

PGS. TS. NGUYỄN NGỌC BÍCH

# CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG  
HÀ NỘI - 2011

## 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 bắc thám); phương pháp cải tạo đất yếu bằng các trụ đất ximăng/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 (kẽ cát 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

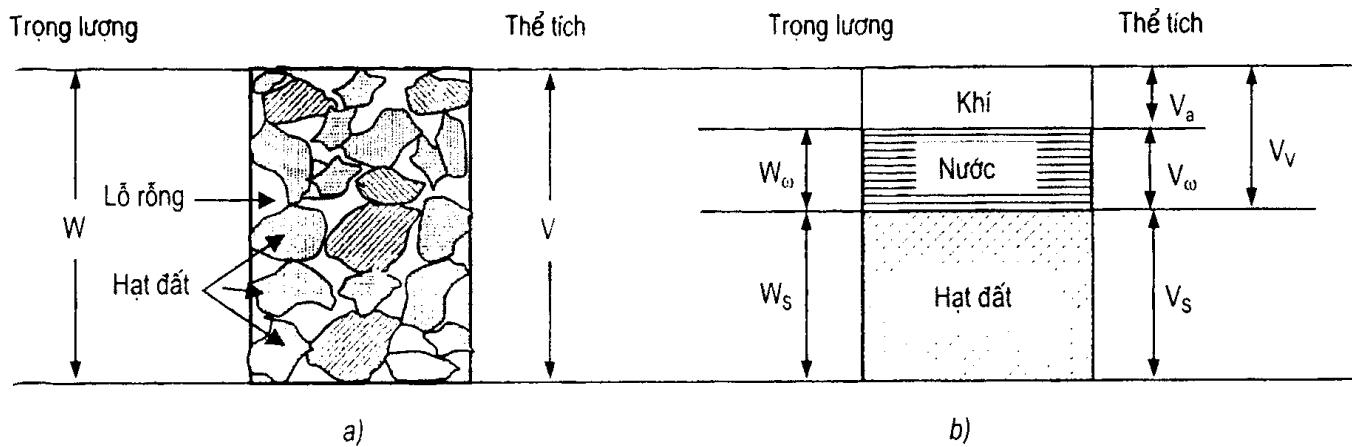
Đất là tập hợp các hạt khoáng vật khác nhau, nếu trong các lỗ rỗng của đất có chứa khí và nước - đó là hệ ba pha. Đại bộ phận bề mặt quả đất được bao phủ bằng đất đá khác nhau, và chúng được dùng rộng rãi làm nền cho nhiều công trình xây dựng khác nhau. Đặc trưng của đất bao gồm tính chất vật lý, tính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

$$\text{- Tổng trọng lượng đất, } W, \text{ là: } W = W_s + W_v \quad (1.1)$$

$$\text{- Tổng thể tích đất, } V, \text{ là: } V = V_s + V_v + V_a \quad (1.2)$$

- Thể tích lỗ rỗng,  $V_v$ , là:  $V_v = V_{\text{m}} + V_a$  (1.3)

Trong đó:  $W_s$  - trọng lượng các hạt đất;

$W_{\text{m}}$  - 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 hòa 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 hòa 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,  $\gamma$ , 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,  $\gamma_d$ , 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,  $\gamma_s$ , 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 đáy nổi của đất, hay còn gọi là trọng lượng hiệu,  $\gamma'$ , được lấy bằng trọng lượng đơn vị bão hòa của đất trừ đi trọng lượng đơn vị của nước,  $\gamma_w$ :

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

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

hay,

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - e) \quad (1.14)$$

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

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

10) Khối lượng đơn vị (hay độ chật) của đất,  $\rho$ :

Danh từ khối lượng đơn vị (hay độ chật) 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  $\rho$ . 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:

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

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

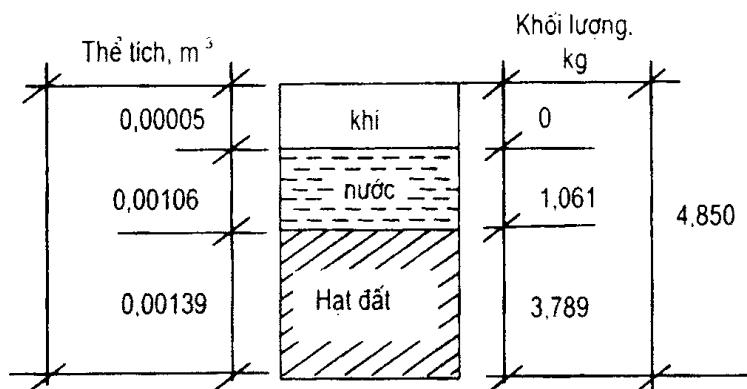
$$\rho_d = \frac{\gamma_d}{g} = \frac{M_d}{V} \quad (1.20)$$

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

**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 hòa 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:

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

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

Do đó,

$$\begin{aligned} V_a &= V - V_s - V_w = 0,0025 - 0,00139 - 0,00106 \\ V_a &= 0,00005 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Tổng khối lượng đơn vị,  $\rho$ , là:

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

- Tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma$ , là:

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

- Khối lượng đơn vị đất khô,  $\rho_d$ , là:

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

- Trọng lượng đơn vị đất khô,  $\gamma_d$ , 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 hòa nước,  $S_r$ , là:

$$S_r = (V_w / V_v) \times 100\% = (0.00106 / 0.0011) \times 100\% \approx 95.5\%$$

### 1.2.2. Độ chật tương đối và độ đầm chật tương đối

#### 1) Độ chật tương đối, $D_r$

Độ chật tương đối của đất,  $D_r$ , là danh từ thường được dùng để đánh giá mức độ chật 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  $\gamma_d$  - 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 :

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

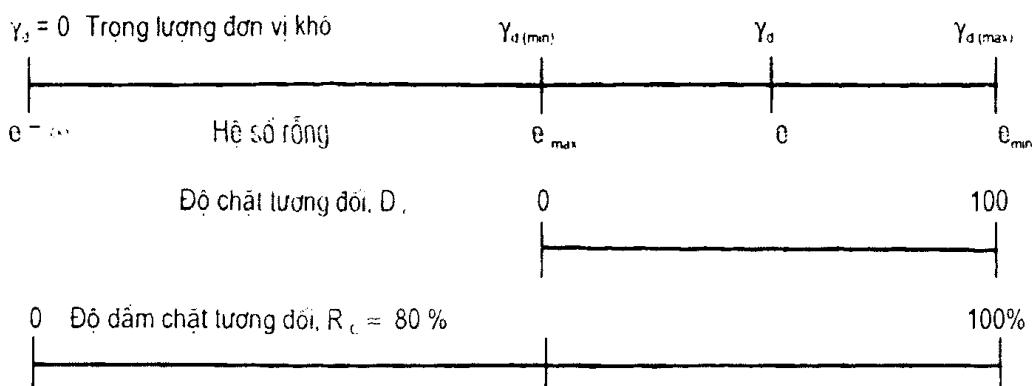
Độ chất tương đối ( $D_r$ ) thường được biểu diễn bằng phần trăm, nó được dùng rộng rãi và thích hợp cho việc lập tương quan với góc ma sát trong ( $\phi$ ), và khả năng hoá lỏng của đất...

### 2) Độ dâng chất tương đối, $R_c$ :

Độ dâng chất tương đối của đất,  $R_c$ , thường được dùng để theo dõi mức độ dâng chất 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 chất tương đối và độ dâng chất tương đối được biểu diễn trên hình 1.3



*Hình 1.3. Độ chất tương đối và độ dâng chất 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 chất tương đối và độ dâng chất 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 xay 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 luỹ 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 bằng rây được ghi trong bảng 1.3 dưới đây :

**Bảng 1.3. Các kết quả tính toán của phân tích bằng 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 hạt 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

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

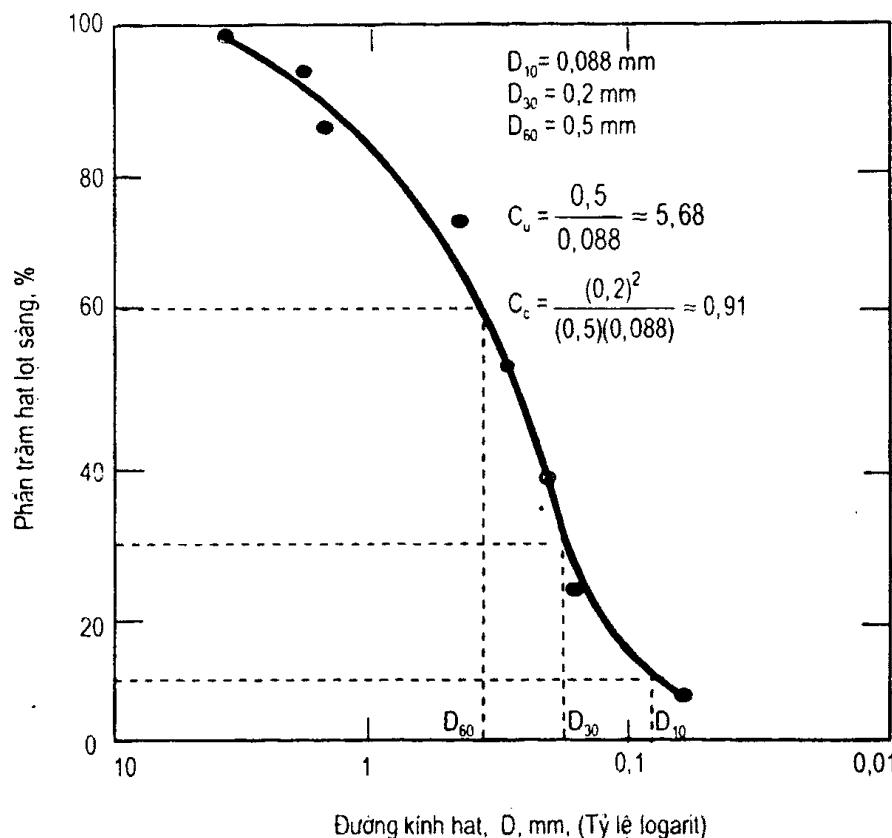
c) Hệ số cấp phối,  $C_c$ , được tính như sau :

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

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  $C_c = 0,91 < 1$ .



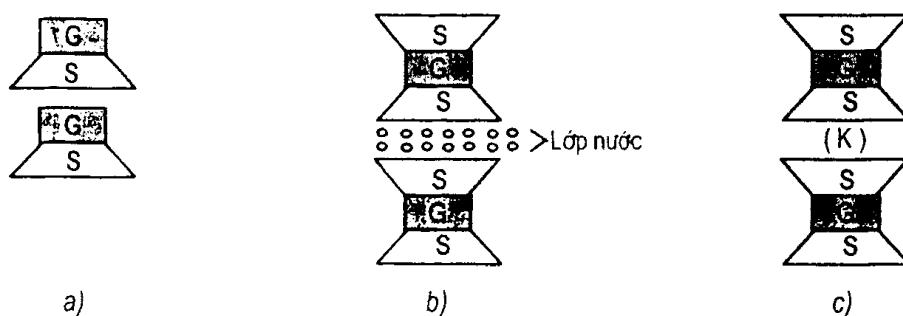
**Hình 1.4.** Đồ thị thành phần cấp phối hạt để tính cho ví dụ 1.2

Kỹ thuật phân tích bằng sàng trên đây chỉ ứng dụng cho các loại đất có đường kính hạt lớn hơn lô 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 kể. 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:  $G = Al_2O_3 \cdot 3H_2O =$  Ôxyt nhôm hydrat hoá

$S = SiO_2 =$  Ôxysilic

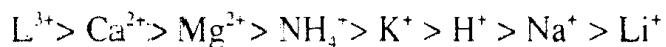
$K =$  Các iôn kali ( $K^+$ )

**Hình 1.5.** Sơ đồ minh họa cấu trúc của Kaolinit (a); Illit (b), và Montmorillonit (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 hìn 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:



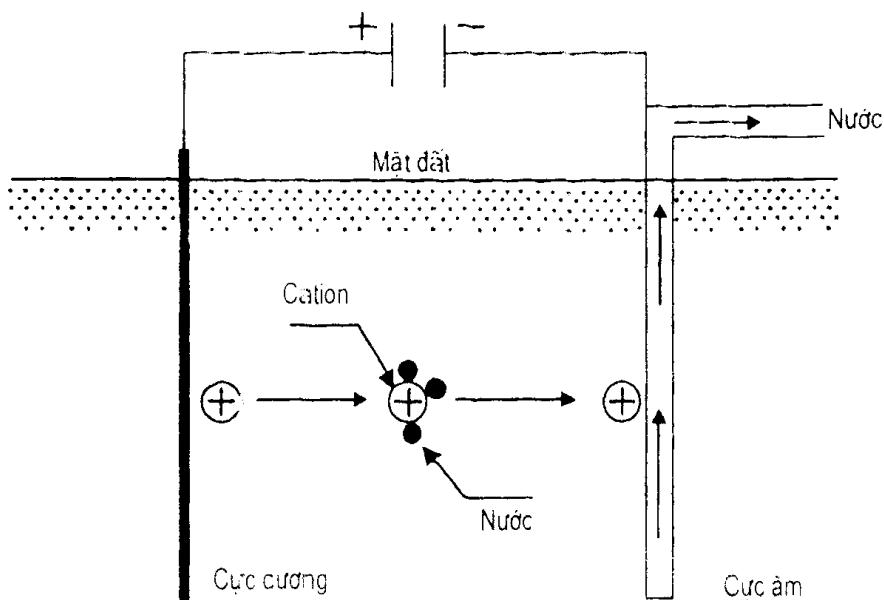
Trật tự trên chỉ ra cho ta thấy, các ion  $\text{Al}^{3+}$  có thể thay thế cho  $\text{Ca}^{2+}$ , và các ion  $\text{Ca}^{2+}$  có thể thay thế cho các ion  $\text{Na}^+$ . Quá trình này được gọi là khả năng trao đổi cation. Ví dụ:



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

### 1.4.3. Hiện tượng điện thẩm thấu

Hệ số thẩm nước qua các loại đất sét là rất nhỏ so với hệ số thẩm nước trong các loại đất vụn thô, nhưng khả năng thẩm 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 đặc lỗ). Do nước hấp thụ 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 SẸT CỦA ĐẤT DÍNH

### 1.5.1. Các giới hạn Atterberg

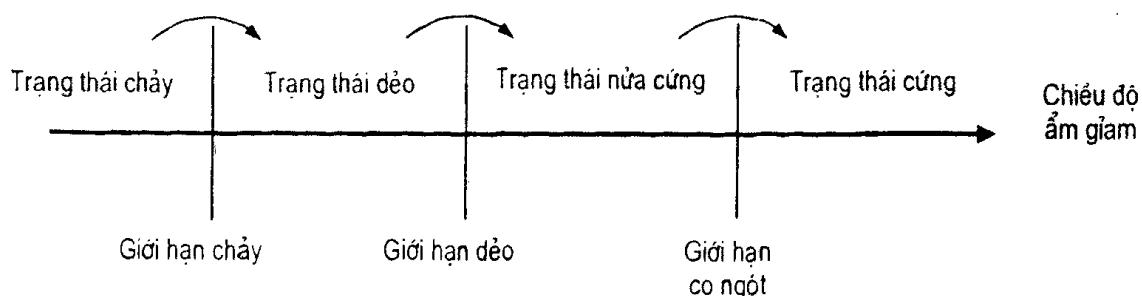
Vào khoảng năm 1911, một nhà khoa học người Thụy Điển, A. Atterberg, đã đưa ra phương pháp mô tả tính dẻo của các loại đất hạt mịn trên cơ sở độ ẩm, đó là độ ẩm giới hạn chảy, giới hạn dẻo, và giới hạn co ngót (xem hình 1.7).

- 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 Atterberg.

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

$$I_p = W_L - W_P \quad (1.33)$$



**Hình 1.7. Tính dẻo của các loại đất dính.**

### 1.5.2. Chỉ tiêu độ sệt

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

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{I_p} \quad (1.34)$$

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 sệt,  $I_L = 1$ . 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 sệt 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  $944 \text{ cm}^3$ . Mỗi lớp đất được đầm 25 nhát búa có trọng lượng bằng  $24,5 \text{ N}$  với độ cao rơi búa là  $304,8 \text{ mm}$ . 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:  $\gamma$  - 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 đa 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 ( $W_{lu}$ )*.

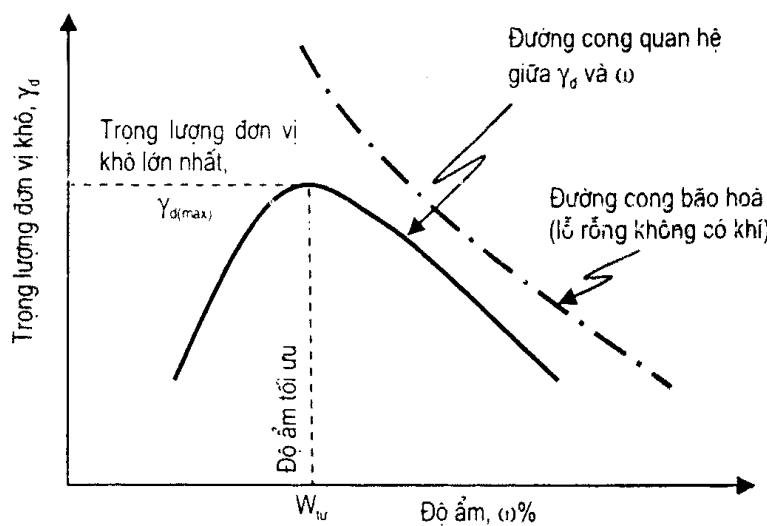
Đường biểu diễn quan hệ giữa độ ẩm và trọng lượng đơn vị đất khô ứng với mức độ bão hòa không đổi  $S_r$ , có thể được xác định bằng phương trình:

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

Trọng lượng đơn vị khô lớn nhất ứng với mức độ bão hòa,  $S_r = 100\%$  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 THẤM 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 thẩm 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:

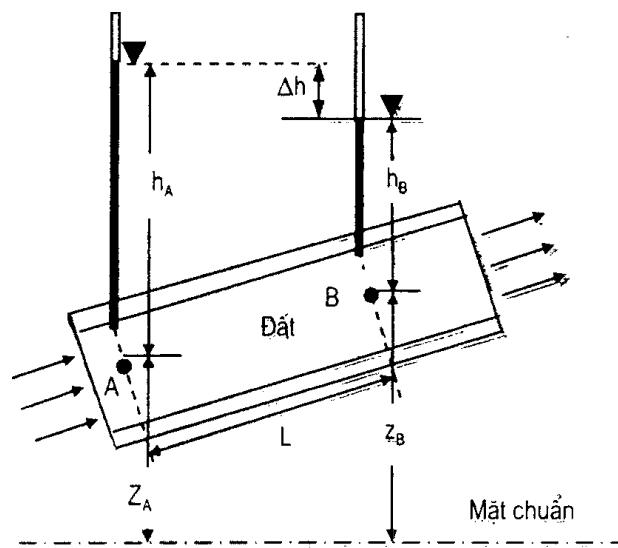
$Tổng\ độ\ cao\ cột\ nước = cột\ nước\ tĩnh + cột\ nước\ áp + cột\ nước\ tốc\ độ.$

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:

$$\text{Tổng độ cao cột nước tại A} = Z_A + h_A$$

$$\text{Tổng độ cao cột nước tại B} = Z_B + h_B$$

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 thẩm 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 thuỷ 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 thuỷ 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 thuỷ 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**

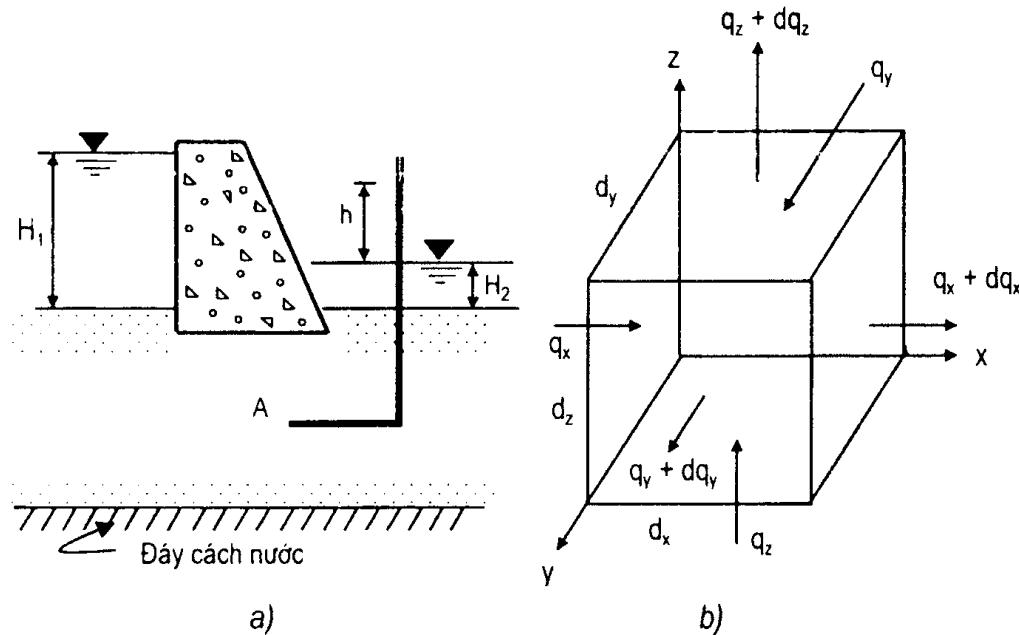
Loại đất đá	Hệ số thấm nước, k, mm / giây
Hạt thô	10 đến $10^3$
Cuội sỏi nhỏ, cát hạt thô và trung	$10^{-3}$ đến 10
Cát hạt nhỏ, bụi tơi xốp	$10^{-4}$ đến $10^{-2}$
Bụi chật, bụi pha sét	$10^{-5}$ đến $10^{-4}$
Sét pha bụi, sét	$10^{-8}$ đến $10^{-5}$

### 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 thuỷ lực được giới thiệu trên hình 1.10 a.



**Hình 1.10. Sơ đồ để thiết lập phương trình liên tục:**  
 (a) kết cấu thuỷ 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<sub>x</sub>, q<sub>y</sub>, và q<sub>z</sub> - dòng chảy lân lượt theo chiều x, y, và z;

k<sub>x</sub>, k<sub>y</sub>, và k<sub>z</sub> - hệ số thẩm lân lượt theo chiều x, y, và z;

h - chiều cao cột nước áp tại điểm A.

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

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

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

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

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 hóa 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:

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

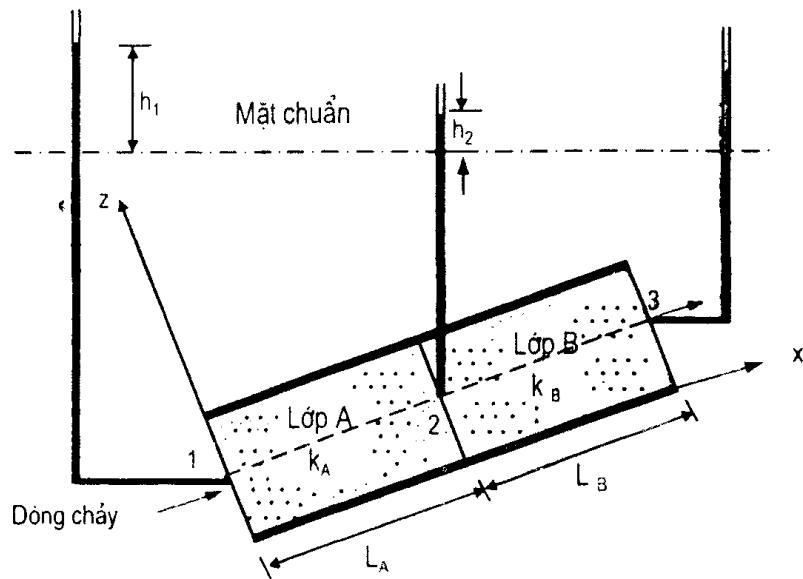
Sau khi tích phân hai lần phương trình (1.55), nhận được:

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

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 cháy mới - *h*<sub>2</sub> *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), thi  $C_1 = L_A$ . 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,

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

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:

i) 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

$$\begin{aligned} h_2 &= C_2 L_A + C_1 \\ C_1 &= h_2 - C_2 L_A \end{aligned} \quad (1.59)$$

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 căn 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,

$$C_2 = -h_2 / L_A \quad (1.61)$$

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

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

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

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

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:

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

Trong đó:  $k_A$  và  $k_B$  - các hệ số thẩm 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 hóa chúng, sẽ nhận được:

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

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

#### 1.7.4. Lưới thẩm

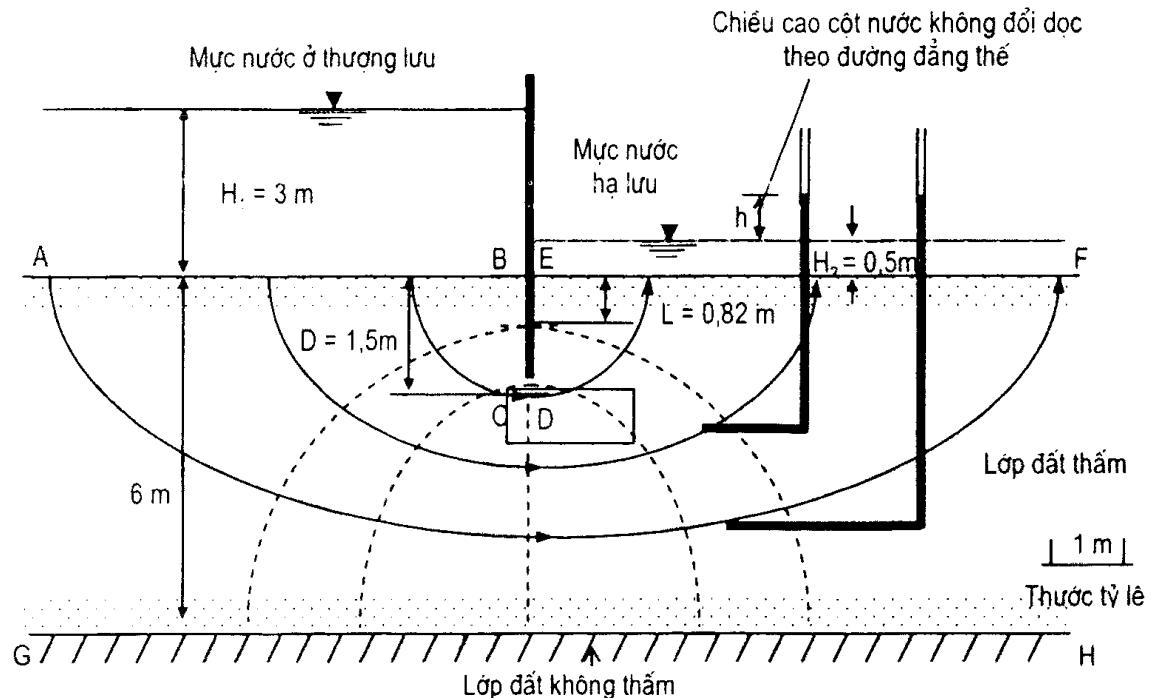
Một tổ hợp các đường dòng chảy và các đường đẳng thế (đẳng áp) được gọi là một mạng lưới thẩm.

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 =  $h$  ( $x, z$ ) = hằng số).

Hình 1.12 dưới đây là một ví dụ của mạng lưới thẩm vòng qua một hàng cọc cừ dưới đáy đập. Lớp đất đá dưới đáy đập đồng nhất và đẳng hướng về tính thẩm nước, tức là  $k_A = k_B = k$ . Chú ý rằng, các đường liên kết trên hình 1.12 là các đường dòng chảy, và các đường không liên kết là các đường đẳng thế (đẳng áp). Để vẽ được một mạng lưới thẩm, 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 dẫn thể
- 2) EF là đường dẫn thể
- 3) BCDE (tức là các cạnh của hàng cọc ván cù) là đường dòng chảy
- 4) GH là đường dòng chảy.



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

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

### 1.7.5. Tính toán thẩm mát nước dưới nền đập bằng lưới thẩm

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

Gọi  $\Delta q$  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 thẩm Darcy, có:

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

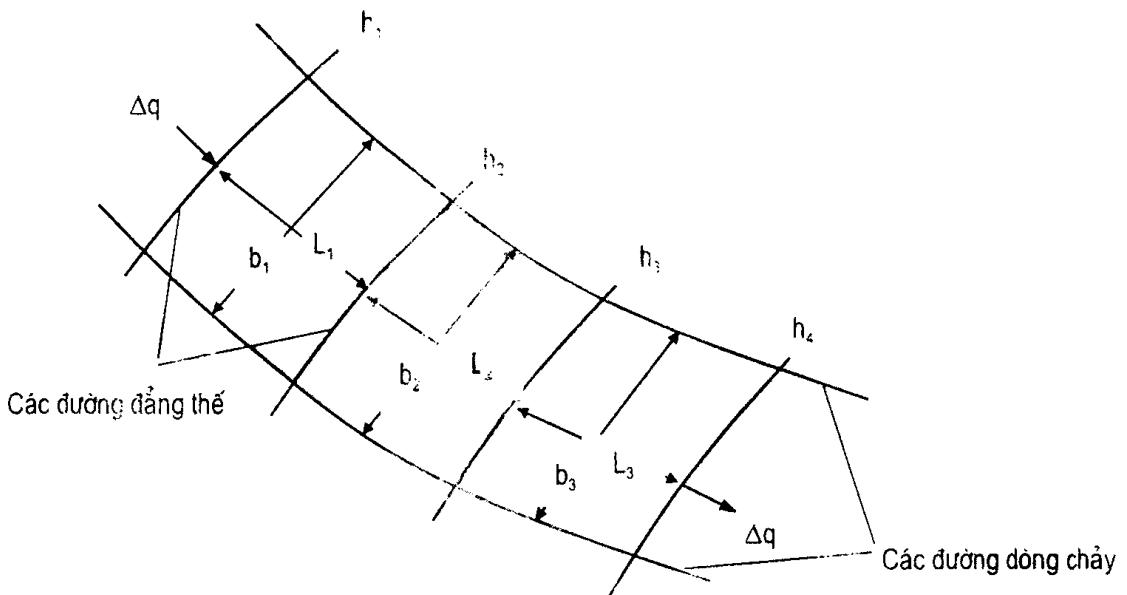
Nếu các phân tố dòng chảy đều là những hình vuông, thì:

$$L_1 = b_1$$

$$L_2 = b_2$$

$$L_3 = b_3$$

...



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:  $\Delta h$  - 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  $N_f$  kenh dòng chảy trong một mạng lưới thấm, thì lưu lượng đơn vị tính cho một đơn vị chiều dài của kết cấu thuỷ 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 thuỷ 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 thương lưu xuống hạ lưu qua đáy đập là bao nhiêu  $\text{m}^3/\text{ngày đêm}$ ?

*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 dâng 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 tổng thất cột nước áp là:

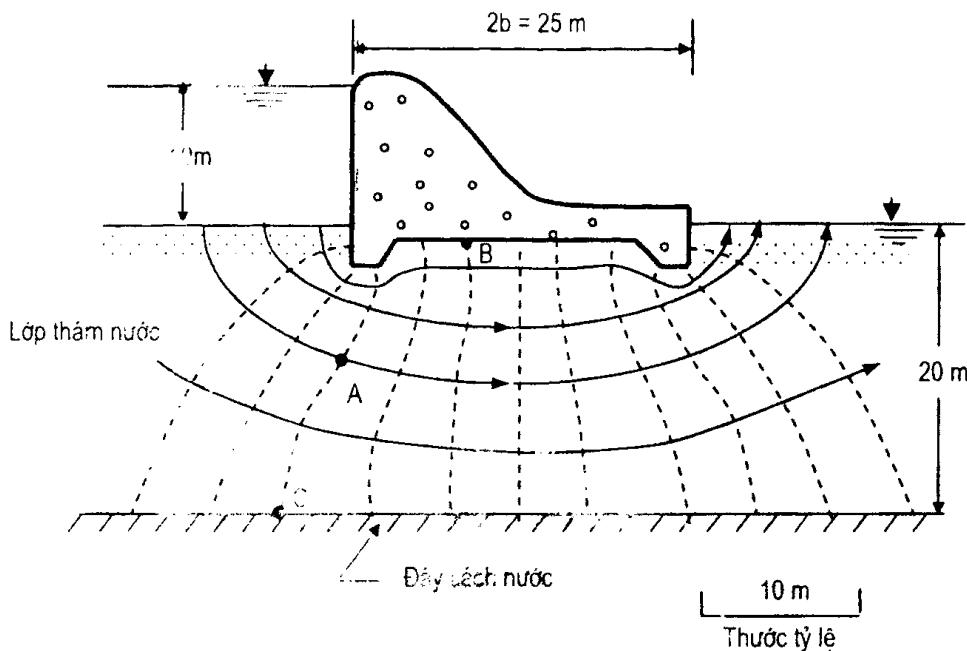
$$3 \times 0,833 = 2,5 \text{ m}$$

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 thẳng thế. Nên mực nước trong ống đo áp tại C sẽ cao giống như ống đo áp đặt tại điểm A, tức là  $h_C = 7,5 \text{ m}$ .

2) Xác định lưu lượng thẩm măt 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 thẩm trong môi trường không thẳng hướng

Đối với các mạng lưới thẩm đã lập trên đây đều giả thiết lớp đất thẩm nước là thẳng hướng, tức là  $k_{\text{ngang}} = k_{\text{dung}} = k$ . Nay giờ chúng ta sẽ nghiên cứu trường hợp mạng lưới thẩm chảy qua các lớp đất không thẳng hướng về tính thẩm nước. Đối với các bài toán dòng thẩm 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  $k_z = k_{\text{dung}}$ . 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:

$$\frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial x'^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (1.75)$$

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 thẳng hướng, và nó biểu diễn hai tập hợp các đường vuông góc trong mặt phẳng  $x'z$ . Các bước xây dựng một mạng lưới thẩm trong môi trường không thẳng 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  $\sqrt{\frac{k_z}{k_x}} = \sqrt{\frac{k_{\text{dung}}}{k_{\text{ngang}}}}$

3) Chọn tỷ lệ ngang sao cho:

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

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:

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

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)].

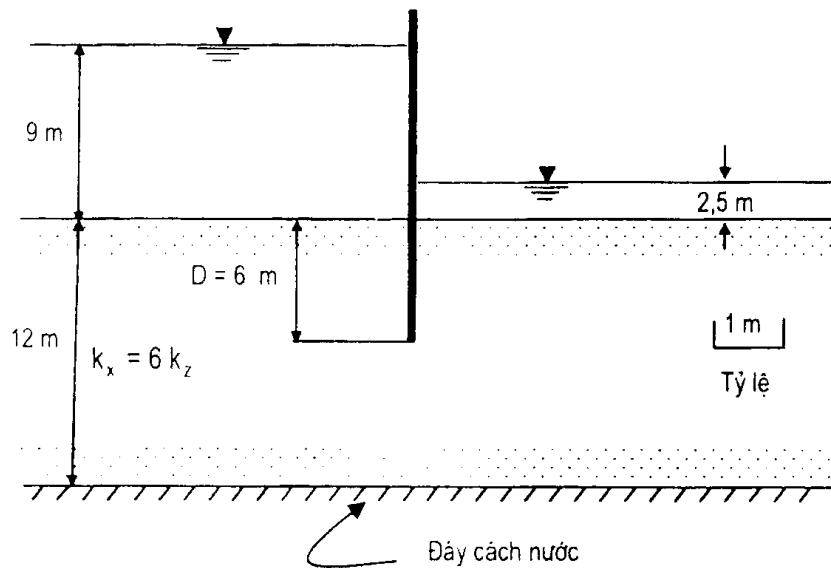
**Ví dụ 1.4.** Một hàng cọc cù như chỉ ra trên hình 1.15. Hãy vẽ mạng lưới thấm cho tiết diện ngang. Tương quan giữa các hệ số thấm là  $k_x = 6 k_z$ .

Bài giải :

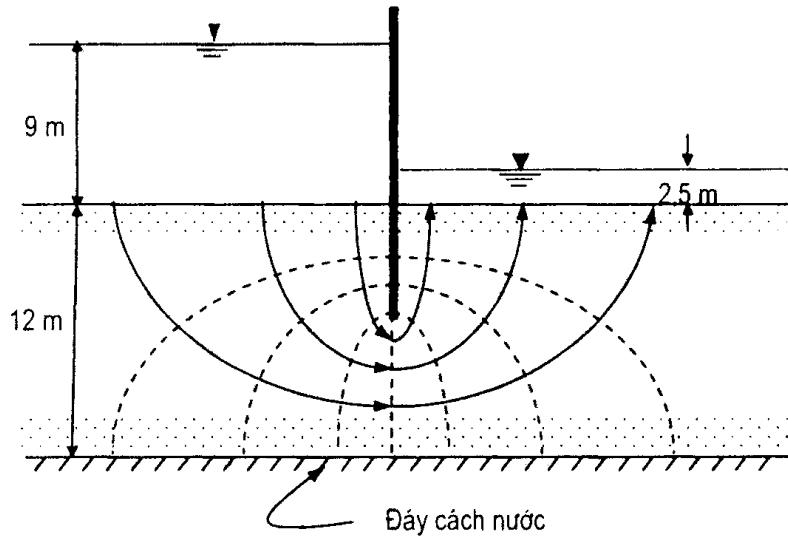
Đối với tiết diện ngang, thì :

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

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



Hình 1.15



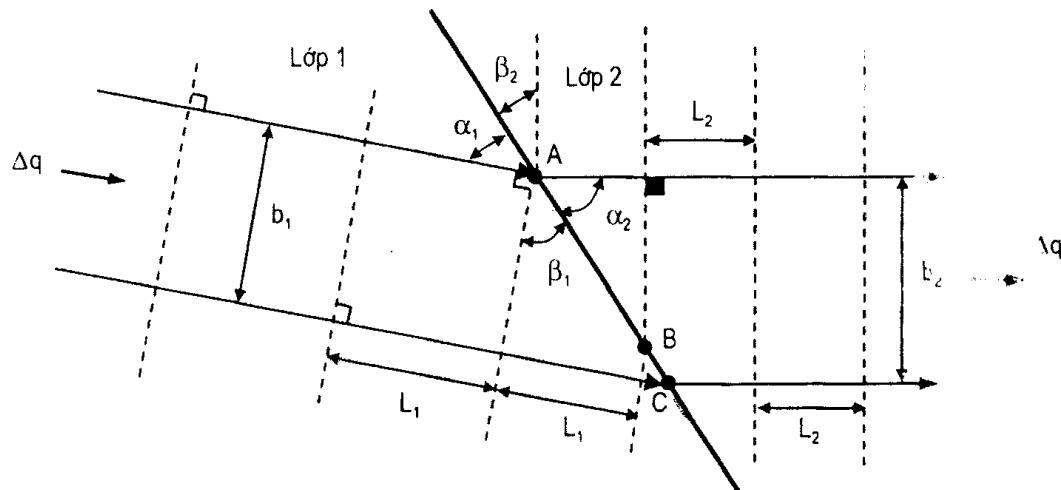
Hình 1.16

### 1.7.7. Xây dựng mạng lưới thám cho kết cấu thuỷ công trên nền đất không đồng nhất

Kỹ thuật xây dựng mạng lưới thám 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 thám 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 thám là  $k_1$  và  $k_2$ , tương ứng. Các đường không liên nét biểu diễn các đường đẳng thế.

Đặt  $\Delta h$  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,

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/L_2}{b_1/L_1} \quad (1.73)$$

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 phác họa 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.

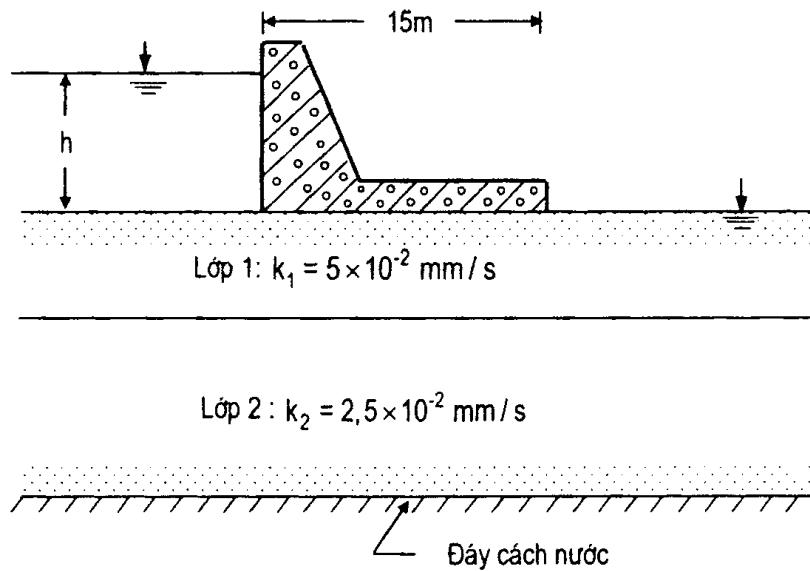
**Ví dụ 1.5.** Hãy vẽ một mạng lưới thám cho mặt cắt đập nằm trên nền đất hai lớp khác nhau như chỉ ra trên hình 1.18?

*Bài giải:*

### 1) Phương pháp tính thủ công

Một mạng lưới thám 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:

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

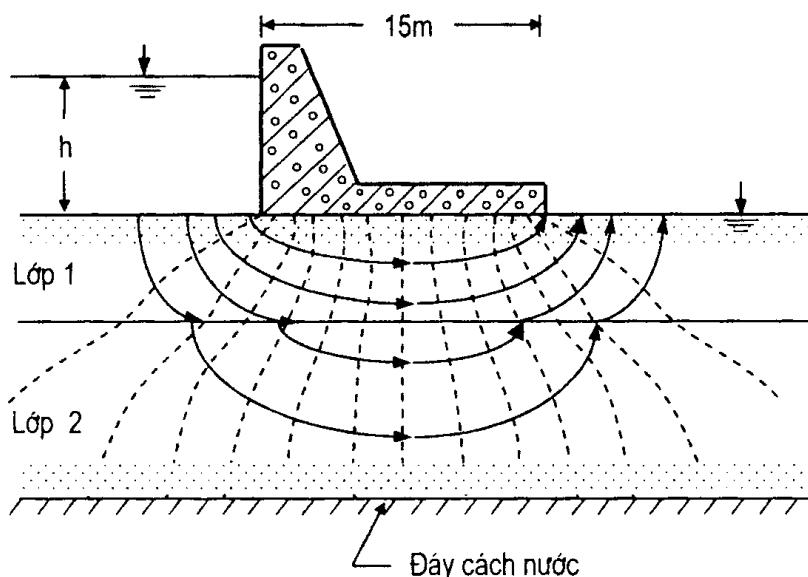


**Hình 1.18**

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

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

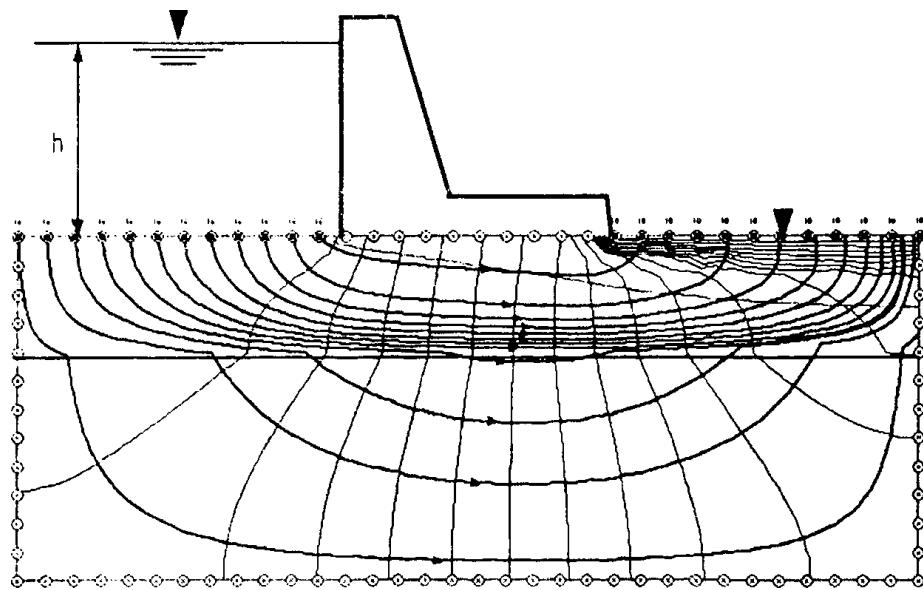
Một mạng lưới thấm tiêu biếu được xây dựng bằng phương pháp tính thủ công như giới thiệu trên hình 1.19 dưới đây.



**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

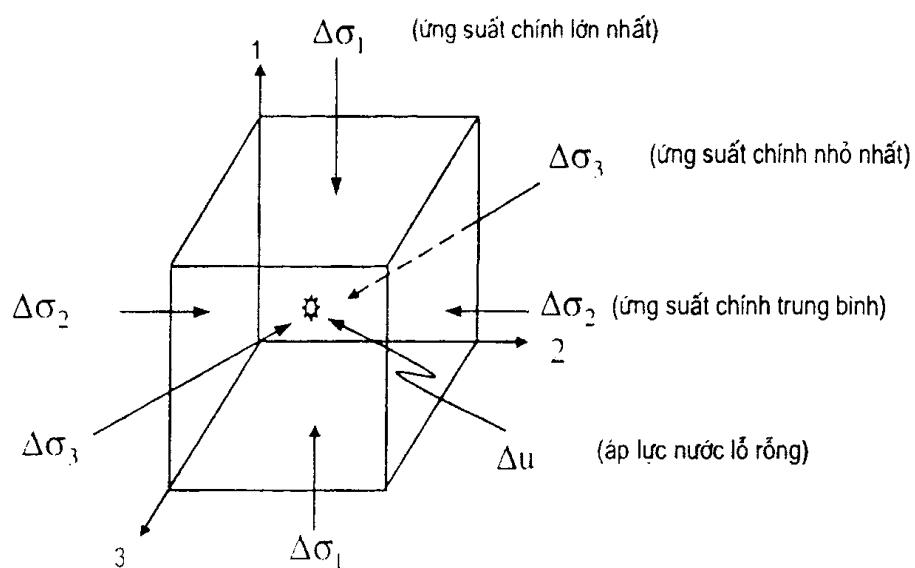
Các phần mềm Địa kỹ thuật, như: PLAXIS; SLIDE; GEO-STUDIO, v.v... có thể sử dụng để kiểm tra các kết quả tính trong phần I của ví dụ này. Các kết quả tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính điện tử được giới thiệu trên hình 1.20 dưới đây.



Hình 1.20. Sơ đồ mạng lưới thám 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 tích đất bao hoà 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

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

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

$\Delta \sigma_{oct}$  và  $\Delta \tau_{oct}$  = 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:

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

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

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

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

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.

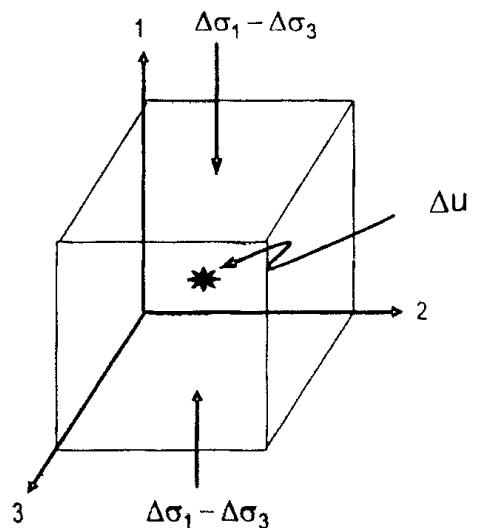
Bài giải:

Các trị số ứng suất chính  $\sigma_1; \sigma_3$  tại các điểm A và B có thể được tính như sau (theo Poulos và Davis, 1974):

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

I) Tại điểm A:

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



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

Trong đó:

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

Vậy,

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

và,

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

Thật vậy,

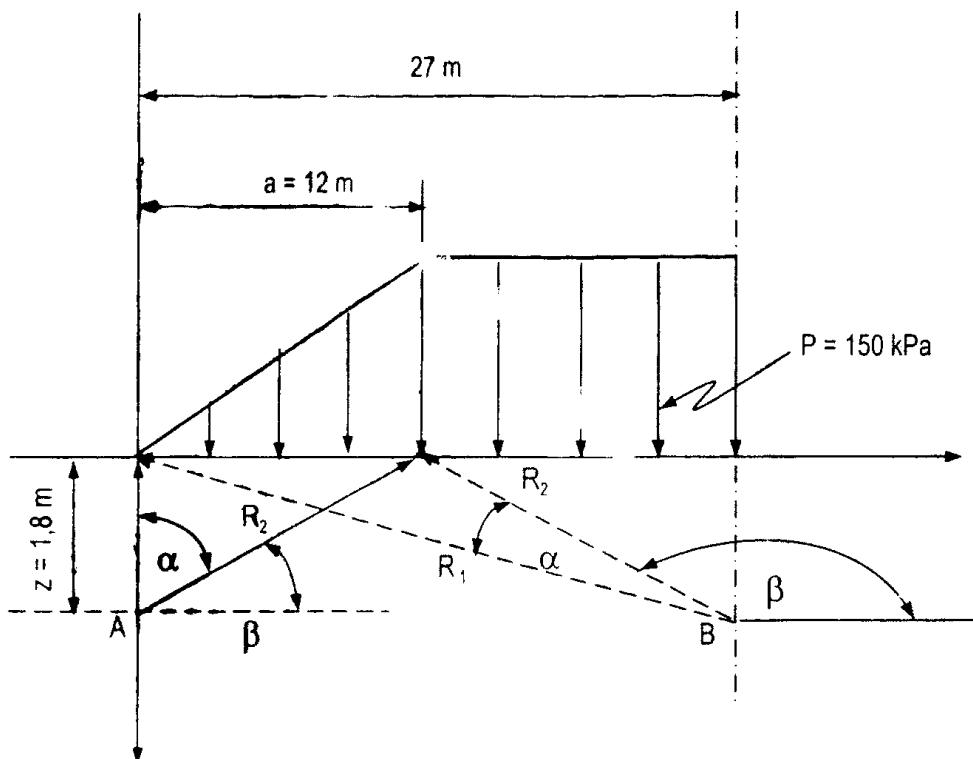
$$\begin{aligned} & \left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = 3,98 \times \\ & \times \left\{ \left[ 12(0,149) + (1,8)(2,3) \log \frac{12,23}{1,8} \right] \pm (1,8) \left[ 2,3^2 \log^2 \left( \frac{2,23}{1,8} \right) + (1,421)^2 \right]^{1/2} \right\} \\ & \left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_3 \end{array} \right\} = 3,98 \{ 5,233 \pm 4,291 \} \end{aligned}$$

Vậy,

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

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

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



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:

Tương 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  
 M : Bụi  
 O : Bụi hữu cơ hay sét  
 Pt : Bùn và sét hữu cơ cao.

H : Đeо cao  
 L : Đeо thấp

**Ví dụ 1.17.** Cho một mẫu đất, có:

Lượng hạt lọt rây số 4 = 92 %;

Lượng hạt lọt rây số 10 = 81 %;

Giới hạn cháy,  $W_L = 48\%$

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

Lượng hạt lọt rây số 40 = 78 %;

Lượng hạt lọt rây số 200 = 65 %;

Chỉ số deo,  $I_p = 32\%$

**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
<b>1. Đất hạt thô</b> (Lượng hạt lọt rây số 200 dưới 50%)	GW	Cuội sỏi có cấp phối tốt, sạn sỏi chứa cát (ít hay không có hạt mịn).	$C_u = D_{60} / D_{10} > 4$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60}) = 1 \div 3$
- 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 lân sét; sạn sỏi chứa cát, sét.	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường "A" hay $I_p > 7^{**}$
<b>b. Cát</b> (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 lân 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 phôi hạt xâu, cát lân 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 $I_p > 7^{**}$
<b>2. Đất hạt mịn</b> (lượng hạt lọt rây số 200 trên 50%)	ML	Bụi vô cơ, cát rất mịn, cát lân bụi đá, cát mịn pha bụi hay sét	
	CL	Sét vô cơ (độ dẻo thấp đến trung), sét lân sạn sỏi, sét lân cát, sét lân 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,...	
	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.	

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: <b>GW - GM; GW - GC; GP - GM</b> <b>GP - SC; SW - SM; SW - SC;</b> <b>SP - SM; SP - SC</b>

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  $3 \times 10^{-3} m^3$ , 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  $k = 0,005 mm/giây$ , 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.

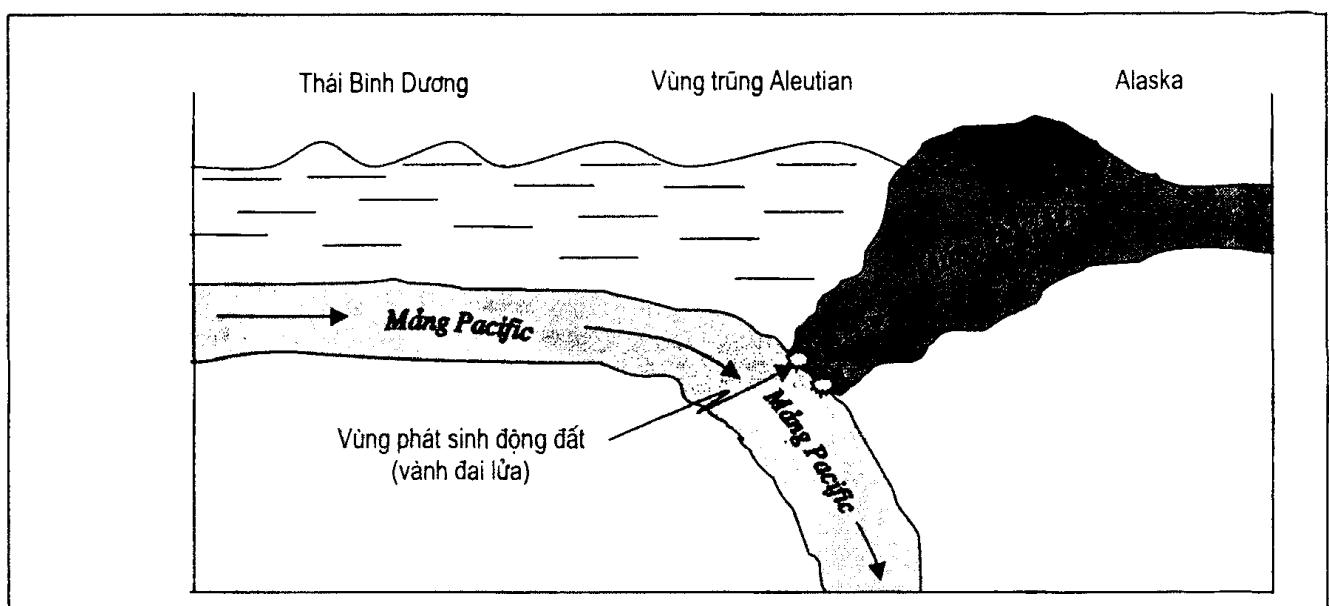
**Bài tập 1.13.** Hãy giải ví dụ 1.6 nếu hệ số Poisson  $\nu = 0,4$ , mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 2

# ĐỊA 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. Mắt 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 nồng 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 tĩnh 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 do 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	Trí số cường độ địa chấn xung quanh đứt gãy kiến tạo đã được Mercalli hiệu chỉnh
$\leq 2$	-	-	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
$\geq 8$	$\geq 0,50 \text{ g}$	$\geq 34 \text{ giây}$	XI - XII

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

## 2.2. CÁC SÓNG ĐỊA CHÂN

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

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

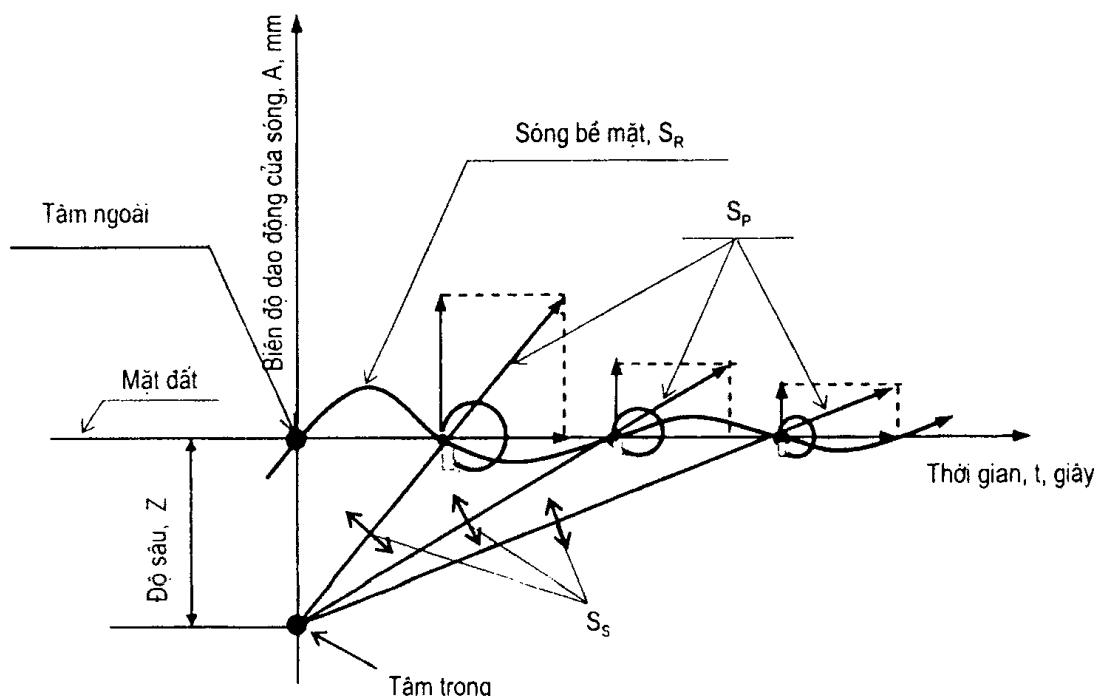
Để tính toán tốc độ sóng ban đầu, chúng ta có thể sử dụng công thức dưới đây:

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

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

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$\nu$  - hệ số Poisson.



Hình 2.2. Sơ đồ truyền sóng địa chấn từ nội chấn tâm lên bể 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.

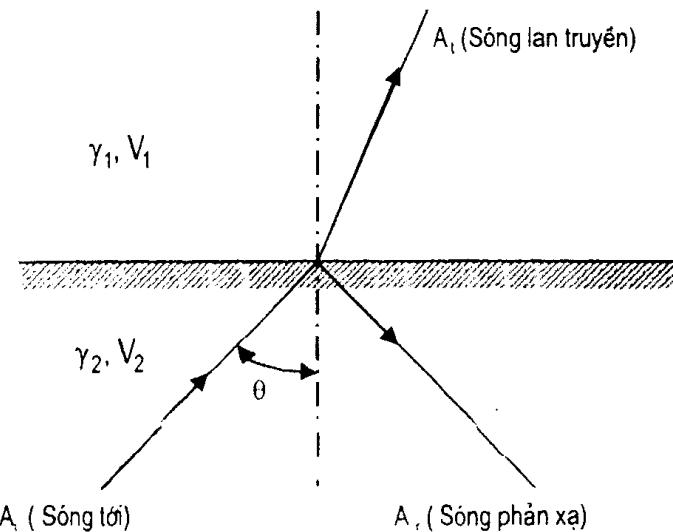
### 3. *Vận tốc sóng Rayleigh (sóng bê mặt), $V_R$*

Có thể tính gần đúng bằng công thức sau:

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

#### 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  $A_r$ ,  $A_s$ , và  $A_i$ , tương ứng, và góc tới là  $\theta = 0$ , thì tương quan giữa các biên độ này có thể được biểu diễn như sau:

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

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

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

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

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$V$  - tốc độ sóng.

Nói chung, hệ số trớ kháng của lớp đất sét mềm yếu hơn so với tầng đất cứng. Do đó, hệ số trớ 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. Hiệu tượng công 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:

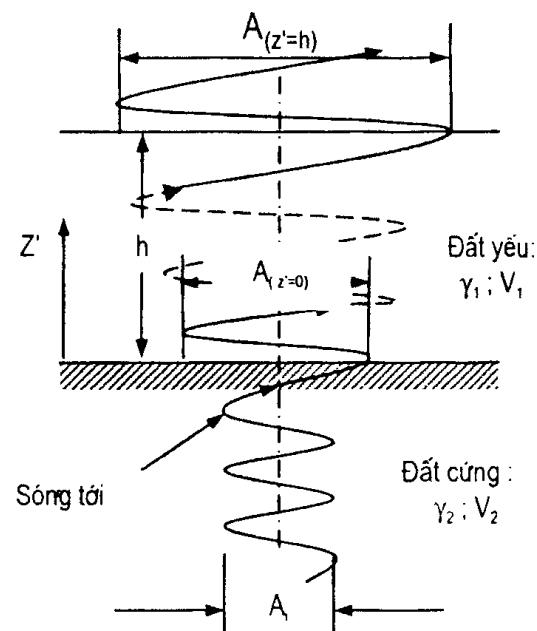
$$A_{(z'=h)} = \frac{2}{\bar{\alpha}} A_i \quad (2.11)$$

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 lóng 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  $\sigma_{v0}$  và  $\sigma'_{v0}$ );

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

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

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

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

CRR là hệ số kháng hoá lóng 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 ( $N_1$ )<sub>60</sub>:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = (100/\sigma'_{v0})^{0.5} \cdot N_{60} \quad (2.16)$$

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 khôn 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 tinh 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:

$$C_N = 1,8 / (0,8 + \sigma'_{V0} / 100) \quad (2.19)$$

$\sigma'_{V0}$  - 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  $q_c$ , ứng với động đất có  $M = 7,5$ .

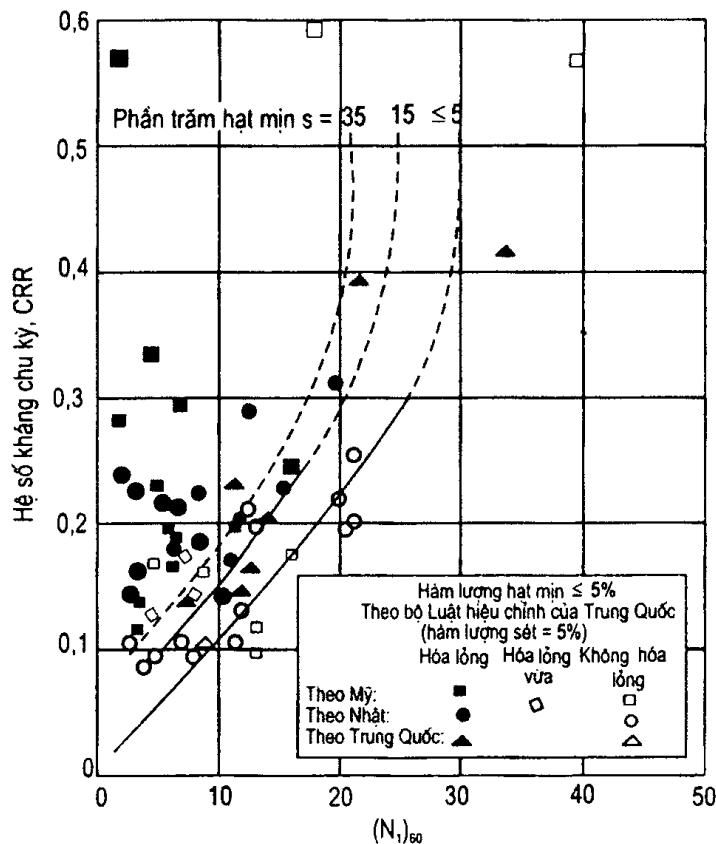
### 2.3.2. Lún do động đất gây ra

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:  $\varepsilon_v$  - biến dạng thể tích (biến dạng thể tích sau hoà lỏng);

H - chiều dày lớp đất bị hoà 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 công sự, 1985).**

Để tính toán lún bề mặt đất của loại cát sạch bão hòa 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:

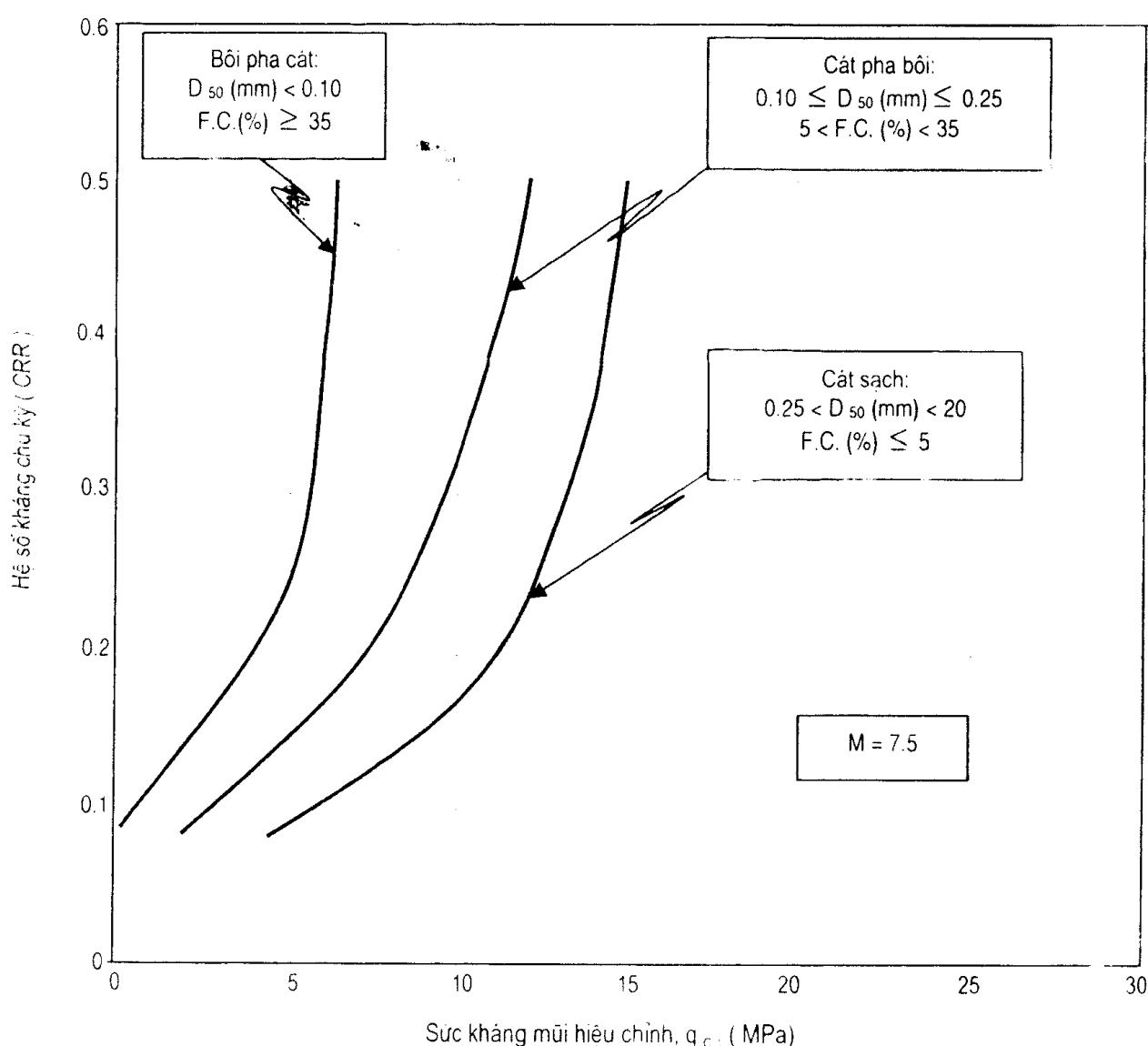
a) Tính toán hệ số an toàn kháng hoá lỏng,  $FS_L$ , (xem hình 2.8):

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 cát lớn nhất gây ra do động đất,  $\gamma_{max}$ , tương ứng với sức kháng mũi xuyên,  $q_{c1}$ , kG/cm<sup>2</sup>, hay trị số thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn của Nhật Bản,  $N_1$ ,
- c) Biến dạng thể tích,  $\epsilon_v$  (%) (xem hình 2.9).

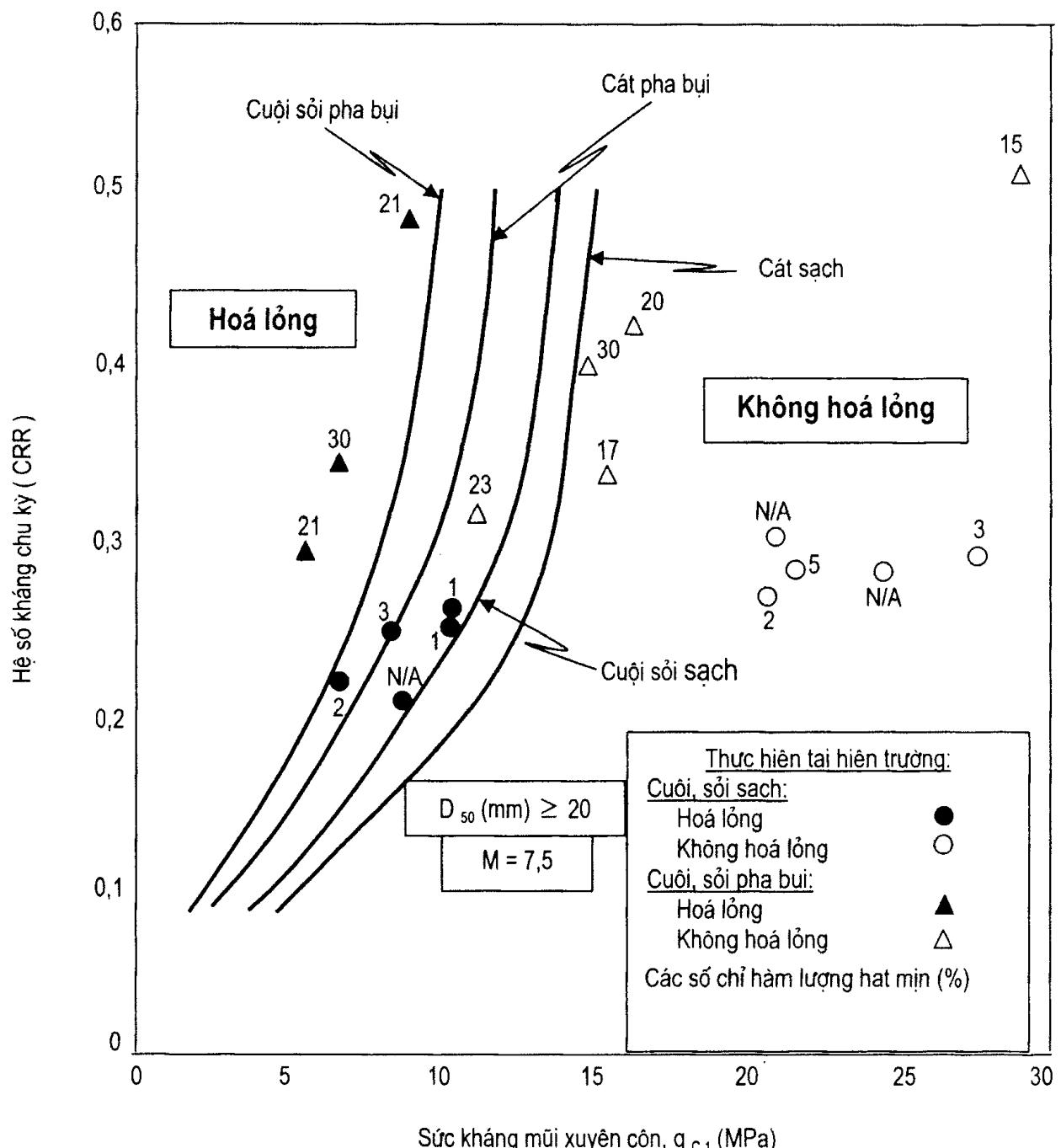
d) Độ lún : độ lún của đất được tính bằng biến dạng thể tích biểu diễn bằng số lẻ thấp phân,  $\epsilon_v$ , nhân với chiều dày lớp đất bị hoá lỏng,  $H$ , (xem phương trình 2.20).



*Hình 2.6. Tương quan giữa hệ số kháng chu kỳ (CRR) và trị số sức kháng mũi xuyên côn 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,  $\gamma$ , nằm trên mực nước ngầm bằng  $18,90 \text{ kN/m}^3$ , và trọng lượng đơn vị đẩy nổi,  $\gamma'$ , 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 thuỷ 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 cuội, sỏi sạch và cuội sỏi lân bụi ứng với cường độ động đất  $M = 7,5$  (theo Stark và Olson, 1995).

Bài giải :

1) Bằng cách dùng hình 2.9 :

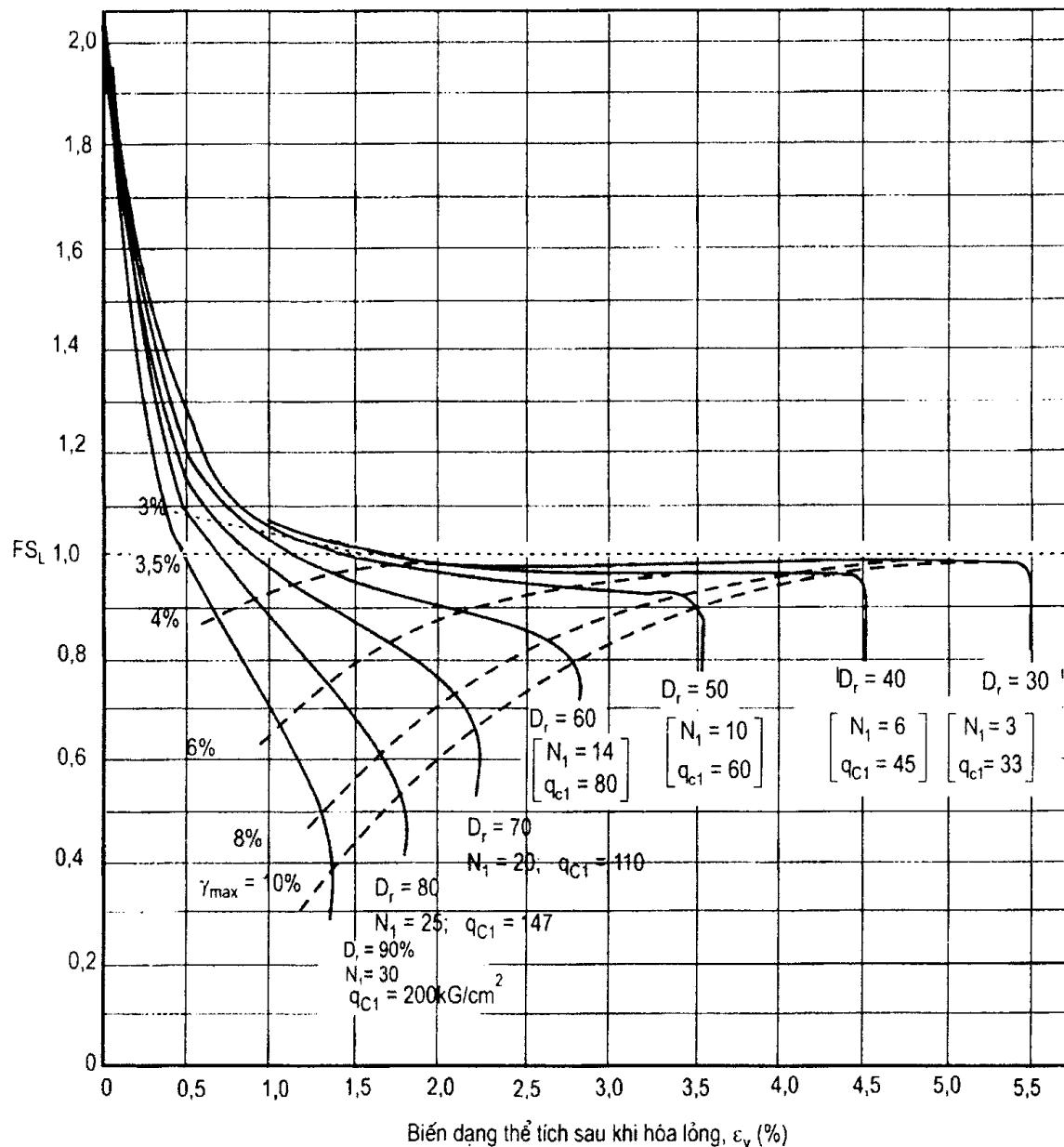
a) *Bước 1:* Tính toán trị số CSR, có thể dùng phương trình (2.13), như sau:

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

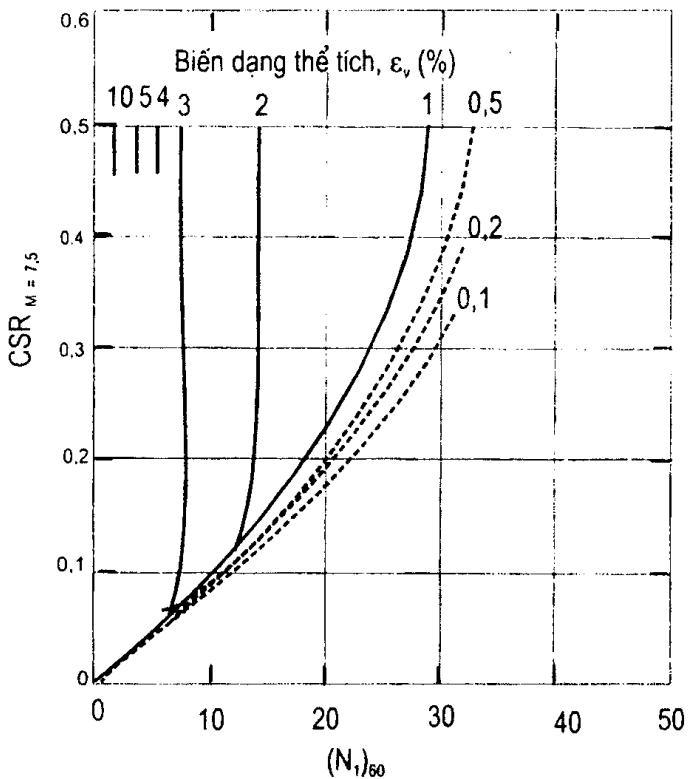
Theo điều kiện bài toán, ta có:

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

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



**Hình 2.8.** Sơ đồ để xác định trị số độ lún bê 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 cắt lớn nhất gây ra do động đất dự kiến,  $\gamma_{max}$ , sức kháng mũi xuyên,  $q_{cl}$ , 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 bản 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 ( $N_1$ )<sub>60</sub>:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} = (100 / \sigma'_{v0})^{0.5} \cdot N_{60}$$

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 côn 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 bù 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 bù mặt đất của lớp đất này sẽ là:

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

**Ví dụ 2.2.** Một trầm tích cát sạch có bù mặt đất nằm ngang, tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma$ , nằm trên mực nước ngầm bằng  $18,90 \text{ kN/m}^3$ , và trọng lượng đơn vị đẩy nổi,  $\gamma'$ , 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,  $q_c = 40 \text{ kG/cm}^2$ . Giả thiết, áp lực nước là thuỷ 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  $\leq 5\%$ ).

