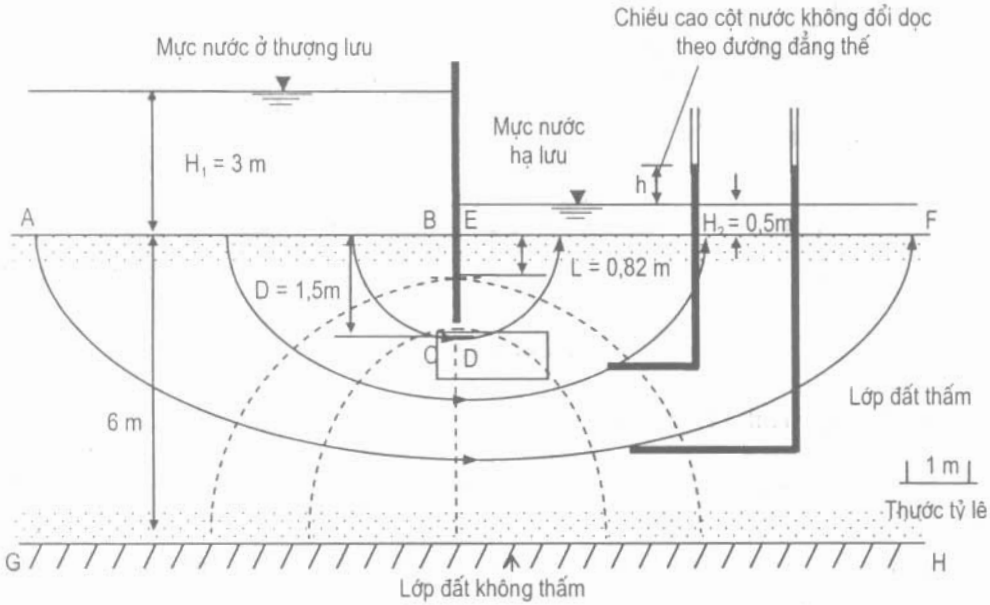
Một tổ hợp các đường dòng chảy và các đường đẳng thế (đẳng áp) được gọi là một mạng lưới thấm.

Như đã phân tích ở trên (trong phần 1.7.2), một đường dòng chảy là đường dọc theo nó có một hạt nước vận động qua.

Một đường đẳng thế là đường nối liền các điểm có cùng độ chênh cột áp (tức là độ cao cột nước = $h(x, z) = \text{hằng số}$).

Hình 1.12 dưới đây là một ví dụ của mạng lưới thấm vòng qua một hàng cọc cừ dưới đáy đập. Lớp đất đá dưới đáy đập đồng nhất và đẳng hướng về tính thấm nước, tức là $k_x = k_y = k$. Chú ý rằng, các đường liền nét trên hình 1.12 là các đường dòng chảy, và các đường không liền nét là các đường đẳng thế (đẳng áp). Để vẽ được một mạng lưới thấm, cần chú ý đến những điều kiện biên của chúng. Ví dụ, trên hình 1.12 có các điều kiện sau:

- 1) AB là đường đẳng thế
- 2) EF là đường đẳng thế
- 3) BCDE (tức là các cạnh của hàng cọc ván cừ) là đường dòng chảy
- 4) GH là đường dòng chảy.



Hình 1.12. Mạng lưới dòng chảy vòng qua một hàng cọc ván cừ đơn.

Những đường dòng chảy và các đường đẳng thế có thể được vẽ bằng các phần mềm như: Plaxis; Slide, và Geo-Studio,...

1.7.5. Tính toán thấm mất nước dưới nền đập bằng lưới thấm

Để tính toán thấm mất nước dưới nền đập, cần nghiên cứu kênh dòng chảy như chỉ ra trên hình 1.13 (một kênh dòng chảy là một dải nằm giữa hai đường dòng chảy cạnh nhau). Các đường đẳng thế cắt ngang qua kênh dòng chảy cũng được biểu diễn tương ứng với từng chiều cao cột áp.

Gọi Δq là lưu lượng dòng chảy qua một đơn vị chiều dài của đáy đập (tức là vuông góc với tiết diện nền đập). Theo định luật thấm Darcy, có:

$$\Delta q = k i A = k \left(\frac{h_1 - h_2}{L_1} \right) (b_1 \times 1) = k \left(\frac{h_2 - h_3}{L_2} \right) (b_2 \times 1) = k \left(\frac{h_3 - h_4}{L_3} \right) (b_3 \times 1) = \dots \quad (1.68)$$

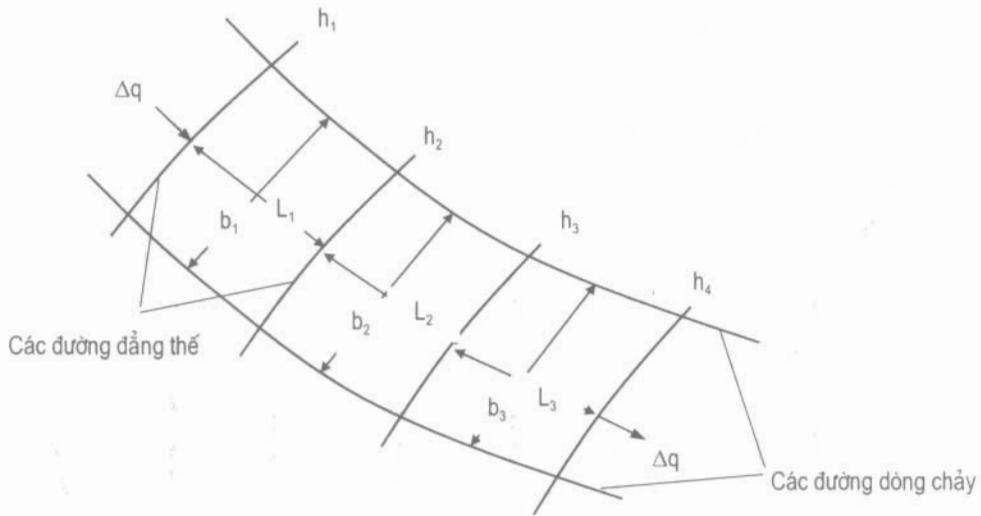
Nếu các phân tố dòng chảy đều là những hình vuông, thì:

$$L_1 = b_1$$

$$L_2 = b_2$$

$$L_3 = b_3$$

...



Hình 1.13.

Do vậy, từ phương trình (1.68), chúng ta có:

$$h_1 - h_2 = h_2 - h_3 = h_3 - h_4 = \dots = \Delta h = \frac{h}{N_d} \quad (1.69)$$

Trong đó: Δh - độ giảm thế năng (tức là trị số giảm độ chênh cột áp giữa hai đường đẳng thế cạnh nhau);

h - độ chênh cột nước giữa thượng lưu và hạ lưu;

N_d - số lượng những điểm giảm thế năng.

Phương trình (1.69) chỉ ra cho thấy, trị số tổn thất cột áp (độ giảm thế năng) giữa từng đôi đường đẳng thế kế tiếp nhau đều bằng nhau. Sau khi kết hợp hai phương trình (1.68) và (1.69), ta có:

$$\Delta q = k \frac{h}{N_d} \quad (1.70)$$

Nếu có N_f kênh dòng chảy trong một mạng lưới thấm, thì lưu lượng đơn vị tính cho một đơn vị chiều dài của kết cấu thủy lực (nền đập) là:

$$q = N_f \Delta q = k h \frac{N_f}{N_d} \quad (1.71)$$

Mặc dù, các lưới thấm được vẽ theo cách mà các phân tố dòng chảy gần như hình vuông. Song trong thực tế, có thể vẽ mạng lưới thấm bao gồm các phân tố dòng chảy là những hình chữ nhật. Trong trường hợp này, tỷ số giữa chiều dài với chiều rộng của mọi phân tố dòng chảy đều là một hằng số, tức là:

$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{b_2}{L_2} = \frac{b_3}{L_3} = \dots = n \quad (1.72)$$

Đối với những mạng lưới thấm như vậy, lưu lượng thấm cho một đơn vị chiều dài kết cấu thủy lực có thể được tính như sau:

$$q = k h \frac{N_f}{N_d} n \quad (1.73)$$

Ví dụ 1.3. Cho một mạng lưới thấm như chỉ ra trên hình 1.14:

- 1) Chiều cao cột nước dâng lên bao nhiêu nếu ta đặt một ống đo áp tại điểm A, B, và C?
- 2) Nếu $k = 0,01 \text{ mm / giây}$, thì lượng thấm mất nước từ thượng lưu xuống hạ lưu qua đáy đập là bao nhiêu $\text{m}^3/\text{ngày}$ đập?

Bài giải:

Chiều cao cột nước lớn nhất $h = 10 \text{ m}$. Trên hình 1.14 chỉ ra cho thấy, trị số giảm thế năng giữa các đường đẳng thế cạnh nhau có thể được tính toán như sau:

$$N_d = 12, \Delta h = h / N_d = 10 / 12 = 0,833.$$

1) Xác định chiều cao cột nước tại các điểm A, B, và C:

a) Để đạt đến điểm A, nước phải chảy qua ba chỗ giảm thế năng, vì thế tổn thất cột nước áp là:

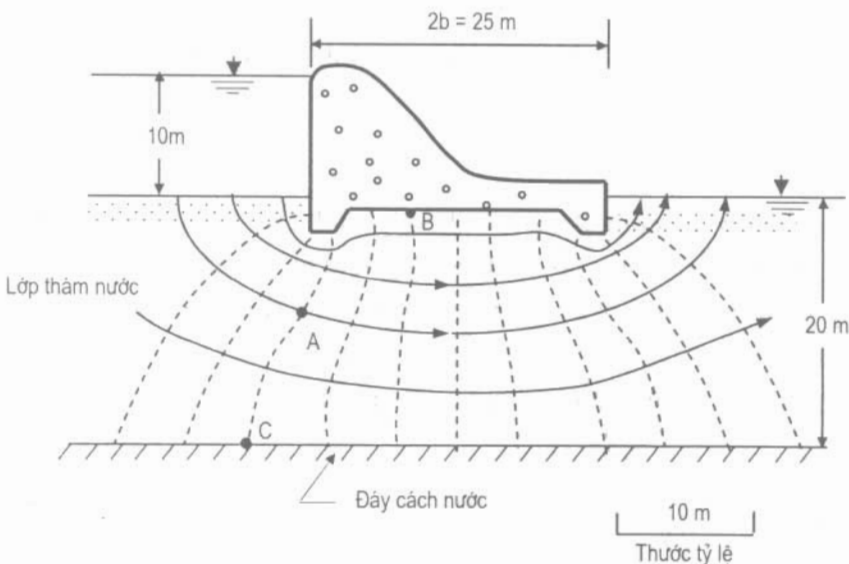
$$3 \times 0,833 = 2,5 \text{ m}$$

- Do đó, cao trình cột nước trong ống đo áp đặt tại A là:

$$h_A = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ m}$$

b) Cao trình cột nước trong ống đo áp đặt tại điểm B là:

$$h_B = 10 - 5 (0,833) = 5,84 \text{ m}$$



Hình 1.14. Mạng lưới thấm dưới đập

c) Các điểm A và C đều nằm trên cùng một đường đẳng thế. Nên mực nước trong ống đo áp tại C sẽ dâng cao giống như ống đo áp đặt tại điểm A, tức là $h_c = 7,5 \text{ m}$.

2) Xác định lưu lượng thấm mất nước đơn vị, q , qua đáy đập:

$$q = kh (N_f / N_d).$$

Từ hình (1. 14) ta có: $N_f = 5$ và $N_d = 12$, do vậy :

$$k = 0,01 \text{ mm/giây} = (0,01)(60 \times 60 \times 24)/1000 = 0,864 \text{ m / ngày đêm}$$

$$q = 0,864 (10) (5/12) = 3,6 \text{ m}^3/\text{ngày đêm}$$

1.7.6. Mạng lưới thấm trong môi trường không đẳng hướng

Đối với các mạng lưới thấm đã lập trên đây đều giả thiết lớp đất thấm nước là đẳng hướng, tức là $k_{\text{ngang}} = k_{\text{dứng}} = k$. Bây giờ chúng ta sẽ nghiên cứu trường hợp mạng lưới thấm chảy qua các lớp đất không đẳng hướng về tính thấm nước. Đối với các bài toán dòng thấm hai chiều, từ phương trình (1.53) ta có:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

Trong đó: $k_x = k_{\text{ngang}}$, và $k_z = k_{\text{dứng}}$. Phương trình trên có thể viết lại như sau:

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.74)$$

Đặt $x' = \sqrt{k_z/k_x} x$; thì:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (1.75)$$

Sau khi thay phương trình (1.75) vào phương trình (1.74), chúng ta nhận được:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.76)$$

Phương trình (1.76) có cùng dạng với phương trình (1.54), mà phương trình (1.54) mô tả dòng chảy trong môi trường đồng nhất đẳng hướng, và nó biểu diễn hai tập hợp các đường vuông góc trong mặt phẳng $x'z$. Các bước xây dựng một mạng lưới thấm trong môi trường không đẳng hướng được thực hiện như sau:

1) Để vẽ được kết cấu thuỷ lực, cần chọn một tỷ lệ đứng nào đó

2) Xác định $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} = \sqrt{\frac{k_{\text{dứng}}}{k_{\text{ngang}}}}$

3) Chọn tỷ lệ ngang sao cho:

$$\text{Tỷ lệ ngang} = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \text{ (Tỷ lệ đứng)}$$

4) Với các tỷ lệ đã chọn trong các bước 1 và 3, vẽ một mặt cắt ngang qua kết cấu thủy lực.

5) Vẽ một mạng lưới thấm cho mặt cắt ngang đã tiến hành ở bước 4, đồng thời làm giống như các bước đã tiến hành đối với nền đồng nhất đẳng hướng.

6) Tính toán lưu lượng thấm nước đơn vị theo công thức sau:

$$q = \sqrt{k_x \cdot k_z} \cdot h \frac{N_f}{N_d} \quad (1.77)$$

So sánh các phương trình (1.71) và (1.77) cho thấy, hai phương trình này giống nhau, chỉ có điều khác giữa hai phương trình này là hệ số thấm, k [tức là k trong phương trình (1.71) được thay bằng $\sqrt{k_x k_z}$ trong phương trình (1.77)].

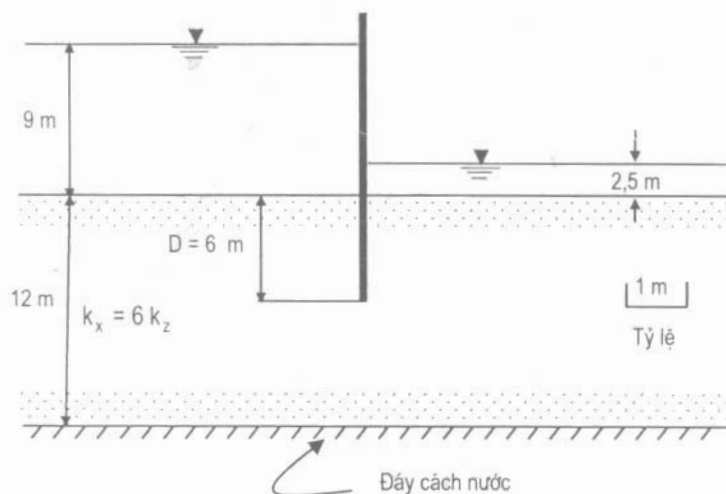
Ví dụ 1.4. Một hàng cọc cừ như chỉ ra trên hình 1.15. Hãy vẽ mạng lưới thấm cho tiết diện ngang. Tương quan giữa các hệ số thấm là $k_x = 6 k_z$.

Bài giải :

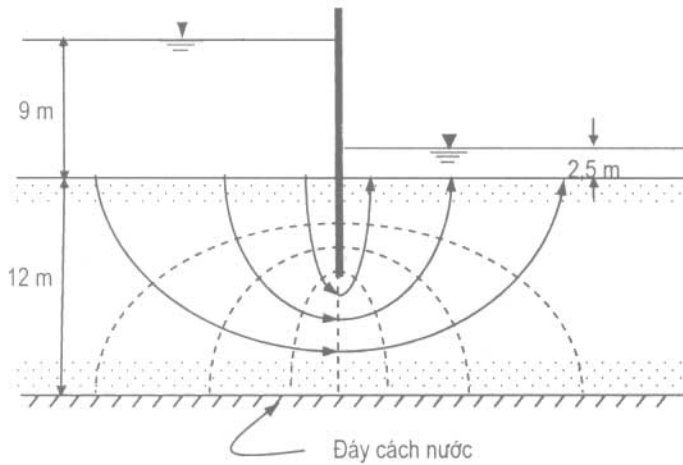
- Đối với tiết diện ngang, thì :

$$\text{Tỷ lệ ngang} = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \text{ (Tỷ lệ đứng)} = \frac{1}{\sqrt{6}} \text{ (Tỷ lệ đứng)}$$

Tiết diện ngang và mạng lưới thấm tương ứng như chỉ ra trên hình 1.16.



Hình 1.15



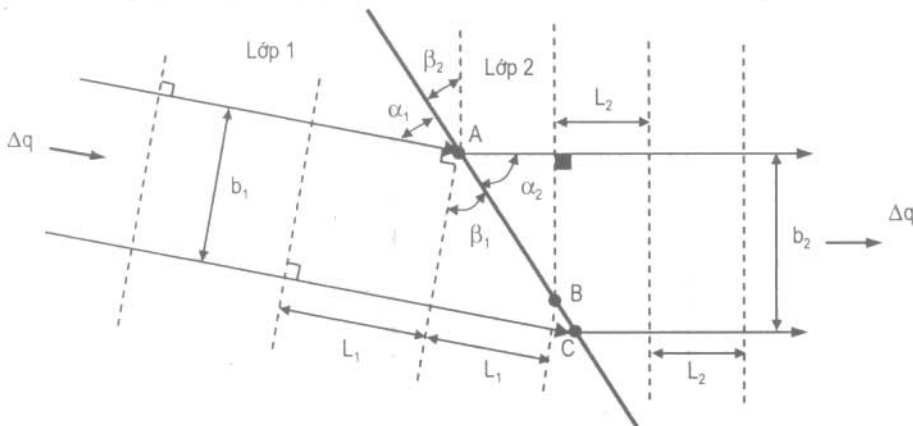
Hình 1.16

1.7.7. Xây dựng mạng lưới thấm cho kết cấu thủy công trên nền đất không đồng nhất

Kỹ thuật xây dựng mạng lưới thấm đã mô tả trong mục 1.7.4 chỉ cho điều kiện nền đất đồng nhất. Trong thực tế, chúng ta thường gặp nền đất không đồng nhất. Một sơ đồ mạng lưới thấm cắt qua hai lớp đất đá khác nhau như chỉ ra trên hình 1.17 dưới đây.

Hình 1.17 biểu diễn điều kiện tổng quát mà ở đó kênh dòng chảy cắt qua biên của hai lớp đất khác nhau. Lớp đất 1 và 2 có các hệ số thấm là k_1 và k_2 , tương ứng. Các đường không liên nét biểu diễn các đường đẳng thế.

Đặt Δh là tổn thất chiều cao cột áp giữa hai đường đẳng thế cạnh nhau. Nếu chỉ xét một đơn vị chiều rộng dòng chảy, ta có:



Hình 1.17. Sơ đồ dòng chảy đi qua hai lớp đất đá khác nhau.

$$\Delta q = k_1 \frac{\Delta h}{L_1} (b_1 \times 1) = k_2 \frac{\Delta h}{L_2} (b_2 \times 1)$$

hay,

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/L_2}{b_1/L_1} \quad (1.78)$$

Trong đó: L_1 và b_1 - chiều dài và chiều rộng của các phân tố dòng chảy trong lớp đất 1;
 L_2 và b_2 - chiều dài và chiều rộng của các phân tố dòng chảy trong lớp đất 2.

Liên hệ với hình 1.17, ta có:

$$L_1 = AB \sin\beta_1 = AB \cos\alpha_1 \quad (1.79a)$$

$$L_2 = AB \sin\beta_2 = AB \cos\alpha_2 \quad (1.79b)$$

$$b_1 = AC \cos\beta_1 = AC \sin\alpha_1 \quad (1.79c)$$

$$b_2 = AC \cos\beta_2 = AC \sin\alpha_2 \quad (1.79d)$$

Từ các phương trình (1.79 a) và (1.79 c), ta có:

$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{\cos\beta_1}{\sin\beta_1} = \frac{\sin\alpha_1}{\cos\alpha_1}$$

hay,
$$\frac{b_1}{L_1} = \frac{1}{\operatorname{tg}\beta_1} = \operatorname{tg}\alpha_1 \quad (1.80)$$

Đồng thời, từ các phương trình (1.79 b) và (1.79 d), có:

$$\frac{b_2}{L_2} = \frac{\cos\beta_2}{\sin\beta_2} = \frac{\sin\alpha_2}{\cos\alpha_2} \quad (1.81)$$

hay
$$\frac{b_2}{L_2} = \frac{1}{\operatorname{tg}\beta_2} = \operatorname{tg}\alpha_2 \quad (1.82)$$

Kết hợp các phương trình (1.78), (1.80), (1.81), và (1.82), chúng ta sẽ nhận được:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\operatorname{tg}\beta_1}{\operatorname{tg}\beta_2} = \frac{\operatorname{tg}\alpha_2}{\operatorname{tg}\alpha_1} \quad (1.83)$$

Những lưới dòng chảy trong nền đất không đồng nhất có thể xây dựng bằng cách dùng các tương quan đã cho trong phương trình (1.83) và những nguyên tắc cơ bản đã phân tích trong phần 1.7.4. Cần chú ý những điểm dưới đây:

1) Nếu $k_1 > k_2$, chúng ta có thể vẽ các phân tố dòng chảy trong lớp đất 1 là những hình vuông, nghĩa là: $L_1 = b_1$. Khi đó, phương trình (1.78) có dạng $k_1 / k_2 = b_2 / L_2$. Do vậy, các phân tố dòng chảy trong lớp 2 sẽ là những hình chữ nhật, tỷ số chiều rộng trên chiều dài sẽ bằng k_1 / k_2 .

2) Nếu $k_1 < k_2$, chúng ta có thể vẽ các phân tố dòng chảy trong lớp đất 1 là những hình vuông, nghĩa là: $L_1 = b_1$. Từ phương trình (1.78) có: $k_1 / k_2 = b_2 / L_2$. Như vậy, các phân tố dòng chảy trong lớp 2 cũng sẽ là những hình chữ nhật.

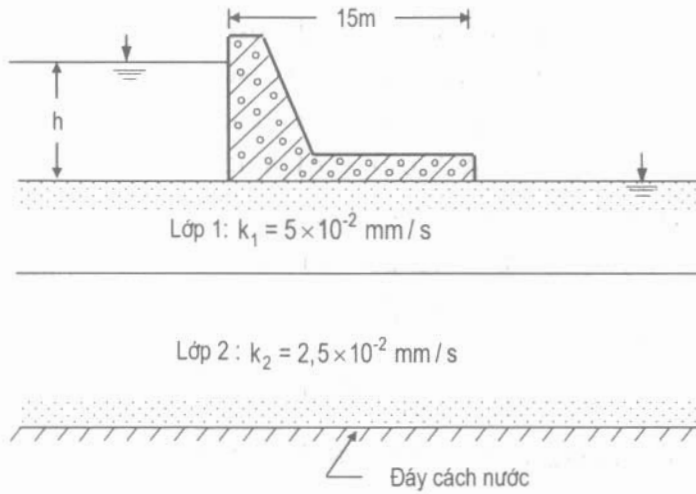
Ví dụ 1.5. Hãy vẽ một mạng lưới thấm cho mặt cắt đập nằm trên nền đất hai lớp khác nhau như chỉ ra trên hình 1.18?

Bài giải:

1) Phương pháp tính thủ công

Một mạng lưới thấm cho tiết diện đập xây dựng trên nền đất hai lớp được cho trên hình 1.19. Chú ý, $k_1 = 5 \times 10^{-2}$ mm/giây, và $k_2 = 2,5 \times 10^{-2}$ mm/giây. Nên chúng ta có:

$$k_1/k_2 = \frac{5 \times 10^{-2}}{2,5 \times 10^{-2}} = 2 = \frac{\text{tg}\beta_1}{\text{tg}\beta_2} = \frac{\text{tg}\alpha_2}{\text{tg}\alpha_1}$$

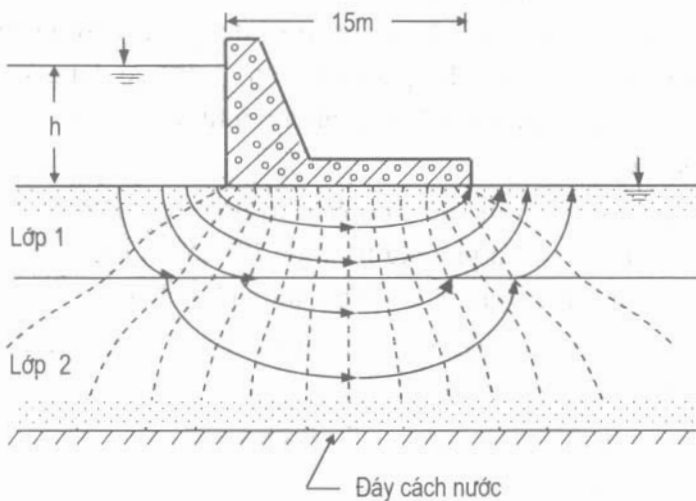


Hình 1.18

Trong lớp đất 1, những phân tử dòng chảy được vẽ thành hình vuông; còn trong lớp đất 2 vì $k_1/k_2 = 2$ nên các phân tử dòng chảy trong lớp này sẽ là những hình chữ nhật có tỷ số:

$$L_2/b_2 = \frac{1}{2}, \text{ tức là } L_2 = \frac{1}{2} b_2.$$

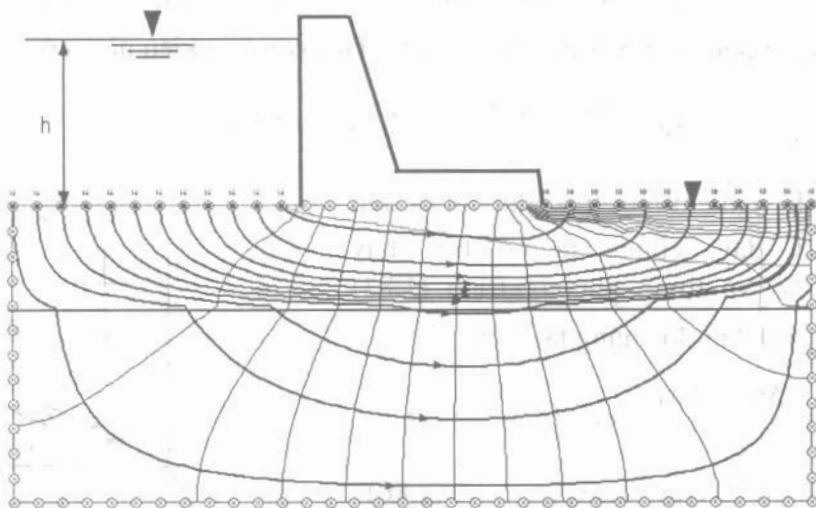
Một mạng lưới thấm tiêu biểu được xây dựng bằng phương pháp tính thủ công như giới thiệu trên hình 1.19 dưới đây.



Hình 1.19. Sơ đồ mạng lưới thấm dưới đáy đập lập theo phương pháp thủ công.

2) Phương pháp tính toán có sự hỗ trợ của máy tính điện tử

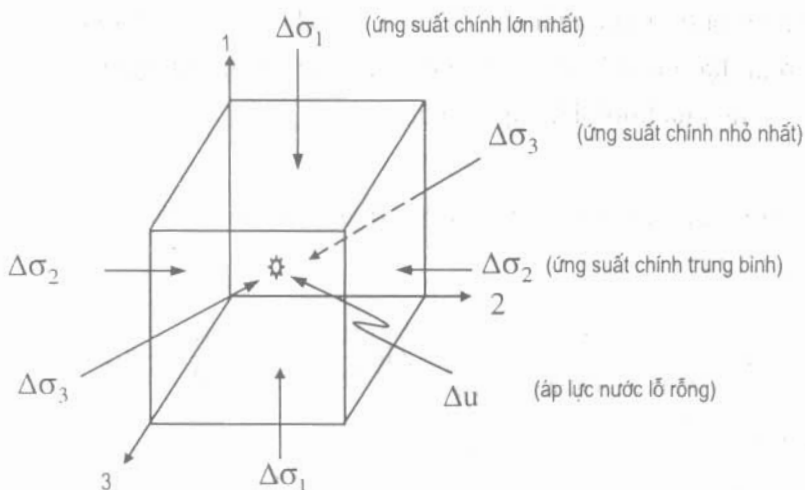
Các phần mềm Địa kỹ thuật, như: PLAXIS; SLIDE; GEO-STUDIO, v.v... có thể sử dụng để kiểm tra các kết quả tính trong phần 1 của ví dụ này. Các kết quả tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính điện tử được giới thiệu trên hình 1.20 dưới đây.



Hình 1.20. Sơ đồ mạng lưới thấm dưới nền đập được thiết lập bằng phần mềm SLIDE V.5

1.8. ÁP LỰC NƯỚC LỖ RỖNG SINH RA DO NÉN KHÔNG THOÁT NƯỚC

Trong một vài nghiên cứu thực tế trong cơ học đất, các ứng suất chính nhỏ nhất và trung bình không bằng nhau. Để đưa ứng suất chính trung bình vào tính toán (hình 1.21), Henkel (1960) đề nghị thay đổi phương trình tính áp lực nước lỗ rỗng dưới điều kiện nén ba trục như sau:



Hình 1.21. Phân tử đất bão hòa nước với các ứng suất chính lớn nhất, trung bình và nhỏ nhất.

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2}; \quad (1.83)$$

hay
$$\Delta u = \Delta\sigma_{\text{oct}} + 3\Delta\tau_{\text{oct}} \quad (1.84)$$

Trong đó: a = đường kính áp lực lỗ rỗng Henkel

$\Delta\sigma_{\text{oct}}$ và $\Delta\tau_{\text{oct}}$ = số gia ứng suất pháp và ứng suất tiếp tám mặt, tương ứng.

Trong các thí nghiệm nén ba trục, $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$. Đối với điều kiện này, có:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1.85)$$

Đối với các thí nghiệm một trục như chỉ ra trên hình 1.22 dưới đây, chúng ta có thể thay $\Delta\sigma_1$ bằng $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ và trong phương trình (1.83) thay $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, khi đó chúng ta sẽ có:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{3} + a\sqrt{2} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

hay,
$$\Delta u = \left(\frac{1}{3} + a\sqrt{2}\right) (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1.86)$$

Đối với đất hoàn toàn bão hoà nước, đường kính Henkel được tính như sau:

$$a = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(A - \frac{1}{3}\right) \quad (1.87)$$

Trong đó: A = hệ số Skempton, nó được xác định bằng thí nghiệm ba trục tiêu chuẩn hay bằng thí nghiệm tại hiện trường,...

Ví dụ 1.6. Một khối đất đắp như chỉ ra trên hình 1.23. Hãy xác định áp lực nước lỗ rỗng sẽ phát sinh ra do bị nén tại các điểm A và B? Giả thiết hệ số poisson, $\nu = 0,45$ và trị số tham số áp lực nước lỗ rỗng A được xác định bằng thí nghiệm ba trục tiêu chuẩn dưới cùng tải trọng của khối đất đắp là 0,6.

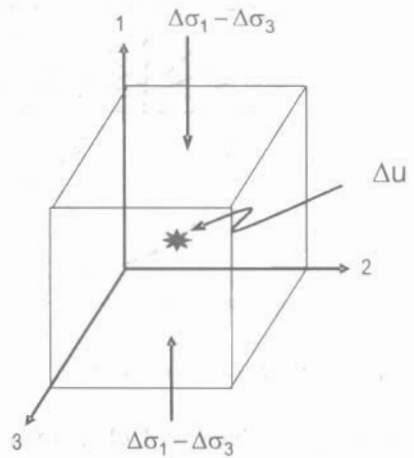
Bài giải:

Các trị số ứng suất chính σ_1 ; σ_3 tại các điểm A và B có thể được tính như sau (theo Poulos và Davis, 1974):

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{P}{\pi a} \left[\left(a\beta + x\alpha + z \ln \frac{R_2}{R_1} \right) \pm \left(\ln^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha \right)^{1/2} \right] \quad (1.88)$$

1) Tại điểm A:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{matrix} \right\} = \frac{150}{(3,14)(12)} \left\{ \left[12\beta + 0(\alpha) + (1,8)(2,3) \log \frac{R_2}{R_1} \right] \pm (1,8) \left[2,3^2 \log^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha^2 \right]^{1/2} \right\}$$



Hình 1.22. Áp lực nước lỗ rỗng dưới thí nghiệm nén một trục không thoát nước.

Trong đó:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{z} = \frac{12}{1,8} = 6,67 \longrightarrow \alpha = 81,47^\circ \frac{3,14}{180} \approx 1,421$$

Vậy,

$$\beta = 90^\circ - 81,47^\circ = 8,53^\circ \frac{3,14}{180} \approx 0,149$$

và,

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{R_1}{R_2} = \frac{1,8}{R_2} \Rightarrow R_2 = \frac{1,8}{\cos 81,47^\circ} = 12,23 \text{ m}$$

Thật vậy,

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = 3,98 \times \left\{ \left[12(0,149) + (1,8)(2,3) \log \frac{12,23}{1,8} \right] \pm (1,8) \left[2,3^2 \log^2 \left(\frac{2,23}{1,8} \right) + (1,421)^2 \right]^{1/2} \right\}$$

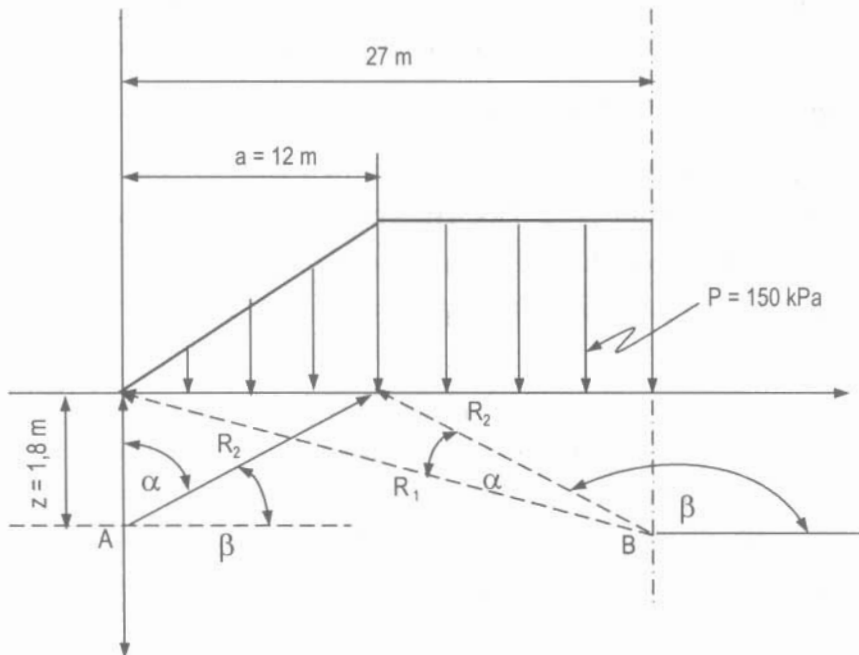
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = 3,98 \{ 5,233 \pm 4,291 \}$$

Vậy,

$$\sigma_1 = 3,98(5,233 + 4,291) \approx 37,90 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 3,98(5,233 - 4,291) \approx 3,75 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \nu(\sigma_1 + \sigma_3) \approx 0,45(37,90 + 3,75) = 18,74 \text{ kPa}$$



Hình 1.23

Việc tính toán áp lực nước lỗ rỗng được thực hiện như dưới đây:

$$\Delta u_A = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} + a\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

Từ phương trình (1.87), có:

$$a = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(A - \frac{1}{3} \right) = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(0,6 - \frac{1}{3} \right) = 0,189$$

Do đó,

$$\Delta u_A = \frac{37,90 + 18,74 + 3,75}{3} + (0,189) \sqrt{(37,90 - 18,74)^2 + (18,74 - 3,75)^2 + (3,75 - 37,90)^2}$$

$$\Delta u_A \approx 28,05 \text{ kPa}$$

2) Tại điểm B:

Trong tự cách tính của điểm A, kết quả tính áp lực nước lỗ rỗng tại điểm B có thể thu được như sau :

$$\Delta u_B \approx 169,31 \text{ kPa}$$

1.9. PHÂN LOẠI ĐẤT

Hiện nay, hai hệ thống phân loại đất chính đang rất thuận lợi cho ứng dụng trong lĩnh vực xây dựng. Hệ thống phân loại đất thống nhất và hệ thống phân loại AASHTO sẽ được mô tả chi tiết dưới đây. Cả hai hệ thống phân loại này đều sử dụng các chỉ tiêu tính chất đơn giản, như thành phần cấp phối hạt đất, giới hạn chảy, và chỉ số dẻo của đất.

Hệ thống phân loại đất thống nhất

Hệ thống phân loại đất thống nhất lần đầu tiên được A. Casagrande giới thiệu vào năm 1942, sau đó vào năm 1952 được Hiệp hội các kỹ sư và Cục cải tạo đất toàn Liên bang Mỹ sửa đổi. Hiện nay, hệ thống phân loại đất này được các tổ chức khác nhau, và các kỹ sư địa kỹ thuật xây dựng sử dụng rộng rãi trong lĩnh vực tư vấn và trong các bộ luật xây dựng.

Hệ thống phân loại đất thống nhất phân đất ra hai loại chính: *đất hạt thô* (bao gồm cuội, sỏi và cát), nếu hàm lượng của chúng nằm trên sàng 200 chiếm trên 50%; và *đất hạt mịn* (bao gồm bụi và đất loại sét), nếu hàm lượng đất lọt sàng số 200 chiếm trên 50%. Ngoài ra, đất còn được phân chia chi tiết hơn như chỉ ra trong bảng 1.5.

Trong bảng phân loại đất thống nhất thường sử dụng các ký hiệu dưới đây:

G : Cuội, sỏi

W: Cấp phối hạt tốt

S : Cát

P : Cấp phối hạt xấu

C : Sét

H : Đèo cao

M : Bụi

L : Đèo thấp

O : Bụi hữu cơ hay sét

Pt : Bùn và sét hữu cơ cao.

Ví dụ 1.17. Cho một mẫu đất, có:

Lượng hạt lọt rây số 4 = 92 %;

Lượng hạt lọt rây số 40 = 78 %;

Lượng hạt lọt rây số 10 = 81 %;

Lượng hạt lọt rây số 200 = 65 %;

Giới hạn chảy, $W_L = 48\%$

Chỉ số dẻo, $I_p = 32\%$

Hãy phân loại đất trên bằng hệ thống phân loại đất thống nhất ?

Bảng 1.5. Hệ thống phân loại đất thống nhất

| Các nhóm đất chính | Ký hiệu nhóm | Tên gọi tiêu biểu | Tiêu chuẩn phân loại* |
|---|--------------|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1. Đất hạt thô (Lượng hạt lọt rây số 200 dưới 50%) <i>a. Cuội sỏi</i> (lượng hạt thô lọt rây số 4 dưới 50%) : Cuội sỏi chứa ít hay không chứa hạt mịn. | GW | Cuội sỏi có cấp phối tốt, sạn sỏi chứa cát (ít hay không có hạt mịn). | $C_u = D_{60} / D_{10} > 4$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60}) = 1 \div 3$ |
| | GP | Cuội sỏi có cấp phối xấu, Cuội sỏi chứa cát (ít hay không có hạt mịn). | Không dùng được hai tiêu chuẩn C_u và C_c như đối với GM |
| - Cuội sỏi chứa các hạt mịn | GM | Cuội sỏi chứa bụi, sạn sỏi chứa cát - bụi. | Các giới hạn Atterberg nằm bên dưới đường "A" hay $I_p < 4^{**}$ |
| | GC | Cuội sỏi lẫn sét; sạn sỏi chứa cát, sét. | Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" hay $I_p > 7^{**}$ |
| <i>b. Cát</i> (lượng hạt thô lọt rây số 4 trên 50%): - Cát sạch (chứa ít hay không có hạt mịn) | SW | Cát có cấp phối hạt tốt, cát lẫn sạn sỏi (có ít hay không có các hạt mịn) | $C_u = D_{60} / D_{10} > 6$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60}) = 1 \div 3$ |

Bảng 1.5 (tiếp theo)

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|----|--|--|
| - Cát chứa các hạt mịn (các hạt mịn có hàm lượng đáng kể) | SP | Cát có cấp phối hạt xấu, cát lẫn sạn sỏi (có ít hay không có các hạt mịn) | Không dùng được hai tiêu chuẩn C_u , C_c như đối với SW. |
| | SM | Cát pha bụi, cát chứa bụi | Các giới hạn Atterberg nằm dưới đường "A" hay $I_p < 4^{**}$ |
| | SC | Cát pha sét, cát chứa sét | Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" hay $I_p > 7^{**}$ |
| 2. Đất hạt mịn (lượng hạt lọt rây số 200 trên 50%) <i>a. Bụi và sét</i> ($W_l < 50\%$) | ML | Bụi vô cơ, cát rất mịn, cát lẫn bụi đá, cát mịn pha bụi hay sét | |
| | CL | Sét vô cơ (độ dẻo thấp đến trung), sét lẫn sạn sỏi, sét lẫn cát, sét lẫn bụi, sét tinh | |
| | OL | Bụi hữu cơ, sét pha bụi hữu cơ (độ dẻo thấp) | |
| | MH | Bụi vô cơ, cát mịn hay đất bụi chứa mi ca hay tảo cát,... | |
| <i>b. Bụi và sét</i> ($W_l > 50\%$) | CH | Sét vô cơ (dẻo cao), sét béo | |
| | OH | Sét hữu cơ (dẻo trung bình đến cao), bụi hữu cơ | |
| | Pt | Than bùn, bùn thối và đất chứa nhiều hữu cơ khác. | |
| <i>c. Đất chứa nhiều hữu cơ</i> | | | |

Ghi chú: * Phân loại dựa trên phần trăm hạt mịn

| Hàm lượng hạt lọt rây số 200 | Phân loại |
|------------------------------|---|
| < 5% | GW, GP, SW, SP |
| > 12% | GM, GC, SM, SC |
| 5 ÷ 12% | Dùng dấu gạch nối ví dụ: GW - GM; GW - GC; GP - GM GP - SC; SW - SM; SW - SC; SP - SM; SP - SC |

Bài giải:

Do hàm lượng hạt đất lọt sàng số 200 chiếm trên 50%, điều này có nghĩa là đất có thể được xếp vào những nhóm: ML; CL; OL; MH; CH; hay OH.

Theo bài ra, nếu $W_L = 48$, và $I_p = 32$, đối chiếu với sơ đồ cho trong bảng 1.5 thì nhóm đất này hoàn toàn nằm trong vùng CL. Kết luận, đất đã cho được xếp vào loại CL.

Các bài tập chương 1

Bài tập 1.8. Hãy giải ví dụ 1.1 với thể tích mẫu đất là $3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$, đất có tổng khối lượng là 5,0 kg, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 1.9. Hãy giải ví dụ 1.2 bằng cách dùng các kết quả phân tích rây cho trong bảng 1.6 dưới đây, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bảng 1.6. Các kết quả phân tích rây

| Rây tiêu chuẩn của Mỹ, số : | 4 | 10 | 16 | 30 | 40 | 60 | 100 | 200 | Còn Lại |
|---------------------------------|----|----|----|----|-----|----|-----|-----|---------|
| Khối lượng đất Còn lại trên rây | 10 | 30 | 52 | 80 | 141 | 96 | 105 | 85 | 51 |

Bài tập 1.10. Hãy giải ví dụ 1.3 bằng cách dùng chiều dày lớp đất thấm nước dưới đáy đập là 15 m và có hệ số thấm $k = 0,005 \text{ mm/giây}$, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 1.11. Hãy giải ví dụ 1.4 nếu có tương quan giữa các hệ số thấm là $k_x = 2 k_z$, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

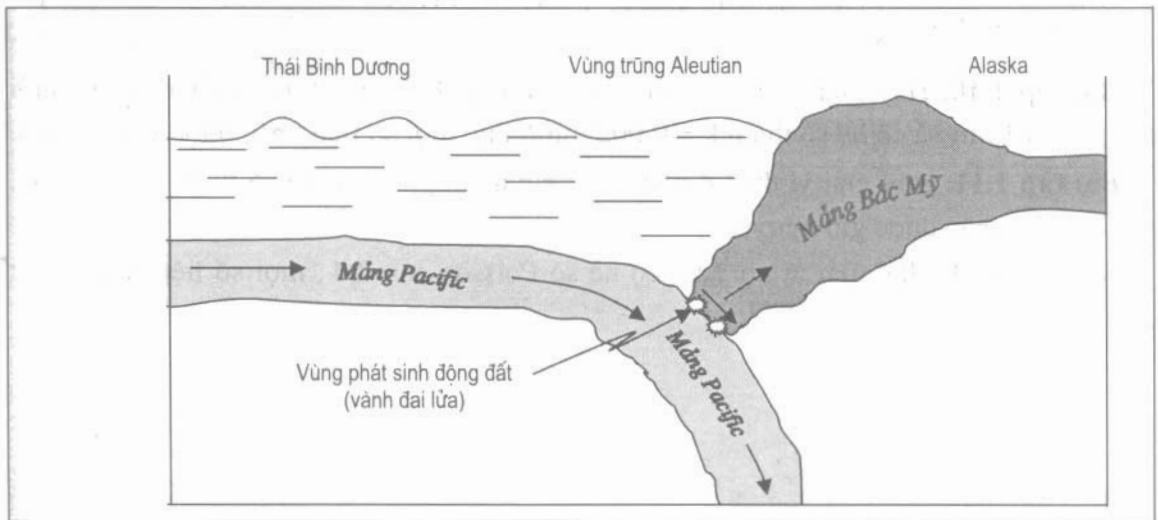
Bài tập 1.13. Hãy giải ví dụ 1.6 nếu hệ số Poisson $\nu = 0,4$, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Chương 2

ĐIẢ KỸ THUẬT ĐỘNG LỰC CÔNG TRÌNH

2.1. ĐỊA CHẤN VÀ CƯỜNG ĐỘ ĐỘNG ĐẤT

Hầu hết các trận động đất đều xảy ra ngay trên hay sát phía dưới ranh giới của các mảng lục địa, thường gọi là các vành đai lửa - nơi tiếp xúc hơi nghiêng giữa các mảng lục địa với nhau như được minh họa trên hình 2.1 (theo cách mô phỏng của Gere và Shah, 1984).



Hình 2.1. Mặt cắt ngang qua mảng kiến tạo Bắc Alaska (theo Gere và Shah, 1984)

Hiện có hai phương pháp cơ bản để đo cường độ động đất : 1) Dựa trên cường độ động đất, và 2) Dựa trên cường độ phá hoại công trình. Cường độ được đo bằng tổng năng lượng giải phóng ra từ trận động đất, còn cường độ phá hoại được dựa trên khả năng phá hoại công trình và phản ứng của con người.

Hiện nay, đang tồn tại nhiều thang đo cường độ động đất khác nhau được các nhà nghiên cứu địa chấn sử dụng.

2.1.1. Thang cường độ địa chấn cục bộ

Vào năm 1935, Giáo sư Charles Richter, thuộc viện nghiên cứu công nghệ California đã đưa ra một thang đo cường độ động đất cho những trận động đất nông và động đất khu vực thuộc phía Nam California. Thang cường độ địa chấn này ngày nay thường được gọi là Thang Cường độ Richter. Do cường độ địa chấn chỉ ứng dụng cho

những cơn động đất nông và mang tính địa phương, nên nó còn được hiểu như là một thang đo cường độ địa chấn cục bộ (hay địa phương), M_L . Chính thang đo cường độ địa chấn này rất dễ hiểu và được sử dụng nhiều. Cường độ địa chấn được tính như sau (Richter, 1935, 1958) :

$$M_L = \log A - \log A_0 = \log A / A_0 \quad (2.1)$$

Trong đó: M_L - cường độ địa chấn cục bộ (tham khảo thang đo địa chấn của Richter)

A - biên độ dao động lớn nhất, mm, được ghi lại bằng máy địa chấn ký tiêu chuẩn của Anderson có chu kỳ riêng bằng 0,8 giây, hệ số tắt dần là 80%, và cường độ tính bằng 2800. Máy đo địa chấn Anderson phải được đặt trên nền đá cứng nằm cách tâm động đất 100 km.

$$A_0 = 0,001 \text{ mm.}$$

2.1.2. Tương quan giữa cường độ địa chấn cục bộ, M_L với gia tốc địa chấn lớn nhất, a_{max}

Bảng 2.1 giới thiệu các tương quan gần đúng giữa cường độ địa chấn cục bộ, M_L , với gia tốc địa chấn lớn nhất, a_{max} , trong khoảng thời gian xảy ra động đất. Càng cách xa tâm địa chấn hay khu vực đứt gãy kiến tạo, thì cường độ địa chấn sẽ giảm còn thời gian rung động đo địa chấn sẽ tăng lên.

Bảng 2.1. Các tương quan gần đúng giữa cường độ địa chấn, M_L , và gia tốc địa chấn cực đại, a_{max} , xảy ra trong quá trình động đất, và mức độ hư hỏng xung quanh vùng đứt gãy kiến tạo đã được Mercalli sửa đổi

| Cường độ cục bộ M_L | Gia tốc địa chấn cực đại tiêu biểu, a_{max} , xung quanh đứt gãy kiến tạo | Thời gian rung động địa chấn xung quanh đứt gãy kiến tạo | Trị số cường độ địa chấn xung quanh đứt gãy kiến tạo đã được Mercalli hiệu chỉnh |
|--------------------------|---|--|--|
| ≤ 2 | - | - | I - II |
| 3 | - | - | III |
| 4 | - | - | IV-V |
| 5 | 0,09 g | 2 giây | VI - VII |
| 6 | 0,22 g | 12 giây | VII - VIII |
| 7 | 0,37 g | 24 giây | IX - X |
| ≥ 8 | $\geq 0,50$ g | ≥ 34 giây | XI - XII |

Nguồn tài liệu: Housner, 1970; Yeats và cộng sự, 1997, Gere và Shah, 1984.

2.2. CÁC SÓNG ĐỊA CHẤN

2.2.1. Môi trường đồng nhất vô hạn (như chỉ ra trên hình 2.2 dưới đây)

1. Vận tốc sóng dọc (sóng ban đầu, V_p)

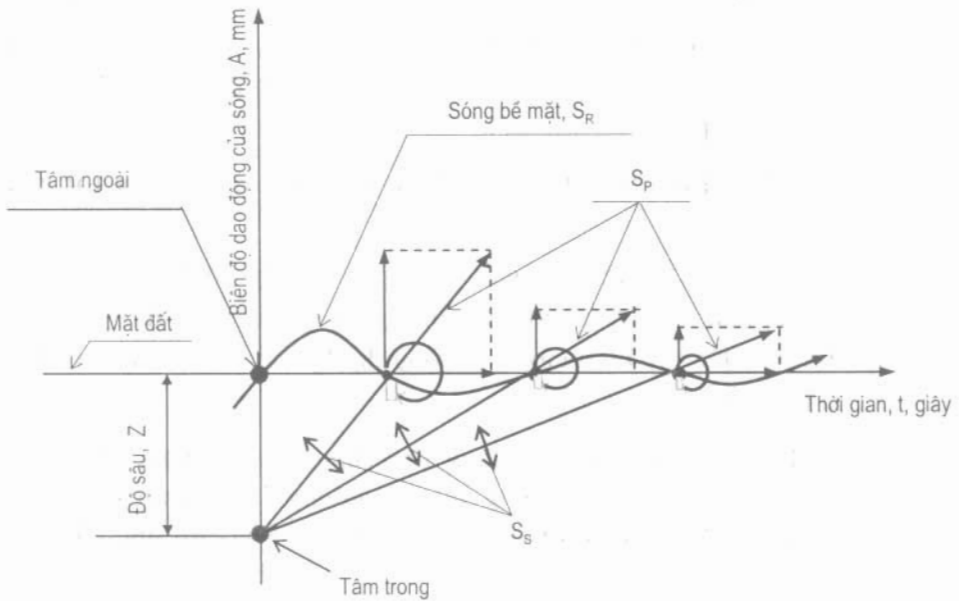
Để tính toán tốc độ sóng ban đầu, chúng ta có thể sử dụng công thức dưới đây:

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\gamma}} \quad (2.2)$$

Trong đó: G - mô đun cắt, $G = E / 2 (1 + \nu)$; λ - hệ số Lambe, $\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$;

γ - trọng lượng đơn vị của đất;

ν - hệ số Poisson.



Hình 2.2. Sơ đồ truyền sóng địa chấn từ nội chấn tâm lên bề mặt đất.

Sau khi thay các trị số đã có vào phương trình (2.2), ta có:

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\gamma(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.3)$$

2. Vận tốc sóng ngang (sóng thứ sinh, V_S)

Tốc độ truyền sóng thứ sinh được tính như sau:

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\gamma}} \quad (2.4)$$

hay,

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\gamma(1+\nu)}} \quad (2.5)$$

Chú ý: Tỷ số $V_P / V_S = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}$

Thật vậy, tỷ số V_p / V_s phụ thuộc vào hệ số Poisson.

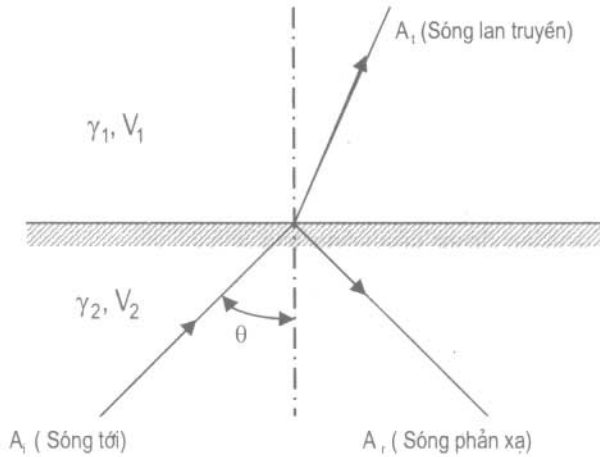
3. Vận tốc sóng Rayleigh (sóng bề mặt), V_R

Có thể tính gần đúng bằng công thức sau:

$$V_R = \frac{0,862 + 1,14 \nu}{1 + \nu} V_s \quad (2.6)$$

2.2.2. Thay đổi biên độ dao động do truyền sóng địa chấn giữa hai môi trường đàn hồi

Sự truyền sóng địa chấn từ môi trường này sang môi trường khác sẽ tạo ra hai loại sóng: sóng lan truyền và sóng phản xạ như minh họa trên hình 2.3 dưới đây.



Hình 2.3. Sơ đồ thay đổi biên độ truyền sóng từ môi trường này sang môi trường khác.