*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,  $q_{cl}$ :

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

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

- Từ hình 2.6, với  $q_{cl} = 5,9 \text{ MPa}$  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  $q_{cl} = 59 \text{ kG/Cm}^2 = 5,9 \text{ MPa}$ , 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:

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

## 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  $q_{cl} = 50 \text{ kG/cm}^2$  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 NGÂM CỦA ĐẤT

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

#### 3.1.1. Áp lực thủy 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,  $\gamma_{dn}$ , 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,

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

Trong đó:  $\gamma'$  - trọng lượng đơn vị hữu hiệu của đất.

#### 3.1.2. Gradien thuỷ lực tối hạn và hiện tượng bùng nén

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:

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

Trong đó:  $\gamma_{bh}$  - trọng lượng đơn vị bão hòa của đất.

Áp lực nước lô rỗng tại điểm 0 là:

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

và ứng suất hữu hiệu,  $\sigma'$ , tại điểm 0 là:

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

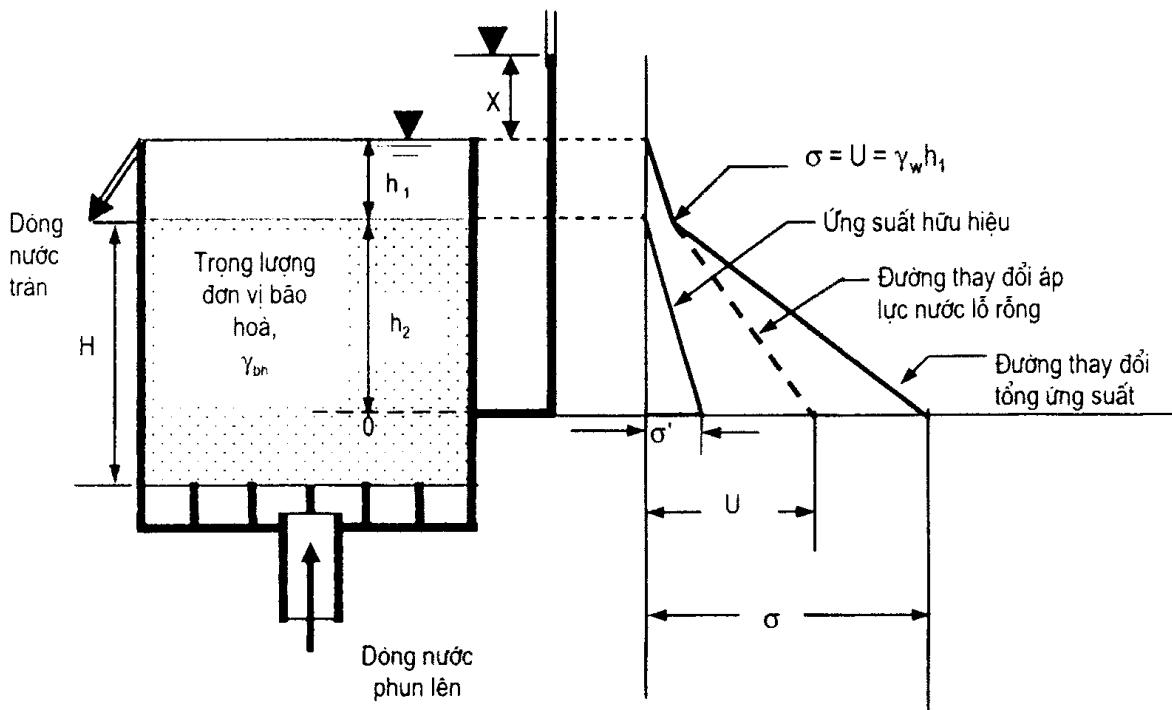
Khi ứng suất hữu hiệu trong đất bằng không, thì đất sẽ mất ổn định. Vậy ta có thể viết:

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

hay,

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

Trong đó:  $i_{th}$  - gradien thuỷ lực tới hạn.



**Hình 3.1. Gradien thuỷ lực tới hạn và hiện tượng bùng nổ.**

**Ví dụ 3.1.** Một lớp cát của mặt cắt đất nền như chỉ ra trên hình 3.2 là bồn nước acesi (nước tự phun). Một hố đào 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 nổ?

*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:

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

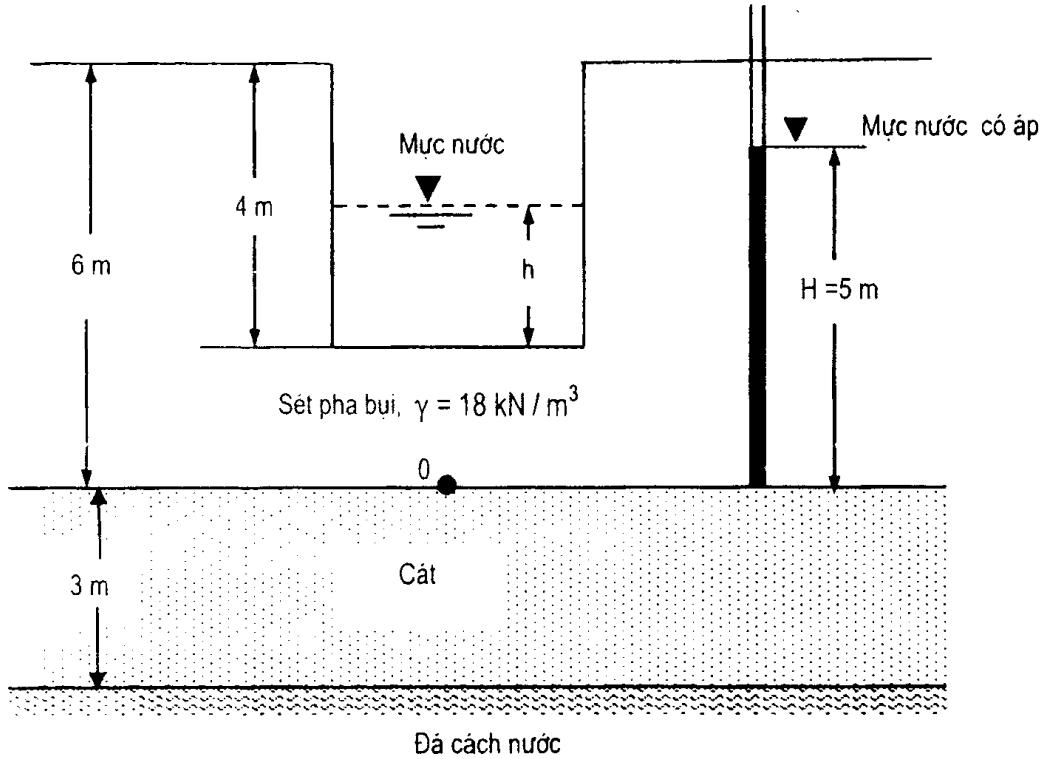
Để xảy ra hiện tượng bùng nổ, thì  $\sigma' = 0$ . Vậy,

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

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 gradiên thuỷ lực tối 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 thỏa 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 thẩm tới hạn,  $i_{th}$*

E.A. Zamarin đã chứng minh được rằng, gradien thẩm 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 thẩm 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 thẩm 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:

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

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

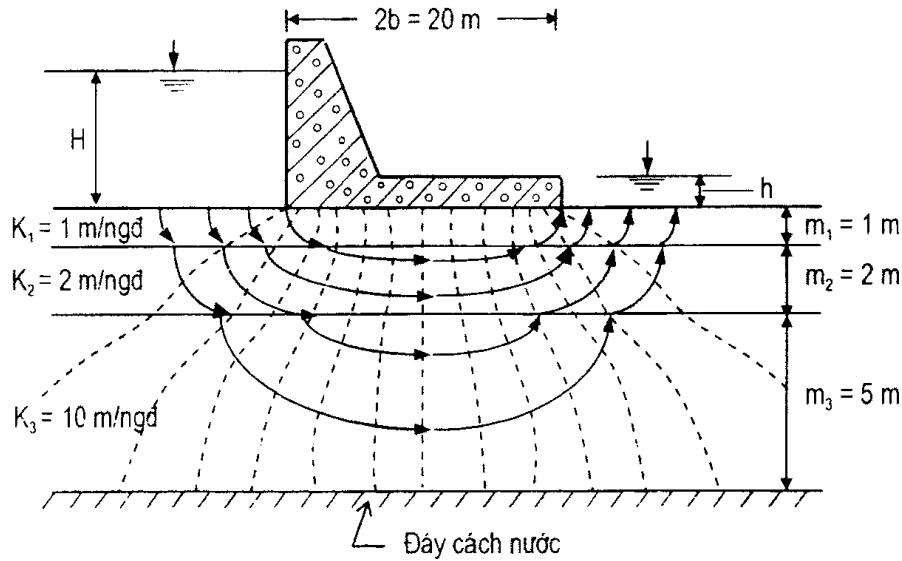
- Theo phương đứng,  $\bar{K}_v$ :

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

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

- Theo phương ngang,  $\bar{K}_h$ :

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



**Hình 3.3.** Sơ đồ dùng để tính cho ví dụ 3.2.

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

- Hệ số thẩm trung bình,  $K_{tb}$

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

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

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:  $2b/a$ ).

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

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

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

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 thẩm thực được tính:

$$V_u = I k_u = \frac{\Delta H}{L} k_u \quad (3.16)$$

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

hay:

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

5) Theo L.M. Kozlova, tốc độ thẩm tối 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:

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

### 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 :

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

## 2. Điều kiện an toàn của các công trình thuỷ 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 thuỷ 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:  $\Delta h$  = tổn thất cột nước giữa hai đường đẳng thế;

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

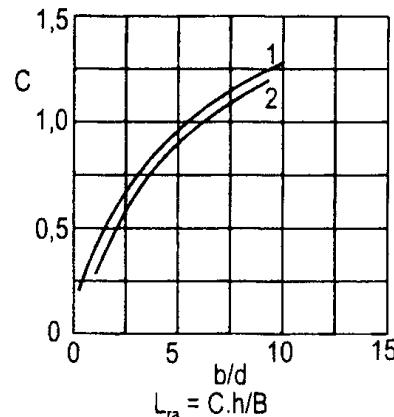
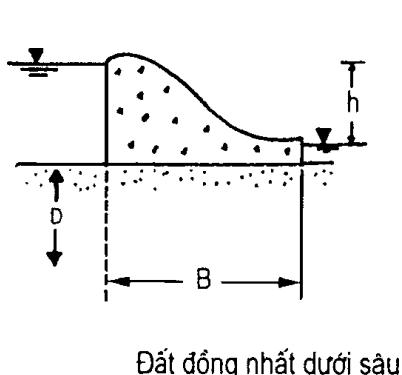
Harza còn đưa ra các sơ đồ cho gradien thoát lớn nhất của các đập thuỷ công xây dựng trên trầm tích đồng nhất dưới sâu (xem hình 3.4 dưới đây).

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

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

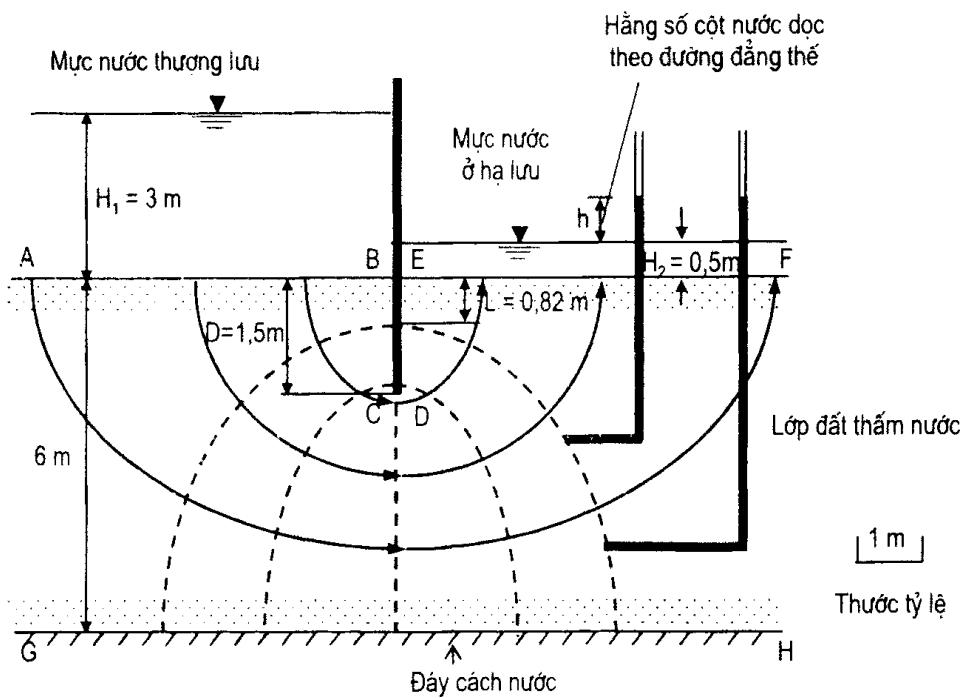
Trong đó:  $h_{max}$  - chiều cao cột nước lớn nhất;

$D$  - chiều sâu xuyên của hàng cọc cù xuống nền.



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

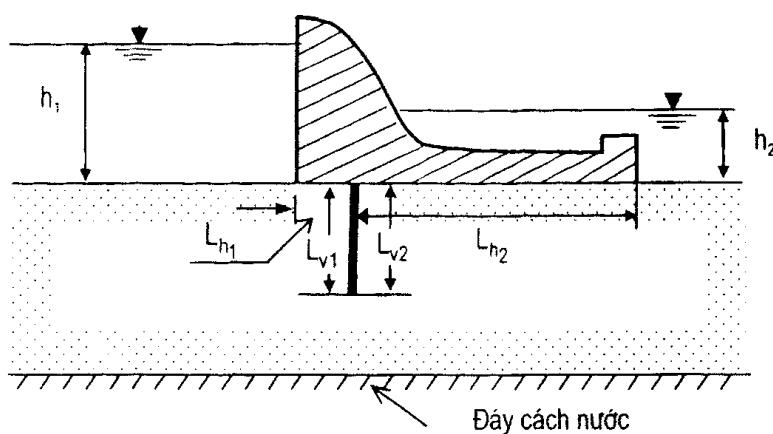
**Hình 3.4. Sơ đồ xác định gradien thoát tối hạn**  
(theo L.F. Harza, nước dâng và thấm trong lớp cát dưới đập, 1935).



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

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  $45^\circ$ , 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 cù 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 cù ( $D$  là chiều sâu cắm ngập của cọc cù).

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 thuỷ 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;

$\gamma_w$  - trọng lượng đơn vị của nước.

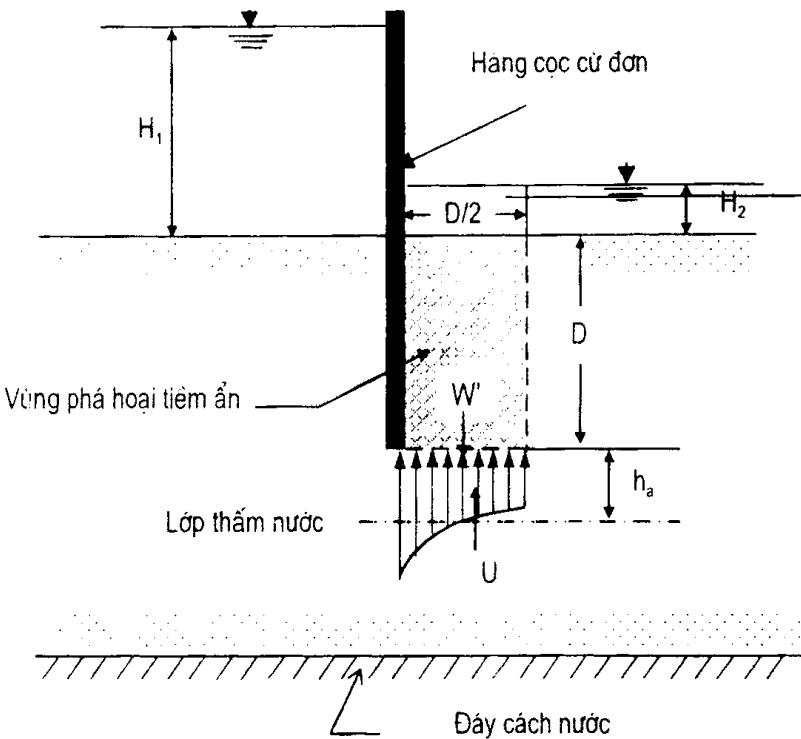
**Bảng 3.1. Các trị số an toàn đối với hệ số xói ngầm trọng lực**

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:



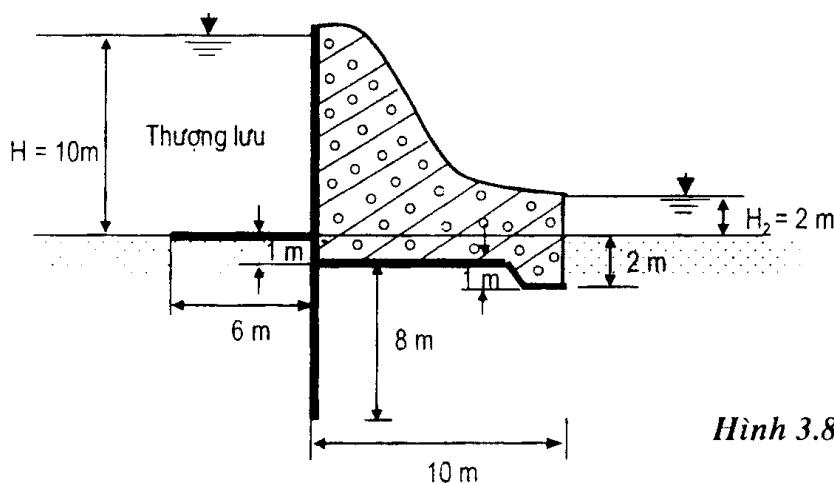
**Hình 3.7.** Sơ đồ phá hoại hàng cọc cù do xói ngầm.

$$FS = \frac{W'}{U} = \frac{\frac{1}{2} \gamma' D^2}{\frac{1}{2} \gamma_0 D h_a} = \frac{\gamma' D}{\gamma_0 h_a} \quad (3.24)$$

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 cù đơn, ví dụ như chỉ ra trên hình 3.8. Terzaghi (1943) khuyên rằng, sự ổn định của toàn bộ lăng 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 lối dòng chảy đối với hàng cọc cù 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) *Phân 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 tối hạn, có thể được xác định như sau:

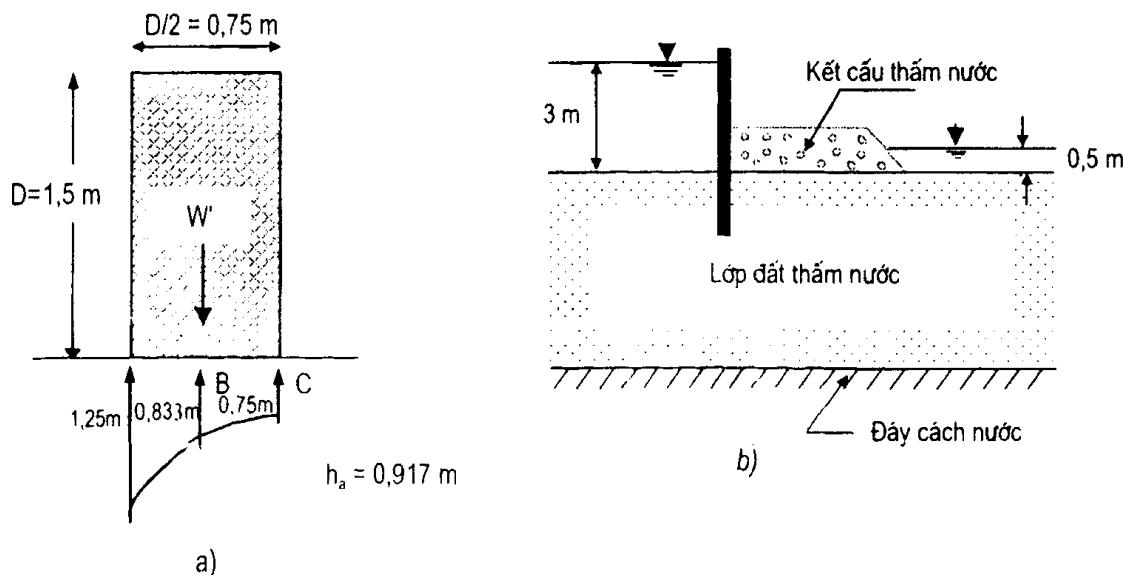
$$I_{th} = \frac{\gamma'}{\gamma_0} = \frac{10,2}{9,81} \approx 1,04$$

Vậy hệ số an toàn kháng xói ngầm là:

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

### 1) Phần 2- theo phương pháp Terzaghi:

Xét một lăng trụ đất ở sát hàng cọc cù phia 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 thế 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 :

$$FS = \frac{\gamma' D}{\gamma_0 h_a} = \frac{10,2(1,5)}{9,81(0,917)} = 1,70$$

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 lăng 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 cù 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 /  $m^3$ , mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 4

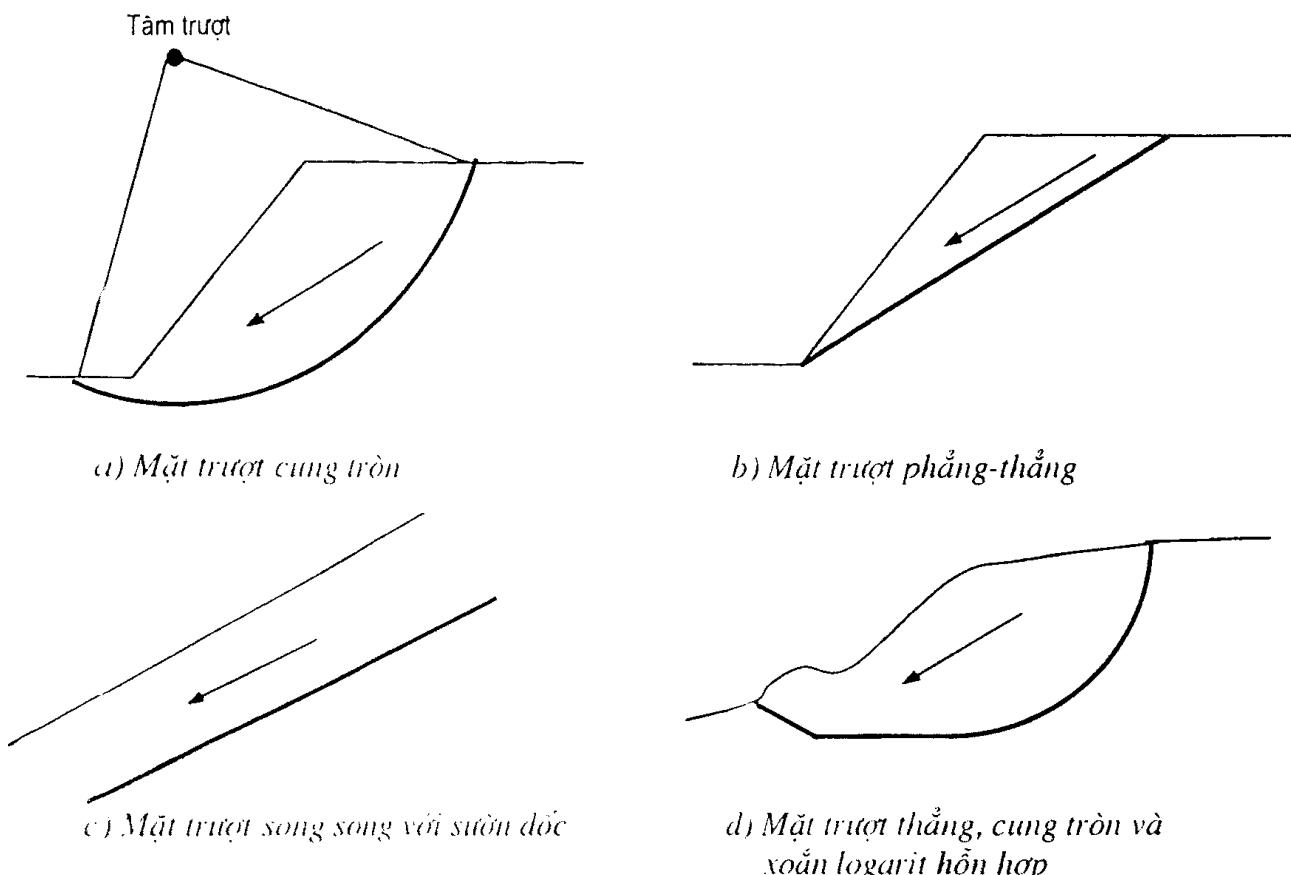
# TRƯỢT ĐẤT VÀ ĐÁ TRÊN SƯỜN DỐC, PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH SƯỜN DỐC

### 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 DỐC

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

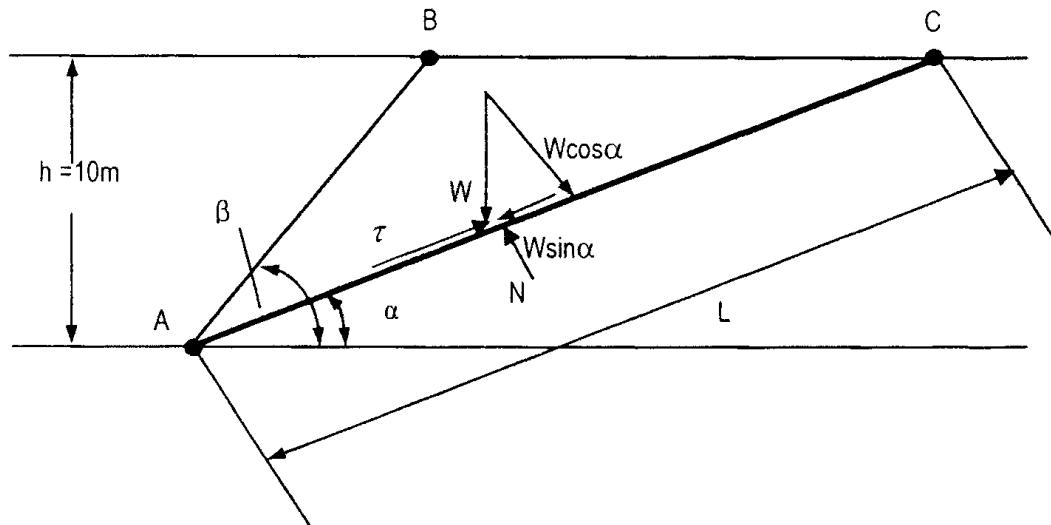


Hình 4.1. Các dạng mặt trượt khác nhau.

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 ( $\varphi = 0 ; c = 0$ ):

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

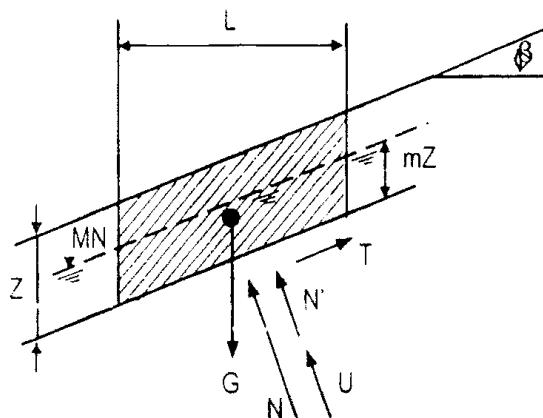
Nếu:  $FS = 1$ - trạng thái cân bằng cực hạn;

$FS < 1$ - 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:  $N = G \cos \beta = \gamma Z L \cos \beta$ ;

$$T = G \sin \beta = \gamma Z L \sin \beta;$$

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:

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

và

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

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

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

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:

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

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

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

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

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



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/m<sup>2</sup>; góc ma sát trong,  $\phi = 19^\circ$ , và trọng lượng đơn vị,  $\gamma = 16$  kN/m<sup>3</sup>.

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

Bài giải:

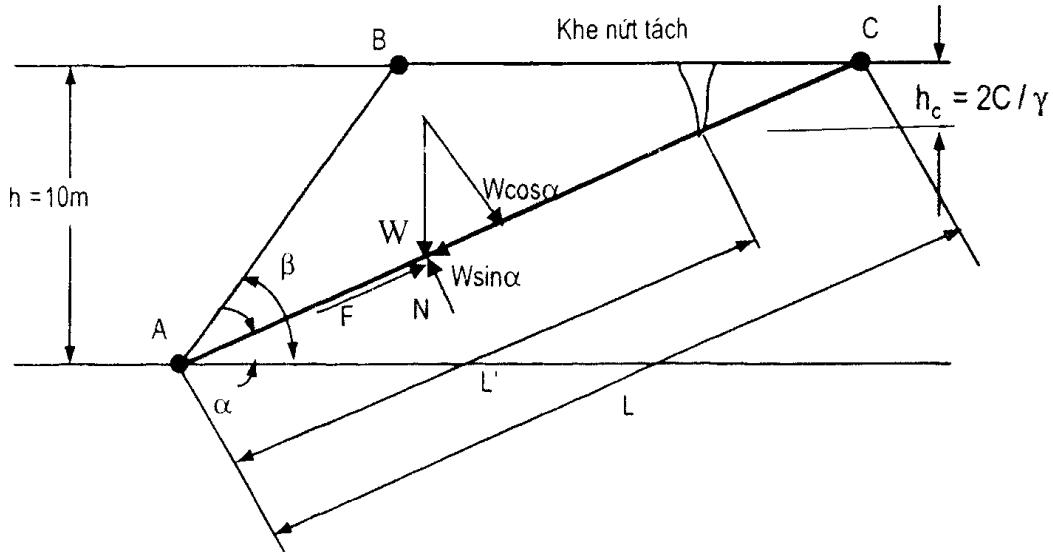
1) Bề mặt trượt tới hạn sẽ xuất hiện lân cận góc  $(\beta + \phi)/2$ , tức là:

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

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

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

- Các trị số L được tính trong cột [2] của bảng 4.1 dưới đây;
- Cột [3] tính diện tích của các khối trượt;
- Cột [4] tính tổng trọng lượng khối trượt ứng với  $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ ;
- Cường độ kháng trượt được tính trong cột [5];
- Cột [6] tính lực pháp tuyến;



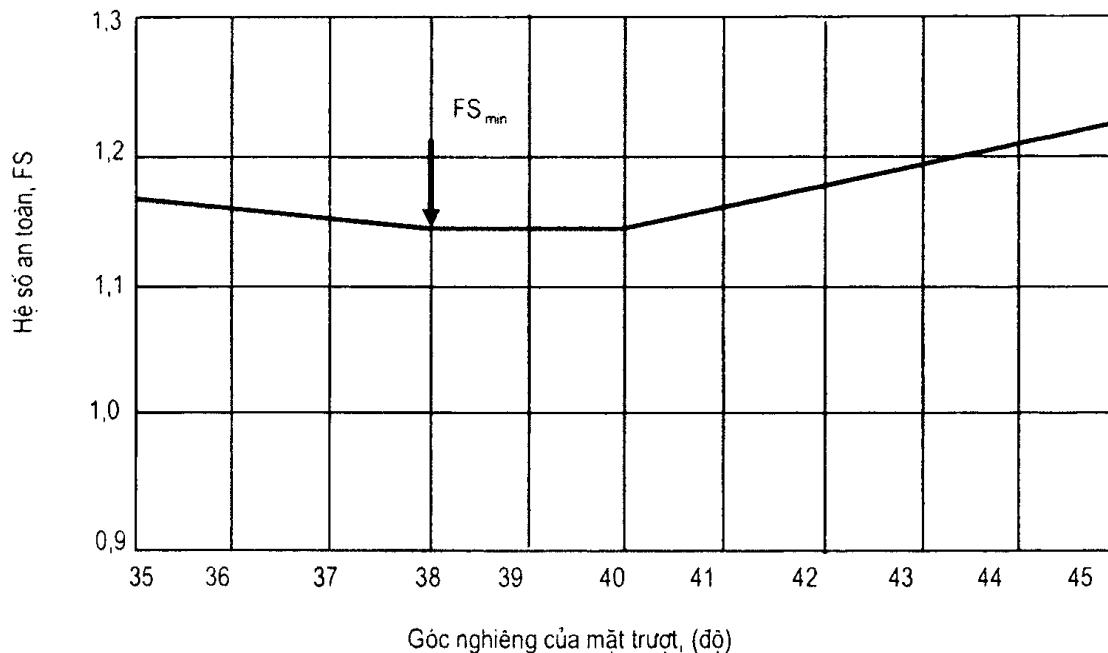
**Hình 4.5.** Sơ đồ dùng để tính ví dụ 4.1.

- $W \cos \alpha \tan \varphi = 0,3444 W \cos \alpha$ ;
  - Lực tiếp tuyến được tính trong cột [7];
  - Hệ số an toàn kháng trượt được tính bằng cột [5]+[6]+[7];
  - Phương pháp trên đây được áp dụng cho các góc trượt khác quanh góc  $40^\circ$ .
- a) Phân tích hệ số an toàn kháng trượt khi không có khe nứt tách như chỉ trong bảng 4.1 dưới đây:

**Bảng 4.1. Các trị số hệ số an toàn kháng trượt khi không có khe nứt tách**

Góc nghiêng mặt trượt, $\alpha$ (độ)	Chiều dài mặt trượt, $L$ (m)	Diện tích khối trượt, ( $\text{m}^2$ )	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]
35	17,4	42,5	680	261	198	390	1,177
40	15,6	30,7	491	234	129	316	1,148
45	14,1	21,0	336	212	82	238	1,235
38	16,2	35,1	562	243	152	346	1,142

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.

- Thực 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  $38^\circ$  sẽ là rất nhỏ.

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

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

- Khi đó chiều dài mặt trượt ứng với góc nghiêng bằng  $38^\circ$  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 đinh 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, $\alpha$ (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 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 tối hạn - khi khe nứt tách lấp đầy nước**

Góc nghiêng mặt trượt, $\alpha$ (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 đố

Có hai điều kiện có thể phân tích sườn dốc bằng phương pháp toán đố 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 nồng hay lồi lõm.

- 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.

I. 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<sup>2</sup>;

γ - tổng trọng lượng đơn vị của đất, kN/m<sup>3</sup>;

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 thám ngược đã dự kiến trước.

(b) Đối với dòng thám 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 thám 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;

$\gamma_w$  - trọng lượng đơn vị nước;

γ - tổng trọng lượng đơn vị của đất;

β - góc dốc của sườn dốc.

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

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

Trong đó: θ - góc thám 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:  $\varphi'$  - góc ma sát trong hưu hiệu;

$C'$  - lực dính hưu hiệu;

$\beta$  - góc dốc của sườn dốc;

$H$  - độ sâu của khối trượt do 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:  $\varphi$  - 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 tối 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  $\cotg \beta = 2,75$ :

$$A = 0,62 \text{ và } B = 3,1$$

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:

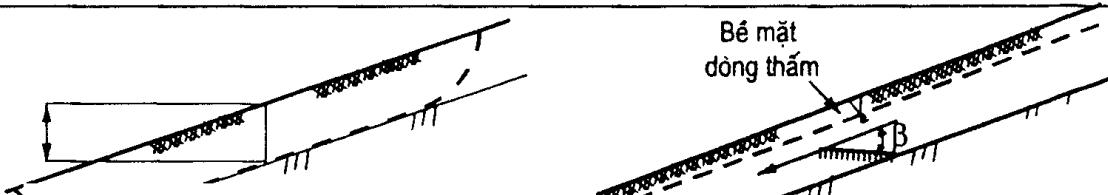
$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \times \frac{1}{1 + \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta} = \frac{9,81}{19} \times \frac{1}{1 + (0,364)(0)} \approx 0,52$$

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

$$A = 0,41 \text{ và } B = 3,1$$

Hệ số an toàn được tính như sau:

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



$\gamma$  = tổng trọng lượng đơn vị

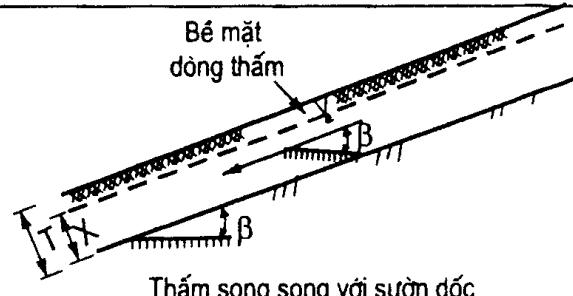
$\gamma_w$  = trọng lượng đơn vị của nước

$C'$  = lực dinh hưu hiệu

$\phi'$  = góc ma sát trong hưu hiệu

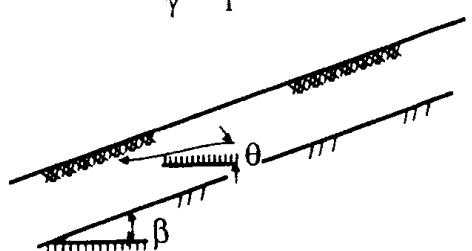
$r_u$  = hệ số áp lực lỗ rỗng =  $U / \gamma H$

$U$  = áp lực lỗ rỗng tại độ sâu  $H$



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

Các bước:



1) Xác định  $r_u$  bằng cách đo áp lực lỗ rỗng hay các công thức ở bên phải

Thẩm ngang so với sườn dốc

2) Xác định A và B theo các sơ đồ dưới:

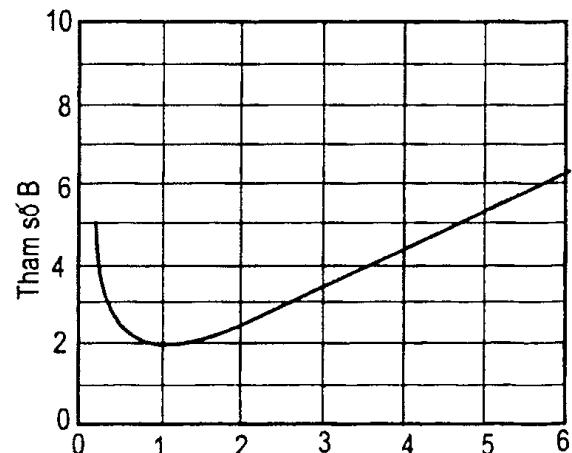
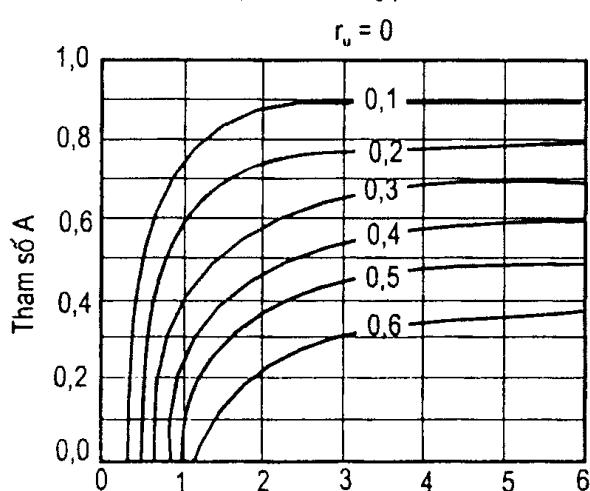
3) Tính:

$$FS = A \frac{\operatorname{tg} \phi'}{\operatorname{tg} \beta} + B \frac{C'}{\gamma H}$$

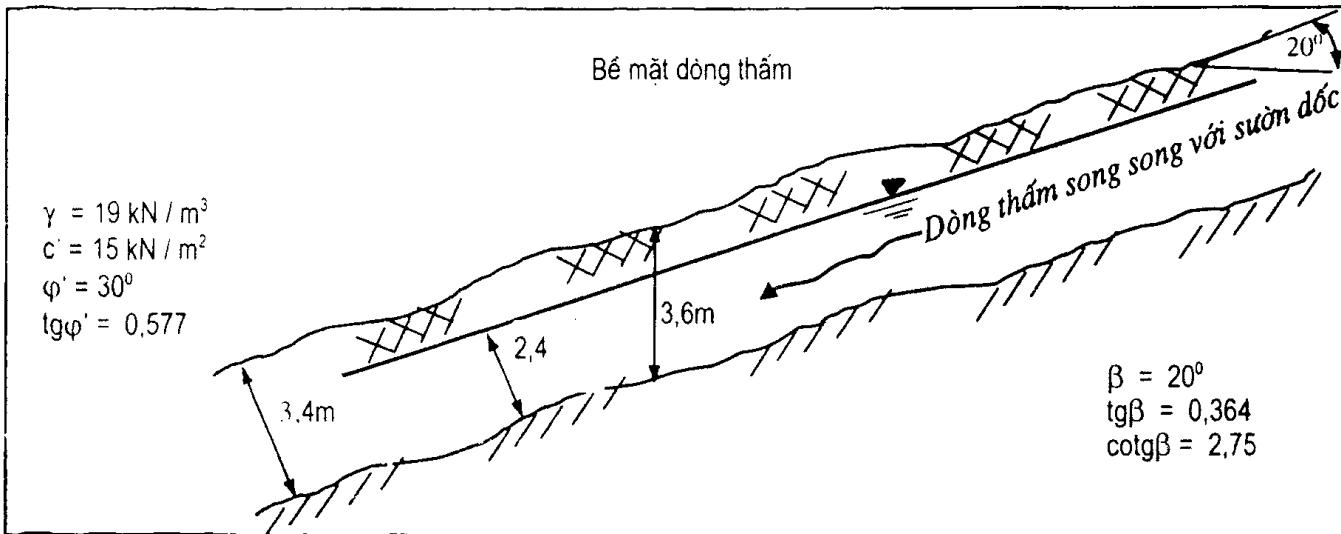
$$r_u = \frac{\gamma_w}{\gamma} \times \frac{1}{1 + \tan \beta \tan \theta}$$

Hệ số độ dốc,  $b = \cot \beta$

Hệ số độ dốc,  $b = \cot \beta$



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



Chú ý, hệ số thám ngang sườn dốc rất nhỏ so với thám 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 tối hạn*, và (3) *Phương pháp phân 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 lăng 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 lăng 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 chí 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:

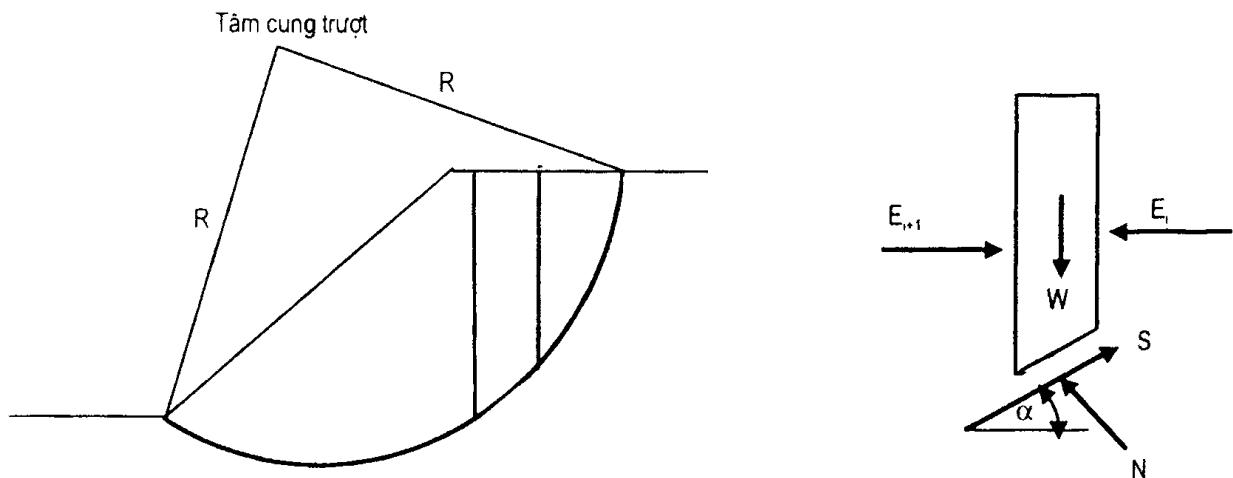
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n M_R}{\sum_{i=1}^n M_D} \quad (5.27)$$

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

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

Vậy,

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i R}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i R} = \frac{\sum_{i=1}^n [(N_i - U_i) \operatorname{tg} \varphi' + C_i L_i] R}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i R} \quad (5.28)$$



a) Sườn dốc và bê mặt trượt tiêu biểu

b) Mảnh trượt tiêu biểu

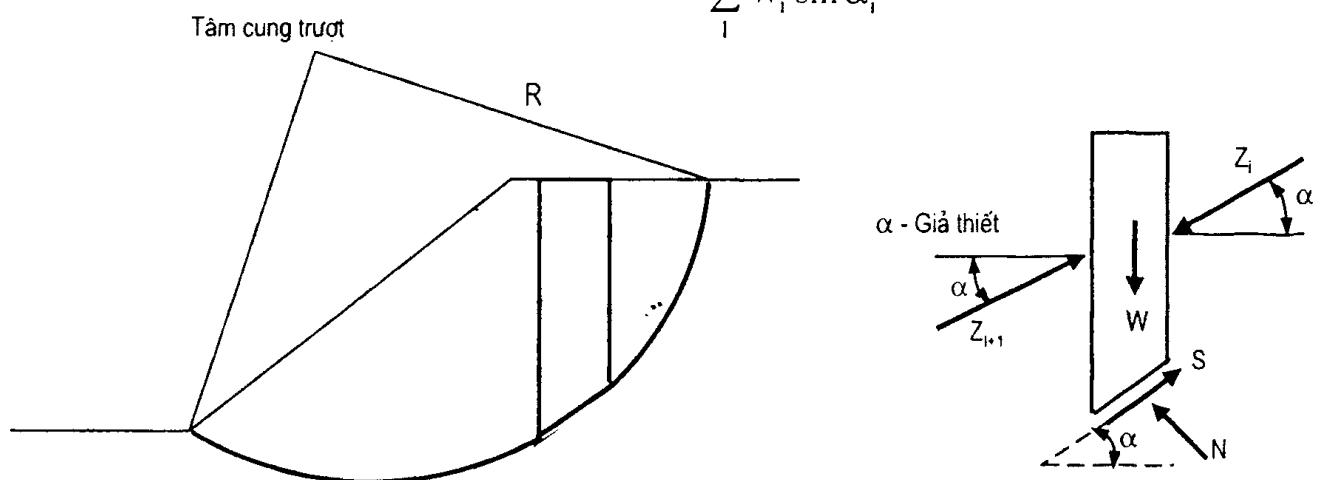
Hình 4.9. Sơ đồ bê mặt trượt cung tròn theo Bishop cải tiến.

#### 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:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i} (C - u_i \operatorname{tg} \varphi) \right] + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (5.29)$$



a) Sườn dốc và mặt trượt tiêu biểu

b) Mảnh trượt nhỏ tiêu biểu

Hình 4.10. Mảnh 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 lõi rỗng trong sườn dốc vô hạn, chúng ta tính được  $r_u = 0,40$ . Các tham số của đất trong sườn dốc là:  $C = 16 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi' = 14^\circ$  và  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ . 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:

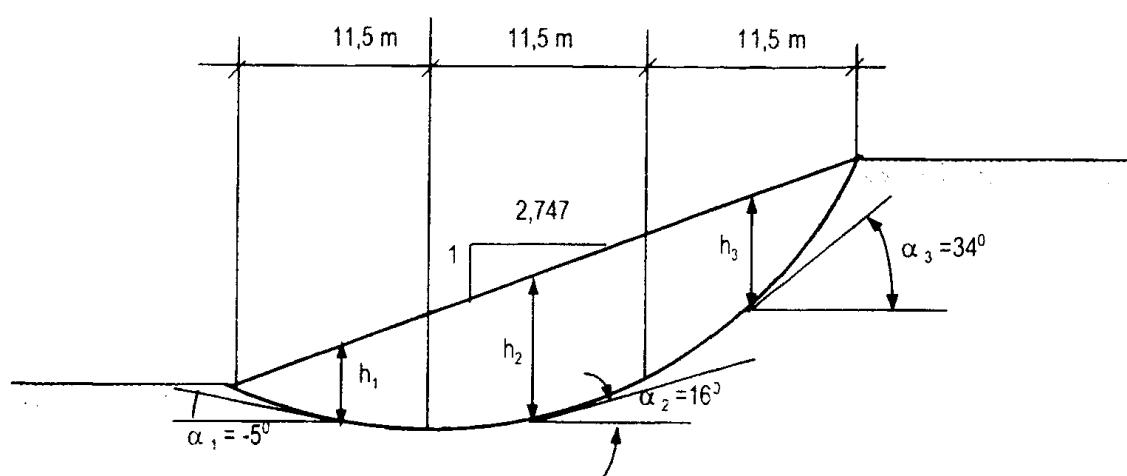
$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i - U_i) \operatorname{tg}\phi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \geq 1,5$$

hay,

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i \cos \alpha_i - U_i) \operatorname{tg}\phi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \geq 1,5$$

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	$\delta x_i$ (m)	$h_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$\alpha_i$ (độ)	$u_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
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:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (W_i \cos \alpha_i - \frac{u_i b \delta x_i}{\cos \alpha_i}) \operatorname{tg} \varphi + C \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \approx 1,28 < 1,5 \rightarrow \text{sườn dốc sẽ bị trượt.}$$

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:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{b \delta x_i}{\cos \alpha_i} (C - u_i \operatorname{tg} \varphi) \right] + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \approx 1,16 < 1,5 \rightarrow \text{sườn dốc sẽ bị trượt.}$$

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 đẩy 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/m<sup>2</sup>, 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 THẮNG 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 thăng đứng kết hợp với gia tải trước bằng những khối đất đắp tạm thời hay nén chân không. Các giếng tiêu nước thăng 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 thuỷ 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 thăng 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 thâm 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 thăng 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 thăng đứng có thể phân ra 3 loại cơ bản, đó là: *giếng cát (dá) hay giếng cát có vỏ bọc ngoài (bao tượng cát)*; *cọc cát nén chặt (một cách tổng quát gọi là các trụ vật liệu rời)*, và *bắc thấm*. Bảng 5.1 dưới đây giới thiệu các loại giếng thoát nước thăng đứng chính và phụ.

#### 5.2. GIA TÀI TRƯỚC

Gia tải trước được xem như một quá trình nén nền đất dưới tác dụng của ứng suất thăng đứng trước khi xây dựng công trình. Nếu tải trọng tác dụng tạm thời vượt quá tải

trong 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 họa 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 tuỳ 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. Nhũng loại vật thoát phổ biến (theo Rixner và cộng sự, 1986).**

Các loại chính	Các phụ loại	Ghi chú
Giếng cát tiêu nước	Lõi đáy bịt kín Mũi khoan kiểu xoắn ruột gà Mũi khoan cần rỗng liên tục Khoan thuỷ lực trong Khoan phut quay Khoan bơm - phut 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	Bắc thấm bằng cát, bao tượng cát, bắc thấm bằng vải	Chuyển vị toàn bộ của khối tương đối nhỏ
Bắc 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*”.

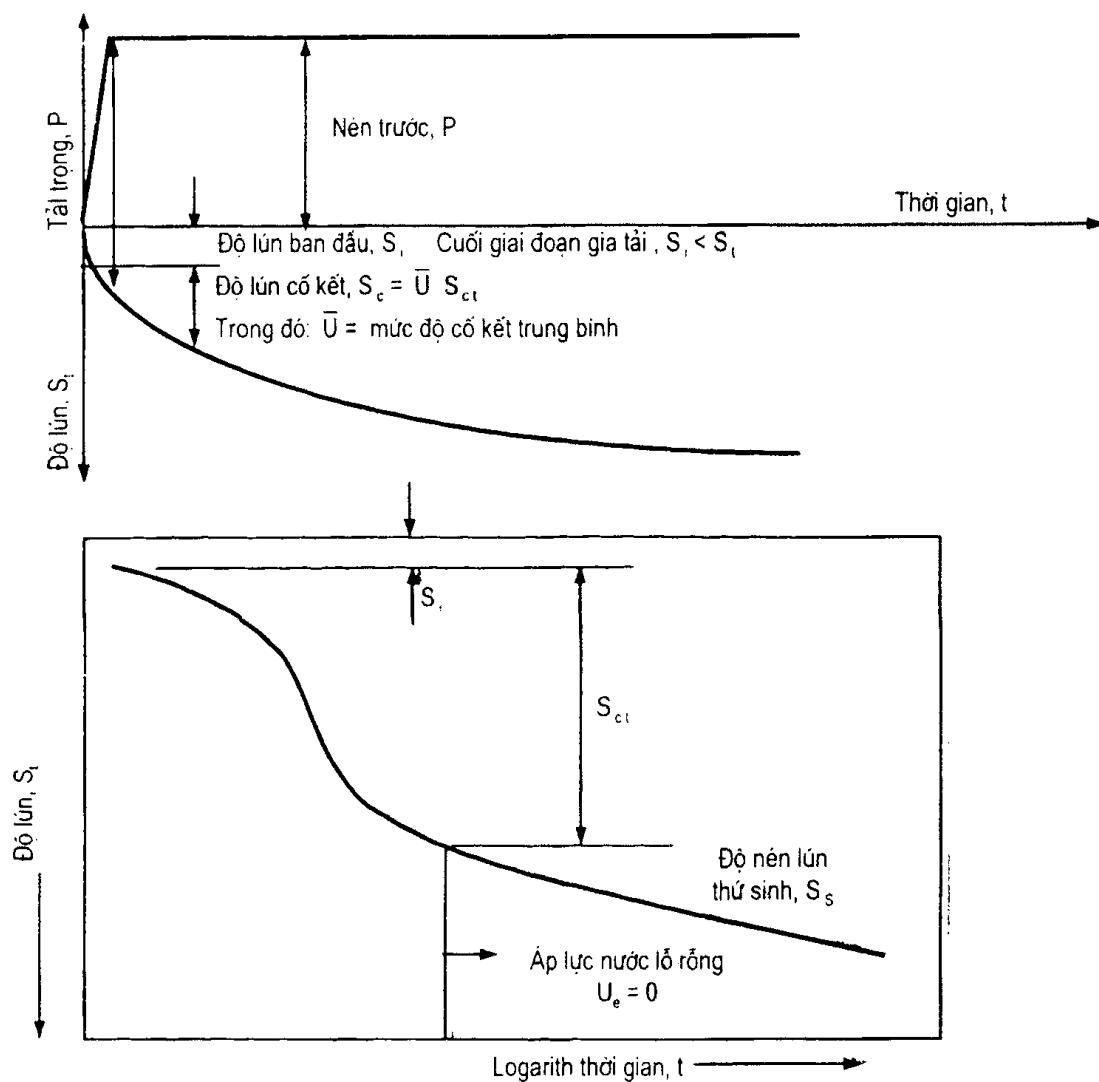
Những dạng lún khác nhau sẽ được phân tích trong phần này, một cách tổng quát, tổng độ lún,  $S$ , của nền đất dưới móng công trình có thể biểu diễn như sau:

$$S = S_e + S_C + S_S \quad (5.1)$$

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 hóa các loại độ lún.

### 5.3. GIA CƯỜNG ĐẤT BẰNG CÁC TRỤ VẬT LIỆU RỒI

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 đầm. 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 già 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 rung được rút lên, nó tạo ra một hố khoan có đường kính lớn hơn đường kính bộ 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 thuỷ lực đặt sát đáy của bộ 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  $40 \text{ kN/m}^2$  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 đặt tại

đinh 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 chật 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 về 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.

##### **I. 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:

$$D_c = 1,05 S \quad (5.2)$$

Còn theo sơ đồ hình vuông:

$$D_c = 1,13 S \quad (5.3)$$

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  $D_c$  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:

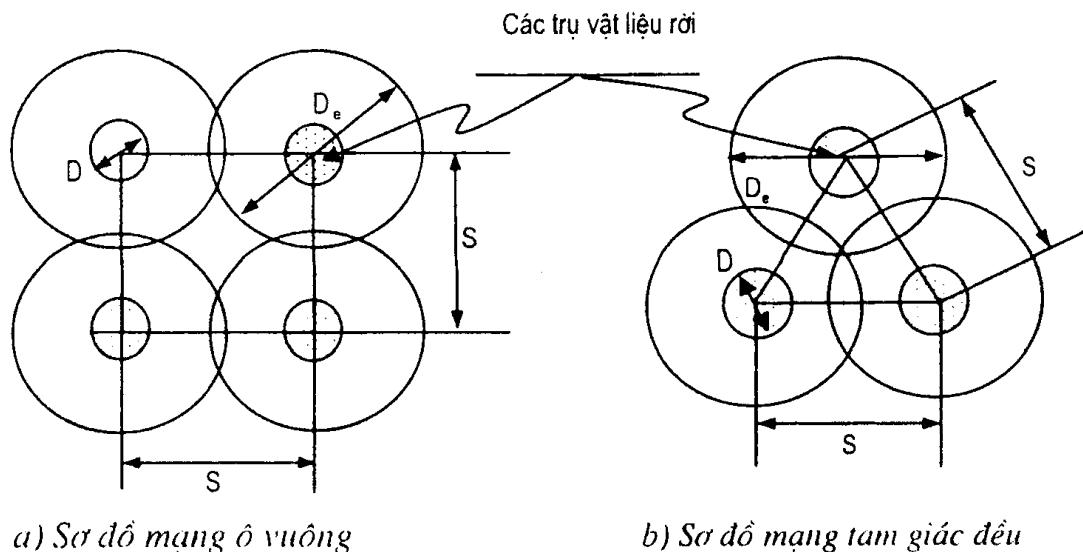
$$C_1 = \pi / 4$$

- 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:  $\sigma_s$  - ứng suất trong trụ vật liệu rời;  $\sigma_c$  - 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 nén trong thí nghiệm nén tĩnh khá cao. Bằng quan sát thí nghiệm khói đất đắp có tỷ lệ thực trên đất sét yếu Berg 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,  $\sigma$ , 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:

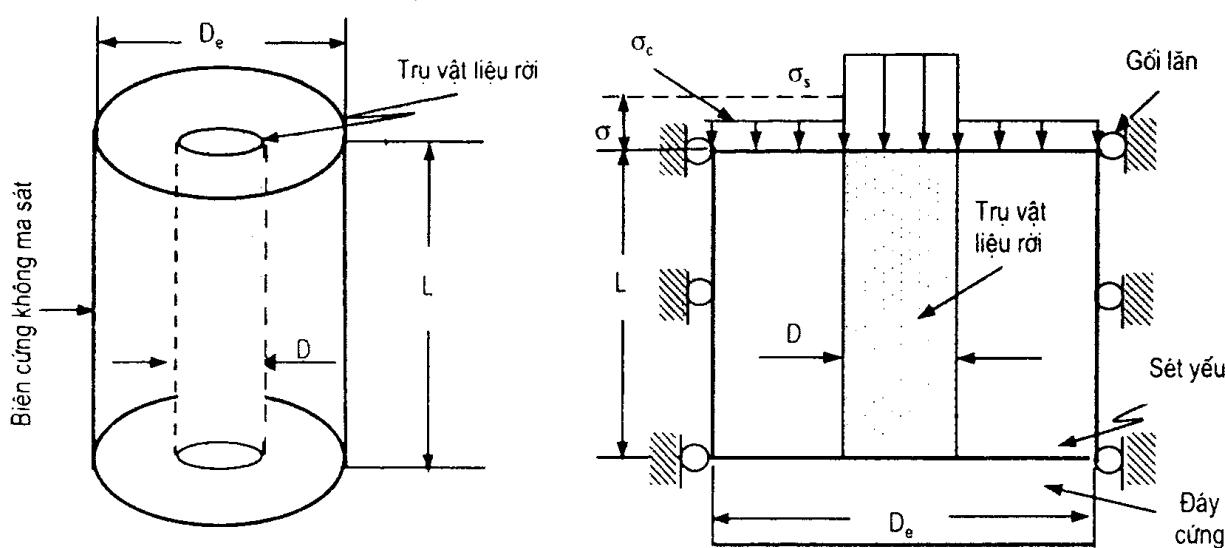
$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{1 + (n - 1)a_s} = \mu_s \sigma \quad (5.9)$$

và

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{1 + (n - 1)a_s} = \mu_c \sigma \quad (5.10)$$

$$\text{Trong đó: } \mu_s = \frac{n}{1 + (n - 1)a_s} \quad (5.11)$$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n - 1)a_s} \quad (5.12)$$



a) Trụ đơn vị

b) Mặt cắt

Hình 5.3. Lý tưởng hóa trụ đơn vị

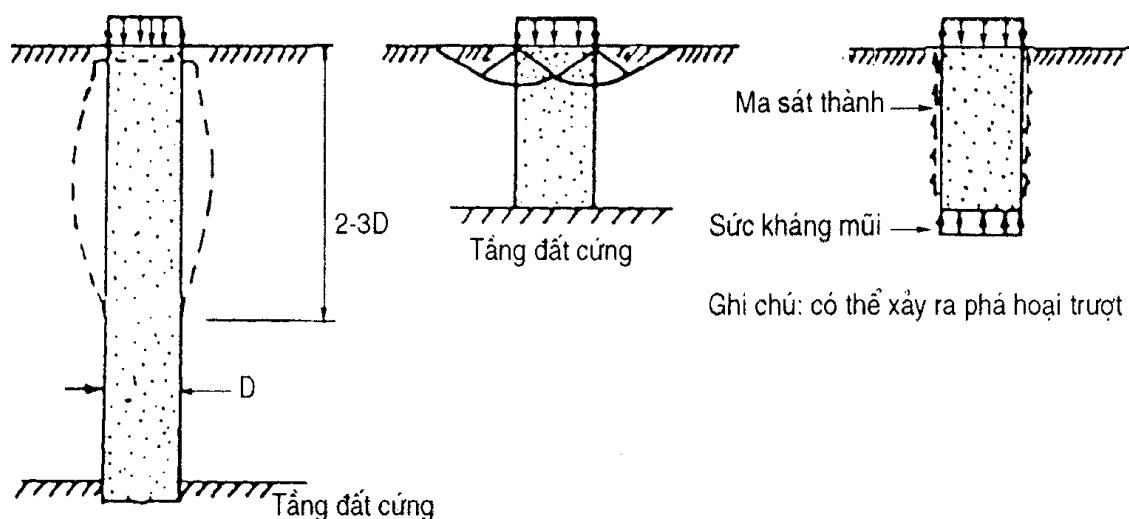
Các ứng suất  $\sigma$ ,  $\sigma_c$ , và  $\sigma_s$  là do tác dụng của tải trọng ngoài gây ra. Đồng thời, các ứng suất hữu hiệu (cả tổng ứng suất) của tầng phủ và ứng suất ngang ban đầu tại độ sâu xác định cũng cần đặc biệt quan tâm trong quá trình tính toán gia cố nền đất yếu bằng trụ vật liệu rời.

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 trước chọc thủng      c) Trụ ngắn treo - phá hoại do phình ngang

*Hình 5.4. Các cơ chế phá hoại trụ đơn vật liệu rời trong tầng đất yếu đồng nhất (theo Barksdale và Bachus, 1983).*

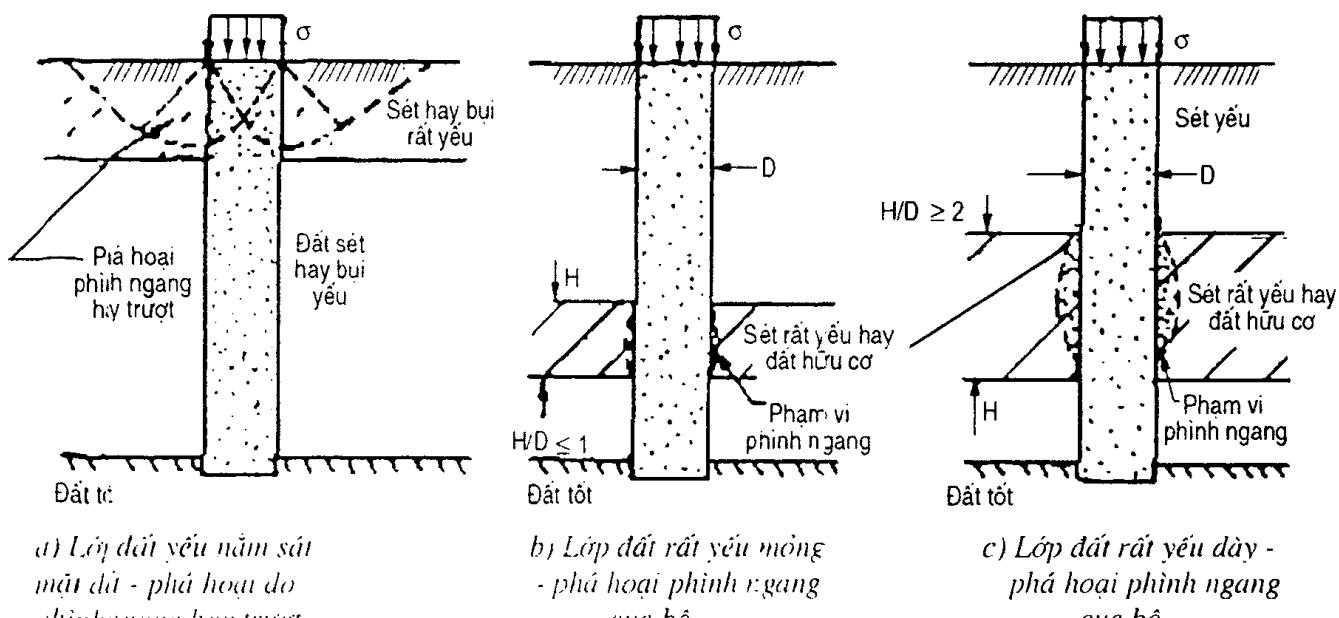
Sau khi nghiên cứu một mô hình tỷ lệ nhỏ đã chỉ ra rằng, khả năng chịu tải và độ lún của trụ vật liệu rời đơn bị ảnh hưởng đáng kể bởi phương pháp gia tải. Việc gia tải

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 đe 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 họa 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 tối 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.



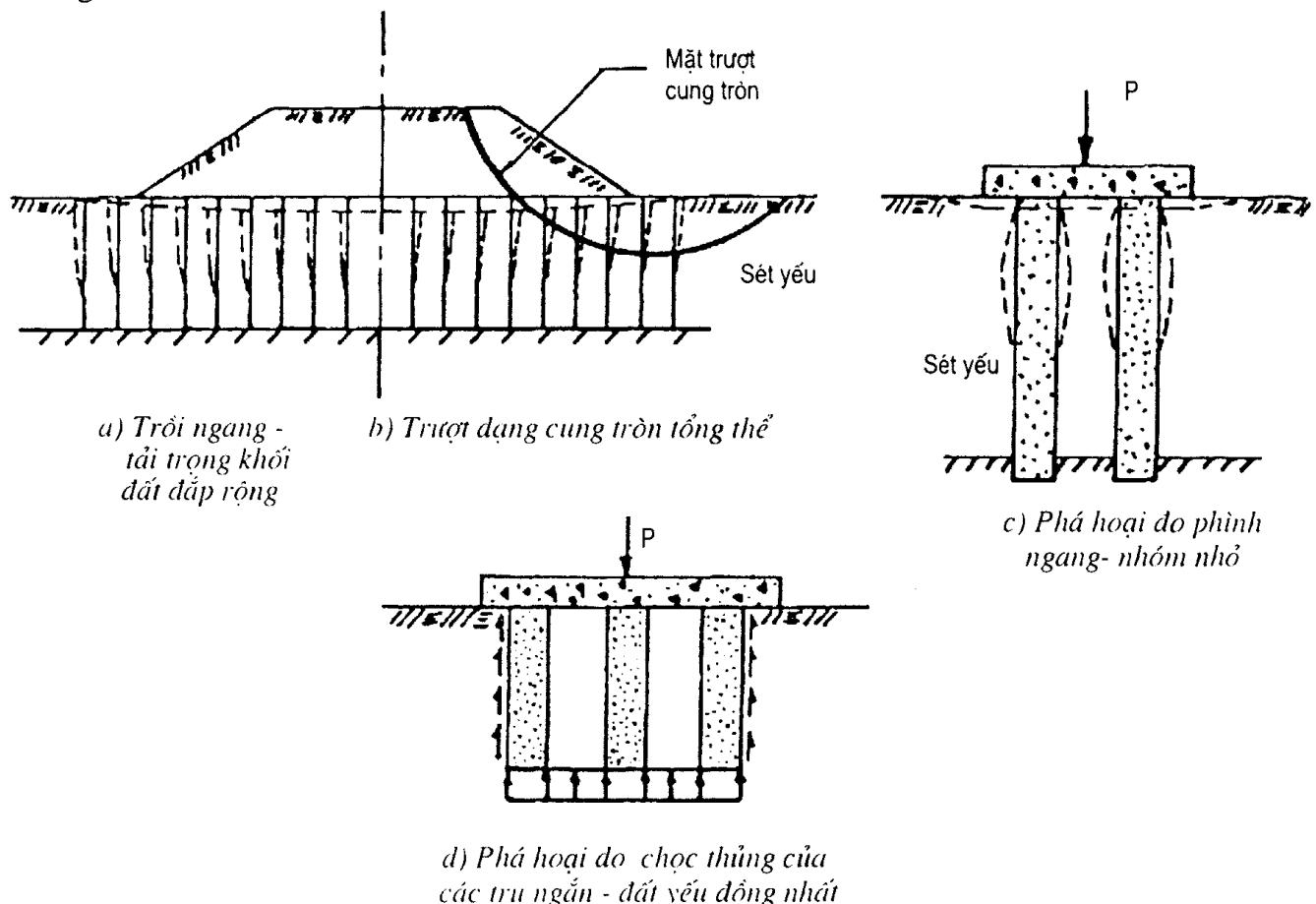
Hình 5.5. Các cơ chế phá hoại trụ vật liệu rời trong nền đất dính không đồng nhất.

### 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 tối hạn

#### a) Trụ đơn vật liệu rời làm việc độc lập

Ứng suất nén ngang,  $\sigma_3$ , 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 đúng tới hạn,  $\sigma_1$ , bằng hệ số áp lực bị động của trụ vật liệu rời,  $k_p$ , nhân với ứng suất nén ngang,  $\sigma_3$ , cụ thể là:

$$K_p = \sigma_1 / \sigma_3 = \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} = \tan^2(45^\circ + \varphi_s / 2) \quad (5.13)$$

Trong đó:  $\varphi_s$  - góc ma sát trong của trụ vật liệu rời;

$\sigma_1 / \sigma_3$  - hệ số áp lực đất bị động của trụ vật liệu rời ( $k_p$ ).

Các phân tích phần 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 đòn - 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,  $\sigma_3$ , của đất bao quanh trụ vật liệu rời :

$$\sigma = \sigma_1 + c \left[ 1 + \ln \frac{E_c}{2c(1+\nu)} \right] \quad (5.14)$$

Trong đó:  $\sigma_3$  - ứng suất ngang không thoát nước tới hạn;

$\sigma_1$  - tổng ứng suất ngang tại hiện trường (ban đầu);

$E_c$  - mô đun đòn hồi của đất;

$c$  - độ bền cắt không thoát nước;

$\nu$  - hệ số Poisson.

Sau khi thay phương trình (5.14) vào phương trình (5.13), và đặt  $q_{th}$  bằng  $\sigma_1$ , sẽ cho:

$$q_{th} = \left\{ \sigma_{to} + c \left[ 1 + \ln \frac{E}{2c(1+\nu)} \right] \right\} \left( \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right) \quad (5.15)$$

Trong đó:  $q_{th}$  - ứng suất tối 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 bén cát không thoát nước.

\* Lý thuyết giãn nở lỗ rỗng của Vesic:

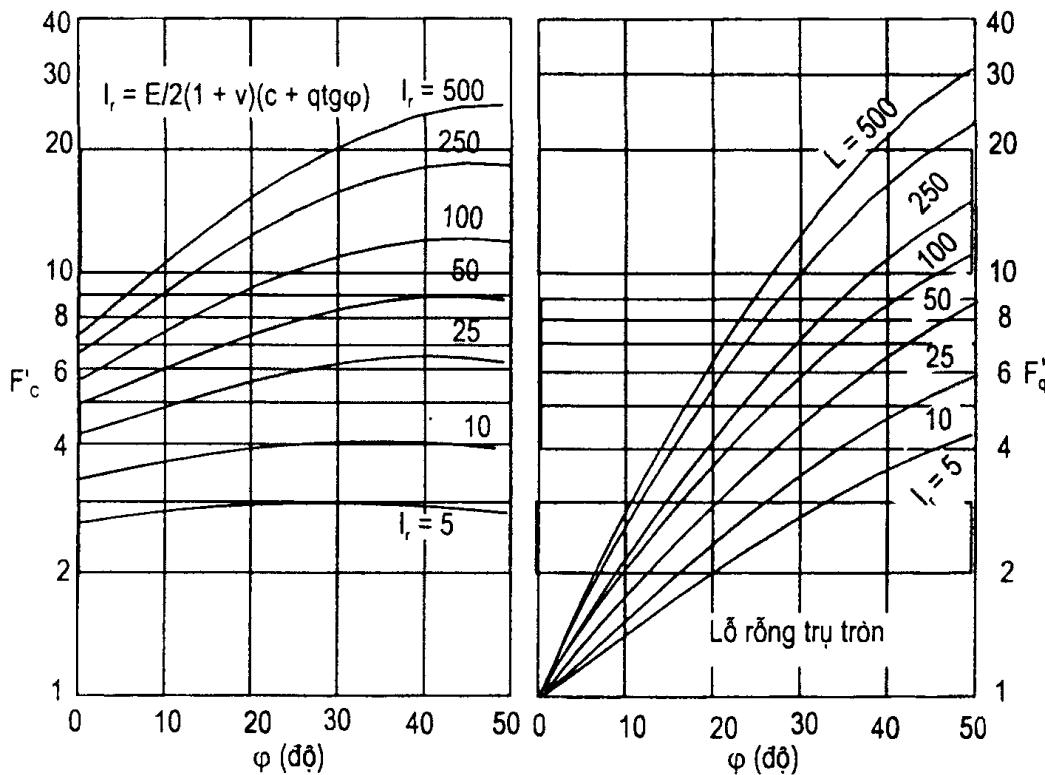
Vesic (1972) đã phát triển một lời giải giãn nở lỗ rỗng hình trụ tổng quát dùng cho đất vừa có ma sát vừa có lực dính. Một lần nữa, trụ tròn được giả thiết là dài vô hạn và đất hoặc là đàn hồi hoặc là dẻo. Ảnh hưởng của sự thay đổi thể tích trong vùng dẻo, vùng này có khuynh hướng làm giảm khả năng chịu tải tối hạn, điều đó được thể hiện trong lời giải, mà không được giới thiệu ở đây. Sức kháng ngang tối hạn,  $\sigma_3$ , 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 phâ hoại tương đương;

$F'_c$ ,  $F'_q$  - các hệ số trương nở lỗ rỗng (xem hình 5.7).



Hình 5.7. Các hệ số trương nở lỗ rỗng Vesic  
(theo Vesic, A. S., 1972).

Các hệ số trương 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:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c + q \cdot \tan \phi_c)} \quad (5.17)$$

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;

$\nu$  - 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  $\sigma_1$ , 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 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:  $N_\gamma$ ,  $N_c$ , 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 trực 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 phình 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
Phình ngang	$q_{th} = (\gamma_c Z K_{pc} + 2C_0 \sqrt{k_{pc}}) \left( \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right)$	Greenwood (1970)
	$q_{th} = (F'_c C_0 + F'_c \varphi_0) \left( \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right)$	Vesic (1972) Datye & Nagaraju (1975)
	$q_{th} = (\sigma_{ro} + 4C_0) \left( \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right)$	Hyghes & Withers (1974)
	$q_{th} = \left( \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right) (4C_0 + \sigma_{ro} + K_0 q_s) \left( \frac{w}{B} \right)^2 + \left[ 1 - \left( \frac{w}{B} \right)^2 \right] q_s$	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)
	$q_{th} = \frac{1}{2} \gamma_c B \operatorname{tg}^3 \psi + 2(1 - a_s) C_0 \operatorname{tg} \psi$ $\psi = 45^\circ + \frac{\operatorname{tg}^{-1}(\mu_s a_s \operatorname{tg} \varphi_s)}{2}$	Barksdale & Bachus (1983)
Mặt trượt	$\tau = (1 - a_s) C_0 + (\gamma_s Z + \mu_s \sigma_s) a_s \operatorname{tg} \varphi_s \cos^2 \theta$ $\mu_s = \frac{n}{1 + (n - 1)a_s}$	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 nền 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 bể 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,  $\sigma_3$ , 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:  $\gamma_c$  - trọng lượng đơn vị bão hòa hay trọng lượng đơn vị ẩm của đất dính;

$B$  - bể rộng của móng;

$\beta$  - góc nêm phá hoại;

$C$  - độ bền cắt không thoát nước trong phần đất dính không gia cường;

$\varphi_s$  - góc ma sát trong của trụ vật liệu rời ;

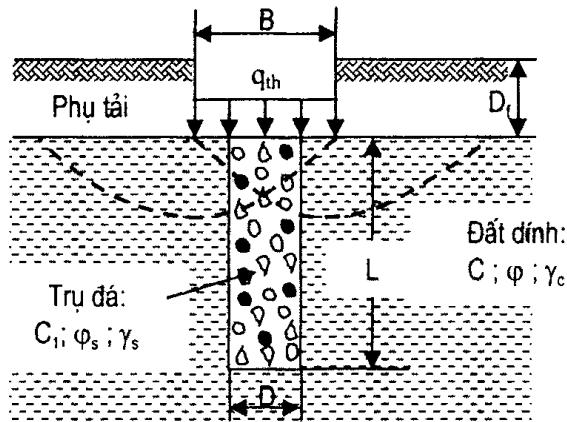
$\varphi_{tb}$  - góc ma sát trong của đất hỗn hợp;

$c_{tb}$  - lực dính của đất hỗn hợp trên bể mặt trượt.