1. Sự thay đổi biên độ dao động do truyền sóng giữa hai môi trường đàn hồi

Nếu biên độ dao động của sóng tới, phản xạ, và lan truyền lần lượt được ký hiệu bằng A_i , A_r , và A_t tương ứng, và góc tới là $\theta = 0$, thì tương quan giữa các biên độ này có thể được biểu diễn như sau:

$$A_r = \frac{1 - \bar{\alpha}}{1 + \bar{\alpha}} \quad (2.7)$$

$$A_t = \frac{2}{1 + \bar{\alpha}} A_i \quad (2.8)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \times \frac{V_1}{V_2} \quad (2.9)$$

Trong đó: $\bar{\alpha}$ - hệ số trở kháng của sóng tới;

γ - trọng lượng đơn vị của đất;

V - tốc độ sóng.

Nói chung, hệ số trở kháng của lớp đất sét mềm yếu nhỏ hơn so với tầng đất cứng. Do đó, hệ số trở kháng $\bar{\alpha} < 1$ nếu như sóng địa chấn được truyền từ môi trường cứng hơn sang môi trường mềm yếu hơn, trong trường hợp này có thể được biểu diễn như sau:

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \times \frac{V_1}{V_2} < 1.$$

2. Hiện tượng cộng hưởng

Kanai và cộng sự của ông (1953) đã xác nhận một hiện tượng “khuyếch đại quá mức” xảy ra do phản xạ nhiều lần của các sóng trong tầng đất rất yếu trên mặt đất.

Nếu chuyển động của sóng tới có dạng hình sin điều hoà, biên độ dao động tại độ sâu z' so với đáy lớp đất yếu được xác định như sau:

$$A_{(z')} = \frac{2 A_i \cos \left[\frac{\pi}{2} \times \frac{T_g}{T_i} \left(1 - \frac{z'}{h} \right) \right]}{\sqrt{\cos^2 \left(\frac{\pi}{2} \times \frac{T_g}{T_i} \right) + \bar{\alpha}^2 \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \times \frac{T_g}{T_i} \right)}} \quad (2.10)$$

Trong đó: A_i - biên độ dao động của sóng tới;

h - chiều dày của lớp đất yếu bề mặt;

T_i - chu kỳ của sóng tới, và;

T_g - chu kỳ riêng của lớp đất yếu bề mặt ($T_g = 4 h / V_1$).

Nếu sóng tới hình sin có chu kỳ $T_g = T_i = 4 h / V_1$, thì biên độ dao động của sóng địa chấn tại bề mặt đất ($z = h$) giả thiết có trị số lớn nhất, tức là:

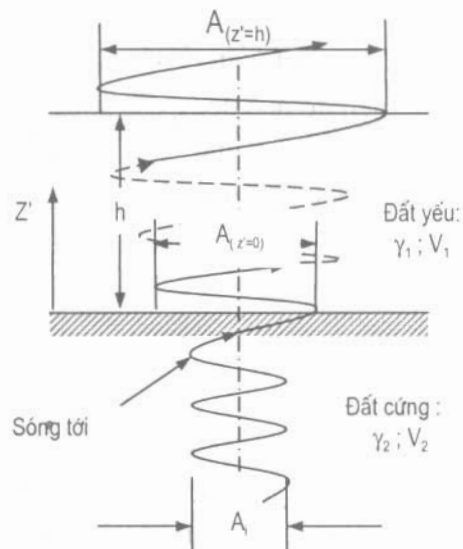
$$A_{(z'=h)} = \frac{2}{\bar{\alpha}} A_i \quad (2.11)$$

và đây là điều kiện cộng hưởng. Điều này thực tế cho thấy, trị số biên độ dao động sóng địa chấn lớn nhất, tại đó có $2/\bar{\alpha} > 2$ cho lớp đất bề mặt mềm yếu, vì $\bar{\alpha}$ luôn nhỏ hơn một đơn vị (xem hình 2.4).

2.3. PHÂN TÍCH HOÁ LỎNG VÀ LÚN DO ĐỘNG ĐẤT GÂY RA

2.3.1. Phân tích hoá lỏng do động đất gây ra

Để tính toán hệ số kháng hoá lỏng của đất đá người ta hay dùng phương trình sau:



Hình 2.4. Sơ đồ để tính toán trạng thái cộng hưởng.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.12)$$

Trong đó: CRR - hệ số kháng hoá lỏng chu kỳ;

CSR - hệ số ứng suất chu kỳ, và được tính như sau:

$$CSR = \frac{\tau_{Cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (2.13)$$

Trong đó: r_d - hệ số giảm độ sâu, còn được hiểu như hệ số giảm ứng suất (không có thứ nguyên). Theo Seed & Idriss (1992) trị số r_d được tính:

$$r_d = 1 - 0,015 Z \quad (2.14)$$

Z - chiều sâu dưới mặt đất, tính bằng mét (tức là, ở độ sâu đó được dùng để tính σ_{v0} và σ'_{v0});

σ_{v0} - tổng ứng suất thẳng đứng tại độ sâu thực tế mà ở đó tiến hành phân tích hoá lỏng (kPa); để tính tổng ứng suất thẳng đứng, cần biết trọng lượng đơn vị của đất;

σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu thẳng đứng cùng độ sâu tính σ_{v0} . Để tính σ'_{v0} cần biết trước mực nước dưới đất;

a_{max} - gia tốc địa chấn lớn nhất tại mặt đất, đơn vị m/(giây)²;

g - gia tốc lực trọng trường tại nơi đo (9,81 m/(giây)²);

CRR là hệ số kháng hoá lỏng chu kỳ tại hiện trường và được tính toán như sau:

1. Theo các trị số xuyên tiêu chuẩn (SPT)

a) Tính toán các trị số xuyên tiêu chuẩn hiệu chỉnh $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = (100/\sigma'_{v0})^{0,5} \cdot N_{60} \quad (2.16)$$

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh để tính áp lực tầng phủ được lấy gần đúng bằng:

$$(100/\sigma'_{v0})^{0,5} = 10 (1/\sigma'_{v0})^{0,5}$$

N_{60} - trị số xuyên tiêu chuẩn, N, được hiệu chỉnh theo phương pháp thí nghiệm hiện trường. Chú ý, N_{60} được tính theo phương trình dưới đây:

$$N_{60} = 1,6 E_m \cdot C_b \cdot C_r \cdot N \quad (2.17)$$

Trong đó: E_m - hiệu suất búa của Mỹ, $E_m = 0.6$ cho loại búa an toàn, và

$E_m = 0,45$ cho loại búa hình bánh cam vòng;

C_b - hệ số hiệu chỉnh đường kính hố khoan ($C_b = 1,0$ cho hố khoan có đường kính dao động từ 65 đến 115 mm, bằng 1,05 cho đường kính hố khoan 150- mm, và bằng 1,15 cho đường kính hố khoan bằng 200mm);

C_r - hệ số hiệu chỉnh chiều dài cần khoan ($C_r = 0,75$ cho loại cần khoan dài 4 m; 0,85 cho chiều dài cần khoan dài từ 4 đến 6 m; 0,95 cho cần khoan dài từ 6 đến 10 m, và 1,00 cho các loại cần khoan dài trên 10 m);

N - trị số sức kháng xuyên tiêu chuẩn đo được.

b) Tính toán các trị số CRR theo trị số $(N_1)_{60}$ và q_{c1} cho động đất có cường độ $M = 7,5$ dựa trên các hình: 2.5; 2.6; và 2.7.

2. Theo các trị số xuyên tĩnh hình côn (CPT)

a) Tính toán các trị số sức kháng mũi hiệu chỉnh (hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ):

$$q_{c1} = C_N \cdot q_c = \frac{1,8 q_c}{0,8 + \sigma'_{v0} / 100} \quad (2.18)$$

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh để tính áp lực tầng phủ, và được xác định gần đúng như sau:

$$C_N = 1,8 / (0,8 + \sigma'_{v0} / 100) \quad (2.19)$$

σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu thẳng đứng (kPa);

q_c - sức kháng mũi xuyên côn.

b) Từ hình 2.6 có thể tính được CRR theo các trị số q_{c1} ứng với động đất có $M = 7,5$.

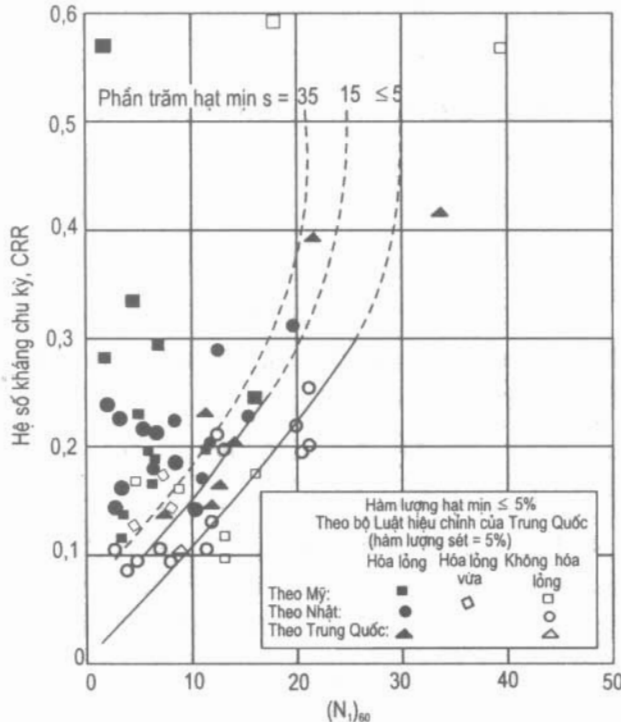
2.3.2. Lún do động đất gây ra

Theo Ishihara và Yoshimine (1992), độ lún do động đất gây ra, S , được tính như sau:

$$S = \left(\frac{\varepsilon_v}{100} \right) (H) \quad (2.20)$$

Trong đó: ε_v - biến dạng thể tích (biến dạng thể tích sau hoá lỏng);

H - chiều dày lớp đất bị hoá lỏng.



Hình 2.5. Đồ thị dùng để xác định hệ số kháng chu kỳ cho cát sạch và cát pha bụi ứng với động đất có cường độ $M = 7,5$ (theo Seed và cộng sự, 1985).

Để tính toán lún bề mặt đất của loại cát sạch bão hoà nước ứng với hệ số an toàn kháng hoá lỏng đã cho, có thể dùng hình vẽ 2.6 dưới đây, các bước tính toán bao gồm:

a) Tính toán hệ số an toàn kháng hoá lỏng, FS_L , (xem hình 2.8):

b) Mô tả tính chất của đất:

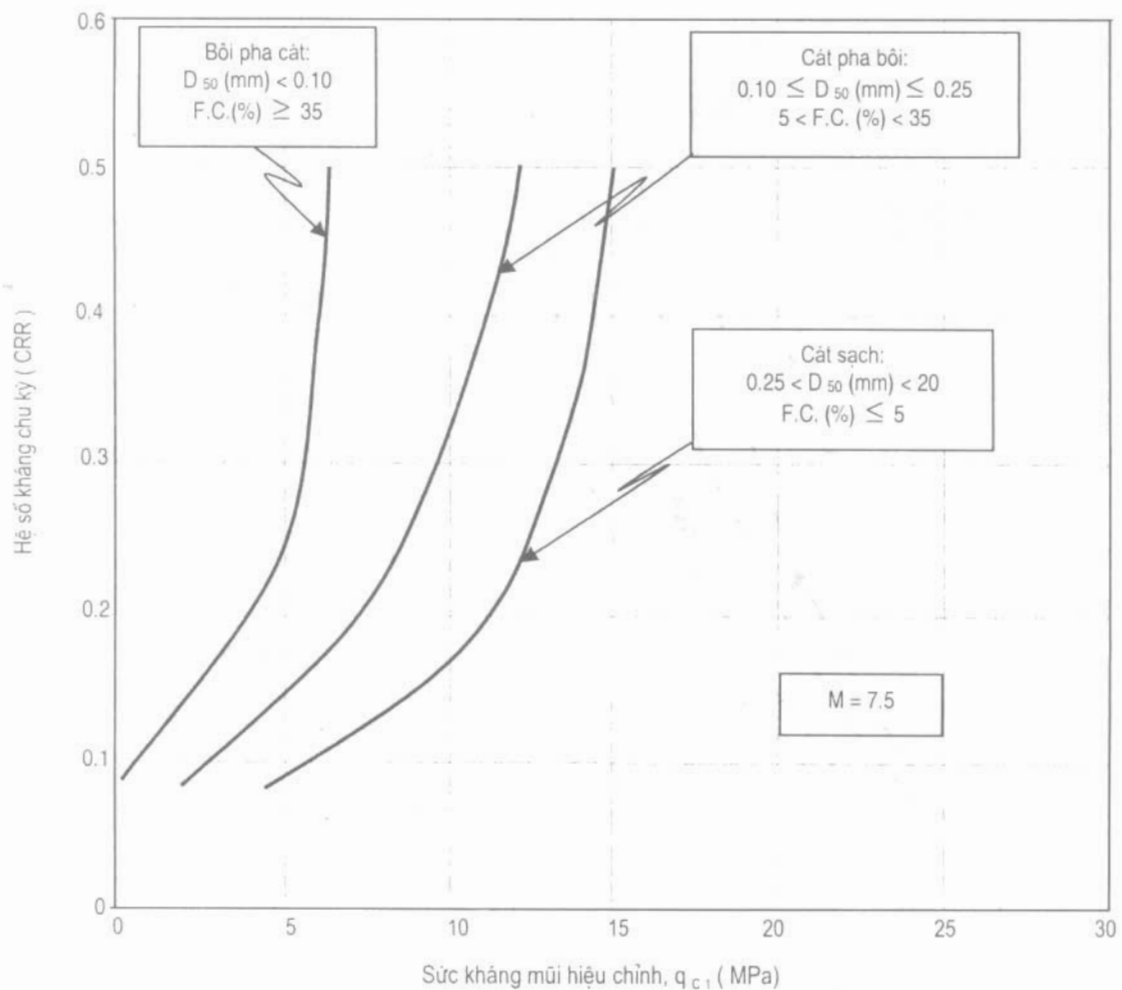
Bước thứ hai được dùng để xác định một trong các tính chất của đất như sau:

- Độ chặt tương đối, D_r , của đất tại hiện trường,

- Biến dạng cắt lớn nhất gây ra do động đất, γ_{max} , tương ứng với sức kháng mũi xuyên, q_{c1} , kG/cm^2 , hay trị số thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn của Nhật Bản, N_1 ,

c) Biến dạng thể tích, ϵ_v (%) (xem hình 2.9).

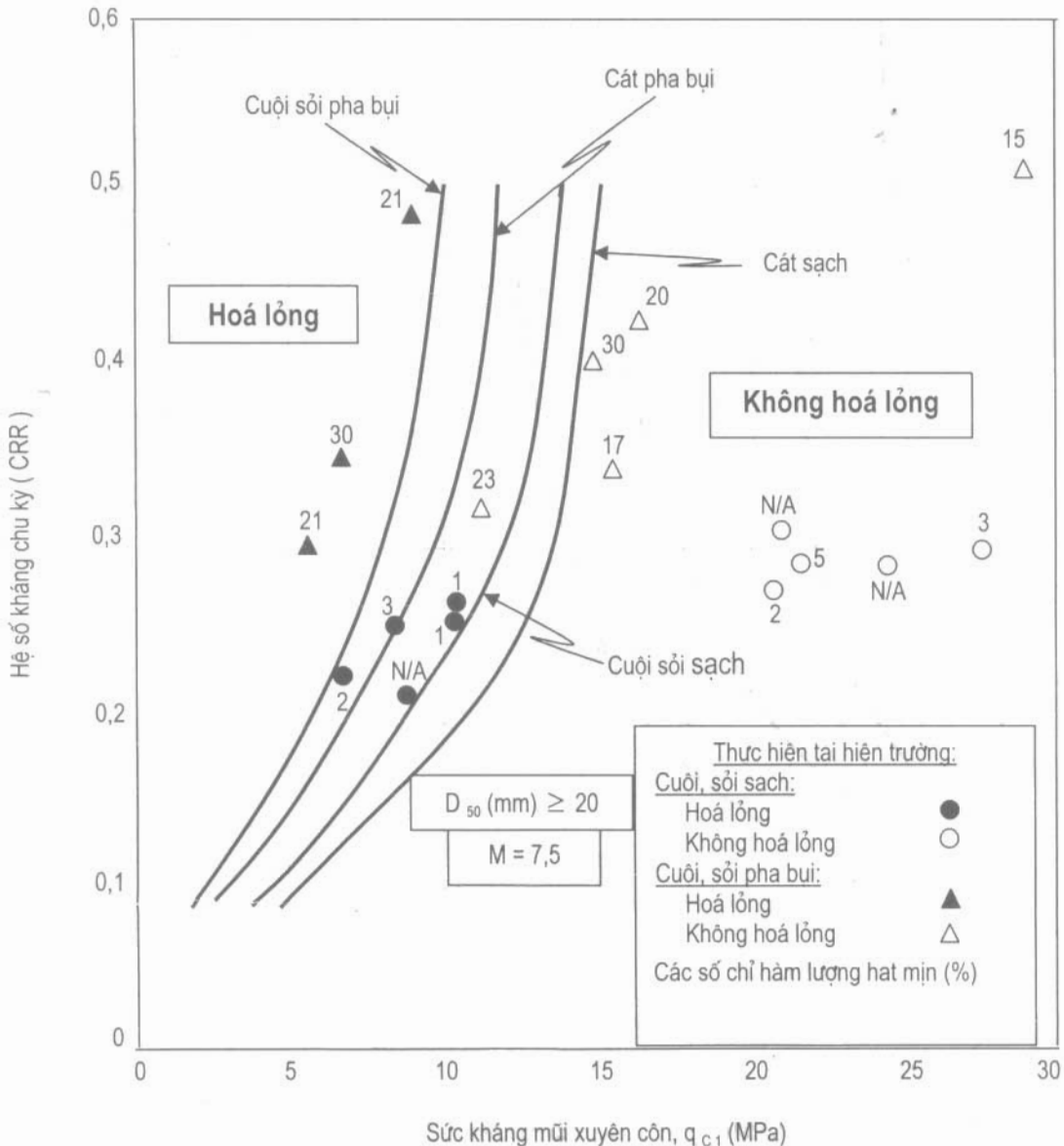
d) Độ lún : độ lún của đất được tính bằng biến dạng thể tích biểu diễn bằng số lẻ thập phân, ϵ_v , nhân với chiều dày lớp đất bị hoá lỏng, H , (xem phương trình 2.20).



Hình 2.6. Tương quan giữa hệ số kháng chu kỳ (CRR) và trị số sức kháng mũi xuyên còn hiệu chỉnh đối với cát sạch, cát pha bụi, và bụi pha cát cho động đất có cường độ $M = 7,5$ (theo Stark và Olson, 1995).

Ví dụ 2.1. Một trầm tích cát sạch có bề mặt đất nằm ngang, tổng trọng lượng đơn vị, γ , nằm trên mực nước ngầm bằng $18,90 \text{ kN/m}^3$, và trọng lượng đơn vị đẩy nổi, γ' , bằng $9,80 \text{ kN/m}^3$. Mực nước ngầm nằm ở độ sâu 1,5 m dưới mặt đất. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn thực hiện trong hố khoan có đường kính 10 cm. Tại độ sâu 3 m dưới mặt đất, một thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn tiến hành bằng búa bánh cam vòng cho: N = 7 nhát / 15 cm đầu ; 9 nhát / 15 cm thứ hai ; và 10 nhát / 15 cm thứ ba. Giả thiết, áp lực nước là thủy tĩnh. Các điều kiện động đất có : gia tốc địa chấn cực đại, $a_{\max} = 0,4 \text{ g}$ và cường độ địa chấn $M = 7,5$. Hãy tính toán độ lún do địa chấn gây ra cho trầm tích cát sạch nằm trên ?

(Chú ý, hàm lượng hạt mịn $\leq 5\%$).



Hình 2.7. Tương quan giữa hệ số kháng chu kỳ (CRR) và trị số sức kháng mũi xuyên côn hiệu chỉnh cho cuối, sỏi sạch và cuối sỏi lẫn bụi ứng với cường độ động đất $M = 7,5$ (theo Stark và Olson, 1995).

Bài giải :

1) Bằng cách dùng hình 2.9 :

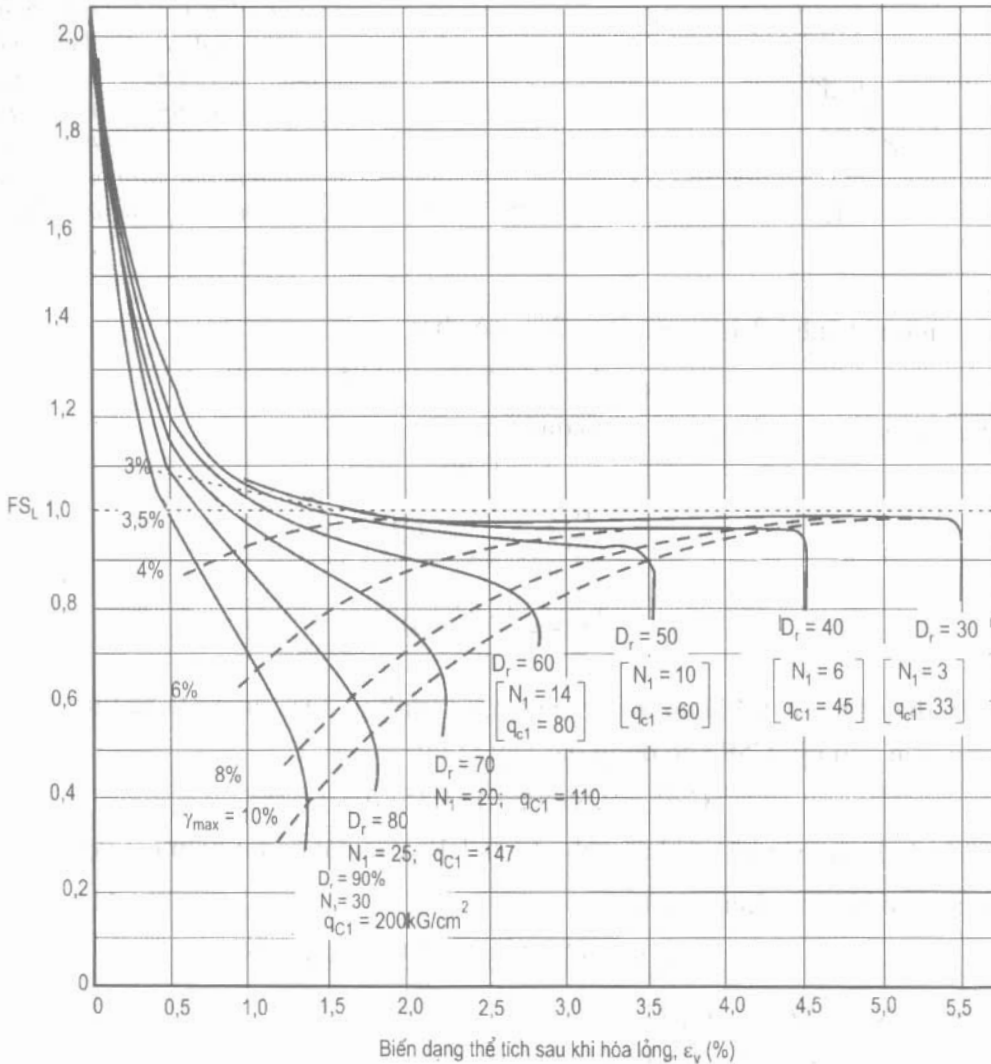
a) Bước 1: Tính toán trị số CSR, có thể dùng phương trình (2.13), như sau:

$$CSR = \frac{\tau_{Cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

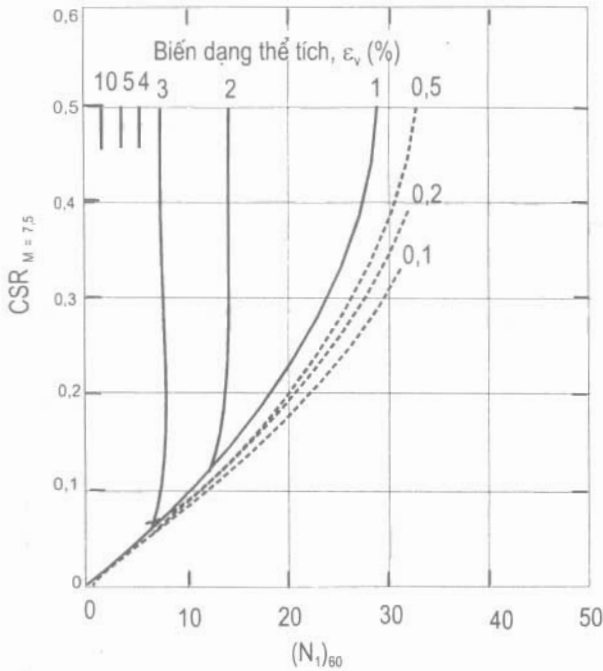
Theo điều kiện bài toán, ta có:

$$\sigma_{v0} = 1,5 \text{ m} (18,90 \text{ kN/m}^3) + (1,5 \text{ m} (9,81 + 9,84) \text{ kN/m}^3) \approx 58 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = 1,5 \text{ m} (18,90 \text{ kN/m}^3) + (1,5 \text{ m} (9,84 \text{ kN/m}^3)) \approx 43 \text{ kPa}$$



Hình 2.8. Sơ đồ để xác định trị số độ lún bề mặt đất của cát sạch như hàm số của hệ số an toàn kháng hoá lỏng FS_L . Để sử dụng hình này, cần xác định được các tính chất của đất: độ chặt tương đối, D_r , của đất tại hiện trường, biến dạng cát lớn nhất gây ra do động đất dự kiến, γ_{max} , sức kháng mũi xuyên, q_{c1} , hay trị số xuyên tiêu chuẩn Nhật Bản, N_1 , lấy bằng $(N_1)_{60}$ từ phương trình (2.16). (Sao nguyên bản từ Kraner, 1996, mà xuất xứ ban đầu do Ishihara và Yoshimine lập ra vào năm 1992).



Hình 2.9. Sơ đồ để xác định trị số độ lún bề mặt đất của cát sạch như hàm số của hệ số an toàn kháng hoá lỏng FS_L nhỏ hơn hay bằng một đơn vị (các đường liền nét), và lớn hơn một đơn vị (các đường không liền nét). Để sử dụng hình này, cần phải xác định được hệ số ứng suất chu kỳ theo phương trình (2.13) và trị số $(N_1)_{60}$ theo phương trình (2.16). (Sao nguyên bản từ Kraner, 1996, mà xuất sứ ban đầu do Ishihara và Yoshimine lập ra vào năm 1992).

Theo phương trình (2.14), với $Z = 3$ m, sẽ cho:

$$r_d = 1 - 0,015 (3) \approx 0,96$$

Trong bài này, ta sử dụng các trị số dưới đây :

$$r_d = 0,96$$

$$\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{58}{43} = 1,35$$

$$\frac{a_{max}}{g} = \frac{0,4g}{g} = 0,4$$

và sau khi thay các giá trị đã có trên vào phương trình (2.13), chúng ta sẽ tính được trị số hệ số ứng suất chu kỳ (CSR) do động đất gây ra là:

$$CSR = 0,65 (0,96) (1,35) (0,4) \approx 0,34$$

b) Bước 2: Tính toán hệ số kháng chu kỳ (CRR) của đất đá tại hiện trường:

- Tính trị số N hiệu chỉnh $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = (100 / \sigma'_{v0})^{0,5} \cdot N_{60}$$

Trong đó: $N_{60} = 1,6 E_m \cdot C_b \cdot C_r \cdot N$;

$E_m = 0,45$ cho búa bánh cam vòng;

$C_b = 1,0$ cho hố khoan có đường kính bằng 65 đến 115 mm;

$C_r = 0,75$ cho loại cần khoan dài trên 4 m.

Khi đó, chúng ta có:

$$(N_1)_{60} = 1,6 (0,45) (1,0) (0,75) (9 + 10) \approx 10.$$

- Tra cứu trên hình 2.5 với $(N_1)_{60} = 10$ và lựa chọn đường cong có hàm lượng hạt mịn dưới 5%, chúng ta sẽ thu được hệ số kháng chu kỳ của đất đá tại hiện trường ở độ sâu 3 m là: $CRR = 0,11$.

c) *Bước 3:* Tính toán hệ số an toàn kháng hoá lỏng theo phương trình (2.12):

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{0,11}{0,34} \approx 0,326$$

Kết luận: với các kết quả đã tính trên đây, trong quá trình xảy ra động đất, tầng cát sạch nằm ở độ sâu 3 m cách mặt đất hoàn toàn bị hoá lỏng.

d) *Bước 4:* Tính toán độ lún bề mặt đất (S):

$$S = \left(\frac{\epsilon_v}{100} \right) (H)$$

Từ hình 2.9, với $CSR = 0,34$ và $(N_1)_{60} = 10$, trị số biến dạng thể tích sẽ là: $\epsilon_v = 2,67\%$.

Do lớp đất bị hoá lỏng tại hiện trường có chiều dày 1 m, nên độ lún bề mặt đất của lớp đất này sẽ là:

$$S_{(1m)} = \left(\frac{2,67}{100} \right) (1m) = 0,0267 \text{ m} = 2,67 \text{ cm}$$

Ví dụ 2.2. Một trâm tích cát sạch có bề mặt đất nằm ngang, tổng trọng lượng đơn vị, γ , nằm trên mực nước ngầm bằng $18,90 \text{ kN/m}^3$, và trọng lượng đơn vị đẩy nổi, γ' , bằng $9,80 \text{ kN/m}^3$. Mực nước ngầm nằm ở độ sâu 1,5 m dưới mặt đất. Một thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn thực hiện tại độ sâu 3 m dưới mặt đất, cho sức kháng mũi xuyên, $q_c = 40 \text{ kG/cm}^2$. Giá thiết, áp lực nước là thủy tĩnh. Các điều kiện động đất có: gia tốc địa chấn cực đại, $a_{\max} = 0,4 \text{ g}$ và cường độ địa chấn $M = 7,5$. Hãy tính toán độ lún do địa chấn gây ra cho trâm tích cát sạch nằm trên? (chú ý, hàm lượng hạt mịn $\leq 5\%$).

Bài giải:

Bằng cách dùng các hình 2.6 và 2.7:

a) *Bước 1:* Tính trị số CSR, có thể sử dụng phương trình (2.13), đó là:

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 r_d \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)$$

Sử dụng những số liệu của ví dụ 2.1, trong đó:

$$\sigma_{v0} = 1,5 \text{ m} (18,90 \text{ kN/m}^3) + (1,5 \text{ m}) (9,81 + 9,84) \text{ kN/m}^3 \approx 58 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = 1,5 \text{ m} (18,90 \text{ kN/m}^3) + (1,5 \text{ m}) (9,84 \text{ kN/m}^3) \approx 43 \text{ kPa}$$

Từ phương trình (2.14) với $Z = 3 \text{ m}$, cho:

$$r_d = 1 - 0,015 (3) \approx 0,96$$

Chúng ta sẽ dùng các trị số sau:

$$r_d = 0,96$$

$$\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{58}{43} = 1,35$$

$$\frac{a_{\max}}{g} = \frac{0,4g}{g} = 0,4$$

Sau khi thay các trị số đã có vào phương trình (2.13), chúng ta sẽ nhận được hệ số ứng suất chu kỳ của đất đá tại hiện trường (CSR) do động đất gây ra, là:

$$CSR = 0,65 (0,96) (1,35) (0,4) \approx 0,34$$

b) Bước 2: Tính hệ số kháng chu kỳ (CRR) của đất tại hiện trường :

- Tính trị số sức kháng mũi xuyên hiệu chỉnh, q_{c1} :

$$q_{c1} = C_N \cdot q_c = \frac{1,8 q_c}{0,8 + \sigma'_{v0} / 100}$$

$$q_{c1} = \frac{1,8}{0,8 + 43 / 100} (40) = 59 \text{ kG / Cm}^2 = 5,9 \text{ MPa}$$

- Từ hình 2.6, với $q_{c1} = 5,9 \text{ MPa}$ và lựa chọn đường cong có hàm lượng hạt mịn dưới 5%, chúng ta sẽ thu được hệ số kháng chu kỳ của đất đá tại hiện trường ở độ sâu 3 m là : $CRR = 0,10$.

c) Bước 3: Tính hệ số an toàn kháng hoá lỏng theo phương trình (2.12) :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{0,10}{0,34} \approx 0,294$$

Kết luận: với các kết quả đã tính trên đây, trong quá trình xảy ra động đất , tầng cát sạch nằm ở độ sâu 3 m cách mặt đất hoàn toàn bị hoá lỏng.

d) Bước 4: Tính toán độ lún bề mặt đất (S):

$$S = \left(\frac{\epsilon_v}{100} \right) (H)$$

Tra cứu trên hình 2.8 với $FS_L = 0,294$ và $q_{c1} = 59 \text{ kG / Cm}^2 = 5,9 \text{ MPa}$, chúng ta nhận được biến dạng thể tích, $\epsilon_v = 3,5\%$.

Do lớp đất bị hoá lỏng tại hiện trường có chiều dày 1 m, nên độ lún bề mặt đất của lớp đất này sẽ là:

$$S_{(1m)} = \left(\frac{3,5}{100} \right) (1\text{m}) = 0,035 \text{ m} = 3,5 \text{ cm}$$

Các bài tập chương 2

Bài tập 2.3. Hãy giải ví dụ 2.1 bằng cách dùng trọng lượng đơn vị hữu hiệu của đất là: $\gamma' = 9,69 \text{ kN / m}^3$, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 2.4. Hãy giải ví dụ 2.2 bằng cách sử dụng sức kháng mũi xuyên $q_p = 50 \text{ kG/cm}^2$, được thực hiện tại độ sâu 5 m dưới mặt đất, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Chương 3

TÁC DỤNG CƠ HỌC CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT LÊN ĐẤT, HIỆN TƯỢNG XÓI NGẦM CỦA ĐẤT

3.1. TÁC DỤNG CƠ HỌC CỦA NƯỚC DƯỚI ĐẤT LÊN ĐẤT

3.1.1. Áp lực thuỷ tĩnh

Tất cả các đất hạt nhỏ (hạt mịn) nằm dưới mực nước dưới đất đều bị nước đẩy nổi.

Trọng lượng đơn vị đẩy nổi của đất, γ_{dn} , có thể được tính như sau :

$$\gamma_{dn} = \frac{W_s - V_s \gamma_w}{V} = \frac{W_s / V_s - V_s \gamma_w / V_s}{V_s / V_s - V_v / V_s}$$

hay,

$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n) = \gamma' \quad (3.1)$$

Trong đó: γ' - trọng lượng đơn vị hữu hiệu của đất.

3.1.2. Gradien thuỷ lực tới hạn và hiện tượng bùng nổ

Xét điều kiện mà ở đó xảy ra hiện tượng dòng nước chảy ngược lên phía trên đi qua lớp đất như chỉ ra trên hình 3.1. Tổng ứng suất tại điểm 0 là:

$$\sigma = h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{bh} \quad (3.2)$$

Trong đó: γ_{bh} - trọng lượng đơn vị bão hoà của đất.

Áp lực nước lỗ rỗng tại điểm 0 là:

$$U = (h_1 + h_2 + x) \gamma_w \quad (3.3)$$

và ứng suất hữu hiệu, σ' , tại điểm 0 là:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - U = h_1 \gamma_w + h_2 \gamma_{sat} - (h_1 + h_2 + x) \gamma_w \\ \sigma' &= h_2 \gamma' - x \gamma_w \end{aligned} \quad (3.4)$$

Nếu tốc độ dòng nước chảy qua đất đá tăng liên tục, thì trị số x cũng sẽ tăng lên và đạt được điều kiện mà ở đó có $\sigma' = 0$. Một cách tổng quát, điều kiện này còn được hiểu như điều kiện bùng nổ.

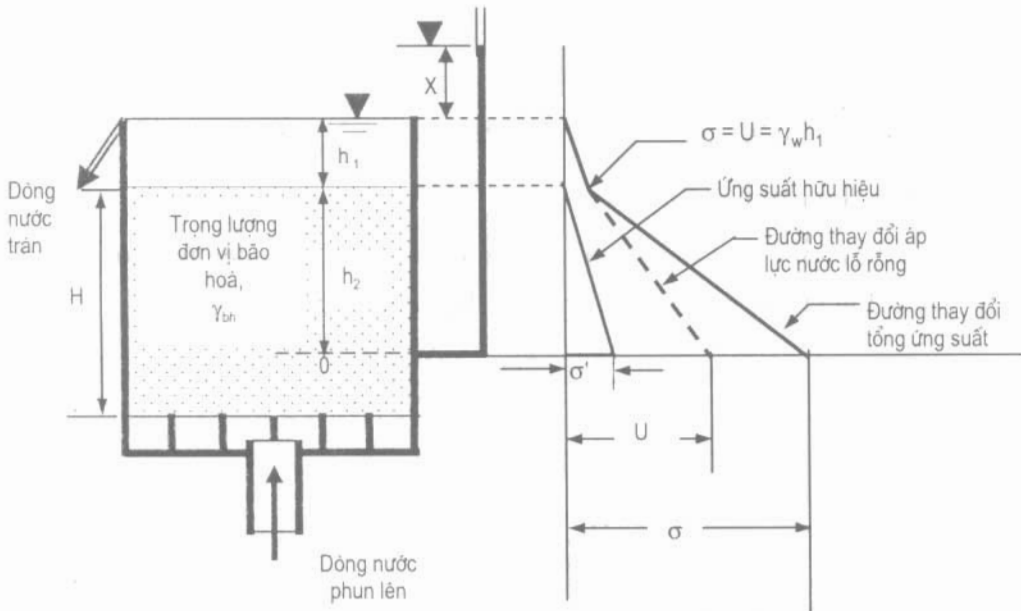
Khi ứng suất hữu hiệu trong đất bằng không, thì đất sẽ mất ổn định. Vậy ta có thể viết:

$$\sigma' = h_2 \gamma' - x \gamma_w = 0$$

hay,

$$i_{th} = \frac{x}{h_2} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.5)$$

Trong đó: i_{th} - gradiên thủy lực tới hạn.



Hình 3.1. Gradiên thủy lực tới hạn và hiện tượng bùng nền.

Ví dụ 3.1. Một lớp cát của mặt cắt đất nền như chỉ ra trên hình 3.2 là bốn nước actêsi (nước tự phun). Một hố đào vào trong lớp sét phía trên tới độ sâu 4 m. Hãy xác định chiều cao mực nước, h , để loại bỏ khả năng xảy ra bùng nền?

Bài giải:

Tham khảo hình 3.2; tại điểm 0 có tổng ứng suất là:

$$\sigma = h\gamma_w + (6 - 4)\gamma ;$$

Áp lực nước lỗ rỗng là:

$$U = H\gamma_w = 5\gamma_w$$

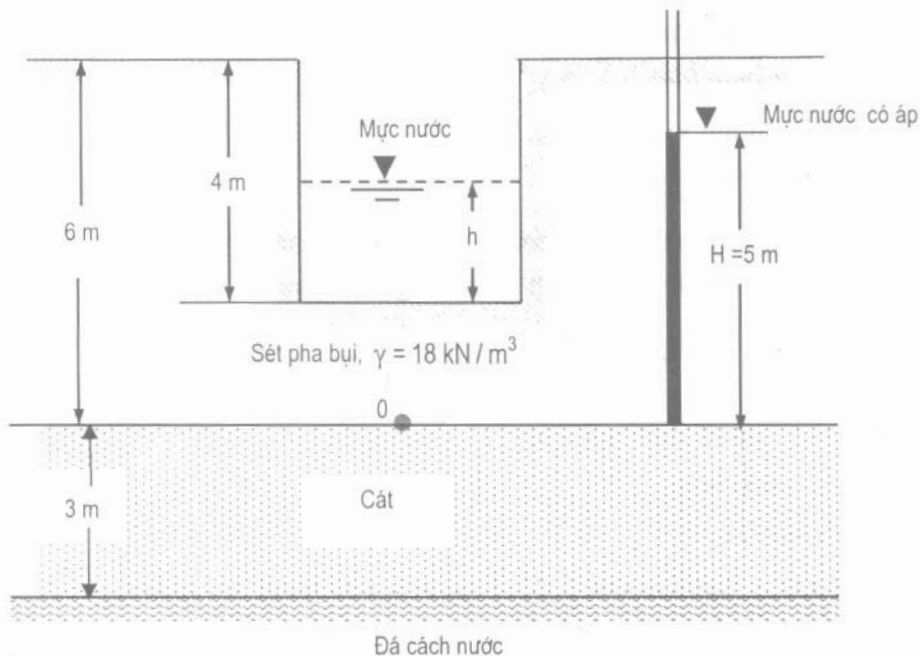
Để xảy ra hiện tượng bùng nền, thì $\sigma' = 0$. Vậy,

$$\sigma = h\gamma_w + 2\gamma - 5\gamma_w = 0$$

và, chiều cao mực nước tới hạn, h , là:

$$h = \frac{5\gamma_w - 2\gamma_{clay}}{\gamma_w} = \frac{5(9,81) - 2(18)}{9,81} = 1,33$$

Thật vậy, $h = 1,33$ m là trạng thái tới hạn.



Hình 3.2. Sơ đồ phục vụ tính ví dụ 3.1.

3.2. HIỆN TƯỢNG XÓI NGẦM

Từ các phân tích trong phần 3.1 cho thấy, khi xuất hiện dòng nước actêsi và gradien thủy lực tới hạn, i_{th} , được xác định:

$$i_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.6)$$

$$\gamma' = \gamma_{bh} - \gamma_w = \frac{(G_s - 1)}{1 + e} \gamma_w$$

Vậy,

$$i_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (3.7)$$

Tập hợp G_s và e mà chúng ta thường gặp trong đất, các trị số i_{th} nằm trong khoảng từ 0,85 đến 1,1.

1. Điều kiện phát sinh và phát triển xói ngầm cơ học

a) Thành phần cấp phối hạt của đất

Theo I.I. Botrkov, tỷ số giữa đường kính hạt lớn, D , với đường kính hạt nhỏ, d , phải thoả mãn:

$$D/d = (D/d_n)(d_n/d) \geq (2,5) (8) \geq 20 \quad (3.8)$$

Trong đó: D - đường kính hạt lớn;
 d - đường kính hạt nhỏ;
 d_n - đường kính lỗ rỗng.

b) *Gradien thấm tới hạn, i_{th}*

E.A. Zamarin đã chứng minh được rằng, gradien thấm tới hạn mà ở đó xảy ra hiện tượng đẩy nổi các hạt có thể xác định theo công thức sau:

$$i_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 0,5 n = \frac{G_s - 1}{1 + e} + 0,5 n \quad (3.9)$$

Trong đó: 0,5 - hệ số thực nghiệm;

n - độ rỗng.

c) *Tốc độ thấm tới hạn, V_{th}*

Theo tài liệu thực nghiệm của L.M. Kozlova, khả năng xói ngầm xảy ra tại ranh giới giữa hai lớp đất khác nhau, tốc độ thấm tới hạn được tính như sau:

$$V_{th} = 0,26 d_{60}^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{d_{60}}{D_{60}} \right)^2 \right] \quad (3.10)$$

Trong đó: D_{60} và d_{60} = các đường kính hạt lớn và hạt nhỏ, tương ứng, tính bằng mm, nhỏ hơn chúng trong đất chứa 60% (chú ý: $D_{60} = 2,5 \div 15$ mm; $d_{60} = 0,088 \div 0,5$ mm).

Ví dụ 3.2. Một mặt cắt đập như chỉ ra trên hình 3.3. Bằng cách dùng phương pháp Kozlova, hãy xác định nền đập có an toàn với xói ngầm? Giả thiết rằng, lớp đất số 3 có $D_{60} = 5$ mm, lớp đất số 2 có $d_{60} = 0,1$ mm.

Bài giải:

1) Hệ số đồng nhất, C_u , được xác định như sau:

$$C_u = D_{60}/d_{60} = 2,5/0,1 = 50 > 20 - \text{Thỏa mãn yêu cầu}$$

2) Hệ số thấm trung bình được tính như dưới đây :

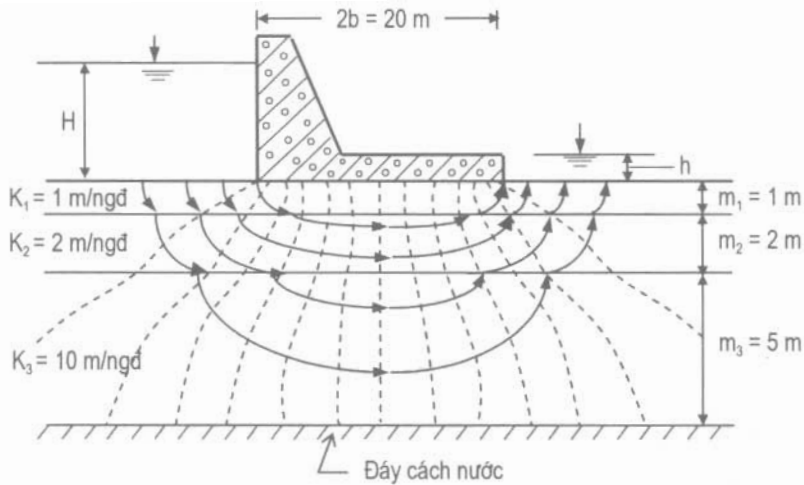
- Theo phương đứng, \bar{K}_v :

$$\bar{K}_v = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n (m_i/K_{vi})} \quad (3.11)$$

$$\bar{K}_v = \frac{1+2+5}{\frac{1}{1} + \frac{2}{2} + \frac{5}{10}} = 3,2 \text{ m/ng.d}$$

- Theo phương ngang, \bar{K}_h :

$$\bar{K}_h = \frac{\sum_{i=1}^n m_i K_{hi}}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (3.12)$$



Hình 3.3. Sơ đồ dòng để tính cho ví dụ 3.2.

$$\bar{K}_h = \frac{(1)(1) + (2)(2) + (5)(10)}{1 + 2 + 5} = 6,875 \text{ m/ng.d}$$

- Hệ số thấm trung bình, K_{tb}

$$K_{tb} = \sqrt{\bar{K}_h \bar{K}_v} \quad (3.13)$$

$$K_{tb} = \sqrt{(3,2)(6,875)} = 4,69 \text{ m/ng.d}$$

Từ đây, bài toán được xem như nền đồng nhất, nhưng chiều rộng của đáy đập sẽ giảm đi trị số a (tức là, chiều rộng đáy đập lúc này là: $2b/a$).

$$\text{Trong đó: } a = \sqrt{\bar{K}_{\max} / \bar{K}_{\min}} = \sqrt{\bar{K}_h / \bar{K}_v} \quad (3.14)$$

$$a = \sqrt{\bar{K}_h / \bar{K}_v} = \sqrt{6,875 / 3,2} = 1,466$$

và $2b/a = 20 \text{ m} / 1,466 = 13,64 \text{ m}$

3) Tổng khoảng cách đứng và ngang dọc theo đường dòng ngắn nhất được tính như sau:

$$L = 2b/a + (m_1 + m_2 + m_3) \quad (3.15)$$

$$L = 20/1,466 + (1 + 2 + 5) = 21,64 \text{ m}$$

4) Tốc độ thấm thực được tính:

$$V_{tt} = I k_{tt} = \frac{\Delta H}{L} k_{tt} \quad (3.16)$$

$$V_{tt} = \frac{60 - 10}{21,64} (4,69) \left(\frac{100}{86.400} \right) \approx 0,0125 \text{ (cm/sec)}$$

hay:

$$V_{tt} = 1,25 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

5) Theo L.M. Kozlova, tốc độ thấm tới hạn được tính, V_{th} ,

$$V_{th} = 0,26 (d_{60})^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{d_{60}}{D_{60}} \right)^2 \right]$$

$$V_{th} = 0,26 (0,1)^2 \left[1 + 1000 \left(\frac{0,1}{5} \right)^2 \right] \approx 0,00364 \text{ cm/ sec}$$

hay:

$$V_{th} = 0,364 (10)^{-2} \text{ cm/ sec}$$

6) *Kết luận* :

Với 5 bước tính toán trên đây, khả năng xói ngầm dưới nền đập hoàn toàn sẽ xảy ra, và kết cấu đập sẽ không an toàn, vì :

$$V_{tt} = 1,25 \times 10^{-2} (\text{cm/sec}) > V_{th} = 0,364 \times 10^{-2} \text{ cm/ sec}$$

2. Điều kiện an toàn của các công trình thủy công chống xói ngầm cơ học

a) Phương pháp của Harza

Harza (1935) sau khi khảo sát mức độ an toàn kháng xói ngầm cơ học của các công trình thủy công, ông đã đưa ra hệ số an toàn kháng xói ngầm, FS, được xác định như sau:

$$FS = \frac{i_{th}}{i_{ra}} = 3 \div 4 - \text{Thoả mãn} \quad (3.17)$$

Trong đó : i_{ra} - gradien thoát lớn nhất, trị số i_{ra} có thể tham khảo hình 3.4 dưới đây.

Gradien thoát lớn nhất có thể tính bằng:

$$i_{ra} = \frac{\Delta h}{l} \quad (3.18)$$

Trong đó: Δh = tổn thất cột nước giữa hai đường đẳng thế;

l = chiều dài của một phân tố đường dòng chảy.

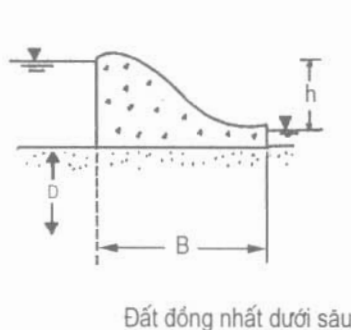
Harza còn đưa ra các sơ đồ cho gradien thoát lớn nhất của các đập thủy công xây dựng trên trầm tích đồng nhất dưới sâu (xem hình 3.4 dưới đây).

Một lời giải lý thuyết xác định gradien thoát lớn nhất cho kết cấu hàng cọc cừ đơn như chỉ ra trên hình 3.5, có dạng:

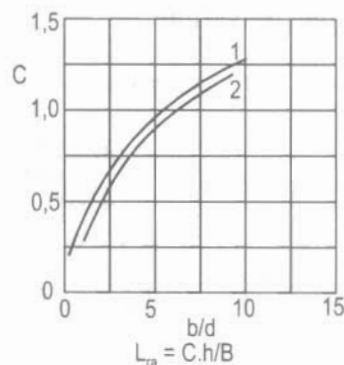
$$i_{ra} = (1/\pi) (h_{max}/D) \quad (3.19)$$

Trong đó: h_{max} - chiều cao cột nước lớn nhất;

D - chiều sâu xuyên của hàng cọc cừ xuống nền.

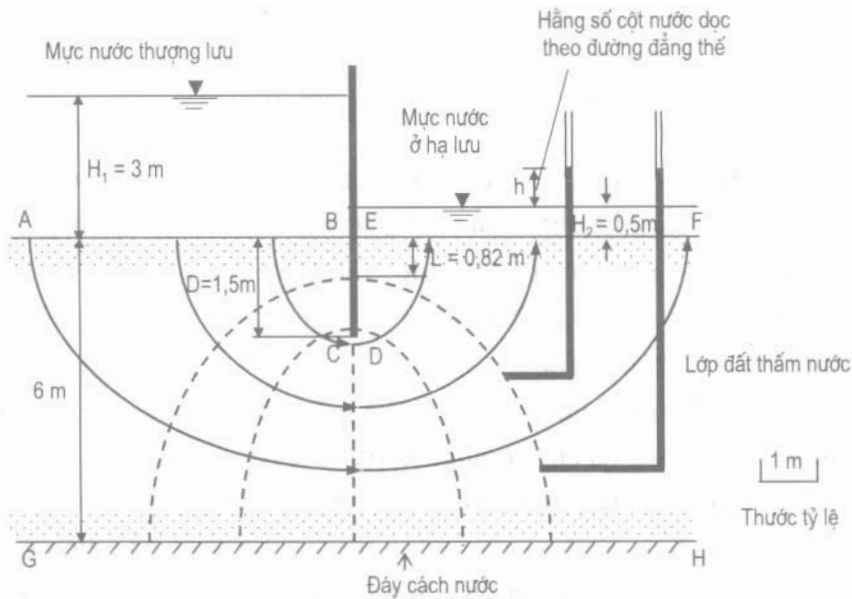


Đất đồng nhất dưới sâu



- 1- Chỉ có cọc cừ ở chân đập
- 2- Hàng cọc cừ ở chân và đế đập

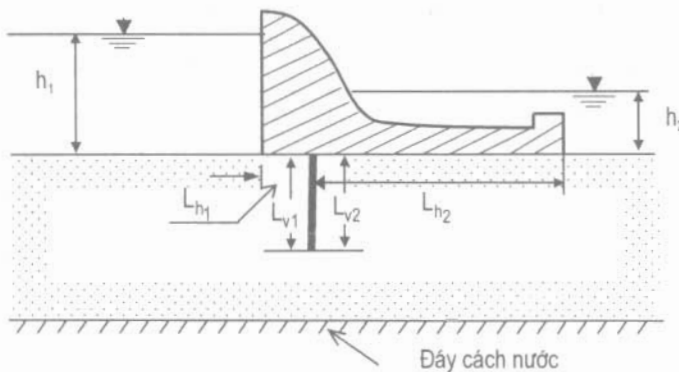
Hình 3.4. Sơ đồ xác định gradien thoát tới hạn (theo L.F. Harza, nước dâng và thấm trong lớp cát dưới đập, 1935).



Hình 3.5. Sơ đồ lưới dòng chảy xung quanh hàng cọc cừ.

b) Phương pháp của Lane

Lane (1935) cũng khảo sát sự an toàn của các đập kháng xói ngầm cơ học và đề xuất phương pháp thực nghiệm cho bài toán này. Ông đã đưa ra danh từ khoảng cách xói trọng lực và được xác định cho thành phần dòng chảy ngắn nhất (xem hình 3.6):



Hình 3.6. Sơ đồ tính toán khoảng cách xói ngầm trọng lực.

$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v \quad (3.20)$$

Trong đó: L_w = khoảng cách xói trọng lực;

$\sum L_h = L_{h1} + L_{h2} + L_{h3} + \dots + L_{hn}$: tổng khoảng cách ngang theo dòng chảy ngắn nhất

$\sum L_v = L_{v1} + L_{v2} + L_{v3} + \dots + L_{vn}$: tổng khoảng cách đứng theo dòng chảy ngắn nhất.

Khi biết L_w , có thể tính được hệ số xói ngầm trọng lực (xem hình 3.6) như sau:

$$\text{Hệ số xói ngầm trọng lực} = \frac{L_w}{h_1 - h_2} \quad (3.21)$$

Lane kiến nghị, muốn kết cấu đập an toàn đối với xói ngầm trọng lực, thì hệ số xói ngầm trọng lực phải bằng hay lớn hơn các trị số an toàn cho trong bảng 3.1 dưới đây:

Nếu một tiết diện ngang của đập nào đó có độ dốc lớn hơn 45° , thì thành phần dòng chảy ngắn nhất chính là thành phần đứng.

c) Phương pháp của Terzaghi

Terzaghi (1922) đã tiến hành thí nghiệm bằng mô hình cho một hàng cọc cừ như biểu diễn trên hình 3.7, và ông đã chỉ ra rằng, sự phá hoại do xói ngầm xảy ra trong khoảng cách bằng $D/2$ so với hàng cọc cừ (D là chiều sâu cắm ngập của cọc cừ).

Thật vậy, tính ổn định của loại công trình này có thể được xác định bằng việc nghiên cứu một lăng thể đất nằm ngay sát phía sau về phía hạ lưu và có kích thước $D \times D / 2$. Bằng cách dùng lưới dòng chảy, có thể xác định được áp lực nâng thủy lực dưới lăng thể đất như sau:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w D h_a \quad (3.22)$$

Trong đó: h_a - chiều cao cột nước áp trung bình tại đáy lăng thể đất;

γ_w - trọng lượng đơn vị của nước.

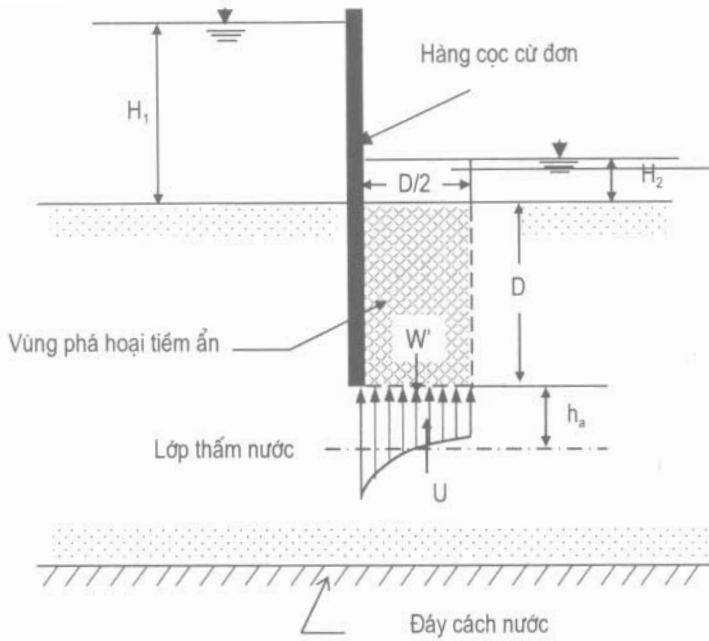
Bảng 3.1. Các trị số an toàn đối với hệ số xói ngầm trọng lực

| Loại đất | Hệ số xói ngầm trọng lực an toàn |
|------------------------|----------------------------------|
| Cát rất mịn và bụi | 8,5 |
| Cát mịn | 7,0 |
| Cát trung | 6,0 |
| Cát thô | 5,0 |
| Cuội sỏi nhỏ | 4,0 |
| Cuội sỏi to | 3,0 |
| Sét mềm đến trung bình | 2,0-3,0 |
| Sét cứng | 1,8 |
| Sét rất cứng | 1,6 |

Trọng lượng bản thân của lăng thể đất ngập trong nước và có hướng từ trên xuống có thể được tính như sau:

$$W' = \frac{1}{2} \gamma' D^2 \quad (3.23)$$

Cuối cùng, hệ số an toàn kháng xói ngầm, FS, được xác định như sau:



Hình 3.7. Sơ đồ phá hoại hàng cọc cừ do xói ngầm.

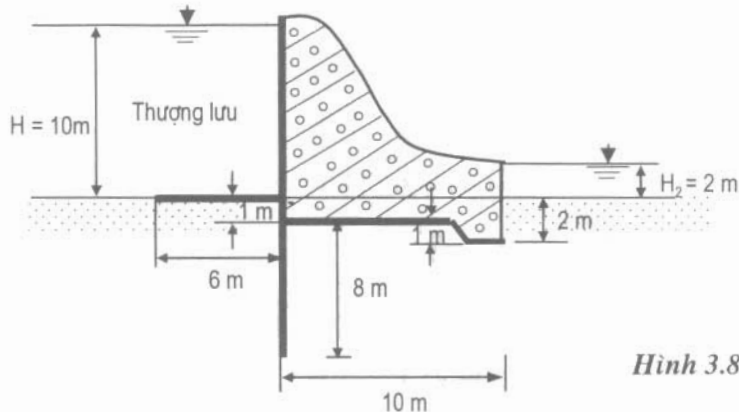
$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{\frac{1}{2} \gamma' D^2}{\frac{1}{2} \gamma_w D h_a} = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h_a} \quad (3.24)$$

Một hệ số an toàn bằng khoảng 4 nói chung có thể chấp nhận được.

Đối với các công trình khác so với hàng cọc cừ đơn, ví dụ như chỉ ra trên hình 3.8. Terzaghi (1943) khuyên rằng, sự ổn định của toàn bộ lãng thể đất có kích thước bằng $(D/2)$ (D') (1) phải được khảo sát để xác định một hệ số an toàn nhỏ nhất. Chú ý rằng,

$0 < D' < D$. Tuy nhiên, Harr (1962, p.125) kiến nghị một hệ số an toàn bằng 4 đến 5 với điều kiện $D' = D$ đủ đảm bảo an toàn cho việc thi công công trình.

Ví dụ 3.3. Một mặt cắt đập như chỉ ra trên hình 3.8. Nền đất là loại cát hạt mịn. Bằng cách dùng phương pháp Lane, hãy xác định xem kết cấu đập có đảm bảo an toàn đối với xói ngầm không ?



Hình 3.8.

Bài giải:

1) Từ phương trình (3.20), ta có:

$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v$$

Trong đó: $\sum L_h = 6 + 10 = 16$ (m)

$$\sum L_v = 1 + (8 + 8) + 1 + 2 = 20$$

Vậy,

$$L_w = \frac{16}{3} + 20 = 25,33 \text{ (m)}$$

2) Từ phương trình (3.21), ta có:

$$\text{Hệ số xói trọng lực} = \frac{L_w}{H_1 - H_2} = \frac{25,33}{10 - 2} \approx 3,17$$

3) Từ bảng (3.1), đối với cát hạt mịn phải có hệ số an toàn chống xói ngầm trọng lực bằng 7, trong ví dụ này tính được hệ số xói ngầm trọng lực chỉ là 3,17, nên kết cấu đập không an toàn.

Ví dụ 3.4. Một lưới dòng chảy đối với hàng cọc cừ như chỉ ra trên hình 3.5. Hãy thực hiện:

1) Xác định hệ số an toàn kháng xói ngầm theo phương pháp Harza?

2) Xác định hệ số kháng xói ngầm theo phương pháp Terzaghi?

Giả thiết, trọng lượng đơn vị đất bị nước đẩy nổi, $\gamma' = 10,2 \text{ kN/m}^3$.

Bài giải:

1) Phần 1- theo phương pháp Harza:

$$i_{ra} = \frac{\Delta h}{l}$$

$$\text{Trong đó: } \Delta h = \frac{3 - 0,5}{N_d} = \frac{3 - 0,5}{6} = 0,417 \text{ (m)}$$

Chiều dài phân tố dòng chảy cuối cùng có thể ước tính trên hình 3.5 và lấy gần bằng:

$L \approx 0,82 \text{ m}$. Vậy ta có:

$$i_{ra1} = \frac{0,417}{0,82} \approx 0,509$$

Ngoài ra, ta có thể kiểm tra i_{ra1} bằng phương trình lý thuyết như đã cho trong công thức (3.19) :

$$i_{ra2} = \left(\frac{1}{\pi}\right) \left(\frac{\Delta h}{D}\right) = \left(\frac{1}{3,14}\right) \left(\frac{3 - 0,5}{1,5}\right) \approx 0,53$$

Rõ ràng, hai giá trị: $i_{ra1} = 0,509$ và $i_{ra2} = 0,53$ gần bằng nhau.

Gradien thấm tới hạn, có thể được xác định như sau:

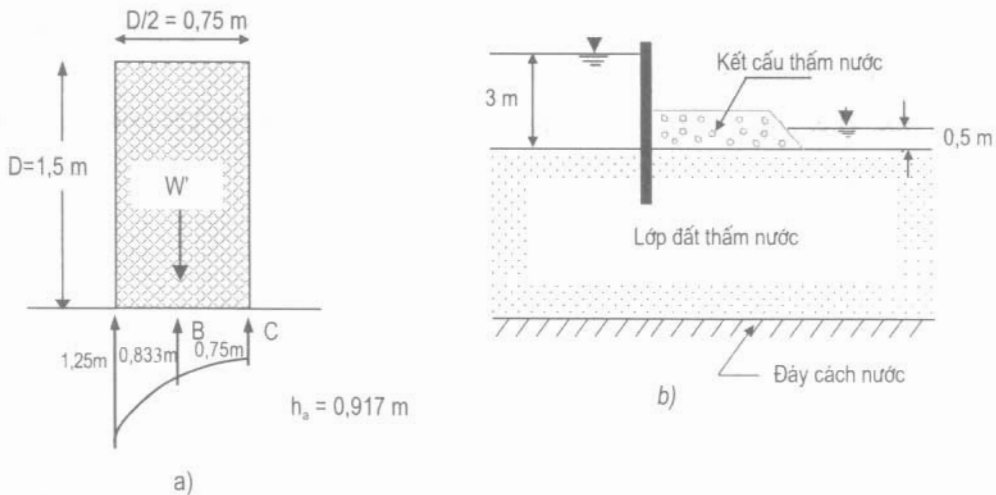
$$I_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{10,2}{9,81} \approx 1,04$$

Vậy hệ số an toàn kháng xói ngầm là:

$$FS = \frac{I_{th}}{I_{rat}} = \frac{1,04}{0,509} \approx 2,04$$

1) Phần 2- theo phương pháp Terzaghi:

Xét một lăng trụ đất ở sát hàng cọc cừ phía hạ lưu có tiết diện bằng (D) (D/2), trong đó D = 1,5 m). Tham khảo hình 3.9, ta tính được (chú ý, $N_d = 6$):



Hình 3.9. Sơ đồ lăng trụ đất và kết cấu thấm.

- Tại các điểm A, B, và C chúng ta có thể xác định được chiều cao cột nước áp :

$$h_A = \frac{3}{6}(3 - 0,5) = 1,25 \text{ (m)}$$

$$h_B = \frac{2}{6}(3 - 0,5) = 0,833 \text{ (m)}$$

$$h_C = \frac{1,8}{6}(3 - 0,5) = 0,750 \text{ (m)}$$

và trị số cột nước áp trung bình, h_a tại đáy lăng thể đất là:

$$h_a = \frac{0,375}{0,75} \left(\frac{1,25 + 0,75}{2} + 0,833 \right) \approx 0,917 \text{ (m)}$$

- Hệ số an toàn kháng xói ngầm dưới đập được xác định như sau :

$$FS = \frac{\gamma' D}{\gamma_w h_a} = \frac{10,2(1,5)}{9,81(0,917)} = 1,70$$

Rõ ràng, hệ số an toàn tính được bằng hai phương pháp trên đây đều thấp hơn yêu cầu rất nhiều. Tuy vậy, có thể tăng cao hệ số an toàn FS này bằng cách lắp đặt thêm một kết cấu thoát nước bằng vật liệu thấm nước tốt ở phía hạ lưu công trình (hình 3.9 b). Cách này sẽ làm tăng trọng lượng của lãng thể đất (W'), mà vẫn không làm tăng áp lực nước lỗ rỗng.

Các bài tập chương 3

Bài tập 3.5. Hãy giải ví dụ 3.1 bằng cách dùng chiều sâu hố đào là 4,5 m, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 3.6. Hãy giải ví dụ 3.2 bằng cách sử dụng lớp đất No.3 có $D_{60} = 10$ mm, lớp đất No.2 có $d_{60} = 0,25$ mm, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 3.7. Hãy giải ví dụ 3.3 bằng cách dùng chiều sâu cắm ngập của hàng cọc cừ là $D = 3$ m, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 3.8. Hãy giải ví dụ 3.4 bằng cách sử dụng $\gamma' = 9,69$ kN/m³, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Chương 4

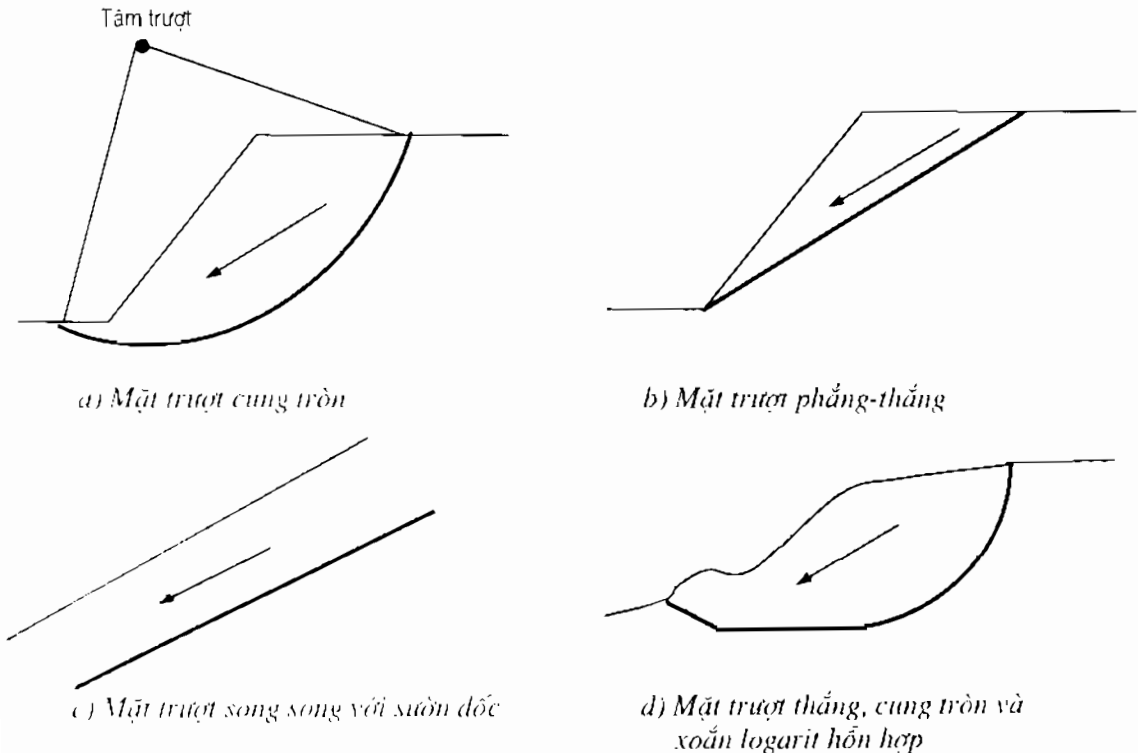
TRƯỢT ĐẤT VÀ ĐÁ TRÊN SƯỜN ĐỐC, PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH SƯỜN ĐỐC

4.1. MỤC ĐÍCH NGHIÊN CỨU

Chương này sẽ hướng dẫn các kỹ sư chuyên ngành địa kỹ thuật và xây dựng công trình phân tích được tính ổn định của các sườn dốc đất, đập đá đổ, các loại mái dốc đất đắp, mái dốc hố đào, và những sườn dốc đất- đá tự nhiên khác nhau. Phương pháp phân tích ổn định sườn dốc được mô tả và minh họa bằng các ví dụ trong chương này. Các tiêu chuẩn được sử dụng để phân tích ổn định sườn dốc sao cho an toàn trong mọi điều kiện ở trạng thái cân bằng. Tài liệu này nhằm mục đích hướng dẫn cho các kỹ sư thiết kế và thi công, đồng thời đưa ra những phương pháp chặt chẽ nhất nhằm giảm đáng kể ảnh hưởng của yếu tố thời tiết đến ổn định của sườn dốc

4.2. CÁC DẠNG PHÁ HOẠI SƯỜN ĐỐC

Các dạng phá hoại sườn dốc như chỉ ra trên hình 4.1 dưới đây:

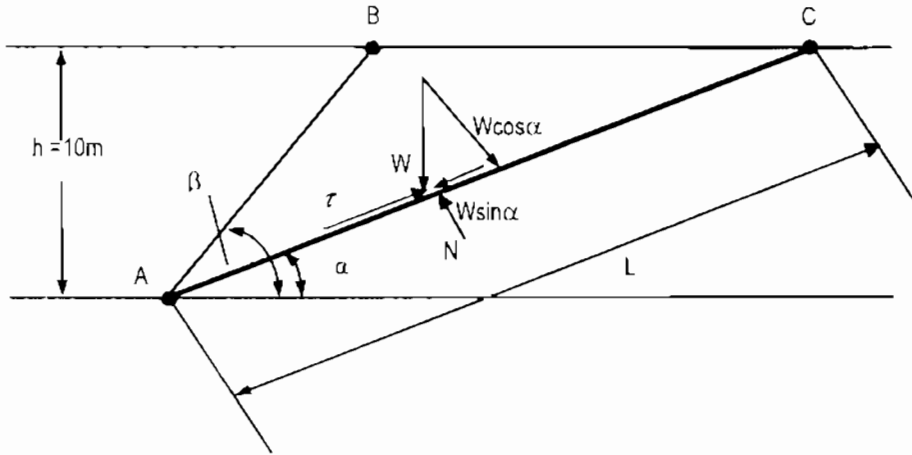


Hình 4.1. Các dạng mặt trượt khác nhau.

Hầu hết các quá trình trượt sườn dốc xảy ra trong hay sau những trận mưa rào, khi đó mực nước ngầm thường dâng cao. Các sườn dốc xảy ra trượt đặc biệt nhiều vào mùa mưa trong vùng khí hậu nhiệt đới, hầu hết những thảm họa phá hoại do trượt xảy ra nếu các cơn mưa bão kéo dài.

4.3. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH SƯỜN DỐC

4.3.1. Mặt trượt phẳng - như chỉ ra trên hình 4.2 dưới đây



Hình 4.2. Sơ đồ mặt trượt phẳng và thẳng.

Hệ số an toàn, FS:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \beta_i} \quad (4.1)$$

a) Đối với đất dính ($\varphi \neq 0$; $c \neq 0$):

$$FS = \frac{C_u L + N \operatorname{tg} \varphi_u}{W \sin \beta}$$

hay:

$$FS = \frac{C_u L + W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi_u}{W \sin \beta} \quad (4.2)$$

b) Đối với đất không dính ($\varphi \neq 0$; $c = 0$):

$$FS = \frac{W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi_u}{W \sin \beta} = \frac{\operatorname{Cos} \beta \operatorname{tg} \varphi_u}{\operatorname{Sin} \beta} = \frac{\operatorname{Tg} \varphi_u}{\operatorname{Tg} \beta} \quad (4.3)$$

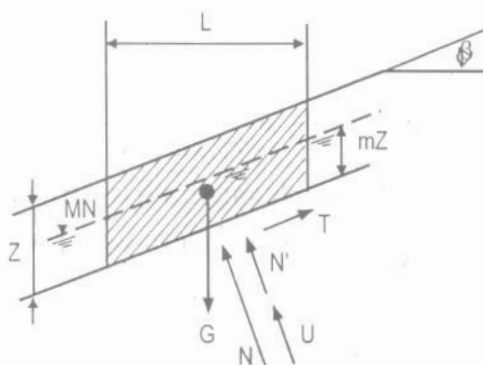
Nếu: $FS = 1$ - trạng thái cân bằng cực hạn;

$FS < 1$ - trạng thái trượt;

$FS > 1$ - trạng thái ổn định.

4.3.2. Phân tích sườn dốc dài vô hạn bằng phương pháp giải tích

Như chỉ ra trên hình 4.3 dưới đây:



Hình 4.3. Sơ đồ sườn dốc dài vô hạn.

Các thành phần ứng suất pháp và ứng suất tiếp tuyến được cho dưới đây:

$$\sigma = \frac{N}{L} \cos \beta \quad (4.4)$$

$$\tau = \frac{T}{L} \cos \beta \quad (4.5)$$

- Trong đó: $N = G \cos \beta = \gamma ZL \cos \beta$;

$$T = G \sin \beta = \gamma ZL \sin \beta$$

Sau khi thay N và T vào các phương trình (4.4) và (4.5), chúng ta nhận được ,

$$\sigma = \gamma Z \cos^2 \beta \quad (4.6)$$

$$T = \gamma Z \sin \beta \cos \beta = \frac{\gamma Z}{2} \sin 2\beta \quad (4.8)$$

Áp lực nước lỗ rỗng tại điểm bất kỳ (U) là :

$$U = m Z \gamma_w \cos^2 \beta, \text{ với } 0 < m < 1; \quad (4.9)$$

Theo K. Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma - U = Z \cos^2 \beta (\gamma - m\gamma_w) \quad (4.11)$$

$$T = \gamma Z \sin \beta \cos \beta = \frac{\gamma Z}{2} \sin 2\beta \quad (4.12)$$

- Nếu xây dựng trong một thời gian ngắn, thì hệ số an toàn của sườn dốc sẽ được xác định như sau:

$$FS = \frac{\tau_{\max}}{T} = \frac{C_u}{\gamma Z \sin \beta \cos \beta} \quad (4.13)$$

hay,

$$FS = \frac{2C_u}{\gamma Z \sin 2\beta} \quad (4.14)$$

- Nếu xây dựng trong một thời gian dài, thì hệ số an toàn của sườn dốc sẽ được xác định như sau:

$$\tau'_{\max} = C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi' \quad (4.15)$$

và

$$FS = \frac{\tau'_{\max}}{T'} = \frac{C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi'}{\gamma Z \sin\beta \cos\beta} \quad (4.16)$$

Sau khi thay phương trình (4.11) vào phương trình (4.16), ta có:

$$FS = \frac{C' + Z \cos^2\beta (\gamma - m\gamma_w) \operatorname{tg}\varphi'}{\gamma Z \sin\beta \cos\beta} \quad (4.17)$$

Sự thay đổi trị số FS theo độ sâu Z được giới thiệu trên hình 4.4 dưới đây.

+ Đối với đất có $C' = 0$, thì:

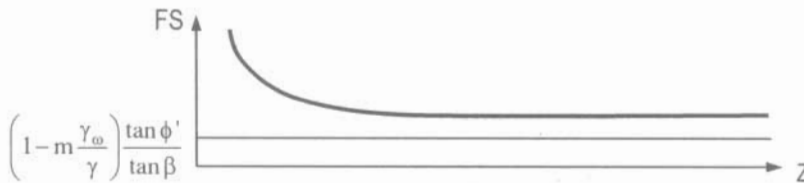
$$FS = \left(1 - m \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\beta}; \quad \text{với } \gamma \neq 2\gamma_w \quad (4.18)$$

+ Nếu mực nước ngầm trùng với bề mặt sườn dốc (tức là, $m = 1$), ta có:

$$FS = \frac{1}{2} \times \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\beta}; \quad (4.19)$$

+ Nếu mực nước ngầm nằm sâu dưới đáy sườn dốc (tức là, $m = 0$), ta có:

$$FS = \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\beta}; \quad (4.20)$$



Hình 4.4. Sự biến thiên của FS theo Z.

Ví dụ 4.1. Một sườn dốc có khe nứt tách như chỉ ra trên hình 4.5 dưới đây. Bề mặt trượt phẳng và thẳng, khe nứt tách trên đỉnh sườn dốc được lấp đầy nước. Chiều cao sườn dốc, $h = 10$ m; góc dốc của sườn dốc, $\beta = 60^\circ$; lực dính, $C = 15$ kN/m²; góc ma sát trong, $\varphi = 19^\circ$, và trọng lượng đơn vị, $\gamma = 16$ kN/m³.

Hãy xác định hệ số an toàn kháng trượt của sườn dốc, FS?

Bài giải:

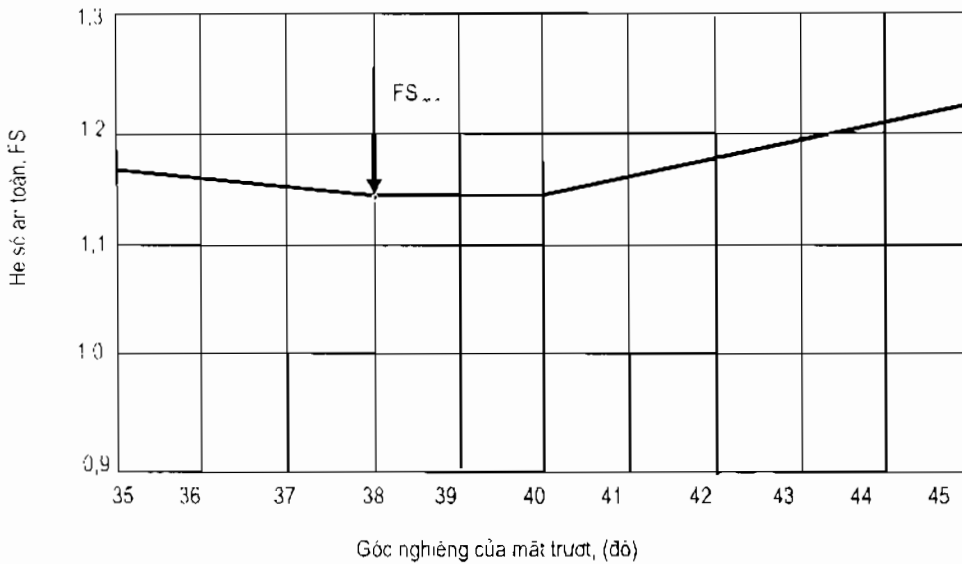
1) Bề mặt trượt tới hạn sẽ xuất hiện lân cận góc $(\beta + \varphi) / 2$, tức là:

$$\alpha = (\beta + \varphi) / 2 = (60^\circ + 19^\circ) / 2 \approx 40^\circ$$

2) Chúng ta cần tính chiều dài mặt trượt, L, và trọng lượng khối trượt:

$$L = h / \sin \alpha = 10 \text{ m} / \sin \alpha \quad (4.21)$$

Đồ thị hệ số an toàn kháng trượt được chỉ ra trên hình 4.6 dưới đây:



Hình 4.6. Đồ thị của các hệ số an toàn kháng trượt.

b) Phân tích hệ số an toàn kháng trượt khi có khe nứt tách khô như chỉ trong bảng 4.2 dưới đây.

Thật vậy, từ bảng 4.1 và hình 4.6 cho thấy, sai số trong việc sử dụng trị số góc nghiêng của mặt trượt bằng 38° sẽ là rất nhỏ.

- Độ sâu khe nứt tách, h_c , được tính:

$$h_c = \frac{2C}{\gamma} = \frac{2(15)}{16} \approx 1,9 \text{ m.}$$

- Khi đó chiều dài mặt trượt ứng với góc nghiêng bằng 38° được tính:

$$L' = L - 1,9 \text{ m} / \sin 38^\circ = 16,2 - 3,1 = 13,1 \text{ m.}$$

- Trọng lượng khối đất nằm phía trước khe nứt tách là:

$$562 \text{ kN} - [(0,5) (1,9) \cotg 38^\circ]$$

$$562 \text{ kN} - 22,6 \text{ kN} = 539,4 \text{ kN.}$$

- Hệ số an toàn kháng trượt được xác định như trong bảng 4.2 dưới đây.

c) Phân tích hệ số an toàn kháng trượt khi khe nứt tách chứa đầy nước như chỉ trong bảng 4.3 dưới đây.

Để đánh giá ảnh hưởng của khe nứt tách trên đỉnh sườn dốc khi được lấp đầy nước, hãy tham khảo mục 1.8 của chương 1, và tính áp lực nước lỗ rỗng, U , như sau:

Bảng 4.2. Tính toán hệ số an toàn kháng trượt khi khe nứt tách khô

| Góc nghiêng mặt trượt, α (độ) | Chiều dài mặt trượt, L (m) | Diện tích khối trượt, (m ²) | Trọng lượng khối trượt, (kN) | Lực dính đơn vị \times L, (kN) | Lực pháp tuyến, (kN) | Lực tiếp tuyến, (kN) | Hệ số an toàn kháng trượt, FS |
|--------------------------------------|----------------------------|---|------------------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------------|
| [1] | [2] | [3] | [4] | [5] | [6] | [7] | [8] |
| 38 | 13,10 | 33,70 | 539 | 197 | 146 | 332 | 1,032 |

$$U = 0,5\gamma_w h_c^2 = 0,5 (10)(1,9)^2 = 18 \text{ kPa.}$$

Trong đó: h_c - chiều sâu khe nứt tách.

- Lực pháp tuyến là:

$$N = W \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi - U \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi = (W \cos \alpha - U \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi$$

- Lực tiếp tuyến là:

$$T = W \sin \alpha + U \cos \alpha$$

3) Tiếp theo, tiến hành tính toán lại các trị số an toàn kháng trượt tới hạn. Chú ý, trong trường hợp này chỉ tính toán lại các cột từ [5] đến [8] còn các trị số ở các cột khác giữ nguyên

4) Cuối cùng, tiến hành tính toán lại trị số an toàn kháng trượt ở góc dốc tới hạn - nước lấp đầy khe nứt tách như chỉ ra trong bảng 4.3 dưới đây:

Bảng 4.3. Tính toán hệ số an toàn cuối cùng tại góc dốc tới hạn - khi khe nứt tách lấp đầy nước

| Góc nghiêng mặt trượt, α (độ) | Chiều dài mặt trượt, L (m) | Diện tích khối trượt, (m ²) | Trọng lượng khối trượt, (kN) | Lực dính đơn vị \times L, (kN) | Lực pháp tuyến, (kN) | Lực tiếp tuyến, (kN) | Hệ số an toàn kháng trượt, FS |
|--------------------------------------|----------------------------|---|------------------------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|-------------------------------|
| [1] | [2] | [3] | [4] | [5] | [6] | [7] | [8] |
| 38 | Như cũ | Như cũ | Như cũ | 197 | 142 | 346 | 0,979 |

Thật vậy, hệ số an toàn bây giờ nhỏ hơn một đơn vị và sườn dốc sẽ trượt.

4.3.3. Phân tích sườn dốc dài vô hạn bằng phương pháp toán đồ

Có hai điều kiện có thể phân tích sườn dốc bằng phương pháp toán đồ như chỉ ra trên hình 4.7, đó là:

- Các sườn dốc cấu tạo bằng đất dính, trong đó cơ chế phá hoại tới hạn là trượt nông hay lỗi lồi.

- Các sườn dốc cấu tạo bằng đất đá phong hoá tại chỗ, trong đó lớp đất yếu tương đối mỏng phủ trên lớp đất bền hay đá, và cơ chế phá hoại trượt dọc theo mặt ranh giới giữa lớp đất bền (đá) ở dưới với lớp đất yếu mỏng phía trên, và song song với sườn dốc.

1. Các bước sử dụng toán đồ để phân tích ứng suất hữu hiệu:

Bước 1: Xác định hệ số áp lực nước lỗ rỗng theo công thức dưới đây:

$$r_u = \frac{U}{\gamma H} \quad (4.22)$$

Trong đó: U - áp lực nước lỗ rỗng, kN/m^2 ;

γ - tổng trọng lượng đơn vị của đất, kN/m^3 ;

H - chiều sâu tương ứng với áp lực nước lỗ rỗng, m.

(a) Đối với sườn dốc hiện tại, áp lực nước lỗ rỗng có thể được đo trực tiếp ngoài hiện trường bằng các áp lực kế lắp đặt tại độ sâu xảy ra trượt, hay xác định theo điều kiện thấm ngược đã dự kiến trước.

(b) Đối với dòng thấm song song với sườn dốc, đây là điều kiện thường xuyên được dùng trong thiết kế, thì trị số r_u có thể được tính theo công thức sau:

$$r_u = \frac{X}{T} \times \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta \quad (4.23)$$

Trong đó: X - khoảng cách từ độ sâu trượt đến bề mặt thấm và đo vuông góc với mặt của sườn dốc;

T - khoảng cách từ độ sâu trượt đến bề mặt sườn dốc và đo vuông góc với bề mặt sườn dốc ;

γ_w - trọng lượng đơn vị nước;

γ - tổng trọng lượng đơn vị của đất;

β - góc dốc của sườn dốc.

(c) Đối với dòng thấm ngập hoàn toàn sườn dốc, đây là trường hợp nghiêm trọng hơn so với dòng thấm song song với bề mặt sườn dốc, trị số r_u có thể tính theo công thức dưới đây:

$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \times \frac{1}{(1 + \text{tg}\beta \text{tg}\theta)} \quad (4.24)$$

Trong đó: θ - góc thấm ướt đo theo phương ngang;

Các hệ số khác được xác định như ở phần trên.

Chú ý:

* Những sườn dốc hoàn toàn ngập nước, thì $r_u = 0$, và trong tính toán ổn định sườn dốc phải lấy trọng lượng đơn vị đất bị nước đẩy nổi.

* Xác định các tham số không thứ nguyên A và B từ các toán đồ ở phía dưới cùng của hình 4.7

Bước 2: Tính toán hệ số an toàn, FS, theo phương trình dưới đây:

$$FS = A \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\beta} + B \frac{C'}{\gamma H} \quad (4.25)$$

Trong đó: φ' - góc ma sát trong hữu hiệu;

C' - lực dính hữu hiệu;

β - góc dốc của sườn dốc;

H - độ sâu của khối trượt đo theo phương đứng.

2. Các bước sử dụng toán đồ để phân tích ứng suất tổng:

Bước 1: Xác định trị số B từ sơ đồ ở góc phải dưới cùng của hình 4.7.

Bước 2: Tính hệ số an toàn, FS, theo công thức sau:

$$FS = A \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\operatorname{tg}\beta} + B \frac{C}{\gamma H} \quad (4.26)$$

Trong đó: φ - góc ma sát trong;

C - lực dính của đất;

Các hệ số khác giữ nguyên như trước.

Ví dụ 4.2 và hình 4.7 sẽ minh họa cách sử dụng toán đồ để phân tích ổn định các sườn dốc vô hạn.

Ví dụ 4.2. Hình 4.8 giới thiệu một sườn dốc có chiều dày lớp đất tầng phủ tương đối mỏng. Cơ chế trượt tới hạn cho ví dụ này là trượt dọc theo mặt phẳng song song với sườn dốc, tại ranh giới lớp đất tốt. Hãy phân tích ổn định sườn dốc này theo toán đồ trên hình 4.7?

Bài giải:

Tính hệ số an toàn cho trường hợp dòng chảy song song với sườn dốc và dòng thấm ngang sườn dốc.

1) Đối với dòng chảy song song với sườn dốc:

$$X = 2,4 \text{ m và } T = 3,4 \text{ m}$$

$$r_u = \frac{X}{T} \frac{\gamma_w}{\gamma} \cos^2 \beta = \frac{2,4}{3,4} \times \frac{9,81}{19} \times (0,94)^2 \approx 0,322$$

Từ hình 4.7, với $r_u = 0,322$ và $\operatorname{cotg}\beta = 2,75$:

$$A = 0,62 \text{ và } B = 3,1$$

Tính hệ số an toàn, FS, như sau:

$$FS = A \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{\operatorname{tg}\beta} + B \frac{c'}{\gamma H} = 0,62 \frac{0,577}{0,364} + 3,1 \frac{15}{(19)(3,6)} = 0,98 + 0,68 = 1,66$$

2) Đối với dòng chảy ngang sườn dốc:

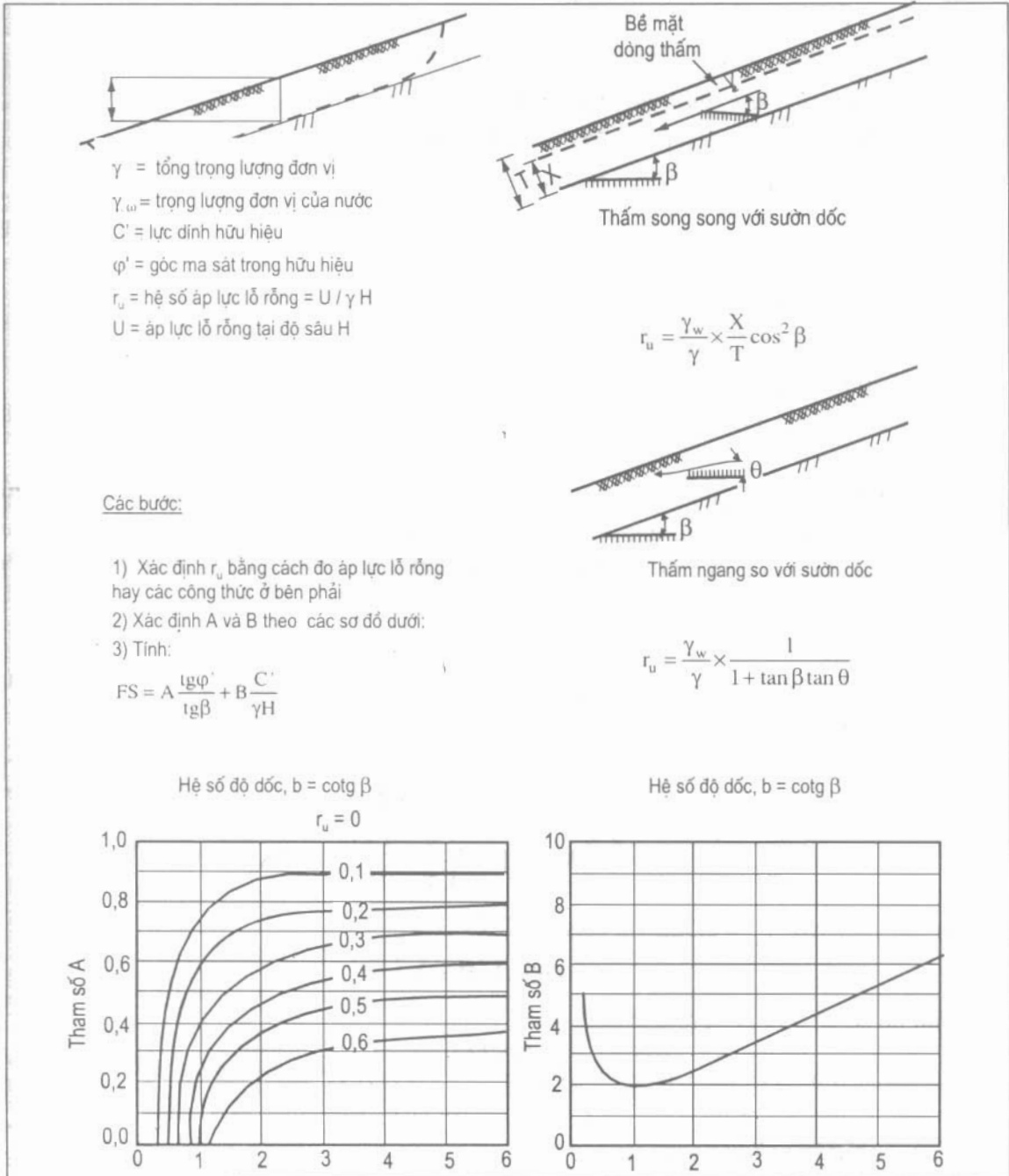
$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \times \frac{1}{1 + \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta} = \frac{9,81}{19} \times \frac{1}{1 + (0,364)(0)} \approx 0,52$$

Từ hình 4.7, với $r_u = 0,52$ và $\cotg \beta = 2,75$:

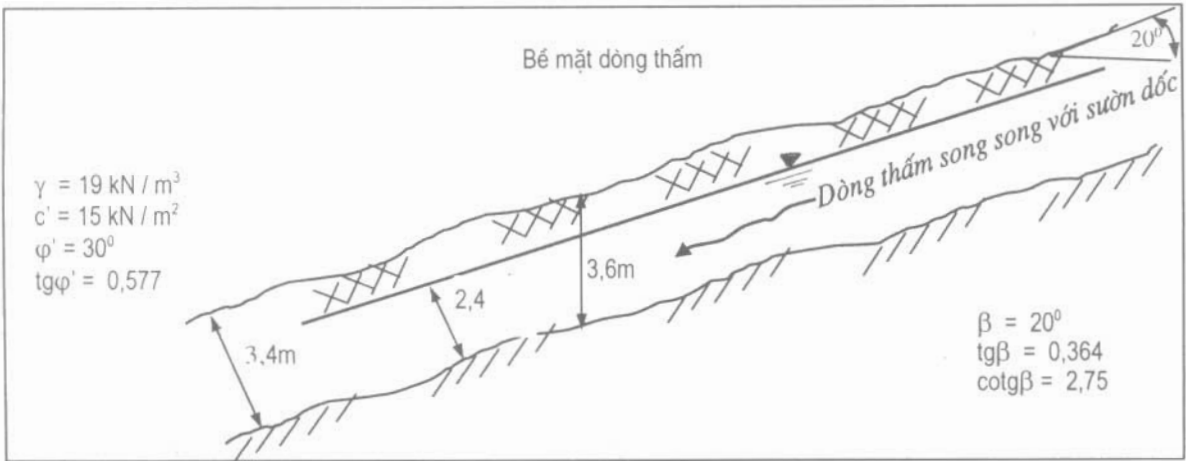
$$A = 0,41 \text{ và } B = 3,1$$

Hệ số an toàn được tính như sau:

$$FS = A \frac{\text{tg} \phi'}{\text{tg} \beta} + B \frac{c'}{\gamma H} = 0,41 \frac{0,577}{0,364} + 3,1 \frac{15}{(19)(3,6)} = 0,65 + 0,68 = 1,33$$



Hình 4.7. Toán đồ tính ổn định các sườn dốc dài vô hạn (theo Duncan, Buchianani, và Dewar, 1987).



Chú ý, hệ số thấm ngang sườn dốc rất nhỏ so với thấm song song với sườn dốc.

Hình 4.8. Sơ đồ tính toán cho ví dụ 4.2.

4.3.4. Phương pháp mặt trượt cung tròn - Phương pháp Bishop cải tiến

Đối với các sườn dốc trong đất đá tương đối đồng nhất, bề mặt trượt gần như dạng cung tròn, và có thể phân tích được các lực kháng trượt và gây trượt dọc theo bề mặt trượt. Những phương pháp phân tích trượt khác nhau có thể phân thành ba loại: (1) Phương pháp cân bằng cực hạn; (2) Phân tích tới hạn, và (3) Phương pháp phần tử hữu hạn. Dưới đây, chúng ta chỉ nghiên cứu phương pháp cân bằng cực hạn:

Phương pháp phân tích cân bằng cực hạn

Giả thiết bề mặt trượt giả định tuân theo tiêu chuẩn Coulomb. Phương pháp chia lạng thể (mảnh) nhỏ trong phân tích trượt thường được dùng nhiều trong các lời giải cân bằng cực hạn.

Khối đất nằm trong bề mặt trượt giả định được chia thành nhiều lạng thể (mảnh) nhỏ, và chúng ta sẽ nghiên cứu các lực tác dụng lên từng mảnh nhỏ đó. Ảnh hưởng của động đất có thể được xem như các lực nằm ngang tác dụng lên các mảnh nhỏ đã phân chia.

Như chỉ ra trên hình 4.9 dưới đây. Xét sự cân bằng của các lực dưới phương đứng, nhưng bỏ qua các lực cắt giữa các mảnh nhỏ, hệ số an toàn theo phương pháp cân bằng moment (bỏ qua các lực động đất) được tính như sau:

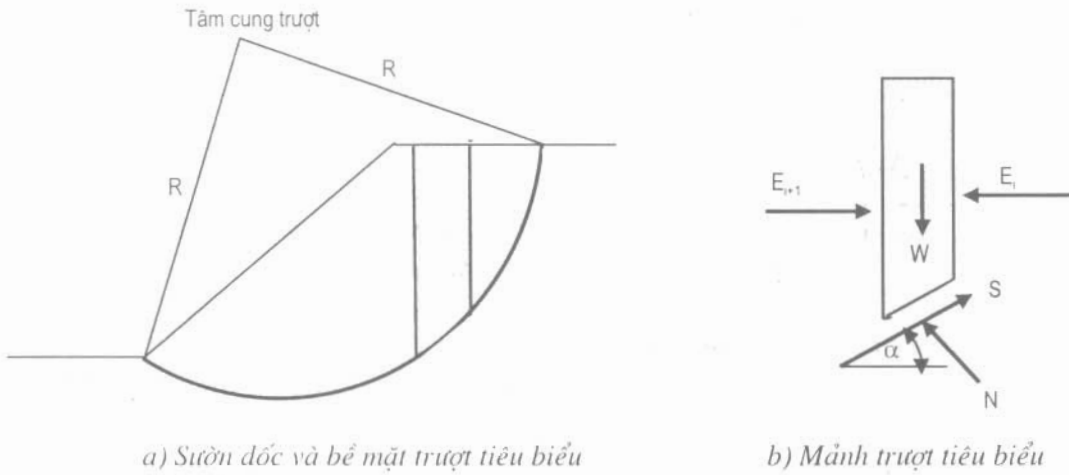
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n M_R}{\sum_{i=1}^n M_D} \quad (5.27)$$

Trong đó: $\sum_{i=1}^n M_R = \sum_{i=1}^n \tau_i R = \sum_{i=1}^n [(N_i - U_i) \text{tg}\phi' + C_i L_i] R$

$$\sum_{i=1}^n M_D = \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i R$$

Vậy,

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i R}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi' + C_i L_i] R}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (5.28)$$



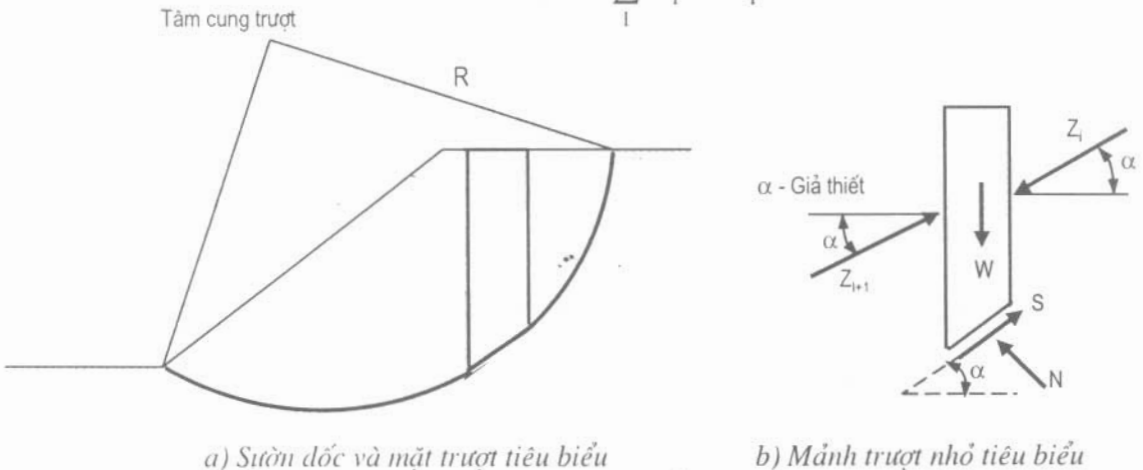
Hình 4.9. Sơ đồ bề mặt trượt cung tròn theo Bishop cải tiến.

4.3.5. Phương pháp mặt trượt cung tròn – Phương pháp Fellenius

Theo phương pháp của Fellenius (còn gọi là phương pháp cung tròn Thụy Điển) như chỉ ra trên hình 4.10 dưới đây:

Hệ số an toàn kháng trượt có thể xác định như sau:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i} (C - u_i \operatorname{tg} \varphi) \right] + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (5.29)$$



Hình 4.10. Khối trượt nhỏ và các lực tiêu biểu theo phương pháp Fellenius (phương pháp Thụy Điển cải tiến)

Ví dụ 4.3. Một sơ đồ như chỉ ra trên hình 4.11 dưới đây, có $h_1 = 2,5$ m; $h_2 = 5,25$ m; $h_3 = 3,25$ m; mực nước ngầm giả thiết nằm tại bề mặt trên của khối trượt, và bằng cách dùng lời giải cho áp lực nước lỗ rỗng trong sườn dốc vô hạn, chúng ta tính được $r_u = 0,40$. Các tham số của đất trong sườn dốc là: $C' = 16$ kN/m²; $\varphi' = 14^\circ$ và $\gamma = 24$ kN/m³. Hãy xác định hệ số an toàn kháng trượt của sườn dốc bằng phương pháp Bishop cải tiến và phương pháp Fellenius?

Bài giải:

1) Theo phương pháp Bishop cải tiến, hệ số an toàn của sườn dốc có thể được xác định như sau:

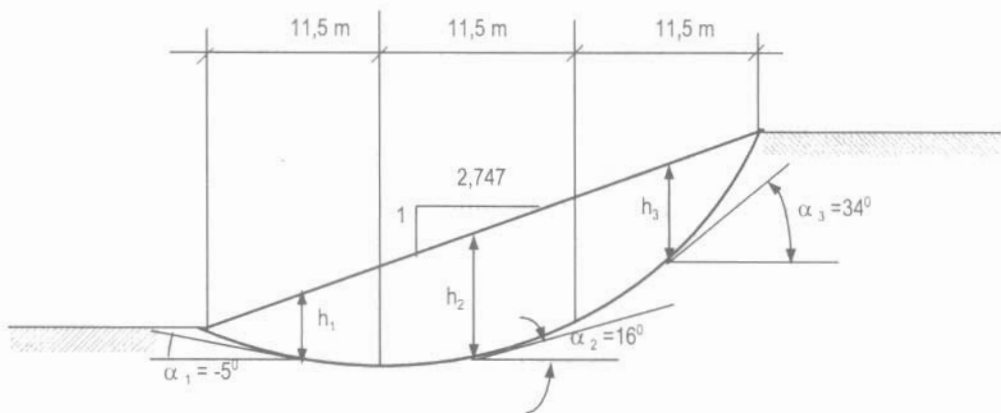
$$FS = \frac{\sum_1^n (N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \geq 1,5$$

hay,

$$FS = \frac{\sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} \geq 1,5$$

Trong đó: $U_i = \frac{u_i b \delta x_i}{\cos \alpha_i}$

Để xác định hệ số an toàn của sườn dốc, ta cần lập bảng tổng hợp các tham số của sườn dốc dưới đây:



Hình 4.11.

Bảng 4.4. Một số tham số quan trọng cho từng mảnh trượt nhỏ trong ví dụ 4.3

| Mảnh số | δx_i (m) | h_i (m) | W_i (kN) | α_i (độ) | u_i (kN/m ²) |
|---------|------------------|-----------|------------|-----------------|----------------------------|
| 1 | 11,5 | 2,5 | 690 | -5 | 24 |
| 2 | 11,5 | 5,25 | 1450 | +16 | 50,4 |
| 3 | 11,5 | 3,25 | 900 | +34 | 31,2 |

Thật vậy, ta có:

$$FS = \frac{\sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - \frac{u_i b \delta x_i}{\cos \alpha_i}) \operatorname{tg} \varphi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} = 1,28 < 1,5 \rightarrow \text{sườn dốc sẽ bị trượt.}$$

2) Theo phương pháp Fellenius (đôi khi còn gọi là phương pháp cung tròn Thụy Điển), hệ số an toàn của sườn dốc có thể được xác định như sau:

$$FS = \frac{\sum_1^n \left[\frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i} (C - u_i \operatorname{tg} \varphi) \right] + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i} = 1,16 < 1,5 \rightarrow \text{sườn dốc sẽ bị trượt.}$$

Whitman & Bailey (1967) đã chỉ ra rằng, giả thiết chính trong phương pháp Bishop ở chỗ, tổng hợp các lực tác dụng lên các cạnh của từng phân tố (xem hình 4.9) đều nằm ngang; còn các lực tác dụng theo phương đứng lên từng mảnh nhỏ là bằng nhau về trị số nhưng ngược nhau về dấu, nên chúng tự triệt tiêu nhau. Nói chung, giả thiết này không thực tế, do đó hệ số an toàn kháng trượt sẽ có sai số.

Whitman đã so sánh các hệ số an toàn tính theo phương pháp Bishop với phương pháp tính chính xác. Một cách tổng quát, ông chứng minh được rằng, sai số trở lên nghiêm trọng hơn khi hệ số an toàn nhỏ hơn một đơn vị.

Theo Whitman & Bailey (1967), những hệ số an toàn tính theo phương pháp Fellenius có thể sai số nghiêm trọng hơn. Hai nhà bác học này đã chỉ ra cho thấy, nguyên nhân của sai số này là Fellenius đã đưa áp lực nước lỗ rỗng vào trong tính toán. Nguyên nhân khác của sai số là sai lầm trong tính toán các trị số N. Hai nhà khoa học trên còn chỉ ra rằng, sai số của phương pháp Fellenius là đánh giá quá thấp trị số N dọc theo những đoạn cung trượt dốc đứng. Để cho những sai số trên đây là nhỏ nhất do áp lực nước lỗ rỗng gây ra, Whitman đề nghị dùng trọng lượng đơn vị đầy nổi của các mảnh nhỏ nếu áp lực nước là tĩnh.

Các bài tập chương 4

Bài tập 4.4. Hãy giải ví dụ 4.1 bằng cách dùng chiều cao sườn dốc, $h = 12$ m, góc dốc của sườn dốc, $\beta = 65^\circ$, và lực dính, $C = 20$ kN/m², mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Bài tập 4.5. Hãy giải ví dụ 4.3 nếu $h_1 = 3$ m; $h_2 = 6$ m; $h_3 = 4$ m, và trong sườn dốc có hệ số áp lực nước lỗ rỗng $r_u = 0,40$, mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Phần II

CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG

Chương 5

PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG ĐẤT BẰNG CÁC GIẾNG TIÊU NƯỚC THẲNG ĐỨNG

5.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Lún cố kết của nền đất sét yếu là một trong những nhiệm vụ chính của công tác xử lý nền móng công trình. Nguyên nhân là do tính thấm nước của đất sét rất nhỏ, mức độ cố kết ban đầu phải mất nhiều thời gian mới kết thúc. Để rút ngắn thời gian cố kết, cần tiến hành lắp đặt những giếng tiêu nước thẳng đứng kết hợp với gia tải trước bằng những khối đất đắp tạm thời hay nén chân không. Các giếng tiêu nước thẳng đứng sẽ tạo ra những vật thoát nước và chúng được lắp đặt bằng nhiều phương pháp khác nhau, có đặc trưng lý học khác nhau. Trong phương pháp này, nước lỗ rỗng được ép ra ngoài trong quá trình cố kết đất sét do gradien thủy lực hình thành bởi gia tải trước, dòng chảy từ các lớp đất sét vận động theo phương ngang vào các giếng tiêu nước và thoát tự do ra ngoài dọc theo các giếng tiêu nước này. Thật vậy, việc lắp đặt những giếng tiêu nước thẳng đứng trong đất sét sẽ làm giảm chiều dài đường thoát nước và, đồng thời sẽ làm giảm thời gian hoàn thành quá trình cố kết. Do đó, tính thấm nước theo phương ngang của đất sét cao hơn so với phương đứng cũng là một lợi thế lớn. Chính vì lẽ đó, việc lắp đặt các giếng tiêu nước thẳng đứng sẽ được lợi gấp đôi. Thứ nhất, đẩy nhanh được quá trình cố kết của nền đất sét, và, thứ hai, làm tăng nhanh độ bền để tạo ra tính ổn định của các công trình xây dựng trên nền đất sét yếu. Giếng tiêu nước thẳng đứng có thể phân ra 3 loại cơ bản, đó là: *giếng cát (dã) hay giếng cát có vỏ bọc ngoài (bao tọng cát)*; *cọc cát nén chặt (một cách tổng quát gọi là các trụ vật liệu rời)*, và *bấc thấm*. Bảng 5.1 dưới đây giới thiệu các loại giếng thoát nước thẳng đứng chính và phụ.