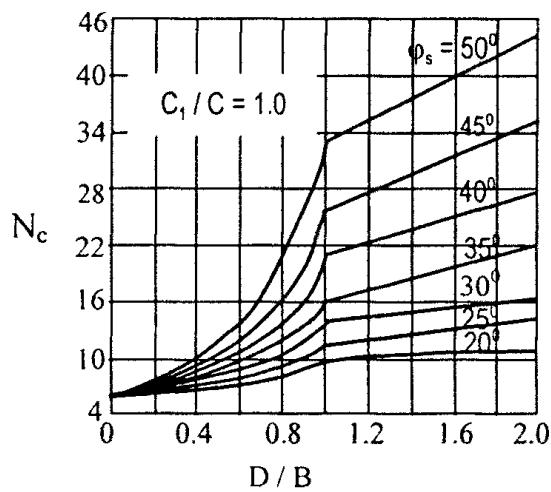
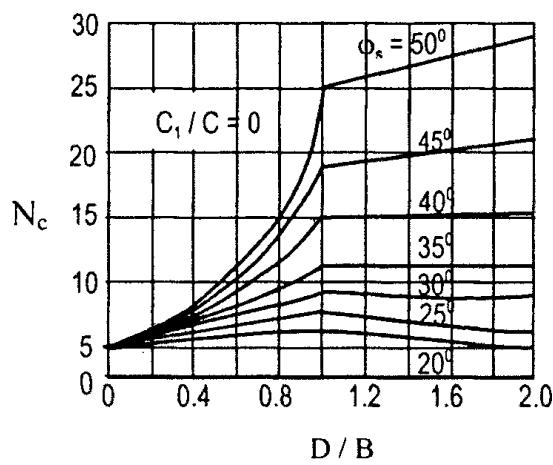
Sự ra đời của phương pháp trên chưa xét đến khả năng phá hoại phình ngang cục bộ của trụ làm việc độc lập. Do đó, phương pháp chỉ áp dụng cho các loại đất dính rắn chắc và có độ bền không thoát nước lớn hơn 30 - 40 kPa. Tuy nhiên, phương pháp này phù hợp cho việc xác định gần đúng hiệu quả tương đối đến những biến đổi khả năng chịu tải tới hạn tính toán, ví dụ như: đường kính trụ, khoáng 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 :

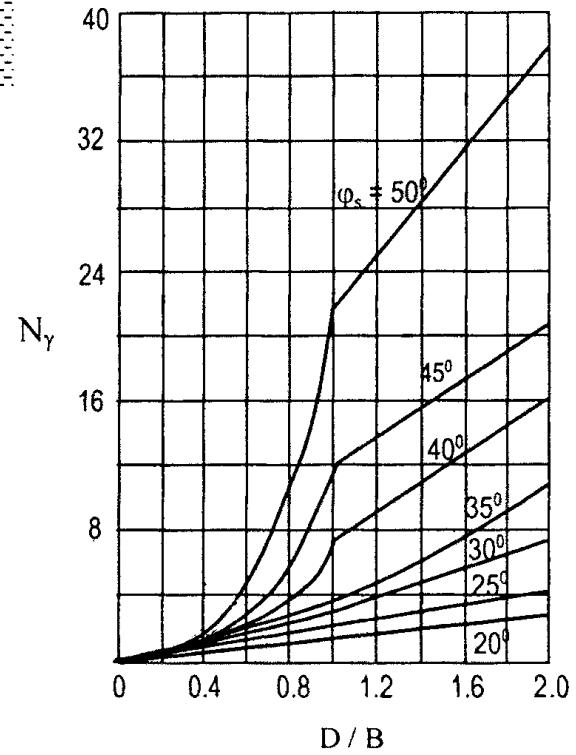
$$q_{th} = c N_c^* \quad (5.25)$$



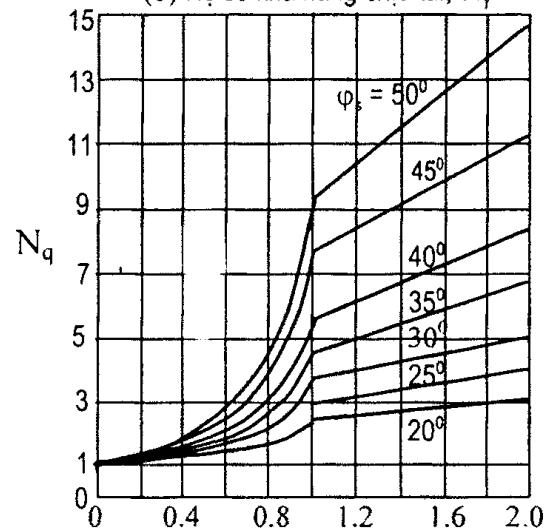
Xét trường hợp:  $\gamma_s / \gamma_c = 1.0$   
 $\phi = 0^\circ$



(a) Hệ số khả năng chịu tải,  $N_c$

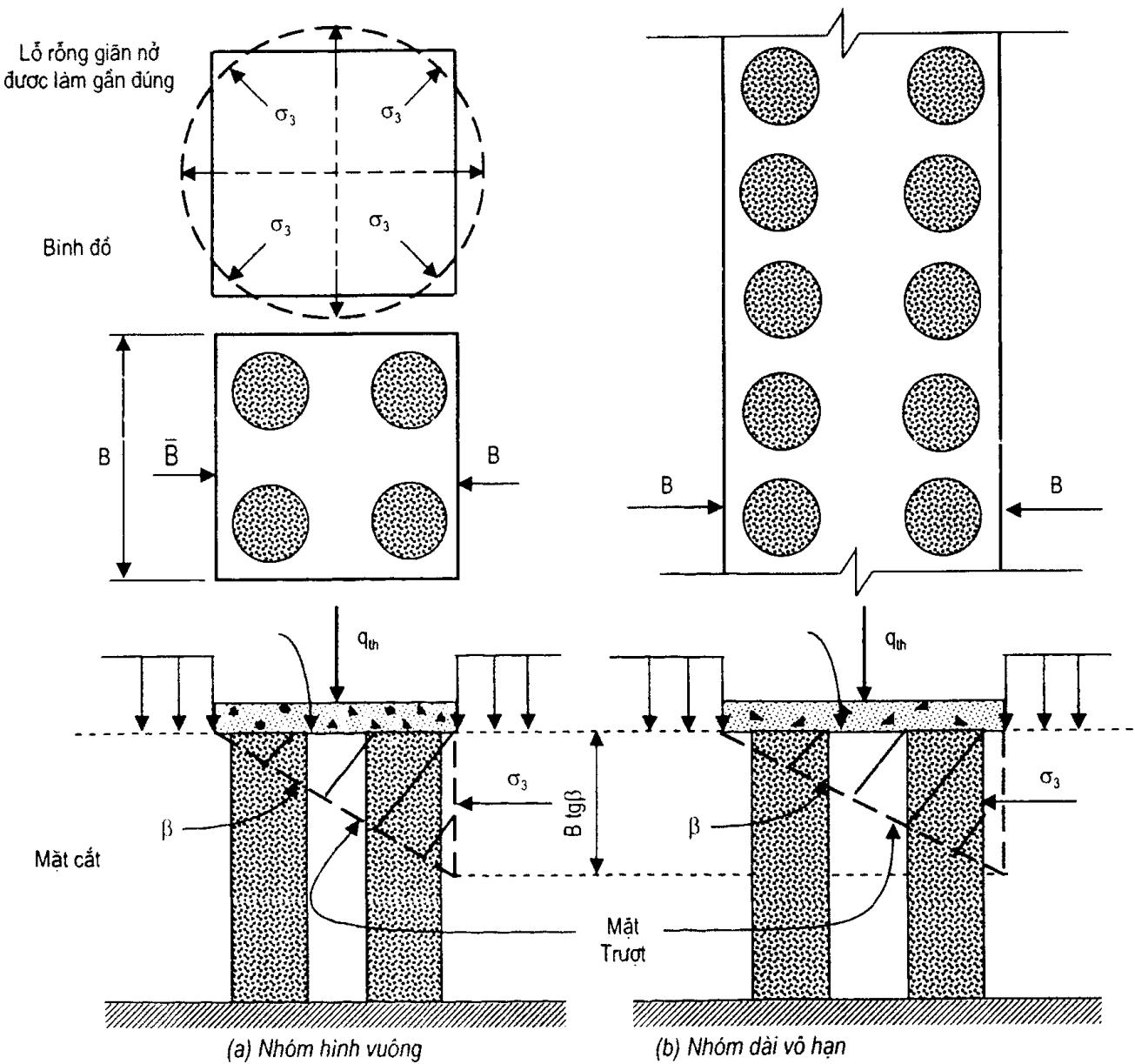


(b) Hệ số khả năng chịu tải,  $N_\gamma$



(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 ;
- (5) 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 cắn bị thay đổi theo ném 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 hóa 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 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:

$$m_v = \frac{(1+v)(1-2v)}{E_0(1-v)} \quad (5.27)$$

$H$  - 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  $\sigma'_0$  rất lớn (trụ vật liệu rời rất dài) và ứng suất tác dụng,  $\sigma$ , 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 phân tử hữu hạn*

Phương pháp phân tử hữu hạn được giới thiệu mang nhiều tính lý thuyết nhằm mô hình hóa 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 trực 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 trực 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:  $E_s / E_c \leq 10$  , trong đó  $E_s$  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 :

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (5.30)$$

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 tối hạn của đất gia cường;

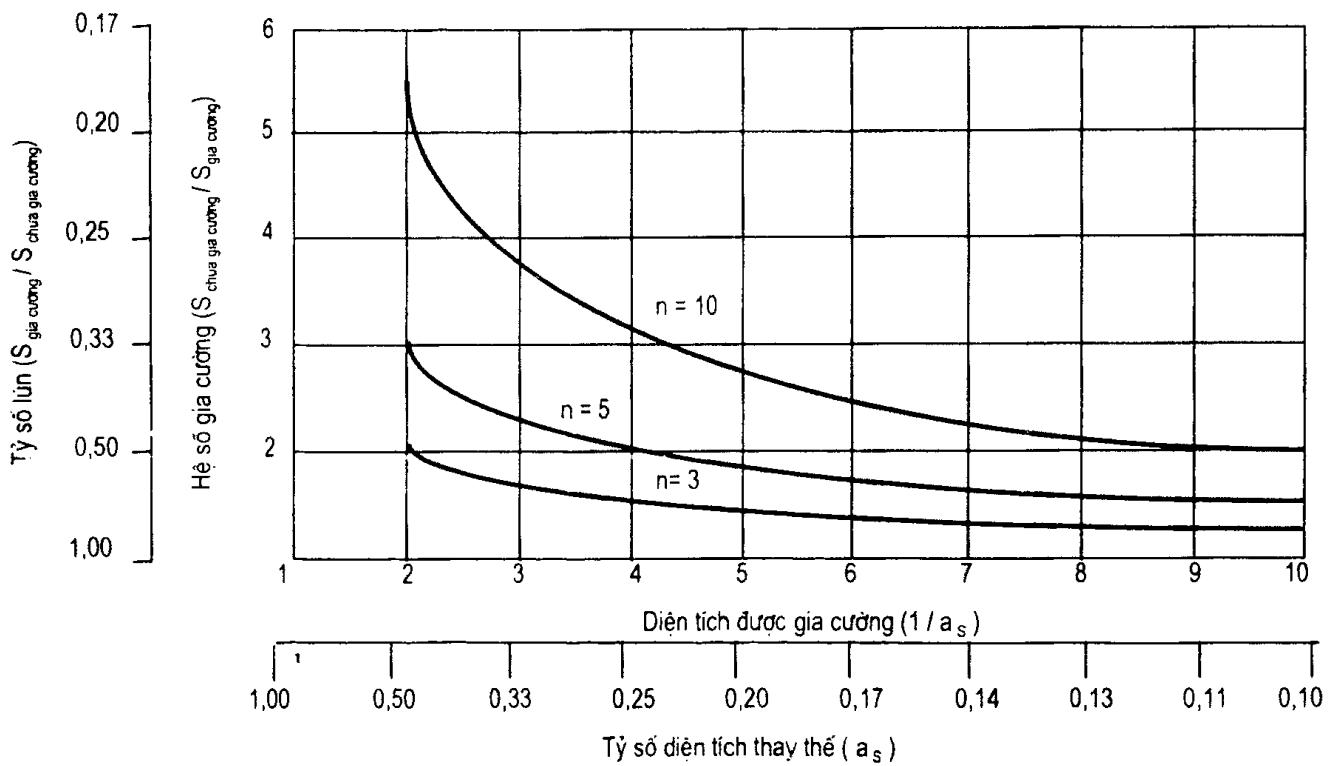
$U$  - mức độ cố kết trung bình được tính bằng phương trình (5.30).

Theo lý thuyết cố kết một chiều của Terzaghi (1925), mức độ cố kết theo phương đứng,  $U_v$ , được biểu diễn như sau:

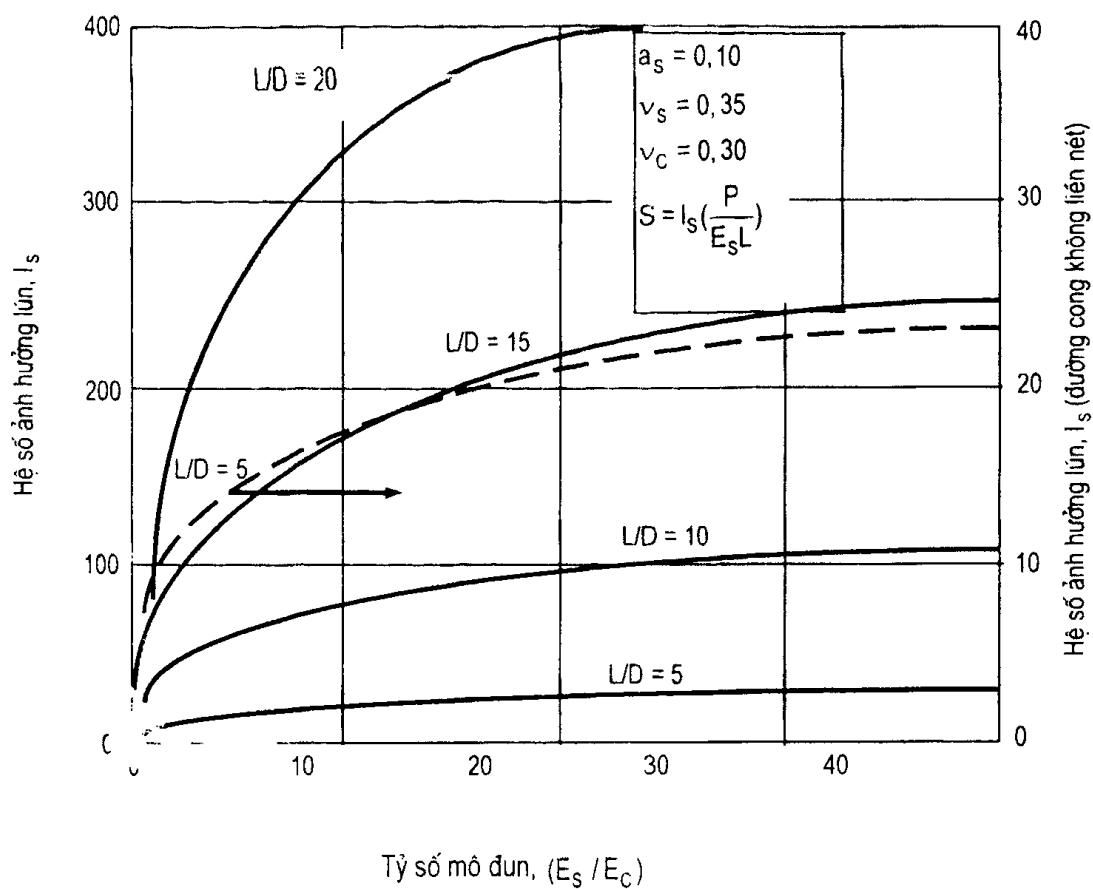
$$U_v = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \exp(-M^2 T_v) \quad (5.32)$$

Bảng 5.3. Các phương pháp xác định độ lún của đất hỗn hợp  
(theo Aboshi & Suematsu, 1985)

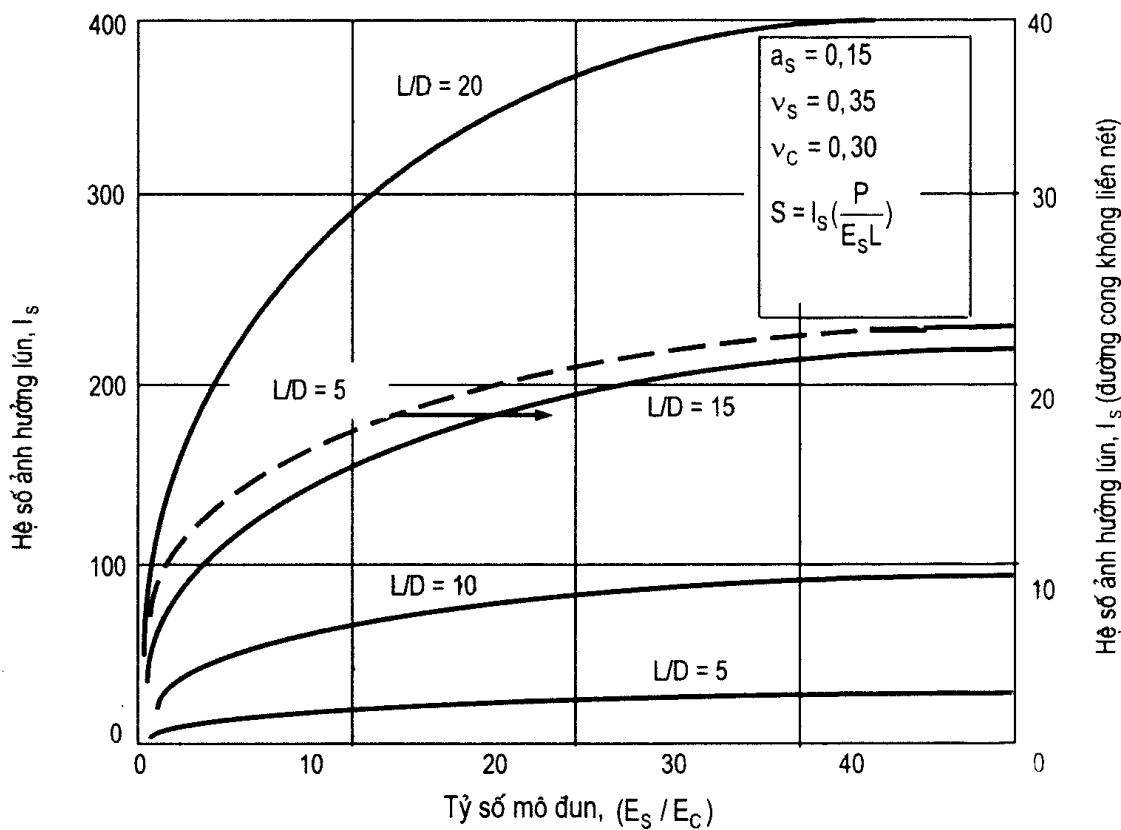
Phương pháp	Nội dung	Tham khảo
Phương pháp cân bằng	$S_l = m_v(\mu_c \sigma)H$ $R = \mu_c = \frac{1}{1 + (n - 1)a_s}$	Aboshi và cộng sự (1979)
Phương pháp của Priebe	$\frac{1}{R} = 1 + a_s \left[ \frac{1/2 + f(v, a_s)}{(K_A)_s f(v, a_s)} - 1 \right]$ $f(v, a_s) = \left[ \frac{1 - v^2}{1 - v - 2v^2} \right] \left[ \frac{(1 - 2v)(1 - a_s)}{1 - 2v + a_s} \right] (K_A)_s = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_s}{2} \right)$	Priebe (1976)
Phương pháp tường vật liệu rời	$S_l = RH(1 - v^2) \left( 1 - \frac{v^2}{1 - v^2} \right) \frac{\sigma}{E}$ $R = f \left( a_s, \phi_s, v, \frac{\sigma}{E} \right)$	Van Impe & De Beer (1983)
Phương pháp số gia	$\epsilon_v = (1 - a_s) \frac{C_c}{1 + e_0} \log_{10} \left[ \frac{(P_0)_{vc} + \Delta P}{(P_0)_{vc}} \right]$ $\Delta P = \frac{(\Delta P)_{vc}}{1 + 2K_0} [1 + K + K_0] \quad (K \text{ if } K > 1)$ $\quad \quad \quad \quad \quad (1 \text{ if } K \leq 1)$ $k = k_0 + \frac{1}{\epsilon_v} [\sqrt{1 / (1 - \epsilon_v)} - 1] \frac{\sqrt{a_s}}{1 - a_s}$	Goughnour (1983)
	$(\Delta P)_{vc}^* = \frac{(\Delta P)_{vc}^* + (P_0)_{vc} a_s - K_0 (P_0)_{vc} a_s \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi_s}{2} \right)}{K F a_s \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi_s}{2} \right)}$	Baumann & Bauer (1974)
	$R_p = \frac{\epsilon_v}{\frac{C_v}{1 + e_0} \log_{10} \left[ \frac{(P_0)_{vc} + (\Delta P)_v^*}{(P_0)_{vc}} \right]}$	Hughes & cộng sự (1975)
Phương pháp phân tử hữu hạn	$\{K_E\} \{ \Delta \sigma^{(m-1)} \} = \{ \Delta F_E \} + \left[ K_c^{(m)} \right] \left( \Delta \sigma^{(m)} + \{ \Delta F_{DN}^{(m)} \} \right)$	Balaam & Poulos (1983)



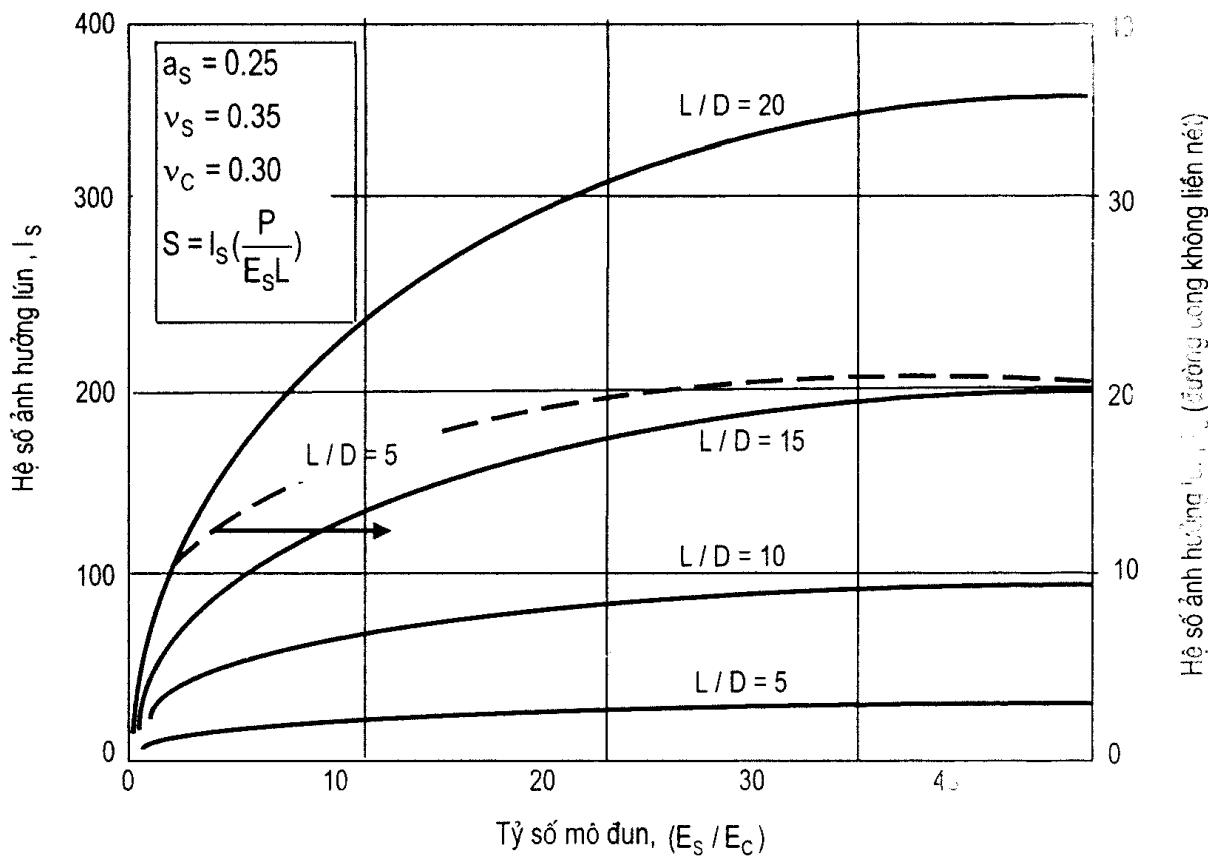
**Hình 5.10.** Sự giảm lún tối đa thu được bằng phương pháp phân tích cân bằng- trú vật liệu rời



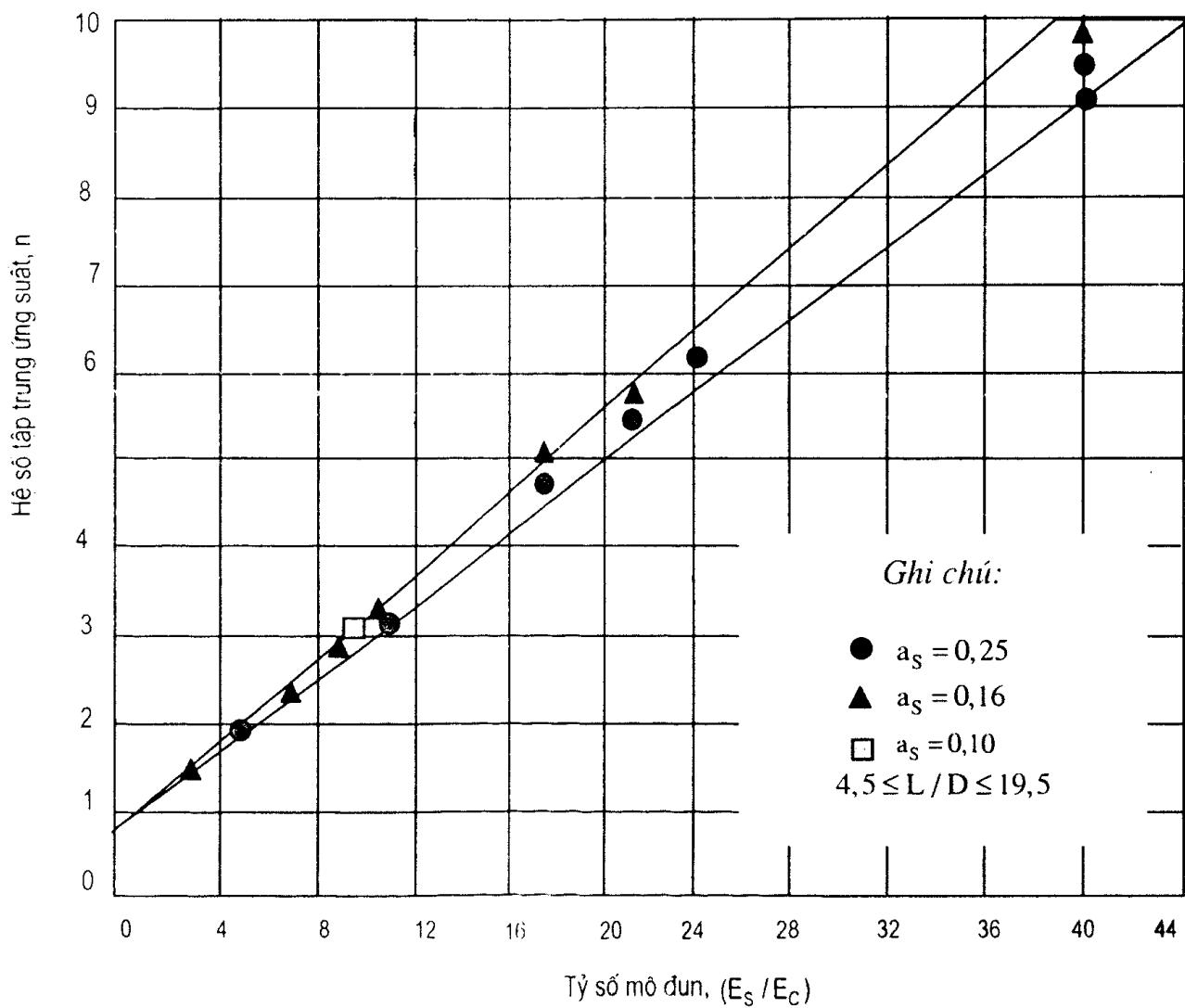
**Hình 5.11.** Các hệ số ảnh hưởng lún đàn hồi tuyến tính ứng với  $a_s = 0,10$  - mô hình trụ đơn vị.



**Hình 5.12.** Các hệ số ảnh hưởng lún đòn hồi tuyến tính ứng với  $a_s = 0.15$  - mô hình trụ đơn vị.



**Hình 5.13.** Các hệ số ảnh hưởng lún đòn hồi tuyến tính ứng với  $a_s = 0.25$  - mô hình trụ đơn vị.



**Hình 5.14.** Sự thay đổi hệ số lấp trung ứng suất theo tỷ số mô đun biến dạng - phân tích dàn 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 liên:

$$T_v = C_v t / (H / N)^2 \quad (5.33)$$

Ở đây:  $C_v$  - hệ số cố kết theo phương đứng;

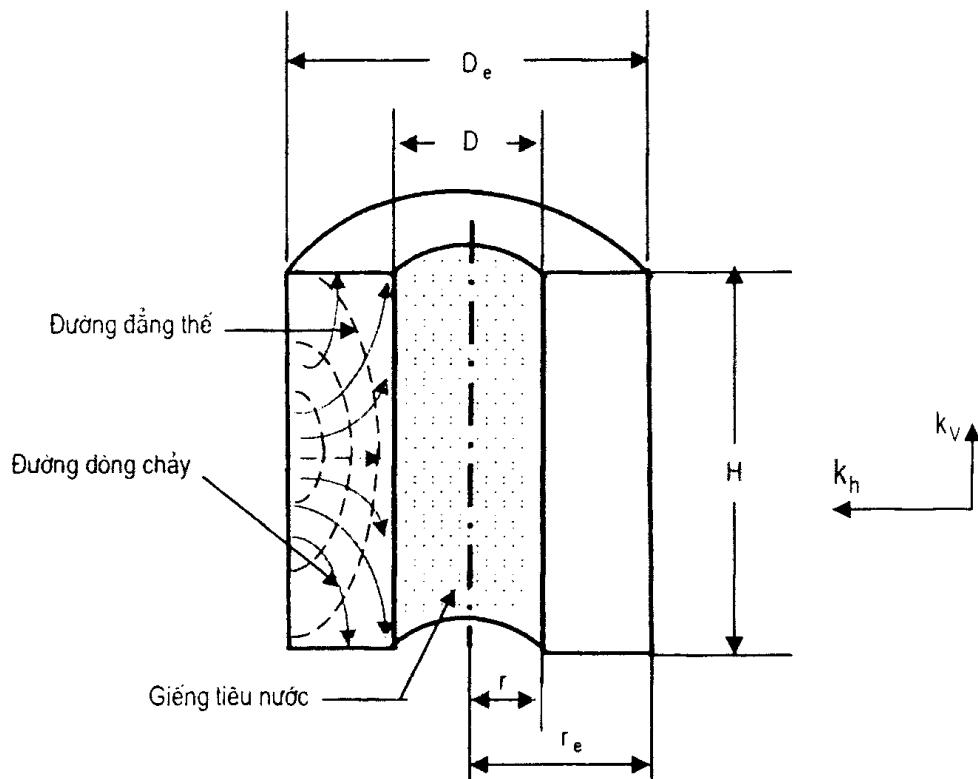
$t$  - thời gian cần để cố kết;

$H$  - 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 (Baron, R.A , 1948 ; F.E. Richart, 1959). Mức độ cố kết theo phương toả tia (hướng vào tâm rụt 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 dọc (theo Richart, F.E., 1959).*

$$U_h = 1 - \exp\left(\frac{-8 T_h}{F(n)}\right) \quad (5.34)$$

Trong đó:

$$T_h = \frac{C_h t}{(D_e)^2} \quad (5.35)$$

Ở đây:  $T_h$  - hệ số thời gian theo phương ngang;

$C_h$  - hệ số cống kết theo phương ngang;

$t$  - thời gian cần để cống kết;

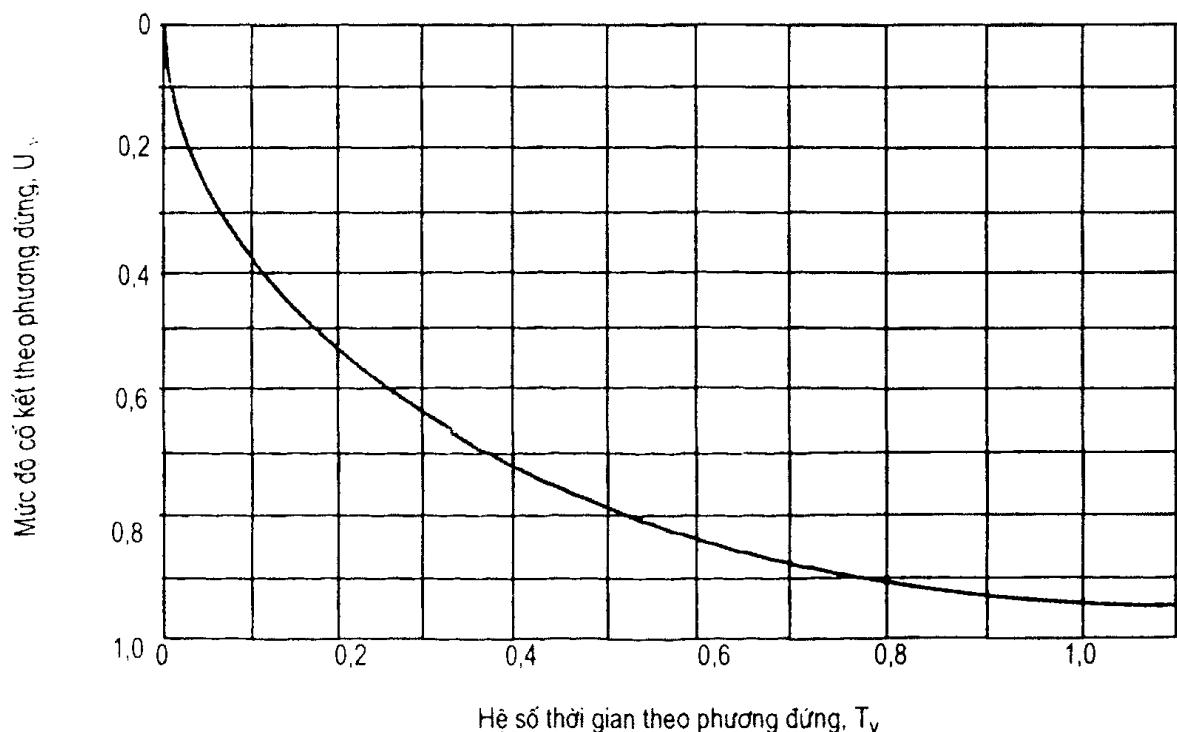
$D_e$  - đường kính tương đương của trụ đơn vị.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.36)$$

$$n = \frac{D_e}{D} = \text{hệ số Barron.} \quad (5.37)$$

Bảng 5.4. Biến thiên của  $T_v$  theo  $U_v$

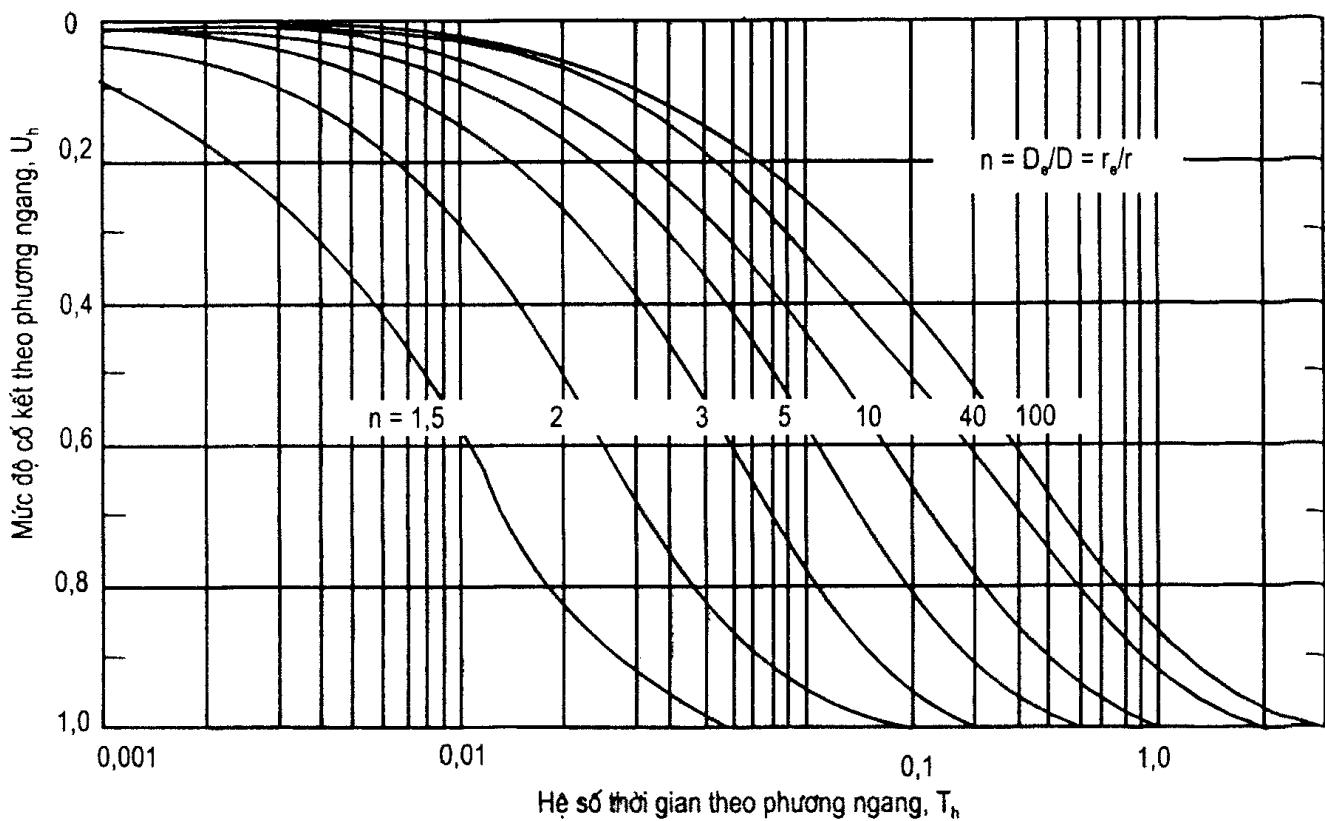
$U_v, \%$	$T_v$	$U_v, \%$	$T_v$
0	0	60	0,287
10	0,008	65	0,342
20	0,031	70	0,403
30	0,071	75	0,478
35	0,096	80	0,567
40	0,126	85	0,684
45	0,159	90	0,848
50	0,197	95	1,127
55	0,238	100	$\infty$



Hình 5.16. Mức độ có kết theo phương đứng.

Lời giải cho cỗ kết 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 có kết khoảng trên 50%; giữa hai lời giải này chỉ khác nhau khi mức độ có kết dưới 50%. Mặt khác, bằng phương pháp phân tử hữu hạn Vautrain (1977) đã chỉ ra rằng, các trị số độ lún xảy ra giữa phân đất yếu bao quanh trục vật liệu rời với bán 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. Nay 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 ứng suất bằng  $\sigma_c$ . Giả thiết tồn tại đoạn thẳng tương quan giữa độ nén lún thứ cấp và logarit thời gian, độ lún thứ cấp,  $\Delta S$ , 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:  $\Delta S$  - độ nén lún thứ cấp;

$C_\alpha$  - 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 ứng suất phù hợp.

$H_\alpha$  - 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 $n = D_e / D$										
	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. *Tri số gia tăng độ bền cắt do có kết*

Độ bền cắt của các loại đất dính yếu tăng lên sau quá trình thi công khói đất đắp, bê chúa, 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 có 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 có 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;

$\sigma'$  - áp lực hữu hiệu tầng phủ;

$k_1$  - hằng số tỷ lệ, nó biểu diễn sự gia tăng tuyến tính độ bền cắt theo  $\sigma'$ ,

$k_1 = C/\sigma'$ .

Đối với đất dính có sự gia tăng tuyến tính độ bền cắt theo áp lực hữu hiệu tăng phu,  $\sigma'$ , thì trị số gia tăng độ bền cắt không thoát nước,  $\Delta C$ , theo thời gian do cố kết của nền đất được gia cường bằng các trụ vật liệu rời có thể biểu diễn như sau:

$$\Delta C_1 = k_1 (\sigma \mu_c) U \quad (5.40)$$

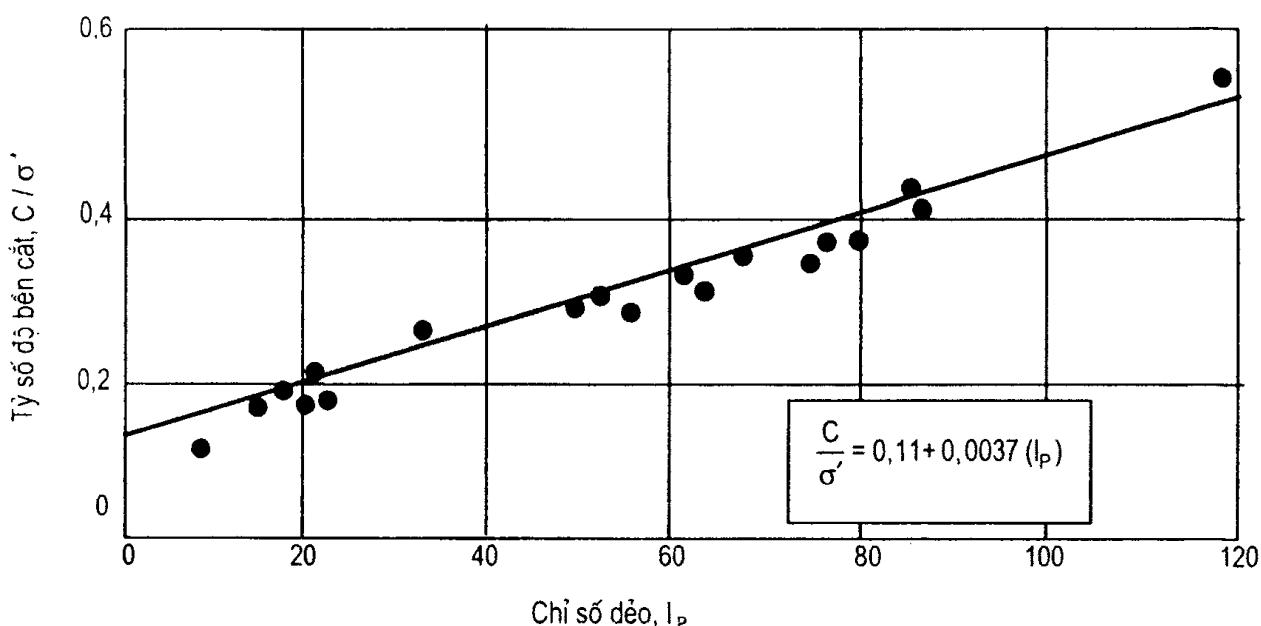
Trong đó:  $\Delta C_1$  - trị số gia tăng độ bền cắt tại thời gian  $t$  của lớp sét do cố kết;

$\sigma$  - 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;

$\mu_c$  - 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.

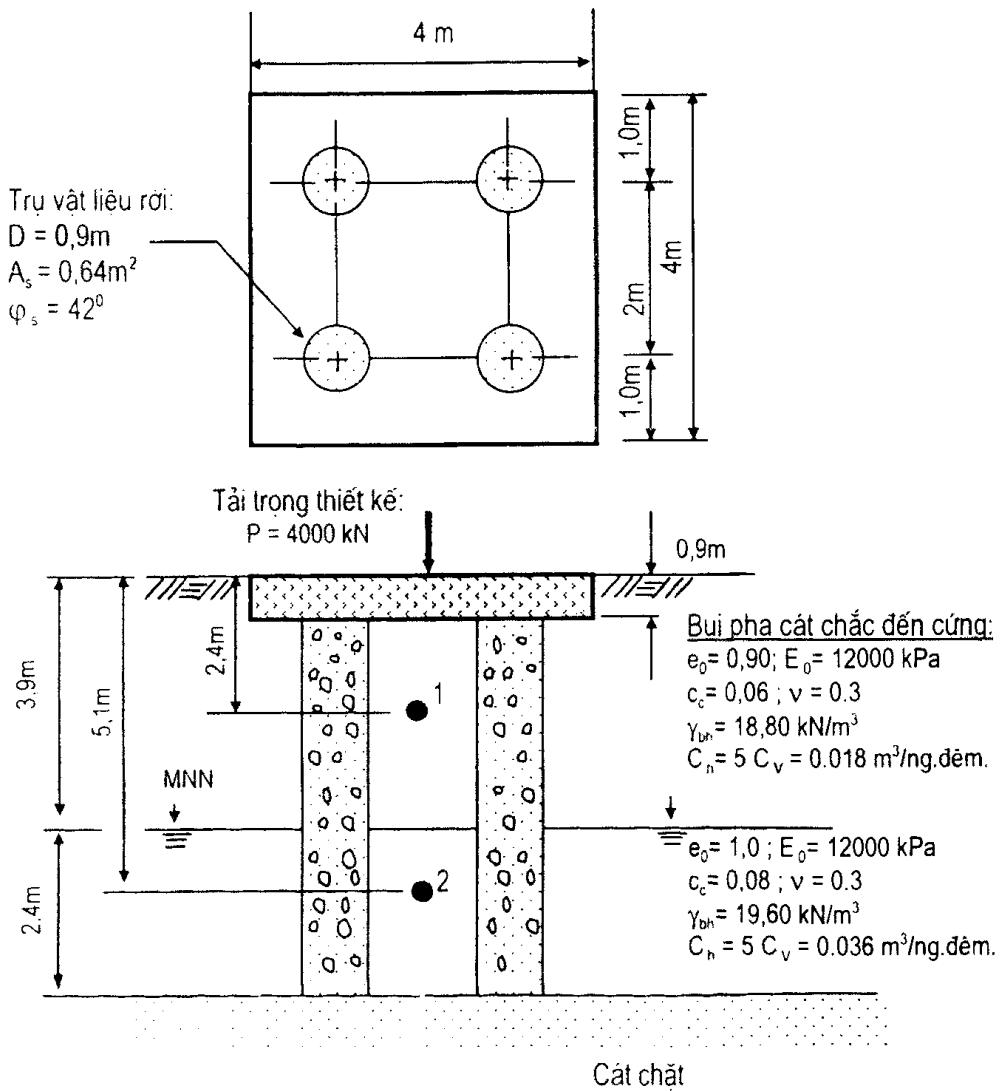


Hình 5.18. Biến thiên của tỷ số độ bền cắt  $k_1 = C/\sigma'$  theo chỉ số dẻo,  $I_p$  của đất sét cố kết bình thường (theo Skempton, A.W., 1986).

### 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 cảng đặt trên nền giàa cường bằng các trụ vật liệu rời.

Bài giải:

1) Tính toán tổng độ lún cốt 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:

$$\sigma = P / A = 4000 \text{ kN} / (4 \text{ m} \times 4 \text{ m}) = 250 \text{ kN/m}^2$$

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:

$$\text{Lớp 1: } \bar{\sigma}_{01} = (2,4\text{m})(18,8\text{kN/m}^3) \approx 45,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lớp 2: } \bar{\sigma}_{02} = (3,9\text{m})(18,8\text{kN/m}^3) + (1,2\text{m})(19,6 - 9,81)\text{kN/m}^3 \approx 85,07 \text{ kN/m}^2$$

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,  $\sigma^{(1)}$ :

Lớp 1:  $Z/B = 1,5m/4m = 0,375$  và  $k_{01} = 4(0,194) = 0,776$ ,

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{Z1} = k_{01}\sigma = 0,776(250kN/m^2) = 194 kPa$$

Lớp 2:  $Z/B = 4,2m/4m = 1,05$  và  $k_{02} = 4(0,033) = 0,132$ ,

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{Z2} = k_{02}\sigma = 0,132(250kN/m^2) = 33 kPa$$

*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:

$$S_{01} = \frac{0,06}{1 + 0,9} \log_{10} \left[ \frac{45,12kPa + 194kPa}{45,12kPa} \right] (3m) \approx 0,07m = 70mm$$

Lớp 2:

$$S_{02} = \frac{0,08}{1 + 1} \log_{10} \left[ \frac{85,07kPa + 33kPa}{85,07kPa} \right] (2,4m) \approx 0,014m = 14mm$$

$$\Rightarrow S_0 = S_{01} + S_{02} = 70mm + 14mm = 84mm$$

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:

$$S_{C1} = \frac{0,06}{1 + 0,9} \log_{10} \left[ \frac{45,12kPa + (0,76)(194kPa)}{45,12kPa} \right] (3m) \approx 0,060 m = 60 mm$$

Lớp 2:

$$S_{C2} = \frac{0,08}{1+1} \log_{10} \left[ \frac{85,07 \text{kPa} + (0,76)(-33 \text{kPa})}{85,07 \text{kPa}} \right] (2,4 \text{m}) \approx 0,011 \text{ m} = 11 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow S_C = S_{C1} + S_{C2} = 60 \text{ mm} + 11 \text{ mm} = 71 \text{ mm}$$

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  $S_C / S_0 = 0,84 \geq \mu_C = 0,76$ , chúng 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 $\mu_C$ :

Theo Aboshi và cộng sự (1979) độ lún cốt kết ban đầu của nền đất chưa gia cường và sau khi gia cường được tính theo phương trình (5.26):

$$S_i = m_v(\mu_C \sigma) H$$

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:

$$S_0 = (0,000062)(250)(5,4) = 0,0837 \text{ m} = 83,7 \text{ mm}$$

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 có kết ban đầu theo thời gian tại $t = 60$ ngày đêm:

2.1. Xác định hệ số cốt kết trung bình theo phương ngang:

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_{i=1}^n \left( h_i \sqrt{C_{hi}} \right)^2}{\sum_{i=1}^n h_i^2} = \frac{(3)^2 (0,018) + (2,4)^2 (0,036)}{(3)^2 + (2,4)^2} \approx 0,025 (\text{m}^2 / \text{ngày đêm})$$

2.2. Xác định hệ số cốt kết trung bình theo phương đứng:

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_{i=1}^n (h_i)^2}{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]^2} = \frac{\left[ (3)^2 + (2,4)^2 \right]}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{3}{\sqrt{0,0036}} \right)^2 + \left( \frac{2,4}{\sqrt{0,0072}} \right)^2} \approx 0,0045 (\text{m}^2 / \text{ngày đêm})$$

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 bể 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
$U_{av} (\%)$	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:

$$T_h = \frac{C_h}{(D_e)^2} t$$

Cho sơ đồ hình vuông:

$$D_e = 1,13 \text{ S} = 1,13 (2 \text{ m}) = 2,26 \text{ m}$$

Do vậy,

$$T_h = \frac{0,025}{(2,26)^2} (60) \approx 0,294$$

và,  $n = D_c / D'$  (giá 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 bắn 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 cốt 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 cốt 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 cốt 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 cốt 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 cốt kết thứ cấp là vô cùng nhỏ so với độ lún cốt kết ban đầu và có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ lún cốt 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 họa trên hình 5.20. Hãy xác định:

- 1) Khả năng chịu tải tối hạn của nền đất hỗn hợp?
- 2) Độ lún cốt 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 tối hạn của đất hỗn hợp

- 1.1) Tính tỷ số diện tích thay thế,  $a_s$  :

$$A_s = \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) (7) = \left[ \frac{3,14(0,75)^2}{4} \right] (7) \approx 3,09(\text{m}^2)$$

$$A = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{3,14(4,5)^2}{4} \approx 15,9(m^2)$$

$$\Rightarrow a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{3,09}{15,90} \approx 0,194$$

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 tối 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 ( $C < 12$  kPa), nếu lấy  $N_c = 22$  thì ta có:

$$\tilde{q}_{th} = CN_C = 30kN/m^2(22) = 660\text{ kPa}$$

$$P_{th} = \tilde{q}_{ult} A = 660(15,9) \approx 10,494\text{ kN}$$

Trong các biểu thức trên, trị số ứng suất trong trụ cát tồn tại ở trạng thái tối hạn:

$$\sigma_s = \tilde{q}_{th} = CN_C = 660\text{ kPa}$$

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:

$$\tilde{q}_{th} = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi_s}{1 - \sin\varphi_s}$$

Trong đó:  $\sigma_3 = 9C = 9(30\text{ kPa}) = 270\text{ kPa}$

$$\Rightarrow \tilde{q}_{th} = 270\text{ kPa} \frac{1 + \sin 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ} \approx 878,70\text{ kPa}$$

Khi ứng suất tối 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 tối hạn của trụ cát bằng 660 kPa.

1.5) Tính ứng suất tối hạn lớn nhất của đất sét yếu bão hòa nước:

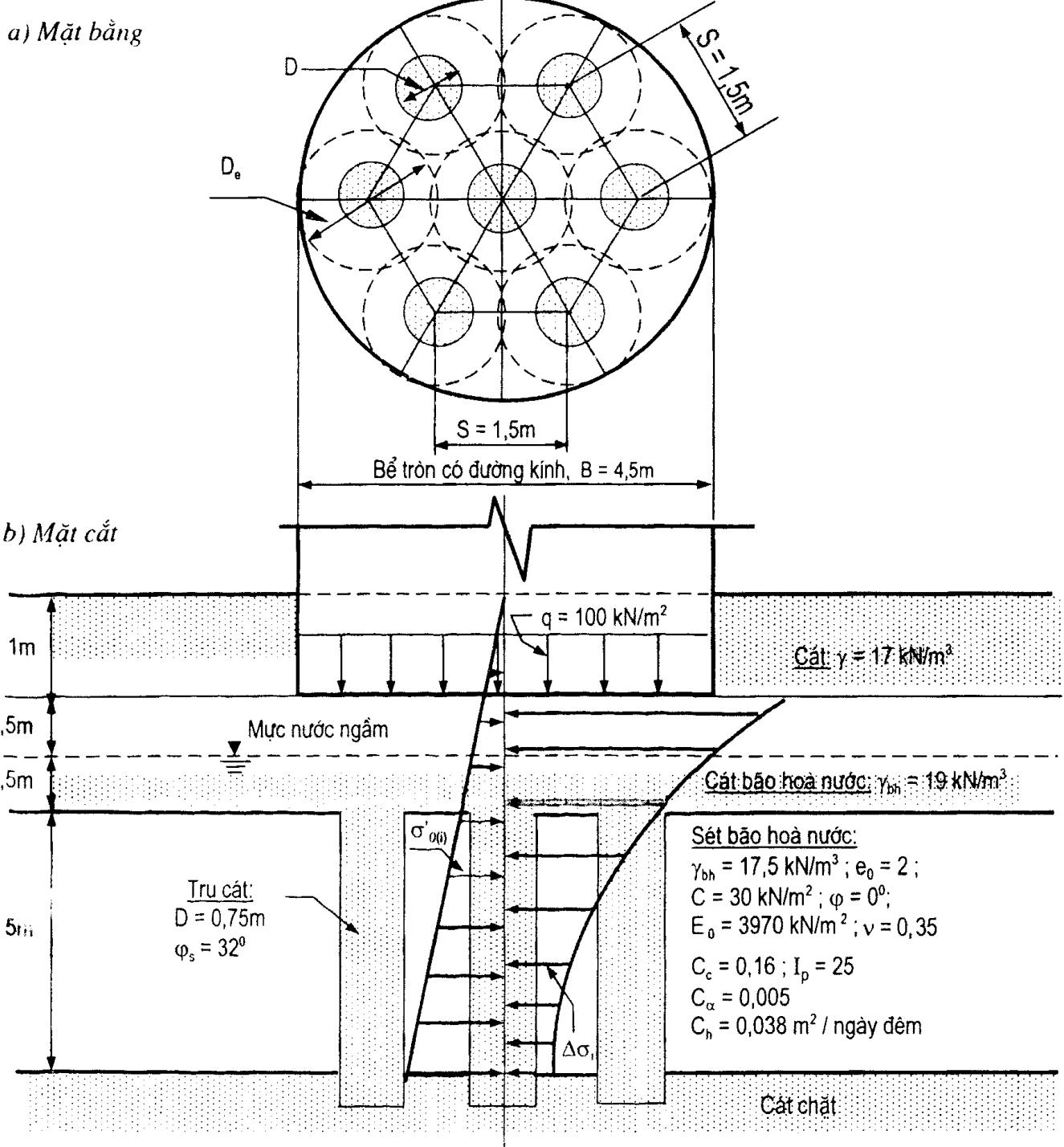
Ứng suất tối hạn lớn nhất của sét bão hòa nước xung quanh trụ cát có thể lấy:

$$\sigma_c = 5C = 5(30\text{ kPa}) = 150\text{ kPa}$$

Tuy vậy, tổng tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị cũng không được vượt quá khả năng chịu tải của sét yếu. Nên:

$$\sigma_c \leq \mu_c \quad \sigma = \mu_c (\sigma_s / \mu_s)$$

$$\sigma_c \leq \mu_c \quad \sigma = 0,84(660\text{ kPa} / 1,68) = 330\text{ kPa}$$



Hình 5.20

Do  $330 \text{ kPa}$  lớn hơn  $5 C = 150 \text{ kPa}$ , nên  $\sigma_c = 5C = 150 \text{ kPa}$  sẽ là ứng suất tối hạn mà sét yếu bão hòa nước có thể mang được.

### 1.6) Tính khả năng chịu tải cho phép của đất hỗn hợp:

Tải trọng tối hạn có thể tác dụng lên toàn bộ diện tích của đất hỗn hợp được tính :

$$P_{ph} = \sigma_S A_S + \sigma_C (A - A_S)$$

$$P_{ph} = 660 \text{ kN/m}^2 (3,09\text{m}^2) + 150 \text{ kN/m}^2 (15,9\text{m}^2 - 3,09\text{m}^2) \approx 3,961 \text{ kN}$$

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 cốt kết ban đầu

2.1) Tính ứng suất hưu hiệu ban đầu tại điểm giữa mỗi lớp,  $\sigma'_0$ :

Chúng ta chia tầng đất yếu ra 5 lớp mỗi lớp có độ dày 1 m. Các ứng suất hưu 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 cõ kết ban đầu,  $S_0$ , của nền sét yếu bão hòa nước chưa già cường theo các tham số  $C_e$  và  $e_0$  dưới dạng phương trình sau:

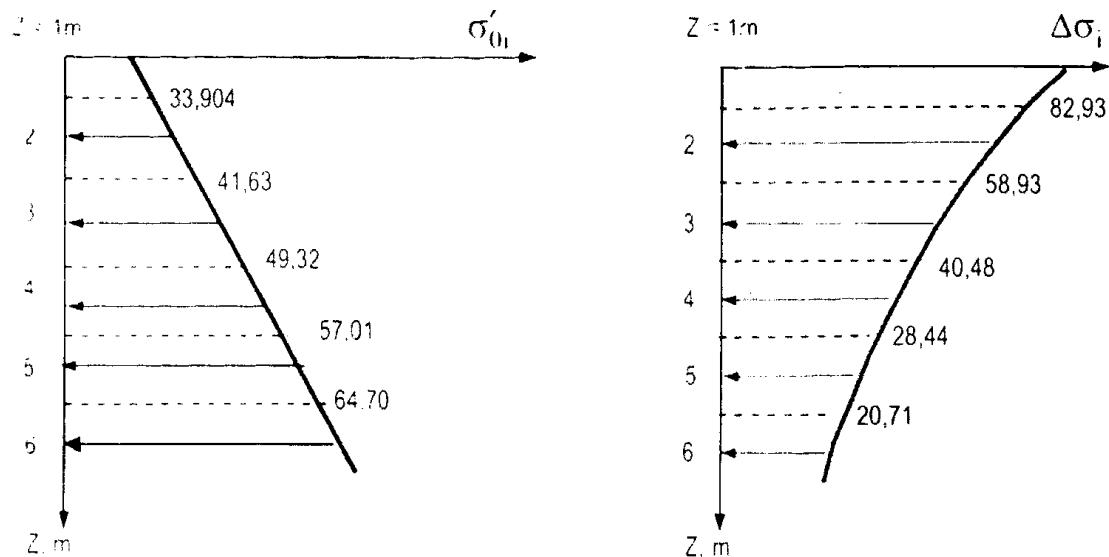
$$S_0 = \frac{C_e}{1+e_0} \log_{10} \left[ \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta\sigma_i}{\bar{\sigma}_0} \right] H$$

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 cõ kết ban đầu,  $S_0$ , của nền đất chưa già cường**

Lớp đất No	$\Delta H_i$ (m)	$\sigma'_{0i}$ (kPa)	$\Delta\sigma_i$ (kPa)	$\Delta e^*$	$\Delta S_{0(i)} = \frac{\Delta e_i}{1+e_0} \Delta H_i$ (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
					$S_0 = \sum \Delta S_{0i} = 0,0784 \text{ m}$

$$* \Delta e = C_e \log \frac{\sigma'_{0(i)} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{0(i)}} ; C_e = 0,16$$



Hình 5.21.

2.4) Phương pháp cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) theo các tham số  $m_v$  và  $\mu_e$

$$S_i = m_v (\mu_e \sigma) H$$

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.	$\Delta H_i$ (m)	$\sigma'_{0(i)}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\mu_c \Delta\sigma_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Delta e'$	$\Delta S_{c(i)} = \frac{\Delta e'}{1+e_0} \Delta H_i$ (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
				$S_c = \sum \Delta S_{ci} = 0,0696 \text{ m}$	

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 :

$$S_c(t) = US_c$$

Trong đó:  $U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$

\* *Mức độ cố kết chỉ xét cho dòng chảy theo phương ngang:*

$$U_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

$$T_h = \frac{C_h}{D_e^2} t$$

$$D_e = (1,05)(S) = 1,05(1,5) = 1,575 \text{ m}$$

$$C_h = 0,038 \text{ m / ngày đêm}$$

$$T_h = \frac{0,038}{(1,575)^2} (62 \text{ ngày đêm}) \approx 0,95$$

Giả thiết đường kính giếng tiêu nước, D, sẽ giám đi 1/5 lần, để xét tới vùng bẩn. 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:

$$n = \frac{D_e}{D'} = \frac{5D_e}{D} = \frac{5(1,575)}{0,75} = 10,5$$

và,

$$\begin{aligned} F(n) &= \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \\ F(10,5) &= \frac{(10,5)^2}{(10,5)^2 - 1} \ln(10,5) - \frac{3(10,5)^2 - 1}{4(10,5)^2} \\ F(10,5) &= \frac{110,25}{109,25} \ln(10,5) - \frac{329,75}{441} \approx 1,622 \\ \Rightarrow U_h &= 1 - \exp\left[\frac{-8(0,95)}{1,622}\right] = 1 - e^{-4,686} \approx 0,99 \end{aligned}$$

\* Mức độ cống 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).

$$T_v = \bar{C}_v t / (H/N)^2$$

Ở đây:  $\bar{C}_v = 1/5 C_h = 1/5 (0,038 \text{ ngày đêm}) = 0,0076$

$t$  - thời gian cho cống kết = 62 ngày đêm

$H$  - chiều dày lớp đất dính = 5 m;

$N$  - số bể mặt thoát nước tại đỉnh hay đáy của lớp ( $N = 1$  hay  $2$ ).

Trong bài toán này, lớp cát bão hòa nước nằm trên nền sét bão hòa 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 :

$$S_C (t = 62 \text{ ngày đêm}) = S_C \cdot U = 69,6 \text{ mm (0,986)} \approx 68,63 \text{ mm}$$

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 chí 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.

Giá thiết độ lún thứ cấp bắt đầu vào thời gian đạt được 90% độ lún cố kết ban đầu. Bó qua thành phần thoát nước theo phương đứng, vì thành phần này rất nhỏ. Hệ số thời gian toá 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:

$$t = T_h (D_e)^2 / C_h = (0,47)(1,575)^2 / (0,038) \approx 31 \text{ ngày đêm}$$

Độ lún cố kết thứ cấp sẽ là:

$$\Delta S = C_a \cdot H_a \cdot \log_{10} (t_2/t_1) = 0,005 (H - S_c^{90}) \log_{10} [5(365)/31 \text{ ngày đêm}]$$
$$\Delta S = 0,005 [(5m - 0,9 (0,0696m)] \log_{10} [5(365)/31 \text{ ngày đêm}] \approx 0,044 \text{ m} \approx 44 \text{ mm.}$$

### Ví dụ 5.3.

Ví dụ này giới thiệu phương pháp dự tính tái trọng do khối đất đắp rộng phía 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 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. Giá 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 nén 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 phình 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 tối hạn tổng quát của trụ đá được xác định theo phương trình (5.25) như sau:

$$\tilde{q}_{th} = C \tilde{N}_C = 21,6 \text{ kN/m}^2 (22) = 475,2 \text{ kN/m}^2$$

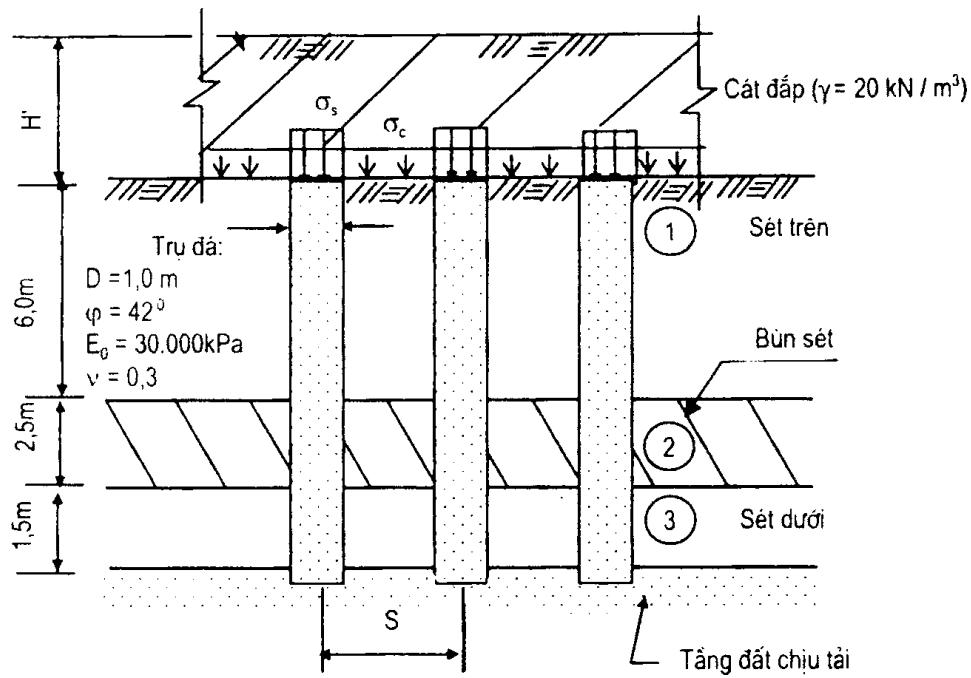
Trong các biểu thức trên, ứng suất trong trụ đá ở trạng thái tối hạn là :

$$P_{th} = \tilde{q}_{th} A_S = 475,2 \text{ kN/m}^2 (0,785 \text{ m}^2) \approx 373 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \tilde{q}_{th} = C \tilde{N}_C = 21,6 \text{ kN/m}^2 (22) = 475,2 \text{ kN/m}^2.$$

**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	$\gamma_d$	15	21	17	$\text{kN/m}^3$
Trọng lượng ẩm	$\gamma$	18	25	19	$\text{kN/m}^3$
Thẩm ngang	$k_h$	$0,5 \times 10^{-4}$	$0,7 \times 10^{-3}$	$0,2 \times 10^{-4}$	$\text{m/ng.đ}$
Thẩm đứng	$k_v$	$0,25 \times 10^{-4}$	$0,35 \times 10^{-3}$	$0,1 \times 10^{-4}$	$\text{m/ng.đ}$
Mô đun đàn hồi	$E_o$	3700	500	10.000	$\text{kN/m}^2$
Hệ số Poisson	$\nu$	0,33	0,35	0,33	-
Lực đính	C	21,6	10	30	$\text{kN/m}^2$
Góc ma sát trong	$\phi$	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	$C_b = 2C_v$	0,018	0,036	0,015	$\text{m}^2/\text{ng.đ}$
Hệ số cố kết thứ cấp	$C_\alpha$	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 già cường bằng trụ đá

### 1.3) Phá hoại do phình ngang sâu:

Bây giờ chúng ta sẽ kiểm tra khả năng phá hoại do phình ngang trong lớp bùn sét nằm ở độ sâu 6 m.

Ứng suất ngang tối hạn, tại đó trụ đá có thể phát sinh phình ngang được tính gần đúng là:

$$\sigma_3 = q_{th} = 9 C = 9 (10 \text{ kN/m}^2) = 90 \text{ kN/m}^2$$

Do tầng đất yếu nằm sâu hơn 3D dưới mặt đất. Từ phương trình (5. 13) ứng suất tối hạn mà trụ đá phải mang là:

$$\sigma_s = q_{th} = \sigma_3 \frac{(1 + \sin\phi_s)}{(1 - \sin\phi_s)} = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}) = 90 \text{ kN/m}^2 \tan^2(45^\circ + \frac{42^\circ}{2})$$

$$\sigma_s = q_{th} = 90 \text{ kN/m}^2 \tan^2(45^\circ + \frac{42^\circ}{2}) \approx 90 \text{ kN/m}^2 (5,045) = 454,05 \text{ kN/m}^2$$

Sau khi so sánh hai trị số  $\tilde{q}_{th}$  và  $q_{th}$  chỉ ra cho thấy:

$$\tilde{q}_{th} = 475,2 \text{ kN/m}^2 > q_{th} = 454,05 \text{ kN/m}^2.$$

Do ứng suất tối hạn mà trụ đá phải chịu để xảy ra phá hoại phình 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 tối đa mà đất sét xung quanh trụ đá có thể tiếp nhận là:

$$\sigma_c = 5 C = 5 (21,6 \text{ kN/m}^2) = 108 \text{ kN/m}^2$$

Tuy nhiên, tổng tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị cũng không được vượt quá khả năng chịu tải của lớp sét. Giá 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,

$$\sigma_C \leq \mu_C \sigma = \mu_C (\sigma_S / \mu_S)$$

$$\sigma_C \leq \mu_C (\sigma_S / \mu_S) = 0,669 (454,05 \text{ kN/m}^2) / (2,88) \approx 105,47 \text{ kN/m}^2$$

Đó  $105,47 \text{ kN/m}^2$  nhỏ hơn  $5C = 108 \text{ kN/m}^2$  và  $\sigma_C = 105,47 \text{ kN/m}^2$  sẽ là ứng suất tối hạn mà đất sét có thể mang được.

### 1.5) Tải trọng cho phép của khối đất đắp:

Tải trọng tối hạn có thể tác dụng lên diện tích trụ đơn vị nằm trong diện tích khối đất đắp sẽ là:

$$\begin{aligned} P_{th} &= \sigma_S A_S + \sigma_c A_C \\ &= (454,05 \text{ kN/m}^2)(0,785 \text{ m}^2) + (105,47 \text{ kN/m}^2)(5,23 \text{ m}^2 - 0,785 \text{ m}^2) \\ P_{th} &\approx 836,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

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:

$$\gamma H' = P_{cp} / A$$

$$\text{hay, } H' = \frac{P_{cp}}{A \gamma} = \frac{412,62 \text{ kN}}{5,23 \text{ m}^2 (20 \text{ kN/m}^3)} \approx 4,0 \text{ m}$$

Cuối cùng, nên chọn  $H' = 4,0 \text{ m}$  cho tính toán thiết kế.

2. Tính toán độ lún cổ 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  $\mu_C$

$$S_0 = \sum m_v (\mu_C \sigma) H$$

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,

$$\bar{m}_v = \frac{\sum m_{vi} h_i}{\sum h_i} = \frac{m_{v1} h_1 + m_{v2} h_2 + m_{v3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

$$\bar{m}_v = \frac{(0,00018)(6) + (0,00125)(2,5) + (0,0000675)(1,5)}{6 + 2,5 + 1,5} \approx 0,000431 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\Rightarrow S_0 = (0,000431)(1)(80)(10) \approx 0,3448 \text{ m} = 34,48 \text{ cm}$$

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  $\mu_C$  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:

$$S_c(t) = US_c$$

Trong đó:  $U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$

\* Mức độ cố kết chỉ xét theo phương ngang:

$$U_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{D_e^2} t$$

$$D_e = 1,05 (S) = 1,05 (2,5) = 2,625 \text{ m}$$

\* Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương ngang:

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_1^n (h_i \sqrt{C_{hi}})^2}{\sum_1^n h_i^2} = \frac{(6)^2 (0,018) + (2,5)^2 (0,036) + (1,5)^2 (0,015)}{(6)^2 + (2,5)^2 + (1,5)^2} \approx 0,02 (\text{m}^2 / \text{ng.d})$$

và,

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{(D_e)^2} (200 \text{ ng.d}) = \frac{0,02}{(2,625)^2} (200 \text{ ng.d}) \approx 0,58$$

\* Xác định hệ số cố kết trung bình theo phương đứng:

$$\bar{C}_v = \frac{\sum_1^n (h_i)^2}{\sum_1^n \left[ \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]^2} = \frac{\left[ (6)^2 + (2,5)^2 + (1,5)^2 \right]}{\sum_1^n \left( \frac{6}{\sqrt{0,009}} \right)^2 + \left( \frac{2,5}{\sqrt{0,018}} \right)^2 + \left( \frac{1,5}{\sqrt{0,0075}} \right)^2} \approx 0,0096 (\text{m}^2 / \text{ng.d})$$

Để tính đến vùng bắn, 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:

$$n = \frac{D_e}{D'} = \frac{5D_e}{D} = \frac{5(2,625)}{1,0} = 13.125$$

Và,

$$\begin{aligned} F(n) &= \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \\ F(12,5) &= \frac{(13,125)^2}{(13,125)^2 - 1} \ln(13,125) - \frac{3(13,125)^2 - 1}{4(13,125)^2} \\ F(12,5) &= \frac{172,26}{171,26} \ln(13,125) - \frac{515,80}{689,0} \approx 1,84 \\ \Rightarrow U_h &= 1 - \exp \left[ \frac{-8(0,58)}{1,84} \right] = 1 - e^{-2,522} \approx 0,92 \end{aligned}$$

\* 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:  $\bar{C}_v = 0,0096 \text{ m}^2/\text{ng.đêm}$ ;

$t$  - thời gian = 200 ng.đêm ;

$H$  - chiều dày lớp đất dính = 10 m;

$N$  - số bề 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 đâm 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 :

$$S_C(t = 200\text{ng.\text{đ}}) = S_C \cdot U = 230,7\text{mm}(0,945) \approx 218\text{mm}$$

4. Xác định độ nén lún thứ cấp trong khoảng thời gian  $t_2 = 5$  năm = 1825 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 thâm 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:

$$\begin{aligned} \bar{C}_\alpha &= \frac{\sum C_{\alpha i} h_i}{\sum h_i} = \frac{C_{\alpha 1} h_1 + C_{\alpha 2} h_2 + C_{\alpha 3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3} \\ \bar{C}_\alpha &= \frac{0,0035(6) + 0,008(2,5) + 0,0025(1,5)}{6 + 2,5 + 1,5} \approx 0,0045 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \Delta S = 0,0045 [10 - (0,90)(0,2307)] \log(1825 / 181) \approx 0,044 \text{ m} = 44 \text{ mm}$$

## 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 trực, 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 chật, nó không được thể hiện trong mô hình này (xem hình 5.23).

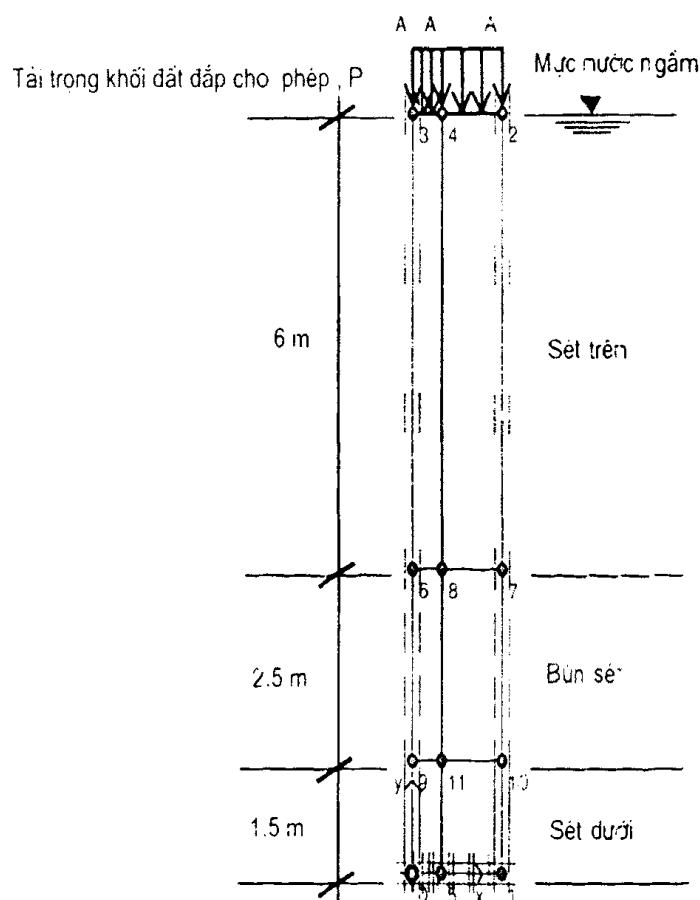
### *Mô hình hình học*

Đối với ví dụ này có thể sử dụng 6 phần tử (hay 15 phần 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 phân 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 khai 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 phân tử hữu hạn đơn giản bằng cách sử dụng tập hợp thô 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  $10 \text{ kN/m}^3$ , 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 trực, 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. Đây để hở, vì nằm dưới lớp đất sâu là tầng cát

thẩm 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 hở 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 (dựa 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 dẻo, trị số cấp tải trọng là tối 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.