5.2. GIA TẢI TRƯỚC

Gia tải trước được xem như một quá trình nén nền đất dưới tác dụng của ứng suất thẳng đứng trước khi xây dựng công trình. Nếu tải trọng tác dụng tạm thời vượt quá tải

trọng cuối cùng, thì tổng tải trọng vượt thêm đó được xem như phụ tải. Khi nén trước tác dụng một cách nhanh chóng lên nền sét yếu bão hoà nước, tổng độ lún có thể chia thành ba phần chính, đó là: *độ lún tức thời; độ lún cố kết ban đầu, và độ lún cố kết thứ sinh*. Trong thực tế, tính chất lún là vô cùng phức tạp. Hình 5.1 minh hoạ một tương quan của ba thành phần độ lún chính này. Điều tương đối quan trọng và có tính quyết định của từng loại độ lún là tùy thuộc vào nhiều yếu tố, như: loại đất và đặc trưng nén lún của nó; lịch sử phát triển ứng suất, cường độ và tốc độ gia tải, cũng như chiều dày của tầng đất chịu nén. Một cách tổng quát, độ lún cố kết ban đầu đóng vai trò chính cho nhiều công trình gia tải trước. Các phương pháp gia tải trước được mô tả chi tiết trong phần khác (Pilot, 1981; Jamiolkowski và cộng sự, 1983).

Bảng 5.1. Những loại vật thoát phổ biến (theo Rixner và cộng sự, 1986).

| Các loại chính | Các phụ loại | Ghi chú |
|-------------------------------------|--|--|
| Giếng cát tiêu nước | Lỗ đáy bịt kín Mũi khoan kiểu xoắn ruột gà Mũi khoan cần rỗng liên tục Khoan thủy lực trong Khoan phụt quay Khoan bơm - phụt Hà Lan | Chuyển vị lớn nhất Kinh nghiệm còn hạn chế Chuyển vị hạn chế Khó kiểm tra Có thể không chuyển vị Có thể không chuyển vị |
| Giếng cát tiêu nước có vỏ bọc ngoài | Bấc thấm bằng cát, bao bọc cát, bấc thấm bằng vải | Chuyển vị toàn bộ của khối tương đối nhỏ |
| Bấc thấm | Tiêu nước bằng bìa cứng Vải bọc Chất dẻo thoát nước không có vỏ | Chuyển vị toàn bộ của khối nhỏ Chuyển vị toàn bộ của khối nhỏ Chuyển vị toàn bộ của khối nhỏ |

1. Cố kết:

Khi một lớp đất chịu tác dụng của các ứng suất nén, giống như trong quá trình xây dựng một công trình, nó sẽ xuất hiện tổng độ lún xác định. Hiện tượng nén lún xảy ra theo các nguyên nhân khác nhau, đó là do sự sắp xếp lại của các hạt đất hay do sự ép tách nước và khí ra khỏi các lỗ rỗng của đất.

Theo Terzaghi (1943): "Sự giảm một lượng nước của đất bão hoà nước mà không thay thế nó bằng khí, được gọi là một quá trình cố kết".

Khi các loại đất sét bão hoà nước - loại đất có hệ số thấm thấp, khi chịu tác dụng của ứng suất nén của công trình truyền xuống đáy móng, thì áp lực nước lỗ rỗng sẽ tăng lên một cách tức thời. Tuy nhiên, do tính thấm của đất nhỏ, nên sẽ cần một thời gian dài giữa lúc gia tải và ép tách nước lỗ rỗng ra ngoài, kéo theo đó là hiện tượng lún.

2. Lún:

"Sự gia tăng ứng suất trong các lớp đất do tải trọng công trình gây ra tại đáy móng kéo theo sự biến dạng, kết quả đó sẽ gây ra độ lún của công trình".

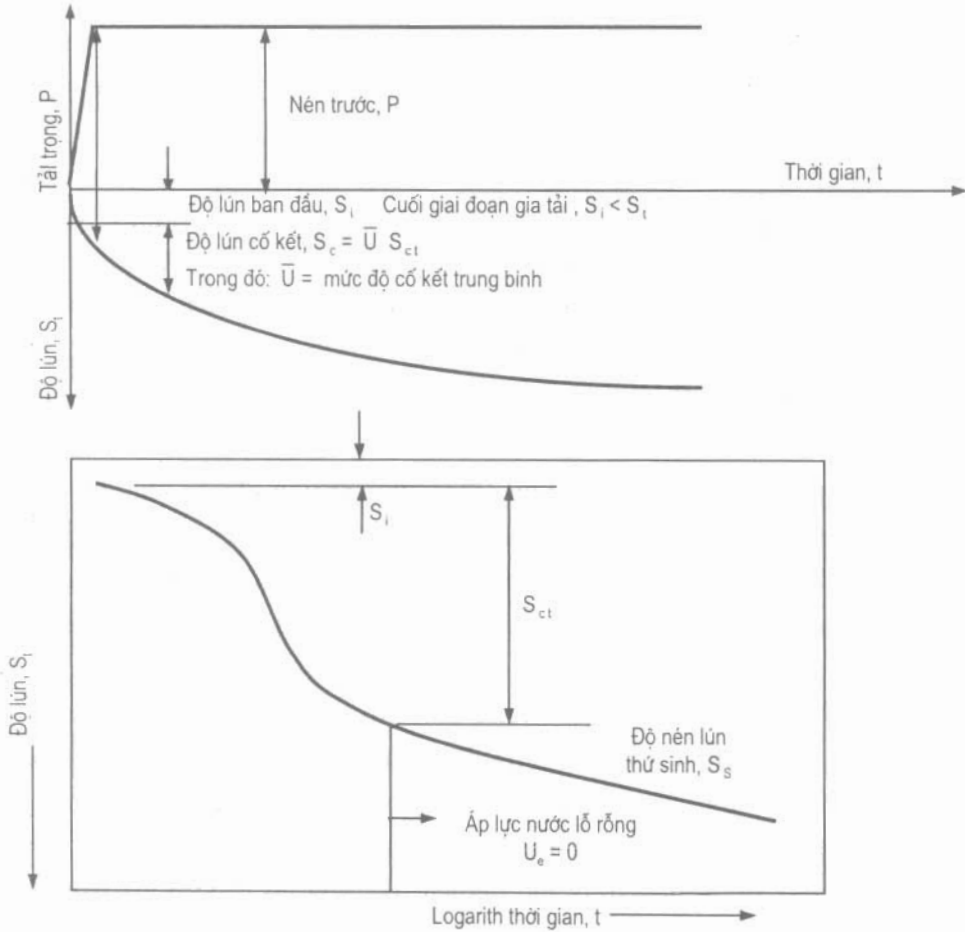
Những dạng lún khác nhau sẽ được phân tích trong phần này, một cách tổng quát, tổng độ lún, S , của nền đất dưới móng công trình có thể biểu diễn như sau:

$$S = S_e + S_C + S_S \quad (5.1)$$

Trong đó: S_e - độ lún tức thời;

S_C - độ lún cố kết ban đầu;

S_S - độ lún cố kết thứ sinh.



Hình 5.1. Lý tưởng hoá các loại độ lún.

5.3. GIA CƯỜNG ĐẤT BẰNG CÁC TRỤ VẬT LIỆU RỜI

Các trụ vật liệu rời cấu tạo bằng cát hay đá (cuội sỏi) được đưa vào trong nền sét yếu theo phương pháp thay thế hoặc không thay thế. Danh từ “trụ vật liệu rời” ở đây có liên quan đến thành phần của cọc, thường là cuội sỏi hay cát được đầm nén chặt. Đôi khi, có cả những trụ đá dăm. Đất được gia cường bằng các trụ vật liệu rời thường gọi là đất hỗn hợp. Khi bị nén, trụ vật liệu rời thường bị biến dạng phình ngang vào tầng đất xung quanh và phân bố lại ứng suất ở phần trên cùng mặt cắt đất nền thay vì truyền các ứng

suất xuống các lớp đất dưới sâu hơn, điều đó làm cho đất sau gia cường ổn định hơn. Kết quả là, độ bền và khả năng chịu tải của đất hỗn hợp có thể được tăng lên, đồng thời tính nén lún bị giảm xuống. Mặt khác, nó còn làm giảm được ứng suất phát sinh trong các trụ vật liệu rời. Thành phần của trụ vật rời có tính thấm cao hơn, nên chúng còn có tác dụng đẩy nhanh độ lún cố kết và giảm đến mức tối thiểu các trị số độ lún sau thi công.

5.3.1. Những phương pháp thi công trụ vật liệu rời

Những phương pháp khác nhau để tạo các cọc vật liệu rời đã được ứng dụng khắp thế giới, tùy thuộc vào khả năng ứng dụng thực tế và khả năng thiết bị có được ở từng địa phương. Dưới đây, chúng tôi sẽ mô tả tóm tắt những phương pháp mang tính tham khảo.

1. Phương pháp đầm nén bằng rung

Phương pháp đầm nén bằng rung được sử dụng để tăng độ chặt của các loại đất rời, không dính bằng bộ phận rung động chìm trong đất dưới trọng lượng bản thân và có sự hỗ trợ của nước và cơ cấu rung (Baumann & Bauer, 1974; Engelhardt & Kirsch, 1977). Sau khi đạt được độ sâu thiết kế, bộ phận rung động từ từ rút lên khỏi mặt đất và đổ đầy vật liệu rời vào đó kết hợp với đầm nén chặt vật liệu rời.

2. Phương pháp thay thế bằng rung

Phương pháp thay thế bằng rung động được ứng dụng để cải tạo các loại đất dính có trên 18% trọng lượng hạt lọt qua sàng (rây) số 200 tiêu chuẩn của Mỹ. Thiết bị được dùng tương tự phương pháp đầm nén bằng rung. Bộ phận rung động được nhấn chìm vào trong đất dưới trọng lượng bản thân có sự hỗ trợ của tia nước hay khí phun để thổi rửa cho đến khi đạt được độ sâu thiết kế (Baumann & Bauer 1974; Engelhardt & Kirsch 1977). Phương pháp có thể tiến hành hoặc bằng quá trình ướt hoặc bằng quá trình khô. Trong quá trình ướt, hố được tạo ra trong đất nhờ bộ phận vừa rung vừa phun nước để đạt đến độ sâu mong muốn. Khi bộ phận được rút lên, nó tạo ra một hố khoan có đường kính lớn hơn đường kính bộ phận rung. Lỗ khoan không vỏ bọc được đổ đầy từng phần bằng cuội sỏi có kích thước hạt từ 12 mm đến 75 mm. Việc làm chặt được thực hiện bằng máy rung điện hay máy rung thủy lực đặt sát đáy của bộ phận rung. Quá trình rung ướt nói chung là phù hợp với các hố khoan không ổn định và mực nước ngầm nằm cao. Sự khác nhau chính giữa các quá trình khô và quá trình ướt là không phun nước trong giai đoạn đầu tạo hố. Trong quá trình rung khô, lỗ khoan phải duy trì ổn định khi rút bộ phận rung lên, điều này chỉ có thể đạt được khi đất cần cải tạo có độ bền cắt không thoát nước lớn hơn 40 kN/m^2 và mực nước ngầm nằm tương đối sâu cách mặt đất.

3. Phương pháp rung động kết hợp

Phương pháp được sử dụng nhiều ở Nhật Bản để cải tạo các loại đất sét yếu khi mực nước ngầm nằm cao (Aboshi và cộng sự, 1979; Aboshi & Suematsu, 1985; Barksdale, 1981). Trụ có hiệu quả thường sử dụng cọc cát nén chặt. Các cọc cát nén chặt được xây dựng bằng đóng ống chống đến độ sâu yêu cầu, dùng búa nặng rung thẳng đứng đặt tại

đỉnh ống chống. Sau khi đổ đầy cát vào ống rỗng rồi từ từ kéo ống lên từng đoạn một. Chú ý, tiến hành rung búa bắt đầu từ đáy hố trở lên. Quá trình thi công được lặp lại cho đến khi toàn bộ cọc vật liệu rời nén chặt được thi công xong.

4. Phương pháp khoan có ống chống

Trong phương pháp này, các trụ được thi công bằng cách đầm nén các vật liệu rời vào trong các hố khoan tạo ra trước theo từng bước. Việc đầm nén nhờ quả nặng (15 - 20 kN) cho rơi tự do từ độ cao bằng 1,0 đến 1,5 m (Datye & Nagaraju 1975, 1978 và 1981; Bergado và cộng sự, 1984; Ranjan, 1989). Phương pháp này thay thế tốt cho phương pháp đầm chặt bằng rung, lại vừa có giá thành thấp hơn. Tuy nhiên, tác dụng phá hoại và tái tạo đất sau đầm nén có thể bị hạn chế khi áp dụng đối với các loại đất nhạy cảm. Phương pháp này rất hữu ích cho các nước đang phát triển vì chỉ dùng những thiết bị có thể tự chế (Rao 1982; Ranjan & Rao 1983).

5.3.2. Tính chất xây dựng của đất hỗn hợp

Tính năng của đất hỗn hợp đã được đánh giá khá đầy đủ, như khả năng chịu tải tới hạn, độ lún, và tính ổn định nói chung. Trong phần dưới đây, trước hết sẽ trình bày tương quan cơ bản của đất hỗn hợp cũng như cơ chế phá hoại các trụ vật liệu rời trong đất sét yếu đồng nhất, tiếp đó giới thiệu khả năng chịu tải tới hạn, độ lún, và ổn định của đất hỗn hợp dựa trên nghiên cứu thực nghiệm và phân tích bằng giải tích.

1. Các tương quan cơ bản

a) Khái niệm trụ đơn vị

Diện tích đất bao quanh mỗi trụ vật liệu rời rất gần với diện tích hình tròn tương đương. Đối với các trụ vật liệu rời bố trí theo sơ đồ tam giác đều, hình tròn tương đương có đường kính hữu hiệu (đường kính tương đương) bằng:

$$D_e = 1,05 S \quad (5.2)$$

Còn theo sơ đồ hình vuông:

$$D_e = 1,13 S \quad (5.3)$$

Trong đó: S - khoảng cách giữa tâm các trụ vật liệu rời.

Sơ đồ tam giác đều sẽ cho diện tích vùng ảnh hưởng bao quanh trụ vật liệu rời kín nhất. Trụ đất tạo ra của đất hỗn hợp có đường kính D_e bao gồm đất chịu ảnh hưởng xung quanh và một trụ vật liệu rời, được hiểu như một trụ đơn vị (xem hình 5.3 a).

Hình 5.2 minh họa tỷ số diện tích thay thế cũng như sự tập trung ứng suất trong trụ vật liệu rời. Tỷ số diện tích thay thế là tỷ số giữa diện tích trụ vật liệu rời với tổng diện tích trụ tròn đất tương đương của vùng ảnh hưởng trong một trụ đơn vị và được biểu diễn như sau:

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} \quad (5.4)$$

Trong đó: A_s - diện tích tiết diện ngang của một trụ vật liệu rời;

A_c - diện tích tiết diện ngang của đất sét bao quanh một trụ vật liệu rời.

Tỷ số diện tích thay thế còn có thể được biểu diễn dưới các thuật ngữ đường kính, D , và khoảng cách giữa tâm các trụ vật liệu rời, S , như sau:

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (5.5)$$

Trong đó: C_1 - hằng số phụ thuộc vào sơ đồ bố trí các trụ vật liệu rời được dùng:

- Đối với sơ đồ hình vuông, ta có:

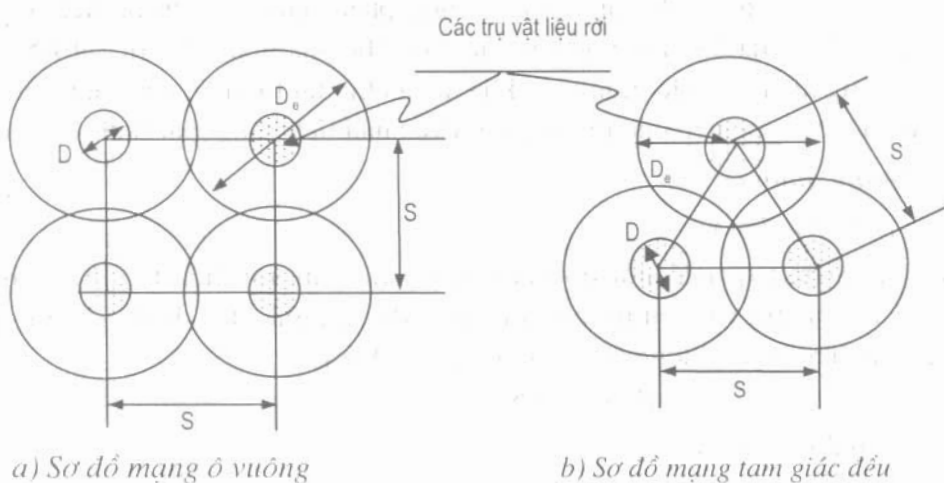
$$C_1 = \pi/4$$

- Đối với sơ đồ hình tam giác đều, thì:

$$C_1 = \pi/(2\sqrt{3}).$$

Thật vậy, các trụ vật liệu rời bố trí theo sơ đồ tam giác đều được tính như sau:

$$a_s = 0,907 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (5.6)$$



Hình 5.2. Sơ đồ bố trí các trụ vật liệu rời trong gia cường nền đất yếu.

Trong công tác kỹ thuật cải tạo đất bằng các trụ cát (đá), điều quan trọng là phải chú ý tới tỷ số diện tích thay thế, a_s .

b) Sự tập trung ứng suất

Khi đất hỗn hợp chịu tải, nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng sự tập trung (tăng) ứng suất trong trụ (cọc) vật liệu rời sẽ kéo theo sự giảm ứng suất trong đất sét yếu hơn ở xung quanh (xem hình 5.3 b). Điều này, thực tế có thể giải thích rằng, khi gia tải, độ lún của trụ vật liệu rời và đất bao quanh xấp xỉ nhau, nên ứng suất sẽ tập trung trong trụ vật liệu rời vì nó có độ cứng lớn hơn đất dính hay đất không dính bao quanh. Sự phân bố ứng suất thẳng đứng trong trụ đơn vị có thể được biểu diễn bằng hệ số tập trung ứng suất, n , như sau:

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (5.7)$$

Trong đó: σ_s - ứng suất trong trụ vật liệu rời;

σ_c - ứng suất trong đất yếu xung quanh.

Cường độ tập trung ứng suất còn phụ thuộc vào độ cứng tương đối của trụ vật liệu rời và đất xung quanh. Theo Barckdale & Bachus (1983), sự biến thiên của hệ số tập trung ứng suất theo tỷ số diện tích thay thế nằm trong khoảng từ 2 đến 5. Trong khi đó, Aboshi và cộng sự (1979) và Bergado và cộng sự (1987) đã nhận được các trị số cao hơn, bằng 9. Hệ số tập trung ứng suất cao hơn mà Bergado và cộng sự (1987) nhận được, có thể do độ cứng của bàn nền trong thí nghiệm nén tĩnh khá cao. Bằng quan sát thí nghiệm khối đất đắp có tỷ lệ thực trên đất sét yếu Băng Cốc ở tỷ số diện tích thay thế thấp là 0,06, nhận được hệ số tập trung ứng suất bằng 2, đôi khi giảm xuống 1,45 khi tăng tải trọng tác dụng (Bergado và cộng sự, 1987). Trị số ứng suất trung bình, σ , trên diện tích trụ đơn vị tương ứng với tỷ số diện tích thay thế, a_s , được biểu diễn như sau:

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (5.8)$$

Các ứng suất trong trụ vật liệu rời và trong đất sét được biểu thị qua hệ số tập trung ứng suất là:

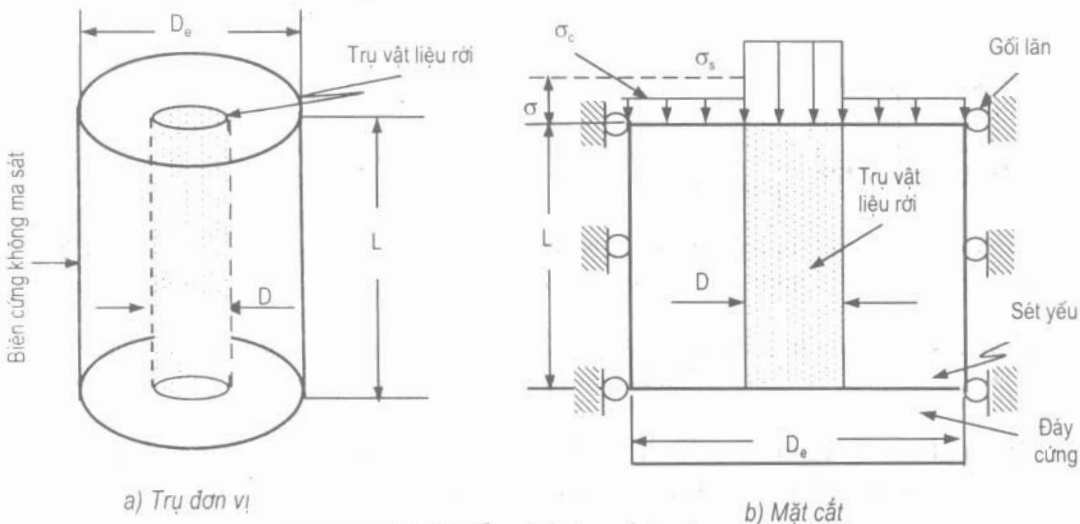
$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{1 + (n-1)a_s} = \mu_s \sigma \quad (5.9)$$

và

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{1 + (n-1)a_s} = \mu_c \sigma \quad (5.10)$$

Trong đó: $\mu_s = \frac{n}{1 + (n-1)a_s} \quad (5.11)$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n-1)a_s} \quad (5.12)$$



Hình 5.3. Lý tưởng hóa trụ đơn vị

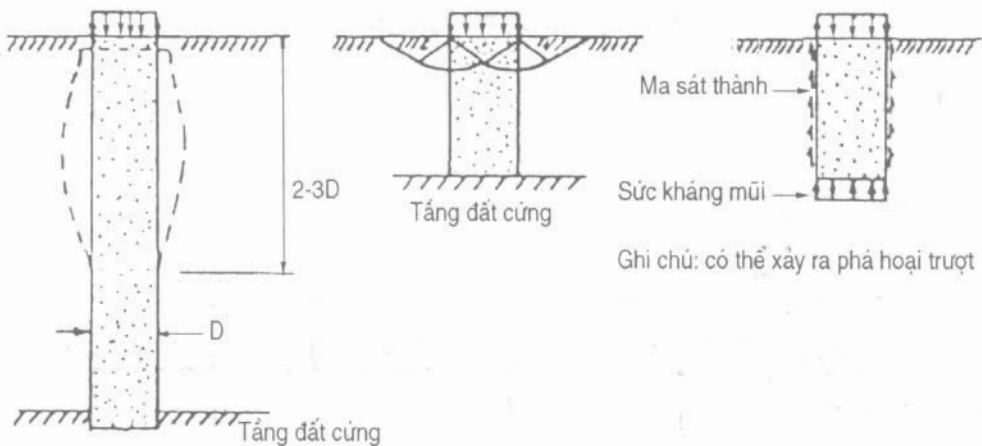
Các ứng suất σ , σ_c , và σ_s là do tác dụng của tải trọng ngoài gây ra. Đồng thời, các ứng suất hữu hiệu (cả tổng ứng suất) của tầng phủ và ứng suất ngang ban đầu tại độ sâu xác định cũng cần đặc biệt quan tâm trong quá trình tính toán gia cố nền đất yếu bằng trụ vật liệu rời.

Hai phương trình (5.9) và (5.10) trên đây, đều là những ứng suất do tải trọng ngoài gây ra trong các trụ vật liệu rời và trong đất xung quanh, chúng cực kỳ có ích trong cả phân tích lún và ổn định.

2. Các cơ chế phá hoại

a) Trụ đơn vật liệu rời trong lớp đất yếu đồng nhất

Trong thực tế, các trụ vật liệu rời có thể được thi công xuyên qua toàn bộ tầng đất yếu (trụ chống), hay trụ có mũi nằm lơ lửng trong tầng đất yếu (trụ treo). Các cơ chế phá hoại trụ đơn vật liệu rời trong tầng đất yếu đồng nhất như chỉ ra trên hình 5.4. Những trụ vật liệu rời có mũi chống vào tầng đất tốt hay mũi của chúng còn nằm lơ lửng trong tầng đất yếu đều có khả năng xảy ra phá hoại do phình ngang trong khoảng độ sâu lớn hơn 3 lần đường kính trụ so với mặt đất (Hughes, J.M., và N.J. Withers, 1974, “Gia cường đất dính yếu bằng các trụ vật liệu rời.”), như minh họa trên hình 5.4 a. Một trụ vật liệu rời rất ngắn tựa lên tầng đất tốt hoặc sẽ bị phá hoại toàn bộ hoặc bị phá hoại cục bộ tại phần trụ sát bề mặt đất (hình 5.4 b). Cuối cùng, một trụ vật liệu rời treo lơ lửng trong tầng đất yếu, thì khả năng trụ đâm thủng tầng đất yếu sẽ xảy ra trước khi trụ bị phá hoại do phình ngang (hình 5.4 c). Nói chung, trong thực tế hiện tượng phá hoại do phình ngang đối với trụ vật liệu rời dễ xảy ra nhất.



a) Trụ dài làm việc chống hay treo, phá hoại do phình ngang b) Trụ ngắn chống lên nền cứng - phá hoại trượt c) Trụ ngắn treo - phá hoại do chọc thủng

Hình 5.4. Các cơ chế phá hoại trụ đơn vật liệu rời trong tầng đất yếu đồng nhất (theo Barksdale và Bachus, 1983).

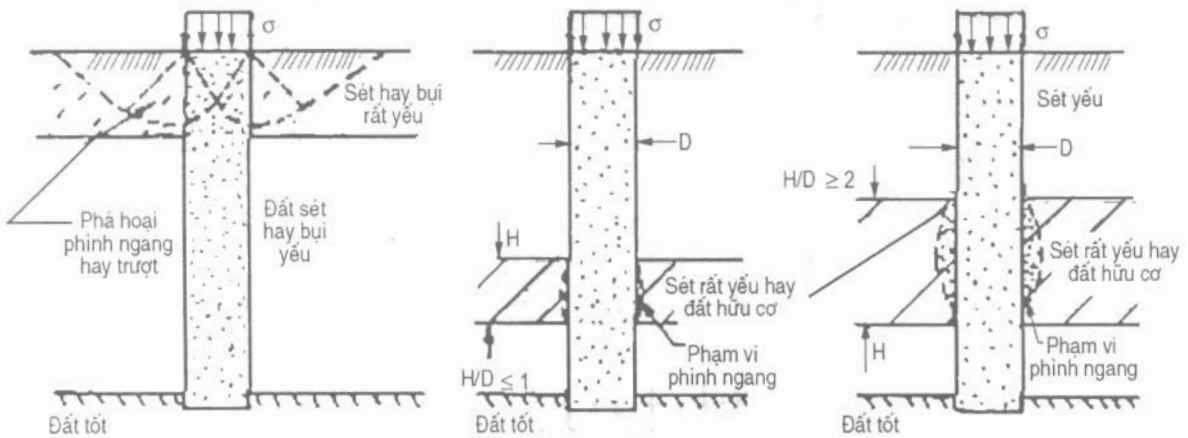
Sau khi nghiên cứu một mô hình tỷ lệ nhỏ đã chỉ ra rằng, khả năng chịu tải và độ lún của trụ vật liệu rời đơn bị ảnh hưởng đáng kể bởi phương pháp gia tải. Việc gia tải

qua móng cứng trên diện tích lớn hơn trụ vật liệu rời sẽ làm tăng ứng suất thẳng đứng và ứng suất ngang trong đất yếu xung quanh. Diện tích chịu tải càng lớn kết hợp với trụ vật liệu rời gia cường, thì khả năng phá hoại do phình ngang sẽ nhỏ, và khả năng chịu tải tới hạn sẽ lớn hơn. Các thí nghiệm mô hình còn chỉ ra rằng, một móng hình vuông có tổng diện tích lớn gấp 4 lần diện tích trụ vật liệu rời nằm dưới móng, sẽ cho tổng khả năng chịu tải tới hạn gấp khoảng 1,7 lần so với trường hợp chỉ có diện tích của trụ vật liệu rời chịu tải trọng. Dưới tải trọng đã cho, một trụ vật liệu rời chịu nén bởi tấm cứng lớn hơn thì độ lún sẽ nhỏ hơn trường hợp chỉ có trụ vật liệu rời bị nén, do một phần tải trọng được truyền cho cả trụ vật liệu rời và đất yếu xung quanh.

b) Trụ đơn vật liệu rời trong tầng đất yếu không đồng nhất

Những cơ chế phá hoại mô tả trên đây mang tính lý tưởng hoá, vì giả thiết các tính chất của đất là đồng nhất, điều này hiếm khi xảy ra trong thực tế. Cần phải có những nghiên cứu để kiểm tra các kiểu phá hoại nhóm các trụ vật liệu rời. Thực nghiệm đã chỉ ra rằng, những vùng đất dính rất yếu có thể xảy ra hiện tượng phình ngang ở cả chỗ nông và dưới sâu, như minh hoạ trên hình 5.5. Một vùng đất rất yếu nằm sát bề mặt đất, dày từ 1 đến 3 m, sẽ có ảnh hưởng rất lớn đến độ lún và độ bền tới hạn của nhóm trụ vật liệu rời hay của trụ đơn vật liệu rời (hình 5.5 a). Mặt khác, thí nghiệm hiện trường chứng minh được rằng, sự có mặt của lớp đất rất yếu, ví dụ như bùn có chiều dày lớn hơn khoảng một lần đường kính trụ cũng có thể ảnh hưởng nghiêm trọng đến sự làm việc của trụ vật liệu rời (hình 5.5 b và 5.5 c). Những chuyển vị ngang của trụ vật liệu rời và đất bên cạnh trong một vùng xác định có thể giữ vai trò quan trọng cho sự ổn định của các khối đất đắp phía trên.

Những cơ chế phá hoại mô tả trên đây một phần dựa vào các quan sát hiện trường, mô hình thí nghiệm và nghiên cứu phân tử hữu hạn. Hiện nay, đã có những hiểu biết khá chi tiết về tương quan giữa trụ vật liệu rời với đất xung quanh.



a) Lớp đất yếu nằm sát mặt đất - phá hoại do phình ngang hay trượt

b) Lớp đất rất yếu mỏng - phá hoại phình ngang cục bộ

c) Lớp đất rất yếu dày - phá hoại phình ngang cục bộ

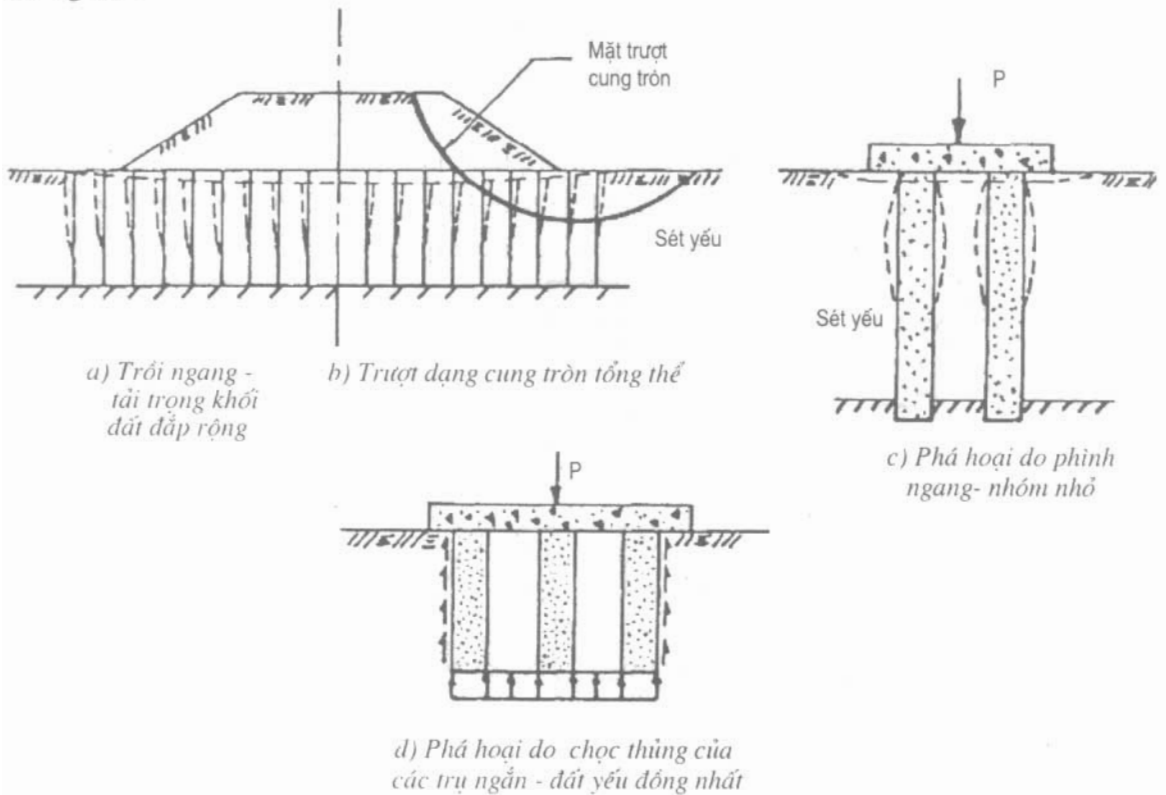
Hình 5.5. Các cơ chế phá hoại trụ vật liệu rời trong nền đất dính không đồng nhất.

c) Nhóm trụ vật liệu rời trong lớp đất yếu đồng nhất

Một trụ đơn vật liệu rời làm việc độc lập sẽ có khả năng chịu tải cho phép nhỏ hơn so với một trụ nằm trong nhóm. Những cọc xung quanh có chức năng hỗ trợ để tạo ra nhóm các trụ vật liệu rời, và do đó đôi khi nhóm này trở lên cứng hơn nhờ các trụ xung quanh. Kết quả này sẽ làm tăng đáng kể khả năng chịu tải cho phép của trụ. Những nghiên cứu mô hình tỷ lệ nhỏ đã chỉ ra rằng, đối với nhóm có 1 và 2 hàng các trụ vật liệu rời, thì khả năng chịu tải cho phép trên một trụ sẽ tăng một chút theo số lượng trụ tăng lên (hình 5.6). Trong các thí nghiệm này, người ta đã tiến hành gia tải lên móng cứng.

Bây giờ chúng ta sẽ xét trường hợp gia tải lên móng mềm và rộng, ví dụ như khối đất đắp xây dựng trên nền đất được gia cường bằng các cọc vật liệu rời như minh họa trên hình 5.6 a và hình 5.6b.

Do xây dựng khối đất đắp trên nền đất yếu, nên phần đất ở dưới sẽ chuyển dịch ngang ra phía ngoài mép móng như minh họa trên hình 5.6 a và 5.6 b. Một nhóm các trụ vật liệu rời trong đất yếu có thể xảy ra phá do phình ngang và phá hoại cường độ một cách cục bộ, như minh họa trên hình 5.6 c. Sự phá hoại khả năng chịu tải cục bộ đó là hiện tượng chọc thủng của trụ vật liệu rời tương đối cứng (hay cả nhóm) vào trong đất yếu xung quanh (xem hình 5.6 d). Nhóm các trụ vật liệu rời có chiều dài ngắn, thì sự phá hoại từng trụ riêng lẻ cũng giống như kiểu phá hoại trụ đơn vật liệu rời có chiều dài ngắn.



Hình 5.6. Các kiểu phá hoại nhóm các trụ vật liệu rời.

3. Phân tích khả năng chịu tải tới hạn

a) Trụ đơn vật liệu rời làm việc độc lập

Ứng suất nén ngang, σ_3 , khi tác dụng lên trụ vật liệu rời thường được xem như sức kháng bị động và nó xảy ra đồng thời với sự phình ngang của trụ về phía đất yếu xung quanh. Khi đó, giả thiết trụ vật liệu rời ở trạng thái phá hoại, theo lý thuyết dẻo cổ điển ứng suất thẳng đứng tới hạn, σ_1 , bằng hệ số áp lực bị động của trụ vật liệu rời, k_p , nhân với ứng suất nén ngang, σ_3 , cụ thể là:

$$K_p = \sigma_1 / \sigma_3 = \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \varphi_s / 2 \right) \quad (5.13)$$

Trong đó: φ_s - góc ma sát trong của trụ vật liệu rời;

σ_1 / σ_3 - hệ số áp lực đất bị động của trụ vật liệu rời (k_p).

Các phân tích phân tử hữu hạn chỉ ra cho thấy, phương trình trên đây là gần đúng sát thực.

* Lý thuyết giãn nở lỗ rỗng

Sức kháng bị động phát triển bởi đất xung quanh coi như phép tính gần đúng đầu tiên có thể mô phỏng giống như một ống trụ tròn dài vô hạn, mà trụ tròn này giãn nở quanh một trục đối xứng cho đến khi cường độ bị động tới hạn của đất xung quanh phát triển. Trụ rỗng tròn giãn nở gần giống với sự phình ngang của trụ vật liệu rời vào đất xung quanh.

Hughes & Withers (1974) đã nghiên cứu kỹ phá hoại dạng phình ngang của trụ đơn vật liệu rời khá giống với lỗ rỗng phát triển trong quá trình thí nghiệm bằng áp lực kế. Mặt khác, theo lý thuyết đàn - dẻo của Gibson và Anderson (1961), đối với các vật liệu không ma sát, hai ông đã sử dụng phương pháp trụ tròn rỗng dài giãn nở vô hạn để dự báo ứng suất ngang không thoát nước tới hạn, σ_3 , của đất bao quanh trụ vật liệu rời :

$$\sigma_3 = \sigma_1 + c \left[1 + \ln \frac{E_c}{2c(1+\nu)} \right] \quad (5.14)$$

Trong đó: σ_3 - ứng suất ngang không thoát nước tới hạn;

σ_1 - tổng ứng suất ngang tại hiện trường (ban đầu);

E_c - mô đun đàn hồi của đất;

c - độ bền cắt không thoát nước;

ν - hệ số Poisson.

Sau khi thay phương trình (5.14) vào phương trình (5.13), và đặt q_{th} bằng σ_1 , sẽ cho:

$$q_{th} = \left\{ \sigma_{10} + c \left[1 + \ln \frac{E}{2c(1+\nu)} \right] \right\} \left(\frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right) \quad (5.15)$$

Trong đó: q_{th} - ứng suất tới hạn, mà ứng suất này có thể tác dụng lên trụ vật liệu rời.
 Mô đun đàn hồi không thoát nước của đất dính yếu có thể lấy gần như tỷ lệ thuận với độ bền cắt không thoát nước.

* Lý thuyết giãn nở lỗ rỗng của Vesic:

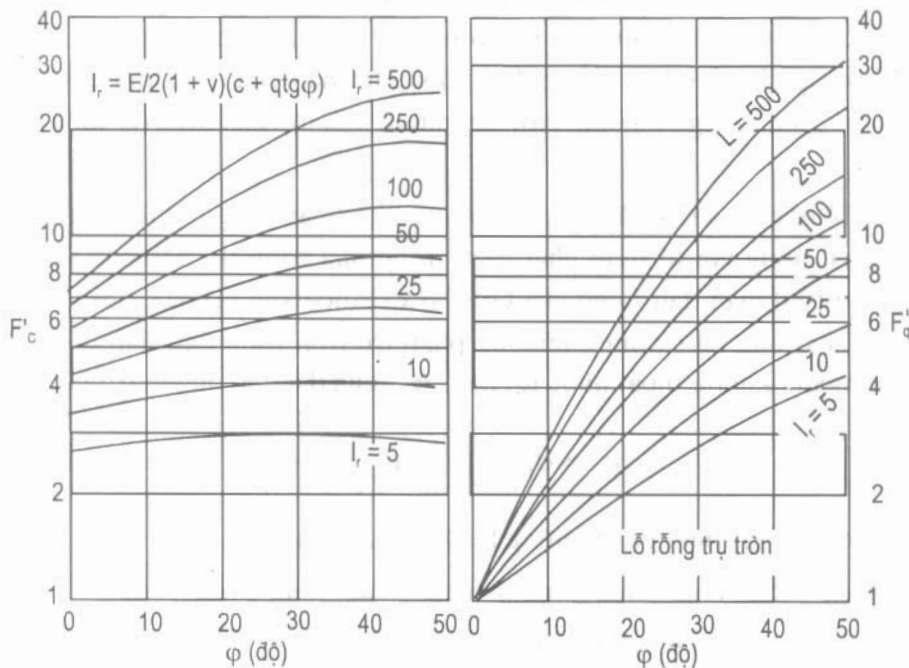
Vesic (1972) đã phát triển một lời giải giãn nở lỗ rỗng hình trụ tổng quát dùng cho đất vừa có ma sát vừa có lực dính. Một lần nữa, trụ tròn được giả thiết là dài vô hạn và đất hoặc là đàn hồi hoặc là dẻo. Ảnh hưởng của sự thay đổi thể tích trong vùng dẻo, vùng này có khuynh hướng làm giảm khả năng chịu tải tới hạn, điều đó được thể hiện trong lời giải, mà không được giới thiệu ở đây. Sức kháng ngang tới hạn, σ_3 , phát sinh ra bởi đất xung quanh có thể được biểu diễn như sau:

$$\sigma_3 = c F'_c + q F'_q \quad (5.16)$$

Trong đó: c - lực dính;

q - ứng suất trung bình (đẳng hướng) = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ tại độ sâu phá hoại tương đương;

F'_c, F'_q - các hệ số tương nở lỗ rỗng (xem hình 5.7).



Hình 5.7. Các hệ số tương nở lỗ rỗng Vesic (theo Vesic, A. S., 1972).

Các hệ số tương nở lỗ rỗng F'_c, F'_q như chỉ ra trên hình 5.7, là hàm số của góc ma sát trong của đất xung quanh và của chỉ số độ cứng, I_r . Chỉ số độ cứng không giảm khi có sự ảnh hưởng của thay đổi thể tích trong vùng dẻo, nó được biểu diễn như sau:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q.\text{tg}\phi_c)} \quad (5.17)$$

Trong đó: E - mô đun đàn hồi của đất xung quanh trong đó xảy ra sự giãn nở lỗ rỗng;
 C - lực dính của đất xung quanh;
 ν - hệ số Poisson của đất xung quanh;
 q - ứng suất trung bình trong vùng phá hoại.

Sau khi thay phương trình (5.16) vào phương trình (5.13) và đặt q_{th} bằng σ_1 , ứng suất tới hạn mà nó tác dụng lên trụ vật liệu rời được tính:

$$q_{th} = [C F'_c + q F'_q] \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (5.18)$$

Trong đó: mọi tham số đã được xác định ở trên.

Lời giải chung đã được Vesic mô tả, đối với đất không có ma sát, khả năng chịu tải tới hạn cũng giống như lời giải giãn nở lỗ rỗng của Gibson và Anderson. Ứng suất trung bình, q, trong phân tích trên có thể xảy ra ở giữa của đoạn phình ngang. Ứng suất trung bình, q, là tổng của các ứng suất ban đầu có sẵn trong đất và số gia ứng suất do tác dụng của tải trọng ngoài. Do sự tập trung ứng suất trong trụ vật liệu rời, nên số gia ứng suất trong đất do tải trọng ngoài gây ra chỉ chiếm một phần trị số q. Cả khả năng chịu tải ngắn hạn lẫn khả năng chịu tải dài hạn của trụ vật liệu rời đều có thể xác định bằng lý thuyết giãn nở lỗ rỗng. Tuy nhiên, sự gia tăng cường độ của đất yếu có thể do gia tải trước hay do cố kết xảy ra trong quá trình xây dựng.

Đối với trụ vật liệu rời ngắn:

Một trụ ngắn vật liệu rời có thể bị phá hoại do mất khả năng chịu tải tổng thể hoặc mất khả năng chịu tải cục bộ của bản thân đá (cát) trong trụ và đất xung quanh (xem hình 5.4 b), hoặc do chọc thủng xuống tầng đất yếu nằm dưới (xem hình 5.4 c).

Sự phá hoại khả năng chịu tải tổng thể có thể xảy ra tại bề mặt đất, mà ở đó ảnh hưởng của áp lực tầng phủ là rất nhỏ. Madhav và Vitkar (1978) đã giới thiệu lời giải biến dạng phẳng đối với sự phá hoại khả năng chịu tải tổng thể của một hào được đổ đầy bằng vật liệu rời và được thi công trong đất không có ma sát. Lời giải dựa trên các quy tắc phân tích giới hạn biên của Drucker và Prager. Như chỉ ra trên hình 5.8, việc gia tải có thể tác dụng lên cả trụ vật liệu rời và đất sét yếu bên cạnh. Từ lời giải này, khả năng chịu tải tới hạn áp dụng cho biến dạng phẳng là:

$$q_{th} = \frac{\gamma_c B}{2} N_\gamma + c N_c + D_f \gamma_c N_q \quad (5.19)$$

Trong đó: N_γ , N_c , và N_q - các hệ số khả năng chịu tải đã cho trên hình 5.8, và những thuật ngữ khác sử dụng trong phương trình này cũng được xác định trong hình.

Một lời giải gần đúng cho điều kiện nén đối xứng trục có thể nhận được bằng cách hiệu chỉnh các hệ số chịu tải giống như các hệ số hình học đã được Winterkorn & Fang (1975) giới thiệu.

Bảng 5.2 thống kê những phương pháp khác nhau để xác định khả năng chịu tải tới hạn ứng với kiểu phá hoại hình ngang, cắt tổng thể, và trượt do Aboshi & Suematsu (1985) đề xuất.

Bảng 5.2. Xác định khả năng chịu tải tới hạn (theo Aboshi & Suematsu, 1985)

| Kiểu phá hoại | Công thức tính | Tham khảo |
|---------------|--|---|
| Hình ngang | $q_{th} = (\gamma_c Z K_{pc} + 2C_0 \sqrt{k_{pc}}) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$ | Greenwood (1970) |
| | $q_{th} = (F'_c C_0 + F'_c \phi_0) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$ | Vesic (1972) Datye & Nagaraju (1975) |
| | $q_{th} = (\sigma_{ro} + 4C_0) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$ | Hyghes & Withers (1974) |
| | $q_{th} = \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) (4C_0 + \sigma_{ro} + K_0 q_s) \left(\frac{w}{B} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{w}{B} \right)^2 \right] q_s$ | Madhav & et al. (1979) |
| Cắt tổng thể | $q_{th} = C_0 N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$ | Madhav & Vitkar (1978) |
| | $q_{th} = 2A_s (K_{pc} q_0 + 2C_0 \sqrt{K_{pc}}) \left(\frac{1}{K_{as}} \right) \left\{ 3d_s K_{pc} \gamma_c \left[1 - \left(\frac{3d_s}{2L} \right) \right] \right\}$ | Wong (1975) |
| | $q_{th} = \frac{1}{2} \gamma_c B \operatorname{tg}^3 \psi + 2(1 - a_s) C_0 \operatorname{tg} \psi$ $\psi = 45^\circ + \frac{\operatorname{tg}^{-1}(\mu_s a_s \operatorname{tg} \phi_s)}{2}$ | Barksdale & Bachus (1983) |
| Mặt trượt | $\tau = (1 - a_s) C_0 + (\gamma_s Z + \mu_s \sigma_s) a_s \operatorname{tg} \phi_s \cos^2 \theta$ $\mu_s = \frac{n}{1 + (n - 1) a_s}$ | Aboshi & Bachus 1983 |

b) Nhóm trụ vật liệu rời

Xét móng cứng bê tông cốt thép, hình vuông hay băng dài vô hạn đặt trên bề mặt tầng đất dính được gia cường bằng các trụ vật liệu rời, như minh họa trên hình 5.9. Giả

thiết nên được gia tải tức thời sao cho độ bền cắt không thoát nước phát sinh ra trong đất dính có góc ma sát trong bằng không. Đồng thời bỏ qua lực dính trong trụ vật liệu rời. Cuối cùng, giả thiết, vào thời điểm này, toàn bộ độ bền cắt của cả trụ vật liệu rời và của đất dính đều bị thay đổi. Khả năng chịu tải tới hạn của cả nền và trụ có thể được xác định gần đúng bằng bề mặt phá hoại gồm hai đoạn thẳng giao nhau. Điều này cũng giống như lý thuyết đã được Bell phát minh ra, sau này được Terzaghi và Sowers (1979) sửa đổi. Đối với các nền đất đồng nhất, lý thuyết này khá phù hợp với lý thuyết về khả năng chịu tải của Bell, và cho ra các kết quả rất trùng với lý thuyết phá hoại khả năng chịu tải cục bộ của Terzaghi.

Giả thiết, ứng suất thẳng đứng tới hạn, q_{th} , và ứng suất ngang tới hạn, σ_3 , là các ứng suất chính, thì điều kiện cân bằng của nêm phá hoại là:

$$q_{th} = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \beta + 2c_{tb} \operatorname{tg} \beta \quad (5.20)$$

Trong đó:
$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c B \operatorname{tg} \beta}{2} + 2c \quad (5.21)$$

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{tb}}{2} \quad (5.22)$$

$$\varphi_{tb} = \operatorname{tg}^{-1} (\mu_s a_s \operatorname{tg} \varphi_s) \quad (5.23)$$

$$c_{tb} = (1 - a_s) c \quad (5.24)$$

Ở đây: γ_c - trọng lượng đơn vị bão hoà hay trọng lượng đơn vị ẩm của đất dính;

B - bề rộng của móng;

β - góc nêm phá hoại;

C - độ bền cắt không thoát nước trong phần đất dính không gia cường;

φ_s - góc ma sát trong của trụ vật liệu rời ;

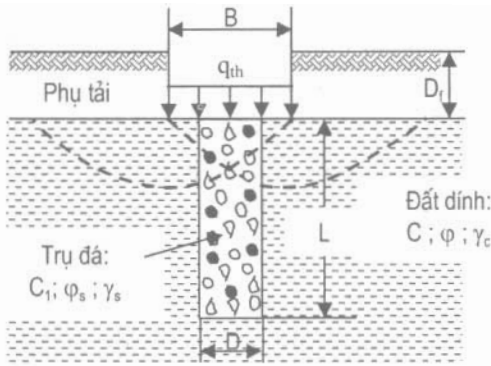
φ_{tb} - góc ma sát trong của đất hỗn hợp;

c_{tb} - lực dính của đất hỗn hợp trên bề mặt trượt.

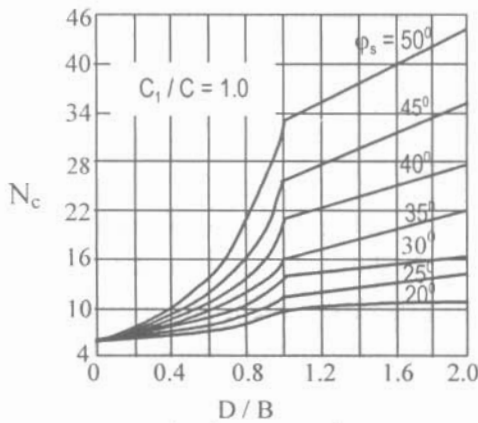
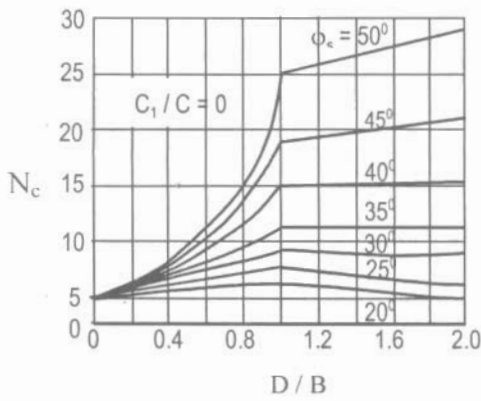
Sự ra đời của phương pháp trên chưa xét đến khả năng phá hoại hình ngang cục bộ của trụ làm việc độc lập. Do đó, phương pháp chỉ áp dụng cho các loại đất dính rắn chắc và có độ bền không thoát nước lớn hơn 30 - 40 kPa. Tuy nhiên, phương pháp này phù hợp cho việc xác định gần đúng hiệu quả tương đối đến những biến đổi khả năng chịu tải tới hạn tính toán, ví dụ như : đường kính trụ, khoảng cách, sự gia tăng độ bền cắt do cố kết và góc ma sát trong.

Đối với đất dính yếu và đất rất yếu, khả năng chịu tải của nhóm trụ được dự tính theo khả năng chịu tải của trụ đơn nằm trong nhóm nhân với số trụ (Barksdale & Bachus, 1983). Khả năng chịu tải tới hạn của trụ đơn trong trường hợp này được biểu diễn như sau :

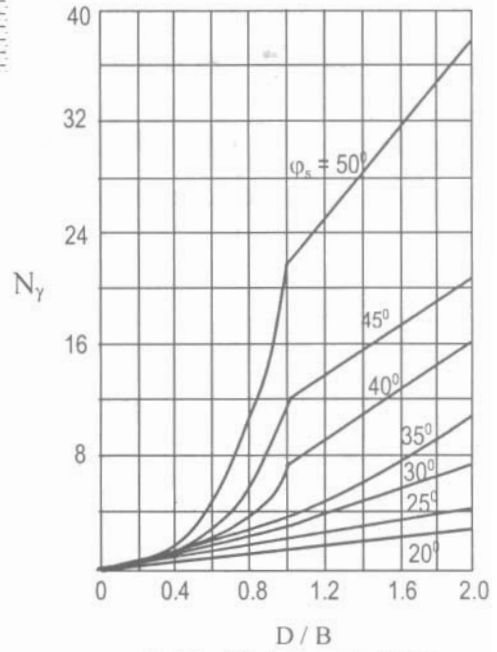
$$q_{th} = c N_c^* \quad (5.25)$$



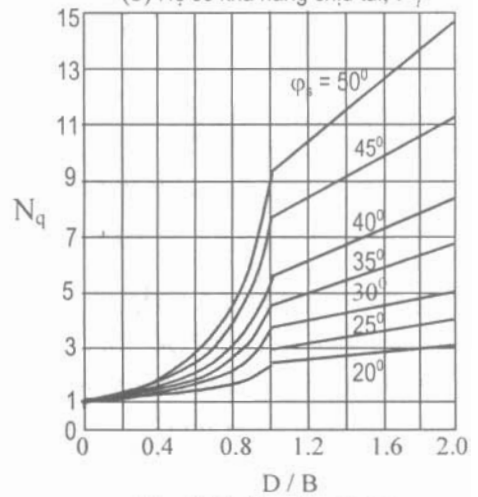
Xét trường hợp: $\gamma_s / \gamma_c = 1.0$
 $\phi = 0^\circ$



(a) Hệ số khả năng chịu tải, N_c

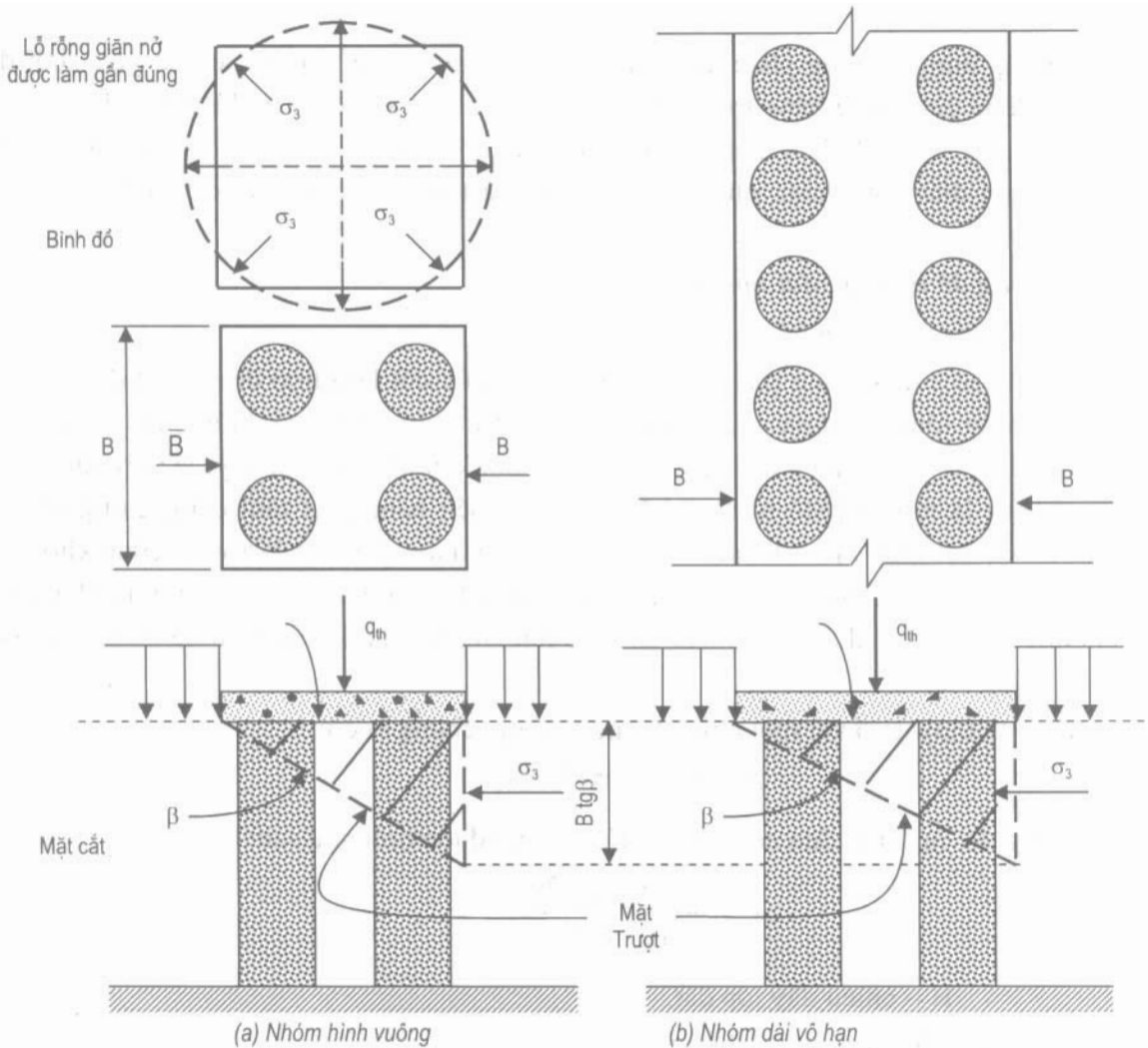


(b) Hệ số khả năng chịu tải, N_γ



(c) Hệ số khả năng chịu tải, N_q

Hình 5.8. Sự phá hoại khả năng chịu tải đối với diện chịu nén dạng băng và trụ vật liệu rời- biến dạng phẳng (Balaam, N.P.; P.T. Brown; và H.G. Poulos, 1971).



Hình 5.9. Phân tích nhóm trụ vật liệu rời - đất dính rắn chắc đến cứng (theo Barksdale và Bachus, 1983).

Trong đó: N_c^* - hệ số khả năng chịu tải của trụ vật liệu rời được lấy trong khoảng $18 \div 22$.

Thật vậy, phương pháp được đề xuất để xác định khả năng chịu tải tối hạn của nhóm trụ vật liệu rời cần nghiên cứu:

- (1) hình dạng móng;
- (2) kích thước móng;
- (3) góc ma sát trong của trụ vật liệu rời;
- (4) độ bền kháng cắt hỗn hợp của đất được gia cường bằng trụ vật liệu rời ;
- (6) độ bền kháng cắt và áp lực tầng phủ trong đất bao quanh móng, và
- (7) tính nén lún của đất xung quanh được xác định theo chỉ số độ cứng (xem phương trình 5.17).

Khi áp dụng phương pháp này, cần chú rằng, độ bền hỗn hợp của đất yếu dưới đáy móng được gia cường bằng trụ vật liệu rời thường bị thay đổi. Do đó, trong đất yếu, chỉ nên sử dụng trị số độ bền hỗn hợp nhỏ hơn các độ bền của từng loại vật liệu riêng cộng lại tại thời điểm phá hoại, nhằm phản ánh đúng thực tế sức kháng cắt bị thay đổi dọc theo nêm phá hoại.

4. Tổng độ lún của đất hỗn hợp

a) Phương pháp cân bằng

Đại đa số các phương pháp tính toán độ lún của đất hỗn hợp đều giả thiết vùng đất chịu nén rất rộng, và được gia cường bằng các trụ vật liệu rời có đường kính và khoảng cách không đổi. Với điều kiện gia tải và kích thước hình học như vậy, việc lý tưởng hoá trụ đơn vị là hợp lý. Mô hình trụ đơn vị được nén bằng một tấm cứng giống như thí nghiệm cố kết một chiều. Chính vì vậy, trụ đơn vị được giới hạn bởi vách cứng không có ma sát và các trị số biến dạng thẳng đứng tại mọi bề mặt nằm ngang đều như nhau. Các phương pháp khác nhau nhằm xác định độ lún của đất sau khi gia cường được tổng hợp trong bảng 5.3.

Theo lý thuyết cố kết một chiều thông thường, chúng ta có:

$$S_t = m_v (\mu_c \sigma) H \quad (5.26)$$

Trong đó: m_v - mô đun nén lún thể tích, và nó được tính như sau:

$$m_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E_0(1 - \nu)} \quad (5.27)$$

H - chiều dày lớp đất.

Tỷ số giảm lún được tính như sau :

$$R = \frac{S_t}{S_0} \quad (5.28)$$

Trong đó : S_t - độ lún của đất hỗn hợp, và

S_0 - độ lún của đất chưa gia cường.

Với σ'_0 rất lớn (trụ vật liệu rời rất dài) và ứng suất tác dụng, σ , rất nhỏ, thì tỷ số giảm lún có thể được tính nhanh như sau:

$$R = \frac{S_t}{S_0} = \frac{1}{[1 + (n-1) a_s]} = \mu_c \quad (5.29)$$

Phương trình (5.29) có thể biểu diễn bằng đồ thị như trên hình (5.10), phương trình này thường đánh giá quá mức khả năng gia cố và nó thường được dùng để nghiên cứu sơ bộ.

b) Phương pháp phần tử hữu hạn

Phương pháp phần tử hữu hạn được giới thiệu mang nhiều tính lý thuyết nhằm mô hình hoá đất gia cường bằng các trụ vật liệu rời. Tính phi tuyến của vật liệu, bề mặt

trượt, và các điều kiện biên thích hợp đều có thể lý tưởng hoá bằng cách mô hình theo phương pháp phân tử hữu hạn. Mặc dù có thể sử dụng được mô hình ba chiều, nhưng theo quan điểm thực tế thì mô hình biến dạng đối xứng trục hay biến dạng phẳng đều được khai thác một cách tổng thể. Đại đa số những nghiên cứu đều sử dụng mô hình trụ đơn vị đối xứng trục để phân tích những điều kiện hoặc là tải trọng phân bố đều tác dụng trên nhóm lớn các trụ vật liệu rời (Balaam, N.P; P.T. Brown, và Poulos, 1977; 1978,...) hay trên một trụ đơn vật liệu rời (Jones, J.S và R.E. Brown, 1978,...); Aboshi và cộng sự (1979) đã tiến hành nghiên cứu điều kiện biến dạng phẳng khi nén.

Những đường cong biểu thị độ lún của các loại đất nén lún thấp, ví dụ các loại cát, cát pha bụi và một vài loại đất bụi được gia cường bằng trụ vật liệu rời, những đường cong này được thành lập theo lý thuyết đàn hồi tuyến tính. Các loại đất nén lún thấp được định nghĩa như các loại đất có tỷ số mô đun: $E_v / E_c \leq 10$, trong đó E_v và E_c đều là mô đun đàn hồi trung bình của trụ vật liệu rời và đất, tương ứng. Những ghi chú và mô hình trụ đơn vị dùng trong phân tích được giới thiệu trên hình 5.10.

Các đường cong độ lún ứng với tỷ số diện tích thay thế bằng 0,1; 0,15 và 0,25 được chỉ ra trên các hình 5.11 đến 5.13, tương ứng. Trên từng hình, các đường cong biểu thị tỷ số chiều dài trên đường kính, L/D bằng 5; 10; 15; và 20, hệ số Poisson của đất được lấy bằng 0,3 và của trụ vật liệu rời bằng 0,35.

Tổng mức độ cố kết trung bình của đất yếu sau khi gia cường được xác định:

$$U = 1 - \left(1 - U_v\right) \left(1 - U_h\right) \quad (5.30)$$

Trong đó: U - mức độ cố kết trung bình của đất dính thoát nước theo phương đứng và phương ngang hướng vào tâm trụ vật liệu rời;

U_v - mức độ cố kết chỉ theo phương đứng;

U_h - mức độ cố kết chỉ theo phương ngang.

Trong phương trình trên, U ; U_v ; và U_h đều được biểu diễn bằng số lẻ thập phân.

Độ lún cố kết ban đầu tại thời điểm t của lớp đất dính được gia cường bằng các cọc vật liệu rời là:

$$S_C^t = U S_t \quad (5.31)$$

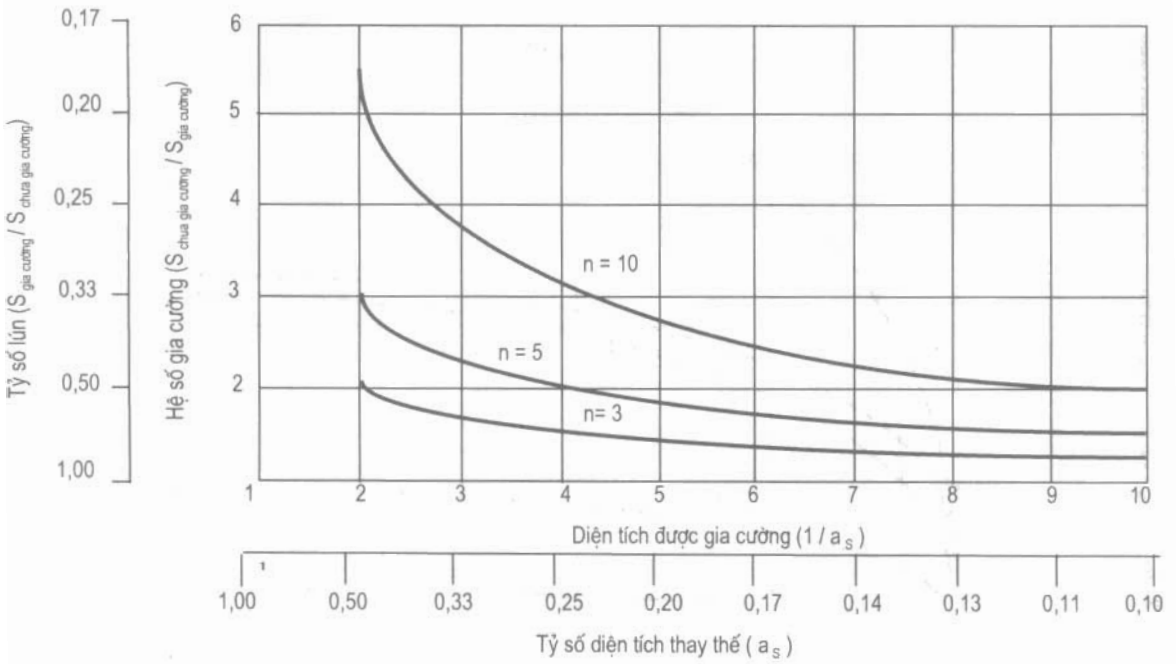
Trong đó: S_C^t - độ lún cố kết ban đầu tại thời gian t ;

S_t - độ lún cố kết ban đầu tới hạn của đất gia cường;

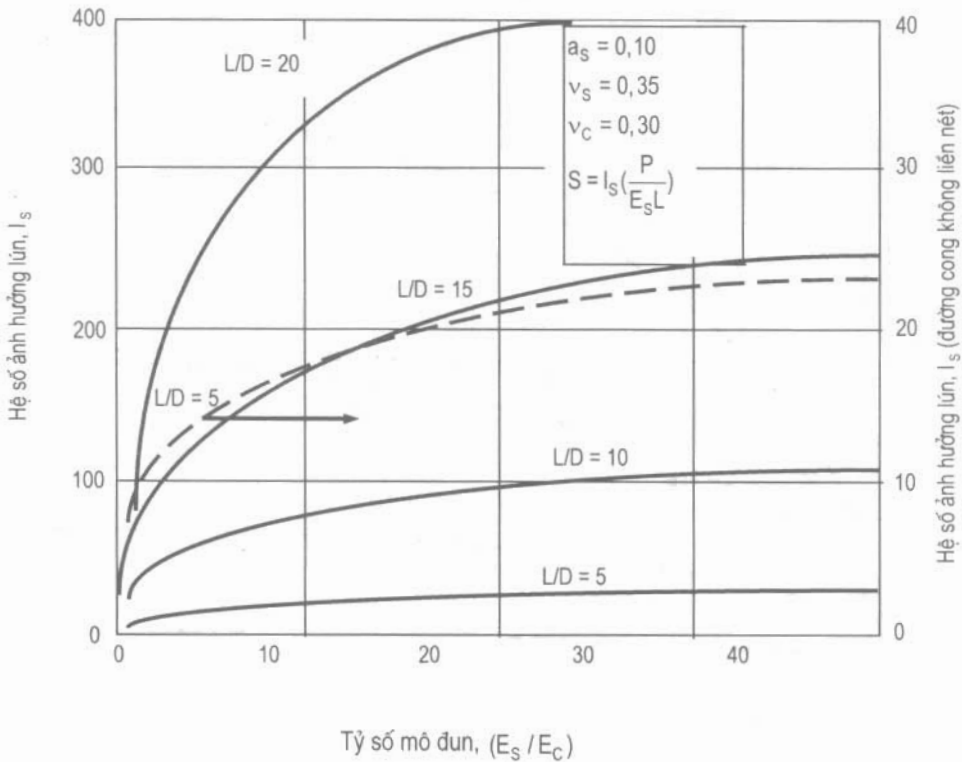
U - mức độ cố kết trung bình được tính bằng phương trình (5.30).

Theo lý thuyết cố kết một chiều của Terzaghi (1925), mức độ cố kết theo phương đứng, U_v , được biểu diễn như sau:

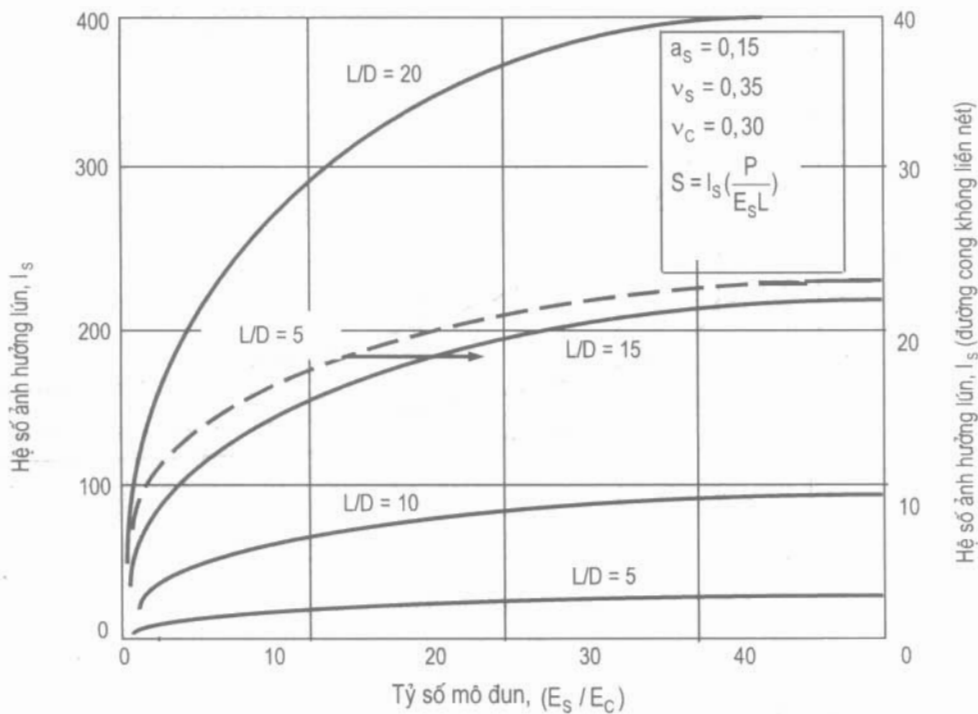
$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \exp\left(-M^2 T_v\right) \quad (5.32)$$



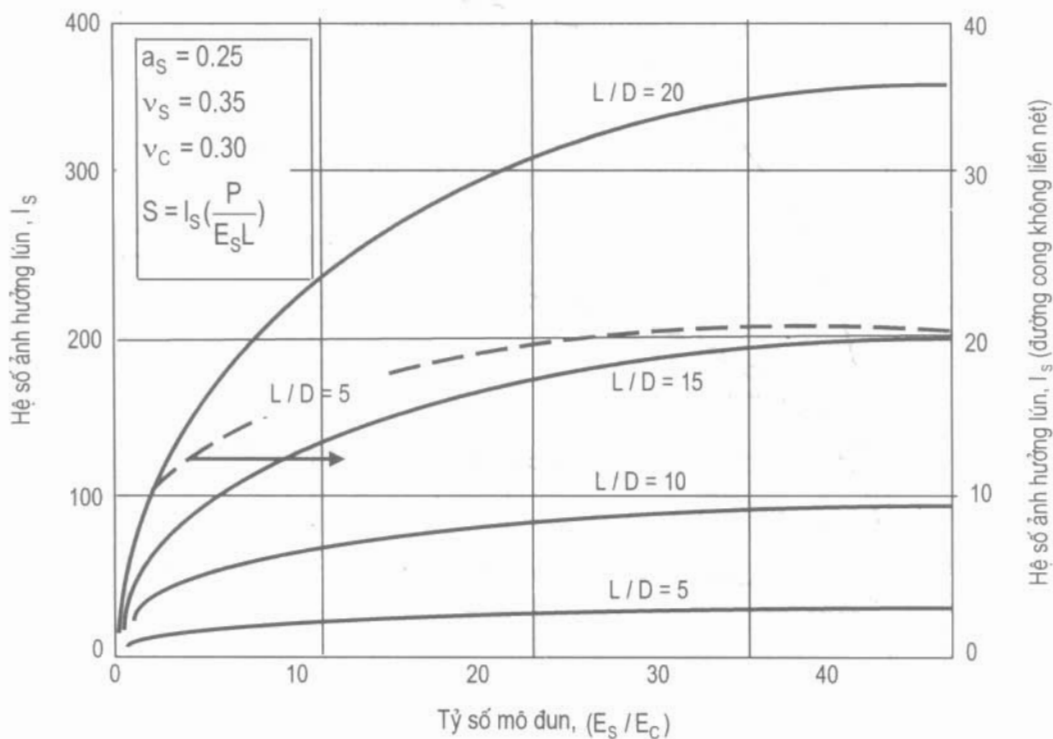
Hình 5.10. Sự giảm lún tối đa thu được bằng phương pháp phân tích cân bằng- trụ vật liệu rời



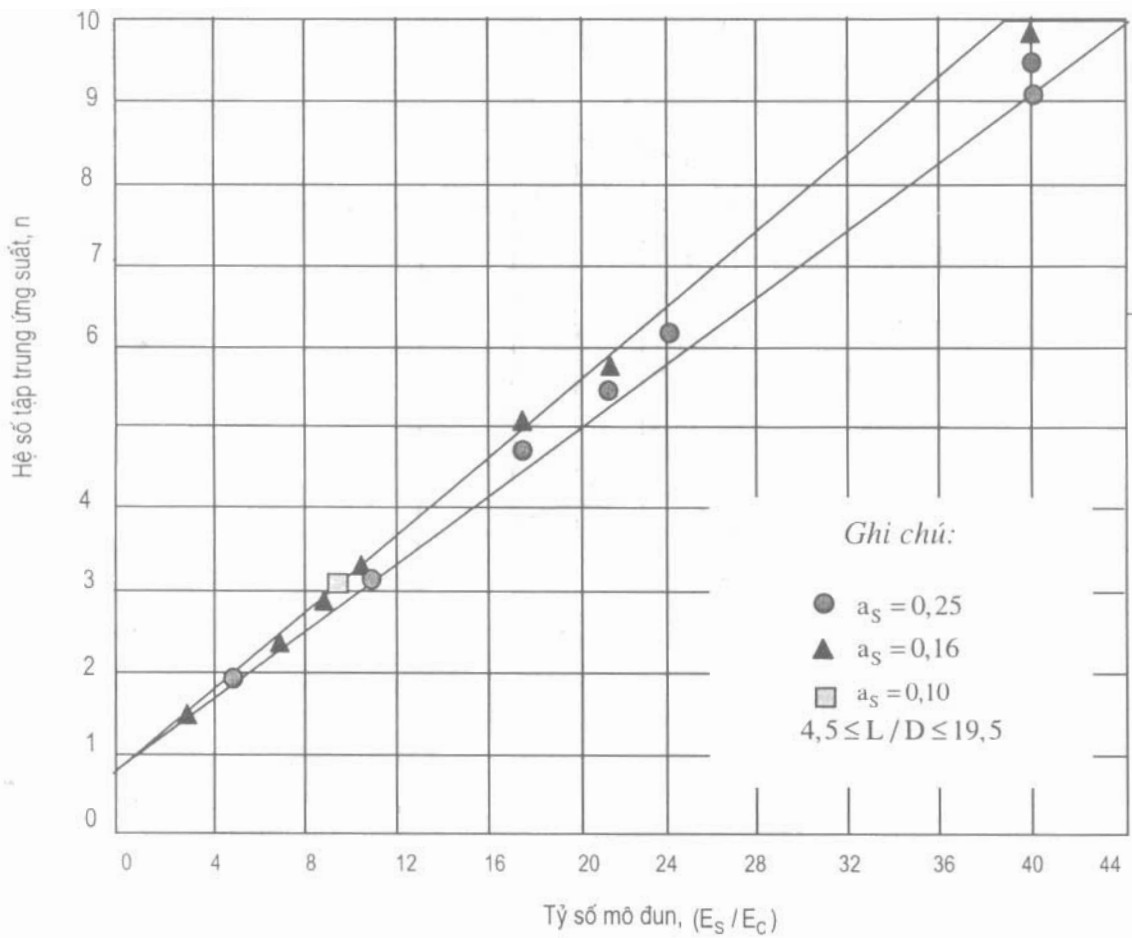
Hình 5.11. Các hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính ứng với $a_s = 0,10$ - mô hình trụ đơn vị.



Hình 5.12. Các hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính ứng với $a_s = 0,15$ - mô hình trụ đơn vị.



Hình 5.13. Các hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính ứng với $a_s = 0,25$ - mô hình trụ đơn vị.



Hình 5.14. Sự thay đổi hệ số tập trung ứng suất theo tỷ số mô đun biến dạng - phân tích đàn hồi tuyến tính.

Biến thiên của U_v và T_v được cho trên hình 5.16 hay trong bảng 5.4 dưới đây.

Trong đó: T_v - hệ số thời gian không thứ nguyên theo phương đứng và được biểu diễn:

$$T_v = C_v t / (H/N)^2 \quad (5.33)$$

Ở đây: C_v - hệ số cố kết theo phương đứng;

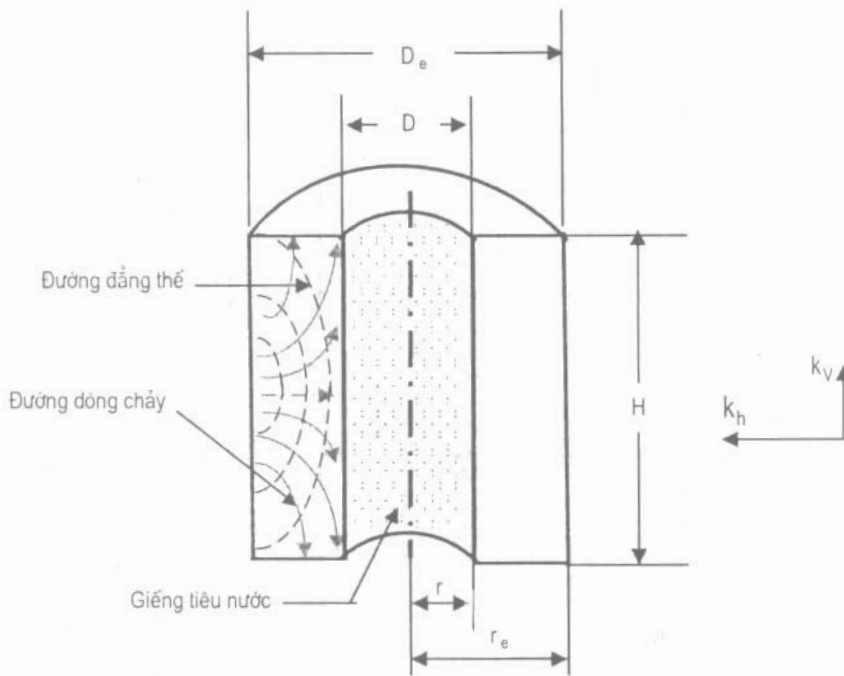
t - thời gian cần để cố kết;

H - chiều dày tầng đất dính;

N - số bề mặt thoát nước trên đỉnh hay dưới đáy ($N = 1$ hay 2);

$M - (2m + 1) \pi/2$.

Lý thuyết cố kết một chiều của Terzaghi có thể mở rộng cho dòng chảy toả tia (Barron, R.A., 1948; F.E. Richart, 1959). Mức độ cố kết theo phương toả tia (hướng vào tâm trụ vật liệu rời) là hàm số của hệ số thời gian không thứ nguyên, T_h , được cho như sau:



Chú ý: không có biên dòng chảy ngang

Hình 5.15. Dòng nước chảy trong trụ đơn vị đến giếng tiêu nước bằng vật liệu rời - mặt cắt đứng (theo Richart, F.E., 1959).

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8 T_h}{F(n)}\right) \quad (5.34)$$

Trong đó:

$$T_h = \frac{C_h t}{(D_c)^2} \quad (5.35)$$

Ở đây: T_h - hệ số thời gian theo phương ngang;

C_h - hệ số cố kết theo phương ngang;

t - thời gian cần để cố kết;

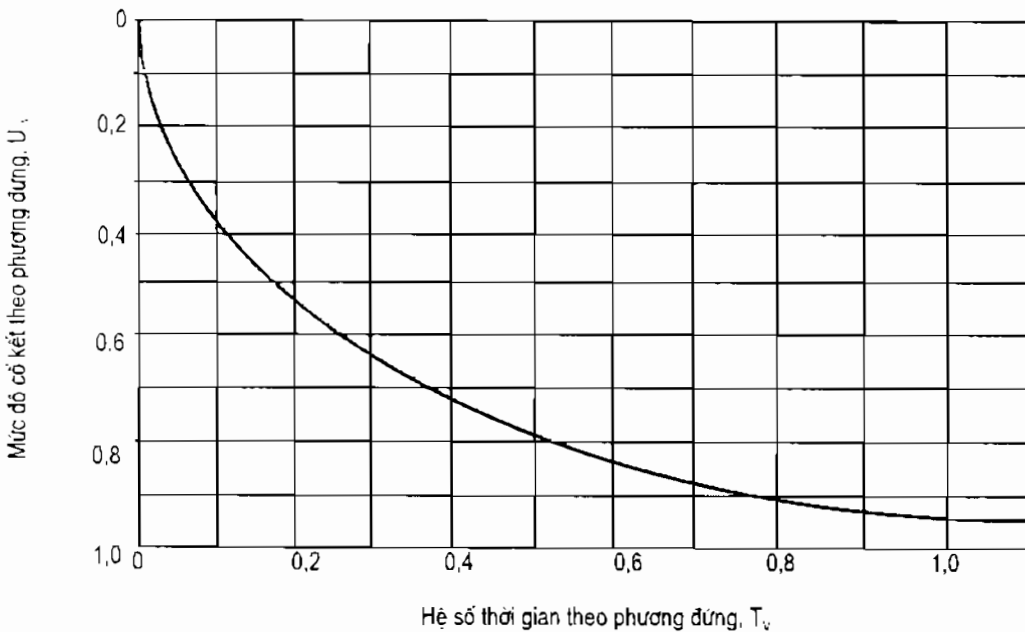
D_c - đường kính tương đương của trụ đơn vị.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.36)$$

$$n = \frac{D_c}{D} = \text{hệ số Barron.} \quad (5.37)$$

Bảng 5.4. Biến thiên của T_v theo U_v

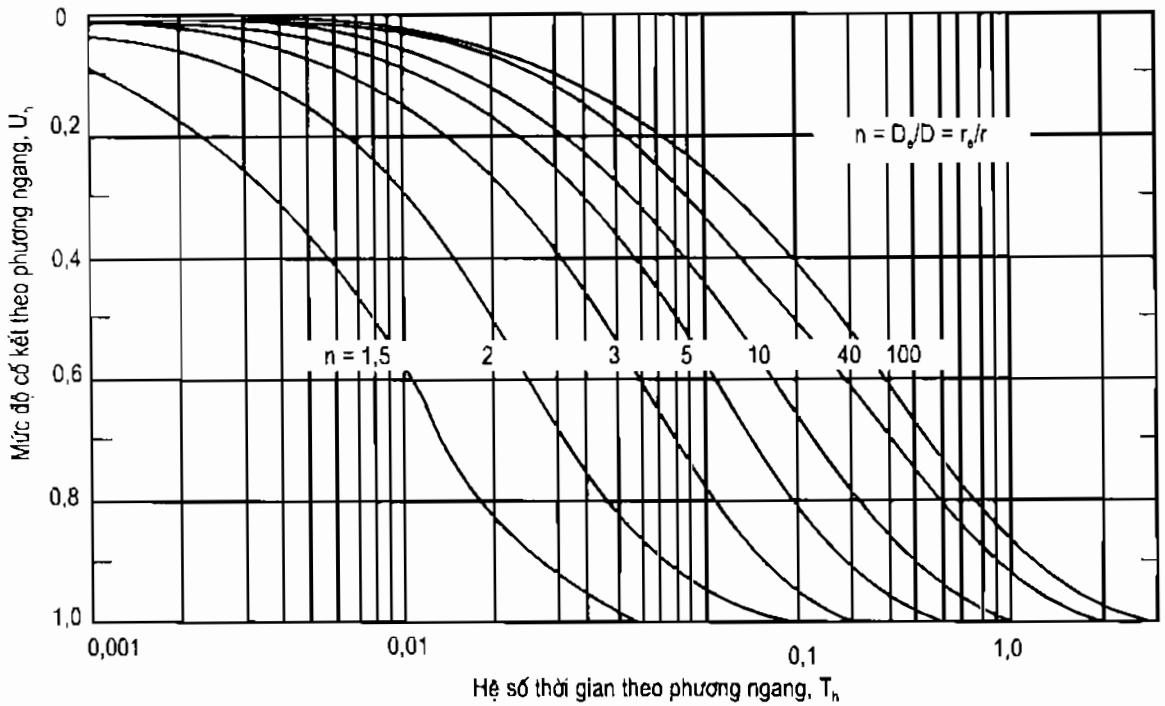
| $U_v, \%$ | T_v | $U_v, \%$ | T_v |
|-----------|-------|-----------|----------|
| 0 | 0 | 60 | 0,287 |
| 10 | 0,008 | 65 | 0,342 |
| 20 | 0,031 | 70 | 0,403 |
| 30 | 0,071 | 75 | 0,478 |
| 35 | 0,096 | 80 | 0,567 |
| 40 | 0,126 | 85 | 0,684 |
| 45 | 0,159 | 90 | 0,848 |
| 50 | 0,197 | 95 | 1,127 |
| 55 | 0,238 | 100 | ∞ |



Hình 5.16. Mức độ cố kết theo phương đứng.

Lời giải cho cố kết toả tia được chỉ ra trên hình 5.17, với giả thiết cọc vật liệu rời và đất xung quanh có tổng độ lún bằng nhau (tức là, giả thiết biến dạng là đều nhau). Richart (1959) đã chỉ ra cho thấy, lời giải biến dạng đều nhau và lời giải biến dạng tự do là giống nhau khi mức độ cố kết khoảng trên 50%; giữa hai lời giải này chỉ khác nhau khi mức độ cố kết dưới 50%. Mặt khác, bằng phương pháp phần tử hữu hạn Vautran (1977) đã chỉ ra rằng, các trị số độ lún xảy ra giữa phần đất yếu bao quanh trụ vật liệu rời với bản thân trụ trong phạm vi trụ đơn vị là gần giống nhau. Do đó, giả thiết biến dạng đều nhau là thích hợp.

Biến thiên của U_h theo các trị số của hệ số thời gian theo phương hướng tâm, T_h , được giới thiệu trong bảng 5.5 dưới đây.



Hình 5.17. Mức độ cố kết theo phương ngang.

6. Độ lún cố kết thứ cấp

Nước sẽ bị ép tách ra khỏi lỗ rỗng của đất dính khi dưới tác dụng của áp lực nén, khi đó ứng suất hữu hiệu tăng lên và hiện tượng cố kết ban đầu sẽ xảy ra. Sau khi gia tải, áp lực nước lỗ rỗng tiêu tan dần, làm giảm thể tích của đất dính và độ lún này tiếp tục xảy ra dưới ứng suất hữu hiệu không đổi (Leonards, G.A., 1962). Kiểu thay đổi thể tích này xảy ra dưới ứng suất hữu hiệu không đổi được gọi là nén lún thứ cấp (hay cố kết thứ cấp). Nén lún thứ cấp thực tế sẽ xảy ra đồng thời với quá trình xảy ra lún cố kết ban đầu.

Lý thuyết để xác định nén lún cố kết thứ cấp dựa trên tương quan giữa độ lún thứ cấp và logarit của thời gian, và có thể lấy gần đúng là tuyến tính. Bây giờ, chúng ta sẽ đánh giá độ nén lún thứ cấp xảy ra trong tầng đất (hay phụ lớp) đã chọn có chiều dày là H , chịu một số gia ứng suất bằng σ_c . Giả thiết tồn tại đoạn thẳng tương quan giữa độ nén lún thứ cấp và logarit thời gian, độ lún thứ cấp, ΔS , có thể được tính bằng phương trình sau:

$$\Delta S = C_{\alpha} H_{\alpha} \log_{10} \frac{t_2}{t_1} \quad (5.38)$$

Trong đó: ΔS - độ nén lún thứ cấp;

C_{α} - hằng số vật lý được xác định bằng thí nghiệm cố kết một chiều tiếp ngay sau khi kết thúc cố kết ban đầu ứng với số gia ứng suất phù hợp.

H_{α} - chiều dày của lớp đất bắt đầu cố kết thứ cấp = $H - S_c$;

t_1 - thời gian bắt đầu xuất hiện cố kết thứ cấp (đôi khi dùng thời gian ứng với ứng với 90% cố kết ban đầu);

t_2 - thời gian phát sinh độ lún thứ cấp.

Bảng 5.5. Lời giải của phương trình dòng chảy theo phương hướng tâm: điều kiện biến dạng đều nhau theo phương đứng

| U_h | Hệ số thời gian, T_h , thay đổi theo $n = D_c / D$ | | | | | | | | | | |
|-------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | 50 | 60 | 80 | 100 |
| 5 | 0,06 | 0,010 | 0,013 | 0,014 | 0,016 | 0,017 | 0,019 | 0,020 | 0,021 | 0,032 | 0,025 |
| 10 | 0,012 | 0,021 | 0,026 | 0,030 | 0,032 | 0,035 | 0,039 | 0,042 | 0,044 | 0,048 | 0,051 |
| 15 | 0,019 | 0,032 | 0,040 | 0,046 | 0,050 | 0,054 | 0,060 | 0,064 | 0,068 | 0,074 | 0,079 |
| 20 | 0,026 | 0,044 | 0,055 | 0,063 | 0,069 | 0,074 | 0,082 | 0,088 | 0,092 | 0,101 | 0,107 |
| 25 | 0,034 | 0,057 | 0,071 | 0,081 | 0,089 | 0,096 | 0,106 | 0,114 | 0,120 | 0,131 | 0,139 |
| 30 | 0,042 | 0,070 | 0,088 | 0,101 | 0,110 | 0,118 | 0,131 | 0,141 | 0,149 | 0,162 | 0,172 |
| 35 | 0,050 | 0,085 | 0,106 | 0,121 | 0,133 | 0,143 | 0,158 | 0,170 | 0,180 | 0,196 | 0,208 |
| 40 | 0,060 | 0,101 | 0,125 | 0,144 | 0,158 | 0,170 | 0,188 | 0,202 | 0,214 | 0,232 | 0,246 |
| 45 | 0,070 | 0,118 | 0,147 | 0,169 | 0,185 | 0,198 | 0,220 | 0,236 | 0,250 | 0,291 | 0,288 |
| 50 | 0,081 | 0,137 | 0,170 | 0,195 | 0,214 | 0,230 | 0,255 | 0,274 | 0,290 | 0,315 | 0,334 |
| 55 | 0,094 | 0,157 | 0,197 | 0,225 | 0,247 | 0,265 | 0,294 | 0,316 | 0,334 | 0,363 | 0,385 |
| 60 | 0,107 | 0,180 | 0,226 | 0,258 | 0,283 | 0,304 | 0,337 | 0,362 | 0,383 | 0,416 | 0,441 |
| 65 | 0,123 | 0,207 | 0,259 | 0,296 | 0,325 | 0,348 | 0,386 | 0,415 | 0,439 | 0,477 | 0,506 |
| 70 | 0,137 | 0,231 | 0,289 | 0,330 | 0,362 | 0,389 | 0,431 | 0,463 | 0,490 | 0,532 | 0,564 |
| 75 | 0,162 | 0,273 | 0,342 | 0,391 | 0,429 | 0,460 | 0,510 | 0,548 | 0,579 | 0,629 | 0,668 |
| 80 | 0,188 | 0,317 | 0,397 | 0,453 | 0,498 | 0,534 | 0,592 | 0,636 | 0,673 | 0,730 | 0,775 |
| 85 | 0,222 | 0,373 | 0,467 | 0,534 | 0,587 | 0,629 | 0,697 | 0,750 | 0,793 | 0,861 | 0,914 |
| 90 | 0,270 | 0,455 | 0,567 | 0,649 | 0,712 | 0,764 | 0,847 | 0,911 | 0,963 | 1,046 | 1,100 |
| 95 | 0,351 | 0,590 | 0,738 | 0,844 | 0,926 | 0,994 | 1,102 | 1,185 | 1,253 | 1,360 | 1,444 |
| 99 | 0,539 | 0,907 | 1,135 | 1,298 | 1,423 | 1,528 | 1,693 | 1,821 | 1,925 | 2,091 | 2,219 |

6. Trị số gia tăng độ bền cắt do cố kết

Độ bền cắt của các loại đất dính yếu tăng lên trong và sau quá trình thi công khối đất đắp, bể chứa, hay móng công trình đặt trên chúng. Ứng suất phụ thêm do tải trọng công trình gây ra được thể hiện ở sự gia tăng áp lực lỗ rỗng do cố kết, và kéo theo sự gia tăng độ bền cắt. Tốc độ xây dựng khối đất đắp phải được thực hiện tuần tự theo từng bước, để gia tăng độ bền của nền đất sao cho đảm bảo được một hệ số an toàn nhằm duy trì ổn định cho công trình.

Độ bền cắt không thoát nước của đất sét cố kết bình thường tăng lên một cách tuyến tính theo áp lực hữu hiệu tầng phủ (Leonards, G.A., 1962), như minh họa trên hình 5.18. Đối với loại đất dính này, độ bền cắt không thoát nước có thể được biểu diễn như sau :

$$C = k_1 \sigma' \quad (5.39)$$

Trong đó: C - độ bền cắt không thoát nước;

σ' - áp lực hữu hiệu tầng phủ;

k_1 - hằng số tỷ lệ, nó biểu diễn sự gia tăng tuyến tính độ bền cắt theo σ' ,

$k_1 = C/\sigma'$.

Đối với đất dính có sự gia tăng tuyến tính độ bền cắt theo áp lực hữu hiệu tăng phủ, σ' , thì trị số gia tăng độ bền cắt không thoát nước, ΔC , theo thời gian do cố kết của nền đất được gia cường bằng các trụ vật liệu rời có thể biểu diễn như sau:

$$\Delta C_t = k_1 (\sigma \mu_c) U \tag{5.40}$$

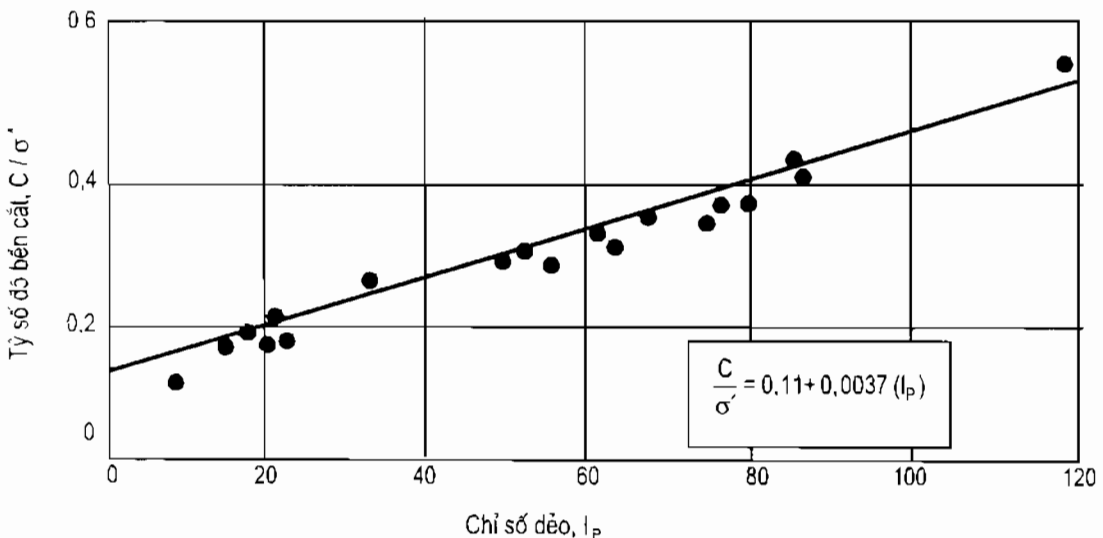
Trong đó: ΔC_t - trị số gia tăng độ bền cắt tại thời gian t của lớp sét do cố kết;

σ - trị số gia tăng ứng suất trung bình theo phương đứng trong trụ đơn vị trên bề mặt trượt do tải trọng ngoài gây ra;

μ_c - hệ số tập trung ứng suất trong lớp sét, phương trình (5.12);

U - mức độ cố kết của đất sét tại thời gian t .

Phương trình (5.40) là phương pháp thuận lợi để xác định trị số gia tăng độ bền cắt trong đất dính tại thời điểm bất kỳ sau khi đã xác định được k_1 bằng thí nghiệm hiện trường. Sự gia tăng ứng suất trong trụ vật liệu rời và giảm ứng suất trong đất xung quanh do tải trọng ngoài gây ra đã mô tả ở phần trên.

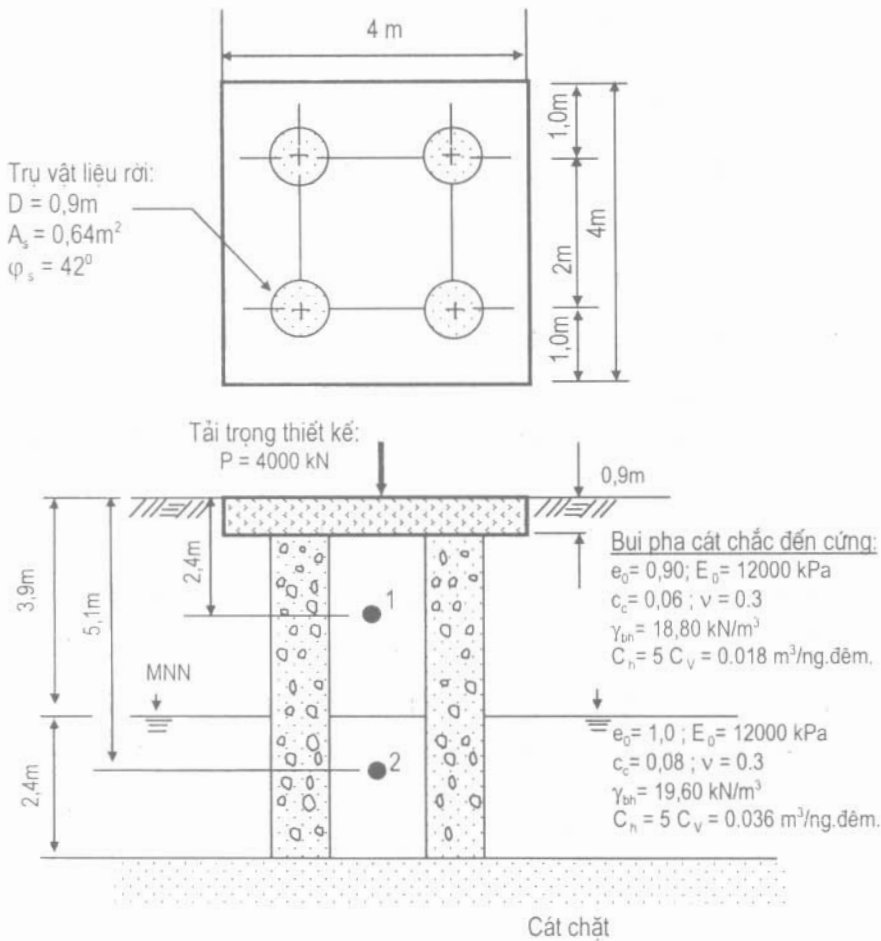


Hình 5.18. Biến thiên của tỷ số độ bền cắt $k_1 = C / \sigma'$ theo chỉ số dẻo, I_p của đất sét cố kết bình thường (theo Skempton, A.W., 1986).

Ví dụ 5.1. Phương pháp tính thủ công

Một mặt cắt đất nền như chỉ ra trên hình 5.19. Để giảm độ lún của móng cứng hình vuông đặt trên đất bụi pha cát cứng được gia cường bằng trụ vật liệu rời. Hãy xác định:

- 1) Tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất gia cường bằng trụ vật liệu rời?
- 2) Tốc độ lún tại thời gian $t = 60$ ngày đêm?
- 3) Độ lún cố kết thứ cấp?



Hình 5.19. Ví dụ tính lún – móng cứng đặt trên nền gia cường bằng các trụ vật liệu rời.

Bài giải:

1) Tính toán tổng độ lún cố kết ban đầu:

1.1) Phương pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) bằng cách dùng các tham số C_c và e_0 :

a) Trị số ứng suất trung bình do tải trọng ngoài gây ra là:

$$\sigma = P / A = 4000 \text{ kN} / (4 \text{ m} \times 4 \text{ m}) = 250 \text{ kN} / \text{m}^2$$

b) Tỷ số diện tích thay thế được tính:

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{4\pi D^2 / 4}{4\text{m} \times 4\text{m}} \approx 0,159$$

c) Xác định các ứng suất hữu hiệu ban đầu tại tâm từng lớp đất:

$$\text{Lớp 1: } \bar{\sigma}_{01} = (2,4\text{m})(18,8\text{kN} / \text{m}^3) \approx 45,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{Lớp 2: } \bar{\sigma}_{02} = (3,9\text{m})(18,8\text{kN} / \text{m}^3) + (1,2\text{m})(19,6 - 9,81)\text{kN} / \text{m}^3 \approx 85,07 \text{ kN} / \text{m}^2$$

d) Tính số gia ứng suất tại tâm từng lớp đất theo lý thuyết phân bố ứng suất gần đúng của Boussinesq cho móng hình vuông và ứng suất tác dụng trung bình, $\sigma^{(1)}$:

$$\text{Lớp 1: } Z/B = 1,5\text{m}/4\text{m} = 0,375 \text{ và } k_{01} = 4(0,194) = 0,776,$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{z1} = k_{01}\sigma = 0,776(250\text{kN/m}^2) = 194 \text{ kPa}$$

$$\text{Lớp 2: } Z/B = 4,2\text{m}/4\text{m} = 1,05 \text{ và } k_{02} = 4(0,033) = 0,132,$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{z2} = k_{02}\sigma = 0,132(250\text{kN/m}^2) = 33 \text{ kPa}$$

Chú ý: Số gia ứng suất tính toán trên đây là số gia ứng suất trung bình trên trụ đơn vị.

e) Giả thiết hệ số tập trung ứng suất $n = 3$ (một trị số $n < 4$ là thoả mãn cho đất sét tương đối cứng), hệ số tập trung ứng suất trong lớp bụi pha cát được tính theo phương trình sau :

$$\mu_C = 1/[1+(n-1)a_s] = 1/[1+(3-1)(0,159)] \approx 0,76$$

Số gia ứng suất trong lớp sét được lấy gần đúng bằng $(\mu_C \Delta\sigma_Z)$, từ đây sẽ xác định được các trị số độ lún của lớp đất 1 và 2 như dưới đây.

f) Để xác định tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất chưa gia cường theo các tham số C_C và e_0 , có thể dùng phương trình của Aboshi và cộng sự (1979) như dưới đây:

$$S_0 = \frac{C_C}{1+e_0} \log_{10} \left[\frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma_Z}{\bar{\sigma}_0} \right] H$$

Lớp 1:

$$S_{01} = \frac{0,06}{1+0,9} \log_{10} \left[\frac{45,12\text{kPa} + 194\text{kPa}}{45,12\text{kPa}} \right] (3\text{m}) \approx 0,07\text{m} = 70\text{mm}$$

Lớp 2:

$$S_{02} = \frac{0,08}{1+1} \log_{10} \left[\frac{85,07\text{kPa} + 33\text{kPa}}{85,07\text{kPa}} \right] (2,4\text{m}) \approx 0,014\text{m} = 14\text{mm}$$

$$\Rightarrow S_0 = S_{01} + S_{02} = 70\text{mm} + 14\text{mm} = 84\text{mm}$$

g) Để tính tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất đã gia cường bằng các trụ vật liệu rời có thể dùng phương trình dưới đây:

$$S_C = \frac{C_C}{1+e_0} \log_{10} \left[\frac{\bar{\sigma}_0 + \mu_C \Delta\sigma_Z}{\bar{\sigma}_0} \right] H$$

Lớp 1:

$$S_{C1} = \frac{0,06}{1+0,9} \log_{10} \left[\frac{45,12\text{kPa} + (0,76)(194\text{kPa})}{45,12\text{kPa}} \right] (3\text{m}) \approx 0,060 \text{ m} = 60 \text{ mm}$$

Lớp 2:

$$S_{C2} = \frac{0,08}{1+1} \log_{10} \left[\frac{85,07 \text{ kPa} + (0,76)^2 (33 \text{ kPa})}{85,07 \text{ kPa}} \right] (2,4 \text{ m}) \approx 0,011 \text{ m} = 11 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow S_C = S_{C1} + S_{C2} = 60 \text{ mm} + 11 \text{ mm} = 71 \text{ mm}$$

h) Tỷ số độ lún được xác định:

$$S_C / S_0 = 71 \text{ mm} / 84 \text{ mm} \approx 0,84 > \mu_C = 0,76 - \text{thoả mãn yêu cầu.}$$

Từ phương trình $S_C / S_0 = 0,84 \geq \mu_C = 0,76$, chứng tỏ rằng $\mu_C = S_C / S = 0,84$ là một cách tính nhanh thuận tiện cho việc xác định sơ bộ trị số giảm độ lún đối với những thiết kế trụ vật liệu rời khác nhau. Trong phương trình đơn giản trên đây, các biến số có chức năng làm ảnh hưởng đến tỷ số S_C / S_0 chỉ có a_s và n .