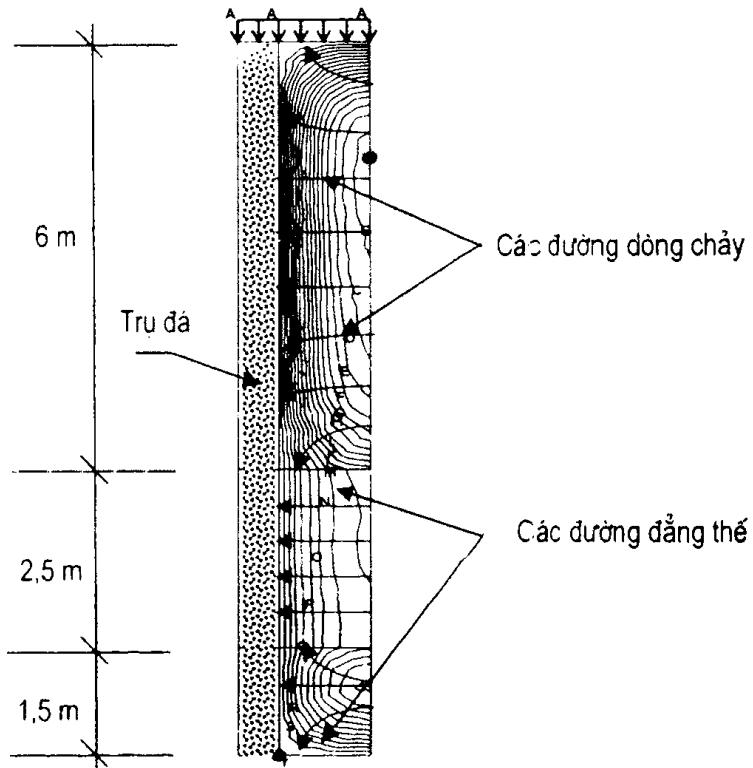
**Pha 2:** Giai đoạn tính toán thứ hai vẫn là pha dẻo. Trong thanh công cụ các tham số, lựa chọn nút “Stage Construction” và nhấn lên nút <Define>, lúc này trụ đá được tiến hành thi công. Nhấn chuột lên nút <Update> và vào pha tính tiếp theo.

**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 tối 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<sup>2</sup> 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>.

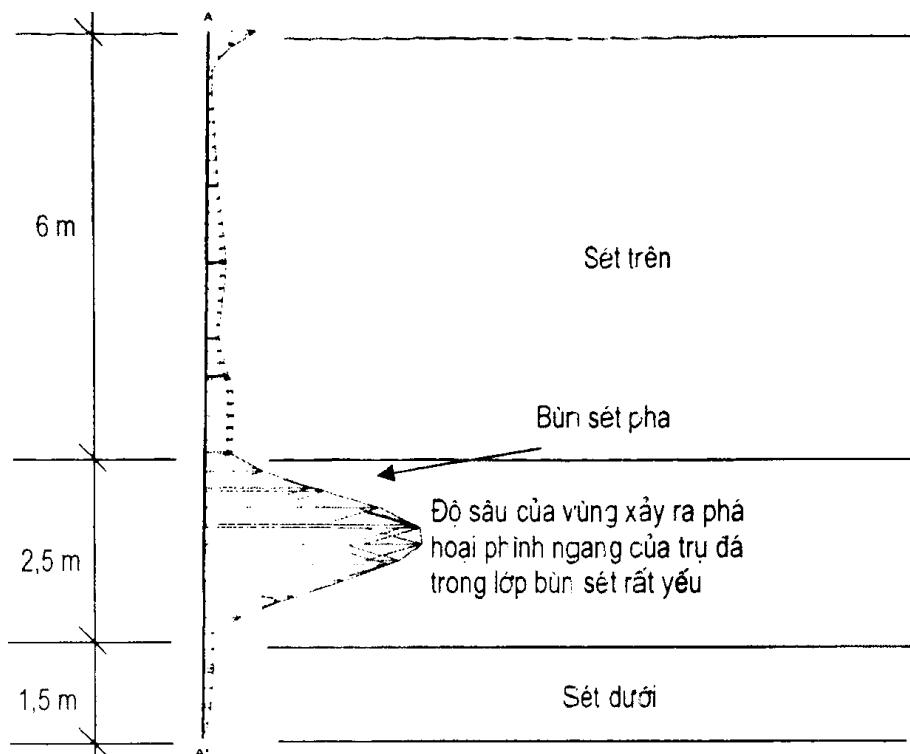
### Bước 3: XUẤT SỐ LIỆU

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 dẫn thể trong nửa trụ đơn vị bên phải đến giếng tiêu nước bằng trụ đá - mặt cắt dọc trong nền đất yếu không đồng nhất:  
 $a_s = 0,15$ ;  $D = 1 m$ ;  $L = 10 m$  (tức  $L / D = 10$ ) và  $S = 2,5 m$ .

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 dọc trong nền đất yếu không đồng nhất:  
 $a_s = 0,15$ ;  $D = 1 m$ ;  $L = 10 m$  (tức là  $L / D = 10$ ), và khoảng cách tâm đến tâm của trụ đá,  
 $S = 2,5 m$ .

Tổng độ lún cổ kết ban đầu của nền đất yếu tự nhiên (chưa gia cường) được giới thiệu trên hình 5.26.

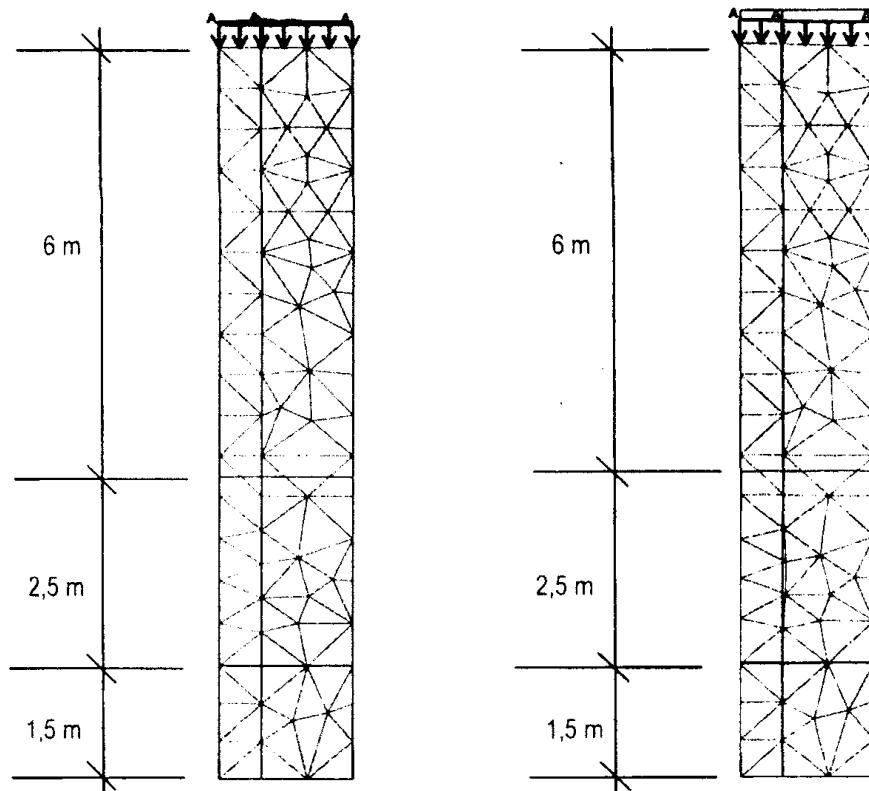
Tổng độ lún cổ kết ban của nền đất yếu sau khi được gia cường bằng các trụ đá như minh họa trên hình 5.27.

Biến thiên của độ lún cổ 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 phình ngang trụ đá được minh họa trên hình 5.25.

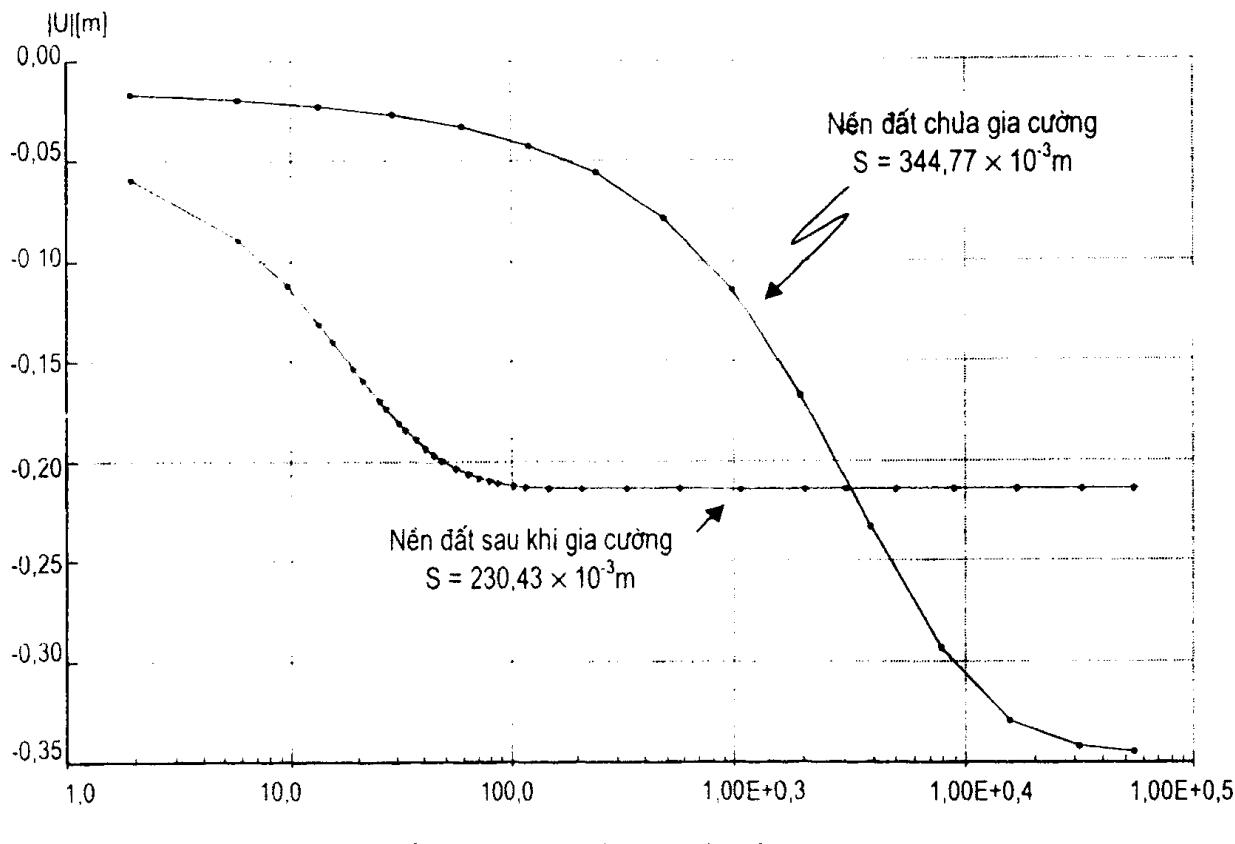
Tổng độ lún cổ kết ban của nền đất yếu sau khi được gia cường bằng các trụ đá như minh họa trên hình 5.27.

Biến thiên của độ lún cổ 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 cổ kết ban đầu của nền đất yếu tự nhiên (chưa gia cường),  $S_0 = 344,77 \times 10^{-3} m$ .

**Hình 5.27.** Tổng độ lún cổ kết ban đầu của nền đất được gia cường bằng các trụ đá ( $S_c = 230,43 \times 10^{-3} m$ ):  $a_s = 0,15$ ;  $D = 1 m$ ;  $L = 10 m$  (tức là  $L/D = 10$ ), và khoảng cách tâm đến tâm các trụ đá,  $S = 2,5 m$ .



*Hình 5.28. Biến thiên của độ lún cỗ kết ban đầu theo thời gian (tỷ lệ logarithm) của nền đất yếu trước và sau khi gia cường bằng các trụ đá được thực hiện bằng phần mềm PLAXIS*

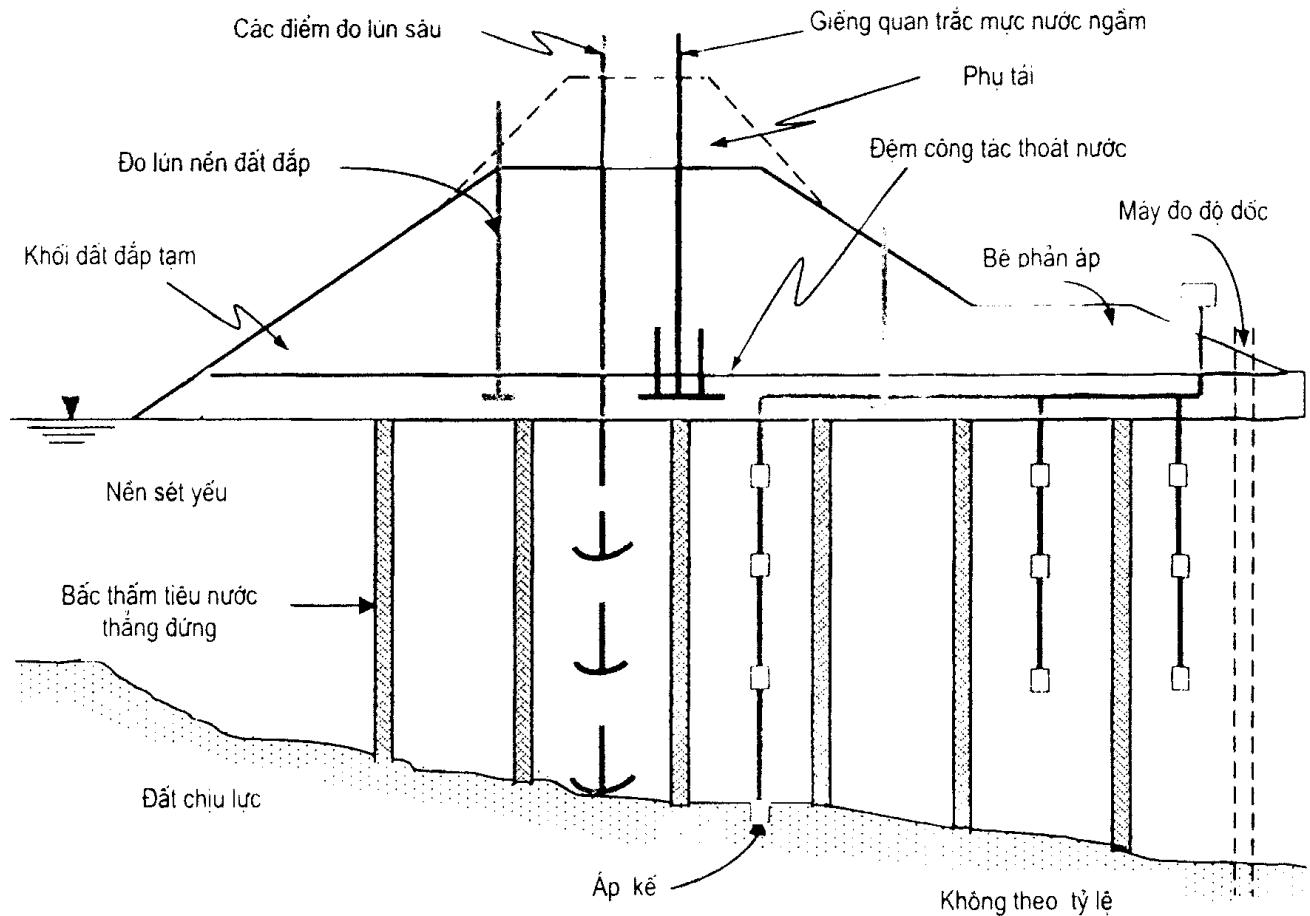
Bảng 5.9. Tổng hợp các kết quả độ lún cỗ kết ban đầu theo thời gian được thực hiện bằng phương pháp thủ công và bằng phần mềm PLAXIS.

**Bảng 5.9. Tổng hợp độ lún cỗ kết ban đầu của nền đất yếu không đồng nhất được gia cường bằng các trụ đá**

Loại đất nền	Độ lún cỗ 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 THẮNG ĐỨNG BẰNG BẤC THẤM

Mục đích và nhiệm vụ của giếng tiêu nước thăng 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 thăng đứng kết hợp với giàn tái trước nhằm mục đích rút ngắn chiều dài đường tiêu nước lõi rỗng (khoảng cách tính đến biên thoát nước), do đó sẽ thúc đẩy nhanh tốc độ cỗ kết ban đầu. Hình 5.29 minh họa sơ đồ lắp đặt giếng tiêu nước thăng 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 bắc thấm (Prefabricated Vertical Drains - PVD) kết hợp với gia tái trước, thì giếng tiêu nước thẳng đứng này sẽ có những ưu điểm chính (tức là đẩy nhanh mức độ cố kết) dưới đây:

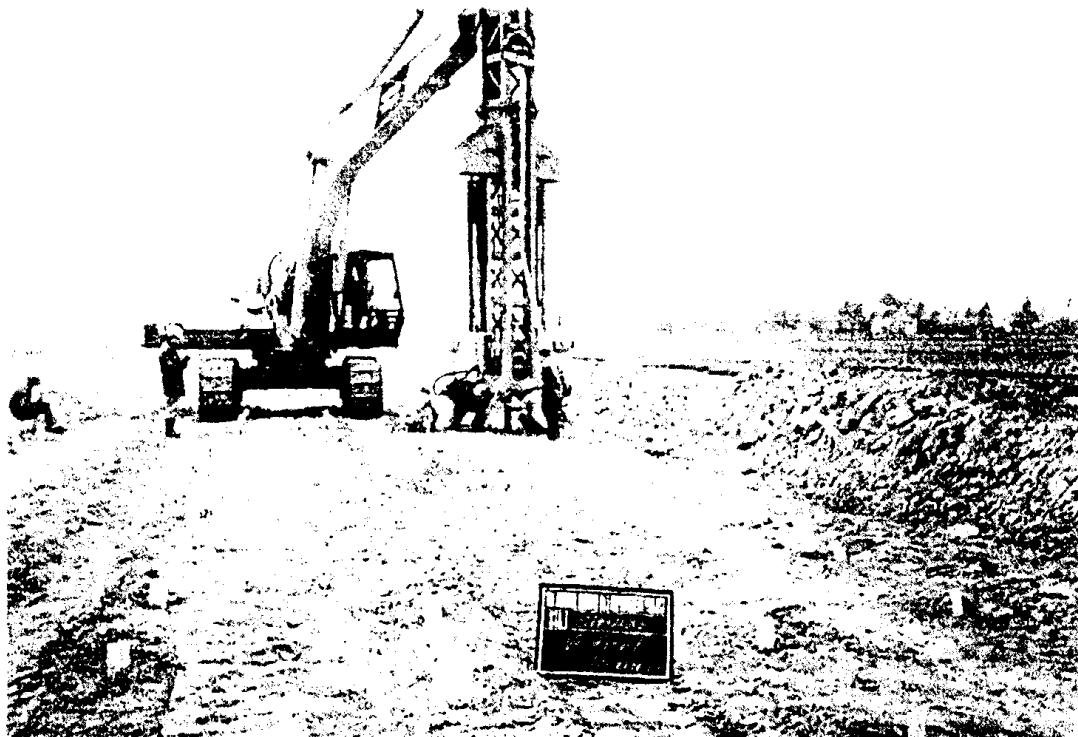
- 1) Làm giảm tổng thời gian yêu cầu để hoàn thành quá trình cố kết nhờ gia tái trước;
- 2) Làm giảm tổng phụ tải yêu cầu để đạt được tổng tái trọng gia tái trước trong khoảng thời gian đã định;
- 3) Đẩy nhanh tốc độ tăng độ bền do cố kết của đất yếu;

Những giếng tiêu nước thẳng đứng còn được sử dụng làm giếng giám áp để giảm áp lực thẩm, 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 biếu để gia cường đất yếu bằng bắc 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 bắc 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 già cường đất yếu bằng bắc thám (PVD).

Trang thiết bị thi công bắc thám 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 thám

Bắc thám 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 thám 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 thám qua lớp vải địa kỹ thuật bọc ngoài vào lõi chất dẻo;
- 3) Lõi chất dẻo ở giữa bắc thám 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 thám dọc chúng ngay cả khi áp lực ngang xung quanh lớn. Đây chính là ưu thế của bắc thám so với giếng cát thoát nước thẳng đứng (SD) hay cọc cát vừa nén chặt đất vừa thoát nước (SCP).

### 5.4.3. Cố kết bằng giếng tiêu nước thẳng đứng (PVD)

Tốc độ cố kết trong quá trình nén trước được phân tích tổng quát theo lý thuyết cố kết thoát nước một chiều của Terzaghi. Những phương trình thích hợp là:

$$S_t / S_f = U_v \quad (5.41)$$

Trong đó:  $U_v$  - mức độ cố kết trung bình theo phương đứng;

$S_t$  và  $S_f$  - độ lún cố 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 cố 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 bể mặt thoát nước ( $N = 1$  hay  $2$ ).

Chú ý rằng, lý thuyết Terzaghi chỉ áp dụng cho cố kết ban đầu và nó dựa trên một số giả thiết sau :

- 1) Đất bão hòa 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 cố kết.
- 4) Biến dạng đứng rất nhỏ.
- 5) Tải trọng tác dụng một cách tức thời.

Năm 1948, Barron đã phát triển lý thuyết cố 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:

$$U_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8 T_h}{F(n)} \right] \quad (5.43)$$

$$\text{Trong đó: } U_h = 1 - \frac{U}{U_0} \quad (5.44)$$

$U$  - áp lực nước lỗ rỗng trung bình trong khối đất tại thời gian  $t$  ( $U_0$  tại  $t = 0$ ).

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.45)$$

$$n = \frac{D_e}{d_w} = \frac{r_e}{r_w} - \text{hệ số khoảng cách (hệ số Barron)}; \quad (5.46)$$

$$T_h = \frac{C_h t}{D_e^2} - \text{hệ số thời gian theo phương ngang}; \quad (5.47)$$

$C_h$  - hệ số cố kết cho thoát nước theo phương ngang;

$D_e$  - 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 bao 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 tăng 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 hóa 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 ( $F_r$ ) và giả thiết rằng định luật Darcy áp dụng được cho dòng chảy dọc theo trực thẳng đứng của giếng tiêu nước. Phương trình tính  $F_r$  có dạng:

$$F_r = \pi Z(L - Z)(k_h / q_w) \quad (5.50)$$

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) *Sư xáo trộn đất*

Barron (1948) đã đưa ra phương trình để tính tác dụng của sự xáo trộn đất trong quá trình thi công bắc thám, 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  $F_t$ , ta có :

$$F(n) + F_r + F_S = \left[ \ln(D_c / d_w) - 3/4 \right] + \left[ (k_h / k_S) - 1 \right] \ln(d_S / d_w) + \pi Z(L - Z) (k_h / q_w) ; \quad (5.51)$$

Trong đó:  $d_s$  - đường kính vùng xáo trộn xung quanh giếng;

$d_w$  - đường kính tương đương của giếng có dạng băng;

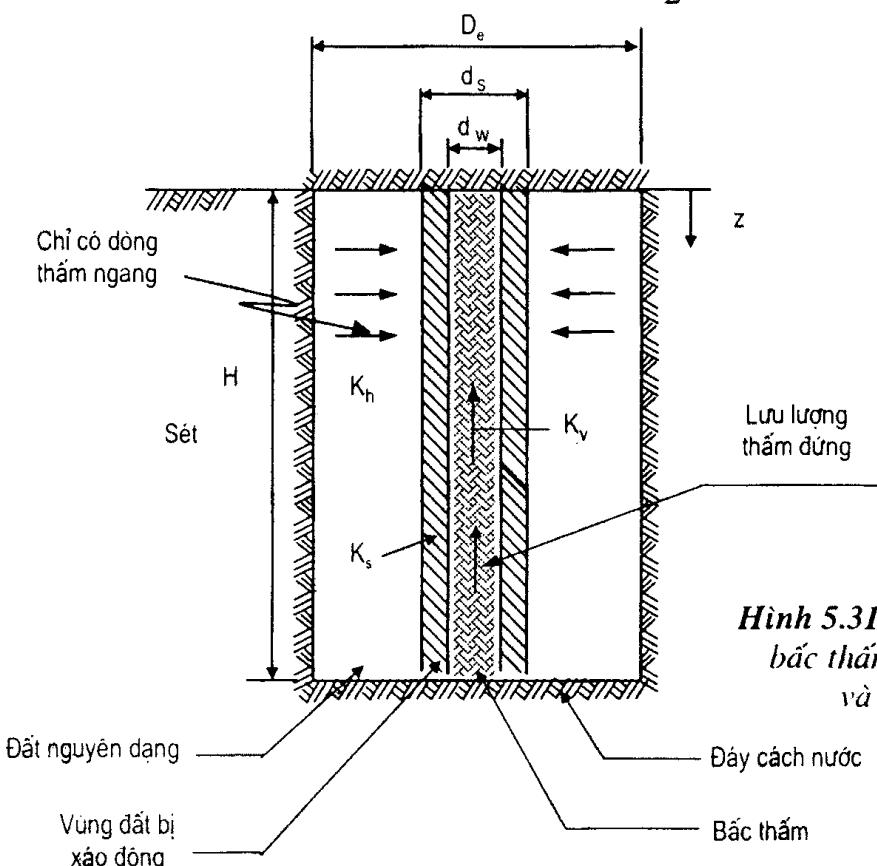
$k_s$  - hệ số thâm theo phương ngang trong vùng đất bị xáo trộn.

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 phân 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:

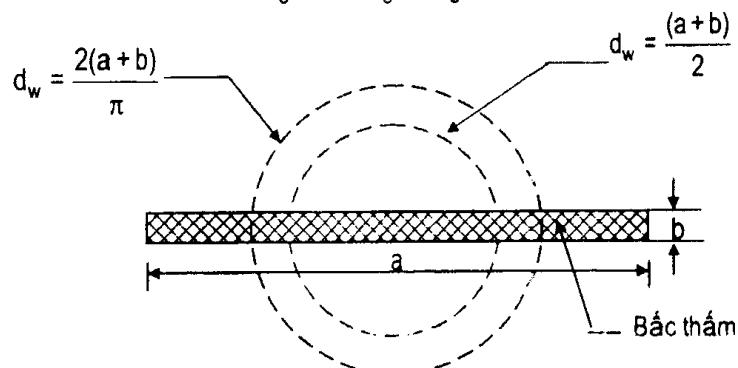
$$d_w = \frac{(a+b)}{2} \quad (5.53)$$



**Hình 5.31.** Sơ đồ giếng tiêu nước bằng bắc thám có các vùng kháng thám 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:

Các vòng tròn tương đương có:



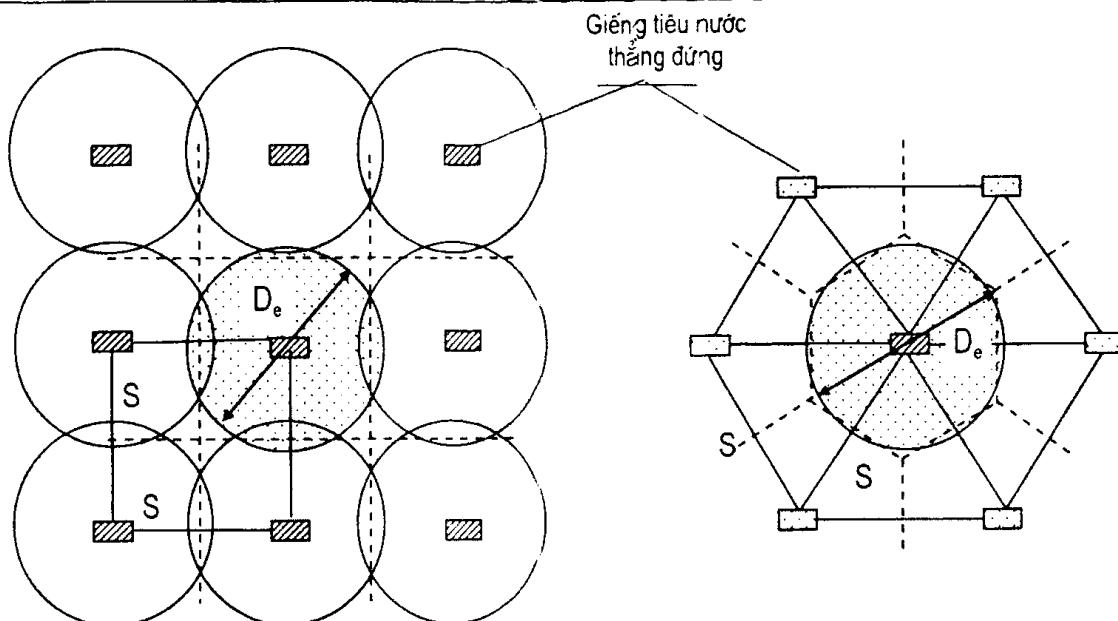
**Hình 5.32.** Đường kính tương đương của giếng tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thấm- PVD (theo Hansbo, 1979, và Rixner, 1986).

#### d) Đường kính vùng ảnh hưởng của giếng tiêu nước ( $D_e$ )

Thời gian để đạt được phần trăm cối 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 cống kỵ 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 bê tông, để đạt được mức độ cố kết ban đầu cộng với logarit chu kỳ cố kết thứ cấp xáy 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 tái trọng tạm thời xảy ra một cách tức thời phục vụ cho mục đích tính lún.

1.2) Ốn định của nền đất đắp (tức là, tiến hành gia tái, thi công bê phẳng 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 ứng suất hữu hiệu dưới đường trực do khối đất đắp tạo ra?

2.1.2. Lịch sử phát triển ứng suất và mặt cắt thay đổi ứng suất?

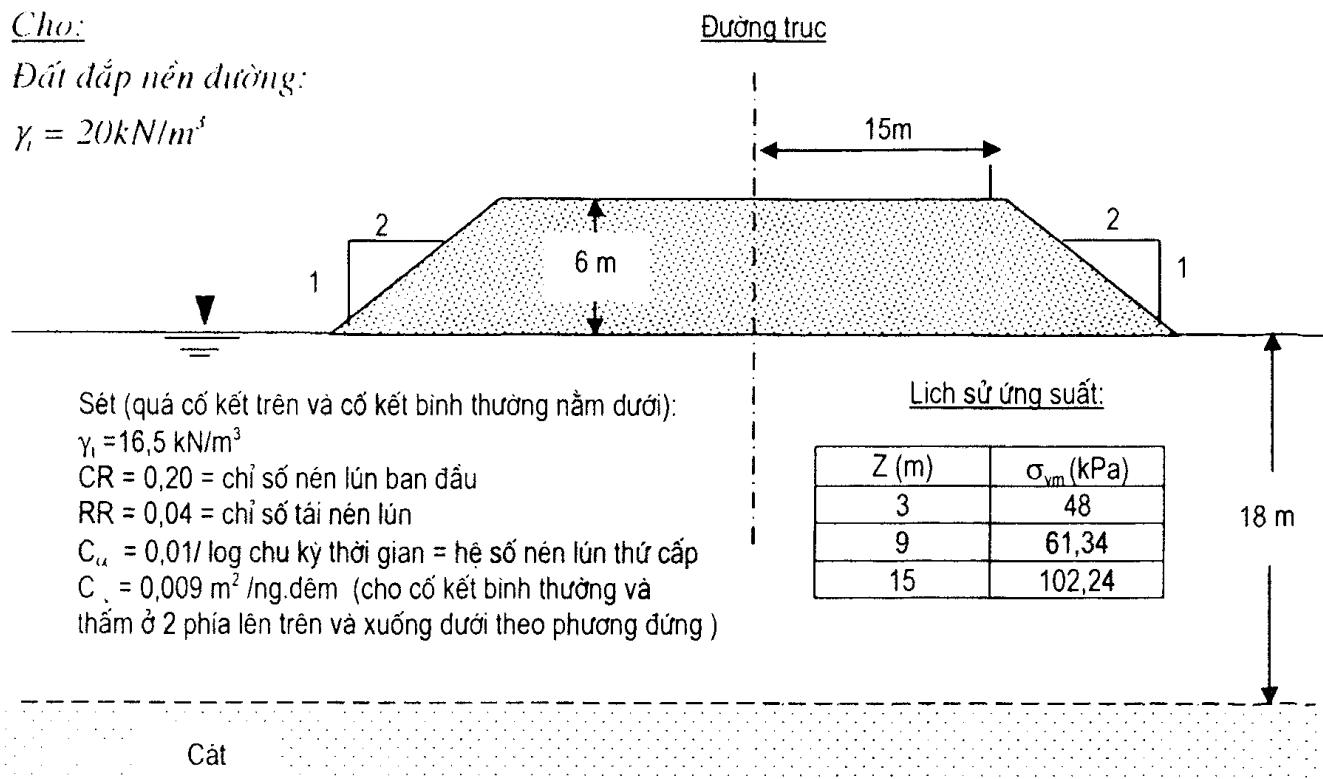
2.1.3. Dự tính tổng độ lún do tái trọng khối đất đắp gây ra?

2.1.4. Nghiên cứu tốc độ lún theo thời gian?

Cho:

*Đất đắp nền đường:*

$$\gamma_i = 20 \text{ kN/m}^3$$



**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 cống kết ban đầu do khối đất đắp và phụ tải gây ra?

2.3.3. Tính mức độ cống 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?

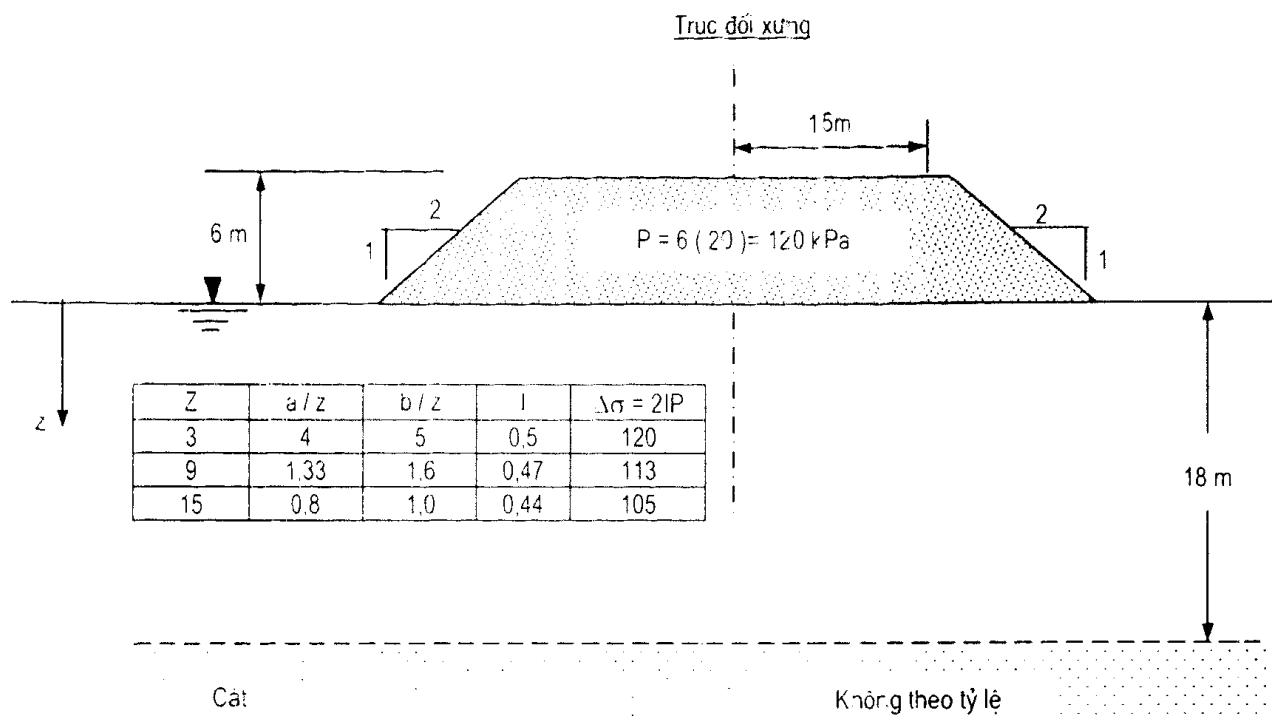
Bước 1: Đánh giá hiệu quả làm việc của khối đất đắp nền đường đã thi công

1a. Tính các số gia ứng suất hữu hiệu dưới đường trực 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 thâm, giả thiết  $S_c = 0$ .



Hình 5.35.

b) Độ lún cống kết ban đầu,  $S_c$  (xem bảng tính 5.10):

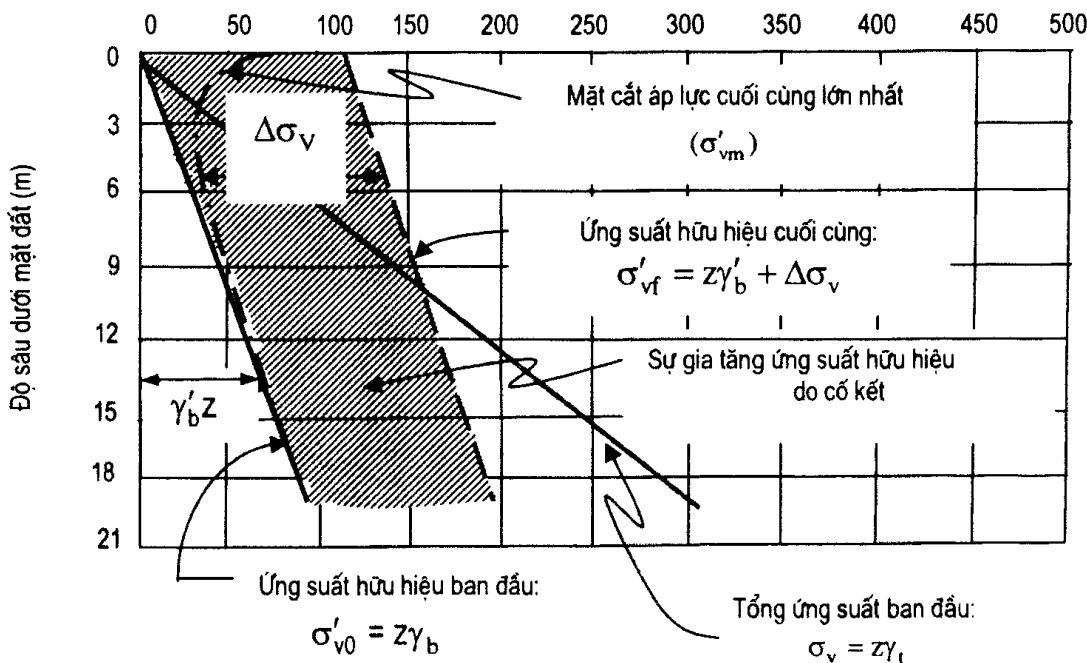
$$S_c = RR.H \cdot \log \left[ \frac{\sigma'_{v,m}}{\sigma'_{v,0}} \right] + CR.H \cdot \log \left[ \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v,m}} \right] \quad (5.56)$$

c) Độ lún thứ cấp,  $S_\alpha$ :

$$S_\alpha = C_\alpha \cdot (H - S_C) \cdot \log\left(\frac{t_f}{t_p}\right) \quad (5.57)$$

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 cốt kết ban đầu**

Khoảng độ sâu (m)	$\sigma'_v0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_vm$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{vf} = \sigma'_v0 + \Delta\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_i$ (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 cốt 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 thám tại hai phía chỉ theo phương đúng:

$$U = 1 - (1 - U_V)(1 - U_h)$$

Trong đó:  $U_h = 0$

Vậy,  $U = U_v$

Xét trường hợp:  $U_v = 90\%$  ứng với  $T_v = 0,848$ , ta có:

$$t = \frac{T_v(H/2)^2}{C_v} = \frac{(0,848)(18m/2)^2}{0,009(m^2/day)} \approx 3816 \text{ ngày đêm} >> 730 \text{ ngày đêm.}$$

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 :

$$t = 2 \text{ năm} = 730 \text{ ngày đêm}$$

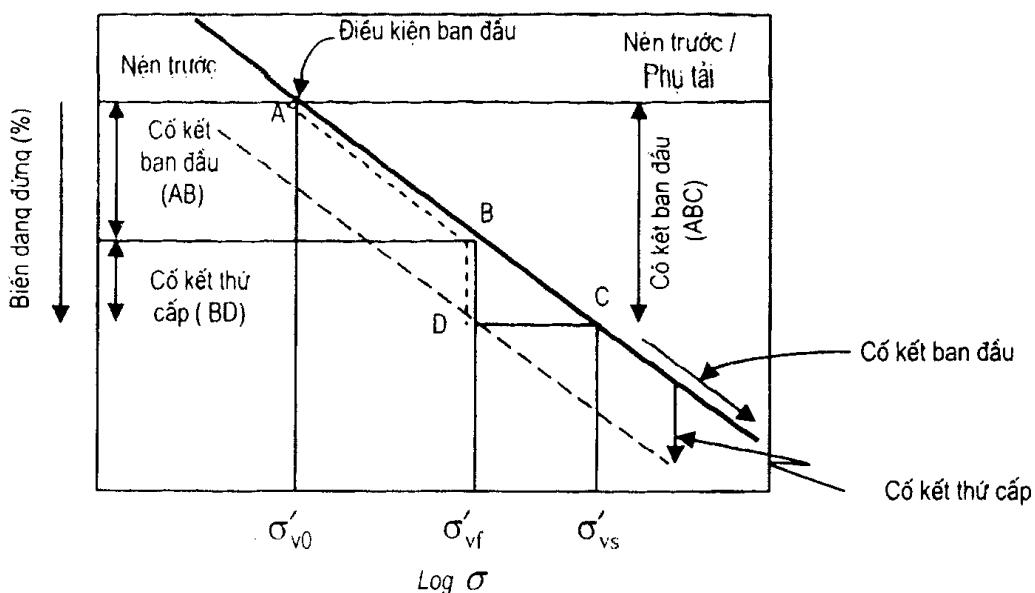
$$T_v = \frac{C_v}{(H/2)^2} t = \frac{0,009 m^2 / ng.\dot{d}}{(18m/2)^2} (730 \text{ ng.\dot{d}}) \approx 0,08$$

$$\Rightarrow U_v = 32\%$$

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 = giài tải trước (chỉ có nén 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 = giài tải trước/phụ tải (nén đắp/ phụ tải)	- Gần 2 năm để di chuyển từ A đến C. Bóc đỡ 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 thoả 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,

$$S_{Cf} = RR.(H). \log \left[ \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] + CR(H) \log \left[ \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] + CR(H) \log \left[ \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = 1,93 \text{ m}$$

Từ,

$$S_C = RR.H. \log \left[ \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR.H. \log \left[ \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right] = 1,57 \text{ m}$$

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:  $\sigma'_{vs}$  - ứng suất thẳng đứng hữu hiệu do phụ tải gây ra.

$$\log \left[ \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = \frac{0,36 \text{ m}}{0,2(18 \text{ m})} \approx 0,10$$

hay,

$$\left[ \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right] = 1,26 \text{ trên suốt chiều dày trung bình là } 18 \text{ m.}$$

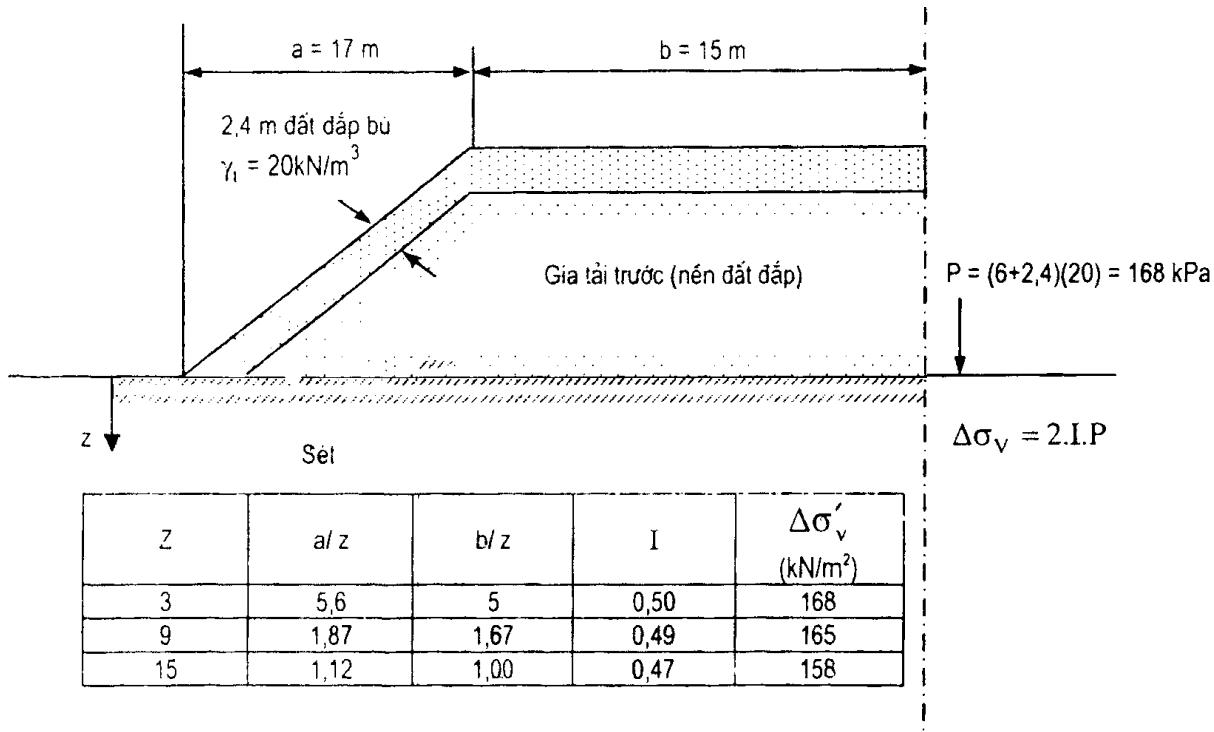
Chiều cao khối phụ tải tối thiểu:

$$(1,26 - 1)(6 \text{ m}) = 1,56 \text{ m.}$$

Giả thiết rằng, mục đích cần đạt được mặt cắt đất đắp tổng thể sao cho khi nén bị lún cũng không làm thay đổi hình dáng sườn dốc, tức là sau khi lún, khối đất đắp bù sê có chiều cao là 2,4 m.

3b) Xác định độ lún cốt kết ban đầu do khối đất đắp và phụ tải gây ra:

$$S_{Cf} = RR.(H). \log \left[ \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + CR(H) \log \left[ \frac{\sigma'_{vs}}{\sigma'_{vf}} \right]$$



Tham khảo: Lời giải dàn hỏi 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 cõi kết ban đầu do khối đắp và phụ tải gây ra

Khoảng độ sâu, (m)	$\sigma'_{v0}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma'_{vm}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\sigma'_{vs} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$H_i$ (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:  $U = \frac{S_t}{S_{cf}} = \frac{1,734\text{m}}{1,97\text{m}} \approx 0,89$  – thoả mãn yêu cầu.

3c) Xác định mức độ cõi kết theo phương ngang theo yêu cầu,  $U_h$ :

$$U = 1 - (1 - U_V)(1 - U_h)$$

$$U_h = 1 - \frac{(1 - U)}{(1 - U_V)} = 1 - \frac{(1 - 0,89)}{(1 - 0,32)} = 0,84$$

3d) Kiểm tra “trường hợp lý tưởng” khoảng cách gần đúng giữa các giếng tiêu nước:

$$t = \frac{D_e^2}{8 C_h} \left[ \ln\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - 3/4 \right] \ln\left(\frac{1}{1 - U_h}\right)$$

Giả 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)

$$U_h = 0,84$$

$$\Rightarrow t = \frac{D_e^2}{8(0,009)} \left[ \ln\left(\frac{D_e}{0,05}\right) - \frac{3}{4} \right] \ln\left(\frac{1}{1-0,84}\right) = 25,42 (D_e^2) \left[ \ln\left(\frac{D_e}{0,05}\right) - \frac{3}{4} \right]$$

$D_e$ (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,  $D_e = 2,85$  m hoàn toàn thỏa 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 tốt, 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.

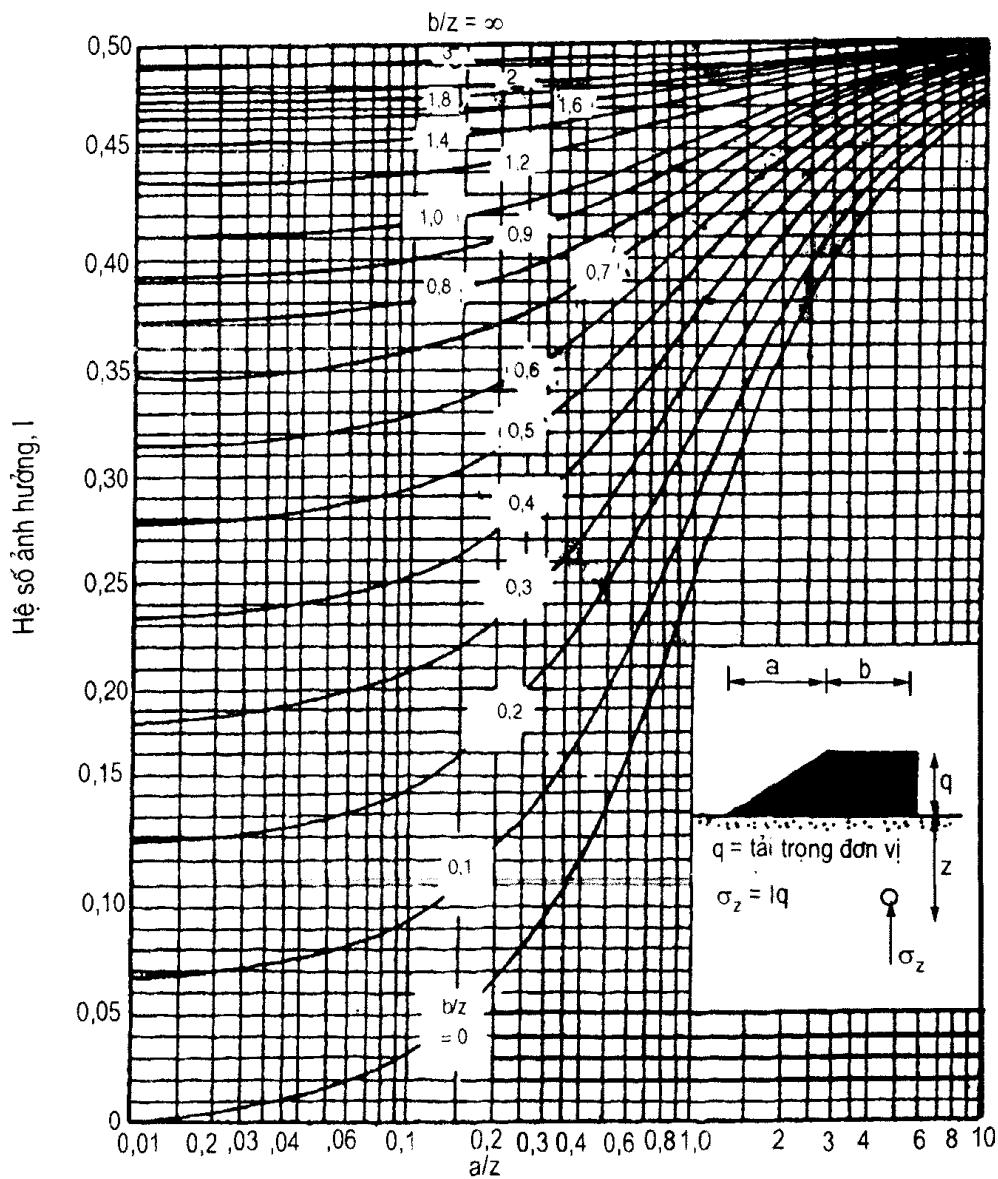
*Bước 5: Kết luận:*

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 vẫn 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 bắn đã được phân tích.

Ảnh hưởng của các tham số dòng chảy khác nhau của đất đã được kiểm chứng.

Đường kính của đới bắn có thể giả thiết bằng hai lần đường kính tương đương của mũi khoan và hệ số thấm ngang trong vùng bắn 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  $40^\circ$ , 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  $30^\circ$ , 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  $40^\circ$ , 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 bắc thấm, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

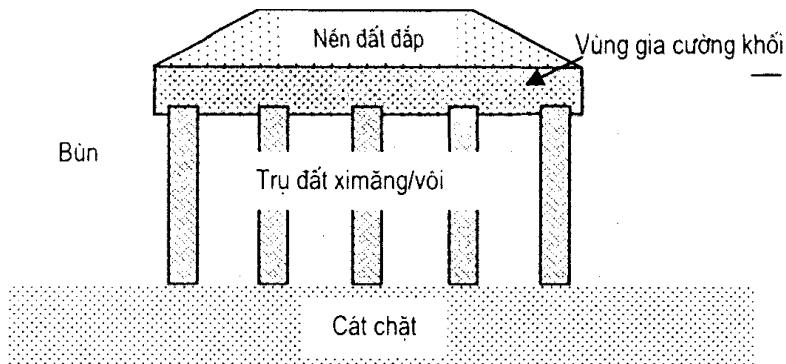
## Chương 6

# 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 đát 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, nhầm:**

- 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, nhầm:**

- 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:**

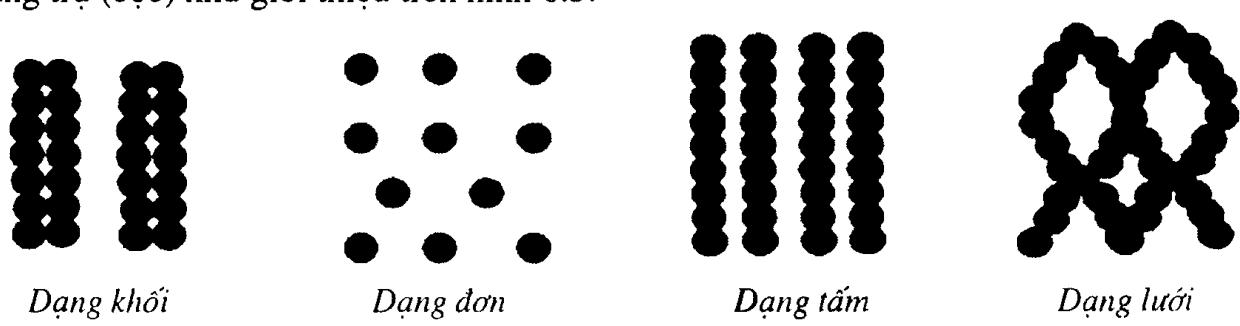
Những ưu điểm chính của phương pháp gia cường sâu, bao gồm:

- 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.

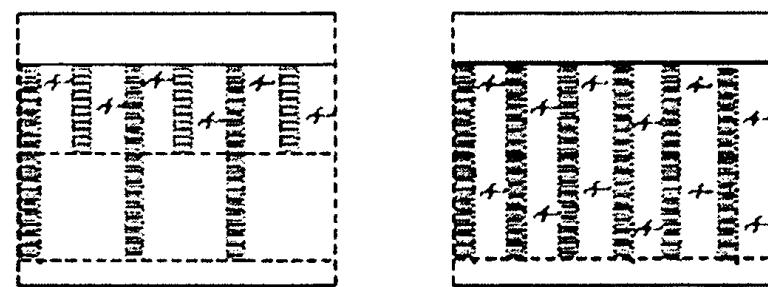
#### **6.1.3. Phương pháp thi công**

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.

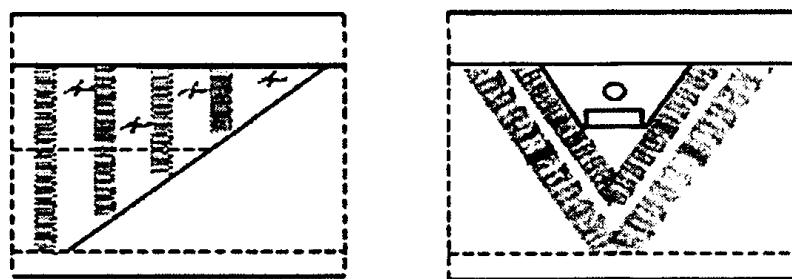


a) Những ví dụ bố trí các trụ đất ximăng / vôi.



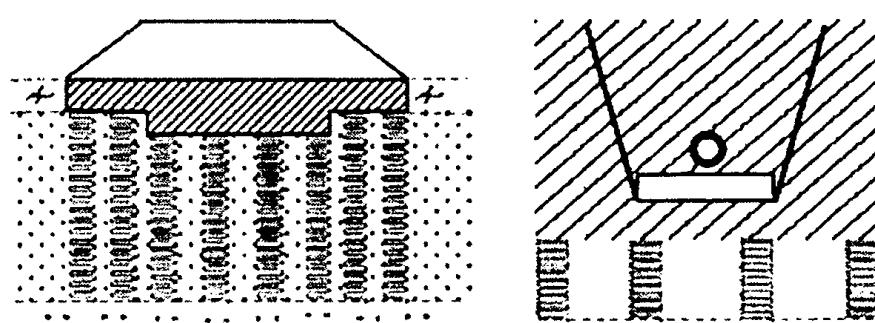
Các trụ thay đổi theo độ sâu  
và mật độ

Trụ gia cường dưới khồi  
đất đắp



Vùng chuyển tiếp      Gia cường dốc nghiêng  
b) Những ví dụ bố trí các trụ đất ximăng / vôi.

Hình 6.2. Những ví dụ về dạng hình học bố trí các trụ gia cường nền đất yếu.

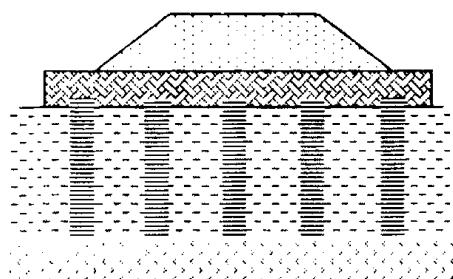


Khối đất đắp trên nền gia cường khôi  
và gia cường trụ kết hợp

Các tuyến đường ống trên nền  
gia cường khôi và trụ kết hợp

Hình 6.3. Nguyên tắc ứng dụng kết hợp gia cường khôi và trụ.

Pt sng pháp gia cung sū bng tru dát xi mng / vôi



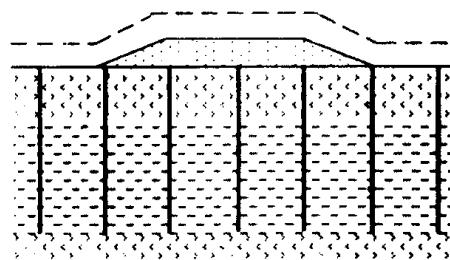
#### Nhng ưu điểm:

- Kinh tế
- Linh hoạt
- Tết kiệm vật liệu và năng lượng
- Phit hiện được tính chất của đất tại hiện trường
- Đất được lưu giữ tại chỗ. Không phải vận chuyển đất đi nơi khác

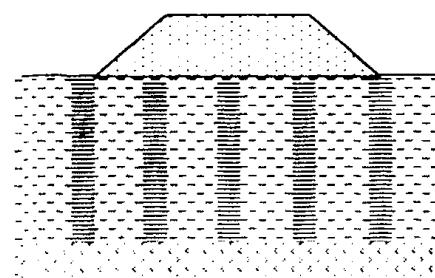
#### Nhng nhược điểm:

- Không dùng cho nền đất dập cao
- Khi nâng tăng ổn định khối đất dập bị ván ché
- Các đất ổn định kém
- Cần có thời gian duy trì bảo dưỡng
- Độ sâu gia cung tối da cho gia cung khói  $\leq 5.0$  m; cho gia cung bằng các trụ  $\leq 40.0$  m.

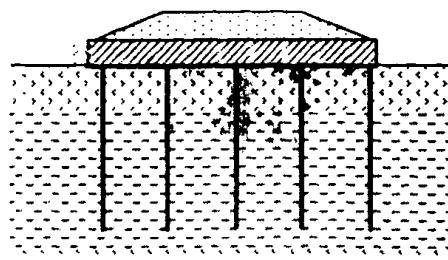
Các phương pháp gia cung khác



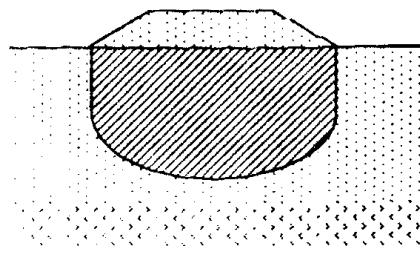
Giếng tiêu nước thẳng đứng



- Chi phí thấp nhất
- Tốn thời gian nhất
- Tốn nhiều đất nhất
- Ổn định nhất
- Lún nhiều nhất trong thời gian sử dụng

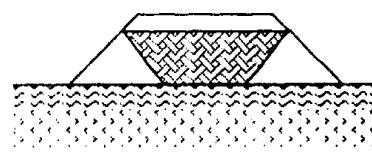


Móng cọc



Gia cung toàn khói

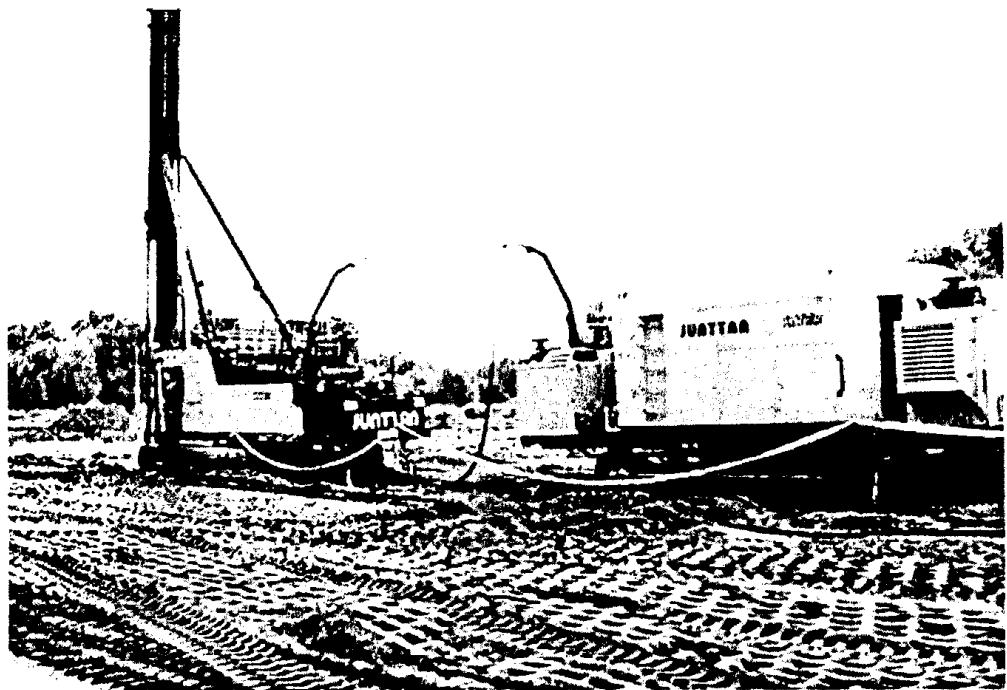
- Chi phí nhiều nhất
- Độ lún khác rất nhiều so với vùng đất xung quanh
- An toàn nhất
- Thường đạt độ sâu lớn nhất.



Phương pháp giảm tải (có thể kết hợp với gia cung sú)

Thường chi phí  
nhiều nhất

Hình 6.4. So snh phuong phap gia cung sú v với mt sô phuong phap khac.



**Hình 6.5. Máy tạo trụ (cọc) để gia cường sâu nền đất yếu.**

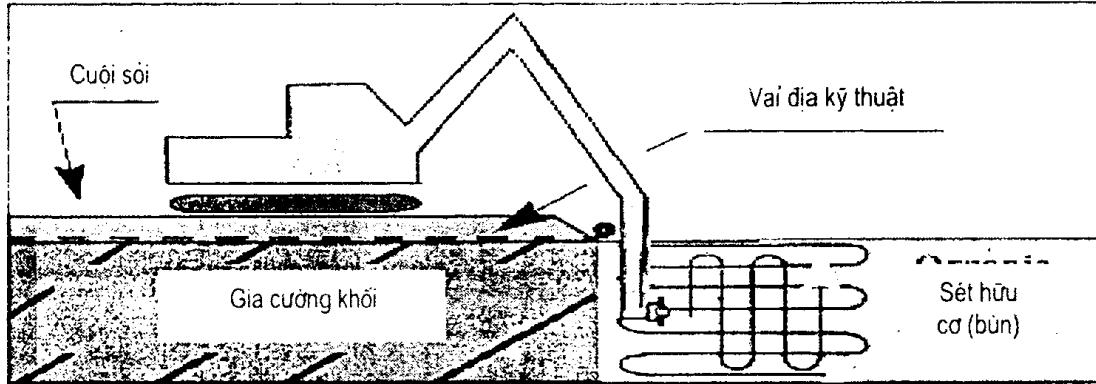
Phương pháp gia cường sâu có thể phân thành hai loại, đó là: a) Phương pháp phun trộn khô, và b) phương pháp phun trộn ướt.

### 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 cày tạo nền đất yếu bằng trụ (cọc) đất xi măng/vôi. Đại 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 cẩu 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 hỏa 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 hỏa thường được gia cường bằng các trụ đất xi măng/vôi đơn lẻ theo sơ đồ mang 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 trực, 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 tối 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 bệ phản 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 bệ phản 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 khung gian để làm các bệ phản 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 bệ mặt đất có ảnh hưởng đến tính toán ổn định. Nếu độ nghiêng của bệ 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 dải (dạng băng).

Ôn định trong vùng trượt có thể được tính theo dạng băng (dải).

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,  $\tau_{fd}$ , và độ bền cắt không thoát nước,  $\tau_{fu}$ , được lựa chọn cho từng tiết diện của bề mặt trượt. Khi xét tới áp lực nước lõi rỗng, cần tiến hành quan trắc các điều kiện áp lực nước lõi 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):

$$C'_{K(trụ)} = \beta C_{UK(trụ)} \quad (6.1)$$

$$\varphi'_{K(trụ)} = 30^\circ \quad (6.2)$$

Trong đó:  $C'_{K(trụ)}$  - lực dính hữu hiệu của trụ;

$C_{UK(trụ)}$  - lực dính không thoát nước của trụ;

$\varphi'_{K(trụ)}$  - góc ma sát trong hữu hiệu của trụ;

$\beta$  - 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  $C'_{K(TB)}$  và  $\varphi'_{K(TB)}$  như đã chọn đối với đất vô cơ trong hai phương trình (6.1) và (6.2) trên đây. Các trị số  $C'_{K(TB)}$  và  $\varphi'_{K(TB)}$  cũng cần được kiểm tra bằng thí nghiệm trong phòng.

Tương tự như 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,  $\tau_{fdK}$  được tính theo phương trình (6.4). Nếu điều này được giả thiết rằng,  $\varphi'_{K(trụ)} = \varphi'_{K(dấu)} = 30^\circ$  và  $\varphi'_{K}$  đạt tới  $30^\circ$ , thì ta có:

$$C'_K = a_S C'_{K(trụ)} + (1 - a_S) C'_{K(dấu)} \quad (6.3)$$

$$\tau_{fdK} = C'_K + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_K \quad (6.4)$$

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):

$$C_{uk} = a_S C_{uk(trụ)} + (1 - a_S) C_{uk(dấu)} \quad (6.5)$$

$$\tau_{fuk} = C_{uk} \quad (6.6)$$

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, nên cát dỡ từng phần phụ tải để giảm các độ lún từ biến sê xảy ra.

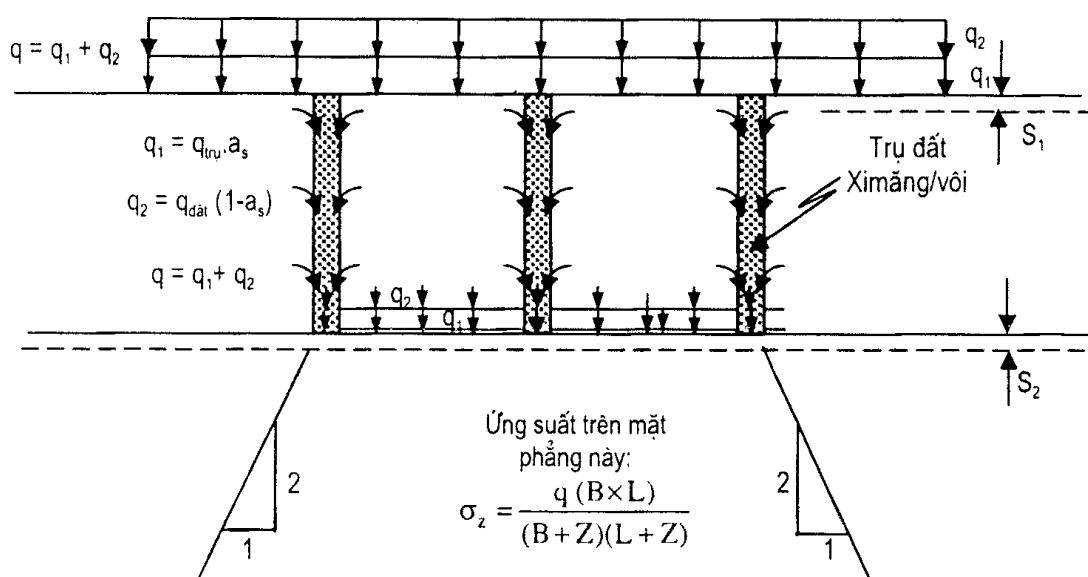
Những yêu cầu ở trạng thái giới hạn sử dụng phải theo lời khuyên của chuyên gia về lĩnh vực này, hãy xem phần trên. Chú ý rằng, những yêu cầu trong tiêu chuẩn có đề cập đến độ lún trong quá trình khai thác đường giao thông. Chính vì vậy, độ lún lớn nhất có khả năng xảy ra trong quá trình gia tải trước, 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 đá 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 thâm nước của các trụ sẽ cao hơn tính thâm 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 tái 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,  $E_{trụ}$ . 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.

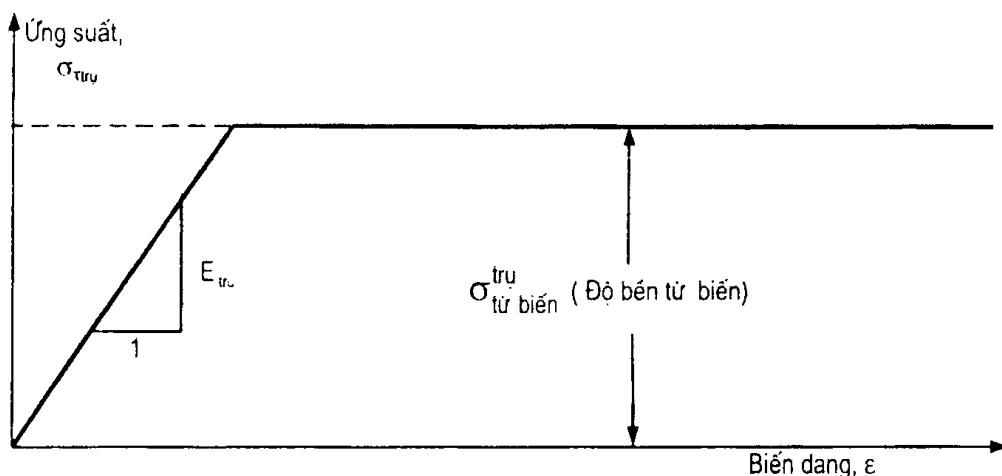
Cường độ tối hạn,  $\sigma_{th}$ , là hàm số của độ bền cắt,  $C_{uk}$ , của trụ và áp lực ngang hữu hiệu,  $\sigma'_h$ , tác dụng lên trụ, được xác định theo biểu thức thực nghiệm sau:

$$\sigma_{th} = 2 C_{uk} + 3 \sigma'_h \quad (6.7)$$

Trong đó:  $\sigma'_h$  - 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.

$$\sigma'_h = \sigma'_{v0} + 0,5 \cdot \Delta \sigma_v \quad (6.8)$$



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,  $\sigma_{tùy biến}$ , 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,  $\sigma_{th}$ , 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;

$\Delta h$  - 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):

$$S_2 = \sum \frac{\Delta h}{1 - a_s} \times \frac{q_2}{M_{đất}} \quad (6.12)$$

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;

$M_{đất}$  - 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 cố 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:

$$S_1 = S_2 = \sum \frac{\Delta h \times q}{a_S \cdot E_{tr} + (1 - a_S) \cdot M_{đất}} \quad (6.13)$$

Độ lún trong vùng gia cường toàn khói được tính theo giả thiết là, thể tích gia cường khói 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 khói. Độ bền của khói đất gia cường nên lấy bằng hay nhỏ hơn độ bền của khói 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:

$$S_m = \sum \Delta h \frac{q}{E_m} \quad (6.14)$$

Trong đó:  $S_m$  - độ lún của thể tích gia cường toàn khói, m;

$q$  - tải trọng tác dụng lên khói gia cường, như trên, kPa;

$E_m$  - mô đun nén lún của đất gia cường toàn khói, như trên, kPa.

#### b) Trường hợp thứ hai:

Khi các ứng suất trong trụ lớn hơn ứng suất từ biến (độ bền tối hạn của trụ), thì ứng suất trong trụ có thể lây 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 khói đất gia cường sẽ bị chi phối bởi đất xung quanh, đồng thời độ lún theo phương đứng được lây bằng:

$$S_1 = \sum \frac{q - \sigma_{từ biến}^{tr} \cdot a_S}{M_{đất}} \times \frac{\Delta h}{(1 - a_S)} \quad (6.15)$$

Cần khẳng định rằng, phương pháp tính toán trên đây mới chỉ xét đến biến dạng của khói đất được gia cường.

Việc tính độ lún của đất không được gia cường nằm dưới khói đất gia cường được tiến hành theo phương pháp truyền thống. Trị số gia tăng ứng suất tại bất kỳ điểm nào nằm dưới khói 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 khói 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:

$$U = 1 - \exp \left[ \frac{-2.C_h \cdot t}{R_e^2 \cdot F(n)} \right] \quad (6.15)$$

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  $R_e = 0,525 S$ .