1.2. Phương pháp cân bằng Aboshi và cộng sự (1979) sử dụng các tham số m_v và μ_C :

Theo Aboshi và cộng sự (1979) độ lún cố kết ban đầu của nền đất chưa gia cường và sau khi gia cường được tính theo phương trình (5.26):

$$S_t = m_v (\mu_C \sigma) H$$

Trong đó:

$$m_v = \frac{(1+v)(1-2v)}{E_0(1-v)} = \frac{(1+0,3)(1-2 \times 0,3)}{12000(1-0,3)} \approx 0,000062 \text{ kPa}^{-1}$$

a) Đối với nền chưa gia cường:

$$S_0 = (0,000062)(250)(5,4) \approx 0,0837 \text{ m} = 83,7 \text{ mm}$$

b) Đối với nền sau khi gia cường:

$$S_C = (0,000062)(0,84)(250)(5,4) = 0,070 \text{ m} = 70 \text{ mm}$$

1.3) Tỷ số lún:

$$S_C / S_0 = 70 \text{ mm} / 83,7 \text{ mm} \approx 0,84$$

2. Tính tốc độ lún cố kết ban đầu theo thời gian tại $t = 60$ ngày đêm:

2.1. Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương ngang:

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_1^n (h_i \sqrt{C_{m_i}})^2}{\sum_1^n h_i^2} = \frac{(3)^2 (0,018) + (2,4)^2 (0,036)}{(3)^2 + (2,4)^2} \approx 0,025 \text{ (m}^2 \text{ / ngày đêm)}$$

2.2. Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương đứng:

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_1^n (h_i)^2}{\sum_1^n \left[\frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}} \right]^2} = \frac{[(3)^2 + (2,4)^2]}{\sum_1^n \left(\frac{3}{\sqrt{0,0036}} \right)^2 + \left(\frac{2,4}{\sqrt{0,0072}} \right)^2} \approx 0,0045 \text{ (m}^2 \text{ / ngày đêm)}$$

2.3. Xác định tổng mức độ cố kết trung bình của các lớp đất có thể được biểu diễn:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

a) Mức độ cố kết trung bình chỉ theo phương đứng, U_v :

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Trong đó: $M = (2m+1) \pi / 2$; (m là một số nguyên).

$$T_v = \bar{C}_v t / (H/N)^2$$

Ở đây: $\bar{C}_v = 0,0045 \text{ m}^2/\text{ngày đêm}$;

t - thời gian = 60 ngày đêm;

H - chiều dày của lớp đất = 5,4 m;

N - số bề mặt thoát nước tại đỉnh (nóc) hay đáy lớp đất ($N=1$ hay 2);

Trong trường hợp bài toán này, móng cứng đặt trên tầng bụi pha cát được gia cường bằng các trụ vật liệu rời. Do đó, dòng nước chảy chỉ thoát xuống phía dưới và T_v được tính như sau:

$$T_v = \frac{0,0045}{(5,4)^2} (60) \approx 0,0094$$

Các trị số U_v ứng với các trị số T_v được cho trong bảng dưới đây:

| | | | |
|-----------|---|-------|-------|
| T_v | 0 | 0,008 | 0,031 |
| U_v (%) | 0 | 10 | 20 |

Mức độ cố kết trung bình theo phương đứng, U_v , với $T_v = 0,0094$ được xác định:

$$U_v = 10 + \frac{20 - 10}{0,031 - 0,008} (0,0094 - 0,008) \approx 10,6 (\%)$$

hay: $U_v = 0,106$

b) Mức độ cố kết chỉ theo phương ngang, U_h :

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

Trong đó: T_h - hệ số thời gian ứng với thoát nước theo phương ngang:

$$T_h = \frac{C_h}{(D_c)^2} t$$

Cho sơ đồ hình vuông:

$$D_c = 1,13 S = 1,13 (2 \text{ m}) = 2,26 \text{ m}$$

Do vậy,

$$T_h = \frac{0,025}{(2,26)^2} (60) \approx 0,294$$

và, $n = D_c / D'$ (giả thiết đường kính của trụ vật liệu rời giảm đi một cách hữu hiệu chừng 1 / 5 lần so với đường kính ban đầu của nó, để xét tới vùng bản tạo ra xung quanh trụ do thi công), được tính theo phương trình dưới đây :

$$n = \frac{D_c}{D'} = \frac{D_c}{1/5 D} = \frac{2,26}{0,9/5} \approx 12,55$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} = \frac{(12,55)^2}{(12,55)^2 - 1} \ln(12,55) - \frac{3(12,55)^2 - 1}{4(12,55)^2} \approx 1,8$$

Khi đó, mức độ cố kết trung bình theo phương ngang được tính:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8(0,294)}{1,8}\right] = 1 - e^{-1,30} = 1 - 0,273 = 0,727$$

Cuối cùng, tổng mức độ cố kết trung bình xét cho dòng chảy theo cả phương đứng và phương ngang được tính như dưới đây:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) = 1 - (1 - 0,106)(1 - 0,727) \approx 0,76$$

Tốc độ lún cố kết ban đầu sau 60 ngày đêm được tính :

$$S_c(t = 60 \text{ ng.d}) = S_c \cdot U = 70\text{mm} (0,76) = 53,2\text{mm}$$

3. Tính toán độ lún cố kết thứ cấp:

Trong bài toán này, do nền đất là bụi pha cát tương đối cứng và không chứa hữu cơ. Do đó, độ lún cố kết thứ cấp là vô cùng nhỏ so với độ lún cố kết ban đầu và có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ lún cố kết thứ cấp.

Ví dụ 5.2. Phương pháp tính thủ công

Để xây dựng một bể tròn trên nền sét yếu bão hoà nước, người ta đã xử lý nó bằng các trụ cát theo sơ đồ hình vuông có khoảng cách giữa các trụ là 1,5 m. Đường kính của trụ cát là 0,75 m. Bài toán được minh hoạ trên hình 5.20. Hãy xác định:

- 1) Khả năng chịu tải tới hạn của nền đất hỗn hợp?
- 2) Độ lún cố kết ban đầu của nền đất sét yếu bão hoà nước trước và sau khi gia cường ?
- 3) Tốc độ lún theo thời gian tại $t = 2$ tháng?
- 4) Độ nén lún thứ cấp?

Bài giải:

1) Khả năng chịu tải tới hạn của đất hỗn hợp

1.1) Tính tỷ số diện tích thay thế, a_s :

$$A_s = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)(7) = \left[\frac{3,14(0,75)^2}{4}\right](7) \approx 3,09(\text{m}^2)$$

$$A = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{3,14(4,5)^2}{4} \approx 15,9(\text{m}^2)$$

$$\Rightarrow a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{3,09}{15,90} \approx 0,194$$

1.2) Tính hệ số tập trung ứng suất, với giả thiết $n = 2$:

$$\mu_s = \frac{n}{1 + (n-1) a_s} = \frac{2}{1 + (2-1)(0,194)} \approx 1,68$$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n-1) a_s} = \frac{1}{1 + (2-1)(0,194)} \approx 0,84$$

1.3) Tính tổng khả năng chịu tải tới hạn của trụ cát đơn:

Giả thiết, phá hoại do phình ngang xảy ra ở độ sâu bằng 3 đường kính trụ cát so với mặt đất. Do sét có $I_p = 25 < 30$ nên không được xếp vào loại đất rất yếu ($C < 12 \text{ kPa}$), nếu lấy $N_c = 22$ thì ta có:

$$\bar{q}_{th} = CN_c = 30 \text{ kN/m}^2 (22) = 660 \text{ kPa}$$

$$P_{th} = \bar{q}_{ult} A = 660(15,9) \approx 10,494 \text{ kN}$$

Trong các biểu thức trên, trị số ứng suất trong trụ cát tồn tại ở trạng thái tới hạn:

$$\sigma_s = \bar{q}_{th} = CN_c = 660 \text{ kPa}$$

1.4) Tính toán phá hoại do phình ngang của các trụ cát:

Bây giờ kiểm tra khả năng phình ngang ở độ sâu bằng 3 lần đường kính trụ so với mặt đất:

$$\bar{q}_{th} = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s}$$

Trong đó: $\sigma_3 = 9C = 9(30 \text{ kPa}) = 270 \text{ kPa}$

$$\Rightarrow \bar{q}_{th} = 270 \text{ kPa} \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} \approx 878,70 \text{ kPa}$$

Khi ứng suất tới hạn truyền lên trụ cát để gây ra hiện tượng phá hoại phình ngang ở độ sâu bằng 3 lần đường kính trụ so với mặt đất, sẽ lớn hơn nhiều so với khả năng phá hoại tại bề mặt đất. Do vậy, chúng ta sẽ chọn khả năng chịu tải tới hạn của trụ cát bằng 660 kPa.

1.5) Tính ứng suất tới hạn lớn nhất của đất sét yếu bão hoà nước:

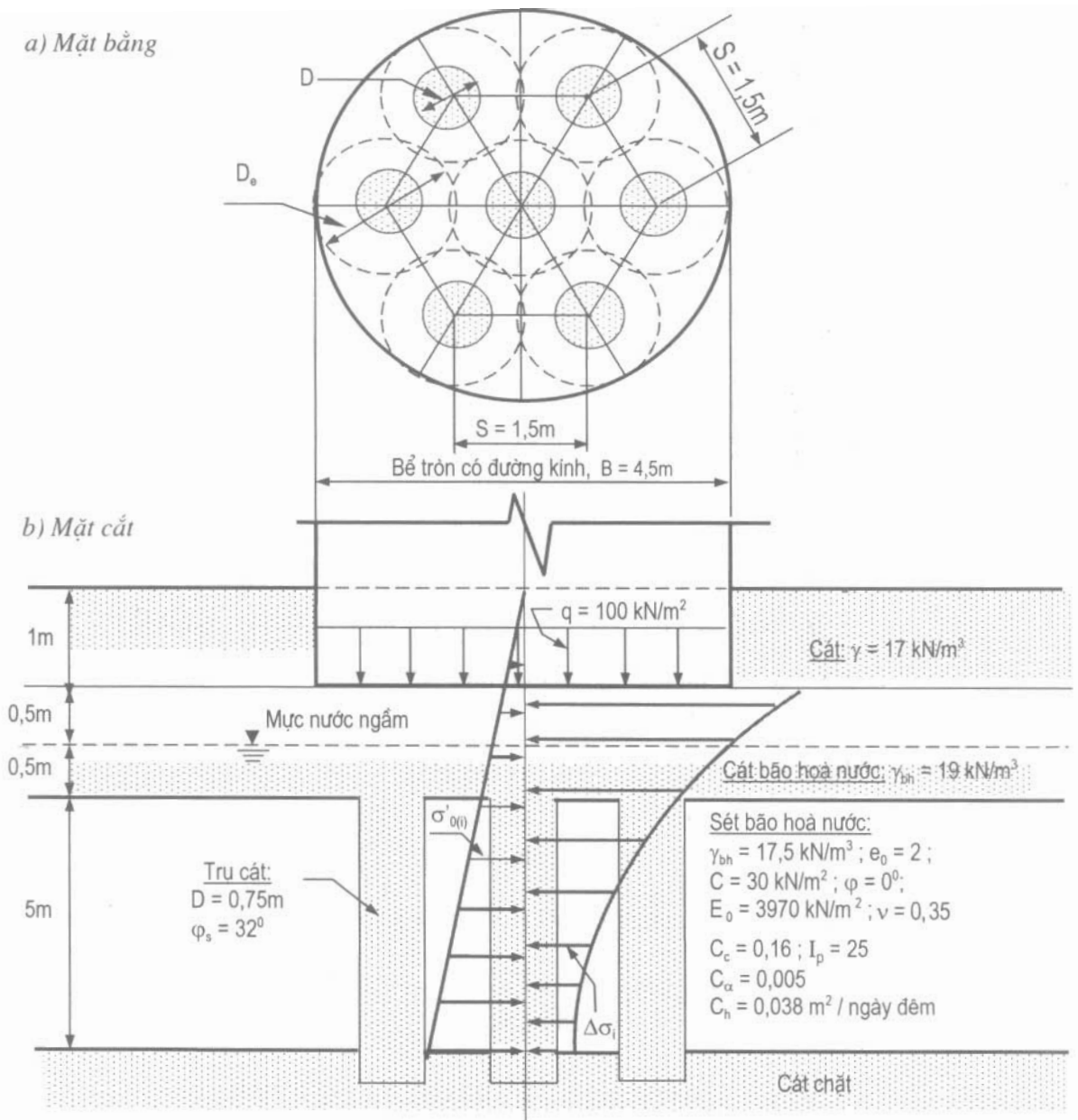
Ứng suất tới hạn lớn nhất của sét bão hoà nước xung quanh trụ cát có thể lấy:

$$\sigma_c = 5C = 5(30 \text{ kPa}) = 150 \text{ kPa}$$

Tuy vậy, tổng tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị cũng không được vượt quá khả năng chịu tải của sét yếu. Nên:

$$\sigma_c \leq \mu_c \sigma = \mu_c (\sigma_s / \mu_s)$$

$$\sigma_c \leq \mu_c \sigma = 0,84(660 \text{ kPa} / 1,68) = 330 \text{ kPa}$$



Hình 5.20

Do 330 kPa lớn hơn $5C = 150 \text{ kPa}$, nên $\sigma_c = 5C = 150 \text{ kPa}$ sẽ là ứng suất tới hạn mà sét yếu bão hoà nước có thể mang được.

1.6) Tính khả năng chịu tải cho phép của đất hỗn hợp:

Tải trọng tới hạn có thể tác dụng lên toàn bộ diện tích của đất hỗn hợp được tính:

$$P_{th} = \sigma_s A_S + \sigma_C (A - A_S)$$

$$P_{th} = 660 \text{ kN/m}^2 (3,09\text{m}^2) + 150 \text{ kN/m}^2 (15,9\text{m}^2 - 3,09\text{m}^2) \approx 3,961 \text{ kN}$$

Thật vậy, hệ số an toàn mà nền đất hỗn hợp có thể có là:

$$FS = \frac{P_{th}}{\sum P_i} = \frac{3,961}{[100 + 0,5(17) + 0,5(19)](15,9)} \approx 2,11 > 2,0 - \text{thoả mãn yêu cầu.}$$

2) Độ lún cố kết ban đầu

2.1) Tính ứng suất hữu hiệu ban đầu tại điểm giữa mỗi lớp, σ'_0 :

Chúng ta chia tầng đất sét yếu ra 5 lớp mỗi lớp có độ dày 1 m. Các ứng suất hữu hiệu ban đầu tại điểm giữa từng lớp được tính như sau:

- Tại điểm giữa lớp No-1:

$$\sigma'_{01} = 1,5(17) + 0,5(19 - 9,81) + 0,5(17 - 9,81) \approx 33,94 \text{ kPa}$$

- Tại điểm giữa lớp No-2:

$$\sigma'_{02} = \sigma'_{01} + 1,0(17,5 - 9,81) \approx 33,94 \text{ kPa} + 7,69 \text{ kPa} = 41,63 \text{ kPa}$$

- Tương tự trên, ta có:

$$\sigma'_{03} = \sigma'_{02} + (17,5 - 9,81) \approx 41,63 \text{ kPa} + 7,69 \text{ kPa} = 49,32 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{04} = \sigma'_{03} + 1,0(17,5 - 9,81) \approx 49,32 \text{ kPa} + 7,69 \text{ kPa} = 57,01 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{05} = \sigma'_{04} + 1,0(17,5 - 9,81) \approx 57,01 \text{ kPa} + 7,69 \text{ kPa} = 64,70 \text{ kPa}$$

2.2) Tính số gia ứng suất tại điểm giữa mỗi lớp, $\Delta\sigma$:

Đối với diện tích chịu tải hình tròn, sự gia tăng ứng suất tại tâm được xác định theo phương trình sau:

$$\Delta\sigma_i = q \left\{ 1 - \frac{1}{[(b/Z)^2 + 1]^{3/2}} \right\}$$

Trong đó: b = bán kính của móng tròn, và $b = B/2 = 4,5\text{m}/2 = 2,25 \text{ m}$. Khi đó, ta có:

$$\Delta\sigma_1 = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{[(2,25/1,5)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \approx 82,93 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_2 = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{[(2,25/2,5)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \approx 58,93 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_3 = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{[(2,25/3,5)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \approx 40,48 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_4 = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{[(2,25/4,5)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \approx 28,44 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma_5 = 100 \left\{ 1 - \frac{1}{[(2,25/5,5)^2 + 1]^{3/2}} \right\} \approx 20,71 \text{ kPa}$$

2.3) Xác định độ lún cố kết ban đầu, S_0 , của nền sét yếu bão hoà nước chưa gia cường theo các tham số C_c và e_0 dưới dạng phương trình sau:

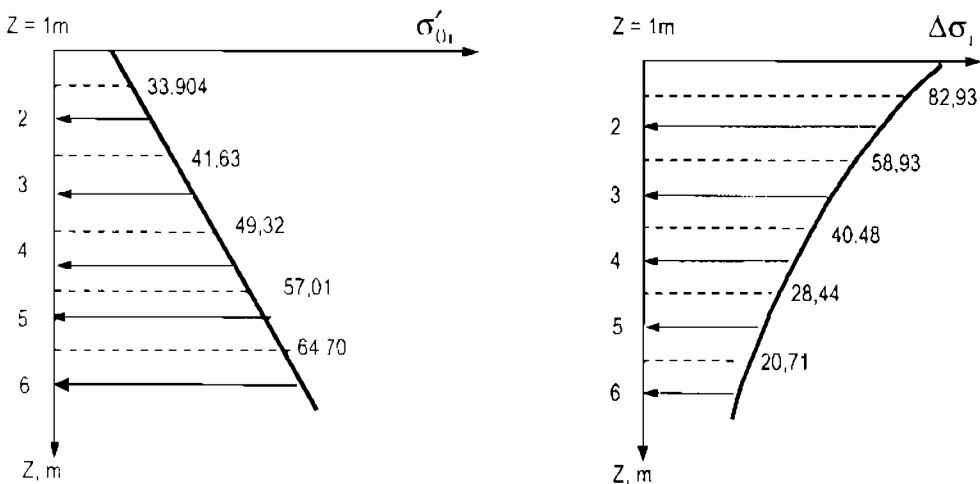
$$S_0 = \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \left[\frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_0} \right] H$$

Các bước tính toán được cho trong bảng 5.6 dưới đây (cũng có thể xem hình 5.21).

Bảng 5.6. Tính độ lún cố kết ban đầu, S_0 , của nền đất chưa gia cường

| Lớp đất No. | ΔH_i (m) | σ'_{0i} (kPa) | $\Delta\sigma_i$ (kPa) | Δe^* | $\Delta S_{0(i)} = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} \Delta H_i$ (m) |
|-------------|------------------|----------------------|------------------------|---|---|
| 1 | 1 | 33,94 | 82,93 | 0,0860 | 0,0286 |
| 2 | 1 | 41,63 | 58,93 | 0,0610 | 0,0200 |
| 3 | 1 | 49,32 | 40,48 | 0,0420 | 0,0140 |
| 4 | 1 | 57,01 | 28,44 | 0,0282 | 0,0094 |
| 5 | 1 | 64,70 | 20,71 | 0,0193 | 0,0064 |
| | | | | $S_0 = \sum \Delta S_{0i} = 0,0784 \text{ m}$ | |

$$* \Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_{0(i)} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{0(i)}}; C_c = 0,16$$



Hình 5.21.

2.4) Phương pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) theo các tham số m_v và μ_c :

$$S_t = m_v (\mu_c \sigma) H$$

Trong đó:

$$m_v = \frac{(1+v)(1-2v)}{E_0(1-v)} = \frac{(1+0,35)(1-2 \times 0,35)}{3970(1-0,35)} \approx 0,0000157 \text{ kPa}^{-1}$$

$$S_0 = (0,0000157)(1)(100)(5,0) = 0,0785 \text{ m} = 78,5 \text{ mm}$$

Kết luận, các kết quả của hai phương pháp phân tích độ lún trên đây là giống nhau.

2.5) Tính độ lún cố kết ban đầu, S_c , của nền sét yếu được gia cường bằng trụ cát theo phương trình sau:

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \left[\frac{\bar{\sigma}_0 + \mu_c \Delta\sigma_z}{\bar{\sigma}_0} \right] H \quad (\text{với } \mu_c = 0,84).$$

Các bước tính toán lún cố kết ban đầu được cho trong bảng 5. 7 dưới đây:

Bảng 5. 7. Tính toán độ lún cố kết ban đầu, S_c , của nền đất hỗn hợp

| Lớp No. | ΔH_i (m) | $\sigma'_{0(i)}$ (kN/m ²) | $\mu_c \Delta\sigma_i$ (kN/m ²) | $\Delta e'$ | $\Delta S_{c(i)} = \frac{\Delta e'_i}{1+e_0} \Delta H_i$ (m) |
|---------|---------------------|--|--|--|---|
| 1 | 1 | 33,94 | 69,60 | 0,0775 | 0,0258 |
| 2 | 1 | 41,63 | 49,50 | 0,0544 | 0,0181 |
| 3 | 1 | 49,32 | 34,00 | 0,0364 | 0,0121 |
| 4 | 1 | 57,01 | 23,89 | 0,0243 | 0,0081 |
| 5 | 1 | 64,70 | 17,40 | 0,0165 | 0,0055 |
| | | | | $S_c = \sum \Delta S_{c_i} = 0,0696 \text{ m}$ | |

3) Tỷ số giảm lún giữa nền sét yếu chưa gia cường và sau gia cường được tính:

$$SR = S_c / S_0 = \frac{69,6 \text{ mm}}{78,4 \text{ mm}} \approx 0,89 \geq \mu_c = 0,84.$$

4) Tốc độ lún cố kết, $S_c(t)$ được xác định :

$$S_c(t) = U S_c$$

Trong đó: $U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$

* Mức độ cố kết chỉ xét cho dòng chảy theo phương ngang:

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8 T_h}{F(n)} \right]$$

$$T_h = \frac{C_h}{D_c^2} t$$

$$D_c = (1,05)(S) = 1,05(1,5) = 1,575 \text{ m}$$

$$C_h = 0,038 \text{ m / ngày đêm}$$

$$T_h = \frac{0,038}{(1,575)^2} (62 \text{ ngày đêm}) \approx 0,95$$

Giả thiết đường kính giếng tiêu nước, D, sẽ giảm đi 1/5 lần, để xét tới vùng bán. Đối với sơ đồ bố trí các trụ vật liệu rời theo mạng tam giác đều, khoảng cách giữa tâm các trụ, S, bằng 1,5 m, thì tỷ số Barron là:

$$n = \frac{D_c}{D'} = \frac{5D_c}{D} = \frac{5(1,575)}{0,75} = 10,5$$

và,

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$F(10,5) = \frac{(10,5)^2}{(10,5)^2 - 1} \ln(10,5) - \frac{3(10,5)^2 - 1}{4(10,5)^2}$$

$$F(10,5) = \frac{110,25}{109,25} \ln(10,5) - \frac{329,75}{441} \approx 1,622$$

$$\Rightarrow U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8(0,95)}{1,622} \right] = 1 - e^{-4,686} \approx 0,99$$

* Mức độ cố kết chỉ xét cho dòng chảy theo phương đứng:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Trong đó: $M = (2m+1) \pi / 2$; (m là số nguyên).

$$T_v = \bar{C}_v \tau / (H/N)^2$$

Ở đây: $\bar{C}_v = 1/5 C_h = 1/5 (0,038 \text{ ngày.đêm}) = 0,0076$

τ - thời gian cho cố kết = 62 ngày đêm

H - chiều dày lớp đất dính = 5 m;

N - số bề mặt thoát nước tại đỉnh hay đáy của lớp (N = 1 hay 2).

Trong bài toán này, lớp cát bão hoà nước nằm trên nền sét bão hoà gia cường bằng trụ cát, nên dòng nước vừa thoát lên trên vừa thoát xuống phía dưới, và T_v được tính như sau:

$$T_v = \frac{0,038/5}{(5/2)^2} (62) \approx 0,075$$

Các trị số U_v ứng với các trị số T_v khác nhau được cho trong bảng dưới đây:

| | | | |
|-----------|-------|-------|-------|
| T_v | 0,008 | 0,071 | 0,096 |
| U_v (%) | 10 | 30 | 35 |

Mức độ cố kết theo phương đứng, U_v , ứng với $T_v = 0,075$ được tính bằng:

$$U_v = 30 + \frac{35 - 30}{0,096 - 0,071} (0,075 - 0,071) \approx 30,8 (\%)$$

hay: $U_v = 0,308$

Cuối cùng, tổng mức độ cố kết xét cho cả hai phương đứng và ngang được tính :

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0,98)(1 - 0,308) \approx 0,986$$

Tốc độ lún cố kết ban đầu theo thời gian là :

$$S_c \cdot (t = 62 \text{ ngày đêm}) = S_c \cdot U = 69,6 \text{ mm } (0,986) \approx 68,63 \text{ mm}$$

Để so sánh, nếu nền sét yếu không gia cường bằng các trụ cát, thì độ lún cố kết ban đầu chỉ đạt được 30,8% tổng mức độ cố kết. Độ lún cố kết sau hai tháng chỉ xấp xỉ là:

$$S'_t = S_c \cdot U = 69,6 \text{ mm } (0,308) \approx 21,44 \text{ mm.}$$

5) Độ lún cố kết thứ cấp được xác định:

Xác định độ lún thứ cấp mà nó xảy ra trong khoảng thời gian 5 năm sau khi thi công.

Giả thiết độ lún thứ cấp bắt đầu vào thời gian đạt được 90% độ lún cố kết ban đầu. Bỏ qua thành phần thoát nước theo phương đứng, vì thành phần này rất nhỏ. Hệ số thời gian toả tia (theo phương ngang) để đạt 90% cố kết ban đầu ứng với $n = 10,5$, từ bảng 5.5 ta có $T_h = 0,47$.

Từ phương trình (5. 35) thời gian để đạt 90% cố kết ban đầu sẽ là:

$$t = T_h (D_c)^2 / C_h = (0,47)(1,575)^2 / (0,038) \approx 31 \text{ ngày đêm}$$

Độ lún cố kết thứ cấp sẽ là:

$$\Delta S = C_{\alpha} \cdot H_{\alpha} \cdot \log_{10} (t_2/t_1) = 0,005 (H - S_c^{90}) \log_{10} [5(365)/31 \text{ ngày đêm}]$$

$$\Delta S = 0,005 [(5\text{m} - 0,9 (0,0696\text{m}))] \log_{10} [5(365)/31 \text{ ngày đêm}] \approx 0,044 \text{ m} \approx 44 \text{ mm.}$$

Ví dụ 5.3.

Ví dụ này giới thiệu phương pháp dự tính tải trọng do khối đất đắp rộng phía trên nền đất được gia cường bằng các trụ đá để loại trừ sự phá hoại trượt của chúng. Cần xét cả hai trạng thái phá hoại trượt tổng thể và phình ngang cục bộ tại lớp sét rất yếu dưới sâu (hình 5 22). Điều kiện đất nền và các tham số cần thiết để giải bài toán này được giới thiệu trên hình 5 22 và bảng 5.8. Giả thiết, trụ đá có góc ma sát trong, $\varphi_s = 42^\circ$, mô đun biến dạng, $E_s = 30.000 \text{ kPa}$, và các trụ đá được bố trí theo sơ đồ tam giác đều với khoảng cách, S . Các trị số tính chất vật lý và cơ học của nền sét yếu được cho trong bảng 5.8 dưới đây. Hãy xác định:

- 1) Chiều cao khối đất đắp là bao nhiêu để nền đất yếu sau khi gia cường được an toàn?
- 2) Độ lún cố kết ban đầu của nền đất yếu trước và sau khi gia cường?
- 3) Tốc độ lún theo thời gian tại $t = 200$ ngày đêm?
- 4) Độ nền lún cố kết thứ cấp trong khoảng thời gian, $t = 5$ năm?

Bài giải:

A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

1. Xác định chiều cao khối đất đắp

1.1) Tính tỷ số diện tích thay thế, a_s , từ phương trình dưới đây:

$$a_s = 0,907(D/S)^2 = 0,907(1,0/S)^2 \approx 0,15$$

$$\rightarrow S = \frac{1}{\sqrt{\frac{0,15}{0,907}}} = 2,5 \text{ m}$$

và

$$A_S = \pi D^2 / 4 = 3,14(1,0)^2 / 4 \approx 0,785 \text{ m}^2$$

$$A = A_S / a_s = 0,785 / 0,15 \approx 5,23 \text{ m}^2 \text{ (tổng diện tích)}$$

1.2) Trụ đá:

Giả thiết, xảy ra phá hoại hình ngang trụ đá ở độ sâu hơn ba lần đường kính của nó, do lớp sét trên có $I_p < 30$, nên không được xếp vào loại đất rất yếu ($c < 12 \text{ kPa}$), và khả năng chịu tải tới hạn tổng quát của trụ đá được xác định theo phương trình (5.25) như sau:

$$\tilde{q}_{th} = C \cdot \tilde{N}_C = 21,6 \text{ kN/m}^2 (22) = 475,2 \text{ kN/m}^2$$

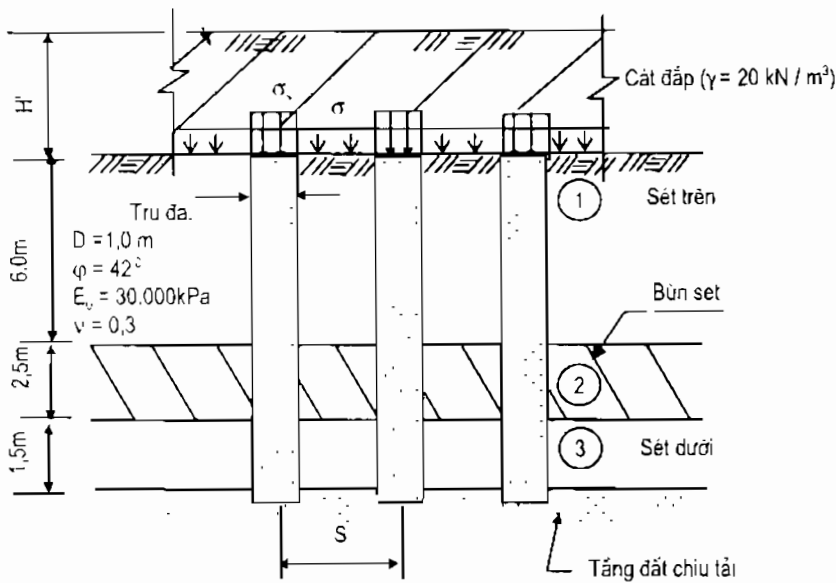
Trong các biểu thức trên, ứng suất trong trụ đá ở trạng thái tới hạn là :

$$P_{th} = \tilde{q}_{th} \cdot A_S = 475,2 \text{ kN/m}^2 (0,785 \text{ m}^2) \approx 373 \text{ kN}$$

$$\sigma_S = \tilde{q}_{th} = C \cdot \tilde{N}_C = 21,6 \text{ kN/m}^2 (22) = 475,2 \text{ kN/m}^2.$$

Bảng 5. 8. Tính chất của các loại đất khác nhau trong nền đất yếu

| Tham số | Tên | Sét trên | Bùn sét | Sét dưới | Đơn vị |
|----------------------|--------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|--------------------------|
| Mô hình vật liệu | Mô hình | MC | MC | MC | - |
| Loại tính chất | Loại | Không thoát nước | Không thoát nước | Không thoát nước | - |
| Trọng lượng khô | γ_d | 15 | 11 | 17 | kN/m^3 |
| Trọng lượng ẩm | γ | 18 | 15 | 19 | kN/m^3 |
| Thấm ngang | k_h | $0,5 \times 10^{-4}$ | $0,7 \times 10^{-3}$ | $0,2 \times 10^{-4}$ | m/ng.đ |
| Thấm đứng | k_v | $0,25 \times 10^{-4}$ | $0,35 \times 10^{-3}$ | $0,1 \times 10^{-4}$ | m/ng.đ |
| Mô đun đàn hồi | E_o | 3700 | 500 | 10.000 | kN/m^2 |
| Hệ số Poisson | ν | 0,33 | 0,35 | 0,33 | - |
| Lực dính | C | 21.6 | 10 | 30 | kN/m^2 |
| Góc ma sát trong | φ | 20 | 15 | 24 | Độ |
| Chỉ số nén lún | C_c | 0,15 | 0,4 | 0,09 | - |
| Hệ số rỗng ban đầu | e_0 | 1,29 | 2,0 | 1,16 | - |
| Hệ số cố kết | $C_h = 2C_v$ | 0,018 | 0,036 | 0,015 | $\text{m}^2/\text{ng.đ}$ |
| Hệ số cố kết thứ cấp | C_α | 0,0035 | 0,008 | 0,0025 | - |
| Chỉ số dẻo | I_p | 25 | 40 | 25 | - |



Hình 5.22: Khối đất đắp rộng trên nền sét yếu gia cường bằng trụ đá

1.3) Phá hoại do hình ngang sâu:

Bây giờ chúng ta sẽ kiểm tra khả năng phá hoại do hình ngang trong lớp bùn sét nằm ở độ sâu 6 m.

Ứng suất ngang tới hạn, tại đó trụ đá có thể phát sinh hình ngang được tính gần đúng là:

$$\sigma_3 = 9C = 9(10 \text{ kN/m}^2) = 90 \text{ kN/m}^2$$

Do tầng đất yếu nằm sâu hơn 3D dưới mặt đất. Từ phương trình (5.13) ứng suất tới hạn mà trụ đá phải mang là:

$$\sigma_s = q_{th} = \sigma_3 \frac{(1 + \sin\phi_s)}{(1 - \sin\phi_s)} = \sigma_3 \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}\right) = 90 \text{ kN/m}^2 \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{42^\circ}{2}\right)$$

$$\sigma_s = q_{th} = 90 \text{ kN/m}^2 \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{42^\circ}{2}\right) \approx 90 \text{ kN/m}^2 (5,045) = 454,05 \text{ kN/m}^2$$

Sau khi so sánh hai trị số \bar{q}_{th} và q_{th} chỉ ra cho thấy:

$$\bar{q}_{th} = 475,2 \text{ kN/m}^2 > q_{th} = 454,05 \text{ kN/m}^2.$$

Do ứng suất tới hạn mà trụ đá phải chịu để xảy ra phá hoại hình ngang ở dưới sâu trong lớp bùn sét nhỏ hơn nhiều so với ứng suất gây phá hoại trên bề mặt đất, nên cần tiến hành kiểm tra lớp bùn sét rất yếu đó.

1.4) Đất dính:

Ứng suất tới hạn tối đa mà đất sét xung quanh trụ đá có thể tiếp nhận là:

$$\sigma_c = 5C = 5(21,6 \text{ kN/m}^2) = 108 \text{ kN/m}^2$$

Tuy nhiên, tổng tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị cũng không được vượt quá khả năng chịu tải của lớp sét. Giả thiết, $n = 4,3$, từ các phương trình (5.11) và (5.12) ta có:

$$\mu_S = n / [1 + (4,3 - 1) a_S] = 4,3 / [1 + (4,3 - 1)(0,15)] \approx 2,88$$

$$\mu_C = 1 / [1 + (n - 1) a_S] = 1 / [1 + (4,3 - 1)(0,15)] \approx 0,669$$

Tiếp theo.

$$\sigma_C \leq \mu_C \sigma = \mu_C (\sigma_S / \mu_S)$$

$$\sigma_C \leq \mu_C (\sigma_S / \mu_S) = 0,669 (454,05 \text{ kN/m}^2) / (2,88) \approx 105,47 \text{ kN/m}^2$$

Do $105,47 \text{ kN/m}^2$ nhỏ hơn $5C = 108 \text{ kN/m}^2$ và $\sigma_C = 105,47 \text{ kN/m}^2$ sẽ là ứng suất tới hạn mà đất sét có thể mang được.

1.5) Tải trọng cho phép của khối đất đắp:

Tải trọng tới hạn có thể tác dụng lên diện tích trụ đơn vị nằm trong diện tích khối đất đắp sẽ là:

$$P_{th} = \sigma_S A_S + \sigma_C A_C$$

$$= (454,05 \text{ kN/m}^2)(0,785 \text{ m}^2) + (105,47 \text{ kN/m}^2)(5,23 \text{ m}^2 - 0,785 \text{ m}^2)$$

$$P_{th} \approx 836,50 \text{ kN}$$

Nếu dùng hệ số an toàn bằng 2, thì tải trọng cho phép của khối đất đắp là:

$$P_{cp} = 825,24 \text{ kN} / 2 \approx 412,62 \text{ kN}$$

Chiều cao khối đất đắp sẽ tác dụng an toàn lên trụ đơn vị là:

$$\gamma \cdot H' = P_{cp} / A$$

hay,
$$H' = \frac{P_{cp}}{A \gamma} = \frac{412,62 \text{ kN}}{5,23 \text{ m}^2 (20 \text{ kN/m}^3)} \approx 4,0 \text{ m}$$

Cuối cùng, nên chọn $H' = 4,0 \text{ m}$ cho tính toán thiết kế.

2. Tính toán độ lún cố kết ban đầu của nền trước và sau khi gia cường bằng trụ đá

2.1) Nền sét yếu chưa gia cường:

Phương pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) có sử dụng các tham số m_v và μ_C

$$S_0 = \sum m_v (\mu_C \sigma) H$$

Trong đó:

$$m_{v1} = \frac{(1 + v_1)(1 - 2v_1)}{E_{01}(1 - v_1)} = \frac{(1 + 0,33)(1 - 2 \times 0,33)}{3700(1 - 0,33)} \approx 0,00018 \text{ kPa}^{-1}$$

$$m_{v2} = \frac{(1 + v_2)(1 - 2v_2)}{E_{02}(1 - v_2)} = \frac{(1 + 0,35)(1 - 2 \times 0,35)}{500(1 - 0,35)} \approx 0,00125 \text{ kPa}^{-1}$$

$$m_{v3} = \frac{(1 + v_3)(1 - 2v_3)}{E_{03}(1 - v_3)} = \frac{(1 + 0,33)(1 - 2 \times 0,33)}{10.000(1 - 0,33)} \approx 0,0000675 \text{ kPa}^{-1}$$

Vậy,

$$\bar{m}_v = \frac{\sum m_{v_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{m_{v1} h_1 + m_{v2} h_2 + m_{v3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

$$\bar{m}_v = \frac{(0,00018)(6) + (0,00125)(2,5) + (0,0000675)(1,5)}{6 + 2,5 + 1,5} \approx 0,000431 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\Rightarrow S_0 = (0,000431)(1)(80)(10) \approx 0,3448 \text{ m} = 34,48 \text{ cm}$$

2.2) Nền sét yếu sau khi gia cường bằng trụ đá:

Tương tự như trên, chúng ta sử dụng hai tham số m_v và μ_c trong phương trình của Aboshi và cộng sự (1979), sẽ nhận được:

$$S_c = \sum m_v (\mu_c \sigma) H$$

$$S_c = (0,000431)(0,669)(80)(10) \approx 0,2307 \text{ m} = 23,07 \text{ cm}$$

3. Xác định tốc độ lún trong khoảng thời gian, $t = 200$ ngày đêm:

$$S_c(t) = U S_c$$

Trong đó: $U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$

* Mức độ cố kết chỉ xét theo phương ngang:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8 T_h}{F(n)}\right]$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{D_c^2} t$$

$$D_c = 1,05 (S) = 1,05 (2,5) = 2,625 \text{ m}$$

* Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương ngang:

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_1^n (h_i \sqrt{C_{hi}})^2}{\sum_1^n h_i^2} = \frac{(6)^2 (0,018) + (2,5)^2 (0,036) + (1,5)^2 (0,015)}{(6)^2 + (2,5)^2 + (1,5)^2} \approx 0,02 \text{ (m}^2 \text{ / ng.đ)}$$

và,

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{(D_c)^2} (200 \text{ ng.đ}) = \frac{0,02}{(2,625)^2} (200 \text{ ng.đ}) \approx 0,58$$

* Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương đứng:

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_1^n (h_i)^2}{\sum_1^n \left[\frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right]^2} = \frac{[(6)^2 + (2,5)^2 + (1,5)^2]}{\sum_1^n \left(\frac{6}{\sqrt{0,009}}\right)^2 + \left(\frac{2,5}{\sqrt{0,018}}\right)^2 + \left(\frac{1,5}{\sqrt{0,0075}}\right)^2} \approx 0,0996 \text{ (m}^2 \text{ / ng.đ)}$$

Đề tính đến vùng bản, giá thiết đường kính giảm thiểu được lấy bằng 1/5 đường kính trụ đá đã thi công. Khoảng cách giữa tâm các trụ đá bố trí theo sơ đồ tam giác đều, $S = 2,5$ m, thì hệ số Barron là:

$$n = \frac{D_c}{D'} = \frac{5D_c}{D} = \frac{5(2,625)}{1,0} = 13,125$$

Và,

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$F(13,125) = \frac{(13,125)^2}{(13,125)^2 - 1} \ln(13,125) - \frac{3(13,125)^2 - 1}{4(13,125)^2}$$

$$F(13,125) = \frac{172,26}{171,26} \ln(13,125) - \frac{515,80}{689,0} \approx 1,84$$

$$\Rightarrow U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8(0,58)}{1,84}\right] = 1 - e^{-2,522} \approx 0,92$$

* Mức độ cố kết trung bình chỉ xét theo phương đứng:

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Trong đó: $M = (2m+1) \pi / 2$; (m là số nguyên).

$$T_v = \bar{C}_v t / (H/N)^2$$

Ở đây: $\bar{C}_v = 0,0096$ m²/ng.đêm;

t - thời gian = 200 ng.đêm ;

H - chiều dày lớp đất dính = 10 m;

N - số bé mặt thoát nước tại đỉnh và đáy của lớp đất yếu ($N = 1$ hay 2).

Trong trường hợp bài toán này, khối đất đắp là cát đầm chặt nằm trực tiếp trên nền đất yếu được gia cường bằng các trụ đá, nên dòng nước sẽ thấm theo cả hai phương (lên trên và xuống dưới). Vậy T_v được tính như sau:

$$T_v = \frac{0,0096}{(10/2)^2} (200) = 0,0768$$

Các trị số U_v biến thiên theo T_v được cho trong bảng dưới đây:

| | | | |
|-----------|-------|-------|-------|
| T_v | 0,031 | 0,071 | 0,096 |
| U_v (%) | 20 | 30 | 35 |

Mức độ cố kết trung bình, U_v , với $T_v = 0,0768$ được xác định như sau:

$$U_v = 30 + \frac{35 - 30}{0,096 - 0,071} (0,0768 - 0,071) \approx 31,16 \% = 0,3116$$

Cuối cùng, tổng mức độ cố kết trung bình xét cho dòng chảy ngang và đứng được xác định:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0,92)(1 - 0,3116) \approx 0,945$$

Tốc độ lún cố kết ban đầu trong vòng 200 ngày đêm được xác định :

$$S_c(t = 200 \text{ng.đ}) = S_c \cdot U = 230,7 \text{mm}(0,945) \approx 218 \text{mm}$$

4. Xác định độ nén lún thứ cấp trong khoảng thời gian $t_2 = 5 \text{ năm} = 1825 \text{ ngày đêm}$:

Giả thiết, độ lún thứ cấp bắt đầu vào thời điểm đạt được 90% độ lún cố kết ban đầu. Bỏ qua ảnh hưởng của dòng thoát nước theo phương đứng vì nó vô cùng nhỏ so với dòng thấm ngang. Hệ số thời gian theo phương ngang để đạt 90% cố kết ban đầu và với $n = 13,125$, từ bảng (5.5), ta có: $T_h = 0,525$.

Từ phương trình (5.35) thời gian để đạt được 90% cố kết ban đầu là:

$$t_1 = T_h (D_c)^2 / C_h = (0,525)(2,625)^2 / (0,02) \approx 181 \text{ ngày đêm}$$

Khi đó, độ lún cố kết thứ cấp là:

$$\Delta S = \bar{C}_\alpha H_\alpha \log_{10}(t_2 / t_1) = \bar{C}_\alpha (H - S_c) \log_{10}(t_2 / t_1)$$

Trong đó:

$$\bar{C}_\alpha = \frac{\sum C_{\alpha i} h_i}{\sum h_i} = \frac{C_{\alpha 1} h_1 + C_{\alpha 2} h_2 + C_{\alpha 3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

$$\bar{C}_\alpha = \frac{0,0035(6) + 0,008(2,5) + 0,0025(1,5)}{6 + 2,5 + 1,5} \approx 0,0045$$

$$\Rightarrow \Delta S = 0,0045 [10 - (0,90)(0,2307)] \log(1825 / 181) \approx 0,044 \text{ m} = 44 \text{ mm}$$

B) LỜI GIẢI CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH ĐIỆN TỬ

Bằng cách sử dụng phần mềm PLAXIS, kết quả tính tổng độ lún cố kết của nền đất sét yếu trước và sau khi gia cường bằng các trụ đá được thực hiện như sau:

Bước 1: SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

Đây là bài toán đối xứng trục, nên chỉ cần xét một nửa trụ đơn vị (trong trường hợp này chọn nửa bên phải). Nền đất có tổng chiều dày các lớp đất yếu là 10 m. Trên cùng là 6 m sét yếu, giữa là 2,5 m bùn sét, và dưới cùng là 1,5 m sét sâu. Mực nước ngầm nằm trùng với bề mặt đất. Dưới cùng là lớp cát chặt, nó không được thể hiện trong mô hình này (xem hình 5.23).

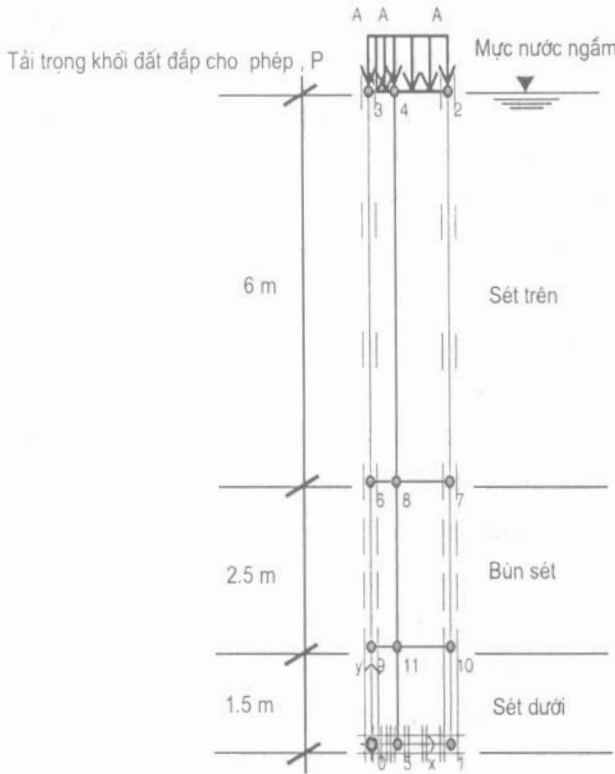
Mô hình hình học

Đối với ví dụ này có thể sử dụng 6 phân tử (hay 15 phân tử). Các đơn vị chiều dài, lực và thời gian được sử dụng là: m, kN, và ngày đêm, tương ứng. Giả thiết lớp cát dưới cũng không bị lún. Do đó, lớp đất này sẽ không cho vào trong mô hình và nó được thay bằng một đáy cố định.

Các tập hợp vật liệu và tạo lưới phần tử

Tính chất của các loại đất khác nhau được cho trong bảng 5.8. Ba tập hợp vật liệu được thiết lập theo số liệu đã ghi trong bảng. Lớp sét trên, lớp bùn sét, và lớp sét dưới đều không thoát nước. Tính chất này sẽ có tác dụng làm tăng áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thi công khối đất đắp (hay gia tải ngoài). Sắp xếp số liệu sao cho phù hợp với từng nhóm trong mô hình hình học.

Sau khi nhập các tham số vật liệu, có thể tạo ra một lưới phần tử hữu hạn đơn giản bằng cách sử dụng tập hợp thông tiêu chuẩn. Việc tạo lưới bằng cách nhấn vào cửa sổ “Generate mesh”.



Hình 5.23.

Điều kiện ban đầu

Trong số các điều kiện ban đầu, trọng lượng đơn vị nước lấy bằng 10 kN/m^3 , áp lực nước hoàn toàn tĩnh và mực nước ngầm đi qua các điểm $(0,0; 10,0)$ và $(1,10; 10,0)$.

Ngoài mực nước ngầm, cần tiến hành vẽ biên cố kết để phục vụ tính toán cố kết sau này. Ngoài ra không có bất kỳ một số liệu nào được nhập thêm, tất cả các biên đều cho nước thoát ra ngoài và áp lực nước lỗ rỗng có thể bị tiêu tan ở mọi phía. Tuy nhiên, trong trường hợp này, cần đóng biên đứng bên trái lại vì đó là đường đối xứng trục, chính vì thế dòng chảy ngang sẽ không xảy ra. Biên đứng bên phải cũng cần đóng lại vì không cho dòng chảy tự do từ ngoài vào. Đáy để hở, vì nằm dưới lớp đất sét sâu là tầng cát

thấm nước tốt, dòng nước sẽ tự do chảy xuống lớp cát này (lớp cát không được biểu diễn trên sơ đồ của mô hình). Ranh giới trên cùng cũng để hồ giống như giếng. Để tạo các biên cố kết, cần thực hiện những bước dưới đây:

+ Nhấn chuột lên nút “ Closed consolidation boundary” (đường màu vàng) trong thanh công cụ.

+ Di chuyển chuột đến điểm trên cùng của biên phải (1,31; 10,0) và nhấn chuột phải lên điểm đó. Di chuột đến điểm bên phải dưới cùng (1,31; 0,0) và lại nhấn chuột một lần nữa. Nhấn chuột phải để kết thúc biên cố kết này.

+ Nhấn chuột lên nút “Generate water pressure” để tạo áp lực nước và các biên cố kết.

Sau khi tạo được áp lực nước, nhấn chuột lên “switch” để thay đổi dạng hình học ban đầu. Trong điều kiện ban đầu, chưa có trụ đá.

Có thể sử dụng phương pháp k_0 để tính các ứng suất ban đầu. Nên lấy các trị số k_0 của các lớp đất sét trên cùng, lớp bùn sét, và lớp sét dưới cùng (đưa vào công thức của Jaky:

$k_0 = 1 - \sin\phi$) có thể chấp nhận được. Sau khi tạo được các ứng suất ban đầu, khi đó những số liệu đầu vào được hoàn thành, và có thể tiến hành tính toán.

Bước 2: TÍNH TOÁN

Để thực hiện các pha tính toán, cần thực hiện như sau:

Pha 1: Giai đoạn tính toán đầu tiên là pha dềo, trị số cấp tải trọng là tới hạn. Trong thanh công cụ các tham số, lựa chọn tải trọng đầu vào là “Load A” và nhấn chuột lên nút <Define>.

Quay lại cửa sổ tính toán, nhấn chuột lên nút <Next> để tiến hành pha tính tiếp theo.

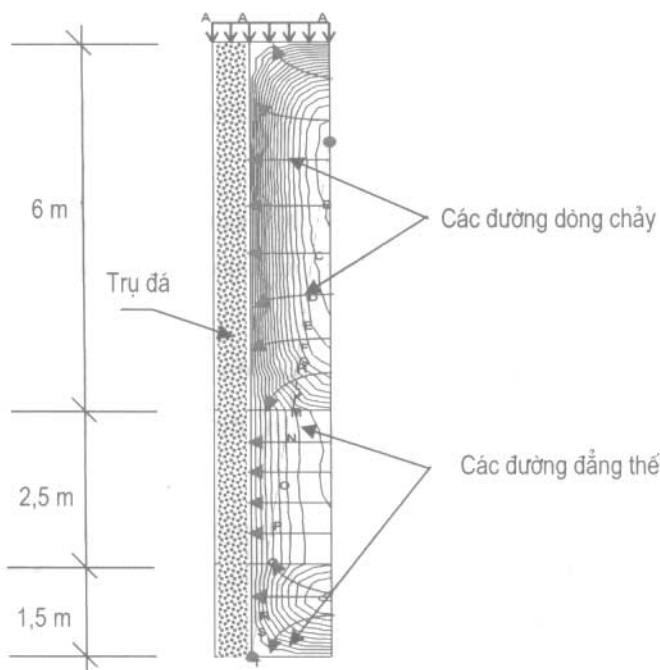
Pha 2: Giai đoạn tính toán thứ hai vẫn là pha dềo. Trong thanh công cụ các tham số, lựa chọn nút “Stage Construction” và nhấn lên nút <Define>, lúc này trụ đá được tiến hành thi công. Nhấn chuột lên nút <Update> và vào pha tính tiếp theo.

Pha 3: Giai đoạn tính toán thứ ba là pha phân tích cố kết. Lựa chọn cố kết từ hộp hội thoại đầu tiên trong thanh công cụ chung và từ hộp hội thoại thứ hai bước tiếp theo hoàn toàn tự động. Trong thanh công cụ các tham số, lựa chọn thời gian tới hạn trong hộp nhập tải trọng và nhập thời gian với trị số bằng 100 năm (36500 ngày đêm) và chấp nhận trị số mặc định bằng 1 kN/m^2 ứng với áp lực nhỏ nhất.

Trước khi tiến hành tính toán, nhấn chuột lên những điểm lựa chọn để thiết lập các đường cong, và trong bài này lựa chọn hai điểm: điểm A có tọa độ (0,0; 10,0), và điểm B có tọa độ (1,31; 10,0). Sau đó, bắt đầu tính toán bằng cách nhấn chuột vào cửa sổ <Calculation>.

Bước 3: XUẤT SỐ LIỆU

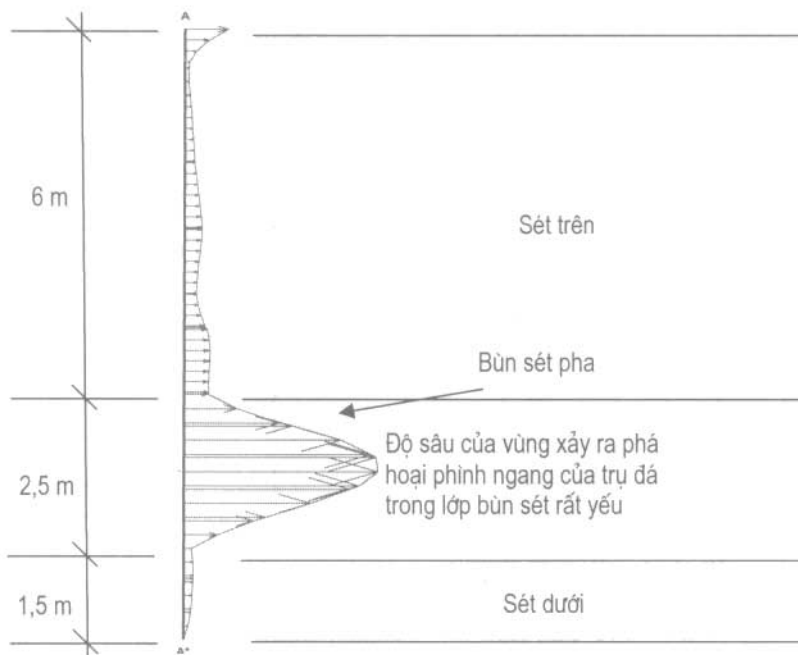
Sơ đồ của các thành phần dòng chảy và các đường đẳng thế trong nửa trụ đơn vị bên phải hướng vào trụ đá - mặt cắt đứng trong nền đất yếu không đồng nhất, như chỉ ra trên hình 5.24 dưới đây.



Hình 5.24: Sơ đồ các đường dòng chảy và các đường đẳng thế trong nửa trụ đơn vị bên phải đến giếng tiêu nước bằng trụ đá - mặt cắt đứng trong nền đất yếu không đồng nhất:

$a_s = 0,15$; $D = 1 \text{ m}$; $L = 10 \text{ m}$ (tức $L / D = 10$) và $S = 2,5 \text{ m}$.

Phá hoại do phình ngang trụ đá được minh họa trên hình 5.25 dưới đây.



Hình 5.25: Khả năng phá hoại do phình ngang của trụ đá trong lớp bùn sét rất yếu nằm ở độ sâu 6 m – mặt cắt đứng trong nền đất yếu không đồng nhất:

$a_s = 0,15$; $D = 1 \text{ m}$; $L = 10 \text{ m}$ (tức là $L / D = 10$), và khoảng cách tâm đến tâm của trụ đá, $S = 2,5 \text{ m}$.

Tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất yếu tự nhiên (chưa gia cường) được giới thiệu trên hình 5.26.

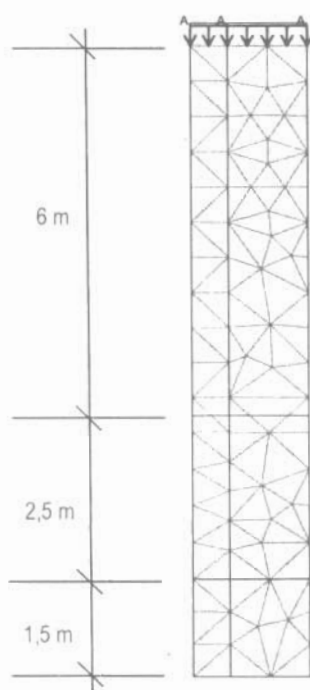
Tổng độ lún cố kết ban của nền đất yếu sau khi được gia cường bằng các trụ đá như minh hoạ trên hình 5.27.

Biến thiên của độ lún cố kết ban đầu theo thời gian (theo tỷ lệ logarit) của nền đất yếu chưa gia cường và sau khi gia cường bằng các trụ đá được thực hiện bằng phần mềm PLAXIS như chỉ ra trên hình 5.28.

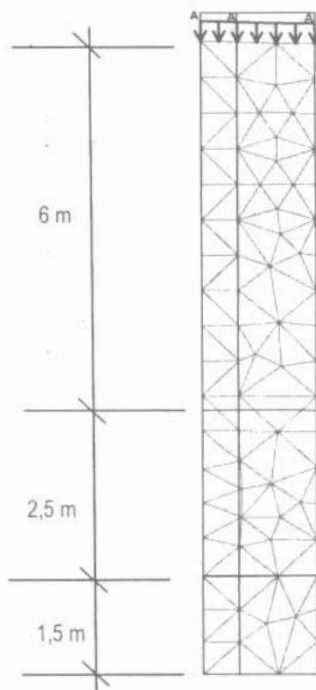
Phá hoại do hình ngang trụ đá được minh hoạ trên hình 5.25.

Tổng độ lún cố kết ban của nền đất yếu sau khi được gia cường bằng các trụ đá như minh hoạ trên hình 5.27.

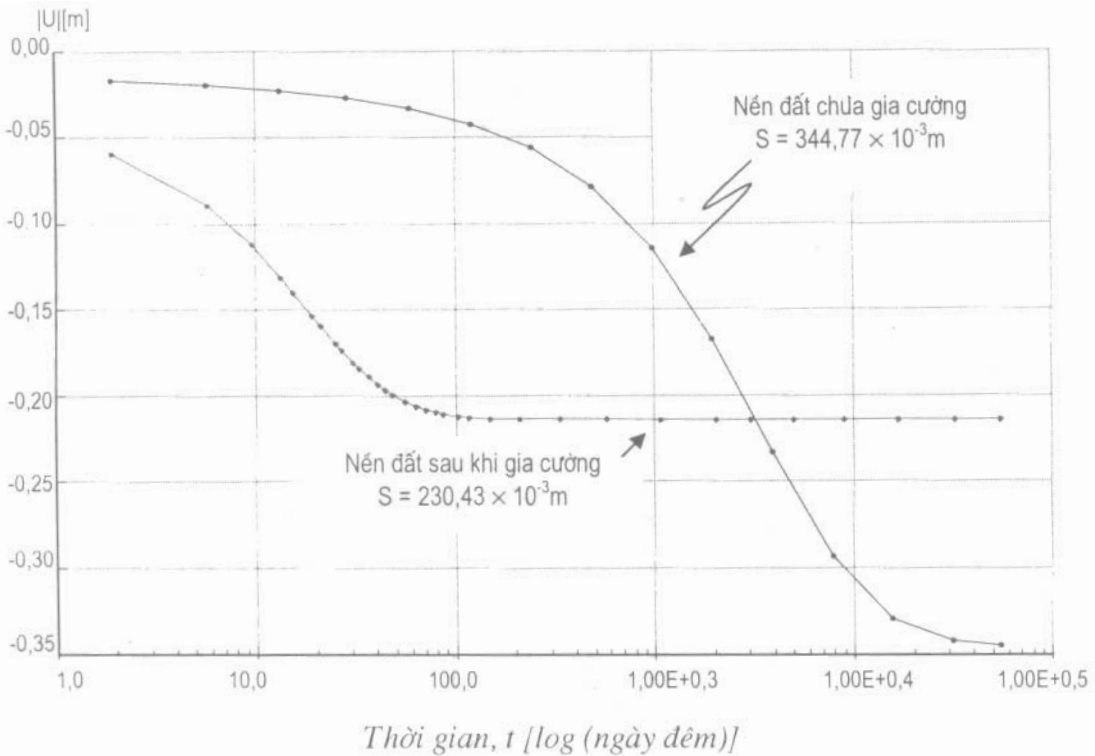
Biến thiên của độ lún cố kết ban đầu theo thời gian (theo tỷ lệ logarit) của nền đất yếu chưa gia cường và sau khi gia cường bằng các trụ đá được thực hiện bằng phần mềm PLAXIS như chỉ ra trên hình 5.28.



Hình 5.26. Tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất yếu tự nhiên (chưa gia cường), $S_0 = 344,77 \times 10^{-3} \text{ m}$.



Hình 5.27. Tổng độ lún cố kết ban đầu của nền đất được gia cường bằng các trụ đá ($S_c = 230,43 \times 10^{-3} \text{ m}$): $a_s = 0,15$; $D = 1 \text{ m}$; $L = 10 \text{ m}$ (tức là $L/D = 10$), và khoảng cách tâm đến tâm các trụ đá, $S = 2,5 \text{ m}$.



Hình 5.28. Biến thiên của độ lún cổ kết ban đầu theo thời gian (tỷ lệ logarith) của nền đất yếu trước và sau khi gia cường bằng các trụ đá được thực hiện bằng phần mềm PLAXIS.

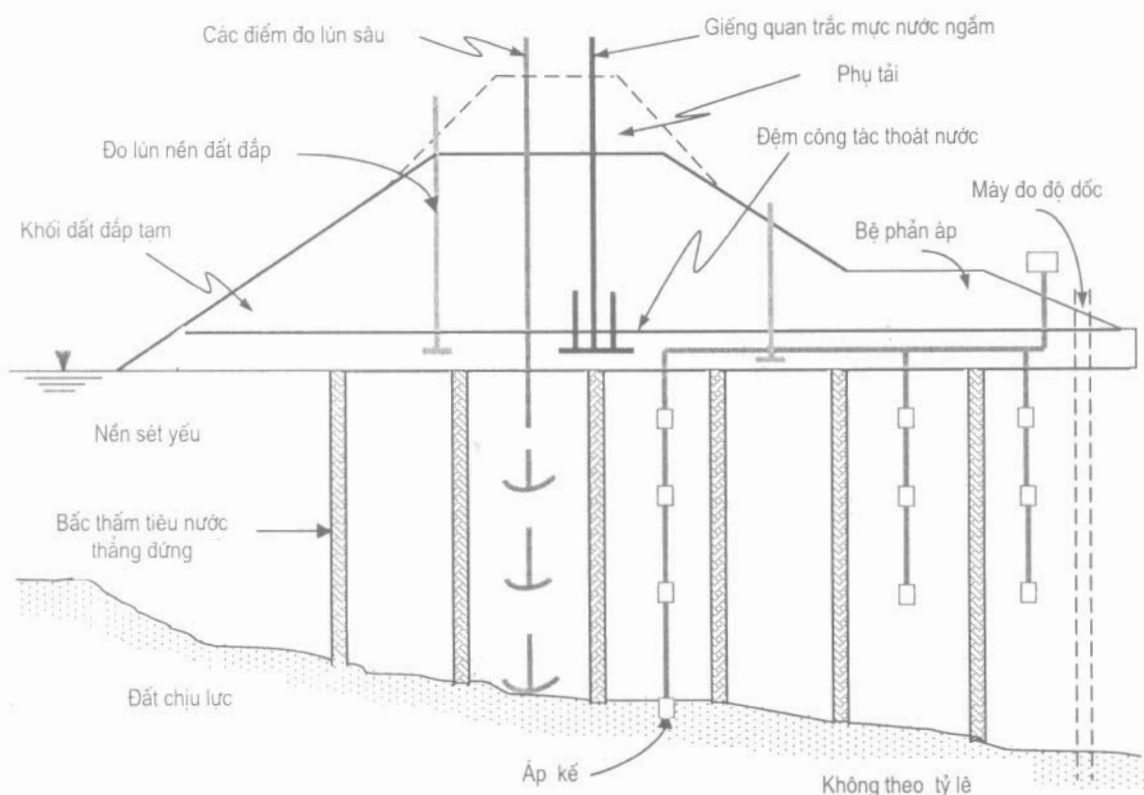
Bảng 5.9. Tổng hợp các kết quả độ lún cổ kết ban đầu theo thời gian được thực hiện bằng phương pháp tính thủ công và bằng phần mềm PLAXIS.

Bảng 5.9. Tổng hợp độ lún cổ kết ban đầu của nền đất yếu không đồng nhất được gia cường bằng các trụ đá

| Loại đất nền | Độ lún cổ kết ban đầu, (cm) | |
|-----------------------------------|------------------------------|---------------|
| | Tính bằng Plaxis | Tính thủ công |
| I. Nền đất không gia cường, S_0 | 34,477 | 34,48 |
| II. Nền đất sau gia cường, S_c | 23,04 | 23,07 |

5.4. GIẾNG TIÊU NƯỚC THẲNG ĐỨNG BẰNG BẮC THẨM

Mục đích và nhiệm vụ của giếng tiêu nước thẳng đứng thực tế là tạo ra các đường tiêu nước được thi công bằng một trong những phương pháp khác nhau, mà phương pháp đó có thể làm thay đổi các đặc trưng cơ lý của đất. Việc dùng các giếng tiêu nước thẳng đứng kết hợp với gia tải trước nhằm mục đích rút ngắn chiều dài đường tiêu nước lỗ rỗng (khoảng cách tính đến biên thoát nước), do đó sẽ thúc đẩy nhanh tốc độ cố kết ban đầu. Hình 5.29 minh họa sơ đồ lắp đặt giếng tiêu nước thẳng đứng tiêu biểu cho nền đất đắp của đường cao tốc.



Hình 5.29. Giếng tiêu nước thẳng đứng tiêu biểu lắp đặt cho nền đường cao tốc.

Khi sử dụng bấc thấm (Prefabricated Vertical Drains - PVD) kết hợp với gia tải trước, thì giếng tiêu nước thẳng đứng này sẽ có những ưu điểm chính (tức là đẩy nhanh mức độ cố kết) dưới đây:

- 1) Làm giảm tổng thời gian yêu cầu để hoàn thành quá trình cố kết nhờ gia tải trước;
- 2) Làm giảm tổng phụ tải yêu cầu để đạt được tổng tải trọng gia tải trước trong khoảng thời gian đã ấn định;
- 3) Đẩy nhanh tốc độ tăng độ bền do cố kết của đất yếu;

Những giếng tiêu nước thẳng đứng còn được sử dụng làm giếng giảm áp để giảm áp lực thấm, đồng thời để cải thiện năng lực của các lớp thoát nước tự nhiên nằm ở dưới diện tích chịu nén.

5.4.1. Phương pháp thi công

Một thiết bị tiêu biểu để gia cường đất yếu bằng bấc thấm thoát nước thẳng đứng được giới thiệu trên hình 5.30 dưới đây.

Nhân viên kiểm tra thi công cần phải làm quen với bản vẽ thi công, quy trình kỹ thuật, và mọi việc liên quan khác. Ngoài những yêu cầu liên quan tới đặc trưng của bấc thấm, còn phải chú ý tới xử lý khu vực, phương tiện địa kỹ thuật, đất thay thế, và mọi điều trong hợp đồng có ảnh hưởng bởi giếng tiêu nước.



Hình 5.30. Thiết bị tiêu biểu để gia cường đất yếu bằng bắc them (PVD).

Trang thiết bị thi công bắc thắm bao gồm:

- Phương pháp thi công (ấn tĩnh hay ấn động);
- Kích thước, hình dạng, và độ cứng mũi ấn;
- Kích thước, hình dạng, và loại dụng cụ neo;
- Trọng lượng trang thiết bị.

5.4.2. Đặc trưng của giếng tiêu nước bằng bắc thắm

Bắc thắm tiêu nước thẳng đứng bao gồm hai phần: lõi chất dẻo (hay bìa cứng) được bao ngoài bằng vật liệu tổng hợp (thường là vải địa kỹ thuật polypropylene hay polyester không dệt,v.v...). Bắc thắm có các đặc trưng dưới đây:

- 1) Có khả năng ấn thẳng đứng vào tầng đất nén lún trên mặt trong điều kiện hiện trường;
- 2) Cho nước lỗ rỗng trong đất thấm qua lớp vải địa kỹ thuật bọc ngoài vào lõi chất dẻo;
- 3) Lõi chất dẻo ở giữa bắc thắm có tác dụng dẫn nước ra ngoài dọc theo chiều dài của nó.

Lớp vải địa kỹ thuật bọc ngoài là polyeste không dệt hay vải địa kỹ thuật polypropylene hoặc giấy tổng hợp, chúng có chức năng ngăn cách giữa lõi chất dẻo và đất xung quanh, đồng thời giữ vai trò làm bộ lọc - hạn chế cát hạt mịn chui vào lõi làm tắc thiết bị tiêu nước. Lõi chất dẻo có hai chức năng quan trọng: vừa đỡ lớp bao bọc ngoài, vừa tạo đường cho nước thấm dọc chúng ngay cả khi áp lực ngang xung quanh lớn. Đây chính là ưu thế của bắc thắm so với giếng cát thoát nước thẳng đứng (SD) hay cọc cát vừa nén chặt đất vừa thoát nước (SCP).

5.4.3. Cốt kết bằng giếng tiêu nước thẳng đứng (PVD)

Tốc độ cốt kết trong quá trình nén trước được phân tích tổng quát theo lý thuyết cốt kết thoát nước một chiều của Terzaghi. Những phương trình thích hợp là:

$$S_v / S_f = U_v \quad (5.41)$$

Trong đó: U_v - mức độ cốt kết trung bình theo phương đứng;

S_i và S_f - độ lún cốt kết tại thời gian bất kỳ và độ lún cuối cùng, tương ứng.

U_v tương ứng với hệ số thời gian không thứ nguyên, T_v , có dạng:

$$T_v = \frac{C_v t}{(H/N)^2} \quad (5.42)$$

Trong đó: C_v - hệ số cốt kết theo phương đứng;

t - thời gian cần đạt được U_v (tham khảo bảng 5.4 hay xem hình 5.16);

H - chiều dài đường thoát nước đứng;

N - số bề mặt thoát nước ($N = 1$ hay 2).

Chú ý rằng, lý thuyết Terzaghi chỉ áp dụng cho cốt kết ban đầu và nó dựa trên một số giả thiết sau :

- 1) Đất bão hoà nước và đồng nhất.
- 2) Dòng thấm và tính nén lún là một chiều.
- 3) C_v , m_v , và K không đổi trong quá trình cốt kết.
- 4) Biến dạng đứng rất nhỏ.
- 5) Tải trọng tác dụng một cách tức thời.

Năm 1948, Barron đã phát triển lý thuyết cốt kết cho các giếng tiêu nước thẳng đứng để phân tích hiệu quả làm việc của các giếng cát.

Đối với dòng chảy chỉ hướng vào tâm giếng tiêu nước thẳng đứng, lời giải của Barron là:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8 T_h}{F(n)}\right] \quad (5.43)$$

Trong đó: $U_h = 1 - \frac{U}{U_0}$ (5.44)

U - áp lực nước lỗ rỗng trung bình trong khối đất tại thời gian t (U_0 tại $t = 0$).

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.45)$$

$$n = \frac{D_c}{d_w} = \frac{r_c}{r_w} - \text{hệ số khoảng cách (hệ số Barron);} \quad (5.46)$$

$$T_h = \frac{C_h t}{D_c^2} - \text{hệ số thời gian theo phương ngang;} \quad (5.47)$$

C_h - hệ số cốt kết cho thoát nước theo phương ngang;

D_c - đường kính trụ tròn của vùng ảnh hưởng quanh giếng tiêu nước.

Barron đã sử dụng các giả thiết cơ bản dưới đây:

- 1) Đất sét bão hoà nước và đồng nhất.
- 2) Mọi biến dạng nén lún trong khối đất xảy ra theo phương đứng.
- 3) Không có dòng nước lỗ rỗng theo phương đứng.
- 4) Tuân theo định luật thấm đường thẳng Darcy. Hệ số thấm nước, k , không phụ thuộc vào vị trí.
- 5) Nước lỗ rỗng và các hạt khoáng vật không chịu nén so với hạt sét.
- 6) Số gia tải trọng đầu tiên do nước lỗ rỗng tiếp nhận và tạo ra áp lực lỗ rỗng dư thừa, U .
- 7) Không có áp lực lỗ rỗng dư thừa trong giếng tiêu nước.
- 8) Vùng ảnh hưởng của mỗi giếng là hình trụ tròn.

Barron còn mở rộng phương trình (5.43) có tính đến tác dụng của sự xáo trộn đất xung quanh giếng tiêu nước và cường độ kháng thấm. Những phương trình dưới đây không biểu diễn được những tác dụng trên, nhưng chúng có những giải thích đơn giản như sau.

Một vài thay đổi của các phương trình tính toán tổng quát

Hansbo (1979) đã sửa đổi các phương trình do Barron ứng dụng cho giếng tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thấm. Theo phương pháp lý thuyết tương tự như phương pháp Barron, những sửa đổi của Hansbo được thể hiện thông qua các giả thiết đơn giản cơ bản do các kích thước và đặc trưng vật lý của bắc thấm tiêu nước thẳng đứng tạo ra.

a) Khoảng cách giữa các giếng

Phương trình (5.45) có thể được đơn giản hoá như sau:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{4n^2} \quad (5.48)$$

Giả thiết rằng, $1/n^2 = 0$, với một trị số tiêu biểu của $n \geq 20$, thì $[n^2 / (n^2 - 1)] = 1$, tiếp đó phương trình (5.48) được viết đơn giản như dưới đây:

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (5.49)$$

b) Cường độ kháng thấm

Thực tế chỉ ra rằng, các giếng tiêu nước bằng bắc thấm không có chiều dài thấm vô hạn (tức là, chúng chỉ có khả năng tiêu nước hạn chế theo phương đứng), Hansbo đã đưa ra một hệ số kháng tiêu nước (F_1) và giả thiết rằng định luật Darcy áp dụng được cho dòng chảy dọc theo trục thẳng đứng của giếng tiêu nước. Phương trình tính F_1 có dạng:

$$F_1 = \pi Z(L - Z)(k_h / q_w) \quad (5.50)$$

Trong đó: Z - khoảng cách tính từ điểm kết thúc tiêu nước của giếng (xem hình 5.31)

L - chiều dài của giếng tiêu nước khi nước chỉ thoát một phía, bằng nửa L khi dòng thấm chảy theo cả hai phía (lên trên và xuống dưới);

k_h - hệ số thấm nước theo phương ngang trong đất nguyên dạng;

q_w - lưu lượng nước của giếng (được xác định khi gradien thuỷ lực bằng 1).

Nếu giếng tiêu nước có hệ số thấm hữu hạn (tức là, lưu lượng thấm theo phương đứng có giới hạn), thì hệ số kháng thấm của giếng tiêu nước (phương trình 5.50) sẽ là hàm số của độ sâu và do đó U_h sẽ không phải là hằng số theo độ sâu.

c) Sự xáo trộn đất

Barron (1948) đã đưa ra phương trình để tính tác dụng của sự xáo trộn đất trong quá trình thi công bậc thấm, chính vùng xáo trộn tạo ra xung quanh giếng tiêu nước sẽ làm giảm khả năng thấm nước của giếng. Hệ số xáo trộn tạo ra, F_S , sau khi kết hợp cùng với $F(n)$ và F_r , ta có :

$$F(n) + F_r + F_S = [\ln(D_e / d_w) - 3/4] + [(k_h / k_s) - 1] \ln(d_s / d_w) + \pi Z(L - Z)(k_h / q_w) ; \quad (5.51)$$

Trong đó: d_s - đường kính vùng xáo trộn xung quanh giếng;

d_w - đường kính tương đương của giếng có dạng băng;

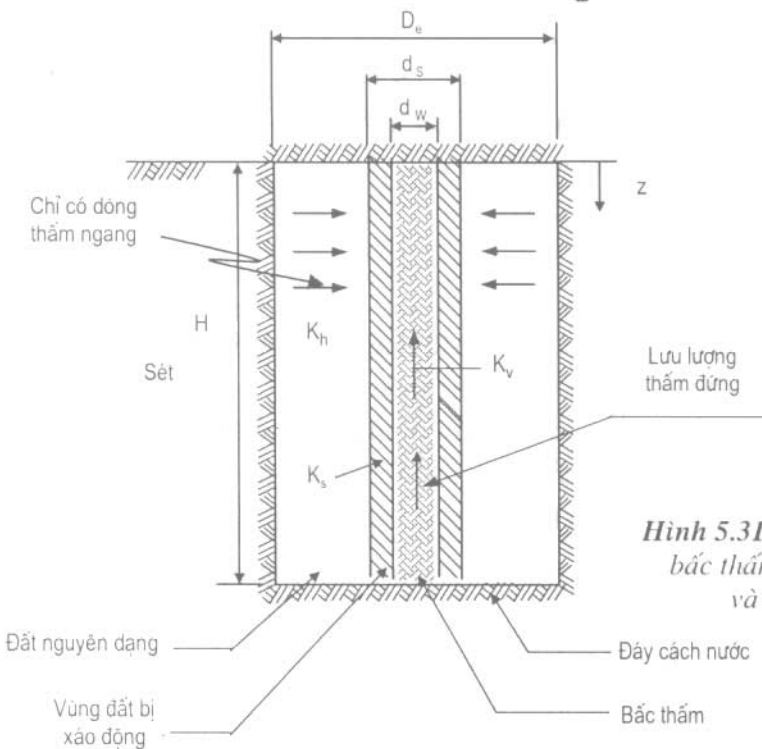
k_s - hệ số thấm theo phương ngang trong vùng đất bị xáo trộn.

Đối với mục đích thiết kế, đường kính tương đương thích hợp cho tính toán là:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad (5.52)$$

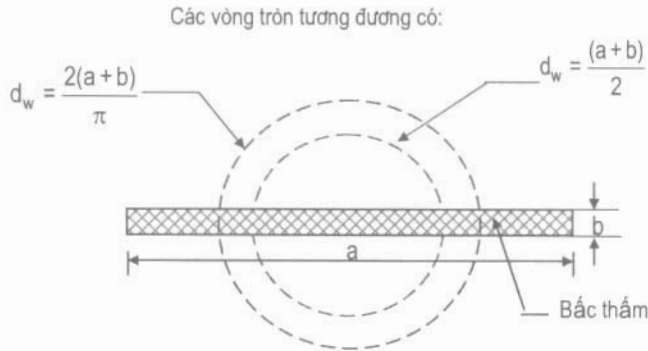
Năm 1986, bằng phương pháp phần tử hữu hạn Rixner đã giới thiệu cách tính đường kính tương đương của PVD, sau này được Hansbo (1987) xác nhận để ứng dụng vào thực tế theo công thức sau:

$$d_w = \frac{(a + b)}{2} \quad (5.53)$$



Hình 5.31. Sơ đồ giếng tiêu nước bằng bậc thấm có các vùng kháng thấm và vùng đất bị xáo trộn.

Những tham số của phương trình trên được chỉ ra trên các hình 5.32, và 5.33 dưới đây:



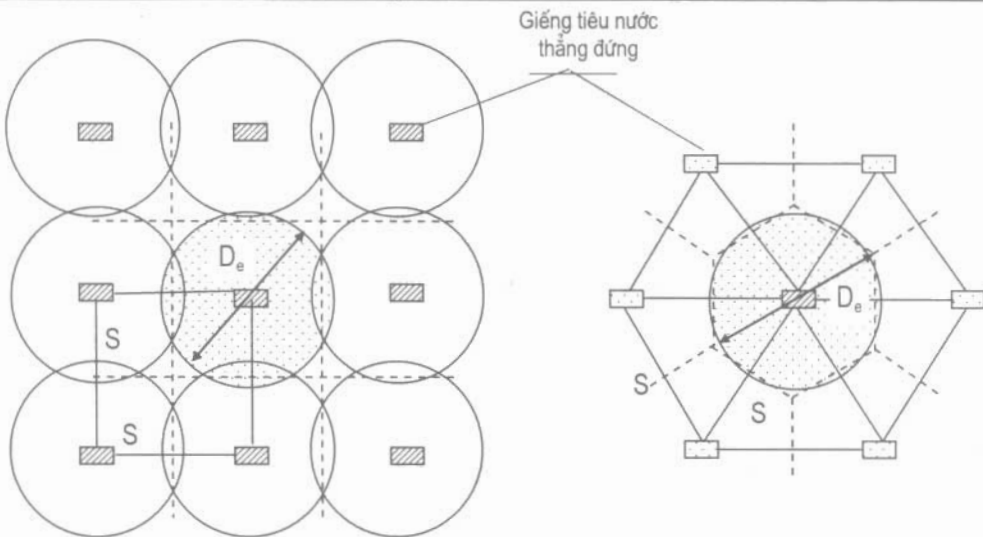
Hình 5.32. Đường kính tương đương của giếng tiêu nước thẳng đứng bằng bấc thăm- PVD (theo Hansbo, 1979, và Rixner, 1986).

d) Đường kính vùng ảnh hưởng của giếng tiêu nước (D_e)

Thời gian để đạt được phần trăm cố kết nhất định là hàm số của các sơ đồ hình vuông hay hình tam giác đều (xem hình 5.33). Đó là khoảng cách giữa các giếng tiêu nước (S), trên cơ sở đó để xác định D_e thông qua những tương quan dưới đây:

Sơ đồ hình vuông dễ bố trí và thuận lợi cho việc kiểm tra, nên hay được sử dụng. Tuy nhiên, sơ đồ tam giác đều lại cho ta sự cố kết giữa các giếng tiêu nước đều khắp hơn so với sơ đồ hình vuông.

| Sơ đồ | D_e như là hàm số của S |
|-------------------|-----------------------------|
| Hình vuông | $D_e = 1.13 S$ (5.54) |
| Hình tam giác đều | $D = 1.05 S$ (5.55) |



Hình 5.33. Tương quan của (S) với đường kính vùng ảnh hưởng (D_e).

Ví dụ 5.4. Một sơ đồ như chỉ ra trên hình 5.34. Hãy thiết kế sơ bộ giếng tiêu nước bằng bậc thấm, để đạt được mức độ cố kết ban đầu cộng với logarit chu kỳ cố kết thứ cấp xảy ra do tải trọng của nền đất đắp đường cao tốc sau khi kết thúc thi công 24 tháng.

Bài giải:

1. Những giả thiết cho thiết kế:

1.1) Nền đất đắp và tải trọng tạm thời xảy ra một cách tức thời phục vụ cho mục đích tính lún.

1.2) Ổn định của nền đất đắp (tức là, tiến hành gia tải, thi công bộ phận áp,...) được tiến hành phân tích đồng thời.

2. Phương pháp thiết kế

2.1. Đánh giá hiệu quả của nền đất đắp dự tính:

2.1.1. Tính các số gia ứng suất hữu hiệu dưới đường trục do khối đất đắp tạo ra?

2.1.2. Lịch sử phát triển ứng suất và mặt cắt thay đổi ứng suất?

2.1.3. Dự tính tổng độ lún do tải trọng khối đất đắp gây ra?

2.1.4. Nghiên cứu tốc độ lún theo thời gian?

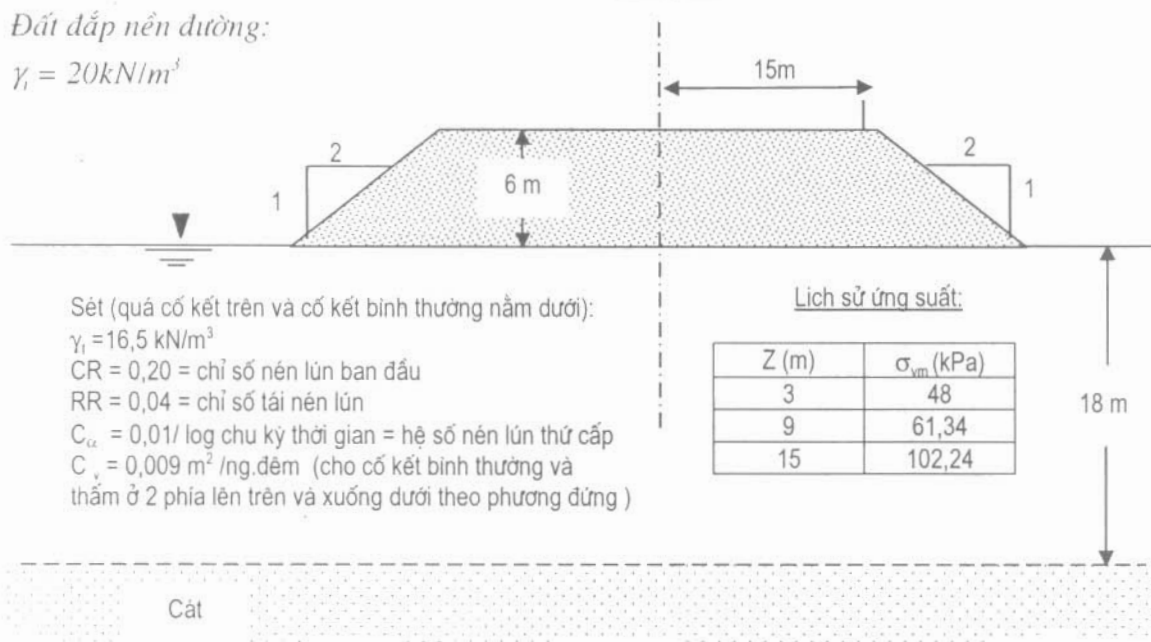
Cho:

Đất đắp nền đường:

$$\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$$

Sét (quá cố kết trên và cố kết bình thường nằm dưới):
 $\gamma_1 = 16,5 \text{ kN/m}^3$
 $CR = 0,20 =$ chỉ số nén lún ban đầu
 $RR = 0,04 =$ chỉ số tái nén lún
 $C_\alpha = 0,01 / \log$ chu kỳ thời gian = hệ số nén lún thứ cấp
 $C_v = 0,009 \text{ m}^2 / \text{ng.đêm}$ (cho cố kết bình thường và thấm ở 2 phía lên trên và xuống dưới theo phương đứng)

Đường trục



Hình 5.34.

2.2. Tính toán phụ tải:

2.3. Tính toán phụ tải yêu cầu:

- 2.3.1. Xác định chiều cao phụ tải yêu cầu?
- 2.3.2. Dự tính cố kết ban đầu do khối đất đắp và phụ tải gây ra ?
- 2.3.3. Tính mức độ cố kết theo phương ngang yêu cầu ?
- 2.3.4. Kiểm tra "trường hợp lý tưởng" để xác định gần đúng khoảng cách giữa các giếng tiêu nước ?

2.4. Nhận xét về những khía cạnh thiết kế khác:

- 2.4.1. Sự xáo trộn đất?
- 2.4.2. Cường độ kháng thấm ?
- 2.4.3. Lớp đệm công tác có tính thoát nước?

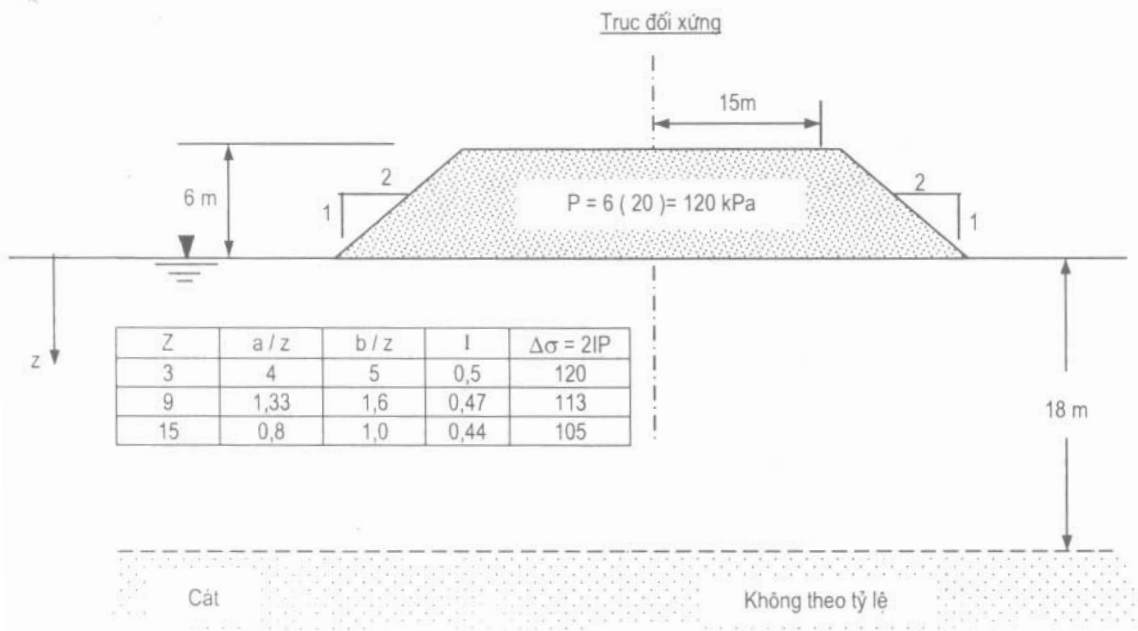
Bước 1: Đánh giá hiệu quả làm việc của khối đất đắp nền đường đã thi công

1a. Tính các số gia ứng suất hữu hiệu dưới đường trục do khối đất đắp nền gây ra (xem hình 5.35).

1b. Lịch sử phát triển ứng suất và mặt cắt thay đổi ứng suất (xem hình 5.36).

1c. Dự tính tổng độ lún do tải trọng của khối đất đắp nền đường gây ra.

a) Độ lún không thoát nước ban đầu - không có ảnh hưởng của các giếng tiêu nước bằng bắc thấm, giả thiết $S_i = 0$.



Hình 5.35.

b) Độ lún cố kết ban đầu, S_C (xem bảng tính 5.10):

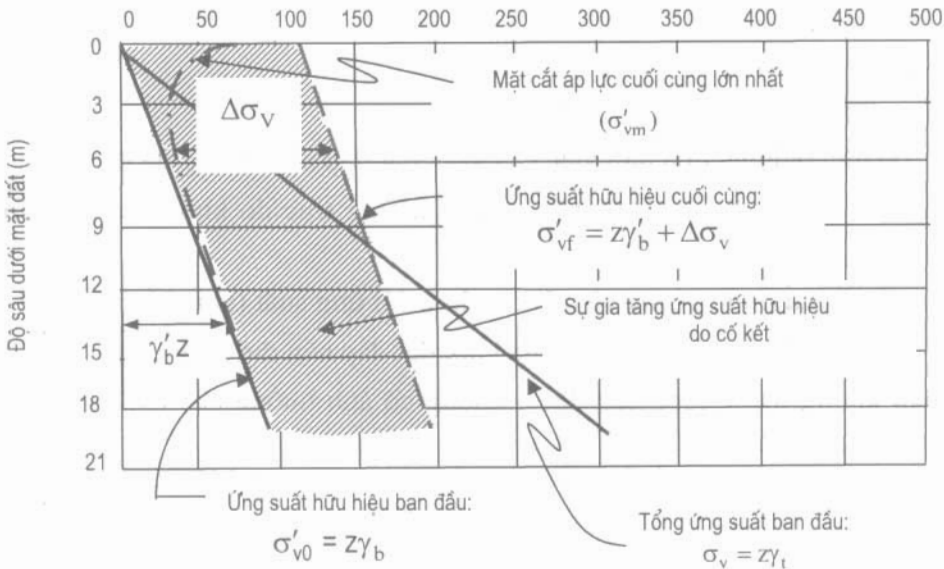
$$S_C = RR.H. \log \left[\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR.H. \log \left[\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] \quad (5.56)$$

c) Độ lún thứ cấp, S_α :

$$S_\alpha = C_\alpha \cdot (H - S_C) \cdot \log\left(\frac{t_f}{t_P}\right) \quad (5.57)$$

hay,

$$S_\alpha = (0,01)(18 - 1,57) \cdot \log\left(\frac{10 t_P}{t_P}\right) \approx 0,164 \text{ m}$$



Hình 5.36

Bảng 5.10. Kết quả tính độ lún cố kết ban đầu

| Khoảng độ sâu (m) | σ'_{v0} (kN/m ²) | σ'_{vm} (kN/m ²) | $\sigma_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (kN/m ²) | H_i (m) | CR | RR | S_{ci} (m) |
|--------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|-----------|------|------|--------------|
| 0 - 6 | 20 | 48 | 140 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,65 |
| 6 - 12 | 60 | 61,34 | 173 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,55 |
| 12 - 18 | 100 | 102,24 | 205 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,37 |
| $\sum S_{ci} = 1,57 \text{ m}$ | | | | | | | |

d. Tổng độ lún (độ lún cố kết ban đầu cộng với một chu kỳ của độ lún thứ cấp), S_t :

$$S_t = S_C + S_\alpha = 1,57\text{m} + 0,164\text{m} = 1,734\text{m}$$

1d. Tính tốc độ lún theo thời gian

a) Kiểm tra thấm tại hai phía chỉ theo phương đứng:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

Trong đó: $U_h = 0$

Vậy, $U = U_v$

Xét trường hợp: $U_v = 90\%$ ứng với $T_v = 0,848$, ta có:

$$t = \frac{T_v (H/2)^2}{C_v} = \frac{(0,848)(18\text{m}/2)^2}{0,009(\text{m}^2/\text{day})} = 3816 \text{ ngày đêm} \gg 730 \text{ ngày đêm.}$$

Thật vậy, cần xét thêm những sự lựa chọn khác.

b) Tính mức độ cố kết theo phương đứng, U_v , xảy ra trong 2 năm :

$$t = 2 \text{ năm} = 730 \text{ ngày đêm}$$

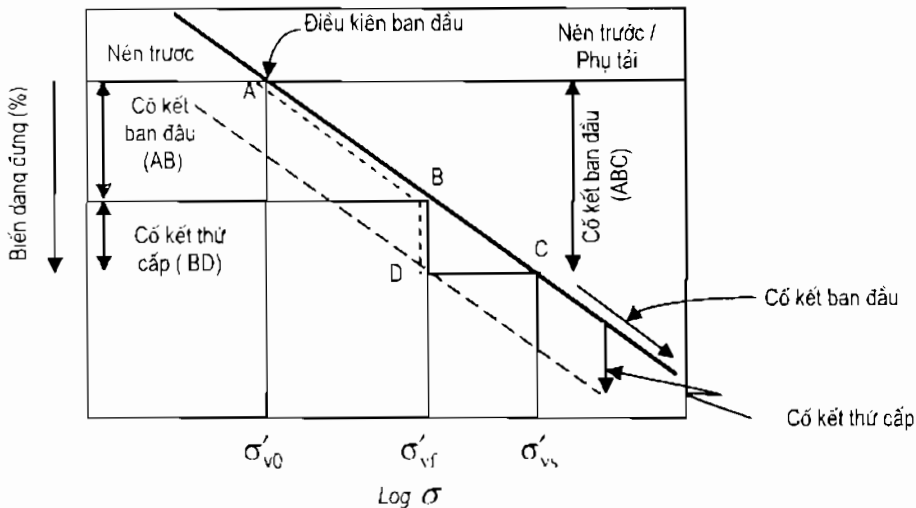
$$T_v = \frac{C_v}{(H/2)^2} t = \frac{0,009 \text{ m}^2 / \text{ng.d}}{(18\text{m}/2)^2} (730 \text{ ng.d}) = 0,08$$

$$\Rightarrow U_v = 32\%$$

Nhận xét: Cần phải biết rõ phụ tải theo yêu cầu thiết kế để đạt được mức độ cố kết ban đầu cộng với chu kỳ nén lún thứ cấp trong thời gian $t < 10 t_p$.

Bước 2: Đánh giá phụ tải

Lợi thế của phụ tải sẽ được đánh giá như dưới đây.



| Đoạn | Nhận xét |
|--|---|
| ABD = gia tải trước (chỉ có nền đắp, chưa có các giếng tiêu nước thẳng đứng) | - Gần 10 năm để di chuyển từ A đến B. Một log chu kỳ thời gian để di chuyển từ B đến D. |
| ABCD = gia tải trước/phụ tải (nền đắp/ phụ tải) | - Gần 2 năm để di chuyển từ A đến C. Bóc dỡ phụ tải (di chuyển từ C đến D). |

Hình 5.37.

Bước 3: Đánh giá phụ tải yêu cầu

3a) Xác định chiều cao phụ tải yêu cầu:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

Trong đó: $U_v = 0,32$ (xem mục b của phần 1 d).

Giả thiết, $U_h = 0,85$

$\rightarrow U = (1 - 0,32)(1 - 0,85) \approx 0,90$ (trị số này thỏa mãn yêu cầu cho thiết kế).

Trong vòng 24 tháng, nếu $U = \frac{S_t}{S_{Cf}} = 0,90$ và $S_t = 1,734$ m, thì:

$$S_{Cf} = 1,734 \text{ m} / 0,90 \approx 1,93 \text{ m}.$$

Mặt khác, chúng ta có thể viết,

$$S_{Cf} = RR.(H). \log \left[\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR(H) \log \left[\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] + CR(H) \log \left[\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = 1,93 \text{ m}$$

$$\text{Từ,} \quad S_c = RR.H. \log \left[\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR.H. \log \left[\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] = 1,57 \text{ m}$$

Do đó,

$$CR.H. \log \left[\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = 1,93 \text{ m} - 1,57 \text{ m} \approx 0,36 \text{ m}$$

Trong đó: σ'_{vs} - ứng suất thẳng đứng hữu hiệu do phụ tải gây ra.

$$\log \left[\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = \frac{0,36 \text{ m}}{0,2 (18 \text{ m})} \approx 0,10$$

$$\text{hay,} \quad \left[\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = 1,26 \text{ trên suốt chiều dày trung bình là } 18 \text{ m}.$$

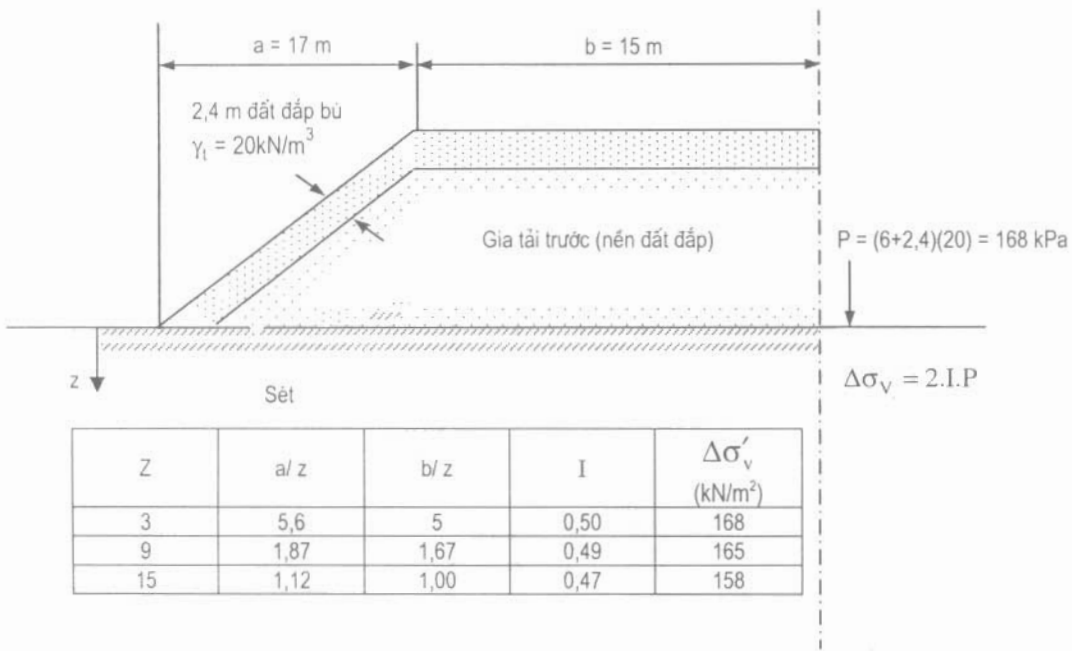
Chiều cao khối phụ tải tối thiểu:

$$(1,26 - 1) (6 \text{ m}) = 1,56 \text{ m}.$$

Giả thiết rằng, mục đích cần đạt được mặt cắt khối đất đắp tổng thể sao cho khi nền bị lún cũng không làm thay đổi hình dáng sườn dốc, tức là sau khi lún, khối đất đắp bù sẽ có chiều cao là 2,4 m.

3b) Xác định độ lún cố kết ban đầu do khối đất đắp và phụ tải gây ra:

$$S_{cf} = RR.(H). \log \left[\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR(H) \log \left[\frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vm}} \right]$$



Tham khảo: Lời giải dần hồi cho cơ học đá và đất của Poulos và Davis (hay các trị số ảnh hưởng ứng với a/z và b/z khác nhau cho trên hình 5.39).

Hình 5.38.

Các trị số tính toán, S_{cf} , được liệt kê trong bảng 5.11 dưới đây,

Bảng 5.11. Độ lún cố kết ban đầu do khối đắp và phụ tải gây ra

| Khoảng độ sâu, (m) | σ'_{v0} (kN/m ²) | σ'_{vm} (kN/m ²) | $\sigma'_{vs} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (kN/m ²) | H_i (m) | CR | RR | S_i (m) |
|--------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|-----------|------|------|-----------|
| 0 - 6 | 20 | 48 | 188 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,80 |
| 6 - 12 | 60 | 61,34 | 225 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,68 |
| 12 - 18 | 100 | 102,24 | 258 | 6 | 0,20 | 0,04 | 0,49 |
| $\sum S_{cf(i)} =$ | | | | | | | 1,97 |

Kiểm tra: $U = \frac{S_t}{S_{cf}} = \frac{1,734m}{1,97m} \approx 0,89$ – thoả mãn yêu cầu.

3c) Xác định mức độ cố kết theo phương ngang theo yêu cầu, U_h :

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h)$$

$$U_h = 1 - \frac{(1 - U)}{(1 - U_v)} = 1 - \frac{(1 - 0,89)}{(1 - 0,32)} \approx 0,84$$

3d) Kiểm tra “trường hợp lý tưởng” khoảng cách gần đúng giữa các giếng tiêu nước:

$$t = \frac{D_e^2}{8 C_h} \left[\ln\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - 3/4 \right] \ln\left(\frac{1}{1 - U_h}\right)$$

Gia thiết:

$$d_w = 0,05 \text{ m}$$

$$C_h = C_{v(TN)} = 0,009 \text{ m}^2/\text{ngày đêm}$$

Với: $t = 730$ ngày đêm (tối đa)

$$U_h = 0,84$$

$$\Rightarrow t = \frac{D_c^2}{8(0,009)} \left[\ln \left(\frac{D_c}{0,05} \right) - \frac{3}{4} \right] \ln \left(\frac{1}{1-0,84} \right) = 25,42 (D_c^2) \left[\ln \left(\frac{D_c}{0,05} \right) - \frac{3}{4} \right]$$

| D_c (m) | t (ngày đêm) |
|-----------|--------------------------------------|
| 3 | 775 > 730 - không đạt yêu cầu |
| 2,7 | 608 < 730 Đạt, nhưng có thể tăng lên |
| 2,85 | 689 < 730 - Đạt yêu cầu |

Đối với "trường hợp lý tưởng hoá" (không có đất bị xáo trộn hay vùng kháng thấm). Đường kính vùng ảnh hưởng của giếng tiêu nước bằng bắc thấm, $D_c = 2,85$ m hoàn toàn thoả mãn cho bước tính toán ban đầu.

Bước 4: Đánh giá về các khía cạnh thiết kế ban đầu khác

4a) Khả năng xáo trộn đất:

Việc dùng $C_h = C_{v(TN)}$ trong việc bù đắp thiếu hụt từng phần thiết kế ban đầu cho tác dụng của sự xáo trộn đất. Phân tích chi tiết hơn có thể thực hiện trong giai đoạn thiết kế cuối cùng, nhằm xác định trị số C_h và cả tác dụng của sự xáo trộn đất khi thi công bắc thấm.

4b. Sức kháng thấm:

Sức kháng thấm không xét vì chiều dài của giếng tiêu nước tương đối ngắn (18 m), đồng thời nước lại được thoát về hai phía (lên trên và xuống dưới).

4c. Lớp đệm công tác thoát nước:

Do lớp sét bị ép nén từ mặt đất và chiều rộng của khối đất đắp lớn, nên bước thiết kế cuối cùng phải bao gồm cả lớp đệm công tác thoát nước tối, muốn vậy nên lấy một phần khối đất đắp để làm lớp đệm công tác nhằm phục vụ cho việc thi công bắc thấm và để tạo khả năng cho nước thoát ra ngoài qua các giếng tiêu nước đó.

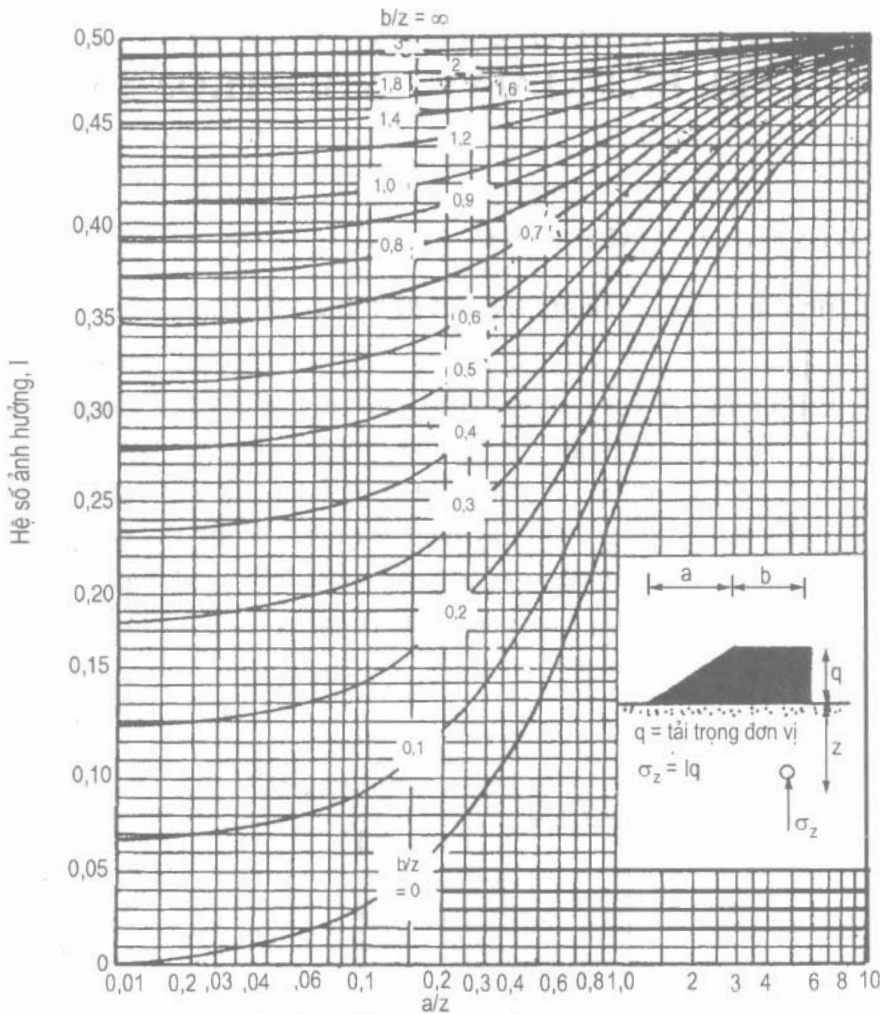
Bước 5. Kết luận:

Các giếng tiêu nước thẳng đứng được dùng để tăng nhanh tốc độ cố kết của nền sét yếu. Thực tế của việc ứng dụng các giếng tiêu nước thẳng đứng đã được trình bày vắn tắt trong ví dụ này. Lý thuyết cố kết hướng tâm và lời giải nó, cũng như tác dụng của cường độ kháng thấm và vùng bản đã được phân tích.

Ảnh hưởng của các tham số dòng chảy khác nhau của đất đã được kiểm chứng.

Đường kính của đới bản có thể giả thiết bằng hai lần đường kính tương đương của mũi khoan và hệ số thấm ngang trong vùng bản lấy xấp xỉ bằng những trị số thấm theo phương đứng tương ứng.

Cuối cùng, việc áp dụng giếng tiêu nước thẳng đứng trong sét yếu đã được đề cập trong rất nhiều nghiên cứu của các nước trên thế giới.



Hình 5.39. Hệ số ảnh hưởng đối với tải trọng nền đất đắp (theo Osterberg, các trị số ảnh hưởng ứng với ứng suất thẳng đứng trong môi trường bán không gian vô hạn do tải trọng khối đất đắp phía trên gây ra, 1957).

Các bài tập chương 5

5.5. Hãy giải ví dụ 5.1, với việc sử dụng đường kính trụ vật liệu rời là 1,0 m có góc ma sát trong là 40° , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

5.6. Hãy giải ví dụ 5.2, với việc sử dụng đường kính trụ cát là 0,7 m có góc ma sát trong là 30° , khoảng cách tâm đến tâm giữa các trụ bằng 2,5 m, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

5.7. Hãy giải ví dụ 5.3, với việc sử dụng đường kính trụ đá là 0,7 m có góc ma sát trong là 40° , và mô đun đàn hồi bằng 25.000kPa, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

5.8. Hãy giải ví dụ 5.4 nếu tải trọng giao thông bằng 15 kPa tác dụng lên nền đất sét yếu được gia cường bằng bậc thấm, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

Chương 6

PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU BẰNG TRỤ ĐẤT XI MĂNG/ VÔI – TRỘN SÂU

6.1. NHỮNG NGUYÊN TẮC CẢI TẠO SÂU

6.1.1. Những phương pháp thi công trụ đất xi măng/vôi

Cải tạo sâu là phương pháp làm ổn định các loại đất yếu bằng cách trộn khô hay trộn ướt với các chất kết dính khác nhau, nhằm làm giảm độ lún hay làm tăng tính ổn định của chúng. Đất yếu có thể được cải tạo hoặc bằng trụ (cọc) trong đất (thường được gọi là cải tạo bằng trụ/ cọc) hoặc được cải tạo toàn bộ thể tích đất (thường được gọi là cải tạo toàn khối). Tuy nhiên, hai phương pháp này cũng có thể kết hợp đồng thời như chỉ ra trên hình 6.1. Bằng thiết bị hiện có hiện nay trên thế giới, đất có thể được cải tạo đến độ sâu khoảng 25 m khi dùng phương pháp gia cường bằng trụ (cọc), còn khi cải tạo khối thì chỉ có thể đạt được độ sâu khoảng 5 m.