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left[ \ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \left( 1 - \frac{1}{4 \cdot n^2} \right) \right] + \left[ \frac{n^2 - 1}{n^2} \times \frac{1}{r^2} \times \frac{k_{dat}}{k_{tru}} \times L_D^{-2} \right] \quad (6.16)$$

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;

$k_{dat}$  - hệ số thẩm của đất chưa gia cường;

$k_{tru}$  - hệ số thẩm 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 :

$$a_S = \pi / 4 \cdot (D / S)^2 = \pi / 4 \cdot (0,8 / S)^2 = 0,15$$

$$\rightarrow S = \frac{0,8}{\sqrt{\frac{4 \times 0,15}{3,14}}} \approx 1,83 \text{ m}$$

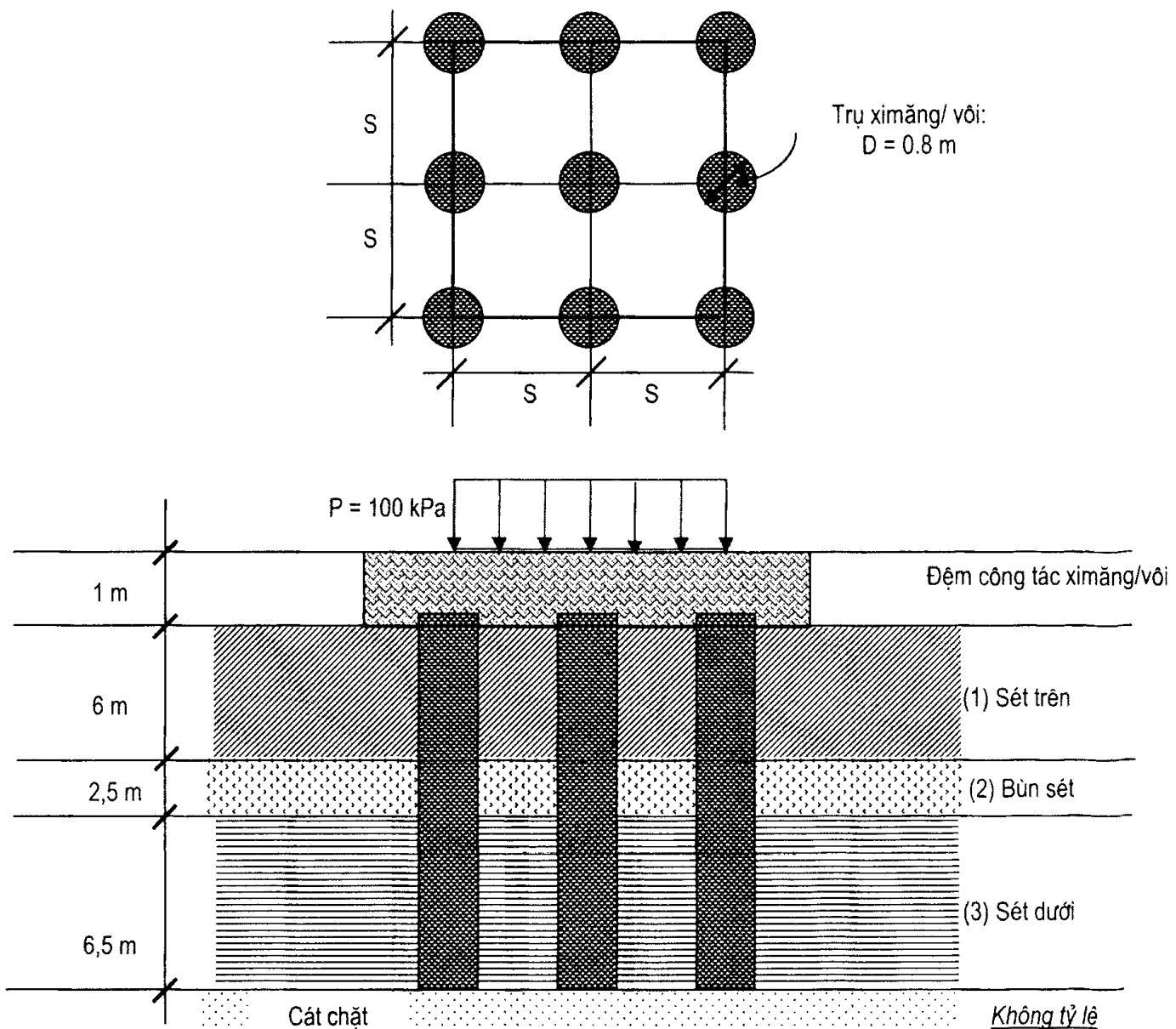
$$D_e = 1,13 \cdot (S) = 1,13 \cdot (1,83 \text{ m}) = 2,0 \text{ m}$$

$$\rightarrow R_e = D_e / 2 = 2,0 \text{ m} / 2 = 1,0 \text{ m}.$$

**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	$\gamma_{dry}$	15	11	17	20	kN/m <sup>3</sup>
Trọng lượng ướt	$\gamma_{wet}$	18	15	19	20	kN/m <sup>3</sup>
Thẩm ngang	$K_x$	$0,5 \times 10^{-4}$	$0,7 \times 10^{-3}$	$0,2 \times 10^{-4}$	0,001	m/ng.đ
Thẩm 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 <sup>2</sup>
Hệ số Poisson	$\nu$	0,33	0,35	0,33	0,3	-
Lực dính	$C_{ref}$	21,6	10	30	100	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\phi$	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	$C_\alpha$	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:

$$Q_{nhóm} = 2 C_u \cdot H (B+L) + (6 \text{ đến } 9) C_u \cdot B \cdot L$$

$$\text{Trong đó: } C_u = \frac{\sum C_{ui} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{(21,6)(6) + (10)(2,5) + (30)(6,5)}{6 + 2,5 + 6,5} \approx 23,30 \text{ kPa}$$

$$Q_{nhóm} = 2 (23,30) (15) (3,66+3,66) + (9) (23,30) (3,66) (3,66) \approx 7926 \text{ kN}$$

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:

$$P_{cho phep.} = \frac{Q_{nhóm}}{FS(B \times L)} = \frac{7926 \text{ kN}}{2,5(3,66 \times 3,66)} \approx 237 \text{ kN/m}^2$$

Kết luận: Với  $P_{\text{cho phép}} = 237 \text{ kPa} >> P = 100 \text{ kPa}$ , 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 xi măng/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  $\mu_C$ :

$$S_0 = \sum m_v (\mu_C \sigma) H$$

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,

$$\bar{m}_v = \frac{\sum m_{vi} h_i}{\sum h_i} = \frac{m_{v1} h_1 + m_{v2} h_2 + m_{v3} h_3}{h_1 + h_2 + h_3}$$

$$\bar{m}_v = \frac{(0,00018)(7) + (0,00125)(2,5) + (0,0000675)(6,5)}{7 + 2,5 + 6,5} \approx 0,0003 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\Rightarrow S_0 = (0,0003)(1)(100)(16) \approx 0,483 \text{ m}$$

### 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:

$$S_C = S_{C1} + S_{C2} = \sum H_{det} \cdot \frac{P}{E_{det}} + \sum \frac{H_i \cdot P}{a_S \cdot E_{coc} + (1-a_S) \cdot M_{dat}}$$

$$\text{Trong đó: } S_{C1} = \sum H_{det} \cdot \frac{P}{E_{det}} \text{ và } S_{C2} = \sum \frac{H_i \cdot P}{a_S \cdot E_{coc} + (1-a_S) \cdot M_{dat}}$$

Giả thiết chiều dài trụ,  $L_{trụ} = 15 \text{ m}$ , 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:

$$U_h = 1 - \exp \left[ \frac{-8T_h}{F(n)} \right]$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{D_e^2} t$$

$$D_e = 2,0 \text{ m}$$

$$\bar{C}_h = \frac{\sum_i^n (h_i \sqrt{C_{hi}})^2}{\sum_i^n h_i^2} = \frac{(7)^2 (0,018) + (2,5)^2 (0,036) + (6,5)^2 (0,015)}{(7)^2 + (2,5)^2 + (6,5)^2} \approx 0,018 \text{ ng.đêm}$$

$$T_h = \frac{\bar{C}_h}{(D_e)^2} (200) = \frac{0,018}{(2,0)^2} (200 \text{ ng.d}) \approx 0,90$$

Giả thiết đường kính giếng tiêu nước giảm thiểu,  $D'$ , tính đến vùng bắn, thường lấy bằng  $1/5$  đường kính của trụ đã 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:

$$n = \frac{D_e}{D'} = \frac{5D_e}{D} = \frac{5(2,0)}{0,8} = 12,5$$

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 :

$$U_V = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_V)$$

Trong đó:  $M = (2m + 1) \pi/2$ ; ( $m$  là một số nguyên).

$$T_V = \bar{C}_V t / (H/N)^2$$

Ở đây:

$$\bar{C}_V = \frac{\sum_i^n (h_i)^2}{\sum_i^n \left[ \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]^2} = \frac{\left[ (7)^2 + (2,5)^2 + (6,5)^2 \right]}{\sum_i^n \left( \frac{7}{\sqrt{0,009}} \right)^2 + \left( \frac{2,5}{\sqrt{0,018}} \right)^2 + \left( \frac{6,5}{\sqrt{0,0075}} \right)^2} \approx 0,0085 \text{ (m}^2/\text{ng.d)}$$

$t$  = thời gian cần = 200 ngày đêm

$H$  = chiều dày lớp đất dính = 15 m

$N$  = số bê 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
$U_{av}$ (%)	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  $20 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

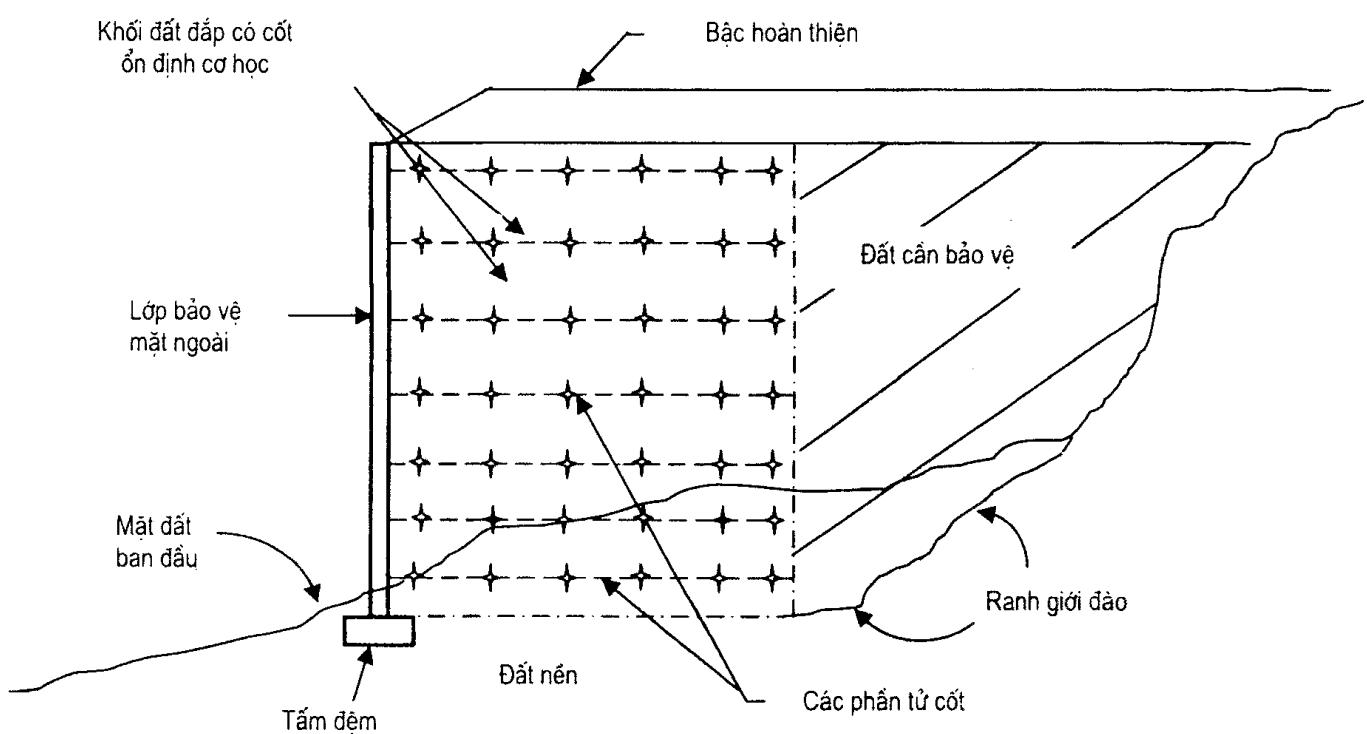
6.3. Hãy giải ví dụ 6.1, với việc sử dụng sơ đồ hình vuông có  $a_s = 0,15$ ;  $a_s = 0,20$ ; và  $a_s = 0,25$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 7

# TƯỜNG CHẮN ĐẤT CÓ CỐT ỔN ĐỊNH CƠ HỌC - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 7.1. MỞ ĐẦU

Tường chắn đất có cốt là một phương pháp hiệu quả để giải quyết bài toán kinh tế và khó khăn tiềm ẩn. Các kỹ sư và nhà thiết kế cần nghiên cứu tường chắn đất có cốt để giám và thậm chí loại bỏ được các áp lực ngang tác dụng lên tường chắn. Một cắt ngang tổng quát một tường chắn đất có cốt ổn định cơ học (MSEW- Mechanically Stabilized Earth Walls) được trình bày trên hình 7.1.



*Hình 7.1. Một cắt ngang tổng quát của tường chắn đất có cốt (MSEW).*

Chương này sẽ hướng dẫn thiết kế chi tiết cho một tường chắn đất có cốt ổn định về mặt cơ học (MSEW).

### 7.2. MÔ TẢ CÁC HỆ THỐNG TƯỜNG CHẮN ĐẤT CÓ CỐT ỔN ĐỊNH CƠ HỌC

#### 7.2.1. Các kiểu hệ thống tường chắn đất có cốt

Các hệ thống tường chắn đất có cốt có thể được mô tả theo hình dạng cốt, cơ chế truyền ứng suất, vật liệu cốt, khả năng kéo dãn dài của vật liệu cốt, và kiểu bảo vệ bề mặt ngoài và mối liên kết.

### *1) Hình dạng cốt*

Có ba kiểu hình dạng cốt có thể được nghiên cứu:

#### *a) Dạng thanh mỏng một chiều*

Cốt được chế tạo thành các thanh dài mỏng bằng thép trơn hay thép có gân, hoặc thép có gân chịu lực được bọc bằng chất dẻo tổng hợp.

#### *b) Dạng một chiều hỗn hợp*

Lưới hay máng các thanh dàn thành những tấm lưới ô vuông có khoảng cách từ 150 mm trở lên.

#### *c) Dạng hai chiều phẳng*

Những tấm lưới địa kỹ thuật liền, lưới sợi dệt, và lưới sợi không dệt. Loại lưới này được chế tạo thành từng ô vuông có khoảng cách nhỏ hơn 150 mm.

### *2) Vật liệu cốt*

Sự khác biệt giữa những đặc trưng của cốt kim loại và không kim loại được thể hiện như sau:

#### *a) Cốt kim loại*

Tiêu biểu là loại thép mềm. Loại cốt này thường được mạ kẽm hay có thể được bọc bằng epoxi

#### *b) Cốt phi kim loại*

Các loại vật liệu polymer nói chung, bao gồm polypropylene, polyethylene, hay polyester.

### *3) Độ kéo dãn của cốt*

Phân thành hai loại theo khả năng kéo dãn:

#### *a) Cốt không kéo dãn*

Độ biến dạng của cốt tại thời điểm phá hoại luôn nhỏ hơn độ biến dạng của đất.

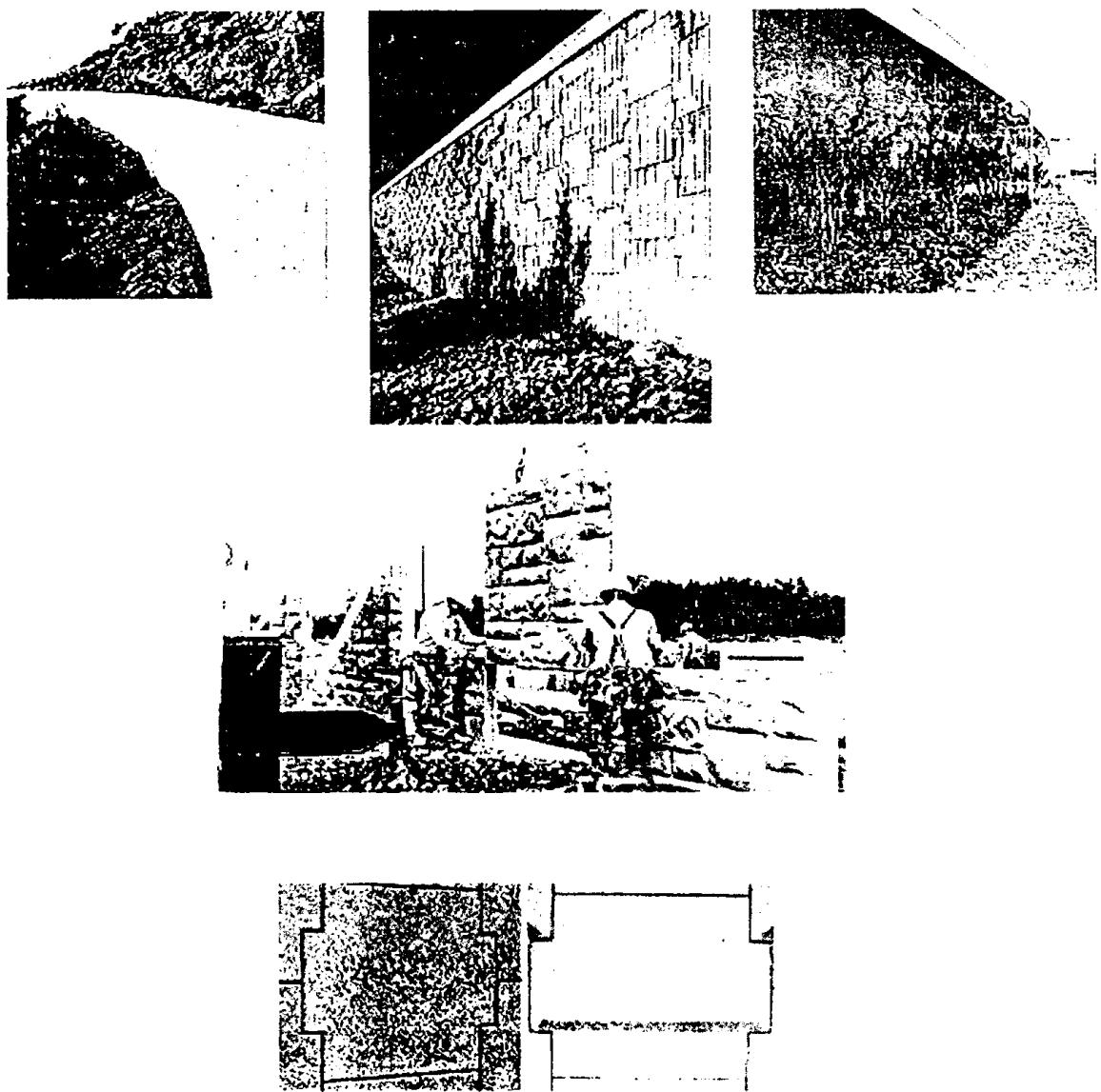
#### *b) Cốt kéo dãn*

Độ biến dạng của cốt tại thời điểm phá hoại luôn lớn hơn độ biến dạng của đất.

### **7.2.2. Hệ thống bảo vệ bê mặt**

Những kiểu bảo vệ bê mặt tường chắn chủ yếu là:

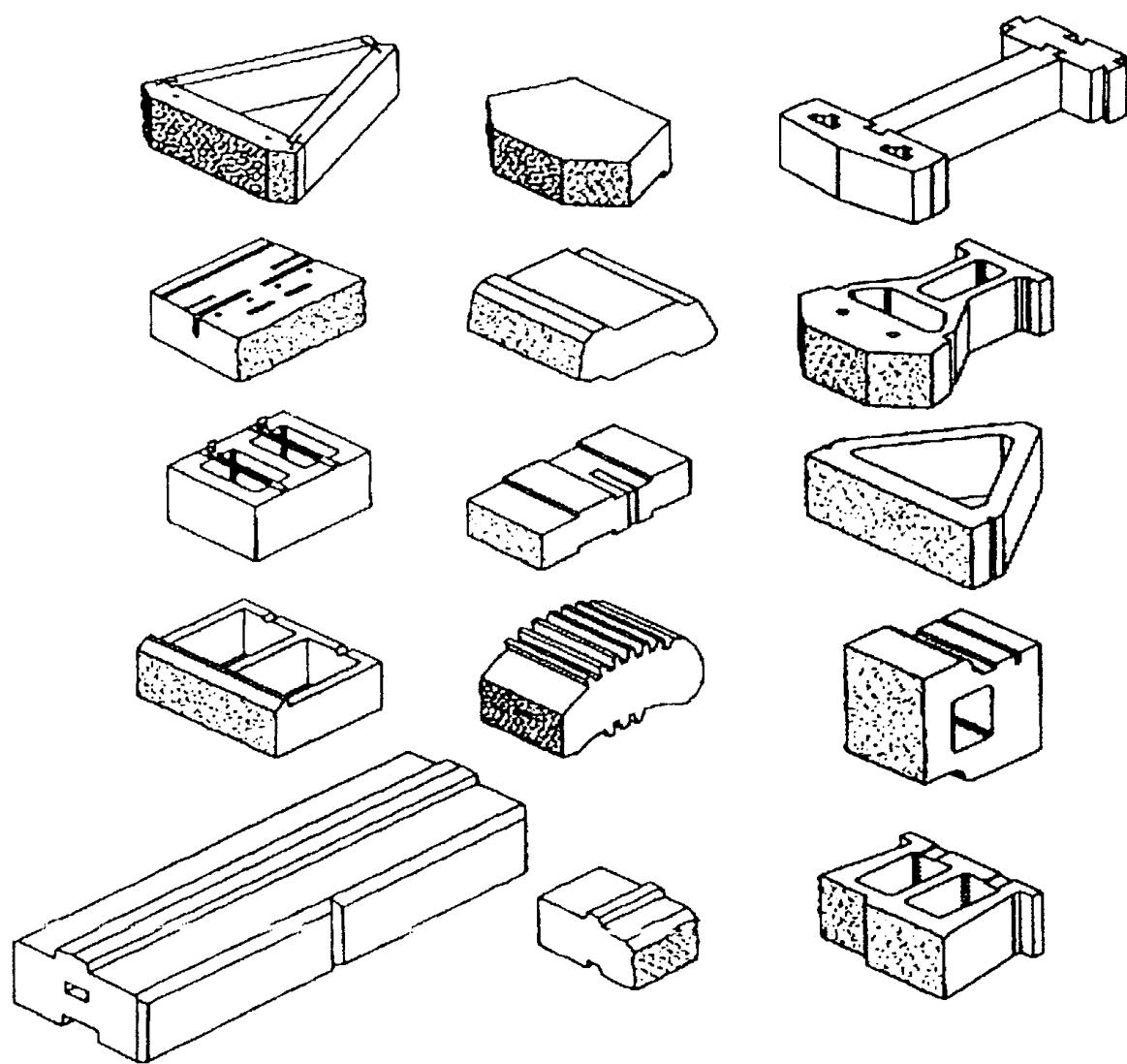
1) Những tấm bê tông đúc sẵn như minh họa trên hình 7.2. Những tấm bê tông đúc sẵn này có chiều dày nhỏ nhất là 140 mm và có dạng hình chữ thập, hình vuông, hình chữ nhật, hình thoi, hay hình lục giác. Tính chịu nhiệt và tính chịu kéo của cốt đòi hỏi phải thay đổi theo kích thước của các tấm bê tông. Các đơn vị (khối) cạnh nhau được nối với nhau bằng đinh chốt chịu cắt tốt.



*Hình 7.2: Những kiểu gia cường bê mặt tường chắn MSE.*

## *2) Những cấu kiện tường chắn kiểu khối mô đun xếp khô (MBW- Dry Cast Modular Block Wall )*

Để thiết kế và thi công tường chắn, người ta thường dùng các cấu kiện bê tông tương đối nhỏ, và xếp nằm. Khối lượng của các cấu kiện này nằm trong khoảng từ 15 đến 50 kg, với các cấu kiện nặng từ 35 đến 50 kg và thường dùng cho công trình đường cao tốc. Chiều cao đơn vị tiêu biểu nằm trong khoảng từ 100 đến 200 mm tùy thuộc nhà sản xuất khác nhau. Chiều dài bề mặt lộ ra ngoài thường thay đổi từ 200 đến 450 mm. Chiều rộng danh định (chiều vuông góc với bề mặt tường chắn) của các cấu kiện tiêu biểu nằm trong khoảng giữa 200 và 600 mm. Các cấu kiện có thể đúc đặc hay cát lỗ. Toàn bộ chiều cao lỗ sẽ được lấp đầy bằng vật liệu vụn trong quá trình lắp đặt. Theo phương đứng, người ta có thể nối những cấu kiện cạnh nhau bằng các đinh chốt, hay bằng các khoá chịu cắt. Những chi tiết này được minh họa trên hình 7.3, và có tên thương mại là đá đinh vòm,...



*Hình 7.3. Ví dụ về các cấu kiện MBW thương mại thích hợp  
(Từ cuốn sách hướng dẫn thiết kế NCMA cho các tường chắn phân mảnh).*

### **3) Lớp bảo vệ mặt ngoài tường chắn bằng kim loại**

Hệ thống tường chắn đất có cốt đầu tiên có các cấu kiện bảo vệ bề mặt ngoài bằng lưỡi thép mạ kẽm. Tuy nhiên, hiện nay những tấm bê tông đúc sẵn vẫn được sử dụng nhiều cho tường chắn đất có cốt, còn lớp bảo vệ bề mặt bằng kim loại có thể chỉ thích hợp cho các tường chắn khó thi công hay khó lắp đặt những cấu kiện bảo vệ bề mặt trên cao bằng thủ công.

### **4) Lưới sợi hàn**

Lưới dạng sợi có thể dễ uốn theo hình dạng bề mặt ngoài của tường chắn. Kiểu lớp bảo vệ mặt ngoài này được sử dụng trong các hệ thống tường đất có cốt.

### **5) Lớp bảo vệ bề mặt bằng rọ đá**

Rọ đá có thể sử dụng làm lớp bảo vệ bề mặt giống như những phần tử cốt, chúng bao gồm lưới sợi hàn, tấm thanh dẹt hàn, lưới địa kỹ thuật, vải địa kỹ thuật hay lưới dệt kép đặt giữa hoặc được nối với các rọ đá.

### **6) Lớp bảo vệ bê mặt bằng chất dẻo địa kỹ thuật**

Những loại cốt vải địa kỹ thuật khác nhau có thể sử dụng làm lớp bảo vệ bê mặt tường chấn. Các lớp bảo vệ này dễ bị phá hoại do những tia tử ngoại và bị ngọn lửa làm hư hỏng. Tuy nhiên, lưới chất dẻo địa kỹ thuật vẫn được dùng làm cốt trong đất và làm lớp bảo vệ bê mặt giống như lưới sợi hàn,...

### **7) Lớp bảo vệ bê mặt có kết cấu dạng khung**

Đối với những tường chấn có bê mặt cần được bảo vệ tốt, thì lớp bảo vệ bê mặt hoặc bằng vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật hoặc bằng lưới dạng sợi, sau khi thi công xong tường chấn, các lớp lưới này được liên kết bằng vữa bê tông hay bằng các tấm bê tông đúc sẵn, bằng gỗ, hay bằng các vật liệu khác. Phương pháp bảo vệ bê mặt bằng nhiều loại vật liệu như vậy thường tốn kém, nhưng lại có lợi thế vì chống được độ lún quá mức.

#### **7.2.3. Các loại cốt**

Cho đến nay, các loại cốt được dùng trong những công trình tường chấn đất có nhiều thay đổi và đa dạng. Phần lớn các tường chấn đất đều sử dụng cốt thép, mà tiêu biểu là thép mạ kẽm, nhưng có cả thép bọc nhựa epoxi. Hai loại cốt thép hiện nay đang sử dụng, là:

##### **1) Thanh thép dạng bản mỏng**

Những thanh thép dạng bản mỏng có tính thương mại thường dùng hiện nay là loại thép có gờ ở mặt trên và dưới, rộng 50 mm và dày 4 mm. Ngoài ra, có thể dùng các thanh thép tròn có chiều rộng là 60 đến 120 mm, dày 3 đến 4 mm.

##### **2) Lưới thép**

Lưới thép dạng sợi hàn thường dùng sợi dọc có đường kính từ 10 mm đến 16 mm và được bố trí theo khoảng cách hoặc 150 mm hoặc 200 mm. Sợi thép ngang có đường kính thay đổi từ 9,5 mm đến 12,8 mm, và được đặt theo yêu cầu thiết kế, từ 230 đến 600 mm. Lưới thép sợi hàn được đặt thành ô vuông  $50 \times 50$  mm dùng để nối với lớp sợi thép hàn bảo vệ bê mặt tường chấn. Một số hệ thống tường chấn sử dụng lưới thép có hai sợi dọc.

Đại đa số các hệ tường chấn MBW đều sử dụng cốt lưới chất dẻo địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật chính xác. Những loại lưới địa kỹ thuật dưới đây được sử dụng rộng rãi và hay dùng nhất, đó là:

###### **a) Lưới địa kỹ thuật bằng polyethylene tỷ trọng cao (HDPE).**

Đây là loại lưới địa kỹ thuật chế tạo một trực và có sần.

###### **b) Lưới địa kỹ thuật bằng polyester bọc bằng PVC (PET)**

Loại lưới này có sần ở một số nhà máy sản xuất, nó được đặc trưng bằng những sợi PET có độ bền cao khi chịu tải theo phương dọc.

###### **c) Vải địa kỹ thuật**

Các loại vải địa kỹ thuật độ bền cao có thể được sử dụng để xây dựng sườn dốc đất có cốt (RSS). Cá hai loại vải địa kỹ thuật polyester (PET) và polypropylene (PP) đều được sử dụng.

#### **7.2.4. Vật liệu đắp có cốt**

Tường chắn MSE đòi hỏi phải có đất đắp có chất lượng cao để công trình bền lâu, thấm nước tốt, và tương tác giữa cốt với đất tốt, mà tương tác này chỉ có được nhờ vật liệu có cấp phối hạt tốt. Đại đa số những hệ thống MSE đều phụ thuộc vào ma sát giữa các phần tử cốt và đất. Trong những trường hợp như vậy, phải quy định và yêu cầu một loại vật liệu có đặc trưng ma sát cao. Một số hệ thống tường chắn đất có cốt phải dựa vào áp lực bị động tác dụng lên những phần tử cốt, và các trường hợp như vậy, chất lượng của đất đắp sẽ là tiêu chuẩn bắt buộc. Theo những yêu cầu này, dứt khoát phải loại bỏ loại đất có hàm lượng sét cao.

Từ quan điểm về khả năng chịu tải của cốt kẽ trên, loại đất đắp có chất lượng thấp có thể sử dụng cho các công trình MSEW. Tuy nhiên, loại đất đắp có thành phần cấp phối hạt chất lượng cao sẽ có ưu điểm là thoát nước tự do tốt, kéo dài thời gian tuổi thọ của các loại cốt kim loại, và cần ít cốt hơn. Ngoài ra, loại đất trên còn có những ưu điểm khác là, công tác rải và đầm nén bằng thủ công hay bằng máy đều thuận lợi. Điều này còn có tác dụng làm tăng nhanh tốc độ thi công và sửa chữa các sai sót có thể xảy ra.

#### **7.2.5. Tiêu chuẩn có hiệu lực**

Tiêu chuẩn cần thực hiện cho các công trình MSEW có chú ý tới những yêu cầu thiết kế, chủ yếu do tính toán thực tế hay các Tiêu chuẩn đã nêu trong những quy trình kỹ thuật AASHTO 1996 cho Cầu - Đường cao tốc. Nếu chú ý đến chuyển vị ngang của tường, thì chưa có phương pháp nào dự báo chính xác các chuyển vị này, mà đại bộ phận những chuyển vị ngang lại xảy ra trong quá trình thi công. Các chuyển dịch ngang phụ thuộc vào hiệu quả đầm chặt, khả năng kéo dãn của cốt, chiều dài của cốt, các chi tiết nối cốt với các tấm bê tông, và các chi tiết bảo vệ bề mặt ngoài.

Một xác định sơ bộ những chuyển vị ngang có thể xảy ra đối với các công trình tường chắn đơn giản, mà những chuyển vị này xảy ra trong quá trình thi công, có thể dựa trên tỷ số chiều dài cốt với chiều cao của tường chắn, và khả năng kéo dãn của cốt, như chỉ ra trên hình 7.4.

Hình 7.4 chỉ ra cho thấy, sự tăng tỷ số giữa chiều dài cốt với chiều cao tường chắn, theo lý thuyết giới hạn thấp nhất của tỷ số này bằng  $0,5 H$  đến  $0,7 H$ , thì sẽ làm giảm biến dạng chừng 50%. Đồng thời, điều này còn chỉ ra rằng, biến dạng của các công trình tường chắn MSEW được lắp đặt bằng các cốt polymeric (kéo dãn được) xấp xỉ bằng ba lần so với tường chắn được bố trí các cốt kim loại (không kéo dãn được).

Những tiêu chuẩn có hiệu lực phải liên hệ được cả khu vực và công trình. Tiêu chuẩn liên quan tới công trình bao gồm hệ số an toàn hay một tổ hợp các hệ số tải trọng và hệ số khả năng chịu tải, ví dụ như tiêu chuẩn chuyển vị chấp nhận được của công trình MSEW đặc trưng đã lựa chọn.

Hệ số an toàn nhỏ nhất có tính tới các dạng phá hoại được đề xuất như sau:

## **1. Ốn định ngoài:**

- Trượt :  $FS \geq 1,5$  (MSEW)
- Độ lệch tâm, e, tại đáy :  $\leq L / 6$  trong đất ;  $\leq L / 4$  trong đá
- Khả năng chịu tải :  $FS \geq 2,5$
- Ốn định sâu :  $FS \geq 1,3$
- Ốn định tổng thể :  $FS \geq 1,3$
- Ốn định địa chấn :  $FS \geq 75\% FS$  tĩnh (mọi dạng phá hoại)

## **2. Ốn định trong:**

- Sức kháng nhổ :  $FS \geq 1,5$  (MSEW)
- Độ kéo cho phép:
  - + Đối với cốt là các thanh thép mỏng :  $0,55 F_y$
  - + Đối với cốt là lưỡi thép :  $0,48 F_y$  (liên kết với các tấm hay khối bêtông)
  - + Đối với cốt chất dẻo địa kỹ thuật :  $T_a$  - xem tuổi thọ tính toán dưới đây.

### **7.2.6. Tuổi thọ tính toán**

Những tường chắn MSE được tính theo tuổi thọ kinh tế, thường dựa trên nghiên cứu tác dụng ăn mòn lâu dài tiềm ẩn (hư hỏng) vật liệu, tính thấm, và những yếu tố phá hoại môi trường khác tác dụng lên từng thành phần vật liệu tạo nên tường chắn. Kinh nghiệm chỉ ra rằng, các loại tường chắn vĩnh cửu có thể được thiết kế với tuổi thọ kinh tế (tuổi thọ sử dụng) bằng 75 năm. Các tường chắn tạm thời được thiết kế với tuổi thọ sử dụng bằng 35 năm hay nhỏ hơn.

Một mức độ an toàn cao hơn và với tuổi thọ sử dụng lâu dài hơn (tức là, 100 năm) có thể thích hợp đối với các loại tường chắn dùng để đỡ các mố cầu, nhà, hay nhiều công trình khác.

Chất lượng sử dụng là một nghiên cứu quan trọng trong tính toán- thiết kế các tường chắn vĩnh cửu. Tường chắn vĩnh cửu có thể thiết kế vừa để bảo vệ bề mặt ngoài vừa tạo mỹ quan khu vực, và cơ bản có thể duy trì được nó thông qua tuổi thọ tính toán.

## **7.3. TRÌNH TỰ THI CÔNG**

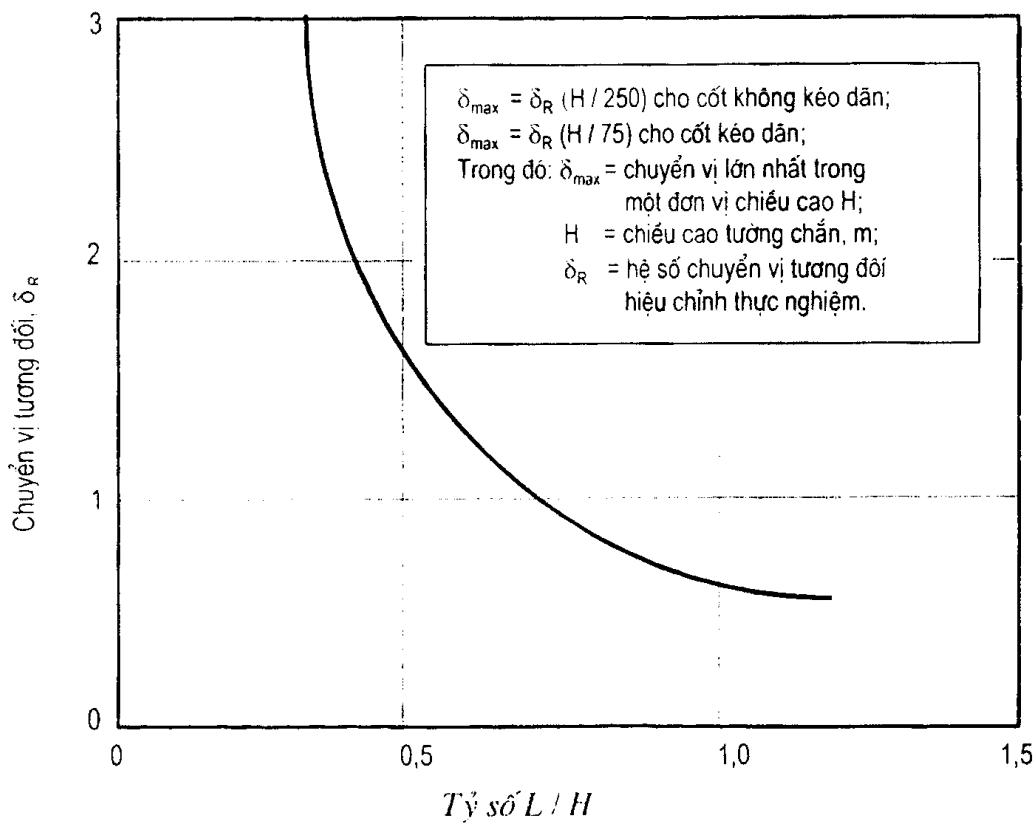
Dưới đây là một phác thảo trình tự có tính nguyên tắc thi công cho những hệ thống MSEW đặc trưng, những yêu cầu phụ cũng như yêu cầu riêng của công trình.

### **7.3.1. Thi công xây dựng các hệ thống MSEW có lớp bảo vệ mặt ngoài đúc sẵn**

Việc thi công các hệ thống MSEW có lớp bảo vệ mặt ngoài đúc sẵn được tiến hành như sau:

#### **1) Chuẩn bị nền đất**

Bước này bao gồm công tác bóc bỏ các loại vật liệu không cần ra khỏi khu vực xây dựng các công trình tường chắn. Mọi vật liệu hữu cơ, thực vật, tầng phủ dẽ trượt và những vật liệu không ổn định khác đều phải gạt bỏ, sau đó đầm nén chặt nền đất.



*Chú ý: Trị số gia tăng chuyển vị tương đối chừng 25% cho từng phụ tải bằng 20 kPa.*

*Dựa trên các tường chắn cao 6 m, chuyển vị tương đối tăng xấp xỉ 25% cho từng 20 kPa phụ tải. Thực nghiệm chỉ ra rằng, đối với các tường chắn cao hơn, thì tác dụng của phụ tải có thể lớn hơn.*

*Chú ý rằng, chuyển vị thực còn phụ thuộc vào các đặc trưng đất, hiệu quả đầm và tay nghề của người thi công.*

**Hình 7.4: Đường cong thực nghiệm để xác định chuyển vị ngang tiềm ẩn xảy ra trong quá trình thi công các tường chắn MSEW (FHWA RD 89-043).**

Trong các vùng có nền đất không ổn định, phương pháp cải tạo đất, ví dụ như đầm động lực, trụ đá, bắc thấm, hay những phương pháp cải tạo đất khác có thể thực hiện vào giai đoạn xây lắp tường chắn.

### 2) Lắp đặt tấm đệm nằm ngang để xây dựng các phần tử bê mặt

Tấm đệm bê tông không có cốt, nói chung thường chỉ rộng 300 mm và dày 150 mm, đồng thời chỉ được sử dụng để xây dựng MSEW, mà ở đó những tấm bê tông được lắp đặt một cách trình tự. Đôi khi, người ta có thể dùng lớp đệm bằng cuội sỏi để xây dựng MSEW.

Mục đích của tấm đệm này là để phục vụ định hướng cho việc lắp đặt những tấm bảo vệ bê mặt tường chắn, và nó không có vai trò làm nền đỡ tường chắn.

### 3) Lắp đặt hàng đầu tiên những tấm bảo vệ bê mặt trên lớp đệm đặt ngang đã có trước

Lớp bảo vệ bê mặt bao gồm các tấm bê tông đúc sẵn, các tấm kim loại, hay các khối mõm đun đúc khô.

Hàng đầu tiên các tấm bảo vệ bề mặt có thể là nguyên vẹn, hay một nửa tấm là tùy thuộc vào loại tấm được sử dụng. Dãy các tấm bảo vệ bề mặt đầu tiên nhằm giữ ổn định tường và được sắp xếp theo hàng. Để xây dựng bằng khối mô đun đúc khô, dùng các khối nguyên kích thước thì không cần chống đỡ ở bất kỳ chỗ nào.

Việc lắp đặt những tấm bảo vệ bề mặt và đắp đất tường chắn được tiến hành đồng thời.

**4) Rải đất đắp lên nền rồi đầm chặt và tạo phẳng chúng để đặt lớp cốt đầu tiên**

Đất đắp cần đầm chặt đến độ chặt quy định, thường bằng 95 đến 100% độ chặt lớn nhất của AASHTO T – 99, và nằm trong khoảng độ ẩm tối ưu xác định.

Chìa khoá để thực hiện thành công công tác trên đây là rải và đầm nền đất phải nhất quán. Chiều dày từng lớp đất đắp phải được kiểm tra trên cơ sở những yêu cầu chuyên môn và việc bố trí những phần tử cốt theo phương đứng. Chiều dày lớp đất tơi xốp đắp mới có cốt phải được rải đều và không được vượt quá 300 mm. Đất gia cường được đổ thành đống, rồi dùng máy san gạt đều theo hướng song song với bề mặt tường chắn (tức là san gạt theo chiều vuông góc với cốt ngang chịu lực). Phần đất đắp sau khối đất có cốt phải được tiến hành đồng thời.

**5) Rải lớp phân tử cốt đầu tiên lên lớp đất đắp**

Các phân tử cốt được đặt và nối với những tấm bảo vệ bề mặt, khi đất đắp được đầm chặt đạt đến cao độ liên kết, thì các phân tử cốt này sẽ đặt vuông góc với mặt sau các tấm bảo vệ bề mặt.

**6) Rải đất đắp lên trên các phân tử cốt đến cao độ của lớp cốt tiếp theo và đầm chặt lớp đất đắp đó.**

Những bước đã phác thảo trên đây sẽ được thực hiện lặp lại cho từng lớp kế tiếp theo.

**7) Xây dựng những barrier và gờ chắn mái**

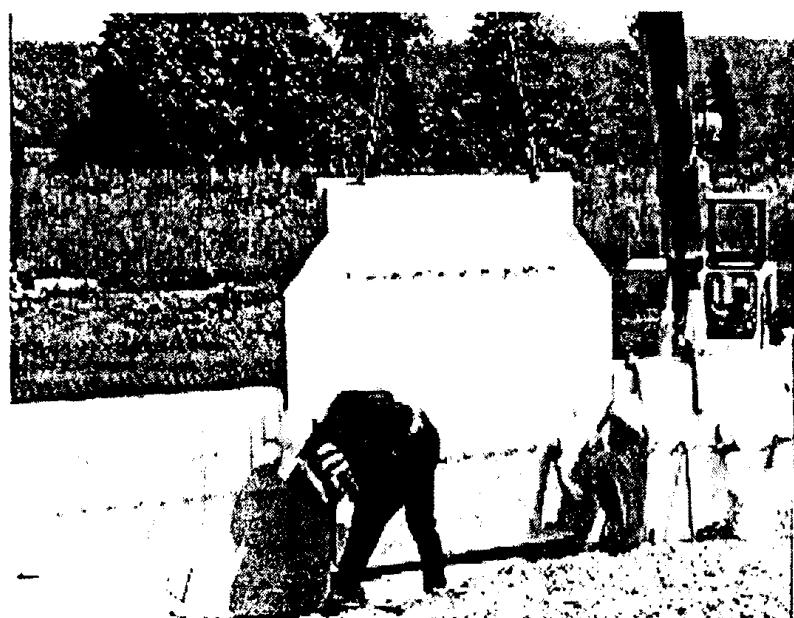
Bước thi công cuối cùng được thực hiện sau khi đã lắp đặt xong những tấm bảo vệ bề mặt cuối cùng, và hoàn chỉnh lớp đất đắp đỉnh tường chắn.

Trình tự hoàn thiện tường chắn đất có cốt được minh họa trên hình 7.5; 7.6 và 7.7.

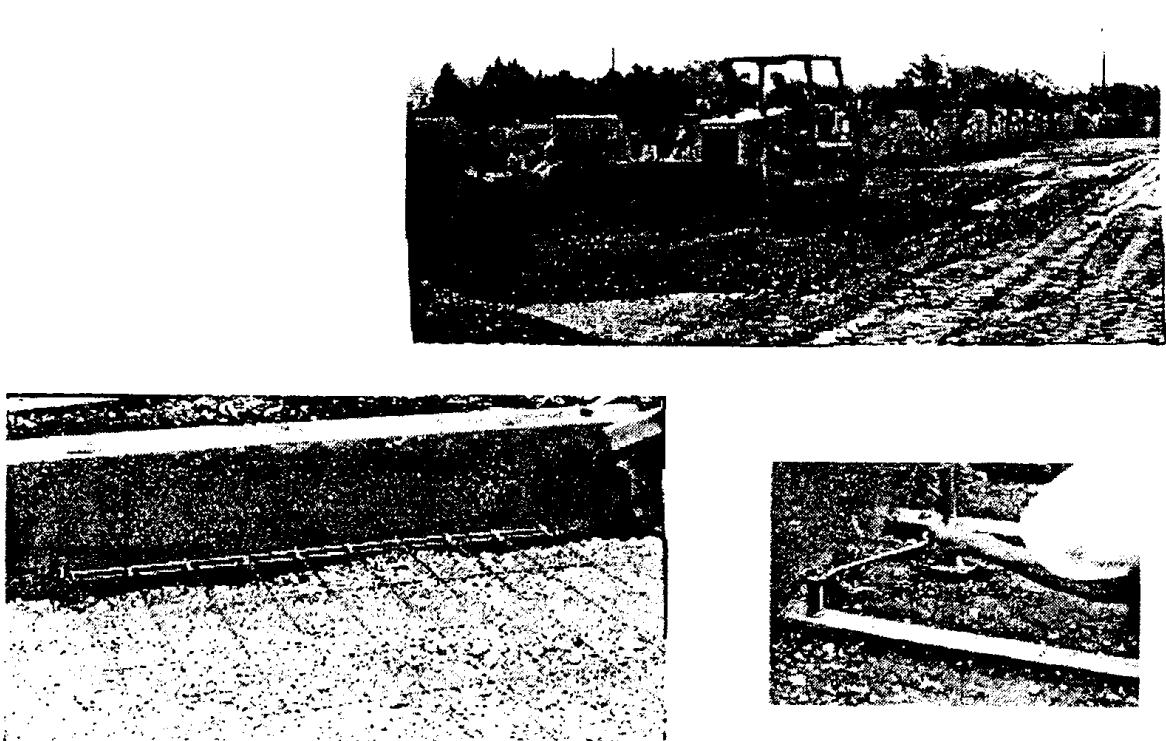
### 7.3.2. Thi công xây dựng các hệ thống MSEW có lớp bảo vệ mặt ngoài mềm

Những tường chắn MSE có bề mặt ngoài mềm, trong đó vật liệu có cốt cũng như vật liệu bảo vệ bề mặt giống như vật liệu có cốt của tường chắn có các phân tử bảo vệ bề mặt đúc sẵn. Các loại vật liệu bảo vệ bề mặt ngoài mềm đó là lưới sợi hàn, vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật hay rọ đá. Việc lắp đặt cấu kiện bảo vệ bề mặt đầu tiên phải thực hiện theo hàng ngang. Móng bê tông hay đệm đáy thông thường nếu không phải là các cấu kiện đúc sẵn, thì cần được liên kết nó với hệ thống tường sau thi công công trình.

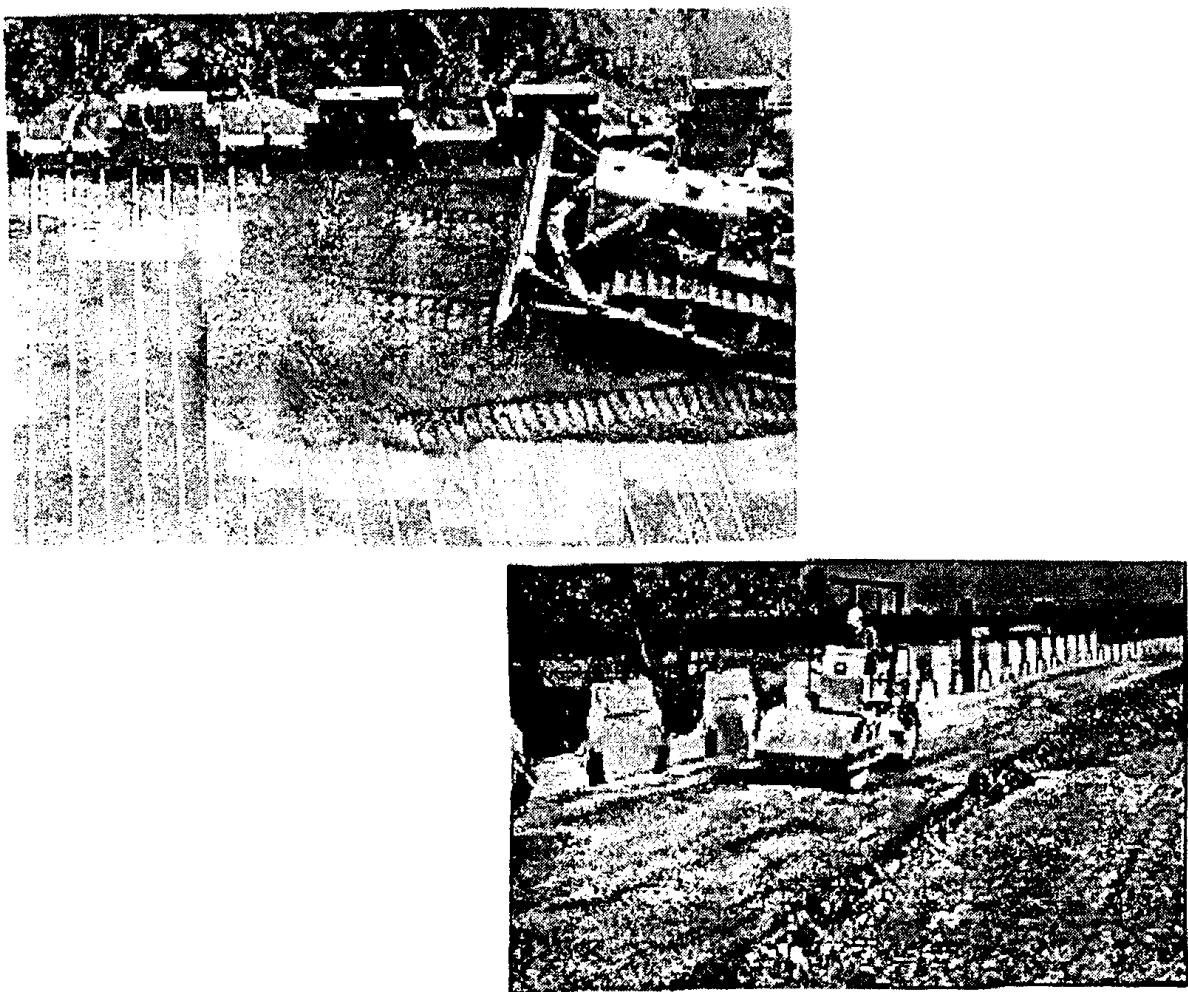
Công tác thi công loại tường chắn đất có cốt mặt tường mềm được tiến hành như sau:



Hình 7.5. Lắp đặt các tấm đúc sẵn bảo vệ bê mặt.



Hình 7.6. Rải đất đắp và nới cốt.



Hình 7.7. Công tác đầm chặt đất đắp.

### *1) Lắp đặt lớp cốt đầu tiên*

Loại cốt có tính bền dọc hướng (tức là, chủ yếu là chất địa kỹ thuật tổng hợp) nên lắp đặt chiều chịu lực chính vuông góc với bề mặt của tường chắn. Điều này rất phù hợp với việc rải cốt bằng cách lăn cả cuộn hay rải bằng máy hướng song song với bề mặt tường chắn. Nếu thi công theo kiểu này, thì độ bền kéo ngang của cốt phải lớn hơn lực kéo theo yêu cầu thiết kế.

Để giữ ổn định cốt phải có các chốt kẹp nhằm chống lại sự dịch chuyển trong quá trình thi công lớp đất đắp gia cường.

Chiều dài nối hai lớp lưới cạnh nhau nhỏ nhất là 150 mm dọc theo mép và hướng vuông góc với bề mặt tường chắn. Tuy nhiên, với lưới địa kỹ thuật hay lưới dạng sợi hàn, thì mép của chúng có thể dễ trơn trượt, do đó cần phải liên kết bằng cách buộc sẽ ổn định hơn.

### *2) Thi công lớp bê mặt*

Lắp đặt các lớp địa kỹ thuật tổng hợp tuỳ theo hình dạng bề mặt tường chắn, như chỉ ra trên hình 7.8. Để đỡ tạm thời các khuôn tại bê mặt, những kẹp giữ khuôn phải đặt ở đáy của từng lớp và cách nhau theo phương ngang là 1,20 m. Khi dùng các lưới địa kỹ thuật hay lưới mặt thưa, thì cần sử dụng vải địa kỹ thuật để bảo vệ đất đắp ở mặt ngoài của tường.

Khi đầm đất đắp trong phạm vi 1 m so với bê mặt tường chắn, thì chỉ nên dùng máy đầm rung thủ công để thi công.

Phương pháp gấp lại hay phương pháp liên kết liên tục sử dụng để đỡ bê mặt. Trong phương pháp gấp lại, cốt tại bê mặt được gấp lên lớp đất đắp phía trên, chiều dài gấp lại tối thiểu là 1,25 m để đảm bảo cường độ kháng nhổ đạt yêu cầu. Tính nhất quán trong công tác thi công bê mặt và đầm chặt chủ yếu để tạo ra lớp phủ bê mặt được an toàn.

Áp dụng cách xử lý bê mặt ( bảo vệ bằng vữa phun, cấu kiện đúc sẵn, ...). Hình 7.9 giới thiệu một số hệ thống bảo vệ bê mặt lựa chọn cho tường chắn có bê mặt mềm.

## **7.4. NHỮNG NGUYÊN TẮC GIA CƯỜNG ĐẤT VÀ CÁC TÍNH CHẤT TÍNH TOÁN HỆ THỐNG**

### **7.4.1. Khái quát**

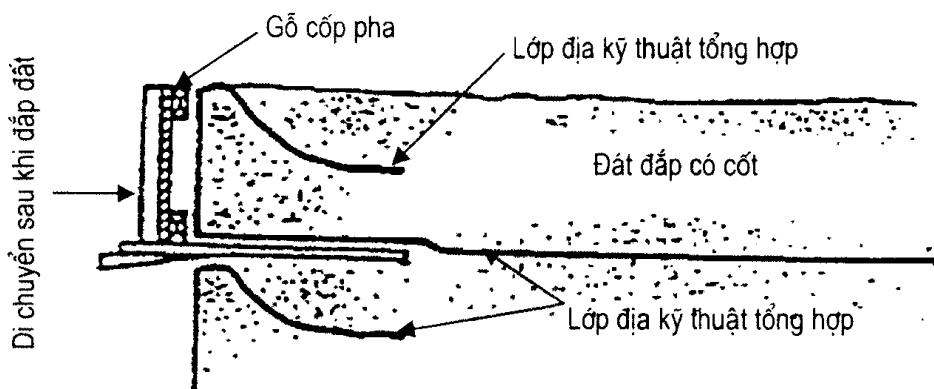
Hệ thống tường chắn đất có cốt ổn định cơ học (MSEW) có ba bộ phận cơ bản: *các phần tử cốt; hệ thống bảo vệ bê mặt; và đất đắp có cốt*.

#### *1) Các phần tử cốt*

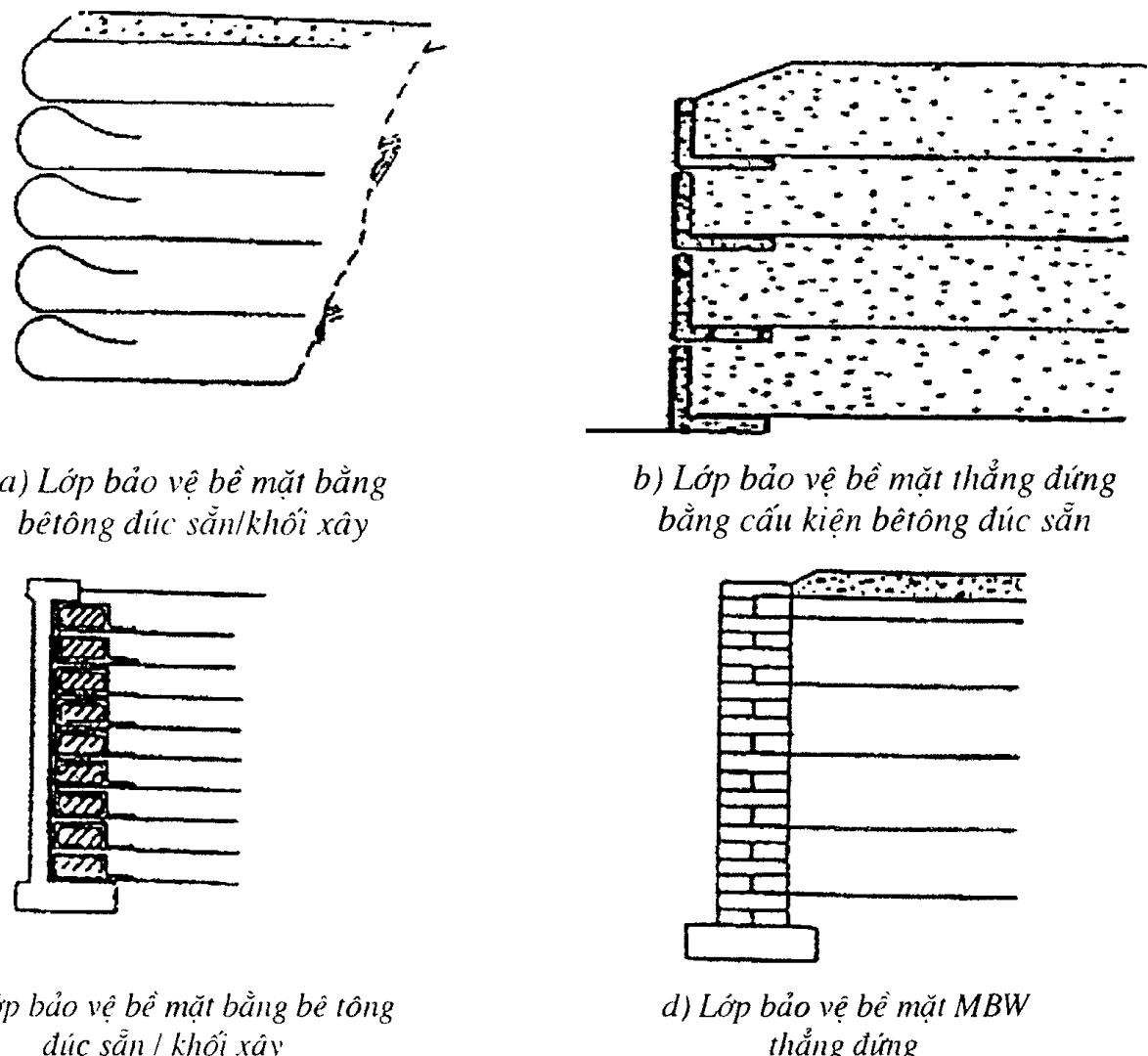
Các phần tử cốt có thể phân loại theo tính chất ứng suất / biến dạng và hình dạng. Dựa trên dạng hình học của chúng, các phần tử cốt có thể phân ra những thanh mỏng; lưới hay tấm. Những cấu kiện bảo vệ bê mặt, khi sử dụng, có thể là các tấm hay khối mô

dun bằng bê tông đúc sẵn, rọ đá, lưới dạng sợi hàn, bê tông đổ tại chỗ, vữa phun, thực vật hay địa kỹ thuật tổng hợp.

## 2) Đất đắp có cốt chú ý tới vật liệu đất đắp trong vùng cốt



**Hình 7.8.** Tuần tự thi công lớp mới cho tường chắn MSE được bảo vệ bằng chất địa kỹ thuật tổng hợp.



**Hình 7.9.** Những kiểu lớp bảo vệ bê mặt tường chắn đất có cốt bằng chất địa kỹ thuật tổng hợp.

3) Đất cần bảo vệ nằm sát ngay vùng đất đắp có cốt, chú ý tới vật liệu được chuyển từ nơi khác đến hay đất tại chỗ. Đất cần được bảo vệ là nguồn tạo ra áp lực mà khối đất có cốt phải chống đỡ.

Hệ thống thoát nước nằm dưới hay ở phía sau khối đất đắp có cốt cũng là thành phần quan trọng khi sử dụng đất đắp thoát nước kém.

#### 7.4.2. Khái niệm về đất có cốt

Một khối đất có cốt đôi khi giống bê tông có cốt ở tính chất cơ học của khối được cải tạo bằng cốt, mà cốt này đặt song song với chiều biến dạng chính để bù đắp sức kháng kéo cho đất. Những tính chất kéo được cải thiện là kết quả của sự tương tác giữa cốt và đất. Vật liệu tổng hợp (đất có cốt) có những đặc trưng dưới đây:

- Ứng suất truyền giữa đất và cốt phân bố dọc cốt.
- Các cốt được bố trí trong khối đất phải theo đúng quy tắc và không được bố trí cục bộ.

##### 1) Cơ chế truyền ứng suất

Các ứng suất được truyền giữa đất và cốt là nhờ ma sát (hình 7.10 a) hay cường độ kháng bị động (hình 7.10 b) là tuỳ thuộc vào hình dạng của cốt:

a) *Ma sát* phát triển tại những vị trí, mà ở đó có chuyển dịch cắt tương đối và ứng suất cắt tương ứng giữa đất và bề mặt cốt. Những phần tử cốt, mà ở đó ma sát là chính, thì phải liên kết theo phương dịch chuyển tương đối của cốt và đất. Ví dụ những phần tử cốt như vậy - do là những thanh thép mỏng, các thanh dọc trong lưới, vải địa kỹ thuật và một số lớp lưới địa kỹ thuật.

b) *Sức kháng bị động* xảy ra thông qua sự phát sinh các ứng suất kiểu chịu tải trên bề mặt cốt “ngang” theo hướng vuông góc với phương chuyển vị tương đối của cốt. Sức kháng bị động, một cách tổng quát được xem như tương tác ban đầu đối với các lưới địa kỹ thuật cứng, cốt dạng lưới thanh, và cốt sợi đan. Những thanh ngang nằm trên cốt dạng thanh mỏng có gờ dôi khi cũng có sức kháng bị động.

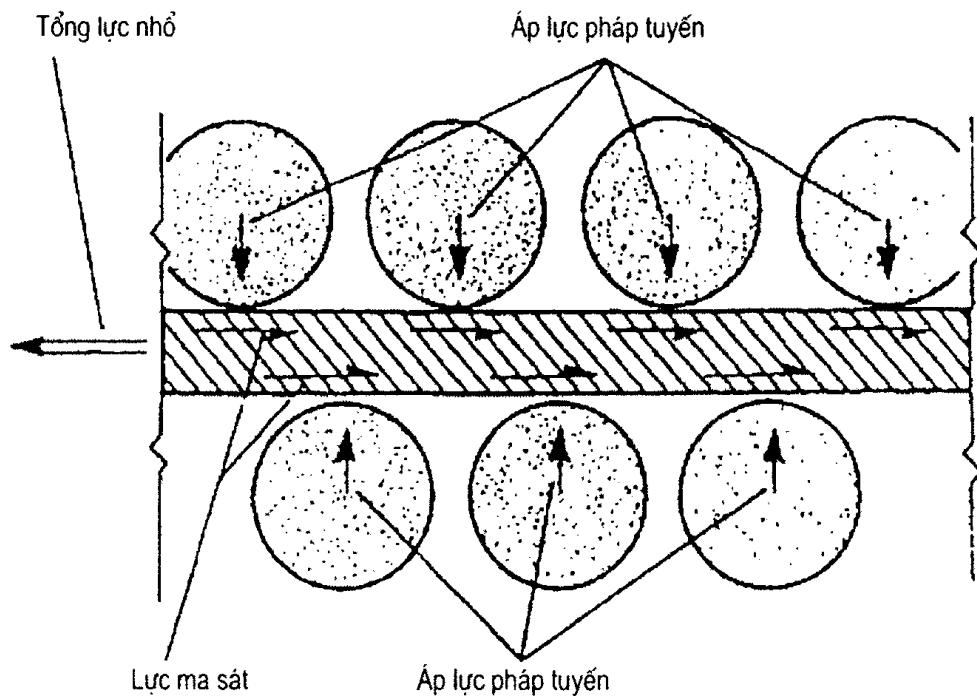
Sự tham gia của từng cơ chế truyền cho từng cốt riêng sẽ phụ thuộc vào độ nhám bề mặt (ma sát bên), ứng suất pháp hữu hiệu, kích thước lỗ lưới, chiều dày của các cấu kiện ngang, và đặc trưng độ giãn dài của cốt. Đặc trưng của đất, bao gồm kích thước hạt, thành phần cấp phối hạt, hình dạng hạt, tỷ trọng, độ ẩm, lực dính, và độ cứng đều quan trọng như nhau đối với sự phát sinh tương tác giữa đất và cốt.

##### 2) Kiểu tác dụng của cốt

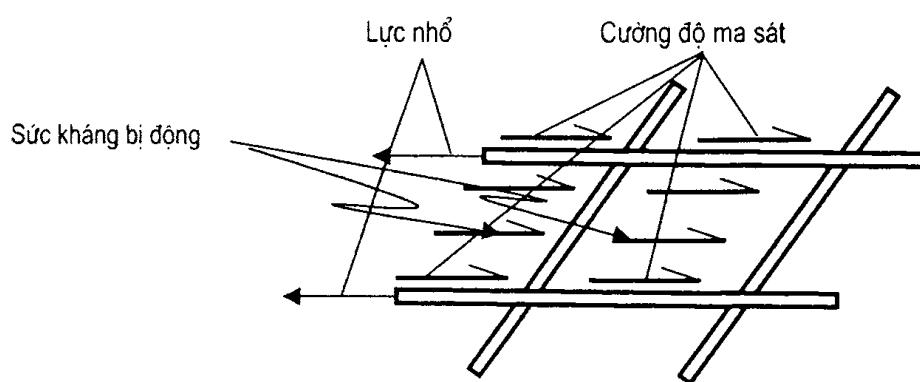
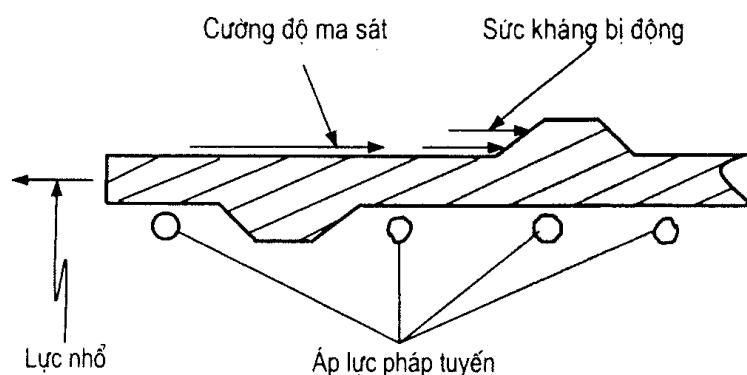
Chức năng đầu tiên của cốt là để hạn chế các biến dạng của đất. Trong tác động đó các ứng suất sẽ truyền từ đất sang cốt. Những ứng suất này truyền cho cốt dưới hai hình thức: kéo hay cắt và uốn.

a) *Kéo* là hình thức phổ biến nhất về tác dụng của các cốt chịu kéo. Tất cả những phần tử cốt dọc (tức là những phần tử cốt được xếp dọc theo phương dãn nở của đất) nói

chung đều chịu được các lực kéo cao. Ứng suất kéo cũng phát sinh theo mặt cắt ngang của những cốt mềm.



a) Cường độ ma sát truyền giữa đất và các bê mặt cốt



b) Sức kháng (cường độ) bị động trên các bê mặt cốt

**Hình 7.10. Những cơ chế truyền ứng suất cho cốt trong đất.**

b) *Cắt và uốn*. Những phần tử cốt “ngang” đều phải có một độ cứng nhất định, chúng có khả năng chống lại các momenent cắt và uốn.

## 7.5. TƯƠNG TÁC CỘT VÀ ĐẤT THEO NHỮNG KHÁI NIỆM THÔNG THƯỜNG

Các hệ số tương tác của đất (khả năng chịu nhổ) được xác định bằng nghiên cứu trong phòng và ngoài trời theo một số phương pháp và tiêu chuẩn đánh giá khác nhau. Phương pháp chuẩn thống nhất mới phát triển gần đây, được chi tiết hóa như sau:

### 7.5.1. Xác định khả năng chịu nhổ của cốt trong các công trình MSEW

Cường độ kháng nhổ,  $P_r$ , của cốt trên một đơn vị chiều rộng cốt được cho như sau:

$$P_r = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \cdot C \quad (7.1)$$

Trong đó:  $L_e \cdot C$  - tổng diện tích bề mặt trên một đơn vị chiều rộng cốt trong vùng kháng nhổ sau bề mặt trượt;

$L_e$  - chiều dài neo của cốt trong vùng kháng nhổ sau bề mặt trượt;

$C$  - chu vi đơn vị hữu hiệu của cốt; tức là,  $C = 2$  cho các thanh mỏng, lưới, và tấm;

$F^*$  - hệ số kháng nhổ (hay hệ số tương tác ma sát – chịu tải);

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh tỷ lệ để tính sự giảm ứng suất không tuyến tính trên chiều dài ngầm của các cốt có khả năng kéo dãn cao, dựa trên những số liệu thí nghiệm trong phòng (thông thường bằng 1,0 cho các cốt kim loại, và bằng 0,6 đến 1,0 cho các cốt địa kỹ thuật tổng hợp). Khi không có tài liệu thí nghiệm, thì lấy  $\alpha = 0,8$  cho lưới địa kỹ thuật; và  $\alpha = 0,6$  cho vải địa kỹ thuật (lưới kéo dãn được).

$\sigma'_v$  - ứng suất thẳng đứng hữu hiệu tại ranh giới giữa cốt và đất.

Hệ số kháng nhổ  $F^*$  có thể nhận được một cách chính xác bằng thí nghiệm nhổ trong phòng hay ngoài trời, những thí nghiệm này được tiến hành trong đất đắp đặc trưng để dùng trên công trình. Đối với bất kỳ loại cốt nào, hệ số  $F^*$  đều có thể xác định theo phương trình tổng quát dưới đây:

$$F^* = \text{Lực kháng bị động} + \text{Cường độ ma sát}$$

hay,

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \varphi_r \quad (7.2)$$

Trong đó:  $\alpha_\beta$  - hệ số chịu tải bị động, mà hệ số này lấy theo chiều dày trên một đơn vị chiều rộng của cấu kiện chịu tải;

$\varphi_r$  - góc ma sát trong tương tác giữa cốt và đất.

Những tham số khả năng chịu tải cho phương trình (7.2) được minh họa trên hình 7.11.

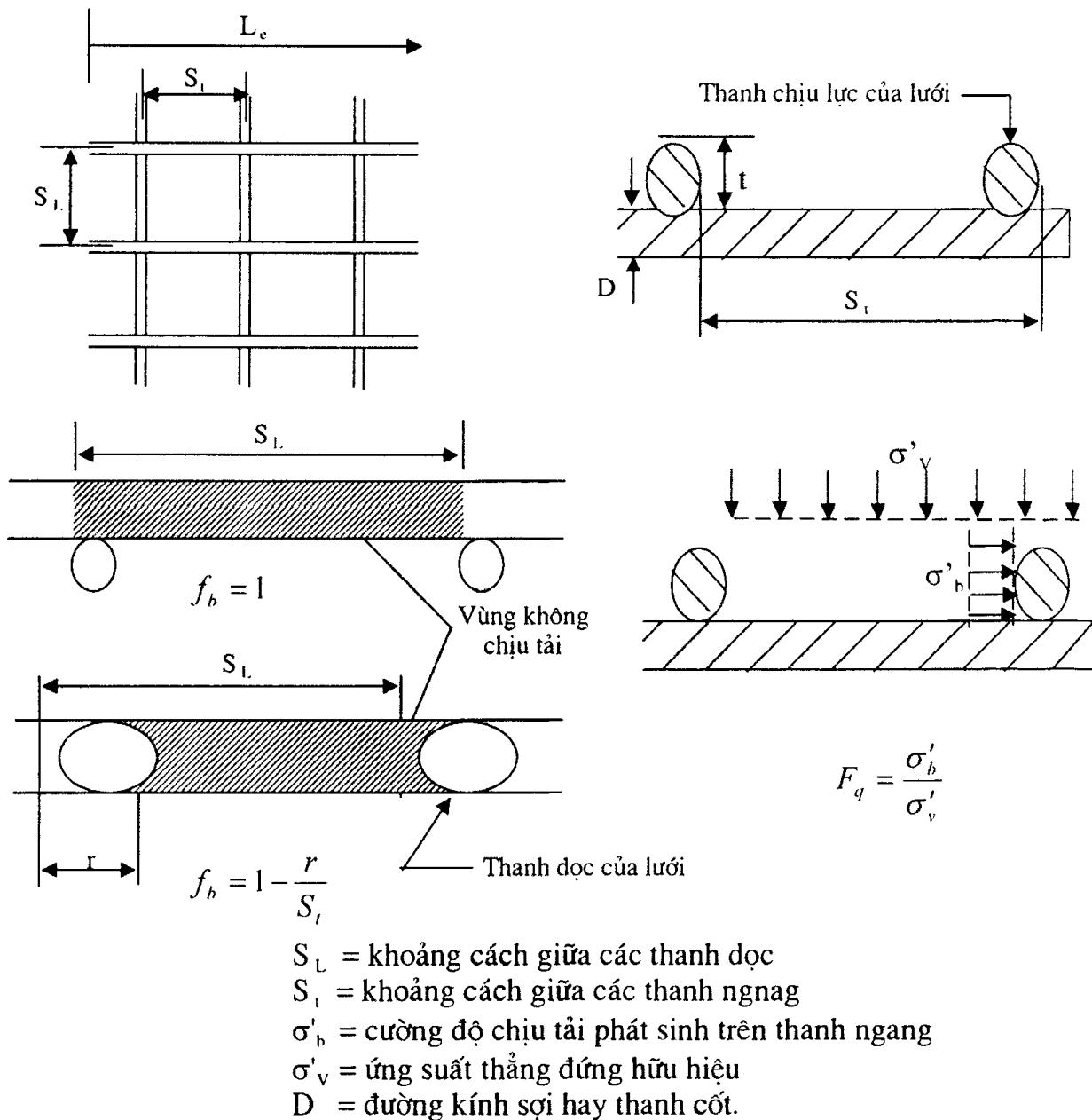
\* Đối với cốt thép có gờ, hệ số kháng nhổ  $F^*$  thường được tính:

$$F^* = \operatorname{tg} \varphi_r = 1,2 + \log C_u \text{ tại đỉnh tường lầy lớn nhất} = 2,0 \quad (7.3)$$

$$F^* = \operatorname{tg} \varphi \text{ tại độ sâu bằng } 6 \text{ m và sâu hơn} \quad (7.4)$$

Trong đó:  $C_u$  = hệ số đồng nhất của đất đắp ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ). Nếu đặc trưng  $C_u$  của đất đắp tường chắn tại thời điểm thiết kế chưa biết, thì có thể giả thiết  $C_u = 4$  (tức là,  $F^* = 1,8$  tại đỉnh tường chắn).

\* Đối với lưới cốt thép có khoảng cách ngang  $S_t \geq 150 \text{ mm}$  (xem hình 7.11)



Hình 7.11. Cách xác định các kích thước lưới để tính khả năng chịu nhổ.

$F^*$  là hàm số của hệ số khả năng chịu tải hay hệ số ngầm ( $F_q$ ), được tính như sau:

$$F^* = F_q \alpha_\beta = 40 \alpha_\beta = 40(t / 2S_t) = 20(t / S_t) \text{ tại đỉnh tường chắn} \quad (7.5)$$

$$F^* = F_q \alpha_\beta = 20 \alpha_\beta = 20(t / 2S_t) = 10(t / S_t) \text{ tại độ sâu bằng hay lớn } 6 \text{ m} \quad (7.6)$$

Trong đó:  $t$  - chiều dày của thanh ngang.

$S_t$  phải đồng nhất suốt chiều dài của cốt, còn các thanh cốt ngang chỉ được liên kết trong vùng ổn định.

\* Đối với lưới địa kỹ thuật tổng hợp (tức là, lưới địa kỹ thuật và vải địa kỹ thuật)

Cường độ kháng nhổ của các loại cốt này được dựa trên sự giảm hệ số ma sát của đất, hệ số này thường tương tự như hệ số tương tác,  $C_i$ . Khi không có các số liệu thí nghiệm, thì trị số  $F^*$  cho cốt địa kỹ thuật tổng hợp thường lấy như sau :

$$F^* = 2 / 3tg\varphi \quad (7.7)$$

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất đắp vụn thô lựa chọn để đắp tường chắn; đôi khi có thể lấy  $\varphi = 34^\circ$ .

### 7.5.2. Trượt theo bề mặt tiếp xúc

Trượt theo bề mặt tiếp xúc giữa lưới địa kỹ thuật tổng hợp (vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật và đường tiêu nước bằng chất địa kỹ thuật tổng hợp) với đất thường nhỏ hơn góc ma sát của bản thân đất và có thể hình thành bề mặt trượt. Do đó, hệ số ma sát tiếp xúc  $tg\varphi$ , cần được xác định nhờ đánh giá trượt dọc theo bề mặt của cốt địa kỹ thuật tổng hợp với đất đắp cần gia cường. Góc ma sát tiếp xúc  $\varphi$ , được xác định bằng các thí nghiệm cắt trực tiếp đất- lưới địa kỹ thuật tổng hợp theo ASTM D 5321. Khi không có các kết quả thí nghiệm trong phòng, thì hệ số ma sát tiếp xúc thường được lấy bằng ( $b tg\varphi_i$ ) cho vải địa kỹ thuật và các hợp chất thoát nước bằng loại lưới địa kỹ thuật. Những loại lưới địa kỹ thuật tổng hợp như màng chống thấm địa kỹ thuật và một số lõi thoát nước bằng hỗn hợp địa kỹ thuật có thể có các trị số tương tác thấp, nên cần phải thực hiện những thí nghiệm một cách hợp lý.

## 7.6. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT XÂY DỰNG DỰA TRÊN KHẢO SÁT VÀ THÍ NGHIỆM KHU VỰC

### 7.6.1. Đất nền

Việc xác định các tính chất xây dựng của đất nền cần tập trung vào đánh giá khả năng chịu tải, khả năng lún, và cao độ mực nước dưới đất. Để xác định khả năng chịu tải, đòi hỏi phải xác định được những tham số của đất: góc ma sát trong,  $\varphi$ , lực dính,  $C$ , trọng lượng đơn vị,  $\gamma$ . Để tính khả năng chịu tải của đất nền cần tuân theo tiêu chuẩn chuyên ngành Cầu - Đường cao tốc, và những tiêu chuẩn xây dựng hiện hành khác. Tác dụng của độ nghiêng tải trọng và hình dạng móng có thể bỏ qua, và hệ số an toàn nhỏ nhất có thể lấy bằng 2,5 cho tải trọng nhóm I.

Để xác định độ lún của nền, những kết quả phân tích độ lún truyền thống theo số liệu thí nghiệm trong phòng, có thể sử dụng hệ số cố kết,  $C_v$ , kết hợp với trị số nén lún gần đúng,  $C_c$ , nhận được từ các tương quan thí nghiệm các chỉ tiêu của đất (độ ẩm, các giới hạn Atterberg). Cần sử dụng các kết quả phân tích độ lún, nhất là độ lún lệch, để xác định khả năng của lớp bảo vệ bề mặt và hệ thống liên kết nhằm khắc phục được những chuyển dịch hay cần đưa ra những phương pháp dự tính các chuyển dịch khác nhau.

Đòi hỏi phải lựa chọn các phương pháp kỹ thuật cải tạo đất để khắc phục những nhược điểm cơ bản và tính nén lún của đất, để có được khả năng chịu tải đạt yêu cầu, tổng độ lún hay độ lún lệch nằm trong giới hạn cho phép.

Việc đánh giá những vấn đề cơ bản trên đây, không ngoài việc nghiên cứu công dụng mà hệ thống tường chắn đem lại. Những đánh giá kiểu này là trách nhiệm của tập thể các kỹ sư hay các nhà tư vấn thiết kế địa kỹ thuật.

### 7.6.2. Đất đắp có cốt

Những yêu cầu dưới đây sẽ phù hợp với thực tế ngày nay:

#### 1) Lựa chọn vật liệu đất đắp dạng hạt cho vùng có cốt

Tất cả vật liệu đất đắp được sử dụng để xây dựng tường chắn MSE một cách phù hợp, thì các giới hạn cấp phôi hạt được xác định theo AASHTO T- 27 (hay tiêu chuẩn ngành hiện hành) phải tuân thủ như sau:

##### a) Kích thước rây của Mỹ

102 mm<sup>(a, b)</sup>

0,425 mm (No. 40)

0,075 mm (No.200)

Chỉ số dẻo,  $I_p$ , không được lớn hơn 6.

##### Phần trăm lọt rây<sup>(a)</sup>

100

0 ÷ 60

0 ÷ 15

<sup>(a)</sup> Để sử dụng các trị số định trước  $F^*$ , thì  $C_u$  phải lớn hơn hay bằng 4.

<sup>(b)</sup> Bằng nghiên cứu mới đây về xây dựng, sự duy trì của cốt địa kỹ thuật tổng hợp, và các loại cốt bọc epoxi chỉ ra rằng, kích thước hạt lớn nhất của vật liệu đất đắp có cốt phải giảm tới 19 mm đối với cốt địa kỹ thuật tổng hợp, và các loại cốt bọc epoxi và PVC, nếu không, cần tiến hành các thí nghiệm để đánh giá phạm vi phá hoại hỗn hợp đất đắp và cốt của tường chắn.

#### b) Trạng thái bên trong

Phải loại bỏ những loại đất yếu, các hạt có tuổi thọ thấp ra khỏi vật liệu đất đắp có cốt. Vật liệu cần có độ ăn mòn sunfat manh hẽ nhỏ hơn hoặc bằng 30% sau bốn chu kỳ (hay trị số sunfat natri nhỏ hơn 15% sau năm chu kỳ). Thí nghiệm cần tuân theo AASHTO T-104.