Hình 6.1. Sơ đồ cải tạo khối và trụ kết hợp.

Phương pháp cải tạo sâu các loại đất yếu bao gồm những mục đích dưới đây:

1) Tăng độ bền của đất cần được cải tạo, nhằm:

- Tăng độ ổn định của khối đất đắp.
- Tăng khả năng chịu tải.
- Giảm hoạt tải tác dụng lên các tường chắn.
- Ngăn chặn hiện tượng hoá lỏng nền đất.

2) Cải tạo tính chất biến dạng của đất yếu để giảm độ lún của nền, nhằm:

- Giảm thời gian lún.
- Giảm chuyển vị ngang.

3) Tăng độ cứng động của đất yếu, nhằm:

- Giảm chấn động sang nền công trình xung quanh.
- Cải thiện khả năng làm việc dưới tải trọng động của nền công trình.

4) Cải tạo các loại đất nhiễm bẩn, nhằm:

- Tạo ra một hàng rào chắn bảo vệ môi trường.
- Tăng khả năng ổn định của đất nhiễm bẩn.
- Tạo ra một bức tường chắn nước ngầm.

6.1.2. Ứng dụng

1) Các chất kết dính dùng trong những loại đất khác nhau:

Phương pháp cải tạo sâu có thể được áp dụng nhằm làm ổn định các loại đất yếu, ví dụ như đất sét, đất nhiễm thạch cao và bùn. Tuy nhiên, tính chất địa kỹ thuật và tính chất hoá học của đất sẽ có ảnh hưởng lớn đến hiệu quả của công tác gia cường, do vậy nên lựa chọn những chất kết dính sao cho thích hợp cho từng loại đất.

Chất kết dính có thể dùng cho phương pháp trộn phun ướt - đó là phương pháp trộn chất kết dính và nước, còn phương pháp trộn phun khô - đó là phương pháp trộn bột kết dính khô với nước có sẵn trong các lỗ rỗng của đất trong quá trình thi công. Do vậy, phương pháp trộn khô có tác dụng làm giảm hàm lượng nước của đất.

Hỗn hợp chất kết dính hai thành phần được ứng dụng rộng rãi, tuy nhiên, chất kết dính ba thành phần có nhiều tác dụng hơn và có thể hiệu quả hơn cho nhiều trường hợp. Những thành phần chất kết dính quan trọng nhất là vôi, xi măng, tro lò nung và thạch cao. Tro bụi than nhiên liệu chất lượng cao cũng có thể được dùng trong việc gia cường các loại nền đất yếu, đặc biệt là than bùn.

2) Các phương pháp áp dụng:

Gia cường toàn khối và gia cường trụ (cọc) có thể ứng dụng theo nhiều phương pháp khác nhau. Hình 6.2 trình bày một số ví dụ về hình dạng của các trụ. Hình 6.3 giới thiệu một số ứng dụng cho phương pháp gia cường khối và trụ kết hợp.

3) So sánh với các phương pháp gia cường khác:

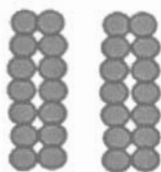
Những ưu điểm chính của phương pháp gia cường sâu, bao gồm:

- Kinh tế.
- Linh hoạt - mềm dẻo hơn.
- Tiết kiệm được vật liệu và năng lượng.
- Có thể kết hợp linh hoạt với kết cấu khác và đất xung quanh (không gây ra các độ lún lệch)
- Các tính chất của đất yếu được cải thiện.

6.1.3. Phương pháp thi công

Phương pháp gia cường sâu thường dùng thiết bị trộn cơ học có mũi phun dung dịch kết dính vào đất yếu. Dụng cụ trộn được nối với bộ quay của máy gia cường sâu. Hiện

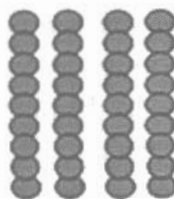
nay, trên thế giới đang có nhiều thiết bị trộn sâu khác nhau, thông thường những thiết bị trộn này có đường kính bằng 0,5 - 0,8 m. Một thiết bị tiêu biểu dùng để gia cường sâu bằng trụ (cọc) như giới thiệu trên hình 6.5.



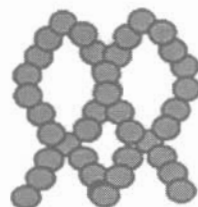
Dạng khối



Dạng đơn

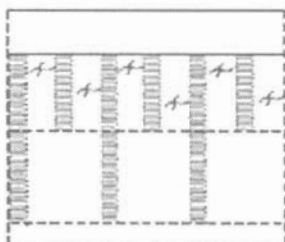


Dạng tám

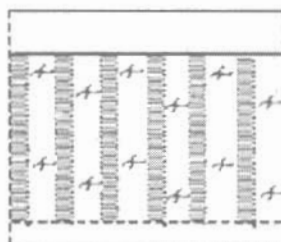


Dạng lưới

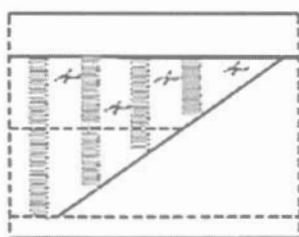
a) Những ví dụ bố trí các trụ đất xi măng / vôi.



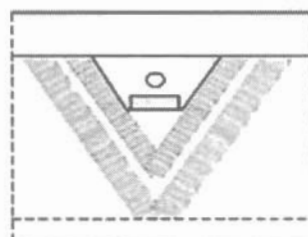
Các trụ thay đổi theo độ sâu và mật độ



Trụ gia cường dưới khối đất đắp



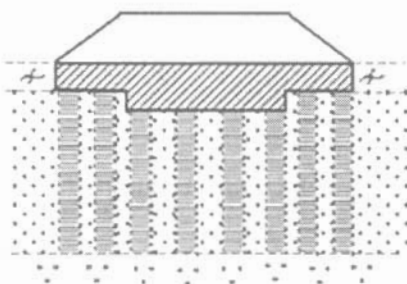
Vùng chuyển tiếp



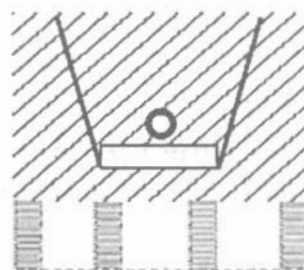
Gia cường dốc nghiêng

b) Những ví dụ bố trí các trụ đất xi măng / vôi.

Hình 6.2. Những ví dụ về dạng hình học bố trí các trụ gia cường nền đất yếu.



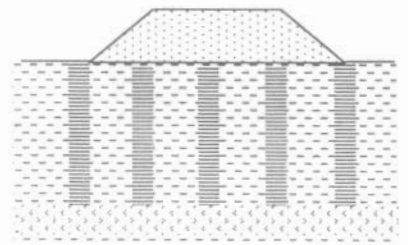
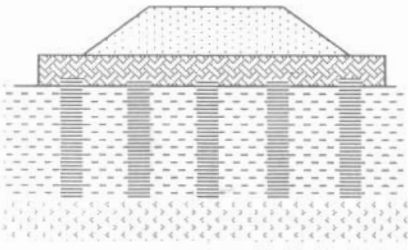
Khối đất đắp trên nền gia cường khối và gia cường trụ kết hợp



Các tuyến đường ống trên nền gia cường khối và trụ kết hợp

Hình 6.3. Nguyên tắc ứng dụng kết hợp gia cường khối và trụ.

Phương pháp gia cường sâu bằng trụ đất xi măng / vôi



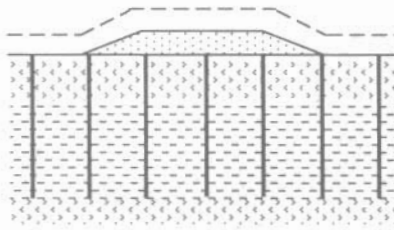
Những ưu điểm:

- Kinh tế
- Linh hoạt
- Tiết kiệm vật liệu và năng lượng
- Phát hiện được tính chất của đất tại hiện trường
- Đất được lưu giữ tại chỗ. Không phải vận chuyển đất đi nơi khác.

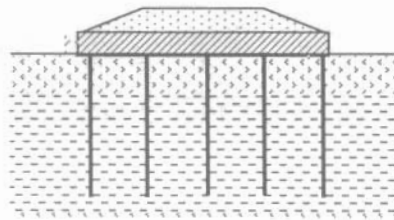
Những nhược điểm:

- Không dùng cho nền đất đắp cao
- Khả năng tăng ổn định khối đất đắp bị hạn chế
- Các đất ổn định kém
- Cần có thời gian duy tu bảo dưỡng
- Độ sâu gia cường tối đa cho gia cường khối $\leq 5,0$ m; cho gia cường bằng các trụ $\leq 40,0$ m.

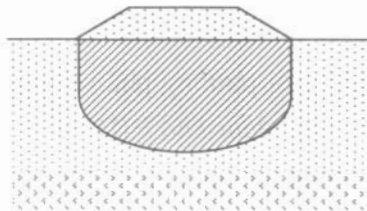
Các phương pháp gia cường khác



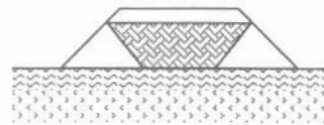
Giếng tiêu nước thẳng đứng



Móng cọc



Gia cường toàn khối



Phương pháp giảm tải (có thể kết hợp với gia cường sâu)

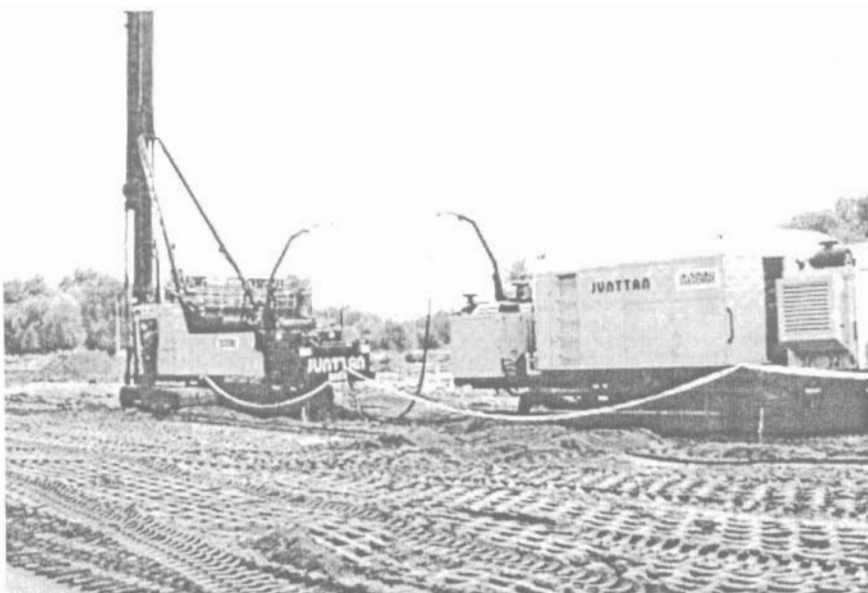
- Chi phí thấp nhất
- Tốn thời gian nhất
- Tốn nhiều đất nhất
- Ổn định nhất
- Lún nhiều nhất trong thời gian sử dụng

- Chi phí nhiều nhất
- Độ lún khác rất nhiều so với vùng đất xung quanh
- An toàn nhất
- Thường đạt độ sâu lớn nhất.

- Chi phí tùy từng trường hợp
- Mất khối lượng lớn nhất
- Nguy cơ phá hoại cao nhất
- Ảnh hưởng đến môi trường nhiều nhất.

Thường chi phí nhiều nhất

Hình 6.4. So sánh phương pháp gia cường sâu với một số phương pháp khác.



Hình 6.5. Máy tạo trụ (cọc) để gia cường sâu nền đất yếu.

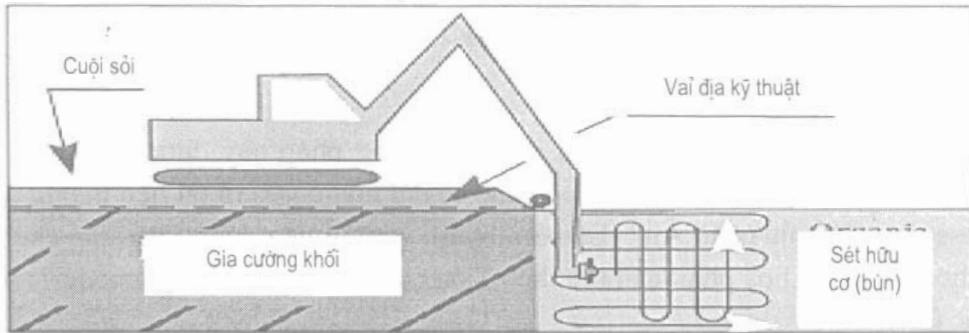
Phương pháp gia cường sâu có thể phân thành hai loại, đó là: a) Phương pháp phun trộn khô, và b) phương pháp phun trộn ướt.

1) Phương pháp phun trộn khô (DJMM- Dry Jet Mixing Method)

Chida (1982) đề nghị một phương pháp dùng bột xi măng hay vôi sống thay cho vữa, gọi là “*phương pháp trộn phun khô*” (DJMM). Trong phương pháp này, bột xi măng hay bột vôi sống được phun sâu vào trong đất thông qua ống khí nén, sau đó các bột này được trộn một cách cơ học nhờ thiết bị cánh quay. Những chi tiết của thiết bị được giới thiệu trên hình 6.5. Trong phương pháp DJM, không cho thêm nước vào trong đất, do đó, hiệu quả cải tạo đất sẽ cao hơn phương pháp phun vữa. Khi dùng vôi sống, quá trình hydrat hoá (thuỷ phân) sẽ tạo ra lượng nhiệt làm khô đất xung quanh và công tác cải tạo sẽ có kết quả hơn. Thông thường, trụ đất xi măng / vôi trong cải tạo nền đất yếu có tiết diện tròn, chiều dài trụ tối đa có thể đạt tới 40 m bằng thiết bị hiện tại.

2) Phương pháp phun trộn ướt (WJMM- Wet Jet Mixing Method)

Phương pháp trộn phun ướt (WJMM), hay phương pháp trộn phun vữa, trong đó vữa xi măng / vôi được phun vào đất sét nhờ áp lực bằng 20 kPa từ một vòi phun xoay (Chida, 1982). Trong phương pháp này, máy tương đối nhẹ và dễ di chuyển đến công trường thi công. Nhược điểm chính của phương pháp này là, đường kính của trụ đất gia cường sẽ thay đổi theo độ sâu tùy theo độ bền cắt của đất nền.



Kiểu a



Kiểu b

Hình 6.6. Kỹ thuật gia cường khối.

Ngoài ra, các máy gia cường toàn khối khác hẳn về bản chất so với các máy cải tạo nền đất yếu bằng trụ (cọc) đất xi măng/vôi. Đa số các máy gia cường toàn khối đó là máy đào thông dụng, nhưng trang bị một thiết bị trộn. Chất kết dính được đưa đến vị trí đầu trộn, sau đó tiến hành vừa trộn vừa di chuyển máy theo phương đứng và phương ngang một cách đồng thời. Hai kiểu kỹ thuật gia cường khối tiêu biểu được giới thiệu trên hình 6.6. Gia cường khối cũng có thể dùng thiết bị gia cường trụ (cọc) để thi công. Độ rung và tiếng ồn của máy thi công là thấp. Tro bụi và chất có hại gây ra do các vật liệu kết dính sẽ không đáng kể. Gia cường trụ và toàn khối có ảnh hưởng rất ít đến môi trường.

6.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN - THIẾT KẾ

6.2.1. Các điều kiện chung

Các phương pháp tính toán, mà những phương pháp này được thực hiện tốt không những cho các loại đất vô cơ, mà còn cho cả đất hữu cơ (xem tài liệu hướng dẫn thiết kế “Gia cường đất của châu Âu” (EuroSoilStab). Những nền đường đất đắp cho đường ô tô và cho đường tàu hoả phải tuân thủ theo Tiêu chuẩn châu Âu 7 (Eurocode 7) hay Bộ luật Quốc Gia.

Phương pháp tính toán giới thiệu trong cuốn sách này, giả thiết rằng, có sự tương tác giữa trụ và đất chưa gia cường xung quanh. Tương tác đầy đủ giữa các trụ và đất chưa gia cường xung quanh giả thiết xảy ra nếu không có những dịch chuyển đáng kể trong nền đất tự nhiên, mà ở đó đã xây dựng công trình. Những khối đất đắp nền đường ô tô và đường tàu hoả thường được gia cường bằng các trụ đất xi măng/vôi đơn lẻ theo sơ đồ mạng hình vuông. Đối với trị số độ bền kháng cắt trung bình, độ ổn định có thể được tính trên cơ sở mặt trượt dạng cung tròn hình trụ. Điều đó chỉ ra cho thấy, những trụ này luôn chịu nén dọc trục, và trị số độ bền cắt không thoát nước đặc trưng lớn nhất của trụ (C_{uk}) đạt được 100 kPa (đôi khi, có thể đạt tới 150 kPa).

6.2.2. Tính toán ở trạng thái giới hạn tới hạn

Lựa chọn đầu tiên loại cấu trúc địa kỹ thuật- đó là việc tính toán chú ý tới các trị số đặc trưng. Sau khi đã lựa chọn cấu trúc địa kỹ thuật, thì hệ số an toàn được tính theo các đặc trưng đó. Hệ số an toàn cho xây dựng trên nền đất chưa gia cường (tức là, xây dựng chưa có các trụ) có thể phải lớn hơn 1,0. Trong một số trường hợp, cần phải làm bộ phận áp tạm thời.

Nếu hệ số an toàn có tính đến phá hoại của nền đất đắp không ổn định (bao gồm tải trọng của các bộ phận áp nếu có) luôn phải lớn hơn 1,0, khi đó các trụ cần đặt theo sơ đồ hình vuông hay tam giác đều.

Khi tính hệ số an toàn có chú ý tới phá hoại (khối đất đắp không ổn định) thấp hơn 1,0 và không có không gian để làm các bộ phận áp, thì các trụ trong vùng trượt cần đặt theo sơ đồ dạng băng hay dạng lưới.

Trong tính toán ổn định, độ bền cắt giả định của các trụ tối thiểu cũng phải đạt 100 kPa (Có thể lấy các trị số nhỏ hơn khi thí nghiệm các trụ tại hiện trường hay thí nghiệm các mẫu bị xáo trộn trong phòng). Dưới các điều kiện thích hợp, độ bền cắt có thể sử dụng tới 150 kPa ở những độ sâu lớn hơn. Nghĩa là, dưới nền đất đắp không ổn định, thì hệ số an toàn phải lớn hơn 1,2 (tức là, giống như khi thi công trên nền chưa có các trụ).

Độ nghiêng của bề mặt đất có ảnh hưởng đến tính toán ổn định. Nếu độ nghiêng của bề mặt đất dốc trên 1:7 và hệ số an toàn cho nền đất đắp không ổn định, nhỏ hơn 1,2, thì các trụ cần phải bố trí theo sơ đồ dạng dài (dạng băng).

Ổn định trong vùng trượt có thể được tính theo dạng băng (dài).

Thiết kế có thể được tiến hành theo phân tích kết hợp và bằng cách phân tích không thoát nước. Phân tích kết hợp chỉ ra rằng, trị số thấp nhất của độ bền cắt thoát nước, τ_{td} , và độ bền cắt không thoát nước, τ_{tk} , được lựa chọn cho từng tiết diện của bề mặt trượt. Khi xét tới áp lực nước lỗ rỗng, cần tiến hành quan trắc các điều kiện áp lực nước lỗ rỗng ban đầu và các trụ đất xi măng/ vôi có thể xem như những giếng tiêu nước thẳng đứng. Những phương pháp sẽ trình bày dưới đây, giả thiết rằng, cơ cấu ổn định xuất hiện trên toàn bộ mặt cắt ngang các trụ, đồng thời các trụ đều đồng nhất.

Các trị số dưới đây được tính cho những trụ gia cường trong đất sét và sét hữu cơ (nếu tài liệu thí nghiệm trong phòng không đầy đủ):

$$C'_{K(tru)} = \beta C_{U K(tru)} \quad (6.1)$$

$$\varphi'_{K(tru)} = 30^0 \quad (6.2)$$

Trong đó: $C'_{K(tru)}$ - lực dính hữu hiệu của trụ;

$C_{U K(tru)}$ - lực dính không thoát nước của trụ;

$\varphi'_{K(tru)}$ - góc ma sát trong hữu hiệu của trụ;

β - hệ số để tính lực dính hữu hiệu của trụ (trị số $\beta = 0$ đến 0,3; $\beta = 0$ trong vùng cắt trực tiếp, và $\beta = 0,3$ trong vùng chủ động).

Đối với các trụ gia cường đất chứa thạch cao hay bùn cũng có thể dùng các trị số $C'_{K(tru)}$ và $\varphi'_{K(tru)}$ như đã chọn đối với đất vô cơ trong hai phương trình (6.1) và (6.2) trên đây. Các trị số $C'_{K(tru)}$ và $\varphi'_{K(tru)}$ cũng cần được kiểm tra bằng thí nghiệm trong phòng.

Trong tự nhiên trên, phương pháp phân tích không thoát nước, C' , cho toàn bộ thể tích gia cường bằng trụ được tính toán theo phương trình (6.3). Đặc trưng độ bền thoát nước, τ_{tdk} được tính theo phương trình (6.4). Nếu điều này được giả thiết rằng, $\varphi'_{k(tru)} = \varphi'_{k(dat)} = 30^0$ và φ'_k đạt tới 30^0 , thì ta có:

$$C'_K = a_S C'_{K(tru)} + (1 - a_S) C'_{K(dat)} \quad (6.3)$$

$$\tau_{tdk} = C'_K + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_K \quad (6.4)$$

Trong đó: $a_S = A_S / S^2$, cho sơ đồ tam giác đều;

A_S - diện tích tiết diện ngang của trụ;

S - khoảng cách giữa tâm các trụ.

Các tham số độ bền không thoát nước thu được từ những phương trình (6.5) và (6.6):

$$C_{uk} = a_S C_{uk(tru)} + (1 - a_S) C_{uk(dat)} \quad (6.5)$$

$$\tau_{tk} = C_{UK} \quad (6.6)$$

Nguyên tắc tính độ ổn định của khối đất đắp trên nền đất gia cường được dựa trên tương tác toàn diện giữa trụ và đất xung quanh. Khi trong đất xảy ra biến dạng từ biến trong quá trình gia cường, thì tương tác toàn diện giữa các trụ và đất sét xung quanh không xảy ra.

6.2.3. Tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng

1) Mô hình tính toán, khái niệm chung

Gia cường sâu kết hợp với gia tải trước bằng phụ tải tạm thời. Mục đích của phụ tải là để cố kết nền đất dưới tải trọng cao hơn tải trọng sử dụng. Vào cuối giai đoạn gia tải trước, nền đất đỡ từng phần phụ tải để giảm các độ lún từ biến sẽ xảy ra.

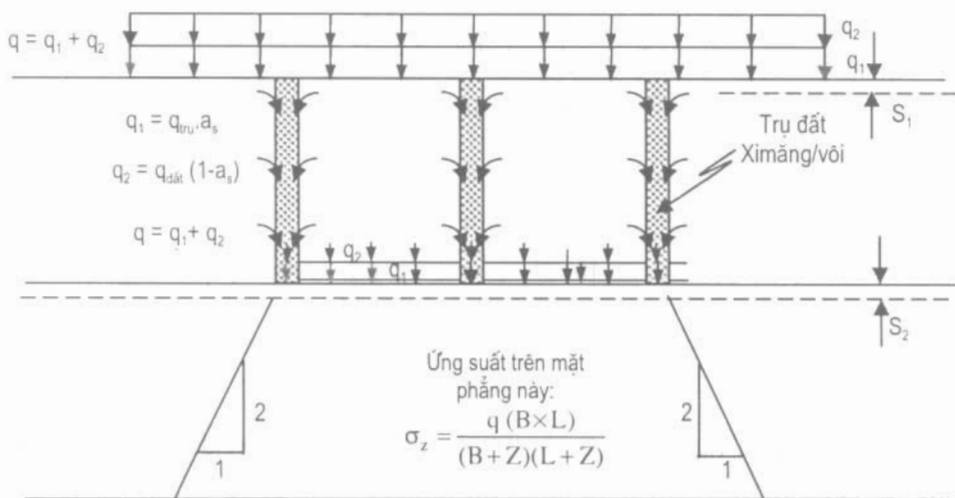
Những yêu cầu ở trạng thái giới hạn sử dụng phải theo lời khuyên của chuyên gia về lĩnh vực này, hãy xem phần trên. Chú ý rằng, những yêu cầu trong tiêu chuẩn có đề cập đến độ lún trong quá trình khai thác đường giao thông. Chính vì vậy, độ lún lớn nhất có khả năng xảy ra trong quá trình gia tải trước, và như thường lệ trong giai đoạn khai thác công trình chỉ còn trị số độ lún rất nhỏ.

Tải trọng tác dụng lên diện tích được gia cường bằng các trụ, thì một phần tải trọng đó sẽ truyền lên trụ, còn một phần khác sẽ truyền lên đất xung quanh các trụ. Mô đun nén lún của các trụ cao hơn mô đun nén lún của đất chưa gia cường. Do đó, độ lún dưới tải trọng ngoài tác dụng trên bề mặt nền gia cường sẽ nhỏ hơn nhiều độ lún trên bề mặt nền chưa gia cường.

Mô hình tính giới thiệu dưới đây, lần đầu tiên được Broms (1984) mô tả cho mô hình trụ vôi. Mô hình còn được sử dụng cho đất yếu và các trụ xi măng vôi nửa cứng, xem Rogbeck và cộng sự (1995).

2) Sự phân bố tải trọng giữa các trụ và đất gia cường

Sự phân bố tải trọng giữa các trụ và đất chưa gia cường xung quanh được tính trên giả thiết rằng, tính nén lún xảy ra trong các trụ và đất chưa gia cường xung quanh tại từng mặt phẳng ngang đều giống nhau. Điều này khẳng định rằng, tải trọng trong đất xung quanh sẽ truyền một cách từ từ cho các trụ, và tiếp đó tải trọng này sẽ truyền xuống đáy trụ như chỉ ra trên hình 6.7. Độ lún trong phần đất dưới các trụ được tính trên giả thiết



Hình 6.7. Sơ đồ nguyên tắc phân bố tải trọng trong nền gia cường bằng trụ: Tải trọng q tách một phần q_1 truyền lên trụ, một phần q_2 truyền lên đất xung quanh trụ.

là, tải trọng sẽ truyền lên đáy trụ. Tính thấm nước của các trụ sẽ cao hơn tính thấm nước của đất chưa gia cường xung quanh. Do đó, các trụ sẽ đẩy nhanh quá trình cố kết của nền đất. Điều này còn chỉ ra rằng, nước từ tầng đất dưới đáy các trụ có thể được giả thiết thoát ra ngoài theo các trụ này.

Mô đun nén lún của các trụ tăng lên theo thời gian. Không kể đến các yếu tố khác, do các phương pháp và tỷ số ứng suất khác nhau, nên sự phát sinh các mô đun nén lún giữa hiện trường và trong phòng thí nghiệm sẽ khác nhau. Do vậy, các kết quả tính lún sẽ cho trị số lớn nhất và nhỏ nhất.

Đường cong tải trọng - biến dạng trong các trụ giả thiết có dạng đường cong như chỉ ra trên hình 6.8. Đoạn đường thẳng song song với trục hoành biểu diễn độ bền từ biến của các trụ, và độ dốc của đường cong biểu diễn mô đun đàn hồi của trụ, E_{tr} . Chỉ khi vượt quá độ bền lâu dài (độ bền từ biến), tải trọng tác dụng lên trụ giả thiết là hằng số. Các tương quan tải trọng - biến dạng đã mô tả, chúng sẽ được sử dụng để xác định sự phân bố tải trọng giữa các trụ và đất chưa gia cường xung quanh.

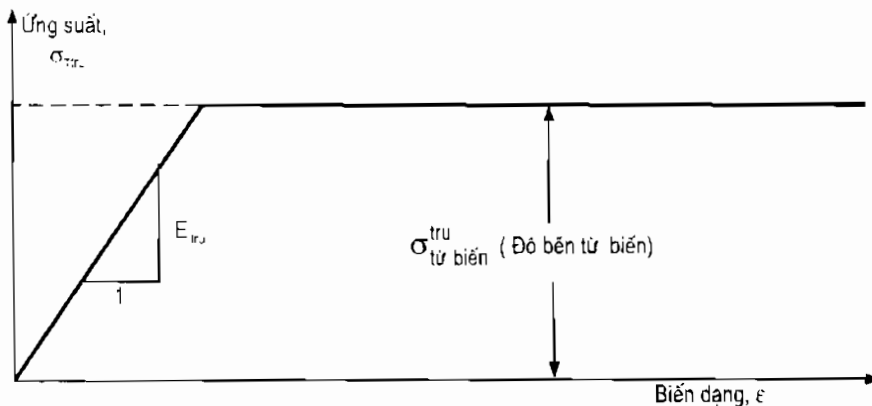
Cường độ tối hạn, σ_{th} , là hàm số của độ bền cắt, C_{uk} , của trụ và áp lực ngang hữu hiệu, σ'_h , tác dụng lên trụ, được xác định theo biểu thức thực nghiệm sau:

$$\sigma_{th} = 2 C_{uk} + 3 \sigma'_h \quad (6.7)$$

Trong đó: σ'_h - ứng suất ngang hữu hiệu giữa đất và trụ. Ứng suất này có thể lấy bằng áp lực thẳng đứng hữu hiệu ban đầu trong đất do biến dạng xảy ra khi thi công gia cường. Phương trình (6.7) đôi khi được dựa trên phân tích ứng suất trong trụ với $\varphi = 30^\circ$.

Phân bố tải trọng giữa các trụ và đất không gia cường xung quanh được xác định bằng các quá trình tương tác. Thực tế cho thấy, áp lực ngang tăng lên khi tải trọng truyền lên diện tích được gia cường bằng các trụ. Số gia tăng áp lực ngang giả thiết có thể đạt tới 50% tải trọng tác dụng lên đất, và tuân theo phương trình (6.8). Điều này chỉ ra cho thấy, độ bền từ biến của trụ tăng lên, và nhờ vậy trụ sẽ tiếp nhận tải trọng lớn hơn.

$$\sigma'_h = \sigma'_{v0} + 0,5 \Delta \sigma_v \quad (6.8)$$



Hình 6.8. Đường cong quan hệ giả định giữa tải trọng và biến dạng trong trụ của đất sau gia cường.

Độ bền lâu dài của các trụ gia cường, $\sigma_{tr\ bi\text{en}}$, có thể lấy bằng 70 - 95% độ bền tới hạn. Nếu độ bền lâu dài của trụ là 90% độ bền tới hạn, thì điều này có nghĩa là từng trụ riêng lẻ có thể mang được một tải trọng lớn nhất, $q_{1(max)}$:

$$q_{1(max)} = 0,90 \cdot a_s \cdot \sigma_{th} \quad (6.9)$$

Độ bền từ biến trong trụ đất xi măng/vôi giả thiết lấy bằng khoảng 65% độ bền tới hạn của trụ, σ_m , được tính bằng phương trình thực nghiệm (6.7). Tải trọng, q_1 , truyền lên từng trụ riêng lẻ, trị số này trong mọi thời điểm đều nhỏ hơn tổng tải trọng, q . Tải trọng q_2 tác dụng lên đất không gia cường được tính bằng độ chênh giữa tổng tải trọng, q , và tải trọng, q_1 , truyền cho các trụ:

$$q_2 = q - q_1 \quad (6.10)$$

3) Tính toán độ lún

Tính toán độ lún của khối đất gia cường có thể phân ra hai trường hợp dưới đây:

a) Trường hợp thứ nhất:

Khi ứng suất thẳng đứng trong trụ nhỏ hơn ứng suất từ biến, thì độ lún trong diện tích gia cường bằng các trụ được tính theo cách phân chia mặt cắt đất nền thành từng lớp đặc trưng. Độ lún trong các trụ được tính theo phương trình (6.11):

$$S_1 = \sum \frac{\Delta h}{a_s} \times \frac{q_1}{E_{tru}} \quad (6.11)$$

Trong đó: S_1 - độ lún trong trụ, m;

Δh - chiều dày tầng đất gia cường, m;

q_1 - tải trọng truyền lên trụ, đã nói ở trên, kPa;

a_s - tỷ số diện tích thay thế, như trên;

E_{tru} - mô đun đàn hồi của trụ, kPa.

Độ lún trong đất không gia cường xung quanh trụ được tính theo phương trình (6.12):

$$S_2 = \sum \frac{\Delta h}{1 - a_s} \times \frac{q_2}{M_{\text{đất}}} \quad (6.12)$$

Trong đó: S_2 - độ lún trong đất không gia cường, m;

q_2 - tải trọng tác dụng lên đất không gia cường, như trên, kPa;

a_s - tỷ số diện tích thay thế, như trên;

$M_{\text{đất}}$ - mô đun đàn hồi của đất không gia cường, kPa.

Tính toán đầu tiên giả thiết rằng, $q_1 = q_{1(max)}$. So sánh độ lún tính được trong trụ, S_1 , với độ lún tính được trong đất không gia cường, S_2 , cho thấy, nếu $S_1 > S_2$, thì tải trọng tác dụng lên trụ, q_1 , sẽ giảm dần tương ứng với tải trọng tác dụng lên đất xung quanh, q_2 , sẽ tăng dần, sao cho cuối cùng có được $S_1 = S_2$.

Nếu đất có kết bình thường, thì độ lún của khối đất gia cường (xem hình 6.7) có thể được tính theo phương trình (6.13) dưới đây:

$$S_1 = S_2 = \Sigma \frac{\Delta h \times q}{a_S \cdot E_{\text{trụ}} + (1 - a_S) \cdot M_{\text{đất}}} \quad (6.13)$$

Độ lún trong vùng gia cường toàn khối được tính theo giả thiết là, thể tích gia cường khối có tính chất giống như một lớp hoàn toàn đàn hồi tuyến tính. Toàn bộ tải trọng sẽ truyền cho thể tích đất gia cường toàn khối. Độ bền của khối đất gia cường nên lấy bằng hay nhỏ hơn độ bền của khối thu được tại hiện trường. Độ lún được tính theo phương trình (6.14). Chú ý rằng, những độ lún kể trên có thể xảy ra trong thời gian duy tu bảo dưỡng (khi chỉ xét đến đệm công tác), và độ lún này được tính riêng như sau:

$$S_m = \Sigma \Delta h \frac{q}{E_m} \quad (6.14)$$

Trong đó: S_m - độ lún của thể tích gia cường toàn khối, m;

q - tải trọng tác dụng lên khối gia cường, như trên, kPa;

E_m - mô đun nén lún của đất gia cường toàn khối, như trên, kPa.

b) Trường hợp thứ hai:

Khi các ứng suất trong trụ lớn hơn ứng suất từ biến (độ bền tới hạn của trụ), thì ứng suất trong trụ có thể lấy bằng ứng suất từ biến.

Thông thường, các ứng suất sẽ phân bố lại và ứng suất trong đất xung quanh sẽ tăng lên. Trong trường hợp này, độ lún của khối đất gia cường sẽ bị chi phối bởi đất xung quanh, đồng thời độ lún theo phương đứng được lấy bằng:

$$S_1 = \Sigma \frac{q - \sigma_{\text{từ biến}} \cdot a_S}{M_{\text{đất}}} \times \frac{\Delta h}{(1 - a_S)} \quad (6.15)$$

Cần khẳng định rằng, phương pháp tính toán trên đây mới chỉ xét đến biến dạng của khối đất được gia cường.

Việc tính độ lún của đất không được gia cường nằm dưới khối đất gia cường được tiến hành theo phương pháp truyền thống. Trị số gia tăng ứng suất tại bất kỳ điểm nào nằm dưới khối đất gia cường có thể được xác định theo phương pháp 2 : 1, như minh họa trên hình 6.7, và giả thiết rằng, tải trọng q_1 sẽ truyền xuống đáy của khối gia cường, trong khi đó tải trọng q_2 lại tác dụng tại bề mặt đất.

4) Tính toán tốc độ lún

Khi ứng suất hữu hiệu trong đất nhỏ hơn áp lực tiền cố kết, thì độ lún sẽ phát sinh một cách nhanh chóng.

Khi ứng suất hữu hiệu trong đất lớn hơn áp lực tiền cố kết, thì tốc độ lún cố kết trong tầng đất đã gia cường được tính theo phương pháp giống như trường hợp đất thoát nước theo phương thẳng đứng. Bằng thực nghiệm chỉ ra rằng, tính thấm nước của các cấu trúc lớn của trụ sẽ gấp 200 - 600 lần lớn hơn so với đất chưa gia cường (xem trang 33 của cuốn sách hướng dẫn thiết kế cải tạo đất của Châu Âu: "EuroSoilStab, 2006").

Đối với khối đất đắp trên nền gia cường bằng các trụ xi măng/vôi, khoảng cách tâm đến tâm giữa các trụ dao động từ 0,8 đến 1,8 m, tốc độ lún có thể tính gần đúng theo phương trình cho dòng chảy hướng tâm (người đầu tiên đưa ra phương pháp này là Barron, 1948, và sau này đã được Ahnberg và cộng sự sửa đổi vào năm 1986); ngoài ra cũng có thể tham khảo phương pháp của Hansbo (1979).

Chú ý rằng, việc tính tốc độ lún chỉ là gần đúng. Thực tế chỉ ra cho thấy, tốc độ lún tính được hoàn toàn tương ứng với 80 - 90% tổng độ lún đã phát sinh:

$$U = 1 - \exp \left[\frac{-2 \cdot C_h \cdot t}{R_e^2 \cdot F(n)} \right] \quad (6.15)$$

Trong đó: U - mức độ cố kết

C_h - hệ số cố kết theo phương ngang trong đất chưa gia cường và đối với biến dạng đứng thường giả thiết rằng: $C_h = 2 C_v$;

C_v - hệ số cố kết theo phương đứng trong đất chưa gia cường và cho biến dạng đứng;

t - thời gian cố kết;

R_e - bán kính ảnh hưởng của trụ.

Đối với các trụ bố trí theo sơ đồ hình vuông hay tam giác cân, có khoảng cách giữa tâm của chúng là S , thì bán kính ảnh hưởng là $R_e = S / \sqrt{\pi} = 0,565 S$. Nếu các trụ được bố trí theo sơ đồ tam giác đều, thì $R_e = 0,525 S$.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left[\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \left(1 - \frac{1}{4 \cdot n^2} \right) \right] + \left[\frac{n^2 - 1}{n^2} \times \frac{1}{r^2} \times \frac{k_{đai}}{k_{m}} \times L_D^2 \right] \quad (6.16)$$

Ở đây: r - bán kính trụ;

L_D - tổng chiều dài trụ khi chỉ thoát nước một phía và bằng một nửa chiều dài trụ khi thoát nước hai phía lên trên và xuống dưới;

$k_{đai}$ - hệ số thấm của đất chưa gia cường;

k_m - hệ số thấm của trụ;

n - hệ số Barron (xem phương trình 5.37).

Tốc độ lún như nêu trên chỉ dùng cho thể tích đất đã gia cường. Việc tính tốc độ lún của tầng đất không gia cường nằm dưới khối đất gia cường sẽ tính theo phương pháp truyền thống, cần lưu ý rằng, giếng tiêu nước bằng các trụ nằm trên nóc (đỉnh) của tầng.

Ví dụ 6.1. Nền đất sét không đồng nhất như minh họa trên hình 6.9 và trong bảng 6.1 dưới đây. Đất sét yếu được gia cường bằng các trụ đất xi măng/vôi và chịu tải trọng nén phân bố đều, $P = 100$ kPa. Mực nước ngầm nằm tại bề mặt đất. Các trụ có đường kính, D , bằng 0,8 m; được bố trí theo sơ đồ hình vuông; tỷ số diện tích thay thế, $a_s = 0,15$ và chiều dài trụ đất xi măng/vôi bằng 15 m. Người ta bố trí một đệm công tác bằng đất xi măng / vôi dày 1 m ở trên tầng sét yếu. Hãy xác định:

1) Độ lún cố kết ban đầu của nền đất trước và sau gia cường?

2) Tốc độ lún theo thời gian tại $t = 200$ ngày đêm?

Bài giải :

1) Những điều kiện ban đầu của bài toán được tính như dưới đây :

$$a_s = \pi / 4 \cdot (D / S)^2 = \pi / 4 \cdot (0,8 / S)^2 = 0,15$$

$$\rightarrow S = \frac{0,8}{\sqrt{\frac{4 \times 0,15}{3,14}}} \approx 1,83 \text{ m}$$

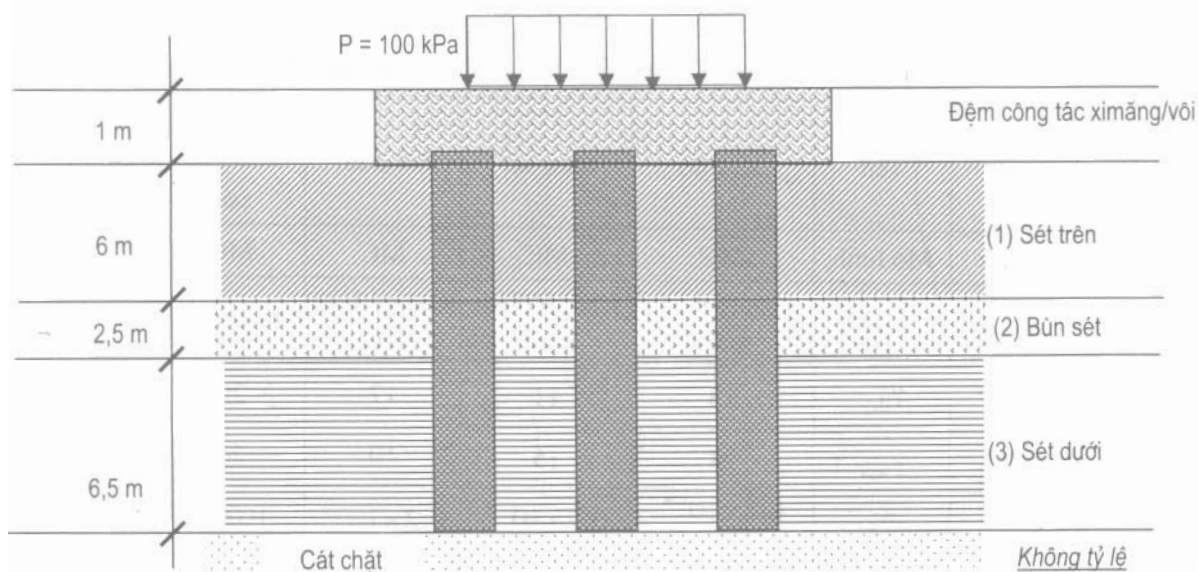
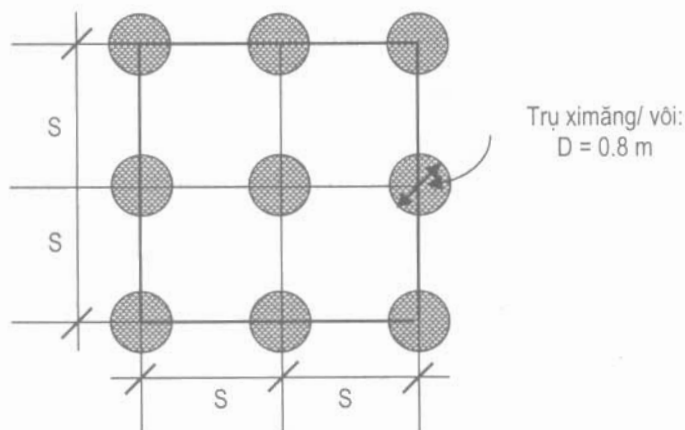
$$D_c = 1,13 \cdot (S) = 1,13 \cdot (1,83 \text{ m}) = 2,0 \text{ m}$$

$$\rightarrow R_c = D_c / 2 = 2,0 \text{ m} / 2 = 1,0 \text{ m}.$$

Bảng 6.1: Các trị số tính chất cơ - lý của nền đất yếu

| Các tham số | Tên | Sét trên | Bùn sét | Sét dưới | Trụ ximăng/vôi | Đơn vị |
|----------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------|--------------------------|
| Mô hình vật liệu | Mô hình | MC | MC | MC | MC | - |
| Loại tính chất | Loại | Không thoát nước | Không thoát nước | Không thoát nước | Thoát nước | - |
| Trọng lượng khô | γ_{dry} | 15 | 11 | 17 | 20 | kN/m^3 |
| Trọng lượng ướt | γ_{wet} | 18 | 15 | 19 | 20 | kN/m^3 |
| Thấm ngang | K_x | $0,5 \times 10^{-4}$ | $0,7 \times 10^{-3}$ | $0,2 \times 10^{-4}$ | 0,001 | m/ng.đ |
| Thấm đứng | K_y | $0,25 \times 10^{-4}$ | $0,35 \times 10^{-3}$ | $0,1 \times 10^{-4}$ | 0,001 | m/ng.đ |
| Mô đun biến dạng | E_{ref} | 3700 | 500 | 10.000 | 20.000 | kN/m^2 |
| Hệ số Poisson | ν | 0,33 | 0,35 | 0,33 | 0,3 | - |
| Lực dính | C_{ref} | 21,6 | 10 | 30 | 100 | kN/m^2 |
| Góc ma sát trong | ϕ | 20 | 15 | 24 | 30 | Độ |
| Chỉ số nén lún | C_c | 0,15 | 0,4 | 0,09 | - | - |
| Hệ số rỗng ban đầu | e_0 | 1,29 | 2,0 | 1,16 | - | - |
| Hệ số cố kết | $C_h = 2C_v$ | 0,018 | 0,036 | 0,015 | - | $\text{m}^2/\text{ng.đ}$ |
| Hệ số cố kết thứ cấp | C_α | 0,0035 | 0,008 | 0,0025 | - | - |

Ghi chú: MC = Mohr - Coulomb.



Hình 6.10: Nền đất yếu không đồng nhất được gia cường bằng các trụ đất xi măng / vôi.

2. Khả năng chịu tải của nền sét yếu gia cường bằng các trụ đất xi măng/vôi:

Khả năng chịu tải tối hạn của nhóm trụ xi măng/vôi khi bị phá hoại khối được xác định như sau:

$$Q_{nhóm} = 2 C_u \cdot H (B+L) + (6 \text{ đến } 9) C_u \cdot B \cdot L$$

Trong đó: $C_u = \frac{\sum C_{ui} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{(21,6)(6) + (10)(2,5) + (30)(6,5)}{6 + 2,5 + 6,5} \approx 23,30 \text{ kPa}$

$$Q_{nhóm} = 2 (23,30) (15) (3,66+3,66) + (9) (23,30) (3,66) (3,66) \approx 7926 \text{ kN}$$

Nếu dùng hệ số an toàn, FS = 2,5, thì khả năng chịu tải đơn vị của nhóm trụ xi măng/vôi khi bị phá hoại khối được xác định như sau:

$$P_{cho \text{ phep.}} = \frac{Q_{nhóm}}{FS(B \times L)} = \frac{7926 \text{ kN}}{2,5(3,66 \times 3,66)} \approx 237 \text{ kN/m}^2$$

Kết luận: Với $P_{\text{cho phép}} = 237 \text{ kPa} \gg P = 100 \text{ kPa}$, và $P_{\text{cho phép}} = 237 \text{ kPa}$ là khả năng chịu tải cho phép của nền sét yếu sau khi được gia cường bằng các trụ đất ximăng/vôi.

3) Phương pháp tính thủ công độ lún cố kết ban đầu của nền đất trước và sau gia cường

3.1) Nền đất yếu chưa gia cường

Theo phương pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) dựa trên các tham số m_v và μ_c :

$$S_0 = \sum m_v (\mu_c \sigma) H$$

Trong đó:

$$m_{v1} = \frac{(1 + v_1)(1 - 2v_1)}{E_{01}(1 - v_1)} = \frac{(1 + 0,33)(1 - 2 \times 0,33)}{3700(1 - 0,33)} \approx 0,00018 \text{ kPa}^{-1}$$

$$m_{v2} = \frac{(1 + v_2)(1 - 2v_2)}{E_{02}(1 - v_2)} = \frac{(1 + 0,35)(1 - 2 \times 0,35)}{500(1 - 0,35)} \approx 0,00125 \text{ kPa}^{-1}$$

$$m_{v3} = \frac{(1 + v_3)(1 - 2v_3)}{E_{03}(1 - v_3)} = \frac{(1 + 0,33)(1 - 2 \times 0,33)}{10.000(1 - 0,33)} \approx 0,0000675 \text{ kPa}^{-1}$$

Vậy,

$$\bar{m}_v = \frac{\sum m_{v_i} h_i}{\sum h_i} = \frac{m_{v1} h_1 + m_{v2} h_2 + m_{v3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

$$\bar{m}_v = \frac{(0,00018)(7) + (0,00125)(2,5) + (0,0000675)(6,5)}{7 + 2,5 + 6,5} \approx 0,0003 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\Rightarrow S_0 = (0,0003)(1)(100)(16) \approx 0,483 \text{ m}$$

3.2) Nền đất yếu sau gia cường bằng các trụ đất xi măng / vôi

Tổng độ lún cố kết ban đầu của khối đất gia cường, S_{C1} , và tầng đất chưa gia cường ở dưới khối đã gia cường phía trên, S_{C2} , được tính như sau:

$$S_C = S_{C1} + S_{C2} = \sum H_{\text{dct}} \cdot \frac{P}{E_{\text{dct}}} + \sum \frac{H_i \cdot P}{a_S \cdot E_{\text{coc}} + (1 - a_S) \cdot M_{\text{dat}}}$$

Trong đó: $S_{C1} = \sum H_{\text{dct}} \cdot \frac{P}{E_{\text{dct}}}$ và $S_{C2} = \sum \frac{H_i \cdot P}{a_S \cdot E_{\text{coc}} + (1 - a_S) \cdot M_{\text{dat}}}$

Giả thiết chiều dài trụ, $L_{\text{tru}} = 15 \text{ m}$, chúng ta tính được:

$$S_{C1} = \sum (1 \text{ m}) \times \frac{100 \text{ kPa}}{20.000 \text{ kPa}} = 0,005 \text{ m}$$

$$S_{c2} = 100 \left[\left(\frac{6}{0,15(20.000) + (1-0,15)(3700)} \right) + \left(\frac{2,5}{0,15(20.000) + (1-0,15)(500)} \right) + \left(\frac{6,5}{0,15(20.000) + (1-0,15)(10.000)} \right) \right] \approx 0,227 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_{c'} = 0,005 \text{ m} + 0,227 \text{ m} = 0,232 \text{ m}$$

4) Phương pháp tính tốc độ lún trong thời gian 200 ngày đêm

$$S_c(t) = US_c$$

Trong đó:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$$

4.1. Mức độ cố kết trung bình chỉ xét theo phương ngang:

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{D_c^2} t$$

$$D_c = 2,0 \text{ m}$$

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_1^n (h_i \sqrt{C_{hi}})^2}{\sum_1^n h_i^2} = \frac{(7)^2 (0,018) + (2,5)^2 (0,036) + (6,5)^2 (0,015)}{(7)^2 + (2,5)^2 + (6,5)^2} \approx 0,018 \text{ ng.đêm}$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{(D_c)^2} (200) = \frac{0,018}{(2,0)^2} (200 \text{ ng.d}) \approx 0,90$$

Giả thiết đường kính giếng tiêu nước giảm thiểu, D' , tính đến vùng bán, thường lấy bằng 1/5 đường kính của trụ dả thi công. Đối với các trụ bố trí theo sơ đồ tam giác đều, khoảng cách giữa tâm các trụ là $S = 1,83 \text{ m}$, thì hệ số Barron là:

$$n = \frac{D_c}{D'} = \frac{5D_c}{D} = \frac{5(2,0)}{0,8} = 12,5$$

Và

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$F(12,5) = \frac{(12,5)^2}{(12,5)^2 - 1} \ln(12,5) - \frac{3(12,5)^2 - 1}{4(12,5)^2}$$

$$F(12,5) = \frac{156,25}{155,25} \ln(12,5) - \frac{467,75}{625} \approx 1,794$$

$$\Rightarrow U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8(0,90)}{(1,794)} \right] = 1 - e^{-4} \approx 0,98$$

4.2. Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương đứng :

$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v)$$

Trong đó: $M = (2m + 1) \pi/2$; (m là một số nguyên).

$$T_v = \bar{C}_v t / (H / N)^2$$

Ở đây:

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_1^n (h_i)^2}{\sum_1^n \left[\frac{h_i}{\sqrt{C_{v,i}}} \right]^2} = \frac{[(7)^2 + (2,5)^2 + (6,5)^2]}{\left[\left(\frac{7}{\sqrt{0,009}} \right)^2 + \left(\frac{2,5}{\sqrt{0,018}} \right)^2 + \left(\frac{6,5}{\sqrt{0,0075}} \right)^2 \right]} \approx 0,0085 \text{ (m}^2 / \text{ng.d)}$$

t = thời gian cần = 200 ngày đêm

H = chiều dày lớp đất dính = 15 m

N = số bề mặt thoát nước tại đỉnh hay đáy lớp đất ($N = 1$ hay 2).

Trong trường hợp bài toán này, đệm công tác xi măng / vôi đặt trên nền sét yếu đã được gia cường bằng các trụ xi măng / vôi. Do đó, dòng thấm vừa thoát lên trên vừa thoát xuống dưới đáy trụ, và T_v được tính như sau :

$$T_v = \frac{0,0085}{(15/2)^2} (200) \approx 0,03$$

Các trị số U_v thay đổi theo T_v được cho trong bảng dưới đây :

| | | | |
|-----------|-------|-------|-------|
| T_v | 0,008 | 0,031 | 0,071 |
| U_v (%) | 10 | 20 | 30 |

Mức độ cố kết trung bình theo phương đứng U_v với $T_v = 0,075$ được xác định :

$$U_v = 20 - \frac{20-10}{0,031-0,008} (0,031-0,03) \approx 0,20$$

Cuối cùng, tổng mức độ cố kết trung bình xét cho cả phương đứng và phương ngang được xác định:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) = 1 - (1 - 0,98)(1 - 0,2) \approx 0,984$$

Tốc độ lún cố kết ban đầu trong thời gian 200 ngày đêm được tính :

$$S_c(t = 200 \text{ ng.d}) = S_c \cdot U = 232 \text{ mm} (0,984) \approx 228 \text{ mm}$$

Các bài tập chương 6

6.2. Hãy giải ví dụ 6.1, nếu tải trọng giao thông bằng 20 kN/m^2 , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

6.3. Hãy giải ví dụ 6.1, với việc sử dụng sơ đồ hình vuông có $a_s = 0,15$; $a_s = 0,20$; và $a_s = 0,25$, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.