Theo tiêu chuẩn AASHTO T - 99, độ đầm chặt đất đắp phải đạt 95%, và độ ẩm tối ưu,  $W_{t.u} \pm 2\%$ .

Đối với những tường chắn MSE được xây dựng bằng đất đắp có cốt chứa trên 15% hạt lọt lỗ sàng 0,075 mm (#200) hoặc chỉ số dẻo lớn hơn 6, thì cần đánh giá chính xác

cả hai tham số tổng độ bền và độ bền cắt hữu hiệu để có được một trị số ứng suất ngang, trượt, phá hoại tổng thể (sau và trong vùng có cốt), cũng như ảnh hưởng của hệ thống tiêu nước đến phương pháp phân tích. Cần tiến hành cả hai thí nghiệm nhổ lâu dài và nhổ tức thời giống như các thí nghiệm ma sát tương tác giữa cốt và đất. Cần phải đánh giá những đặc trưng lún một cách cẩn thận, đặc biệt chú ý tới sự giảm ứng suất xảy ra tại những chỗ nối trên bề mặt và độ lún của các kết cấu đỡ. Phải tiến hành đánh giá cẩn thận những yêu cầu của hệ thống tiêu nước đặt ở phía sau, trên bề mặt và ngay phía dưới vùng có cốt (ví dụ, sử dụng mạng lưới dòng thấm để đánh giá ảnh hưởng của các lưu lượng thấm và áp lực thuỷ tĩnh).

## 2) *Đất đắp cần được bảo vệ*

Những tính chất xây dựng chủ chốt yêu cầu là độ bền và trọng lượng đơn vị, chúng được xác định dựa trên việc tính toán và thí nghiệm các chỉ tiêu của đất nền. Góc ma sát trong ( $\phi$ ) và trọng lượng đơn vị ( $\gamma$ ) có thể xác định được hoặc từ các thí nghiệm cắt trực tiếp thoát nước hoặc từ các thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước. Không thể lấy được những mẫu đất nguyên dạng, nên góc ma sát trong của đất có thể nhận được bằng thí nghiệm hiện trường hay bằng cách hiệu chỉnh những chỉ tiêu tính chất. Tính bền rất cần cho việc xác định hệ số áp lực đất thường được sử dụng trong thiết kế. Đồng thời, vị trí mực nước dưới đất nằm trên đáy công trình dự kiến cần xác định để lập sơ đồ mặt bằng tiêu nước. Đối với phần lớn đất đắp cần bảo vệ, trị số góc ma sát thấp, các trị số này bằng 28 đến 30 độ là vừa phải cho các loại đất vụn thô và đất đính có độ dẻo thấp. Đối với các loại đất cần bảo vệ có độ dẻo cao ( $I_p > 40$ ), thậm chí độ dẻo thấp hơn thì cần phải đánh giá cả hai điều kiện thoát nước và không thoát nước.

## 7.7. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT TÍNH TOÁN KẾT CẤU TƯỜNG CHẮN

Các tính chất tính toán kết cấu của vật liệu cốt là hàm số của những đặc trưng hình học, độ bền và độ cứng, tuổi thọ, và loại vật liệu. Dưới đây, chúng ta sẽ nghiên cứu hai trong số những tính chất phổ biến nhất, là:

### 7.7.1. Đặc trưng hình học

Có hai loại cốt được nghiên cứu như sau:

#### 1) *Tấm, thanh và lưới thép*

Một lớp các tấm, thanh, hay lưới thép được đặc trưng bằng diện tích tiết diện ngang, chiều dày và chu vi của phần tử cốt, khoảng cách ngang tâm đến tâm giữa các phần tử cốt (đối với các lưới thép, chỉ cần xét các thanh dọc đặt vuông góc với tường chắn).

#### 2) *Vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật*

Một lớp những tấm địa kỹ thuật tổng hợp được đặc trưng bằng chiều rộng của tấm và khoảng cách tâm đến tâm giữa chúng. Không cần xét đến diện tích tiết diện ngang, khi đó độ bền của tấm địa kỹ thuật tổng hợp được thể hiện bằng lực kéo trên một đơn vị

chiều rộng, thích hợp hơn là bằng ứng suất. Thường gặp khó khăn trong việc đo chiều dày của những tấm mỏng, và ngăn ngừa được tính biến dạng tương đối cũng như xác định chính xác ứng suất của lưỡi.

Hệ số che phủ,  $R_c$ , được sử dụng để liên hệ lực trên một đơn vị chiều rộng của một cốt riêng với lực trên một đơn vị chiều rộng ngang qua toàn bộ kết cấu:

$$R_c = b / S_h \quad (7.8)$$

Trong đó:  $b$  - tổng chiều rộng của tấm, mảng hay lưỡi, và

$S_h$  - khoảng cách ngang tâm đến tâm giữa các tấm, mảng, hay lưỡi.

( $R_c = 1$  trong trường hợp cốt liên tục, tức là từng lớp lưỡi sẽ che phủ toàn bộ bề mặt ngang của khối đất có cốt).

### 7.7.2. Tính chất bền

#### 1) Cốt thép

Đối với các loại cốt thép, tuổi thọ thiết kế đạt được do sự giảm tiết diện ngang của cốt, tổn thất do ăn mòn dự tính trên một chu kỳ tuổi thọ được dùng trong tính toán thiết kế, và nó được xác định như sau:

$$E_C = E_n - E_R \quad (7.9)$$

Trong đó:  $E_C$  - chiều dày của cốt tại thời gian đầu của tuổi thọ tính toán;

$E_n$  - chiều dày danh định tại thời điểm thi công, và

$E_R$  - chiều dày hao mòn của kim loại do bị ăn mòn trong quá trình sử dụng kết cấu.

Lực kéo cho phép trên một đơn vị chiều rộng của cốt,  $T_a$  được tính như sau:

$$T_a = 0,55 \frac{F_Y A_C}{b} \quad \text{cho các thanh thép mỏng} \quad (7.10)$$

và,

$$T_a = 0,48 \frac{F_Y A_C}{b} \quad \begin{aligned} &\text{cho lưỡi thép được nối với} \\ &\text{các tấm hay khối bê tông} \end{aligned} \quad (7.11)$$

(Chú ý: có thể dùng  $0,55 F_Y$  cho các lưỡi thép có lớp bảo vệ bề mặt là mềm).

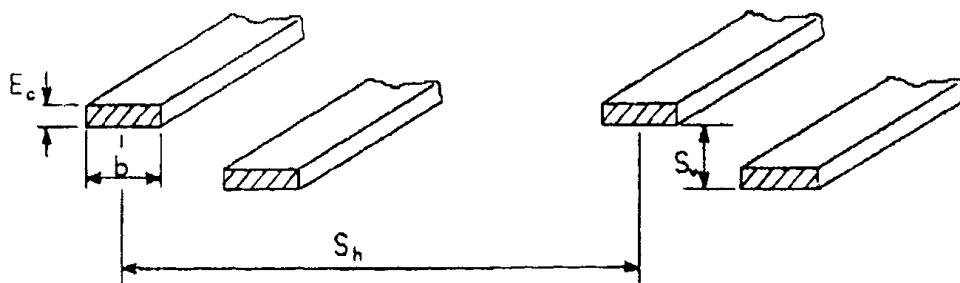
Trong đó:  $b$  - tổng chiều rộng của thanh mỏng, mảng hay lưỡi;

$F_Y$  - ứng suất giới hạn chảy của thép;

$A_C$  - tiết diện ngang tính toán của thép, được xác định như tiết diện ngang ban đầu trừ đi chiều dày bị ăn mòn xảy ra trong quá trình tuổi thọ tính toán của tường chắn. Những chi tiết thiết kế thi công để xác định  $A_c$  cho các thanh thép mỏng và lưỡi thép như chỉ ra trên hình 7.12.

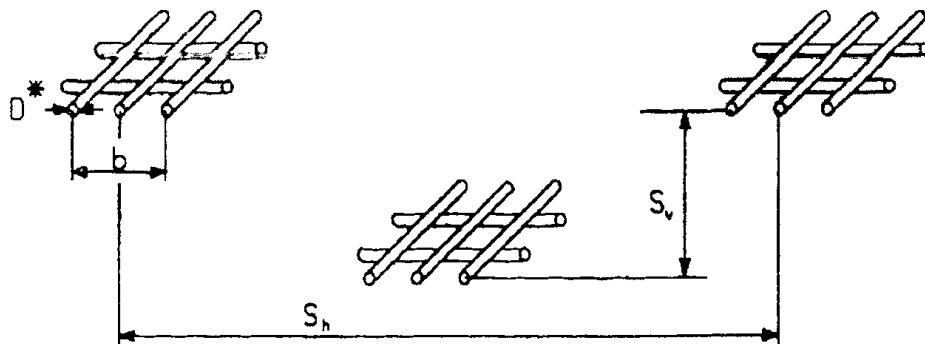
## 2) Cốt địa kỹ thuật tổng hợp

Việc chọn  $T_a$  đối với cốt địa kỹ thuật tổng hợp khó hơn nhiều so với cốt thép. Các tính chất kéo của cốt bằng địa kỹ thuật tổng hợp chịu tác động bởi những yếu tố môi trường, ví dụ như từ biến (mỗi), phá hoại do lắp đặt, lão hóa, nhiệt độ, và ứng suất nén. Hơn nữa, những đặc trưng của sản phẩm địa kỹ thuật tổng hợp được sản xuất bằng chất polymer cơ bản giống nhau, chúng có thể thay đổi nhiều, và những chi tiết về sự làm việc của polymer để sử dụng trong đất chưa hiểu được một cách đầy đủ. Một cách lý tưởng hóa,  $T_a$  cần xác định thông qua nghiên cứu độ dãn dài, khả năng từ biến (mỗi) và mọi cơ chế làm giảm độ bền có thể xảy ra.



$$A_C = b E_C$$

$E_C$  - chiều dày thanh mỏng được hiệu chỉnh cho tổn thất do ăn mòn.



$$A_C = (\text{số thanh dọc}) \times \pi \frac{(D^*)^2}{4};$$

$D^*$  - đường kính thanh hay sợi đã hiệu chỉnh đối với hao tổn do ăn mòn;

$b$  - chiều rộng đơn vị của cốt (nếu cốt liên tục thì số thanh tính toán cho chiều rộng cốt bằng 1 đơn vị).

$$T_{\max} \leq T_a R_C = \frac{FS \cdot A_C \cdot F_Y \cdot R_C}{b}$$

Trong đó:  $T_a$  - độ bền kéo lâu dài cho phép của cốt (độ bền / đơn vị chiều rộng cốt);

$FS$  - hệ số an toàn ( $= 0,55$  hay  $0,48$ );

$F_Y$  - độ bền giới hạn chảy của thép;

$R_C$  - hệ số phủ kín của cốt,  $R_C = b/S_h$ ; lấy  $R_C = 1$  đối với cốt liên tục (tức là  $S_h = b = 1$  đơn vị chiều rộng);

$T_{\max}$  - tải trọng lớn nhất tác dụng lên cốt (tải trọng/một đơn vị chiều rộng; tường chắn).

Hình 7.12. Các tham số để tính toán độ bền của cốt.

Mặc dù, cốt polymeric không nhạy cảm đối với tính ăn mòn, mà nó chỉ có thể giảm độ bền do hoạt tính hoá - lý xảy ra trong đất, như sự thuỷ phân, oxi hoá, và nứt nẻ do ứng suất môi trường là tuỳ thuộc vào loại polymer. Đồng thời, những vật liệu này dễ bị hư hỏng trong quá trình lắp đặt và tác dụng của nhiệt độ cao tại lớp bảo vệ bề mặt và những chỗ nối. Nhiệt độ có thể cao tới  $50^{\circ}\text{C}$ , so với khoảng nhiệt độ bình thường trong đất chỉ có  $12^{\circ}$  ở những vùng hàn đới, còn trong vùng khí hậu sa mạc nhiệt độ này chỉ đạt  $30^{\circ}\text{C}$ .

Đối với các loại cốt địa kỹ thuật tổng hợp, tuổi thọ tính toán đạt được là nhờ sự phát sinh tải trọng tính toán cho phép, mà tải trọng đó có xét tới sự giảm độ bền theo thời gian trên chu kỳ tuổi thọ tính toán, được biểu diễn như sau:

$$T_a = \frac{T_{th}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS} \quad (7.12)$$

Trong đó:  $T_a$  - độ bền kéo lâu dài tính toán của cốt ứng với trạng thái giới hạn;

$T_{th}$  - độ bền kéo tới hạn của cốt địa kỹ thuật tổng hợp;

$RF$  - là tích số của tất cả các hệ số giảm khi làm việc;

$FS$  - tổng hệ số an toàn;

$T_{al}$  - độ bền lâu dài của vật liệu, hay chi tiết hơn:

$$T_{al} = \frac{T_{th}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (7.13)$$

Trong đó:  $T_{al}$  - độ bền kéo lâu dài chịu tải trọng nén trên một đơn vị chiều rộng cốt, và  $T_{al}$  được lấy trực tiếp từ nhà sản xuất;

$RF_{CR}$  - hệ số giảm từ biến là tỷ số của độ bền tới hạn ( $T_{th}$ ) với độ bền giới hạn từ biến có được bằng thí nghiệm từ biến trong phòng cho từng sản phẩm;

Khoảng dao động tiêu biểu của các hệ số giảm thiểu là hàm số của loại polymer, như chỉ ra dưới đây:

Loại polyme	Hệ số giảm do từ biến
Polyester	2,5 đến 1,6
Polypropylene	5,0 đến 4,0
Polyethylene tỷ trọng cao	5,0 đến 2,6

$RF_D$  - hệ số giảm tuổi thọ. Nó phụ thuộc vào tính nhạy cảm của chất địa kỹ thuật tổng hợp đối với vi sinh vật, hoá chất, ôxy hoá nhiệt, thuỷ phân, và nứt do ứng suất, và nó thay đổi chủ yếu từ 1,1 đến 2,0. Hệ số giảm nhỏ nhất có thể là 1,1.

$RF_{ID}$  - hệ số giảm do hư hỏng khi lắp đặt. Hệ số này nằm trong khoảng từ 1,05 đến 3,0 là tuỳ thuộc vào cấp phối đất đắp và khối lượng sản phẩm trên một đơn vị trọng lượng. Hệ số giảm thiểu nhỏ nhất lấy bằng 1,1 để tính cho những trường hợp không có số liệu thí nghiệm.

FS - tổng hệ số an toàn để tính đến sự không rõ ràng về hình dạng của kết cấu công trình, tính chất đất đắp, tính chất của cốt, và các tải trọng tác dụng ngoài. Đối với tường chắn vĩnh cửu, chỉ riêng các công trình MSEW, hệ số an toàn nhỏ nhất lấy bằng 1,5 (như vậy,  $T_a = T_{al}/1,5$ ).

## 7.8. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN MSE - ĐIỀU KIỆN TĨNH

Phần này được sắp xếp một cách tuần tự như sau:

- Khái quát các phương pháp tính toán.
- Đánh giá ổn định ngoài.
- Đánh giá ổn định trong.
- Thiết kế chi tiết.
- Ví dụ tính toán.

### 7.8.1. Các phương pháp tính toán

- Đánh giá ổn định ngoài cho các kết cấu tường chắn MSE, tiết diện có cốt được xem như một khối đất hỗn hợp đồng nhất, và đánh giá ổn định theo các kiểu phá hoại truyền thống như đối với hệ thống tường chắn kiểu trọng lực. Những điều khác nhau trong thực tế hiện tại là tính toán ổn định trong, mà ổn định trong này quyết định bởi cốt, nguyên tắc phát sinh ứng suất ngang bên trong cốt, và giả thiết về vị trí của bề mặt trượt tiêu biểu nhất.

- Ông định trong được nghiên cứu như độ nhạy của riêng các cấu kiện trong khối đất. Điều này cho thấy rằng, các biến dạng được kiểm tra thông qua các cốt tốt hơn toàn bộ khối, bởi vì toàn khối sẽ xuất hiện tính không nhất quán lớn hơn nhiều so với cốt trong đất. Do đó, những phân tích biến dạng, nói chung, sẽ được trình bày theo các phương pháp hiện hành.

- Trong thập niên sau này, người ta đã giới thiệu tính hợp lý của các phương pháp tính toán và nghiên cứu khác nhau. Điều này chỉ có thể đạt được, khi một trong những phương pháp tính toán hoàn chỉnh bao gồm những nội dung dưới đây:

#### 1) Phân tích các ứng suất làm việc đối với các kết cấu của MSEW

Một phân tích các ứng suất làm việc bao gồm:

- Lựa chọn vị trí đặt cốt và kiểm tra các ứng suất trong khối đất đã gia cường, mà các ứng suất này tương ứng với tính chất của đất và các hỗn hợp đất.
- Đánh giá ổn định cục bộ tại vị trí của từng cốt và dự báo sự phá hoại sẽ phát sinh.

#### 2) Phân tích cân bằng giới hạn

Phương pháp phân tích cân bằng giới hạn bao gồm việc kiểm tra ổn định tổng thể của công trình. Các kiểu ổn định cần nghiên cứu, đó là: ổn định ngoài, ổn định trong, cụ thể là:

- Ổn định ngoài bao gồm ổn định tổng thể của toàn bộ khối đất gia cường, nó được xem như một khối đồng nhất và được tính theo mặt trượt nằm ngoài khối đất gia cường.
- Ổn định trong bao gồm việc đánh giá các bề mặt trượt tiềm ẩn trong khối đất có cốt.
- Trong một số trường hợp, bề mặt trượt tối hạn có một phần nằm ngoài và một phần nằm trong khối đất gia cường, và do đó có thể phải tiến hành gộp hai phân tích ổn định trong và ổn định ngoài thành một.

### **3) Tính toán biến dạng**

Phân tích độ nhạy biến dạng cho phép đánh giá hiệu quả thực sự của công trình có xét tới dịch chuyển ngang và đứng. Đồng thời, có thể đánh giá được những ảnh hưởng và thay đổi trong từng loại cốt đến hiệu quả làm việc của công trình. Những phân tích biến dạng ngang là vô cùng khó khăn và chỉ có được phương pháp phân tích hiệu quả thấp nhất. Trong nhiều trường hợp, những phân tích trên đây chỉ là gần đúng hay chúng được giả thiết đơn giản rằng, thông thường những hệ số an toàn chống phá hoại ổn định ngoài và ổn định trong sẽ đảm bảo sao cho các biến dạng nằm trong các giới hạn cho phép. Những phân tích biến dạng đứng nhận được từ tính toán lún thông thường, có nhấn mạnh riêng đến độ lún lệch xảy ra dọc bề mặt tường chắn, và vuông góc với bề mặt tường chắn đến tận cuối của khối đất có cốt. Những kết quả này có thể ảnh hưởng tới việc lựa chọn lớp bảo vệ bề mặt, mối liên kết bề mặt hay trình tự thi công đất đắp tường chắn.

### **4) Phương pháp thiết kế, Các cốt không kéo dãn**

Phương pháp phân tích cân bằng giới hạn hiện tại sử dụng *cách phân tích kết cấu trọng lực thuần túy* để xác định ổn định ngoài của toàn bộ khối đất gia cường, giống như cách phân tích kết cấu trọng lực thông thường hay truyền thống. Để đánh giá ổn định trong, phương pháp này xét tới bề mặt trượt tối hạn gồm hai đoạn thẳng, và bề mặt trượt này sẽ phân chia khối đất có cốt ra vùng trượt và vùng ổn định. Đồng thời, cần chỉ ra trạng thái cân bằng đạt được cho thiết kế hoàn chỉnh.

Trạng thái ứng suất cho ổn định ngoài, được giả thiết tuân theo trạng thái ứng suất Coulomb với góc ma sát của tường chắn,  $\delta = 0^\circ$ . Đối với ổn định trong, trạng thái ứng suất thay đổi từ bội số  $k_a$  đến trạng thái áp lực đất chủ động được dùng trong thiết kế. Nghiên cứu mới đây (FHWA RD 89 - 043) đã tập trung vào trạng thái ứng suất cho ổn định trong, ví dụ chức năng của  $k_a$ , loại cốt sử dụng (vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật, các thanh kim loại mỏng hay lưới kim loại), và độ sâu so với mặt đất. Những kết quả từ cố gắng trên đây sẽ được tổng hợp trong *Phương pháp trọng lực đơn giản hóa*.

### **5) Phương pháp thiết kế, Các cốt kéo dãn được**

- Để tính toán ổn định ngoài, phương pháp thông dụng giả thiết rằng, sự phân bố áp lực đất giống như những phương pháp được sử dụng cho các loại cốt không kéo dãn.
- Để tính toán ổn định trong theo *Phương pháp trọng lực đơn giản*, hệ số áp lực đất trong, như đã giới thiệu trên, là hàm số của loại cốt, mà ở đó hệ số nhỏ nhất ( $k_{a-min}$ ) được

dùng cho tường chắn xây dựng bằng vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật liên tục. Đối với ổn định trong, bề mặt phá hoại trượt sẽ được xét theo tiêu chuẩn Rankine, do các cốt kẽo dán có thể dãn dài hơn đất trước khi bị phá hoại.

### 7.8.2. Tính toán ổn định ngoài và trong của các tường chắn có mái đất đắp dính tường nằm ngang và tải trọng giao thông

Giống như các tường chắn trong lực cổ điển và tường chắn bám trọng lực, bốn cơ chế phá hoại ngoài tiềm ẩn thường được trình bày trong tính toán các tường chắn MSE, như chỉ ra trên hình 7.13. Những cơ chế phá hoại này là:

- Trượt theo đáy tường chắn,
- Xác định vị trí của tổng các lực (Lật);
- Khả năng chịu tải;
- Ông định sâu (mặt trượt tròn xoay hay trượt dọc theo bề mặt yếu nhất).

#### I) Ông định ngoài

Tính toán ông định cho tường chắn có mặt ngoài thẳng đứng - sườn dốc đất đắp nằm ngang và có tải trọng giao thông, như chỉ ra trên hình 7.15.

##### a) Áp lực đất chủ động – lý thuyết Coulomb

Áp lực đất chủ động là áp lực ngang giới hạn nhỏ nhất phát sinh vào lúc đầu hình thành phá hoại trượt mạnh nhất, do tường chắn di chuyển tách rời khỏi khối đất phía sau lùm theo hướng của áp lực đất chủ động (độ quay của tường ở mức tối thiểu đủ để tính áp lực đất chủ động vào khoảng 2 mm/m của chiều cao tường chắn).

Ký hiệu quy ước để tính áp lực đất được giới thiệu trên hình 7.14.

Áp lực đất chủ động được tính theo công thức sau:

$$F_a = k_a \cdot \sigma_Z - C' \cdot k_{ac} \quad (7.14)$$

Trong đó:  $\sigma_Z$  - ứng suất địa tĩnh thẳng đứng;

$C'$  - lực dính hữu hiệu của đất;

$k_a$  - hệ số áp lực đất chủ động;

$k_{ac}$  - hệ số áp lực đất chủ động do lực dính gây ra.

Hệ số áp lực đất chủ động được tính cho tường chắn thẳng đứng (xác định giống như tường chắn có bề mặt dốc nhỏ hơn  $8^\circ$ ) và mái đất đắp nằm ngang, là:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (7.15)$$

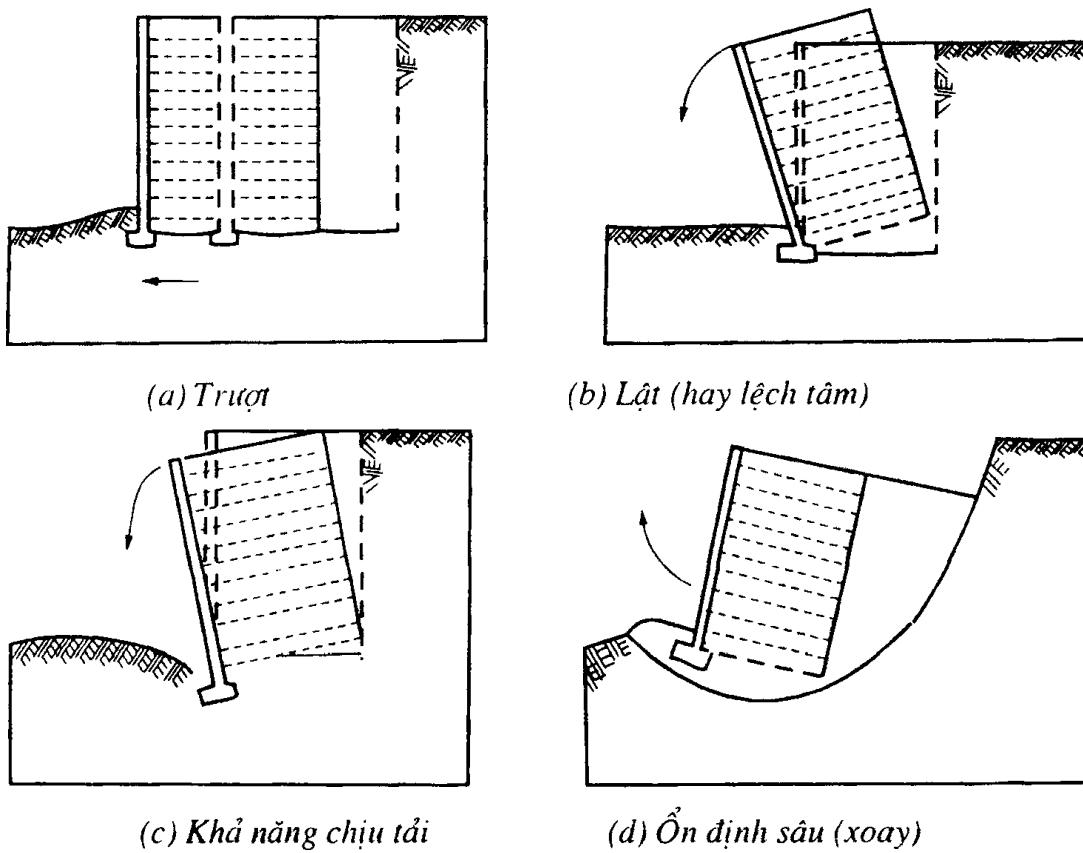
Hệ số áp lực đất chủ động do lực dính gây ra,  $k_{ac}$ , được cho bằng:

$$\text{với } \alpha < \pi / 4: \quad k_{ac} = \frac{k_{abc}}{\cos(\delta + \alpha)} \quad (7.16)$$

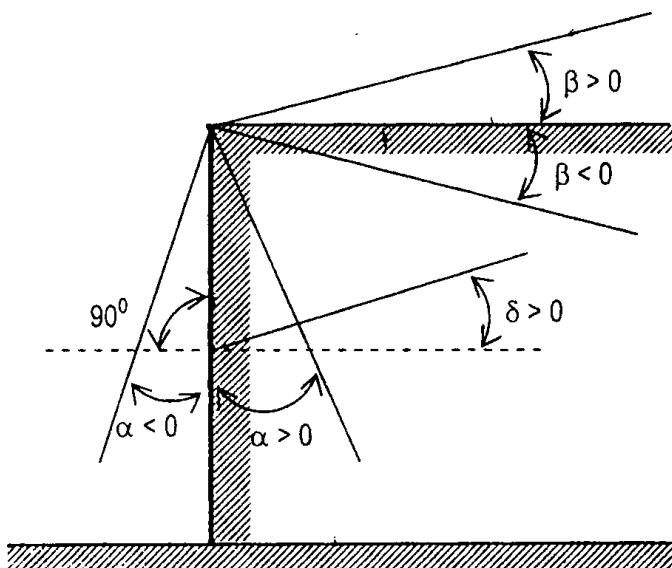
$$k_{abc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot [1 + \tan(-\alpha) \cdot \tan \beta]}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)} \quad (7.17)$$

với  $\alpha > \pi / 4$ :  $k_{ac} = \sqrt{k_a}$  (7.18)

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong của đất;  
 $\delta$  - góc ma sát giữa tường chắn và đất;  
 $\beta$  - góc nghiêng của mái dốc đất đắp;  
 $\alpha$  - góc nghiêng của bờ mặt sau tường chắn.



**Hình 7.13.** Các cơ chế phá hoại ngoài tiềm ẩn đối với tường chắn MSE.



**Hình 7.14.** Ký hiệu quy ước để tính các áp lực đất.

Những thành phần áp lực đất bị động nằm ngang và thẳng đứng được lấy:

$$F_{ah} = F_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (7.19)$$

$$F_{av} = F_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (7.20)$$

Giả thiết đất không dính ( $C = 0$ ) và bề mặt mái đất đắp nằm ngang ( $\beta = 0$ ), theo lời giải của Rankine, áp lực đất chủ động được tính:

$$F_a = k_a \cdot \sigma_z \quad (7.21)$$

và hệ số áp lực đất chủ động là:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.22)$$

Trong đó:  $\varphi$  = góc ma sát trong của đất.

### b) Áp lực đất bị động – lý thuyết Coulomb

Áp lực đất bị động là áp lực ngang giới hạn lớn nhất phát sinh vào lúc đầu hình thành phá hoại trượt mạnh nhất, do tường chắn di chuyển (nhấn sâu) theo hướng ngược với phương áp lực đất chủ động (độ quay nhỏ nhất của tường chắn đủ để tính áp lực đất bị động vào khoảng 10 mm/m chiều cao tường chắn). Trong hầu hết những biểu thức dùng để tính áp lực đất bị động, ký hiệu quy ước được giả thiết như sau, các trị số góc ma sát giữa tường chắn và đất thường dùng,  $\delta$ , ứng với phương đứng của tổng hợp lực ma sát là âm.

Áp lực đất bị động được tính theo công thức sau :

$$F_p = k_p \cdot \sigma'_z + 2C\sqrt{k_p} \quad (7.23)$$

Trong đó:  $\sigma'_z$  - ứng suất địa tĩnh hữu hiệu;

$C$  - lực dính của đất;

$k_p$  - hệ số áp lực đất bị động theo Coulomb.

Hệ số áp lực đất bị động,  $k_p$ , được tính:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7.24)$$

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong của đất;

$\delta$  - góc ma sát giữa đất và lưng tường chắn;

$\beta$  - góc nghiêng của mái dốc đất đắp;

$\alpha$  - góc nghiêng của lưng tường chắn.

Các thành phần áp lực đất bị động nằm ngang và thẳng đứng được tính:

$$F_{ph} = F_p \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (7.25)$$

$$F_{pv} = F_p \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (7.26)$$

Giả thiết đất không dính ( $C = 0$ ) và bề mặt mái đất đắp nằm ngang ( $\beta = 0$ ) theo lời giải của Rankine, áp lực đất bị động được tính:

$$F_p = k_p \cdot \sigma_z = k_p (\gamma \cdot Z) \cdot k_p \quad (7.27)$$

và hệ số áp lực đất bị động là:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7.28)$$

Trong đó:  $\phi$  - góc ma sát trong của đất;

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$Z$  - độ sâu giả định.

Các bước tính toán ổn định ngoài của tường chắn thẳng đứng có bề mặt mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông phân bố đều (xem hình 7.15), bao gồm:

#### A. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NGOÀI

**Bước 1. Tính toán các tải trọng:**

$$V_1 = \gamma_r H L \quad (7.29)$$

$$V_2 = q L \quad (7.30)$$

$$N = \sum_i^n V_i = V_1 + V_2 \quad (7.31)$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_f H^2 K_a \quad (7.32)$$

$$F_2 = q H K_a \quad (7.33)$$

Trong đó:  $K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi / 2)$ .

**Bước 2. Tính toán các moments:**

1) Moment gây lật ( $M_o$ ):

$$M_o = F_1 (H / 3) + F_2 (H / 2) \quad (7.34)$$

2) Moment kháng lật ( $M_R$ ):

$$M_R = V_1 (L / 2) \quad (7.35)$$

3) Tổng moment kháng lật dùng trong tính toán khả năng chịu tải ( $M_{RBP}$ ):

$$M_{RBP} = V_1 (L / 2) + V_2 (L / 2) \quad (7.36)$$

**Bước 3. Tính toán trượt tại đáy tường chắn:**

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma P_R}{\Sigma P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \phi}{F_1 + F_2} \geq 1,5 \quad (7.37)$$

**Bước 4. Tính toán lật tường chắn ( $FS_{ov}$ ):**

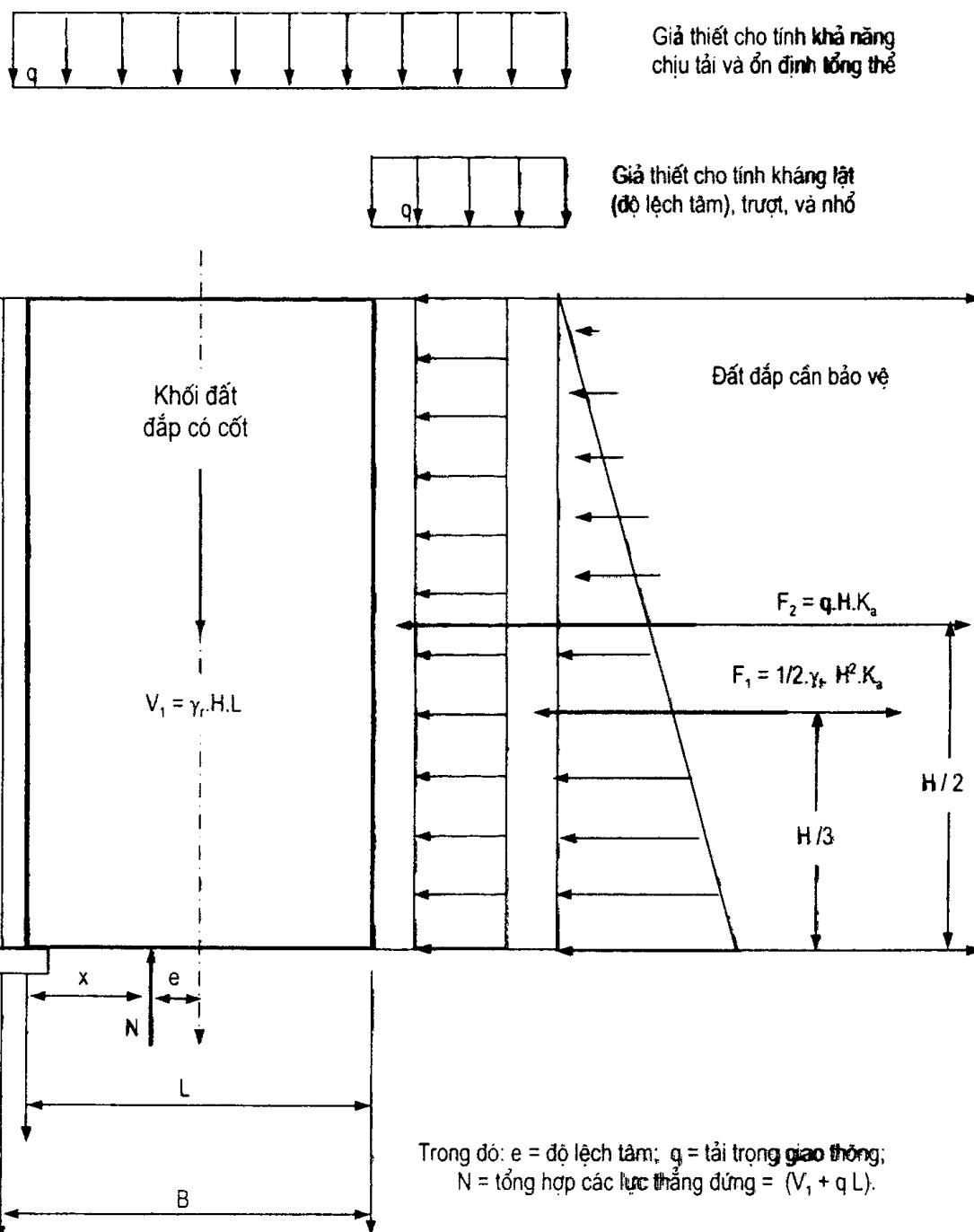
$$FS_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = \frac{V_1 (L / 2)}{F_1 (H / 3) + F_2 (H / 2)} \geq 1,5 \quad (7.38)$$

**Bước 5. Tính toán khả năng chịu tải lớn nhất :**

1) Tính độ lệch tâm tại đáy, e:

$$e = \frac{L}{2} - \left( \frac{\sum M_{RBP} - \sum M_o}{\sum V_i} \right) \quad (7.39)$$

Đất đắp đinh tường nằm ngang có tải trọng giao thông



**Hình 7.15. Phân tích ổn định ngoài: áp lực đất/độ lệch tâm; mái dốc đất đắp nằm ngang có tải trọng giao thông.**

2) Tính chiều dài thực của cốt:

$$L' = L - 2e \quad (7.40)$$

3) Tính tổng ứng suất thẳng đứng tại đáy:

$$\sigma_v = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e} \quad (7.41)$$

4) Tính khả năng chịu tải tối hạn của đất nền ( $q_{th}$ ):

$$q_{th} = C_f N_C + q N_q + 0,5(L - 2e) \gamma_f N_f \quad (7.42)$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất nền;

$\gamma_f$  - trọng lượng đơn vị của đất nền;

$N_C$ ,  $N_q$  và  $N_f$  - các hệ số khả năng chịu tải không thử nghiệm (xem bảng 7.1).

5) Tính khả năng chịu tải ( $FS_{B,C}$ ):

$$FS_{B,C} = q_{ult} / \sigma_v \geq 2,5 \quad (7.43)$$

#### Bước 6. Tính toán độ lún :

Phương pháp phân tích độ lún truyền thống bao gồm: độ lún tức thời, độ lún cố kết ban đầu, và độ lún cố kết thứ cấp của tường chắn, các trị số độ lún này phải nhỏ hơn độ lún yêu cầu của công trình.

## B. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH TRONG

**Bước 7.** Hiện nay, trong các tiêu chuẩn và hướng dẫn thiết kế có ba phương pháp cơ bản tính ổn định trong, đó là: phương pháp trọng lực kết hợp (AASHTO, 1996); phương pháp dây neo (AASHTO, 1996), và phương pháp độ cứng kết cấu FHW (Christospher và cộng sự, 1990).

#### 1) Phương pháp trọng lực kết hợp

Phương pháp này lần đầu tiên do Juran và Schlosser (1978), Schlosser (1978), và Schlosser và Segrestin (1979) đưa ra để xác định các ứng suất trong cốt cho tường chắn MSE được gia cường bằng những thanh thép mỏng, và bề mặt tường được bảo vệ bằng những tấm bê tông đúc sẵn. Họ đã sử dụng những khái niệm, mà những khái niệm này được Meyerhof (1953) đưa ra để xác định áp lực thẳng đứng dưới móng bê tông chịu nén lệch tâm. Phương pháp Meyerhof áp dụng cho khối đất gia cường. Phương pháp giả thiết rằng, khối đất có cốt làm việc giống như một khối cứng, nó cho phép tải trọng ngang tác dụng tại phía sau (lưng) vùng đất có cốt để làm tăng ứng suất thẳng đứng lớn hơn  $\gamma Z$  do moment gây lật tạo ra. Ứng suất nằm ngang truyền lên cốt được xác định bằng cách nhân ứng suất thẳng đứng với hệ số áp lực ngang, mà hệ số này được tính bằng góc ma sát trong của đất. Ứng suất truyền lên từng lớp cốt được giả thiết bằng áp lực ngang của đất trên toàn bộ diện tích che phủ của lớp cốt. Điều này dựa trên giả thiết rằng, cốt hoàn toàn được đỡ ngay dưới bề mặt thẳng đứng của tường chắn, về bản chất, nó là loại dây neo.

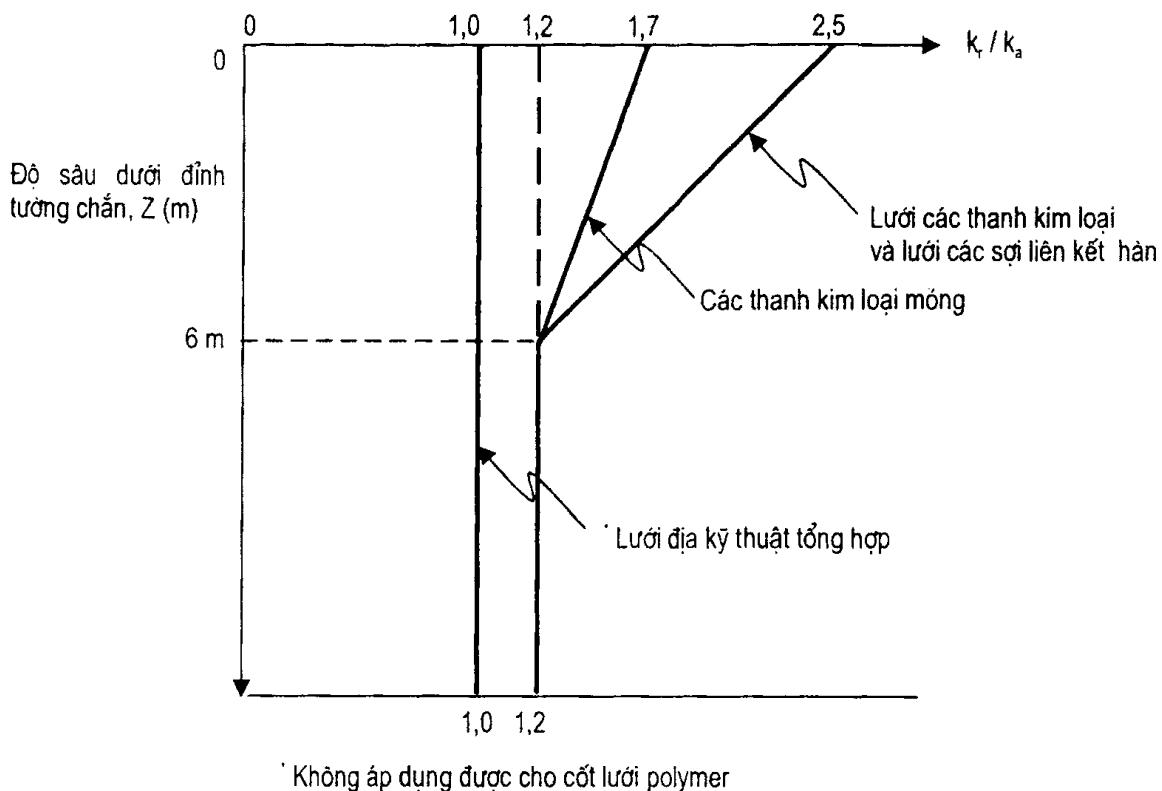
Hệ số áp lực đất ngang giả thiết tại đỉnh tường chắn bằng  $k_0$ , giảm xuống  $k_a$  ở độ sâu 6 m so với đỉnh tường chắn. Những số liệu trên hình 7.16 giới thiệu tỷ số  $k_r / k_a$ , và từ hình này, Schlosser (1978) khẳng định rằng, có thể dùng các trị số  $k_0$  và  $k_a$  để tính toán-thiết kế tường chắn MSE. Tuy nhiên, chú ý rằng, phương trình tiêu biểu dùng để tính  $k_0$  cho các loại đất cố kết bình thường, và sau khi được đầm chặt có thể tạo ra loại đất có tính chất giống như đất quá cố kết.

Phương pháp luận tính toán được tổng hợp trong các phương trình 7.44 đến 7.49, và các hình 7.18 và 7.19. Những hệ thống tường chắn khác, ví dụ như tường chắn gia cường bằng lưới thanh kim loại (Neely, 1993), và tường chắn gia cường bằng lưới địa kỹ thuật (từ năm 1983 đến 1987) (Netlon, 1983) đều chấp nhận phương pháp luận tính toán này. Hệ thống tường chắn MSE lưới liên kết kiểu hàn lần đầu sử dụng phương pháp giả dây neo (Mitchell và Villet, 1987; Anderson và cộng sự, 1987). Hệ thống tường chắn sợi liên kết kiểu hàn tiêu biểu sử dụng ứng suất ngang cao hơn mô hình trọng lực kết hợp, mà mô hình này dựa trên kết cấu dụng cụ tỷ lệ 1:1 (Mitchell và Villet, 1987). Tuy vậy, chỉ có AASHTO mới áp dụng mô hình tường trọng lực kết hợp không phân biệt loại cốt, các hệ thống tường chắn gia cường bằng sợi liên kết hàn sẽ đại diện cho phương pháp luận này.

$$T_{\max} = S_v R_C (\sigma_v K_r) \quad (7.44)$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.45)$$

$$e = \frac{F_T (\cos \delta) H_1 / 3 - F_T (\sin \delta) L / 2 - V_2 (L / 6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}; \text{ (xem hình 7.17)} \quad (7.46)$$



**Hình 7.16. Sự thay đổi hệ số ứng suất theo độ sâu trong tường chắn MSE  
(theo AASHTO, 1999).**

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \quad (7.47)$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (7.48)$$

$$H = h + \frac{0,3 H \operatorname{tg} \beta}{1 - 0,3 \operatorname{tg} \beta}; \quad (\text{xem hình. 7.18}) \quad (7.49)$$

Trong đó:  $T_{max}$  - lực kéo lớn nhất của từng lớp cốt;

$S_v$  - khoảng cách đứng giữa các lớp cốt;

$R_c$  - tỷ số che phủ của cốt (một đơn vị chiều rộng cốt/khoảng cách ngang cốt);

$\sigma_v$  - ứng suất thẳng đứng tại từng lớp cốt được xác định theo các phương trình (7.41);

$k_r$  - thay đổi từ  $k_0$  đến  $k_a$  dựa trên tính chất đất trong vùng có cốt như chỉ ra trên hình 7.18 ( $k_a$  được xác định bằng giả thiết khối đất đắp sau lунг tường nằm ngang và không có ma sát giữa tường và đất trong mọi trường hợp);

$\varphi$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất đắp có cốt;

$e$  - độ lệch tâm của tổng hợp lực, và mọi thay đổi khác như chỉ ra trên hình 7.17.

## 2) Phương pháp dây neo

Bell và cộng sự (1975) và Cục lâm nghiệp Mỹ (Steward và cộng sự, 1977), phương pháp dây neo được áp dụng cho tường chắn gia cường bằng chất tổng hợp địa kỹ thuật và các hệ thống lưới liên kết hàn. Phương pháp này đã được Lee và cộng sự (1973) phát triển, và tổng hợp những nét cơ bản để tính toán tường chắn MSE được gia cường bằng lưới thép. Những mô hình tường chắn thu nhỏ trong phòng thí nghiệm (Bell và cộng sự, 1975), ở đó các mô hình này đã được dùng để kiểm tra thử tính hợp lý của mô hình do Lee và cộng sự đưa ra (1973), và một số thử nghiệm trước đây để kiểm tra những giả thiết tính toán sử dụng cho các mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1 (Steward và cộng sự, 1977; Bell và cộng sự., 1983).

Trong phương pháp dây neo, người ta đã đưa ra giả thiết tính toán ổn định trong cho tường mềm. Do đó, các áp lực đất nằm ngang ở phía sau khối đất có cốt không gây ảnh hưởng đến ứng suất thẳng đứng trong vùng tường có cốt, và một cách đơn giản ứng suất thẳng đứng trong tường được lấy bằng  $\gamma Z$ . Do vậy, phương pháp này được áp dụng cho loại cốt địa kỹ thuật tổng hợp dãy. Phương pháp giả thiết rằng, mọi biến dạng cho phép tạo ra trạng thái ứng suất chủ động. Từ đây, hệ số áp lực ngang của đất,  $k_a$ , được nhân với ứng suất thẳng đứng cho ta ứng suất ngang. Đầu tiên, thông qua hệ số  $k_0$  để tính các loại tường chắn này (Bell và cộng sự., 1975). Bell và cộng sự (1983) còn chỉ ra rằng, phương pháp này có thể dùng cho cả mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1, khi đó chỉ cần thay  $k_0$  bằng  $k_a$ . Hệ số  $k_a$  được xác định bằng giả thiết mái đất đắp nằm ngang và không có ma sát giữa đất và lунг tường chắn ( $\delta = 0^\circ$ ) trong mọi trường hợp, vùng hoạt động (vùng trượt) được xác định bằng mặt trượt phẳng Rankine.

$T_{max}$  được xác định bằng phương trình 7.50 dưới đây:

$$T_{max} = S_V R_C K_a (\gamma Z + S + q) \quad (7.50)$$

Trong đó:  $\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$Z$  - chiều sâu tính từ bề mặt tường chắn đến vị trí từng lớp cốt;

$S$  - chiều dày lớp đất đắp thêm (phụ tải) trên đỉnh tường chắn;

$q$  - ứng suất thẳng đứng do tải trọng giao thông gây ra, và mọi biến số khác được xác định như ở phần trên.

Thực tế phương pháp trọng lực kết hợp, mỗi lớp cốt được tính toán nhằm chống lại ứng suất ngang bên trong vùng gia cường, tính chất này cũng giống như mỗi lớp cốt trong phương pháp dây neo.

### 3) Phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA

Phương pháp độ cứng kết cấu được phát triển như kết quả của một khối lượng lớn những công trình nghiên cứu của FHWA, trong số đó có một số tường chắn MSE tỷ lệ 1:1 đã được thi công và theo dõi. Phương pháp này tương tự như phương pháp dây neo, nhưng hệ số áp lực ngang của đất được xác định như hàm số của độ sâu dưới đỉnh tường, loại cốt, và độ cứng toàn bộ tường chắn, sẽ hay hơn so với việc sử dụng trực tiếp hệ số  $k_a$ . Một khác, vị trí của bề mặt trượt sử dụng giống như phương pháp trọng lực kết hợp (hình 7.18) cho các tường chắn MSE gia cường bằng cốt không kéo dãn. Phương pháp luận tính toán được tổng hợp trong các phương trình 7.51; 7.52; 7.53, và 7.54. Chú ý rằng, do ứng suất và độ bén của cốt thường thay đổi theo độ cứng của toàn bộ tường chắn, nên cần tiến hành một số phép tính lặp để xác định ứng suất kéo lớn nhất của cốt:

$$T_{max} = S_V R_C k_r (\gamma Z + S + q) \quad (7.51)$$

$$k_r = k_a \left[ \Omega_1 \left( 1 + 0,4 \frac{S_r}{47880} \right) \left( 1 - \frac{Z}{6} \right) + \Omega_2 \frac{Z}{6} \right] \quad \text{nếu } Z \leq 6 \text{ m} \quad (7.52)$$

$$k_r = k_a \Omega_2 \quad \text{nếu } Z > 6 \text{ m} \quad (7.53)$$

$$S_r = \frac{EA}{(H/n)} \quad (7.54)$$

Trong đó:  $k_r$  - hệ số áp lực ngang của đất;

$S_r$  - tổng độ cứng của cốt đối với tường chắn (tức là, độ cứng trung bình của cốt trên diện tích bề mặt tường chắn);

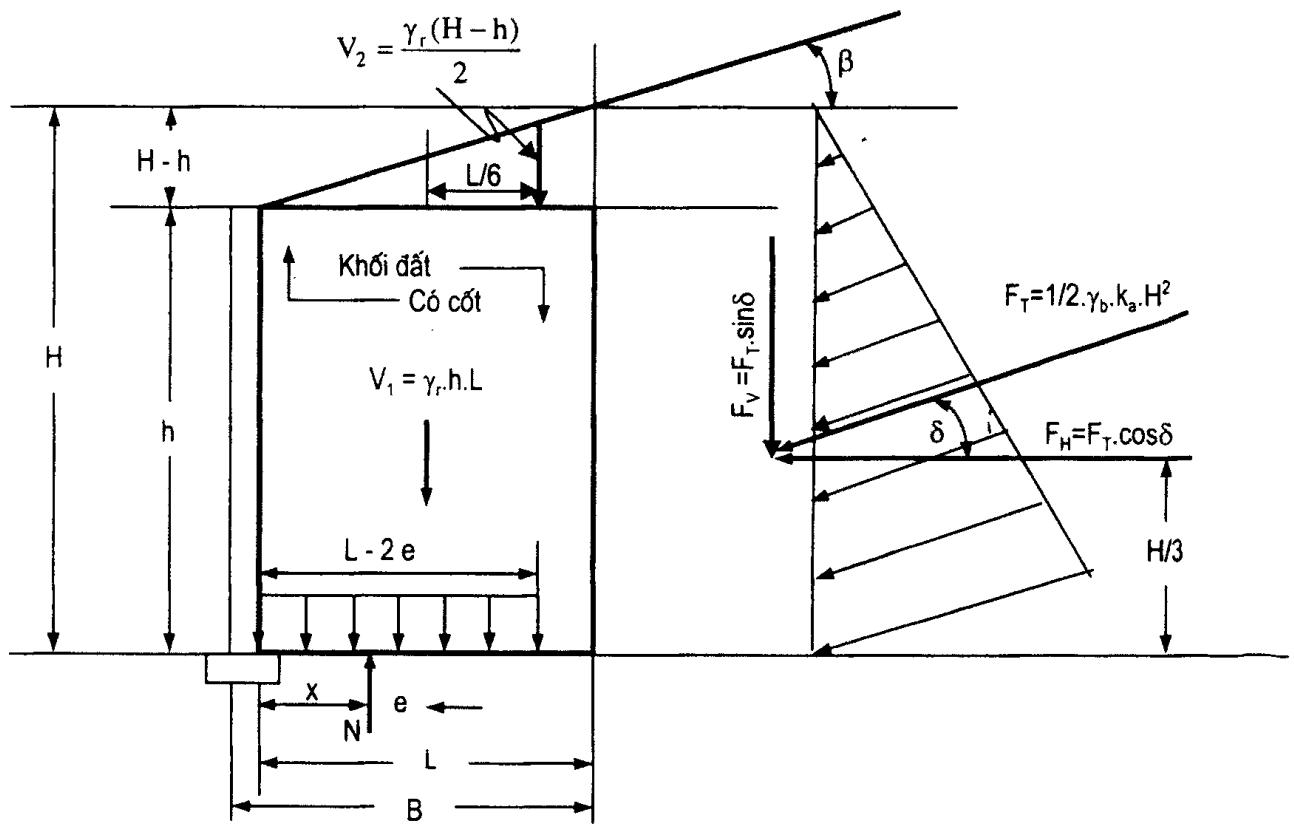
$\Omega_1$  - hệ số không thứ nguyên bằng 1,0 cho các cốt dạng thanh mỏng và dạng lưới, hay bằng 1,5 cho lưới và tấm các sợi hàn;

$\Omega_2$  - hệ số không thứ nguyên bằng 1,0 nếu  $S_r \leq 47.880 \text{ kPa}$  hay bằng  $\Omega_1$  nếu  $S_r \geq 47.880 \text{ kPa}$ ;

$EA$  - mô đun của cốt nhân với diện tích cốt tính bằng đơn vị lực trên một đơn vị chiều rộng của tường chắn;

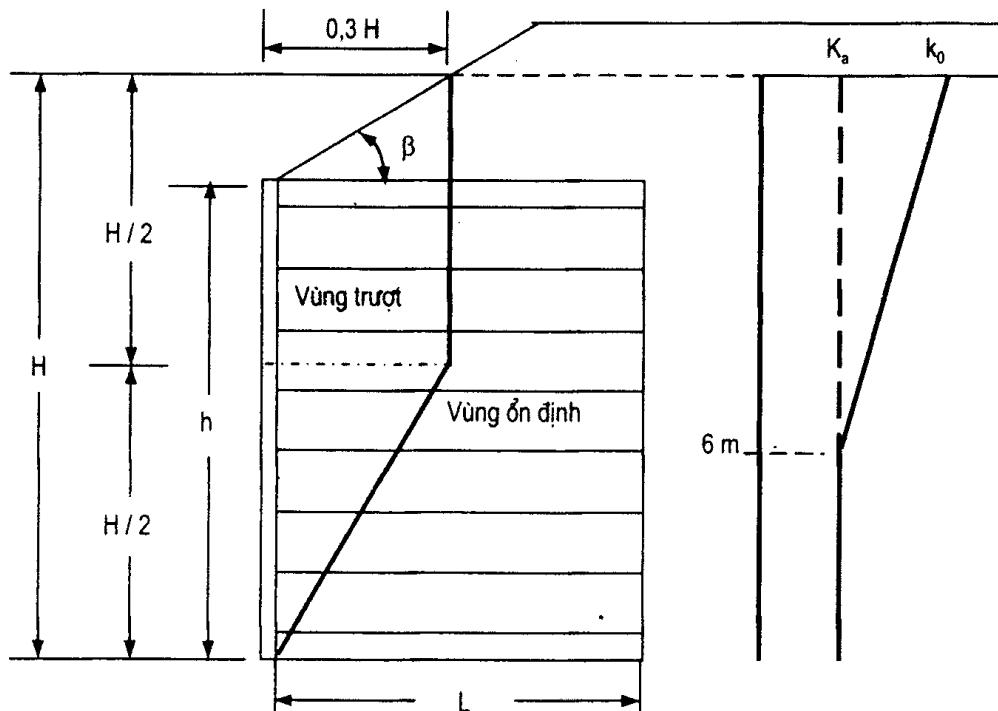
$H/n$  - khoảng cách đứng trung bình của cốt;

$n$  - tổng số các lớp cốt.



Trong đó:  $e$  = độ lệch tâm;  $q$  = tải trọng giao thông;  
 $N$  = tổng hợp lực thẳng đứng  $= (V_1 + V_2)$ .

**Hình 7.17.** Các lực và ứng suất để xác định sự phân bố ứng suất thẳng đứng của Meyerhof (nhận được từ AASHTO, 1999).



**Hình 7.18.** Xác định các hệ số áp lực ngang của đất khi bề mặt phá hoại là phẳng, để tính toán ổn định trong theo phương pháp trọng lực kết hợp (theo AASHTO, 1996).

Phương pháp độ cứng kết cấu dựa trên rất nhiều quan sát các mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1, và chúng chỉ ra rằng, hiện đang tồn tại tương quan chặt chẽ giữa độ cứng và các trị số ứng suất của cốt, đồng thời phương pháp này đã được kiểm tra bằng các thí nghiệm mô hình và mô hình số.

#### 4) *Sự phát triển phương pháp đơn giản hóa*

Sự phát triển phương pháp đơn giản hóa nhằm tập hợp những tinh hoa tốt nhất và đơn giản nhất của những phương pháp khác nhau, sau khi được phép của quy trình kỹ thuật AASHTO, đã gộp chúng lại thành một phương pháp. Ví dụ, một điều mong muốn là làm sao tính toán được những khác nhau giữa các loại cốt khác nhau và tổng độ cứng tiêu biểu của chúng, nhằm đơn giản hóa việc tính toán và loại bỏ cách tính lặp nhiều lần mật độ cốt, mà vẫn đảm bảo xác định chính xác ứng suất và khả năng chịu tải của cốt thích hợp cho tường chắn. Mặt khác, phương pháp trọng lực kết hợp chưa đưa ra cách tính cho những loại cốt khác nhau, từ đó có thể sử dụng trực tiếp  $k_a$  và  $k_r$  trong phương pháp này để tính những ứng suất của một loại cốt nào đó. Cần phải có một phương pháp, mà phương pháp đó sớm đưa ra cách lựa chọn các loại cốt thích hợp cho một tường chắn MSE mới. Chính vì vậy, mục đích của phương pháp này là đưa ra một đường cong  $k_r / k_a$  đơn giản cho từng loại cốt riêng biệt. Chú ý rằng, khái niệm sử dụng tỷ số  $k_r / k_a$  để xác định ứng suất bên trong của hệ thống tường chắn MSE không có gì mới so với phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA, ví dụ, Schlosser (1978) là người đầu tiên đã đưa ra một tóm tắt những ứng suất của cốt trong tường chắn MSE theo phương pháp tỷ số  $k_r / k_a$  này để thiết lập quy trình thiết kế tường chắn đất có cốt (xem hình 7.16).

Một bước quan trọng về sự phát triển của phương pháp đơn giản là đưa ra được những số liệu tường chắn MSE tỷ lệ 1:1 hợp lý, đồng thời phương pháp đã giới thiệu những chi tiết của các số đo tường chắn MSE.

Phương pháp luận cho phương pháp đơn giản giống với phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA và phương pháp dây neo. Phương trình 7.51 có thể sử dụng để xác định  $T_{max}$ , ngoài ra, tỷ số  $k_r / k_a$  được xác định trực tiếp từ hình 7.16 sẽ tốt hơn so với các phương trình 7.51; 7.52 và 7.53 đã trình bày trên đây.

#### *Bước 8. Tính ổn định trong có chú ý tới phá hoại nhổ của cốt*

Ôn định trong có chú ý tới nhổ của cốt cần thoả mãn tiêu chuẩn an toàn sau:

$$T_{max} \leq \frac{1}{FS_{PO}} (F^* \cdot \gamma Z \cdot L_e C \cdot R_C \cdot \alpha) \quad (7.55)$$

Trong đó:  $FS_{PO}$  - hệ số an toàn kháng nhổ  $\geq 1,5$ ;

$T_{max}$  - lực kéo lớn nhất của cốt;

$C$  - 2 cho cốt dạng thanh mỏng, lưới, và tấm;

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh tỷ lệ;

$F^*$  - hệ số kháng nhổ,  $F^* = (2/3$  đến  $4/5) \operatorname{tg}\phi$ ;

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

Z - độ sâu so với đỉnh tường chắn;

( $\gamma Z$  - áp lực tầng phủ, bao gồm tải trọng ngoài phân bố đều, không tính tải trọng giao thông);

$L_e$  - chiều dài của cốt trong vùng ổn định (tức là, nằm ngoài mặt trượt tiềm ẩn);

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh hiệu quả tỷ lệ ( $\alpha = 1,0$  được xác định trên lưới địa kỹ thuật bằng thí nghiệm trong phòng);

$R_c$  - % che phủ của cốt (có thể thay đổi từ 100 % đến 71 %).

Thật vậy, chiều dài neo yêu cầu trong vùng kháng trượt (tức là, ngoài mặt trượt tiềm ẩn) có thể được xác định:

$$L_e \geq \frac{1.5 T_{\max}}{C F^* \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq 1 \text{ m} \quad (7.56)$$

Chú ý rằng, không bao gồm tải trọng giao thông và các tải trọng động khác cho tính toán nhỏ như chỉ ra trên hình 7.15.

Nếu tiêu chuẩn không an toàn cho tất cả các loại cốt, thì phải tăng chiều dài cốt hay phải sử dụng cốt có độ bền kháng nhổ trên một đơn vị chiều rộng lớn hơn, hoặc có thể giảm khoảng cách đứng giữa các lớp cốt để giảm  $T_{\max}$ .

Tổng chiều dài của cốt,  $L$ , đủ để ổn định trong được tính:

$$L = L_a + L_e \quad (7.57)$$

Trong đó:  $L_a$  nhận được từ hình 7.20 cho kết cấu đơn giản không chịu tác dụng của tải trọng ngoài như mó cầu. Dựa trên hình vẽ này, có thể nhận được các tương quan đối với  $L_a$  dưới đây:

a) Đối với tường chắn MSE có cốt kéo dãn, bề mặt tường chắn thẳng đứng và đất đắp trên đỉnh tường nằm ngang:

$$L_a = (H - Z) \operatorname{tg}(45^\circ - \phi / 2) \quad (7.58)$$

Trong đó:  $Z$  = độ sâu tính đến vị trí đặt cốt so với đỉnh tường.

b) Đối với tường chắn MSE có cốt không kéo dãn, bề mặt tường chắn thẳng đứng và đất đắp trên đỉnh tường nằm ngang:

\* Từ đáy lên đến  $H/2$ :

$$L_a = 0,6(H - Z) \quad (7.59)$$

\* Đối với nửa trên cùng của tường chắn có cốt không kéo dãn:

$$L_a = 0,3H \quad (7.60)$$

Để giảm nhẹ cho công tác thi công, nên chọn chiều dài cốt đồng đều trên cơ sở chiều dài yêu cầu lớn nhất. Tuy nhiên, nếu ổn định trong được kiểm tra, thì chiều dài cốt có thể thay đổi từ đáy, và trên cơ sở tổng hợp những yêu cầu ổn định ngoài và ổn định trong cần tăng chiều dài cốt theo chiều cao của tường cho tới chiều dài yêu cầu tối đa.

Khoảng cách đứng giữa các lớp cốt được xác định như sau:

$$\sigma_H \cdot S_V = \frac{T_a}{FS} \quad (7.61)$$

$$S_V = \frac{T_a}{\sigma_H \cdot (FS)} \quad (7.62)$$

Trong đó:  $\sigma_H$  - tổng áp lực ngang tại độ sâu nghiên cứu;

$T_a$  - ứng suất cho phép trong cốt (đôi khi lấy bằng 1/3 độ bền kéo,  $T_a = T_k / 3$ );

FS - hệ số an toàn (lấy bằng 1,3 đến 1,5).

### 7.8.3. Tính toán ổn định ngoài và trong của các tường chắn đất đắp nằm nghiêng và có tải trọng giao thông

Các bước tính toán cho tường chắn MSE có mái dốc đất đắp nghiêng (xem hình 7.19) là:

**Bước 1.** Tính toán các tải trọng:

$$F_T = 1/2 K_{af(\phi,\beta)} \gamma_f H^2 \quad (7.63)$$

Trong đó:

$$H = h + L \tan \beta \quad (7.64)$$

**Bước 2.** Tính toán độ lệch tâm,  $e$ , của phản lực tại đáy tường, bằng tổng các moment của khối lượng tiết diện đất có cốt quanh đường trực của tường chắn. Chú ý rằng,  $N$  trong hình 7.19 bằng tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên khối đất đắp có cốt, điều kiện này được viết:

$$e = \frac{F_T (\cos \delta) H / 3 - F_T (\sin \delta) L / 2 - V_2 (L / 6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta} \quad (7.65)$$

**Bước 3.** Độ lệch tâm phải nhỏ hơn  $L/6$  cho đất, hay nhỏ hơn  $L/4$  cho đá. Nếu  $e$  có giá trị lớn hơn những trị số này, thì phải kéo dài cốt:

**Bước 4.** Tính toán ứng suất thẳng đứng phân bố đều tương đương trên đáy tường,  $\sigma_v$ :

$$\sigma_v = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2 - F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.66)$$

Meyerhof là người đầu tiên đưa ra phương pháp này. Ông giả thiết rằng, tổng hợp lực nén lệch tâm do phân bố lại áp lực đồng đều trên diện tích giảm thiểu tại đáy tường chắn. Diện tích này được xác định bằng chiều rộng của tường chắn trừ đi hai lần độ lệch tâm, như chỉ ra trên hình 7.19.

**Bước 5.** Kể thêm ảnh hưởng của phụ tải và tải trọng tập trung,  $\sigma_v$ :

**Bước 6.** Tính toán ổn định trượt:

Việc kiểm tra tính toán đầu tiên có chú ý đến trượt tại đáy, đó là chiều sâu tối hạn:

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1,5 \quad (7.67)$$

Trong đó:  $P_R$  - lực kháng trượt trên một đơn vị chiều dài tường chắn:

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \delta) \cdot \mu \quad (7.68)$$

ở đây:  $\mu = \min[\tan \varphi_f, \tan \varphi_r]$ , hay (đối với cốt liên tục)  $\tan \varphi$

Tác dụng của tải trọng ngoài lên khối MSE sẽ làm tăng sức kháng trượt, vậy chỉ nên tính đến nó nếu đó là tải trọng tác dụng lâu dài. Ví dụ, tải trọng giao thông động phải loại bỏ.

$P_d$  = lực đẩy (lực gây trượt):

$$P_d = F_H = F_T \cos \delta \quad (7.69)$$

**Bước 7. Tính toán ổn định lật:**

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 2,0 \quad (7.70)$$

Trong đó:  $\sum M_R = V_1(L/2) + V_2(2/3L) + F_T \sin \delta \cdot L$ .  $L$  = tổng moment kháng lật;

$$\sum M_O = F_T \cos \delta \cdot (h/3) = \text{tổng moment gây lật.}$$

**Bước 8. Tính toán phá hoại khả năng chịu tải:**

Hiện đang tồn tại hai kiểu phá hoại khả năng chịu tải, đó là trượt tổng thể và phá hoại cục bộ:

a) *Trượt tổng thể*:

Để trình bày sự phá hoại khả năng chịu tải, cần tính ứng suất thẳng đứng theo sự phân bố kiểu Meyerhof, như đã mô tả trong phần 7.8.2 ở trên, và nó không được vượt quá khả năng chịu tải cho phép của đất nền. Hệ số an toàn về khả năng chịu tải nên lấy bằng 2,5 ứng với tải trọng nhóm I:

$$\sigma_V \leq q_a = \frac{q_{th}}{FS} \quad (7.71)$$

Có thể dùng trị số FS nhỏ hơn, nếu như chứng minh được bằng phân tích địa kỹ thuật trị số độ lún tính toán nằm trong giới hạn cho phép.

Những bước tính toán cho tường chắn có đinh tường dốc nghiêng như sau:

- Sau khi có được độ lệch tâm,  $e$ , của tổng hợp lực tại đáy tường chắn. Nhớ rằng, nếu độ lệch tâm,  $e > L/6$ , thì cần phải tăng chiều dài cốt.

- Xác định ứng suất thẳng đứng,  $\sigma_V$ , tại đáy tường chắn theo sự phân bố kiểu Meyerhof:

$$\sigma_V = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.72)$$

- Xác định khả năng chịu tải tối đa,  $q_{th}$ , theo phương pháp cơ học đất cổ điển, ví dụ, chân tường nằm ngang và không xét tới ảnh hưởng của nước dưới đất, ta có:

$$q_{th} = C_f N_c + q N_q + 0,5(L) \gamma_f N_f \quad (7.73)$$

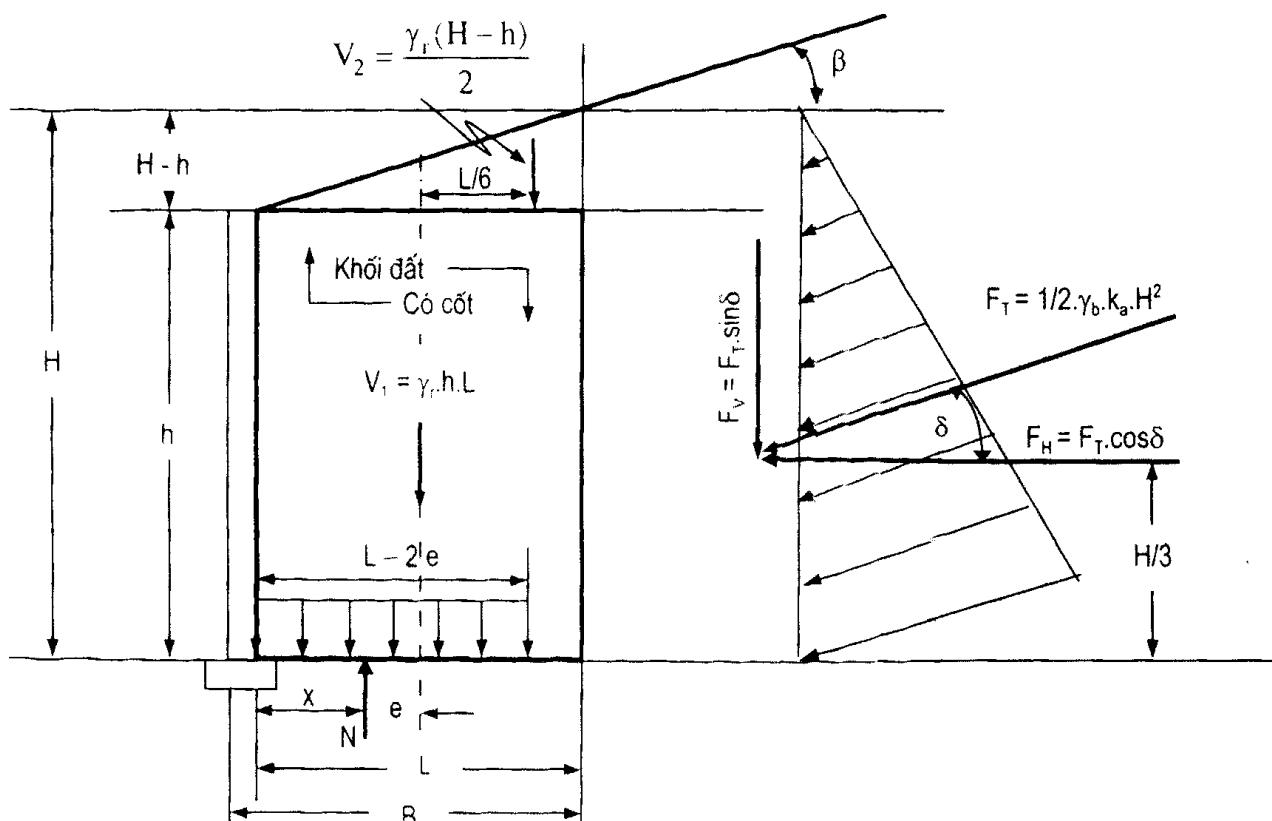
Trong đó:  $C_f$  và  $\gamma_f$  - lực dính và trọng lượng đơn vị của đất nền, tương ứng;

$q = \gamma D$  - phụ tải tác dụng trên bề mặt đất;

$N_c$ ,  $N_q$  và  $N_f$  - các hệ số khả năng chịu tải không thử nguyên (xem bảng 7.1).

- Kiểm tra điều kiện:

$$\sigma_v \leq q_a = q_{th} / FS \quad (7.74)$$



Phương trình của Coulomb (trạng thái tĩnh):

$$k_{af} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Trong đó:  $\beta$  - góc nghiêng đỉnh tường chắn;

$\alpha$  - góc nghiêng của bề mặt tường chắn;

$\delta$  - góc ma sát giữa mặt sau tường chắn và đất đắp;

$\varphi$  - góc ma sát trong dựa trên phân tích tổng ứng suất.

Chú ý: Đối với những cầu kiện bảo vệ bề mặt tường chắn thường đổi dày (ví dụ, những khối bê tông), thì có thể kể đến kích thước và trọng lượng của chúng trong tính toán trượt và lật (tức là, phải lấy "B" thay cho "L").

Hình 7.19. Tính toán ứng suất thẳng đứng  $\sigma_v$  tại bề mặt nền.

b) Trượt cục bộ:

Để biểu diễn những chuyển vị ngang lớn nhất của kết cấu trên đất dính yếu :

$$\gamma H \leq 3C \quad (7.75)$$

Nếu như các điều kiện tương ứng không đạt được yêu cầu, thì cần tiến hành cải tạo nền đất.

**Bước 9. Đánh giá ổn định trong:**

Phương pháp phân tích ổn định trong ở trường hợp này như đã trình bày trong phần 7.8.2 (tường chắn có đinh tường nằm ngang).

**Chú ý:** Đối với những tường có bề mặt nghiêng một góc bằng hay lớn hơn  $10^0$  so với phương đứng, có:

$$Tg(\psi - \varphi) = \frac{-tg(\varphi - \beta) + \sqrt{tg(\varphi - \beta)[tg(\varphi - \beta) + cot(\varphi + \beta - 90^0)][1 + tg(\delta + 90 - \theta)cot(\varphi + \theta - 90)]}}{1 + tg(\delta + 90 - \theta)[tg(\varphi - \beta) + cot(\varphi + \theta - 90)]}$$

với  $\delta = \beta$  (7.76)

### Ví dụ 7.1. Phương pháp tính thủ công

Hãy thiết kế một tường chắn vải địa kỹ thuật cao 7 m để mang được tải trọng tĩnh quy đổi của kho chứa bằng  $20 \text{ kN/m}^2$  (xem hình 7.21). Tường chắn được đắp bằng đất dạng hạt có các tính chất:  $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^0$ ;  $C = 0 \text{ kPa}$ . Dự định dùng vải địa kỹ thuật dạng tấm dệt hở lỗ có độ bền kéo kẹp,  $T_s$ , bằng  $60 \text{ kN/m}$  để sử dụng trong công trình này.

Giả thiết,  $H = 7 \text{ m}$ ;  $B = L = 0,7 \text{ m}$ ;  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ .

*Bài giải:*

#### 1.Tính toán ổn định ngoài - điều kiện tĩnh

$$H = 7 \text{ m}$$

$$B = L = 5 \text{ m} [\text{giả thiết, } L \geq 0,7 \text{ m} = 0,7 (7 \text{ m}) = 5 \text{ m}].$$

##### 1.1. Tính các tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r H L = (19,6)(7)(5,0) = 686 \text{ kN / m}$$

$$V_2 = qL = (20)(5) = 100 \text{ kN / m}$$

$$N = \sum V = V_1 + V_2 = 686 + 100 = 786 \text{ kN / m}$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_b H^2 k_a = (0,5)(19,6)(7)^2 (0,333) \approx 160 \text{ kN / m}$$

$$F_2 = qHk_a = (20)(7)(0,333) \approx 47 \text{ kN / m}$$

##### 1.2. Tính các moment:

+ Moment gây lật,  $M_0$ :

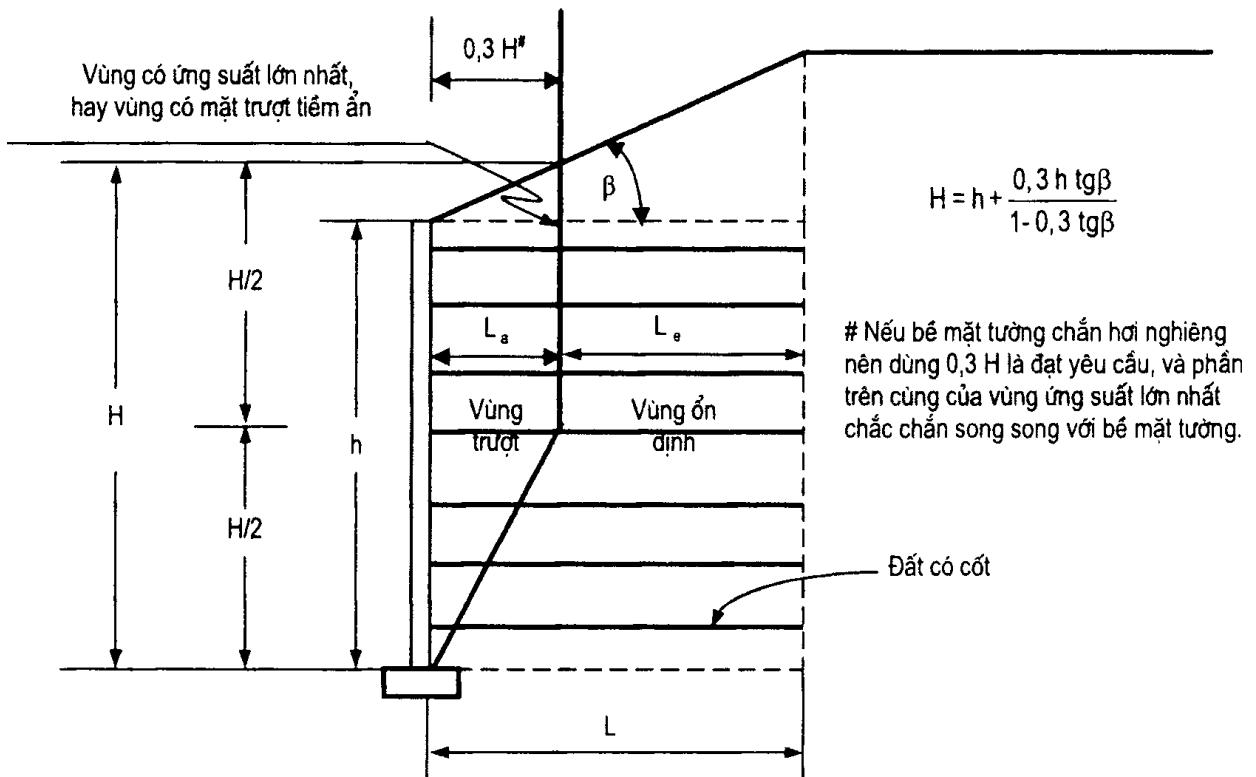
$$M_0 = F_1(H/3) + F_2(H/2) = (160)(7/3) + (47)(7/2) \approx 538 \text{ kN.m / m}$$

+ Moment kháng lật,  $M_R$ :

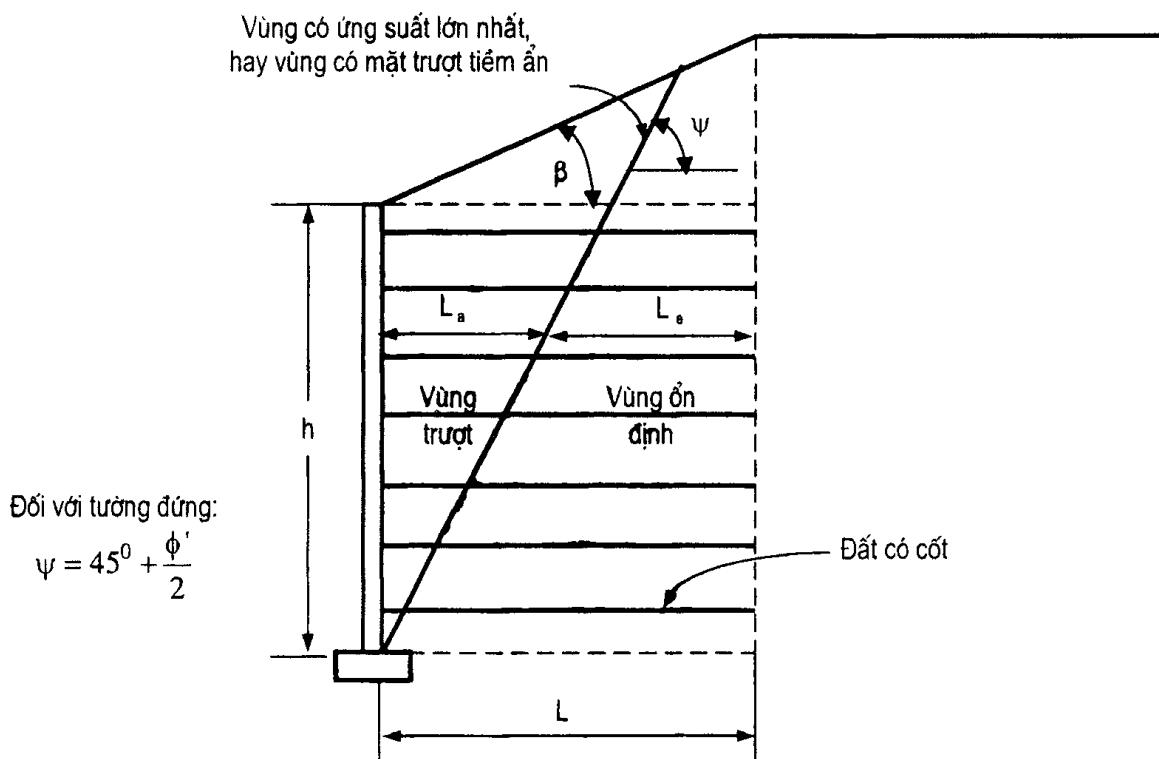
$$M_R = V_1(L/2) = (686)(5/2) \approx 1715 \text{ kN.m / m}$$

Bảng 7.1. Các hệ số khả năng chịu tải

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,90
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88	-	-	-	-



(a) Các loại cốt không co dãn được



(b) Các loại cốt co dãn được

**Hình 7.20.** Vị trí bê mặt trượt tiềm ẩn để tính toán ổn định trong của các tường chắn MSE

+ Moment kháng lật dùng trong tính toán khả năng chịu tải,  $M_{RRP}$ :

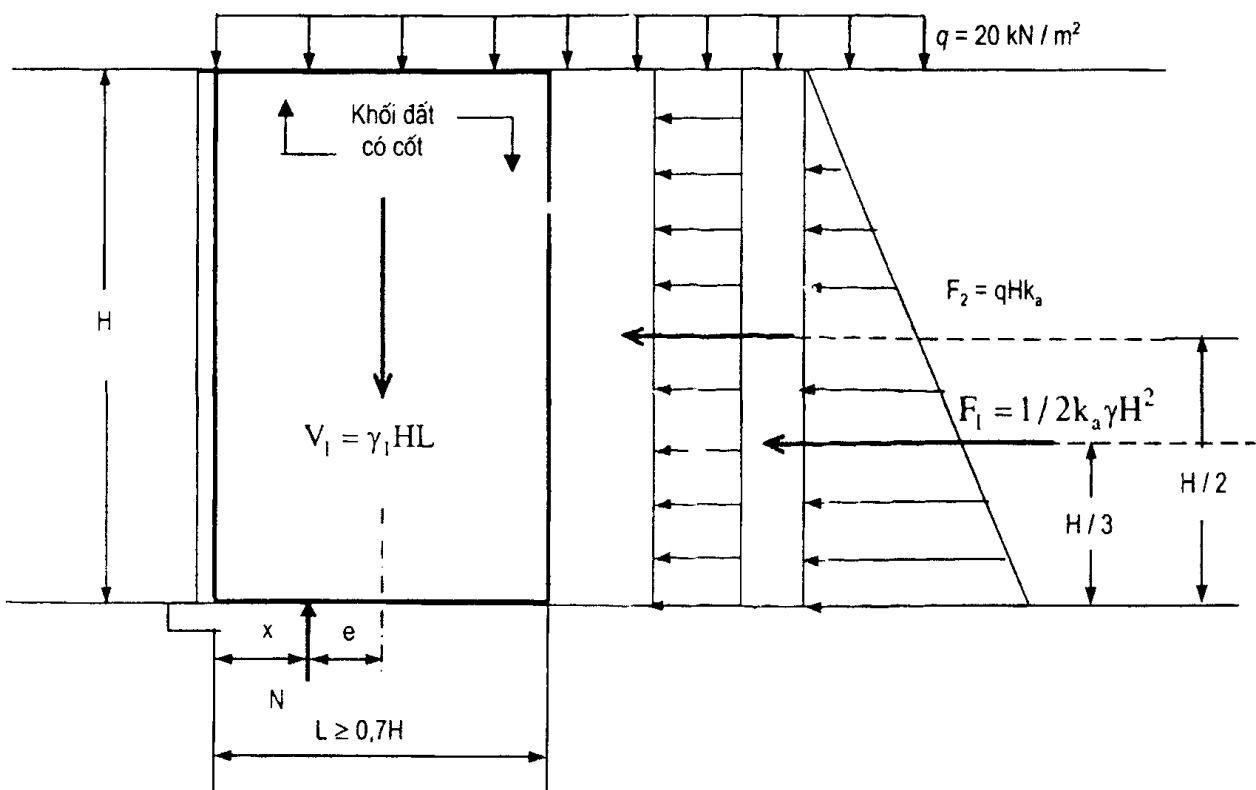
$$M_{RBP} = V_1(L/2) + V_2(L/2) = (686(5/2)) + (100)(5/2) \approx 1965 \text{ kN.m / m}$$

+ Bây giờ, để tính hệ số an toàn lật chúng ta cần lấy moment xung quanh điểm chân tường chắn,  $FS_{ov}$ :

$$FS_{ov} = \sum \frac{M_R}{M_O} = \sum \frac{1715}{538} \approx 3,2 > 3,0 - \text{đạt yêu cầu}$$

+ Đối với trượt, để tính hệ số an toàn kháng trượt,  $FS_{SL}$ , chúng ta dùng biểu thức sau:

$$FS_{SL} = \sum \frac{V_i \tan(C_i \cdot \phi_r)}{(F_1 + F_2)} = \sum \frac{686 \tan(0,8 \times 34^0)}{160 + 47} \approx 1,7 > 1,5 - \text{đạt yêu cầu}$$



Các tính chất đất:

1) Đất có cốt:  $\gamma_r = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_r = 34^0$ ;  $C_r = 0 \text{ kN/m}^2$

2) Đất đắp cần bảo vệ:  $\gamma_b = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_b = 30^0$ ;  $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$

3) Đất nền:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_f = 30^0$ ;  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$

$$K_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$K_r = \tan^2(45 - 34/2) = 0,28$$

$$H = 7 \text{ m}; B = L = 5 \text{ m}; q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Hình 7.21.

3) Khả năng chịu tải lớn nhất:

$$L / 6 = 5 / 6 \approx 0,833 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{(M_{RBP} - M_0)}{V_1 + V_2} = \frac{5}{2} - \frac{1965 - 538}{686 + 100}$$

$$= 0,68 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 0,833 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu}$$

$$L' = L - 2e = 5 - 2(0,68) = 3,64 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + qL}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L'} \quad (\text{AASHTO 97})$$

$$\sigma_v = \frac{686 + 100}{3,64} \approx 2,16 \text{ kN/m}^2$$

Khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{th}$  được tính như sau:

$$q_{th} = C_f N_C + 0,5(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$

Với  $\phi_f = 30^\circ$ , và  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$ ; tra bảng 7.1, ta nhận được hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên của đất nền là,  $N_\gamma = 22,40$ . Vậy chúng ta tính được:

$$q_{th} = 0,5 L' \gamma_f N_\gamma = (0,5)(3,64)(19,6)(22,4) \approx 799 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow FS = \frac{q_{th}}{\sigma_v} = \frac{799}{216} \approx 3,70 > 2,5 - \text{đạt yêu cầu}$$

2. Tính toán ổn định trong - điều kiện tĩnh

2.1. Xác định áp lực ngang như hàm số của độ sâu, Z:

$$k_{ar} = \tan^2(45^\circ - \phi / 2) = \tan^2(45^\circ - 34^\circ / 2) \approx 0,28$$

$\sigma_H = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} = \text{tổng áp lực ngang tại độ sâu nghiên cứu}$

$$\sigma_H = k_{ar} \gamma Z + k_{ar} q = 0,28 (19,6) (Z) + 0,28 (20)$$

$$\sigma_H = 5,5 (Z) + 5,6$$

và, độ bền kéo kẹp cho phép của vải địa kỹ thuật,  $T_a$ , được tính:

$$T_a = \frac{1}{3} T_s = \frac{1}{3} 60 = 20 \text{ kN/m.}$$

2.2. Xác định khoảng cách đứng,  $S_v$ :

\* Tại  $Z = 7 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_H (FS)} = \frac{T_a}{[(K_{ar} \gamma Z + K_{ar} q)] (FS)}$$

$$S_v = \frac{20}{[5,5(7) + 5,6](1,5)} \approx 0,30 \text{ m} - \text{chọn } 0,3 \text{ m.}$$

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(6) + 5,6](1,5)} \approx 0,34 \text{ m} - \text{chọn } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(5) + 5,6](1,5)} \approx 0,40 \text{ m} - \text{không chấp nhận, giữ nguyên ở } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

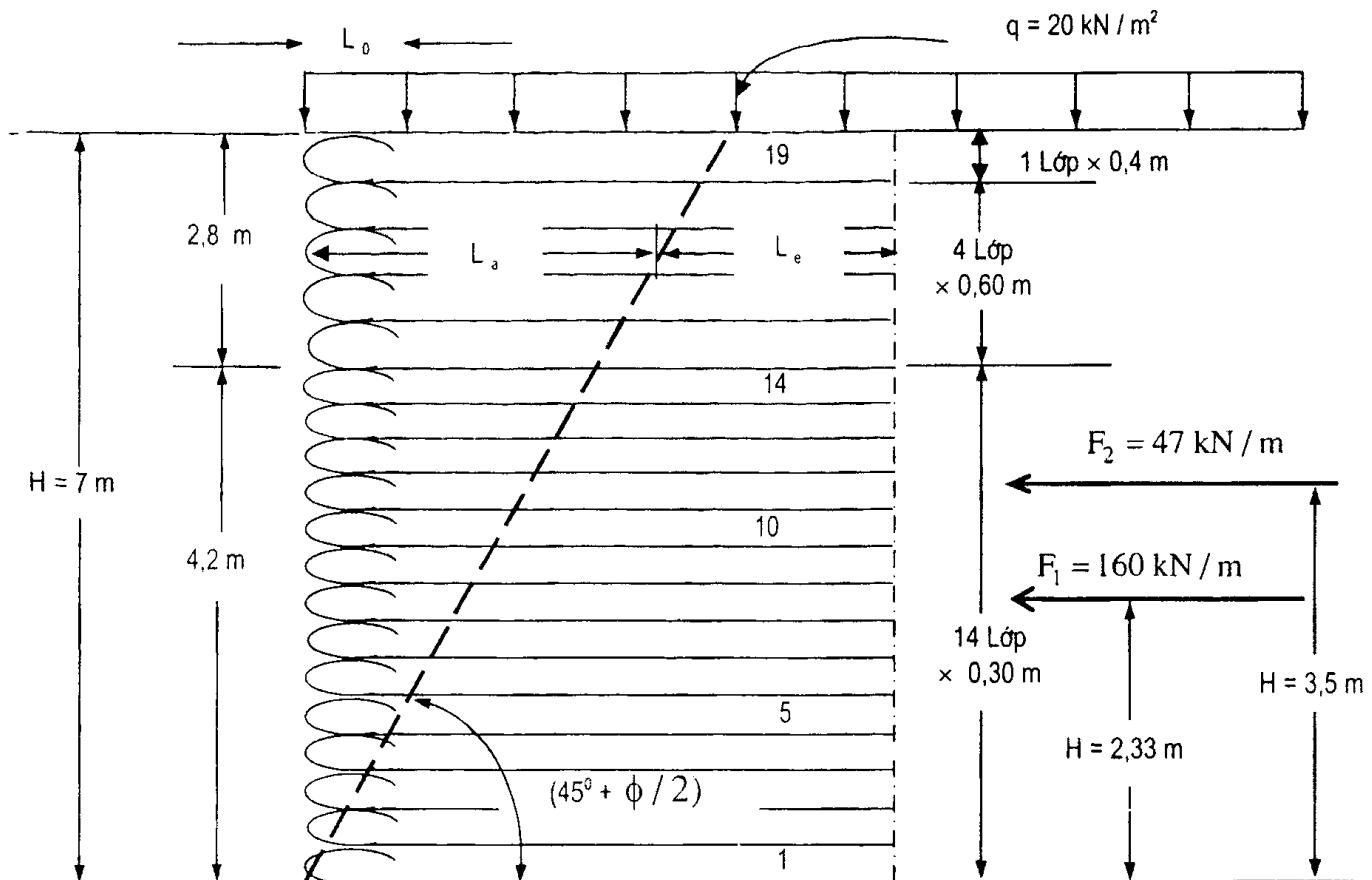
$$S_V = \frac{20}{[5,5(4) + 5,6](1,5)} \approx 0,48 \text{ m} - \text{không chấp nhận, giữ nguyên } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 3 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(3) + 5,6](1,5)} \approx 0,60 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu, mở ra khoảng cách } 0,6 \text{ m, và bố trí} \\ \text{khoảng cách } 0,6 \text{ m cho phần đỉnh tường.}$$

Thật vậy, các lớp vải địa kỹ thuật được bố trí như trên hình 7.22.

2.3. Xác định chiều dài vải địa kỹ thuật,  $L_e$ , với  $\delta = 0,8$  ( $34^\circ$ ) =  $27,2^\circ$  (xem bảng 7.2):



Không theo tỷ lệ

Hình 7.22.

Chú ý, theo điều kiện phá hoại của Rankine,  $L_e$  được xác định theo phương trình sau:

$$S_v \cdot \sigma_H \cdot (FS) = 2 \cdot \tau \cdot L_e = 2(C_a + \sigma_v \cdot \operatorname{tg}\delta) L_e$$

$$\Rightarrow L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{2(C_a + \sigma_v \cdot \operatorname{tg}\delta)} = \frac{S_v [(5,5)(Z) + 5,6](1,5)}{2[0 + (19,6)(Z) \operatorname{tg} 27,2^\circ]}$$

$$L_e = \frac{S_v [(5,5)(Z) + 5,6](1,5)}{20(Z)}$$

và,

$$L_a = (H - Z) \operatorname{tg}(45 - \phi / 2) = (7 - Z) \operatorname{tg}(45 - 34 / 2)$$

$$L_a = (7 - Z) (0.532)$$

2.4. Kiểm tra chiều dài vải địa kỹ thuật gấp lại,  $L_0$ , không được nhỏ hơn 1 m và được tính theo phương trình sau:

$$L_0 = \frac{S_v \cdot (1/2) \sigma_H \cdot (FS)}{2(C + \gamma Z \operatorname{tg}\delta)} = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{4(0 + 19,6 \cdot Z \cdot \operatorname{tg} 27,2^\circ)}$$

Trị số này lớn nhất ở lớp trên cùng tại độ sâu  $Z = 0,40$  m:

$$L_0 = \frac{0,40 [(8,62)(0,40) + 8,8](1,30)}{4(19,6)(0,40)(0,514)} = 0,395 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu, và nên chọn } 1,0 \text{ m.}$$

Các bước tính toán cuối cùng được tổng hợp trong bảng 7.2.

**Bảng 7.2. Tổng hợp các kết quả tính toán tường chắn đất có cốt vải địa kỹ thuật**

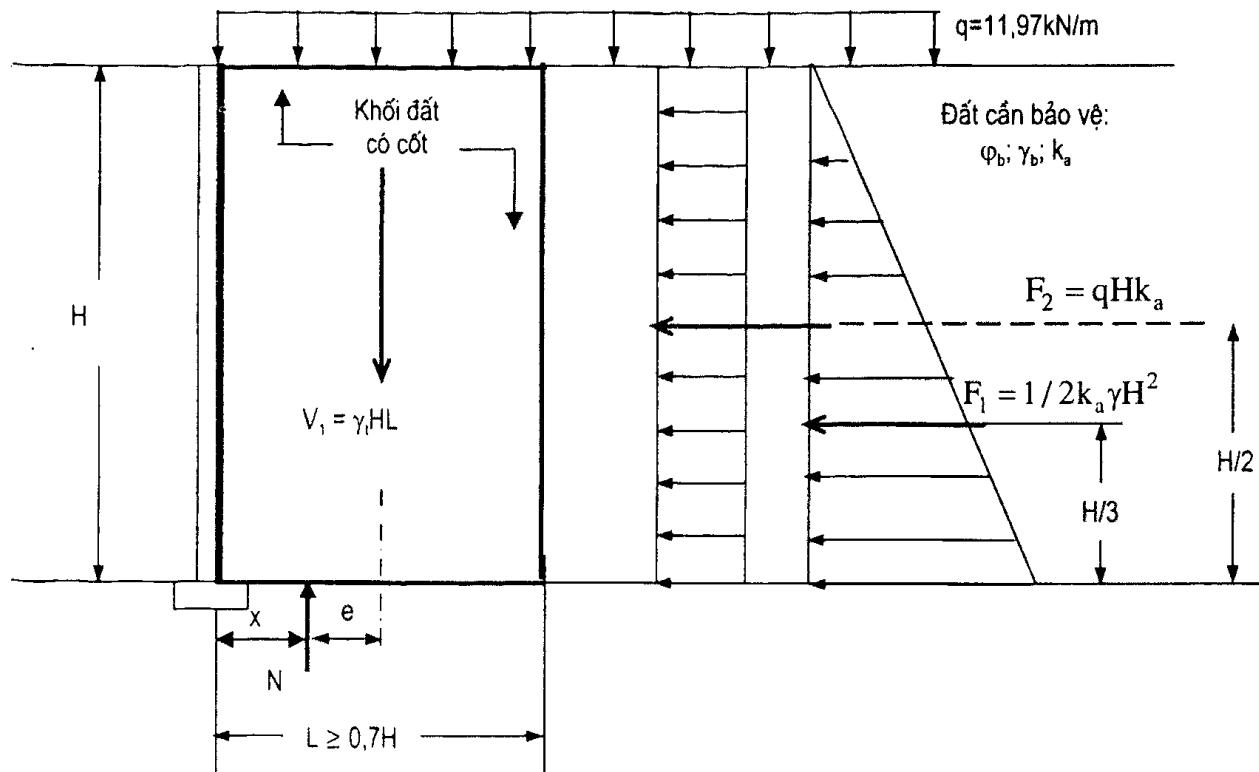
Lớp vải địa kỹ thuật, No.	Độ sâu, $Z$ , (m)	Khoảng cách đứng, $S_v$ (m)	$L_e$ (m)	$L_{e(\min)}$ (m)	$L_a$ (m)	$L = L_a + L_e$ (m)		
19	0,40	0,40	0,59	1	3,51	4,10	chọn	5
18	1,00	0,60	0,50	1	3,20	3,70	chọn	5
17	1,60	0,60	0,40	1	2,87	3,27	chọn	5
16	2,20	0,60	0,36	1	2,55	2,91	chọn	5
15	2,80	0,60	0,34	1	2,23	2,57	chọn	5
14	3,10	0,30	0,16	1	2,07	2,23	chọn	5
13	3,40	0,30	0,16	1	1,92	2,08	chọn	5
12	3,70	0,30	0,16	1	1,76	1,92	chọn	5
11	4,00	0,30	0,16	1	1,60	1,76	chọn	5
10	4,30	0,30	0,15	1	1,44	1,59	chọn	5
9	4,60	0,30	0,15	1	1,28	1,43	chọn	5
8	4,90	0,30	0,15	1	1,12	1,27	chọn	5

Bảng 7.2. (tiếp theo)

Lớp vải địa kỹ thuật, No.	Độ sâu, $Z$ , (m)	Khoảng cách đứng, $S_v$ (m)	$L_e$ (m)	$L_{e(min)}$ (m)	$L_a$ (m)	$L = L_a + L_e$ (m)	
7	5,20	0,30	0,15	1	0,96	1,16	chọn 5
6	5,50	0,30	0,15	1	0,80	0,95	chọn 5
5	5,80	0,30	0,15	1	0,64	0,79	chọn 5
4	6,10	0,30	0,14	1	0,48	0,62	chọn 5
3	6,40	0,30	0,14	1	0,32	0,46	chọn 5
2	6,70	0,30	0,14	1	0,16	0,30	chọn 5
1	7,00	0,30	0,14	1	0,00	0,14	chọn 5

Ví dụ 7.2.

Một tường chắn đất ổn định cơ học như chỉ ra trên hình 7.23, cho  $H = 9$  m, chiều rộng của tường chắn MSE,  $B = L = 7,5$  m, và có mái đất đắp nằm ngang,  $\beta = 0^0$ , tải trọng giao thông,  $q = 11,97 \text{ kN/m}^2$ . Giả thiết, đất sau lưng tường chắn MSE là cát sạch có góc ma sát trong,  $\phi_b = 30^0$ , tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_b = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , và không có ma sát giữa lưng tường chắn MSE với đất đắp phía sau (tức là,  $\delta = 0$ ); còn đất có cốt có tổng trọng lượng



Hình 7.23. Phương pháp tính toán tĩnh cho tường chắn ổn định cơ học

có mái dốc đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông

(Cập nhật từ các tiêu chuẩn kỹ thuật ngành Cầu - Đường cao tốc, AASHTO 1996).

đơn vị,  $\gamma_r = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , góc ma sát trong,  $\varphi_r = 34^\circ$ , và lực dính,  $C_r = 0 \text{ kPa}$ . Đất nền có tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi_f = 30^\circ$ , và lực dính,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ .

Cường độ kháng nhổ cho phép của cốt địa kỹ thuật tổng hợp là,  $T_a = 30 \text{ kN/m}$ .

Hãy tính hệ số an toàn đối với trượt, lật và khả năng chịu tải cho điều kiện tĩnh?

*Bài giải:*

## A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

Một tường chắn MSE có mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 7.23.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những tham số hình học của tường chắn MSE là:

$$H = 9 \text{ m}; B = L = 7,5 \text{ m} \text{ (giả thiết, } L \geq 0,7 H\text{)}.$$

1.1. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r H L = (19,6 \text{ kN/m}^3)(9 \text{ m})(7,5 \text{ m}) = 1323 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = qL = (11,97 \text{ kN/m}^2)(7,5 \text{ m}) = 89,78 \text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = 1323 + 89,78 \text{ kN/m} = 1412,78 \text{ kN/m.}$$

$$F_l = 1/2 \gamma_b H^2 k_a$$

$$\text{Trong đó: } k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,333$$

Thật vậy,

$$F_l = 1/2(19,6)(9)^2(0,333) = 264,34 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = k_a q H = (0,333)(11,97)(9) = 35,87 \text{ kN/m}$$

1.2. Xác định các moment:

- Moment lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_l(H/3) + F_2(H/2)$$

$$M_0 = (264,335 \text{ kN/m})(9 \text{ m}/3) + (35,87 \text{ kN/m})(9 \text{ m}/2) \approx 954,44 \text{ kN.m/m.}$$

- Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$M_R = V_1(L/2)$$

$$M_R = (1323 \text{ kN/m})(7,5 \text{ m}/2) \approx 4961,25 \text{ kN.m/m}$$

- Moment kháng lật để tính khả năng chịu tải,  $M_{RRP}$ :

$$M_{RRP} = V_1(L/2) + V_2(L/2)$$

$$M_{RRP} = (1323 \text{ kN/m})(7,5 \text{ m}/2) + (89,78 \text{ kN/m})(7,5 \text{ m}/2) \approx 5298 \text{ kN.m/m}$$

### 1.3. Xác định các hệ số an toàn, FS

a) Phân tích ổn định trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \varphi_b}{F_1 + F_2} = \frac{1323 \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 30^\circ)}{264,34 \text{ kN/m} + 35,87 \text{ kN/m}}$$

$\approx 2,54 > 1,5$  - hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.

b) Phân tích ổn lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_1(H/3) + F_2(H/2)} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{4961,25}{954,00} \approx 5,2 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

### 1.4. Xác định áp lực thăng đứng lớn nhất, $\sigma_{V(max)}$ :

$$\sigma_{V(max)} = \frac{\sum_i^n V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e}$$

Trong đó:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{N} = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{V_1 + V_2} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{7,5m}{2} - \left( \frac{5298 \text{ (kN.m/m)} - 954,42 \text{ (kN.m/m)}}{1323 \text{ (kN/m)} + 89,78 \text{ (kN/m)}} \right)$$

$e \approx 0,67 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,25 \text{ m} - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$

$$\Rightarrow \sigma_{V(max)} = \frac{1323 \text{ kN/m} + 89,78 \text{ kN/m}}{7,5m - 2(0,67m)} \approx 230 \text{ kN/m}^2$$

### 1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền, $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_c + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  = lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_\gamma$  = hệ số khả năng chịu tải không thử nghiệm, với  $\varphi_f = 30^\circ$ ,

tra theo bảng 7.1, ta có:  $N_q = 18,4$ ;  $N_\gamma = 22,4$ .

$$\Rightarrow q_{th} = (1/2)[7,5m - 2(0,67m)](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,4) \approx 1352 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn khả năng chịu tải được xác định như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(max)}} = \frac{1352 \text{ kN/m}^2}{230 \text{ kN/m}^2} \approx 5,90 > 2,0 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

## 2. Tính toán ổn định trong có chú ý tới Lực kháng nhổ của cốt

2.1. Xác định khoảng cách đứng,  $S_V$ , giữa các lớp cốt ứng với chiều sâu khác nhau theo phương trình dưới đây:

$$S_V = \frac{T_a}{K_{ar}(\gamma(Z) + S + q)(FS) R_C}$$

Trong đó:  $k_{ar} = \tan^2(45^\circ - 34^\circ/2) \approx 0,28$ .

$$R_C = 1.$$

$$T_a = 30 \text{ kN/m}$$

$$FS = 1,5.$$

$$\Rightarrow S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(Z) + 11,97](1,5)}$$

\* Tại  $Z = 9 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(9) + 11,97](1,5)} \approx 0,38 \text{ m}$$

Chọn  $S_V = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 8 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 8 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(8) + 11,97](1,5)} \approx 0,42 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_V = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 7 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 7 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(7) + 11,97](1,5)} \approx 0,48 \text{ m}$$

Không chấp nhận, giữ nguyên  $S_V = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 6 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(6) + 11,97](1,5)} \approx 0,55 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách  $S_V = 0,50 \text{ m}$  ở giữa tường chấn.

Kiểm tra tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(5) + 11,97](1,5)} \approx 0,65 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_V = 0,50 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 4 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{30}{0,28[(19,6)(4) + 11,97](1,5)} \approx 0,79 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,50$  m, kiểm tra tại  $Z = 3$  m.

\* Tại  $Z = 3$  m:

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(3)+11,97](1,5)} \approx 1,00 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách  $S_v = 1,00$ m ở đỉnh tường chắn.

Thật vậy, các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp được bố trí như trên hình 7.24 và bảng 7.3 dưới đây.

2.2. Tính toán lực kéo lớn nhất tại từng lớp lưới,  $T_{(MAX)}$ :

$$T_{MAX} = \sigma_H R_C S_v$$

$$\sigma_H = k_{AR} (\gamma_r d_i + q)$$

Chú ý: Độ bền cho phép của lưới địa kỹ thuật được tính theo phương trình sau:

$$\text{Độ bền cho phép} = \frac{T_{th} \times R_C}{FS_{po} \times RF_{ID} \times RF_D \times RF_{CR}}$$

Trong đó:  $FS_{po}$  - hệ số an toàn kháng nhổ = 1,5.

$RF_{ID}$  - hệ số giảm thiểu do phá hoại khi lắp đặt = 1,1 ÷ 1,2 tùy loại cốt.

$RF_D$  - hệ số giảm thiểu tuổi thọ do tác động của môi trường = 1,1.

$RF_{CR}$  - hệ số giảm từ biến = 3,10.

$R_C$  - tỷ số phần trăm che phủ của cốt (trong ví dụ này giả thiết = 100%).

$T_{th}$  - độ bền tới hạn (hay chảy) theo thí nghiệm lưới băng rộng,...

$$\text{Lớp 1: } T_{MAX1} = (0,28)[(19,6)(8,65)+11,97](0,35) \approx 17,79 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 2: } T_{MAX2} = (0,28)[(19,6)(8,30)+11,97](0,35) \approx 17,12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 3: } T_{MAX3} = (0,28)[(19,6)(7,95)+11,97](0,35) \approx 16,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 4: } T_{MAX4} = (0,28)[(19,6)(7,60)+11,97](0,35) \approx 15,77 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 5: } T_{MAX5} = (0,28)[(19,6)(7,25)+11,97](0,35) \approx 15,10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 6: } T_{MAX6} = (0,28)[(19,6)(6,90)+11,97](0,35) \approx 14,43 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 7: } T_{MAX7} = (0,28)[(19,6)(6,55)+11,97](0,35) \approx 13,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 8: } T_{MAX8} = (0,28)[(19,6)(6,20)+11,97](0,35) \approx 13,08 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 9: } T_{MAX9} = (0,28)[(19,6)(5,85)+11,97](0,35) \approx 12,41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 10: } T_{MAX10} = (0,28)[(19,6)(5,35)+11,97](0,50) \approx 16,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 11: } T_{MAX11} = (0,28)[(19,6)(4,85)+11,97](0,50) \approx 14,98 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 12: } T_{MAX12} = (0,28)[(19,6)(4,35)+11,97](0,50) \approx 13,61 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 13: } T_{MAX13} = (0,28)[(19,6)(3,85)+11,97](0,50) \approx 12,24 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lớp 14: } T_{\text{MAX}14} = (0,28) \left[ (19,6)(3,35) + 11,97 \right] (0,50) \approx 10,87 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 15: } T_{\text{MAX}15} = (0,28) \left[ (19,6)(2,85) + 11,97 \right] (0,50) \approx 9,50 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 16: } T_{\text{MAX}16} = (0,28) \left[ (19,6)(1,85) + 11,97 \right] (1,00) \approx 13,50 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 17: } T_{\text{MAX}17} = (0,28) \left[ (19,6)(0,85) + 11,97 \right] (1,00) \approx 8,02 \text{ kN / m}$$

2.3. Tính toán nhổ tại từng vị trí lớp cốt :

Tính ổn định có xét đến lực nhổ của cốt phải tuân theo tiêu chuẩn an toàn dưới đây:

$$T_{\text{max}} \leq \frac{1}{FS_{\text{PO}}} (F^* \cdot \gamma Z_p \cdot L_e \cdot C \cdot R_c \cdot \alpha)$$

Trong đó:  $FS_{\text{PO}}$  - hệ số an toàn kháng nhổ  $\geq 1,5$ ;

$T_{\text{max}}$  - lực kéo lóm nhất của cốt;

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh tỷ lệ ( $\alpha$  được xác định trong phòng trên các lưới, trong ví dụ này giả thiết  $\alpha = 1,0$ );

$F^*$  - hệ số sức kháng nhổ (hay cường độ ma sát tương tác). Đối với mọi loại cốt được xác định theo phương trình sau :

$F^*$  - Sức kháng bị động + cường độ ma sát, hay,  $F^* = C_i \cdot \tan \phi$ ;

$R_c$  - phần trăm che phủ của cốt (có thể thay đổi từ 100% đến 71 %), trong ví dụ này giả thiết  $R_c = 100\%$ ;

$C_i$  - hệ số tương tác được xác định bằng thí nghiệm nhổ cho từng loại cốt riêng,  $C_i = 0,80$ ;

$C$  - 2 cho các loại lưới địa kỹ thuật;

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$Z$  - chiều sâu so với đỉnh tường chắn;

$L_e$  - chiều dài cốt ở trong vùng ổn định, và được tính như sau:

$$\text{Lớp 1: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \cdot \tan \phi \cdot C_i \cdot \gamma \cdot Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(17,79)}{(2)(\tan 34^\circ)(0,8)(19,6)(8,65)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,145 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 2: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \cdot \tan \phi \cdot C_i \cdot \gamma \cdot Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(17,12)}{(2)(\tan 34^\circ)(0,8)(19,6)(8,30)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,146 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 3: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \cdot \tan \phi \cdot C_i \cdot \gamma \cdot Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(16,44)}{(2)(\tan 34^\circ)(0,8)(19,6)(7,95)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,146 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 4: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(15,77)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(7,60)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,147 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 5: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(15,10)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(7,25)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,147 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 6: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(14,43)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(6,90)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,148 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 7: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,75)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(6,55)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,148 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 8: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,50)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(6,20)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,154 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 9: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(12,41)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(5,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,150 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 10: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(16,36)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(5,35)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,216 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 11: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(14,98)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(4,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,219 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 12: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,61)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(4,35)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,222 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 13: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(12,24)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(3,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,225 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lóp 14: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(10,87)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(3,35)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,230 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 15: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(9,50)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(2,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,236 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 16: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,50)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(1,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,517 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 17: } \begin{cases} L_e \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg}\varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(8,02)}{(2)(\operatorname{tg}34^0)(0,8)(19,6)(0,85)(1,0)(1,0)} \\ L_e > 0,669 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_e = 1 \text{ m.}$$

2.4. Tính  $L_a$  tại từng lớp:

$$L_a = (9 - Z_i) \operatorname{tg}(45^0 - \varphi / 2)$$

Cho lưới địa kỹ thuật:  $\operatorname{tg}(45^0 - 34/2) = 0,532$

$$L_{a1} = (9 - 0,35)(0,532) = 4,60 \text{ m}$$

$$L_{a2} = (9 - 0,70)(0,532) = 4,42 \text{ m}$$

$$L_{a3} = (9 - 1,05)(0,532) = 4,23 \text{ m}$$

$$L_{a4} = (9 - 1,4)(0,532) = 4,04 \text{ m}$$

$$L_{a5} = (9 - 1,75)(0,532) = 3,86 \text{ m}$$

$$L_{a6} = (9 - 2,10)(0,532) = 3,67 \text{ m}$$

$$L_{a7} = (9 - 2,45)(0,532) = 3,48 \text{ m}$$

$$L_{a8} = (9 - 2,80)(0,532) = 3,30 \text{ m}$$

$$L_{a9} = (9 - 3,15)(0,532) = 3,11 \text{ m}$$

$$L_{a10} = (9 - 3,65)(0,532) = 2,85 \text{ m}$$

$$L_{a11} = (9 - 4,15)(0,532) = 2,58 \text{ m}$$

$$L_{a12} = (9 - 4,65)(0,532) = 2,31 \text{ m}$$

$$L_{a13} = (9 - 5,15)(0,532) = 2,05 \text{ m}$$

$$L_{a14} = (9 - 5,65)(0,532) = 1,78 \text{ m}$$

$$L_{a15} = (9 - 6,15)(0,532) = 1,52 \text{ m}$$

$$L_{a16} = (9 - 7,15)(0,532) = 0,98 \text{ m}$$

$$L_{a17} = (9 - 8,15)(0,532) = 0,45 \text{ m}$$

2.5. Tính  $L_T$  tại từng lớp lưới :

(Từ điều kiện ban đầu của bài toán, giả thiết  $L = 7,5 \text{ m}$ )

Lớp 1:  $L_{T1} = 1 + 4,60 = 5,60 < 7,5$ : dùng  $7,5 \text{ m}$

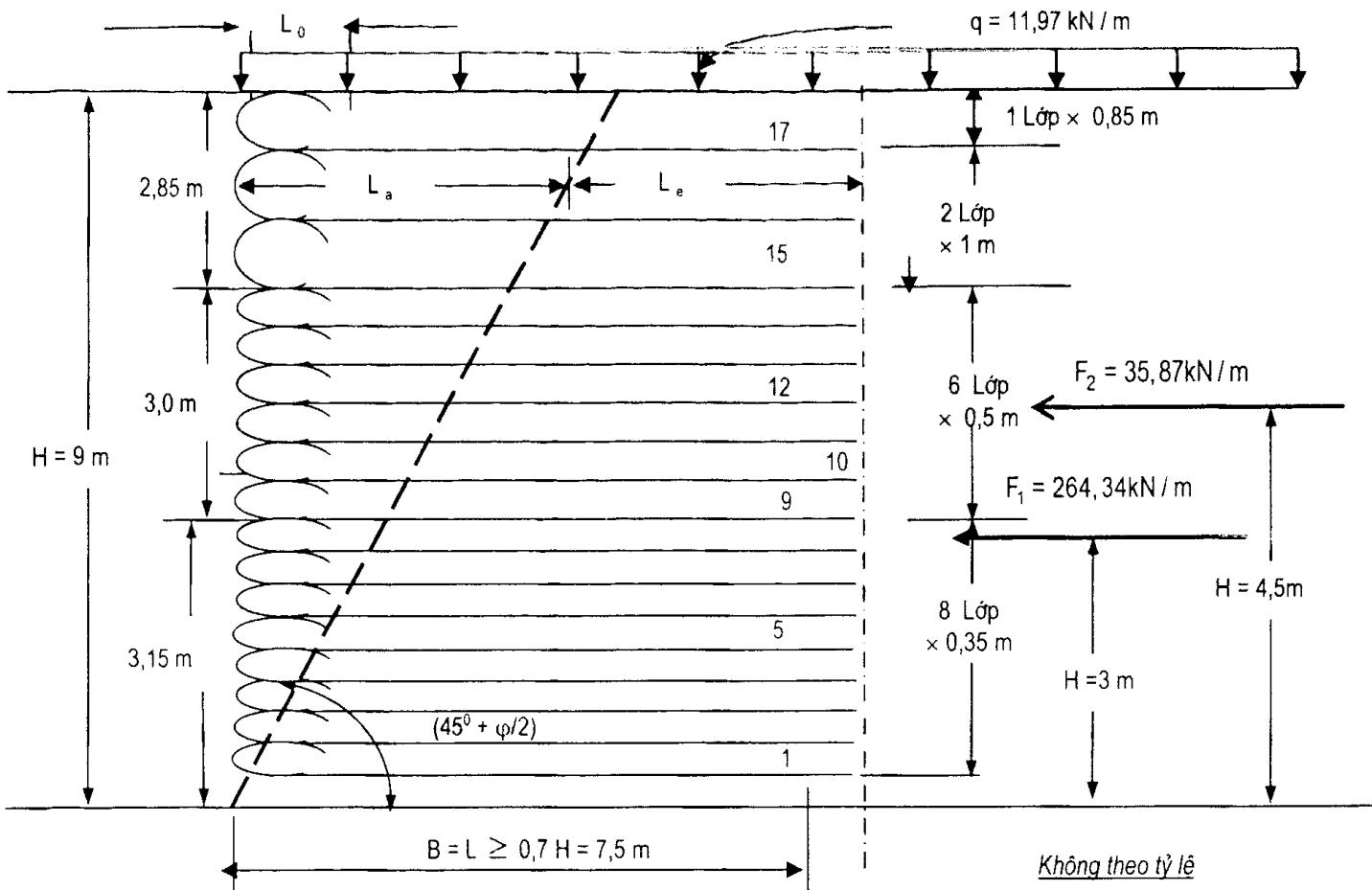
Lớp 2:  $L_{T2} = 1 + 4,42 = 5,42 < 7,5$  : dùng  $7,5 \text{ m}$

- Lớp 3:  $L_{T3} = 1 + 4,23 = 5,23 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 4:  $L_{T4} = 1 + 4,04 = 5,04 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 5:  $L_{T5} = 1 + 3,86 = 4,86 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 6:  $L_{T6} = 1 + 3,67 = 4,67 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 7:  $L_{T7} = 1 + 3,48 = 4,48 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 8:  $L_{T8} = 1 + 3,30 = 4,30 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 9:  $L_{T9} = 1 + 3,11 = 4,11 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 10:  $L_{T10} = 1 + 2,85 = 3,85 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 11:  $L_{T11} = 1 + 2,58 = 3,58 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 12:  $L_{T12} = 1 + 2,31 = 3,31 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 13:  $L_{T13} = 1 + 2,05 = 3,05 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 14:  $L_{T14} = 1 + 1,78 = 2,78 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 15:  $L_{T15} = 1 + 1,52 = 2,52 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 16:  $L_{T16} = 1 + 0,98 = 1,98 < 7,5$  : dùng 7,5 m  
 Lớp 17:  $L_{T17} = 1 + 0,45 = 1,45 < 7,5$  : dùng 7,5 m

## 2.6. Kiểm tra ổn định trượt tại đáy tường chắn:

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \varphi_b}{F_1 + F_2} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{1323 \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 30^\circ)}{264,34 \text{ kN/m} + 35,87 \text{ kN/m}} \approx 2,54 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$



Hình 7.24.

**Bảng 7.3. Các kết quả tính toán tường chắn có cốt địa kỹ thuật tổng hợp**

Lớp Nº=	Độ sâu, Z (m)	K/ cách, S <sub>v</sub> (m)	L <sub>e</sub> , (m)	L <sub>e(min)</sub> , (m)	L <sub>a</sub> , (m)	L = L <sub>a</sub> + L <sub>e</sub> (m)
17	0,85	0,85	0,669	1	4,60	5,60 → 7,5
16	1,85	1,00	0,517	1	4,42	5,42 → 7,5
15	2,85	1,00	0,236	1	4,23	5,23 → 7,5
14	3,35	0,50	0,230	1	4,05	5,05 → 7,5
13	3,85	0,50	0,225	1	3,86	4,86 → 7,5
12	4,35	0,50	0,222	1	3,67	4,67 → 7,5
11	4,85	0,50	0,219	1	3,48	4,48 → 7,5
10	5,35	0,50	0,216	1	3,30	4,30 → 7,5
9	5,85	0,50	0,150	1	3,11	4,11 → 7,5
8	6,20	0,35	0,154	1	2,85	3,85 → 7,5
7	6,55	0,35	0,148	1	2,58	3,58 → 7,5
6	6,90	0,35	0,148	1	2,31	3,31 → 7,5
5	7,25	0,35	0,147	1	2,05	2,05 → 7,5
4	7,60	0,35	0,147	1	1,78	2,78 → 7,5
3	7,95	0,35	0,146	1	1,52	2,52 → 7,5
2	8,30	0,35	0,146	1	0,98	1,98 → 7,5
1	8,65	0,35	0,145	1	0,45	1,45 → 7,5

## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bằng cách dùng phần mềm Mastars 2000, các bước tính toán được tiến hành như sau:

### 1) Bước 1: nhập số liệu đầu vào

Các tính chất của đất: Bằng cách lựa chọn *Số liệu đầu vào* trong của sổ chính, nhập các số liệu của tính chất đất dưới đây (xem hình 7.25).

### 2) Thiết lập các tầng (lớp) đất nền:

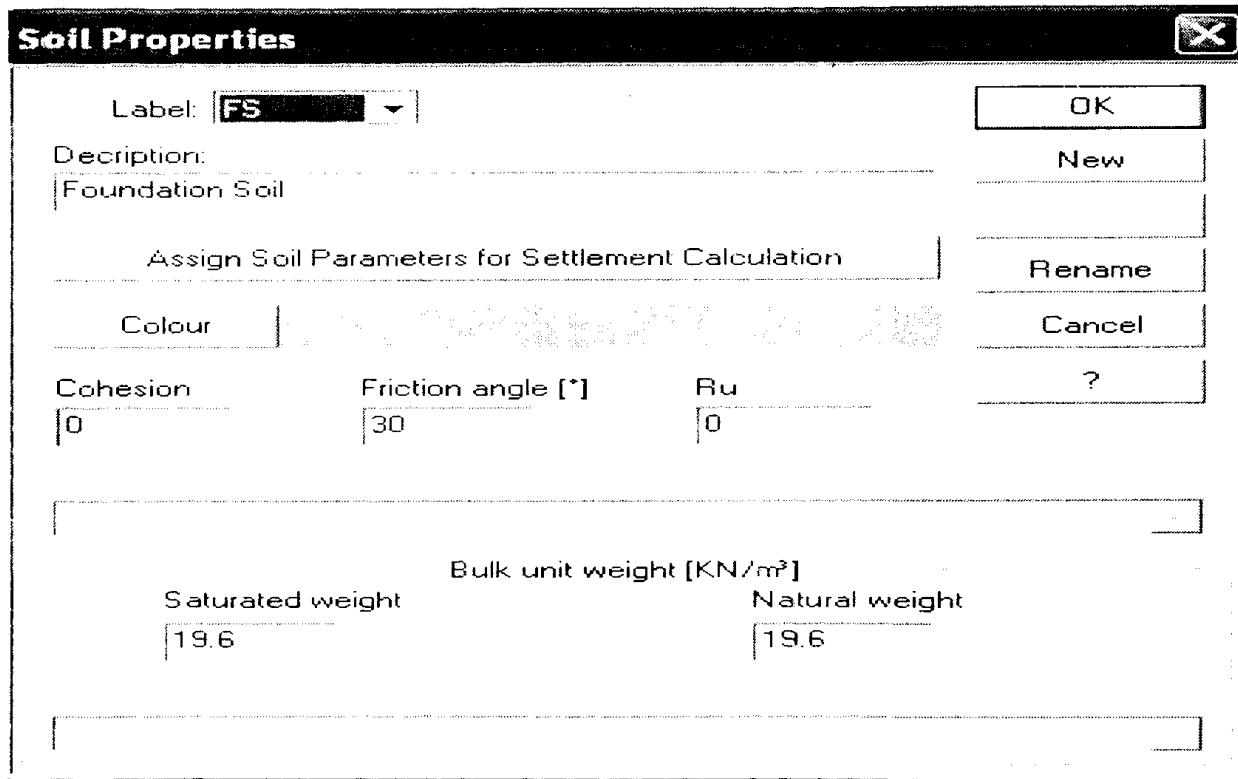
Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được mặt cắt đất nền theo yêu cầu của bài toán. Những tham số đầu vào được chỉ ra trong hình 7.26.

### 3) Các khối tường chắn:

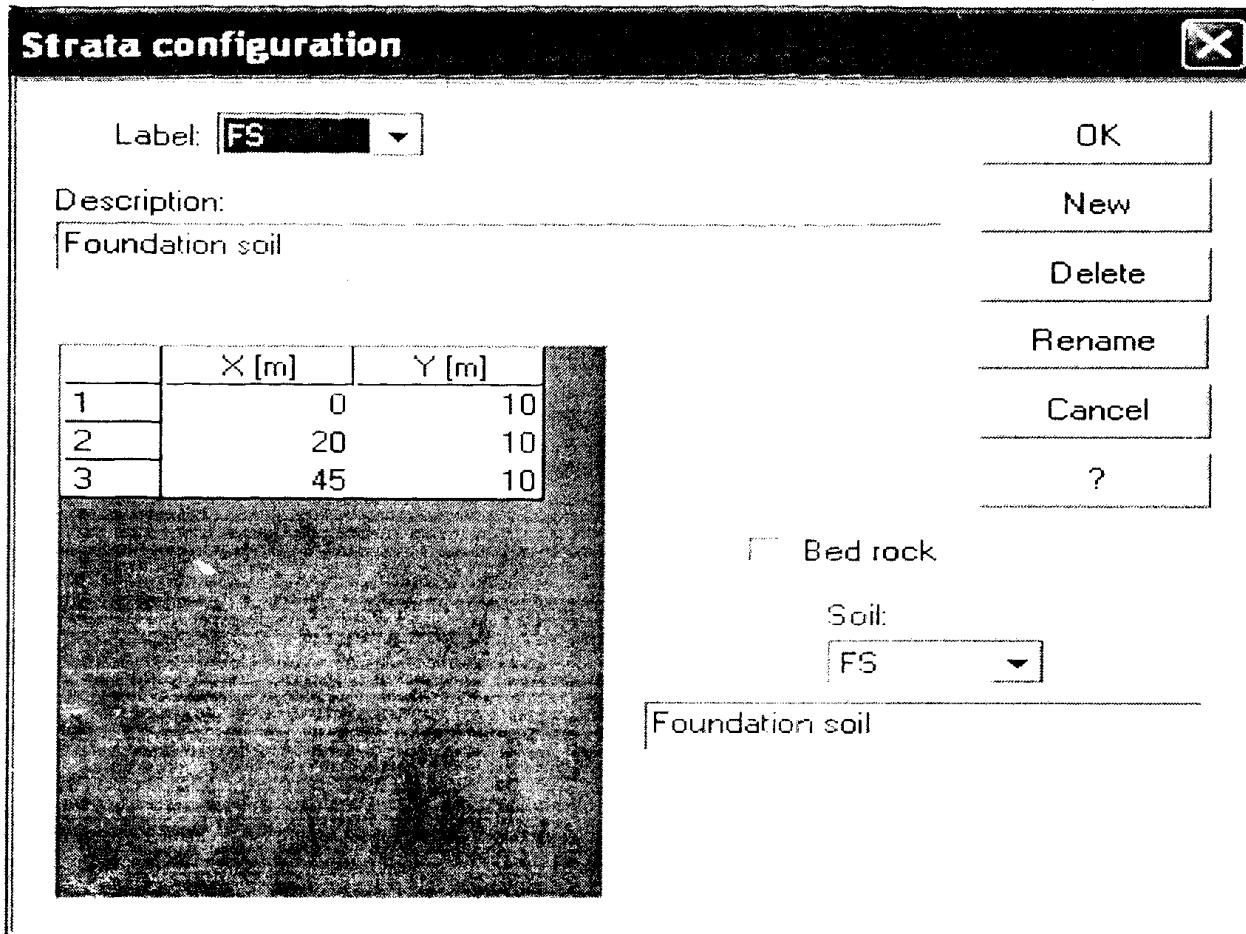
Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được các khối tường chắn bảo vệ phần đất sau lưng tường được ổn định. Những khối đất này sẽ được giữ ổn định bằng các loại cốt khác nhau tùy theo nhu cầu thực tế (xem hình 7.27).

Mọi giả thiết về các khối tường chắn có cốt trong phần này cũng tương tự như đã trình bày trong phần tính thủ công ở trên.

Ưu điểm của phần mềm này sẽ giúp chúng ta giảm rất nhiều khối lượng tính toán, mà tính thủ công khó thực hiện được.



Hình 7.25. Cửa sổ để nhập các tính chất đất.



Hình 7.26. Cửa sổ để thiết lập mặt cắt đất nền.

**Block Dimension**

Label:	Segmental wall	Friction Angle between [°] Block and reinforcement	
Main reinforcement			
Manufacturer Maccaferri	Product Family Gabions H=0.50	Product Model Width P - 1.00	
Reinforcement Length [m]: 7.5	Gabion height [m]: 0.5	Gabion width [m]: 1	
Lying over block	External Face Inclination[°]: 0	Hill side: On the right	
Block origin [m]:		Block dimensions [m]:	
Abscissa 20	Ordinate 10	Base Length 7.5	Height 3
<a href="#">Show reinforcement database</a>			
<a href="#">Next &gt;</a>		<a href="#">Cancel</a>	<a href="#">Help</a>

*Hình 7.27. Cửa sổ để thiết lập các khối tường chắn có cốt để bảo vệ.*

#### 4. Các loại đất đá của toàn bộ công trình:

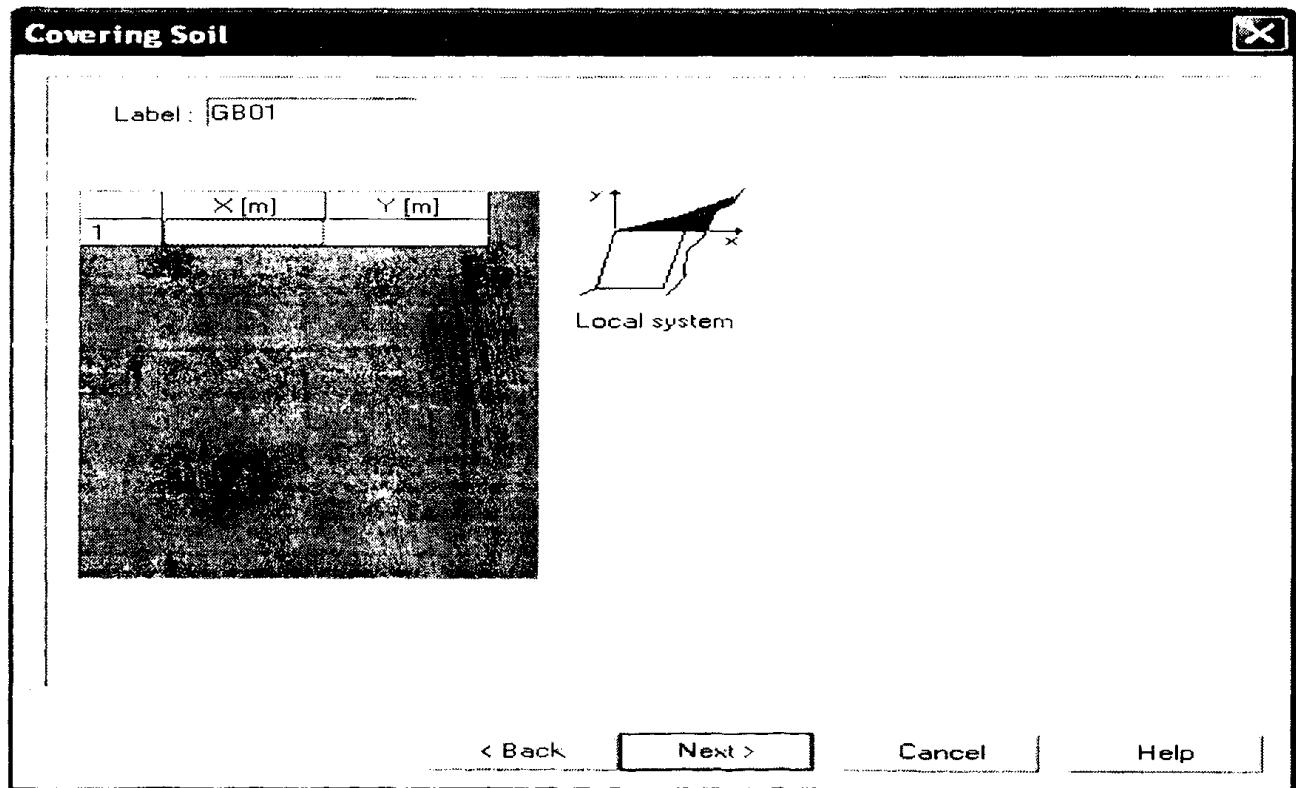
Lựa chọn này cho phép thiết lập tất cả các loại đất đá của công trình (xem hình 7.28).

**Block Associate Soils**

Label B1	Class of Structural Embankment Sand
Structural Embankment RS	Reinforced soil
Backfill RE	Retaining Embankment
Block Covering Soil RE	Retaining Embankment
Block Foundation Soil FS	Foundation soil
Gabions Filling Soil RS	Reinforced soil
<a href="#">&lt; Back</a>	
<a href="#">Next &gt;</a>	
<a href="#">Cancel</a>	
<a href="#">Help</a>	

*Hình 7.28. Cửa sổ để thiết lập các lớp đất đá của toàn bộ công trình.*

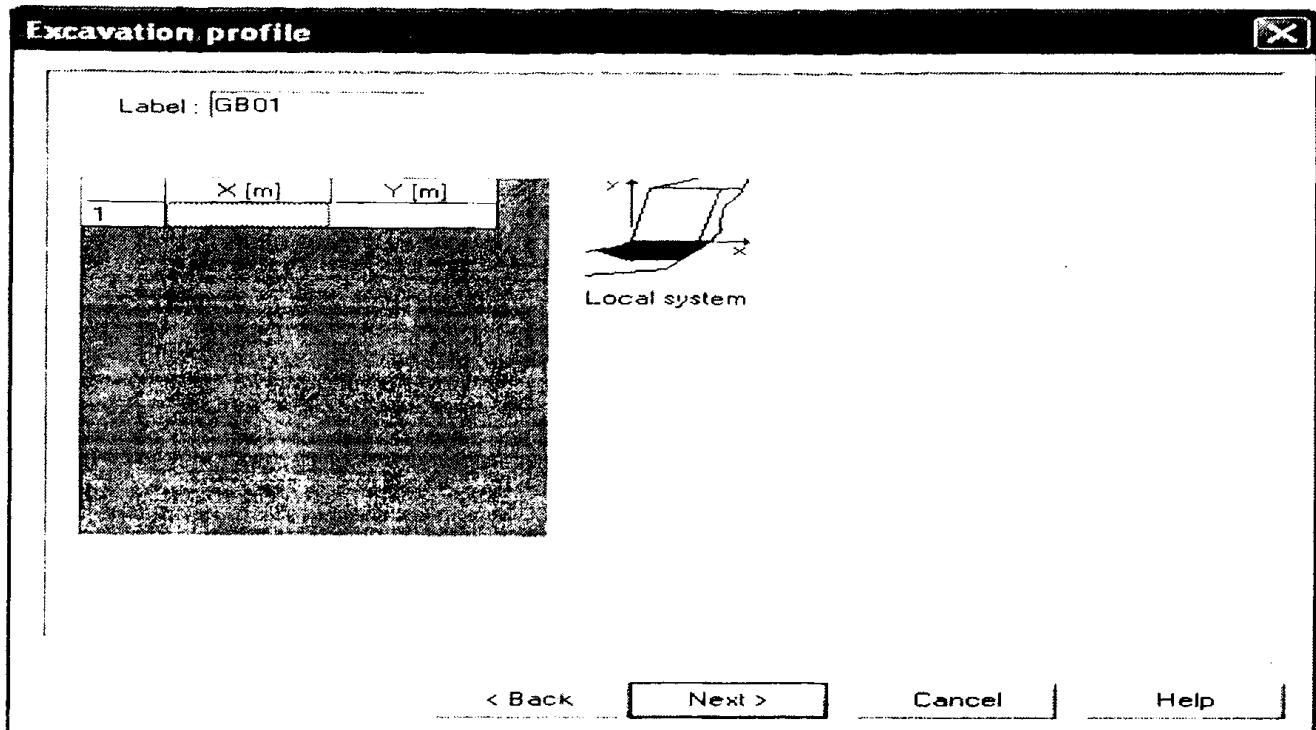
5. Đất phủ bề mặt: Lựa chọn này cho phép xác định lớp đất phủ (xem hình 7.29).



Hình 7.29. Cửa sổ để xác định lớp đất phủ bề mặt.

#### 6. Mặt cắt hố đào:

Lựa chọn này cho phép xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn.



Hình 7.30. Cửa sổ để xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn.

## Bước 2: TÍNH TOÁN

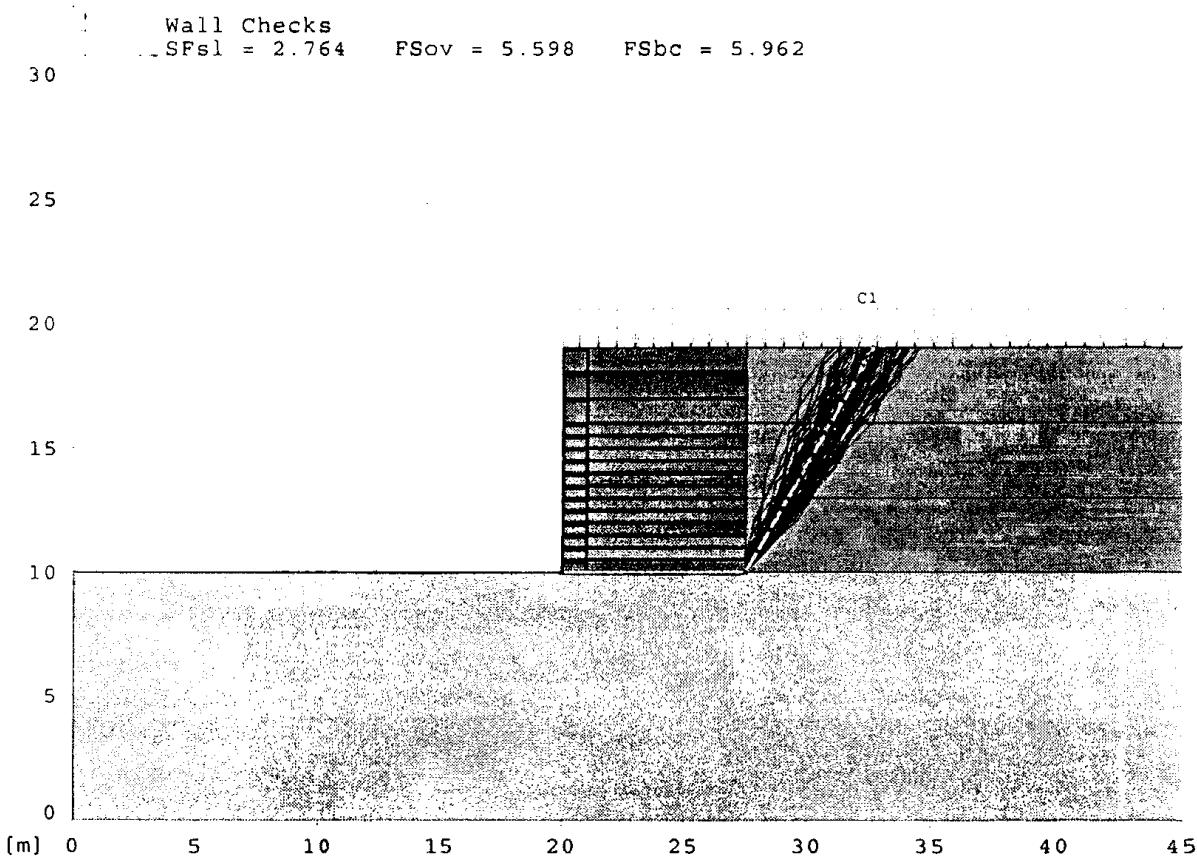
Bằng cách lựa chọn phần hỗ trợ tính toán, chương trình sẽ đưa ra tính toán ổn định một cách nhanh chóng.

Trước khi cho máy chạy, cần kiểm tra phần kết cấu tường chắn, chương trình sẽ xác định độ nghiêng trung bình của đất đắp tường, đó là độ nghiêng của bề mặt tường chắn. Nếu độ nghiêng này nhỏ hơn  $70^0$ , chương trình sẽ không khai báo và không dùng được (xem hình 7.31).

Mỗi khi kết thúc tính toán, chương trình tự động cho ra các kết quả tính toán như chỉ ra trên các hình ảnh dưới đây:

### I. Tính toán ổn định ngoài

Các kết quả kiểm tra ổn định ngoài được chỉ ra dưới đây (xem hình 7.31).



Khả năng chịu tải tối hạn của đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] ..... : 1 352,00

Lực đẩy ngang lớn nhất: ..... [kN/m] ..... : 295,31

Hệ số an toàn kháng trượt: ..... : 2,764

Moment gây lật lớn nhất: ..... [kN.m/m] : 958,42

Hệ số an toàn kháng lật: ..... : 5,598

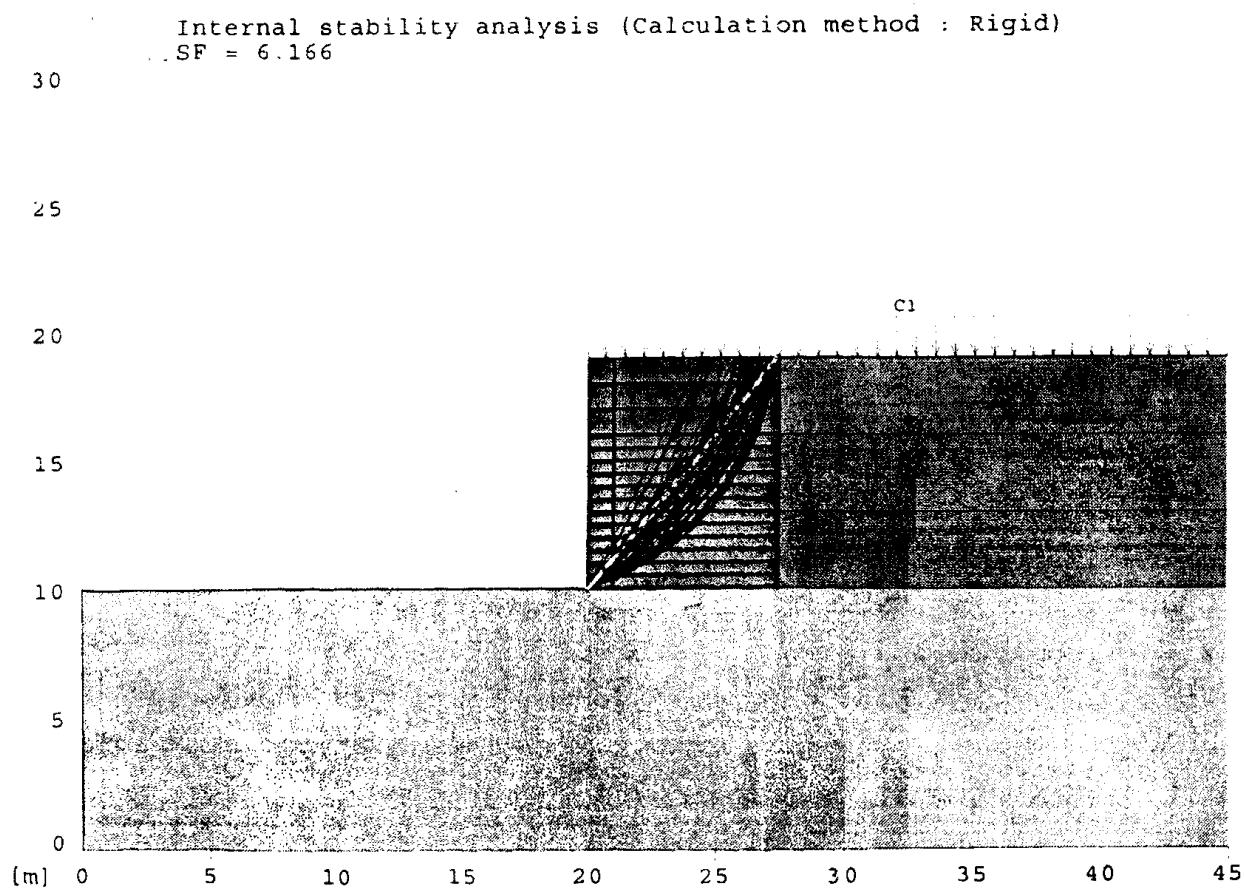
Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] ..... : 226,79

Hệ số khả năng chịu tải của đất nền: ..... : 5,962

Hình 7.31.

## 2. Tính toán ổn định trong

Những lực tác dụng chủ động của cốt tuân theo phương pháp tường cứng. Phân tích ổn định trượt có mặt trượt cung tròn hình trụ theo phương pháp Bishop, các kết quả được giới thiệu trên hình 7.32.



Hệ số an toàn kháng trượt: .....: 6,166.

**Hình 7.32.**

### Ví dụ 7.3 – Phương pháp tính thủ công

Một tường chắn đất ổn định cơ học (MSEW) như chỉ ra trên hình 7.33, cho  $h = 9$  m; chiều rộng của MSEW,  $B = L = 9,0$  m, và có mái đất đắp nằm nghiêng một góc,  $\beta = 18,4^\circ$ , không có tải trọng ngoài (tức là,  $F_2 = 0$  kPa). Giả thiết, đất sau lưng tường MSE là cát sạch có góc ma sát,  $\phi_b = 30^\circ$ , tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_b = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>, và không có ma sát giữa lưng tường và đất sau lưng tường (tức là,  $\delta = 0^\circ$ ). Giả thiết khối đất có cốt có tổng trọng lượng,  $\gamma_f = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>; góc ma sát,  $\phi_f = 34^\circ$ , và lực dính,  $C_f = 0$  kPa. Đất nền có tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_n = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi_n = 30^\circ$  và  $C_n = 0$  kPa.

Cường độ kháng nhổ cho phép của cốt địa kỹ thuật tổng hợp là,  $T_a = 30$  kPa.

1) Hãy tính hệ số an toàn kháng trượt và kháng lật, hệ số khả năng chịu tải của đất nền?

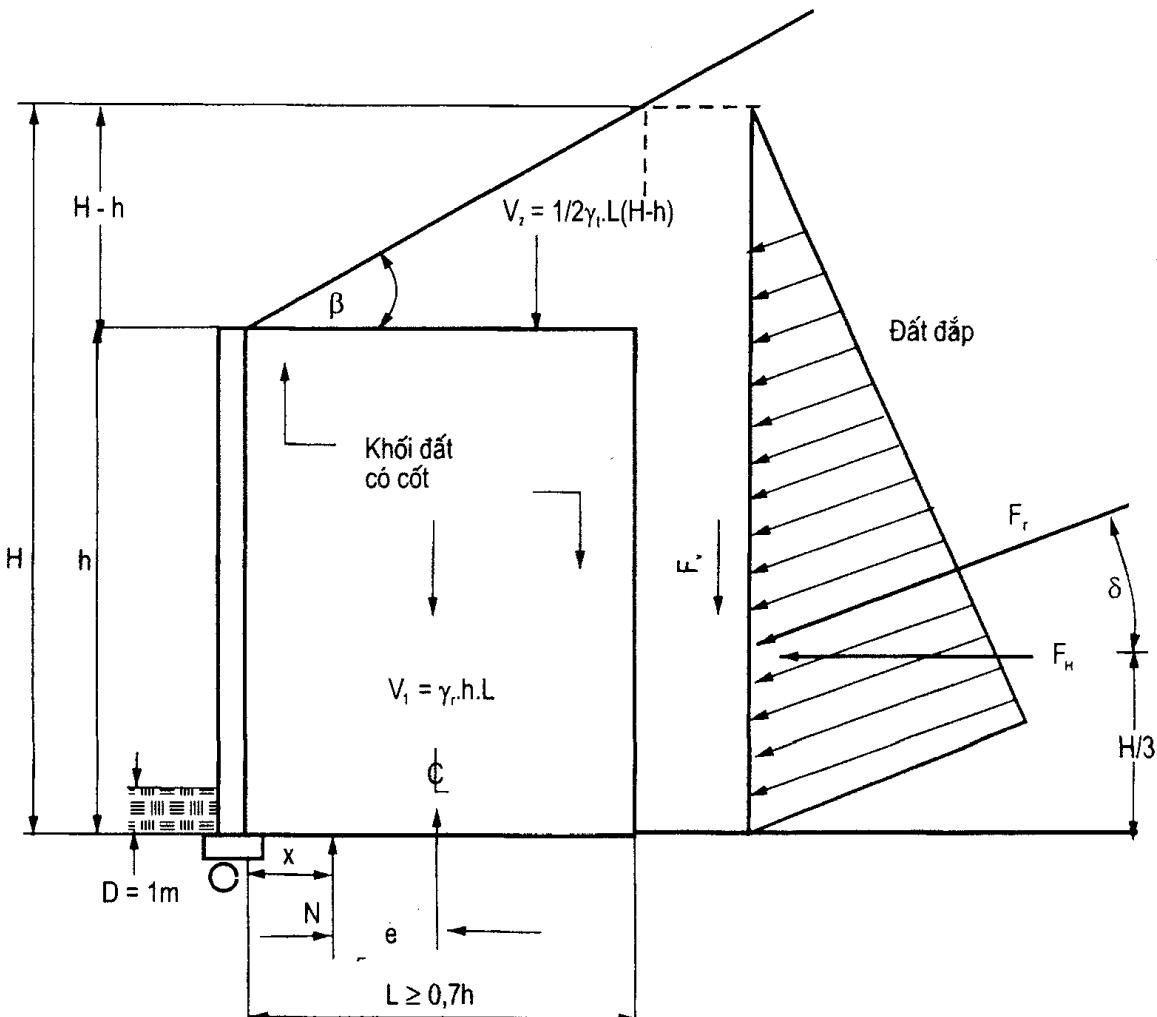
2) Xác định hệ số an toàn ổn định trong của MSEW?

Bài giải:

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những tham số hình học của MSEW được cho như sau:

$$H = h + L \operatorname{tg} \beta = 9m + 9 \operatorname{tg} 18,4^\circ \approx 12m; B = L = 9 \text{ m } (L \geq 0,7H).$$



**Hình 7.33.** Phân tích tĩnh cho tường SME có mái đất đắp nghiêng  
(theo tiêu chuẩn kỹ thuật chuyên ngành Cầu- Đường cao tốc , AASHTO 1996.).

#### 1.1. Tính toán các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r h L = (19,6 \text{ kN/m})(9 \text{ m})(9 \text{ m}) = 1587,6 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = 1/2 \gamma_b L (H - h) = 1/2 (19,6 \text{ kN/m})(9 \text{ m})(12 \text{ m} - 9 \text{ m}) = 264,6 \text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = 1587,6 \text{ kN/m} + 264,6 \text{ kN/m} = 1852,2 \text{ kN/m}$$

$$F_r = 1/2 g_b (H)^2 k_{ab}$$

Trong đó:

$$k_{ab} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{ab} = \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ + 0^\circ) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(0^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 18,4^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ) \cos(18,4^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} \approx 0,427$$

$$\Rightarrow F_T = 1/2(19,6 \text{ kN/m})(12\text{m})^2(0,427) \approx 602,58 \text{ kN/m}$$

$$F_H = F_T \cos \delta = F_T \cos 0^\circ = 602,58 \text{ kN/m.}$$

$$F_V = F_T \sin \delta = 602,58 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) = 0 \text{ kN/m}$$

$$F_p = 1/2 \gamma_f(D)^2 k_p$$

Trong đó: D = 1 m;

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi_f/2) = \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) \approx 3$$

$$F_p = 1/2 (19,6 \text{ kN/m}^3)(1\text{m})^2(3) = 29,4 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow \bar{F}_p = F_p / 2 = (29,4 \text{ kN/m}) / 2 = 14,7 \text{ kN/m}$$

1.2. Hệ số kháng trượt, FS<sub>SL</sub>:

$$FS_{SL} = \frac{N \tan \varphi_r + \bar{F}_p}{F_H} = \frac{1852,2 \text{ kN/m} \tan 30^\circ + 14,7 \text{ kN/m}}{602,58 \text{ kN/m}} \approx 1,8 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu$$

1.3. Hệ số ổn định lật, FS<sub>OV</sub>:

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1,5$$

Trong đó: M<sub>R</sub> = moment kháng lật

$$\begin{aligned} M_R &= V_1(L/2) + V_2(L/2) + F_V(L) \\ &= (1587,6 \text{ kN/m} + 264,6 \text{ kN/m})(9\text{m}/2) \\ &\approx 8335 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

M<sub>O</sub> = moment gây lật

$$\begin{aligned} M_O &= F_H(H/3) = 602,58 \text{ kN/m}(12\text{m}/3) \\ &= 2410,32 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow FS_{OV} = \frac{8335 \text{ kN.m/m}}{2410,32 \text{ kN.m/m}} \approx 3,46 > 1,5 - Đạt yêu cầu$$

1.4. Áp lực lớn nhất tác dụng lên đáy tường chắn:

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2 + F_V}{L - 2e}$$

Trong đó: e = độ lệch tâm, e, được xác định bằng phương trình tổng các moment quanh chân tường chắn:

$$N \cdot x + F_H(H/3) - [V_1(L/2) + V_2(2L/3) + F_V(L)] = 0$$

hay,

$$x = \frac{V_1(L/2) + V_2(2L/3) + 0 - F_H(H/3)}{N}$$

$$x = \frac{1587,6 \text{kN/m}(9\text{m}/2) + 264,6 \text{kN/m}(2(9\text{m})/3) - 602,58 \text{kN/m}(12\text{m}/3)}{1852,2 \text{kN/m}} \approx 3,41 \text{m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{9\text{m}}{2} - 3,41\text{m} = 1,09\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{9\text{m}}{6} = 1,5\text{m} - \text{đạt yêu cầu}$$

Do đó:

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e} = \frac{1587,6 \text{kN/m} + 602,6 \text{kN/m}}{9\text{m} - 2(1,09\text{m})} \approx 321,14 \text{kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = 1/2(L - 2e)\gamma_f N_y$$

$$\rightarrow q_{th} = 1/2[9\text{m} - 2(1,09\text{m})](19,6 \text{kN/m}^3)(22,4) \approx 1497,13 \text{kN/m}^2$$

1.6. Hệ số an toàn về khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ :

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{1497,13 \text{kN/m}^2}{321,14 \text{kN/m}^2} \approx 4,66 > 2,5 - \text{đạt yêu cầu}$$

2. Tính toán ổn định trong

2.1. Tính khoảng cách đứng giữa các lớp cốt,  $S_v$ , ứng với các chiều sâu khác nhau:

$$S_v = \frac{T_a}{K_{ar}[\gamma_r(Z) + 0,5(\gamma_r)(L \tan \beta) + q](FS) R_c}$$

Trong đó:  $k_{ab} = 0,427$

$$\tan \beta = \tan 18,4^\circ \approx 0,333$$

$$R_c = 1$$

$$T_a = 30 \text{kN/m}$$

$$FS = 1,5.$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow S_v &= \frac{30}{0,427[(19,6)(Z) + (0,5)(19,6)(9)(0,333)](1,5)} \\ &= \frac{30}{0,427[(19,6)(Z) + 29,4](1,5)} \end{aligned}$$

\* Tại  $Z = 9 \text{m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427[(19,6)(9) + 29,4](1,5)} \approx 0,23 \text{m}$$

Chọn  $S_v = 0,3 \text{m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 6 \text{m}$ :

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(6) + 29,4](1,5)} \approx 0,32 \text{m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,3 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(5) + 29,4](1,5)} \approx 0,37 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,3 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(4) + 29,4](1,5)} = 0,43 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách mới,  $S_v = 0,45 \text{ m}$  cho phần giữa tường.

\* Tại  $Z = 3 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(3) + 29,4](1,5)} = 0,53 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,45 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 2 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 2 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(2) + 29,4](1,5)} = 0,68 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách mới,  $S_v = 0,65 \text{ m}$  cho phần đỉnh tường.

Thật vậy, các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp của tường chắn được bố trí như trên hình 7.34 dưới đây.

2.2.. Tính toán chiều dài neo yêu cầu trong vùng ổn định (tức là, ngoài mặt trượt tiềm ẩn)

Tính toán chiều dài các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp,  $L$ , với  $\varphi'_r = (0,80)(34^0) = 27,2^0$  chia trường hợp lưới đặt trong cát. Chú ý,  $L_e$  và  $L_a$  được xác định theo điều kiện bê mặt trượt của Rankine, như sau:

$$L_e = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot (\text{FS})}{2(C + \gamma_r Z \tan \varphi'_r)}$$

$$L_e = \frac{S_v [(0,28)(19,6)(Z) + (0,28)(29,4)](1,5)}{2 [0 + (19,6)(Z) \tan 27,2^0]}$$

$$L_e = \frac{S_v [(5,5)(Z) + 8,23](1,5)}{20(Z)}$$

và,

$$L_a = (H - Z) \operatorname{tg} (45^\circ + \varphi / 2) = (9 - Z) (0,532)$$

Những kết quả tính toán cuối cùng được tổng hợp trong bảng 7.4 dưới đây.

2.3. Kiểm tra chiều dài gập lại,  $L_0$ , sao cho nó không được nhỏ hơn 1 m, và được tính theo phương trình dưới đây:

$$L_0 = \frac{S_v \cdot (1/2) \sigma_H \cdot (\text{FS})}{2(C + \gamma Z \operatorname{tg} \varphi'_r)}$$

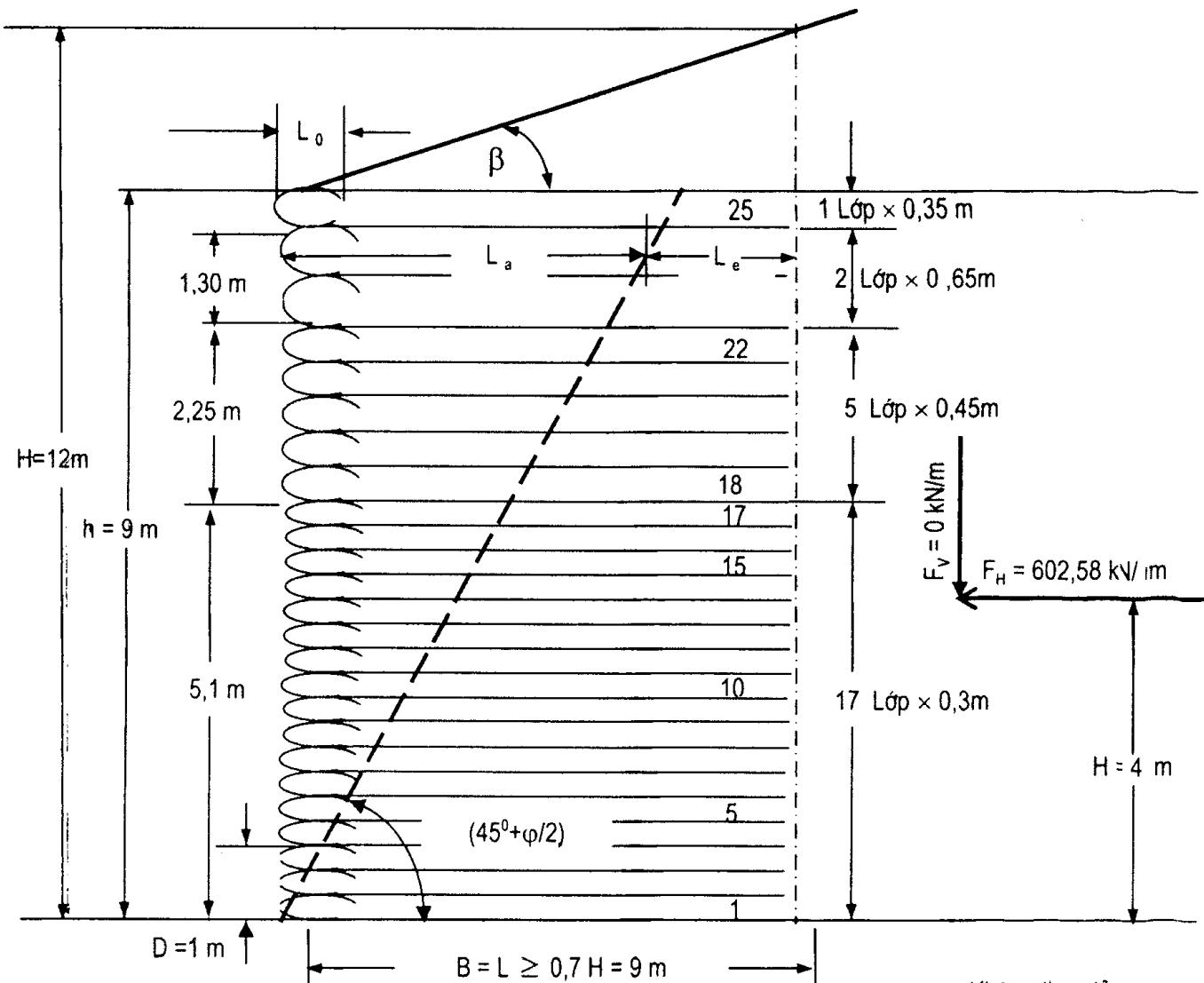
$$L_0 = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot (\text{FS})}{4(0 + 19,6(Z) \operatorname{tg} 27,2^\circ)}$$

Tham số  $L_0$  sẽ đạt giá trị lớn nhất tại lớp cốt trên cùng, với  $Z = 0,35$  m:

$$L_0 = \frac{0,35 [(19,6)(0,35) + 12,55](1,5)}{4(19,6)(0,35)(0,514)} \approx 0,72 \text{ m}$$

Chấp nhận được, nên chọn  $L_0 = 1,0 \text{ m}$ .

2.4. Kiểm tra ổn định trượt tại đáy tường chắn,  $\text{FS}_{SL}$ :



Hình 7.34.

Không theo tỷ lệ

$$FS_{SL} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_r + \bar{F}_P}{F_H} = \frac{1852,2 \text{kN/m} \operatorname{tg} 30^0 + 14,7 \text{kN/m}}{602,58 \text{kN/m}}$$

$FS_{SL} \approx 1,8 \geq 1,5$  – chấp nhận được.

Bảng 7.4. Những kết quả tính toán tường chắn có cốt địa kỹ thuật tổng hợp

Lớp No.	Z, (m)	S_v, (m)	L_e, (m)	L_e . T.ké, (m)	L_a, (m)	L = L_e + L_a		
						L_T.tuần, (m)	L_T.ké, (m)	
25	0,35	0,35	1,16	1,16	4,60	5,76	9	
24	1,00	0,65	1,02	1,02	4,26	5,28	9	
23	1,65	0,65	0,78	1	3,91	4,69	9	
22	2,10	0,45	0,48	1	3,67	4,15	9	
21	2,55	0,45	0,45	1	3,43	3,88	9	
20	3,00	0,45	0,42	1	3,19	3,61	9	
19	3,45	0,45	0,40	1	2,95	3,35	9	
18	3,90	0,45	0,39	1	2,71	3,10	9	
17	4,20	0,30	0,25	1	2,55	2,80	9	
16	4,50	0,30	0,25	1	2,39	2,64	9	
15	4,80	0,30	0,25	1	2,23	2,48	9	
14	5,10	0,30	0,24	1	2,07	2,31	9	
13	5,40	0,30	0,24	1	1,92	2,16	9	
12	5,70	0,30	0,24	1	1,76	2,00	9	
11	6,00	0,30	0,23	1	1,60	1,83	9	
10	6,30	0,30	0,23	1	1,44	1,64	9	
9	6,60	0,30	0,23	1	1,28	1,51	9	
8	6,90	0,30	0,23	1	1,12	1,35	9	
7	7,20	0,30	0,23	1	0,96	1,19	9	
6	7,50	0,30	0,22	1	0,80	1,02	9	
5	7,80	0,30	0,22	1	0,64	0,86	9	
4	0,81	0,30	0,22	1	0,48	0,70	9	
3	8,40	0,30	0,22	1	0,32	0,54	9	
2	8,70	0,30	0,22	1	0,16	0,38	9	
1	9,00	0,30	0,22	1	0,00	0,22	9	

#### Ví dụ 7.4. Phương pháp tính thủ công

Một tường chắn đường ô tô thành phố được thiết kế bằng các cốt thép thẳng không kéo dãn, và các tấm bê tông đúc sẵn bảo vệ bề mặt tường chắn được thiết kế theo phương pháp phân đoạn như đã phác họa trên (xem hình 7.35).

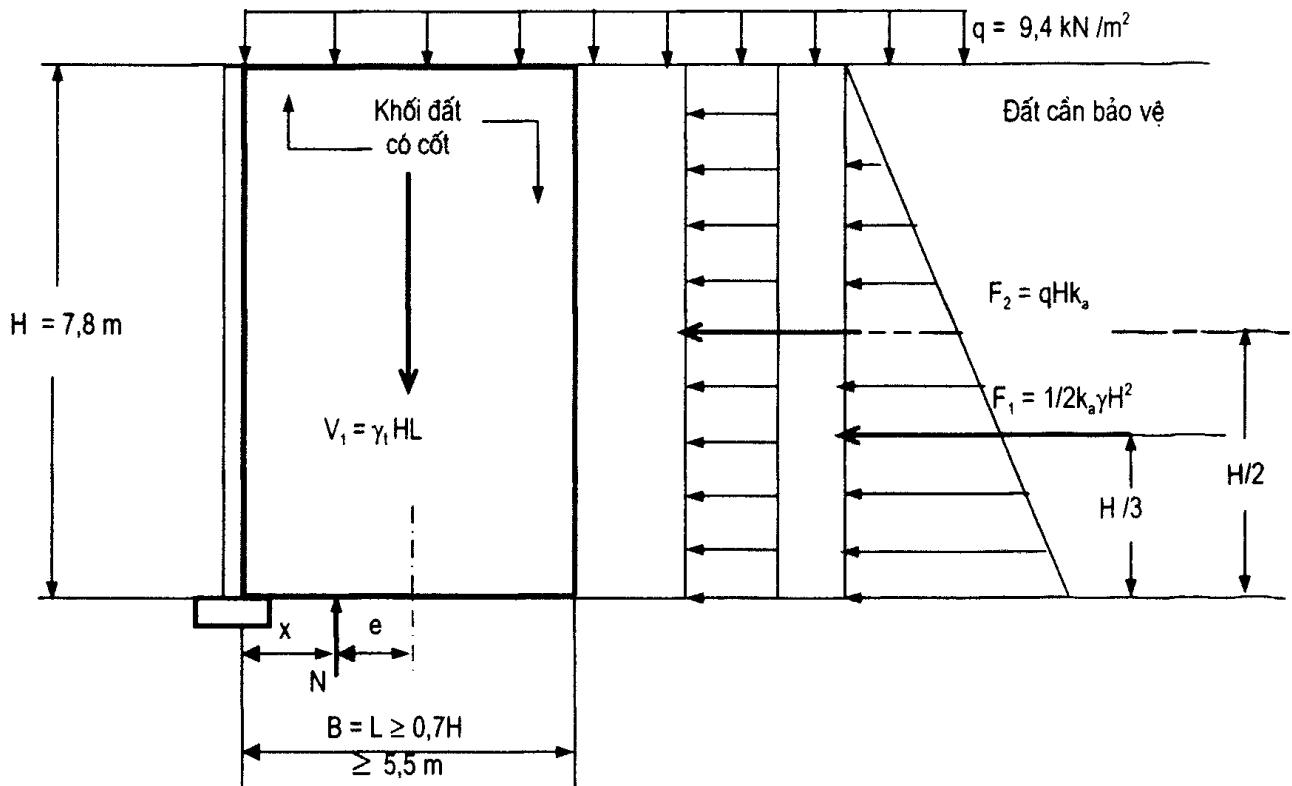
Tổng chiều cao tính đến rãnh thu nước đinh tường,  $H = 7,8$  m.

Chiều cao lớp bê tông bảo vệ bề mặt tường theo phương đứng = 7,5 m.

Tải trọng giao thông,  $q = 9,4 \text{ kN/m}^2$ .

Barrie được đúc sẵn bằng các cấu kiện bê tông.

Hệ số địa chấn = 0,05 g, nên không cần phải tính trong thiết kế tường chắn.



Hình 7.35.

Các tính chất của đất:

1) Đất có cốt :  $\gamma_r = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_r = 34^0$ ;  $C_r = 0 \text{ kN/m}^2$

2) Đất đắp sau lưng tường :  $\gamma_b = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_b = 30^0$ ;  $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$

3) Đất nền :  $\gamma_f = 18,8 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_f = 30^0$ ;  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$

$$k_a = \tan^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$k_r = \tan^2(45 - 34/2) = 0,28$$

Độ lún lệch cho phép bằng 1/300.

Bài giải :

Theo điều kiện bài toán, đây là một kiểu tường MSE có mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông, như chỉ ra trên hình 7.35.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

#### 1.1. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r HL = (18,8 \text{ kN/m}^3)(7,8 \text{ m})(5,5 \text{ m}) = 806,5 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = qL = (9,4 \text{ kN/m}^2)(5,5\text{m}) = 51,7 \text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = (806,5 + 51,7) \text{ kN/m} = 858,2 \text{ kN/m}$$

$$F_l = 1/2 \gamma_b H^2 k_a$$

Trong đó:  $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 30^\circ/2) \approx 0,333$ .

Vậy,

$$\begin{aligned} F_l &= 1/2 (18,8) (7,8)^2 (0,333) \\ &= 190 \text{ kN/m} \\ F_2 &= k_a q H = (0,333)(9,4)(7,8) \\ &= 24,42 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 1.2. Xác định các moment:

- Moment gây lật,  $M_0$ :

$$\begin{aligned} M_0 &= F_l(H/3) + F_2(H/2) \\ &= (190 \text{ kN/m})(7,8\text{m}/3) + (24,42 \text{ kN/m})(7,8\text{m}/2) \\ &\approx 589 \text{ kN.m/m}. \end{aligned}$$

- Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$\begin{aligned} M_R &= V_1(L/2) \\ &= (806,5 \text{ kN/m})(5,5\text{m}/2) \\ &\approx 2218 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

- Moment kháng dùng trong tính toán khả năng chịu tải,  $M_{RBP}$ :

$$\begin{aligned} M_{RBP} &= V_1(L/2) + V_2(L/2) \\ &= (806,5 \text{ kN/m})(5,5\text{m}/2) + (51,7 \text{ kN/m})(5,5\text{m}/2) \\ &\approx 2360 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

### 1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$\begin{aligned} FS_{SL} &= \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \tan \varphi_b}{F_l + F_2} = \frac{806,5 \text{ kN/m} (\tan 30^\circ)}{190 \text{ kN/m} + 24,42 \text{ kN/m}} \\ &FS_{SL} \approx 2,17 > 1,5 - chấp nhận được. \end{aligned}$$

b) Đối với phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_l(H/3) + F_2(H/2)} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{2218}{589} \approx 3,77 > 1,5 - chấp nhận được.$$

1.4. Xác định ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên nền đất ,  $\sigma_{V(\max)}$ :

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{\sum_i^n V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e}$$

Trong đó:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{N} = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{V_1 + V_2} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{5,5m}{2} - \left( \frac{2360 \text{ (kN.m / m)} - 589 \text{ (kN.m / m)}}{806,5 \text{ (kN / m)} + 51,7 \text{ (kN / m)}} \right)$$

$$\approx 0,69 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,92 \text{ m} - \text{chấp nhận được.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{V(\max)} = \frac{806,5 \text{ kN / m} + 51,7 \text{ kN / m}}{5,5m - 2(0,69m)} \approx 208 \text{ kN / m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền ,  $q_{th}$  :

$$q_{th} = C_f N_f + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_t N_y$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_y$  - hệ số khả năng chịu tải không thử nghiệm, với  $\phi_f = 30^\circ$ , thì và  $N_y = 22,4$ .

$$\Rightarrow q_{ult} = (1/2)[7,5m - 2(0,67m)](19,6 \text{ kN / m}^3)(22,4) \approx 1352 \text{ kN / m}^2$$

Hệ số khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ , được xác định như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{1352 \text{ kN / m}^2}{230 \text{ kN / m}^2} \approx 5,90 > 2,0 - \text{chấp nhận được.}$$

## 2. Tính toán ổn định trong

2.1. Lựa chọn loại vật liệu bảo vệ bề mặt, khoảng cách đúng và loại cốt:

- Dựa vào vị trí đường phố, nên chọn lớp bảo vệ bề mặt tường chắn bằng bê tông đúc sẵn có mỹ quan. Để đẹp về thẩm mỹ, nên chọn các cấu kiện bê tông đúc sẵn có kích thước là  $1,5 \times 1,5 \text{ m}$  có mạch xây nối không lớn hơn 19 mm. Khi độ lún lệch dọc theo tường chắn cho phép bằng  $1/300$ , thì các tấm bê tông đúc sẵn trên đây và có mạch nối bằng 19 mm là chấp nhận được.

- Do có nhiều khả năng gây cản trở thoát nước mặt, thì những loại cốt dạng thanh có gờ mạ kẽm là thích hợp nhất và sẽ được dùng trong tính toán đầu tiên. Ngoài ra, các loại cốt khác lại có lợi về mặt kỹ thuật.

- Kích thước các tấm bê tông đúc sẵn bảo vệ bề mặt hiệu quả nhất là loại 0,75 m, và mỗi tấm bê tông cho phép đặt hai hàng cốt.

2.2. Xác định chiều dài các thanh cốt đầu tiên:

Đối với mái đất đắp nằm ngang,  $L = 0,7 H$  là hợp lý; do đó:

$$L = 0,7 H = 0,7 (7,8 \text{ m}) = 5,5 \text{ m}.$$

2.3. Tính toán ổn định trọng tại mỗi lớp cốt và khoảng cách ngang yêu cầu:

Tính trị số  $k$  tại từng vị trí, ví dụ, tại  $Z = 2,92 \text{ m}$  so với bề mặt đỉnh tường:

$$\begin{aligned} k_a &= \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 34^\circ/2) \\ &= 0,28 \text{ cho đất đắp.} \end{aligned}$$

Từ hình 7.16, và tại  $Z = 2,92 \text{ m}$ , ta có:

$$\begin{aligned} \frac{x}{1,7 - 1,2} &= \frac{6 - 2,92}{6} \\ \rightarrow x &= \frac{3,08 (0,5)}{6} \approx 0,26 \end{aligned}$$

Vậy,

$$k = (1,2 + 0,26) k_a \approx 0,41.$$

2.4. Tính  $\sigma_H$  tại độ sâu  $2,92 \text{ m}$  cho một đơn vị chiều rộng:

$$\sigma_V = \gamma Z + q = (18,8)(2,92) + 9,4 \approx 64,3 \text{ kPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_H = k \sigma_V = 0,41 (64,3) \approx 26,4 \text{ kPa.}$$

Tác dụng của các chấn đường sẽ không truyền ứng suất lên thể tích cốt vì chúng được đúc thành kết cấu ổn định lâu dài và đặt khắp chiều rộng của tuyến đường.

2.5. Khoảng cách ngang trước tiên được xác định từ nghiên cứu nhỏ, để phù hợp hơn nên dùng khoảng cách trên 2 lần chiều rộng tấm tính cho tâm mỗi lớp cốt sẽ tốt hơn một đơn vị chiều rộng và hệ số che phủ của cốt,  $R_c$ . Lực lớn nhất tác dụng lên diện tích giữa hai tấm bê tông bảo vệ bề mặt,  $A_t$ , là:

$$A_t = S_V \times 2 \text{ chiều rộng tấm}$$

$$A_t = 0,75 \times 2 (1,5) = 2,25 \text{ m}^2$$

Lực lớn nhất tác dụng lên chiều dài hay diện tích giữa hai tấm bê tông bảo vệ bề mặt tường là:

$$T_{\max} = \sigma_H \cdot A_t = 26,4 (2,25) \approx 59,4 \text{ kN.}$$

Nếu hệ số an toàn kháng nhổ  $FS \geq 1,5$ , thì cường độ kháng nhổ  $P_R$  sẽ là:

$$P_R \geq \sigma_H \cdot A_t \cdot FS = 59,4 (1,5)$$

$$P_R \geq 89,10 \text{ kN}$$

2.6. Số thanh cốt,  $N$ , đủ đảm bảo an toàn, thì sức kháng nhổ nhỏ nhất có thể được xác định:

$$N \geq \frac{P_R}{2b \cdot F^* \cdot L_e \cdot \sigma'_V}$$

Trong đó:  $b = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$ ;

$$L_e = 5,5 - 0,3 (7,8) = 3,16 \text{ (xem hình 7. 20,a);}$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot Z \text{ (để tính nhổ, bỏ qua tải trọng động);}$$

$F^* = 1,35$  ( thu được theo cách nội suy, bằng 2,0 tại  $Z = 0 \text{ m}$  đến  $\tan \varphi$  tại  $Z = 6 \text{ m}$ .

Chú ý rằng, đối với cốt thép có gờ, hệ số sức kháng nhổ,  $F^*$ , thường được lấy:

$$F^* = \tan \rho = 1,2 + \log C_u \text{ tại đỉnh tường, và lớn nhất} = 2,0.$$

$$F^* = \tan \varphi \text{ tại độ sâu bằng } 6 \text{ m và sâu hơn.}$$

Trong đó:  $C_u$  là hệ số đồng nhất của đất đắp ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ). Nếu trị số  $C_u$  riêng cho đất đắp tường chấn biết trước, và giả thiết  $C_u = 4$ , thì  $F^* = 1,8$  tại đỉnh tường chấn.

Tại độ sâu bằng 2,92 m, chúng ta sẽ tính được số thanh cốt,  $N$ , như sau:

$$N \geq \frac{89,10}{2(0,05)(1,35)(3,16)(18,8)(2,92)} \approx 3,80$$

$N = 4$  thanh trên diện tích giao nhau với  $FS > 1,5$  và đặt thành hai hàng trên hai tấm.

2.7. Kiểm tra ứng suất trong cốt dựa trên hiệu số giữa chiều dày danh định trừ đi chiều dày đã bị ăn mòn do môi trường,  $E_s$ . Mức thấp nhất về tổn thất chiều dày trong một năm là:

$$\begin{aligned} \text{Ăn mòn của kẽm} &= 15 \mu\text{m} \text{ (2 năm đầu)} \\ &= 4 \mu\text{m} \text{ (những năm tiếp theo)} \end{aligned}$$

$$\text{Ăn mòn của thép} = 12 \mu\text{m}$$

Tuổi thọ của cốt mạ kẽm (86  $\mu\text{m}$ ) là:

$$\begin{aligned} \text{Tuổi thọ} &= 2 \text{ năm} + \frac{86 - 2(15)}{4} \\ &= 2 \text{ năm} + 14 \text{ năm} \\ &= 16 \text{ năm}. \end{aligned}$$

Thép cacbon bazơ sẽ mất tiết diện trong khoảng thời gian:

75 năm – 16 năm = 59 năm với tốc độ bằng 12  $\mu\text{m} / \text{năm} / \text{cạnh}$ . Do đó, hao mòn dự tính là:

$$E_R = 12(59)(2) = 1,416 \text{ mm, và}$$

$$E_C = 4.000 - 1.416 = 2,584 \text{ mm, và}$$

$$\text{Diện tích tiết diện} = 129,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nếu sử dụng thép loại 60, } F_Y = 413,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Và } f_{all} = 0,55 (F_Y) = 227,5 \text{ MPa.}$$

Ứng suất kéo tại từng thanh có thể được tính như sau:

$$f_S = \frac{T}{N \cdot E_C} = \frac{59,4}{4(0,000129)(1000)} \approx 115,12 \text{ MPa} < 227,5 \text{ MPa.}$$

2.8. Tính toán ổn định trong từng lớp cốt và xác định số thanh cốt trên diện tích giao nhau giữa các lớp cốt.

Các kết quả cho từng chiều sâu lớp cốt được giới thiệu trong bảng 7.5 dưới đây:

**Bảng 7.5. Các kết quả tính toán tường chắn đất có cốt thép không kéo dãn**

Độ sâu, Z, (m)	Áp lực đứng, $\sigma_v$ (kPa)	K	F*	Áp lực đứng, $\sigma_h$ (kPa)	Số thanh N,	Ứng suất kéo, $f_s$ (MPa)	Hệ số an toàn nhỏ, $FS_{PO}$
0,675	22,09	0,46	1,85	10,27	5	35,75	1,61
1,425	36,19	0,45	1,69	16,18	4	70,44	1,57
2,175	50,29	0,43	1,52	21,59	4	94,01	1,62
2,925	64,39	0,41	1,35	26,50	4	115,42	1,58
3,675	78,49	0,39	1,19	30,93	4	134,65	1,49
4,425	92,59	0,38	1,02	34,85	4	151,72	1,51
5,175	106,69	0,36	0,86	38,27	4	166,61	1,52
5,925	120,79	0,34	0,69	41,19	5	143,47	1,82
6,675	134,89	0,34	0,67	45,76	4	199,24	1,59
7,425	148,99	0,34	0,67	50,55	4	220,06	1,75

### Các bài tập chương 7

7.5. Hãy giải ví dụ 7.1, nếu tải trọng giao thông bằng  $12 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.6. Hãy giải ví dụ 7.2, nếu  $H = 10 \text{ m}$ ;  $B = 8 \text{ m}$ , và tải trọng giao thông,  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.7. Hãy giải ví dụ 7.3 với  $h = 10 \text{ m}$ , và sẽ có lực cắt dọc theo mặt sau lưng thảng đứng của MSEW (tức là,  $\sigma = 15^\circ$ ), còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.8. Hãy giải ví dụ 7.4, nếu  $H = 9 \text{ m}$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 8

# TƯỜNG CHẮN BẰNG RỌ ĐÁ - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 8.1. MỞ ĐẦU

Các loại lưới địa kỹ thuật có thể dùng làm thành những cái túi để đổ đá vào trong phục vụ chống trượt sườn (mái) dốc của khu vực, người ta thường gọi là "rọ đá" (xem hình 8.1). Đá tiêu chuẩn dùng làm rọ đá, thường có kích thước bằng 100 đến 200 mm, thậm chí có thể dùng đá balát đường tàu. Phần lớn chiều dày rọ đá có thể đạt tới 50 cm, điều này có liên quan tới tính ổn định trong của nó. Một số tường chắn lớn hơn (như các mố cầu), theo phương pháp này có thể làm thành các tường rọ đá cao tới 10 m. Những tường chắn rọ đá làm bằng vật liệu polymer có ưu điểm vượt trội so với các rọ đá làm bằng lưới kim loại ở chỗ, kim loại thường dễ bị ăn mòn, nhưng polymer có nhược điểm dễ bị phá hoại từ biển (môi) và dễ bị đứt trong khi thi công.

Khi thiết kế, ổn định ngoài của các tường chắn rọ đá được tính toán giống như bất kỳ loại tường chắn trọng lực nào khác. Loại tường chắn rọ đá chắc chắn là loại tường mềm. Do vậy, nên sử dụng các điều kiện áp lực đất chủ động và nếu đất đắp sau lưng tường bị lún so với tường, góc ma sát của tường và đất đắp sau lưng tường sẽ lấy bằng góc ma sát trong của đất (tức là,  $\delta = \varphi$ ).

Ôn định trong của tường chắn rọ đá có thể được kiểm tra nhờ sự hỗ trợ của :

- Lý thuyết trạng thái giới hạn;
- Hệ số an toàn.

Việc kiểm tra các chỗ nối giữa những khối riêng biệt được thực hiện theo từng bước. Kết cấu từng khối được xác định bằng áp lực chủ động và, những lực tương ứng sẽ được xác định theo phương pháp giống như kiểm tra toàn bộ tường chắn. Trong phân tích, có thể sử dụng đất đắp hơi xốp, còn đá đổ bằng máy, nên có thể lấy góc ma sát trong của đá là rất cao. Điều này có thể giả thiết rằng, sau một thời gian do tác dụng của hỗn hợp đất đắp, ứng suất trong lưới sẽ bị hạ xuống. Do những thay đổi này mà có khả năng làm thay đổi độ dốc của hệ thống bề mặt tường chắn, nhiều trường hợp làm tăng độ dốc của bề mặt tường ( $\alpha$ ).

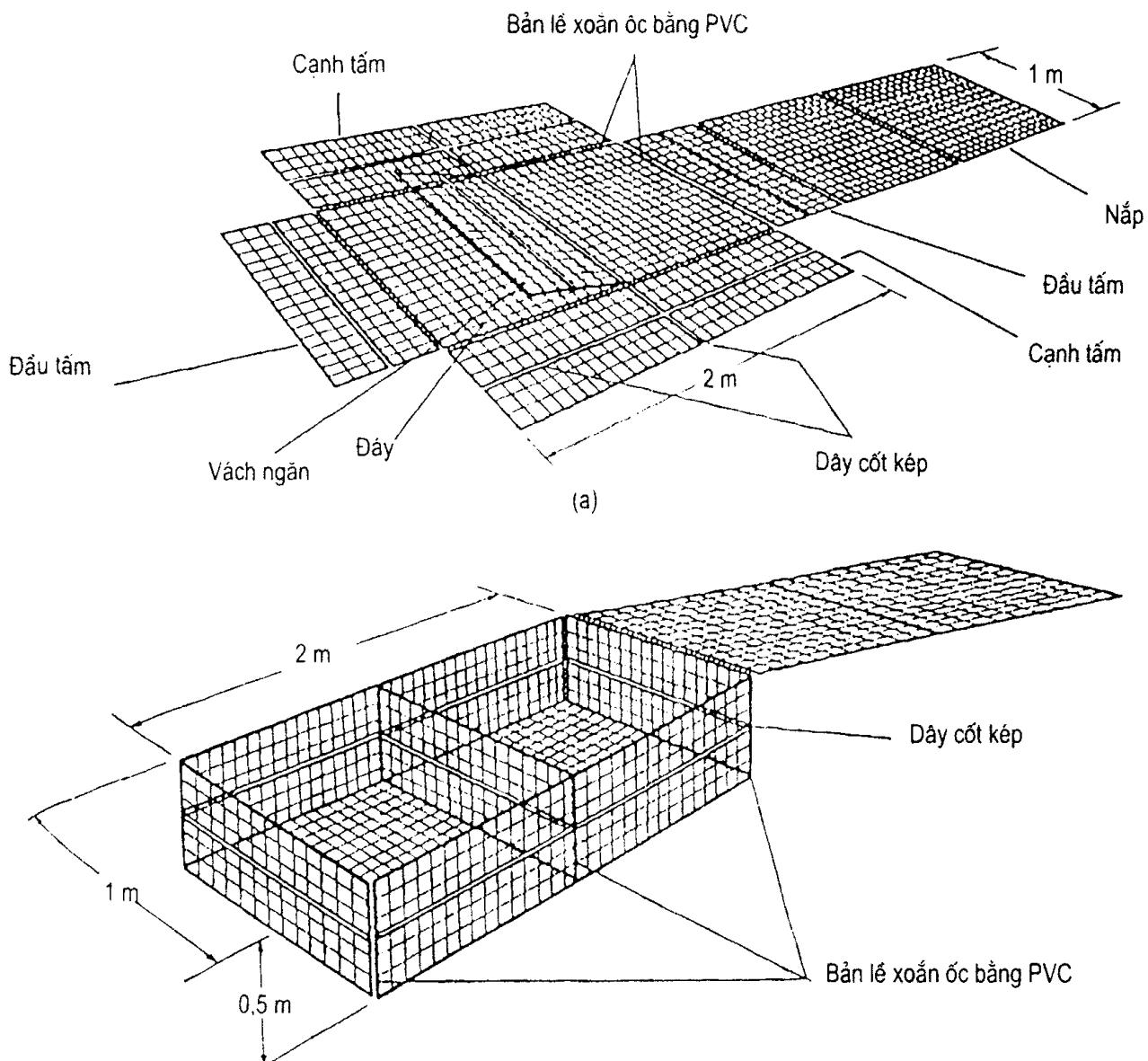
## 8.2. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN RỌ ĐÁ - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 8.2.1. Ốn định ngoài

Giá thiết tải trọng tác dụng lên khối đáy tường chắn được minh họa bằng sơ đồ như trên hình 8.2.

Ứng suất pháp tại tâm của khối đáy được cho bởi:

$$\sigma = \frac{N}{B - 2e} + \frac{\gamma h \cos \alpha}{2} \quad (8.1)$$



*Hình 8.1. Rọ đá bằng lưới địa kỹ thuật (trải ra và gấp lại)  
(Theo lời mời của công ty TNHH Netlon, Anh Quốc).*

$$e = \frac{M}{N} \quad (8.2)$$

Trong đó: N - tổng tải trọng pháp tuyến tác dụng lên khối đáy tường chắn;  
B - chiều rộng khối nằm trên;

e - độ lệch tâm;

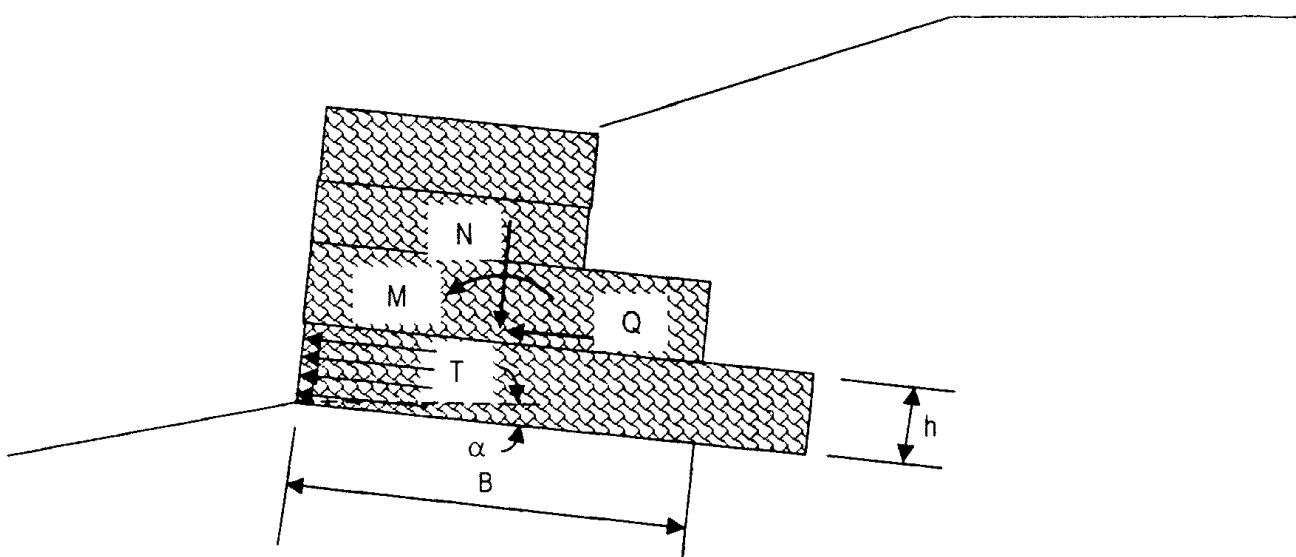
M - moment tác dụng lên khối đá;

h - chiều cao khối đá;

$\gamma$  - trọng lượng đơn vị của vật liệu khối đá;

$\alpha$  - độ dốc của rãnh.

Áp lực tác dụng lên khối đá của tường chắn được xác định bằng trị số gia tăng áp lực chủ động:



Hình 8.2. Tải trọng tác dụng lên khối đá.

$$T = 0,5 T_0 + 0,5 T_a \quad (8.3)$$

$$T_0 = k_0 \sigma \quad (8.4)$$

$$T_a = k_a \sigma - 2C_d \sqrt{k_a} \quad (8.5)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_d \quad (8.6)$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_d/2) \quad (8.7)$$

Trong đó: T - trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt khối đá;

$\sigma$  - ứng suất pháp lớn nhất tác dụng lên khối đá;

$C_d$  - lực dính tính toán của vật liệu khối đá;

$\varphi_d$  - góc ma sát trong tính toán của vật liệu khối đá.

Chiều rộng lỗ lưới của khối đá trên một mét dài của tường chắn rãnh là:

$$D_k = 1 \quad (8.8)$$

$$D_n = h/v + 1 \quad (8.9)$$

Trong đó:  $D_k$  - chiều rộng lỗ lưới trên cùng giữa các khối khi bị kéo;

$D_n$  - tổng chiều rộng của lỗ lưới khi bị nén bởi lực T;

h - chiều cao khối đá;

v - khoảng cách của các lỗ lưới theo phương đứng.

## 8.2.2. Ổn định trong của tường rọ đá - theo trạng thái giới hạn

### 1) Kiểm tra ổn định lật:

$$M_R > M_0 \quad (8.10)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng lật;

$M_0$  - moment gây lật.

### 2) Kiểm tra ổn định trượt:

$$N \operatorname{tg} \varphi_d + C_d B > Q \quad (8.11)$$

Trong đó:  $N$  - lực pháp tuyến tác dụng lên điểm trên cùng của khối đáy;

$\varphi_d$  - góc ma sát trong tính toán của vật liệu khối đáy;

$B$  - chiều rộng khối trên;

$C_d$  - lực dính tính toán của vật liệu khối đáy;

$Q$  - lực gây cắt =  $P_d$ .

### 3) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý tới áp lực ngang:

$$S < S_u \quad (8.12)$$

$$S = \frac{T b h}{D_n} \quad (8.13)$$

Trong đó:  $S$  - lực tác dụng trên một mét dài đường liên kết;

$S_u$  - khả năng chịu tải của mối liên kết;

$b$  - chiều rộng = 1m.

### 4) Kiểm tra khả năng chịu tải của mối nối giữa các khối:

$$N_d < N_u \quad (8.14)$$

$$N_d = \frac{T b h}{D_n} + \frac{\max(Q - Q_R)}{D_k} \quad (8.15)$$

$$Q_R = k_t N \operatorname{tan} \varphi_d + C_d B \quad (8.16)$$

Trong đó:  $N_d$  - lực kéo trên một mét dài của đường nối trên cùng của khối đáy;

$N_u$  - độ bền của lưới;

$Q_R$  - lực kháng cắt do ma sát và lực dính giữa các khối;

$k_t$  - hệ số giảm ma sát giữa các khối (trị số mặc định là 0,66).

## 8.2.3. Ổn định trong của tường rọ đá - theo hệ số an toàn

Những trường hợp dưới đây sẽ dùng khái niệm hệ số an toàn khi kiểm tra ổn định trong của tường chắn rọ đá:

### 1) Kiểm tra ổn định lật:

$$FS_{ov} > \frac{M_R}{M_0} \quad (8.17)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng lật;

$M_0$  - moment gây lật;

$F_{ov}$  - hệ số an toàn kháng lật.

### 2) Kiểm tra ổn định trượt:

$$FS_{SL} > \frac{N \operatorname{tg} \varphi + C \cdot B}{Q} \quad (8.18)$$

### 3) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý tới áp lực ngang:

$$FS_{mesh} > \frac{S_U}{S} \quad (8.19)$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n} \quad (8.20)$$

Trong đó:  $T$  - trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt khối đáy;

$S$  - lực tác dụng trên một mét dài đường mối liên kết;

$S_U$  - khả năng chịu tải của mối liên kết;

$FS_{mesh}$  - hệ số an toàn của lưới khi chịu kéo (trị số an định là 1,5);

$b$  - chiều rộng = 1m.

### 4) Kiểm tra khả năng chịu tải của mối nối giữa các khối:

$$FS_{mesh} > \frac{N_U}{N_d} \quad (8.21)$$

$$N_d = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n} + \frac{\max(Q - Q_R)}{D_k} \quad (8.22)$$

$$Q_R = k_t \cdot N \operatorname{tan} \varphi_d + C_d \cdot B \quad (8.23)$$

Trong đó:  $N_d$  - lực kéo trên một mét dài của đường nối trên cùng của khối đáy;

$N_U$  - độ bền của lưới;

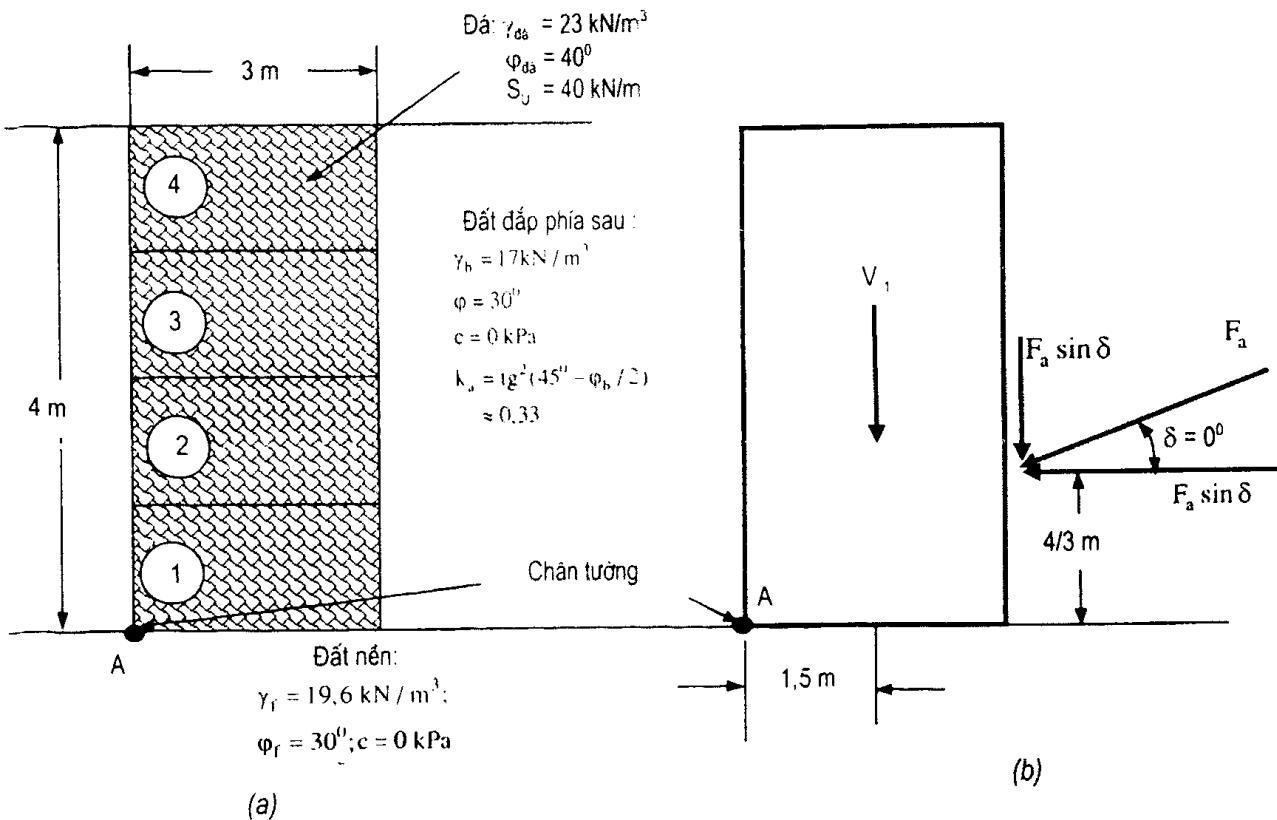
$Q_R$  - lực kháng cắt do ma sát và lực dính giữa các khối;

$K_t$  - hệ số giảm ma sát giữa các khối (trị số mặc định là 0,66);

$FS_{mesh}$  - hệ số an toàn của lưới khi chịu kéo (trị số an định là 1,5).

### Ví dụ 8.1.

Hãy tính toán ổn định ngoài và ổn định trong cho tường chắn rọ đá dưới đây (hình 8.3), và không có ứng suất gây cắt (tức là,  $\delta = 0^\circ$ ). Giả thiết, khả năng chịu tải của mối nối,  $S_u$ , bằng 40 kN/m, và góc ma sát trong của vật liệu đá,  $\varphi_{da} = 40^\circ$ .



Hình 8.3.

**Bài giải:**

### A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

Một tường chắn rọ đá có mái đất đắp nằm ngang như chỉ ra trên hình 8.3.

#### 1. Tính toán ổn định ngoài

##### 1.2. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_{\text{đá}} \cdot H \cdot L = (23 \text{ kN/m}^3)(4 \text{ m})(3 \text{ m}) \\ = 276 \text{ kN/m}$$

$$F_a = 1/2 (17 \text{ kN/m}^3)(4 \text{ m})^2 (0,33) \\ \approx 44,88 \text{ kN/m}$$

$$F_{a(h)} = F_a \cdot \cos \delta = 44,88 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ) \\ \approx 44,88 \text{ kN/m}$$

$$F_{a(V)} = F_a \cdot \sin \delta = 44,88 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) \\ \approx 0 \text{ kN/m}$$

$$N = \sum V_i = V_1 + F_{a(V)} \\ = 276 \text{ kN/m}$$

1.2. Xác định các moment xung quanh chân tường chắn (điểm A):

a) Moment lật,  $M_O$ :

$$M_O = F_{a(h)}(H/3) = (44,88 \text{ kN/m})(4 \text{ m}/3)$$

$$\approx 60,0 \text{ kN.m/m.}$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$M_R = V_1(L/2) = (276 \text{ kN/m})(3 \text{ m}/2)$$

$$= 414 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Xác định các hệ số an toàn, FS :

a) Đe phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{414 \text{ kN.m/m}}{60 \text{ kN.m/m}} \approx 6,9 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Đe phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{(V_1 + F_{a(V)}) \operatorname{tg}\varphi_f + c_f(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{276 \text{ kN/m} (\operatorname{tg}30^\circ) + 0}{44,88 \text{ kN/m}} \approx 3,55 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

1.4. Xác định áp lực lớn nhất tác dụng lên đáy tường chắn,  $\sigma_{v(max)}$ :

Vị trí tổng hợp lực, N, được xác định như sau:

$$\sum M_A = \sum M_R - F_l \cdot (H/3) - N(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{414 - 60}{276} \approx 1,283 \text{ m}$$

$$L/3 = 3 \text{ m}/3 = 1,0 \text{ m}, \text{ and } 2L/3 = 2(3 \text{ m})/3 = 2,0 \text{ m}$$

$$1,0 \text{ m} < 1,283 \text{ m} < 2,0 \text{ m} - Đạt yêu cầu.$$

Do đó, tổng hợp lực, N, hoàn toàn nằm trong khoảng 1/6 chiều dài đáy tường chắn, và:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,0 \text{ m}}{2} - 1,283 \text{ m} \approx 0,22 \text{ m} < \frac{3,0 \text{ m}}{6} = 0,50 \text{ m} - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

$$\rightarrow \sigma_{v(max)} = \frac{N}{L - 2e} = \frac{276}{3,0 - 2(0,22)} \approx 107,81 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối đa của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_{c(f)} + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_t N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_{(\gamma;c;q)}$  - các hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, với  $\phi_f = 30^0$ , tra bảng 7.1, chúng ta có thể nhận được:  $N_c = 30.14$ ;  $N_q = 18.40$  and,  $N_y = 22.40$ .

vậy,

$$q_{th} = ((1/2)[3m - 2(0,22m)](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,40) \\ \approx 561,97 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn về khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ , được xác định như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(max)}} = \frac{561,97 \text{ kN/m}^2}{107,81 \text{ kN/m}^2} \approx 5,21 > 2,0 — Đạt yêu cầu.$$

## 2. Tính toán ổn định trong

2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 1:

a) Để phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_l(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(3)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(3)^2(0.33)(3/3) \text{ kN.m/m}} \\ FS_{OV} = \frac{310,5 \text{ kN.m/m}}{25,245 \text{ kN.m/m}} \approx 12,30 > 1,5 — Hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu.$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{(69)(3) \text{ kN/m} (\tan 40^0) + 40(3) (69)(3) \text{ kN/m} (\tan 40^0) + 40(3)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN/m}} \\ FS_{SL} = \frac{293,673 \text{ kN/m}}{25,245 \text{ kN/m}} \approx 11,63 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang:

$$FS_{mesh} = \frac{S_u}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó:  $T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi_s = 1 - \sin 40^0 = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \tan^2(45^0 - \phi_s/2) = \tan^2(45^0 - 40^0/2) = 0,217$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(3) + 0,5(0,217)(17)(3)$$

$$\approx 14,64 \text{ kN/m}^2$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{14,64.(1).(1)}{3} = 4,88$$

Thật vậy, ta có:

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 2:

a) Để phân tích lật,  $FS_{ov}$ :

$$FS_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_l(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(2)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(2)^2(0,33)(2/3) \text{ kN.m/m}}$$

$$FS_{ov} = \frac{207 \text{ kN.m/m}}{7,48 \text{ kN.m/m}} \approx 27,67 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{sl}$ :

$$FS_{sl} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_f + c_d(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{sl} = \frac{(23)(3)(2) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^0) + 40(3)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN/m}} = \frac{235,78 \text{ kN/m}}{11,22 \text{ kN/m}}$$

$$\approx 21,01 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ ý đến áp lực ngang:

$T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bê mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(2) + 0,5(0,217)(17)(2)$$

$$\approx 9,76$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và

$$S = \frac{9,6(1)(1)}{3} \approx 3,25 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{3,25 \text{ kN/m}} \approx 12,31 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 3:

a) Để phân tích lật,  $FS_{ov}$ :

$$FS_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_l(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(1)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(1)^2(0,33)(1/3) \text{ kN.m/m}}$$

$$FS_{OV} = \frac{103,5 \text{ kN.m / m}}{0,935 \text{ kN.m / m}} \approx 110,70 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_f + c_d(L)}{F_a(h)} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(23)(3)(1) \text{ kN / m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(3)}{1/2(17)(1)^2(0,33) \text{ kN / m}} = \frac{177,89 \text{ kN / m}}{2,805 \text{ kN / m}}$$

$$\approx 63,42 > 1,5 - hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang:

$T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(1) + 0,5(0,217)(17)(1)$$

$$\approx 4,88$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{4,88(1)(1)}{3} \approx 1,63 \text{ kN / m}$$

Thật vậy, ta có:

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN / m}}{1,63 \text{ kN / m}} \approx 24,54 > 1,5 - hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.$$

## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bằng cách dùng phần mềm Mastars 2000, các bước tính toán được tiến hành như sau:

**Bước 1:** Nhập số liệu đầu vào

1) Các tính chất của đất: Bằng cách lựa chọn *Số Liệu Đầu Vào* trong của sổ chính, nhập các số liệu đã hiệu chỉnh của tính chất đất dưới đây (xem hình 8.4).

2) Thiết lập các tầng (lớp) đất nền:

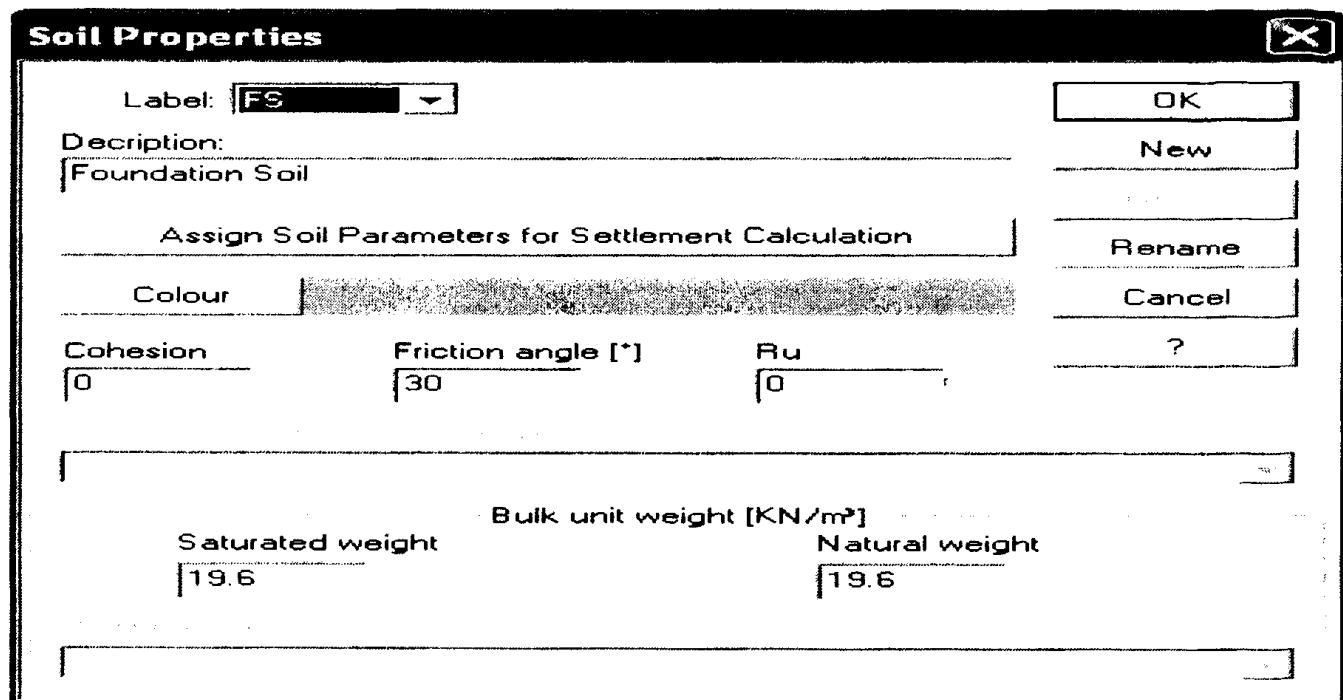
Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được mặt cắt đất nền theo yêu cầu của bài toán. Những tham số đầu vào được chỉ ra trong hình 8.5.

3) Các khối tường chắn:

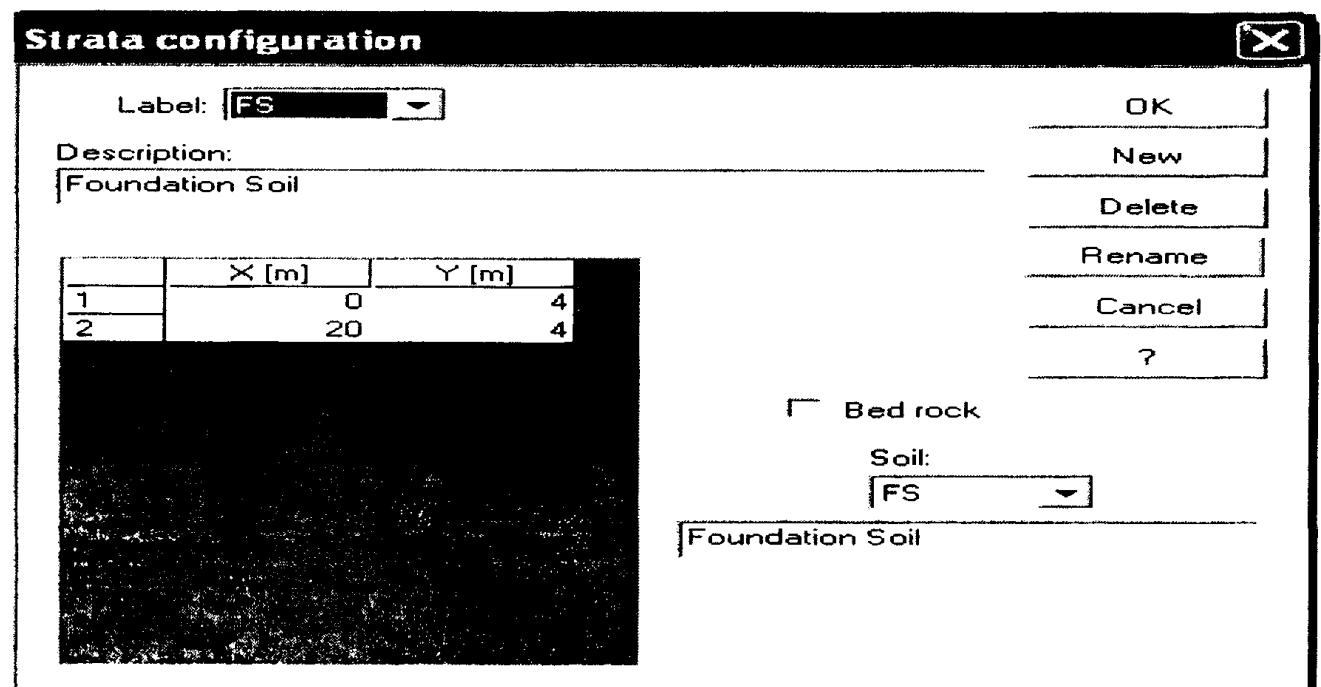
Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được các khối tường chắn bảo vệ phần đất sau lưng tường được ổn định. Những khối đất này sẽ được giữ ổn định bằng các loại cốt khác nhau tùy theo nhu cầu thực tế (xem hình 8.6).

Mọi giả thiết về các khối tường chắn có cốt trong phần này cũng tương tự như đã trình bày trong phân tích thủ công ở trên.

Ưu điểm của phần mềm này sẽ giúp chúng ta giảm khối lượng lớn tính toán, mà tính thủ công khó thực hiện được.



*Hình 8.4. Cửa sổ để xác định các tính chất của đất.*



*Hình 8.5. Cửa sổ để thiết lập hình dạng tầng đất nền.*

**Block Dimension**

Label:	<input type="checkbox"/> Segmental wall	Friction Angle between [*] Block and reinforcement
Main reinforcement		
Manufacturer	Product Family	Product Model
Maccaferri	Gabions H=1.00	Width P = 3.00
Reinforcement Length [m]:	Gabion height [m]:	Gabion width [m]:
3	1	3
Lying over block	External Face Inclination[*]	Hill side:
	0	On the right
Block origin [m]:		Block dimensions [m]:
Abcissa	Ordinate	Base Length Height
4	4	3 1
<input type="checkbox"/> Show reinforcement database		
<input type="button" value="Next &gt;"/>		<input type="button" value="Cancel"/>
<input type="button" value="Help"/>		

*Hình 8.6. Cửa sổ để xác định kích thước các khối tường chắn.*

#### 4) Các loại đất đá của toàn bộ công trình:

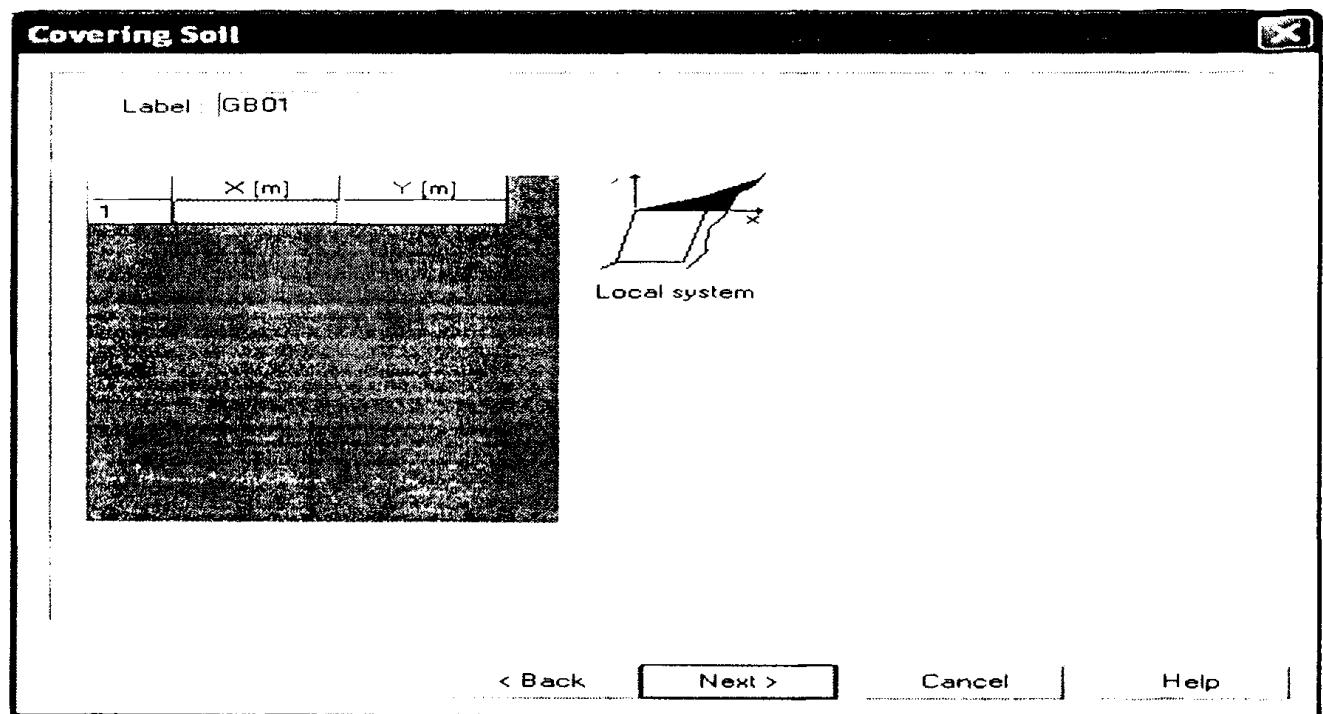
Lựa chọn này cho phép thiết lập tất cả các loại đất đá của công trình (xem hình 8.7).

**Block Associate Soils**

Label	GB01	Class of Structural Embankment
<input type="checkbox"/> Gravity		
Structural Embankment	GB	Gabion Wall
Backfill	TRE	Retaining Embankment
Block Covering Soil	RE	Retaining Embankment
Block Foundation Soil	FS	Foundation Soil
Gabions Filling Soil	GB	Gabion Wall
<input type="button" value="&lt; Back"/> <input type="button" value="Next &gt;"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input type="button" value="Help"/>		

*Hình 8.7. Cửa sổ để thiết lập các lớp đất đá của toàn bộ công trình.*

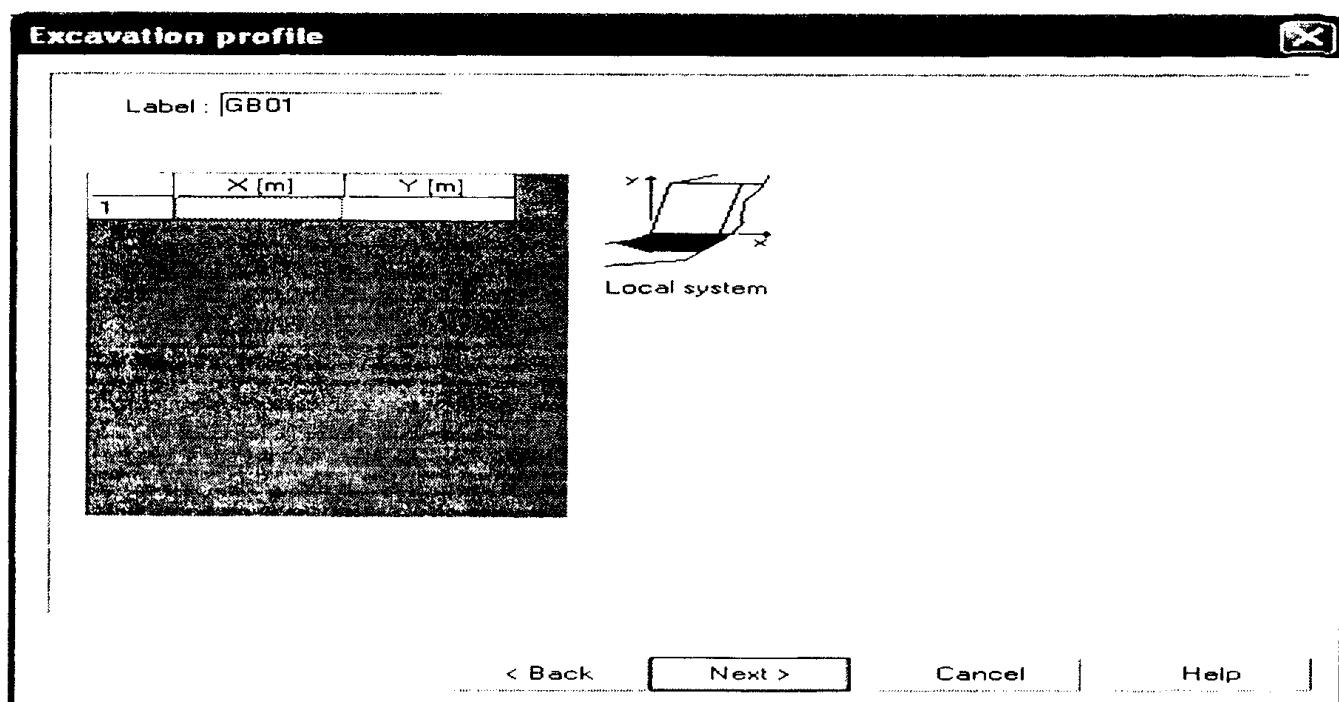
5) Đất phủ bê mặt: Lựa chọn này cho phép xác định lớp đất phủ (xem hình 8.8).



Hình 8.8. Cửa sổ để xác định lớp đất phủ bê mặt.

6) Mật cắt hố đào:

Lựa chọn này cho phép xác định mật cắt hố đào trước khi thi công tường chấn (xem hình 8.9).



Hình 8.9. Cửa sổ để xác định mật cắt hố đào trước khi thi công tường chấn.

## Bước 2: TÍNH TOÁN

Bằng cách lựa chọn phần hỗ trợ tính toán, chương trình sẽ đưa ra tính toán ổn định tường chắn rọ đá nói riêng và tường chắn đất có cốt nói chung một cách nhanh chóng.

Trước khi cho máy chạy, cần kiểm tra phần kết cấu tường chắn, chương trình sẽ xác định độ nghiêng trung bình của đất đắp tường, đó là độ nghiêng của bề mặt tường chắn. Nếu độ nghiêng này nhỏ hơn  $70^\circ$ , chương trình sẽ không khai báo và không dùng được (xem hình 7.3).

Mỗi khi kết thúc tính toán, chương trình tự động cho ra các kết quả như chỉ ra trên các hình ảnh dưới đây:

### Kiểm tra tường chắn:

Hệ số an toàn kháng trượt của bề mặt nghiên cứu và đồ thị tiêu biểu của các bề mặt trượt có hệ số an toàn nằm giữa trị số nhỏ nhất và bằng 1,2 lần hệ số an toàn nhỏ nhất (xem hình 8.10).

#### 1. Tính toán ổn định ngoài

Các kết quả kiểm tra ổn định ngoài được chỉ ra dưới đây (xem hình 8.10).

Khả năng chịu tải tối hạn của đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] ..... : 561,97

Lực đẩy ngang lớn nhất: ..... [kN/m] ..... : 44,54

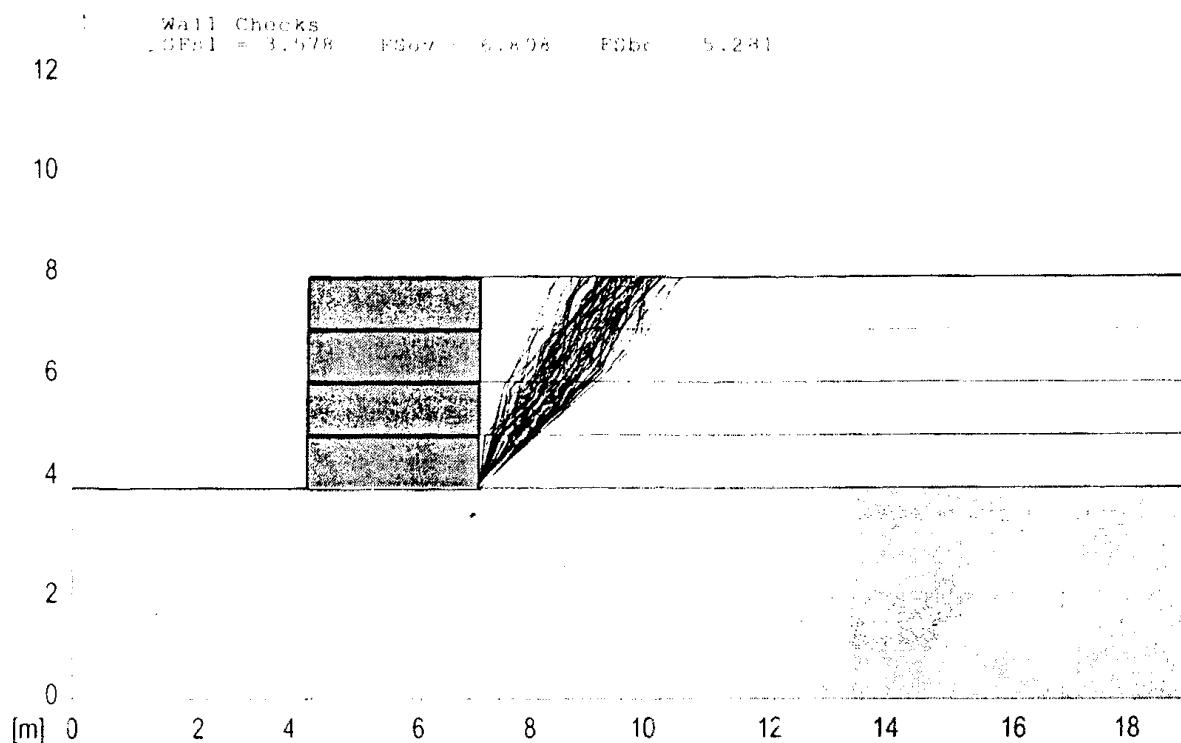
Hệ số an toàn kháng trượt: ..... : 3,578

Moment gây lật lớn nhất: ..... [kN\*m/m] : 61,62

Hệ số an toàn kháng lật: ..... : 6,808

Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] : 106,42

Hệ số khả năng chịu tải của đất nền: ..... : 5,281



Hình 8.10. Kiểm tra ổn định ngoài của tường chắn rọ đá.

## 2. Tính toán ổn định trong

Những kết quả kiểm tra ổn định ngoài và ổn định trong của bài toán này theo phương pháp tính thủ công và theo phần mềm máy tính điện tử, như giới thiệu trong bảng 8.1.

**Bảng 8.1. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong  
của tường chắn rọ đá**

Phân tích	Các hệ số an toàn	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<i>I. Ổn định ngoài:</i>		
1) Đối với lật, $FS_{ov}$	6,808	6,90
2) Đối với trượt, $FS_{sl}$	3,578	3,55
3) Khả năng chịu tải, $FS_{bc}$	5,281	5,21
<i>II. Ổn định trong :</i>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	12,515	11,63
2) Khối GB.03 trên GB.02	21,554	21,01
3) Khối GB.04 trên GB.03	63,369	63,42

### Ví dụ 8.2.

Hãy xác định ổn định ngoài và ổn định trong của tường chắn rọ đá dưới đây (xem hình 8.11), và sẽ không có ứng suất cắt ( $\delta = 0^0$ ). Vật liệu của tường rọ đá có trọng lượng đơn vị,  $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C = 0 \text{ kPa}$ , góc ma sát trong,  $\varphi_s = 400$ . Đất cắn bảo vệ có các chỉ tiêu:  $\gamma_b = 17 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_b = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_b = 30^0$ . Các tham số của đất nền là:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_f = 300$ . Giả thiết, khả năng chịu tải của mối liên kết rọ đá,  $S_u = 40 \text{ kN/m}$ .

### Bài giải:

#### A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

Một tường chắn rọ đá có mái đất đắp nằm ngang và không có tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 8.11.

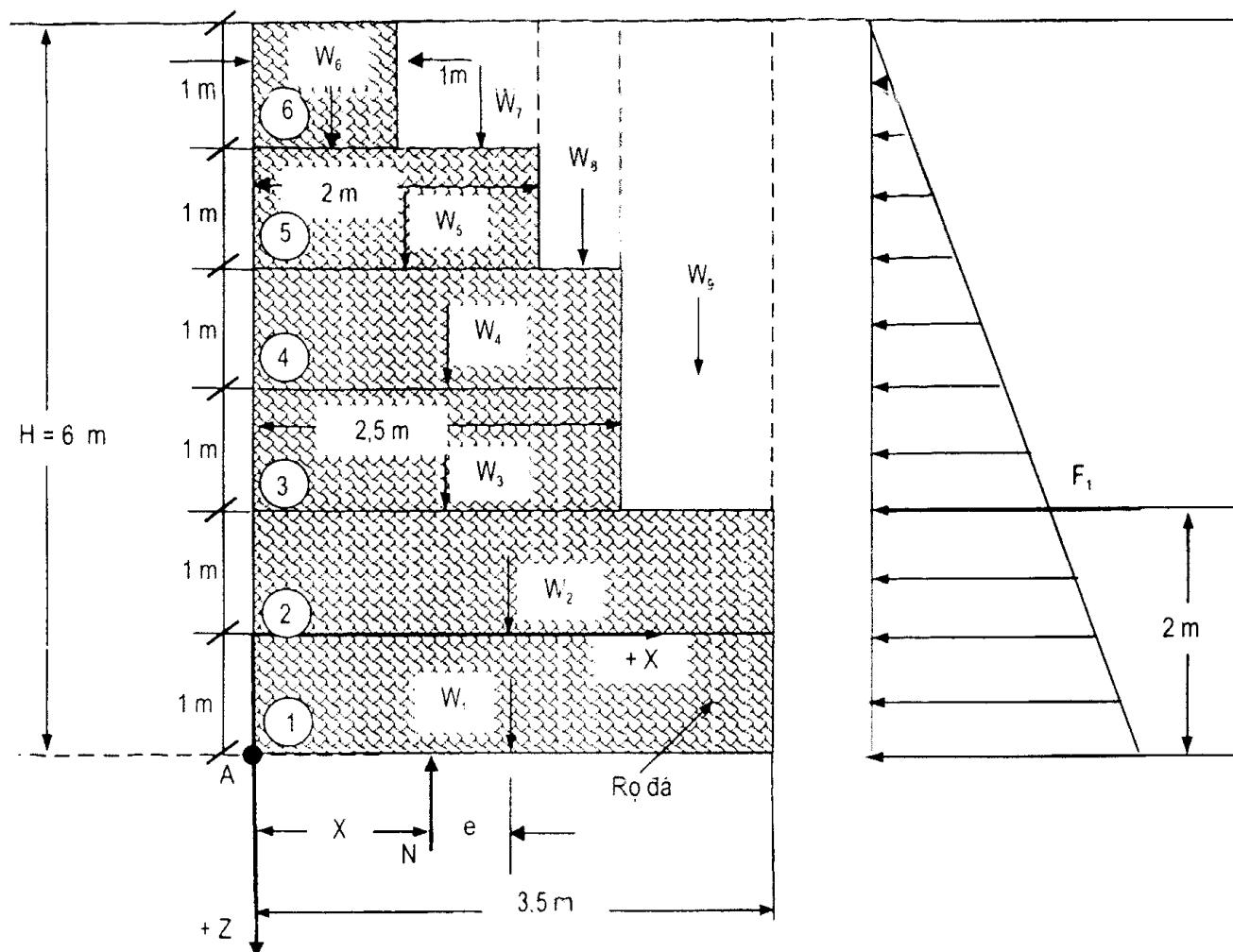
##### 1. Tính toán ổn định ngoài

Tính toán các lực tác dụng lên tường chắn rọ đá như giới thiệu trong bảng 8.2:

**Bang 8.2. Các trị số chính xác của các lực tác dụng  
trên một đơn vị chiều rộng tường chắn rọ đá**

Các tính toán	Các lực, kN/m	Cánh tay đòn, m	Moment kháng, $M_R$ kN-m/m
<i>I. Trọng lượng tường:</i>			
$W_1 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_2 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_3 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	1,25	73,44
$W_4 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	1,25	73,44
$W_5 = (1)(2)(23,5)$	47,00	1,00	47,00
$W_6 = (1)(1)(23,5)$	23,50	0,50	11,75
<i>II. Trọng lượng đất:</i>			
$W_7 = (1)(1)(17)$	17,00	1,50	25,50
$W_8 = (0,5)(2)(17)$	17,00	2,25	38,25
$W_9 = (1)(4)(17)$	68,00	3,00	204,00
	$\sum W_T = 454,5$		$\sum M_R = 761,26$

### 1.1. Xác định các tham số tải trọng



Hình 8.11.

Những lực tác dụng lên tường chắn rọ đá được xác định như sau:

Tính toán áp lực chủ động:

$$F_l = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot (H)^2 \cdot k_a$$

$$\begin{aligned} \text{Trong đó: } k_a &= \tan^2(45^\circ - \varphi_r / 2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 30^\circ / 2) = 0,33 \end{aligned}$$

Vậy,

$$\begin{aligned} F_l &= 1/2 (17 \text{ kN/m}^3) (6\text{m})^2 (0,33) \approx 100,98 \text{ kN/m} \\ F_{l(h)} &= F_l \cos \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ) = 100,98 \text{ kN/m} \\ F_{l(v)} &= F_l \sin \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) = 0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

và,

$$N = \sum W_T = 454,5 \text{ kN/m}$$

1.2 Xác định các moment:

a) Moment gây lật,  $M_0$ :

$$\begin{aligned} M_0 &= F_l (H/3) = (100,98 \text{ kN/m}) (6\text{m}/3) \\ &\approx 202 \text{ kN.m/m.} \end{aligned}$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ , lân cận chân tường chắn (điểm A- tham khảo bảng 8.2) là:

$$M_R = 761,26 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với trượt,  $FS_{SL}$

$$FS_{SL} = \frac{\sum N \tan \varphi}{P_d} = \frac{N \cdot \tan \varphi}{F_l}$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5) \cdot \tan 30^\circ}{100,98} \approx 2,599 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thoả mãn.}$$

b) Đối với lật,  $FS_{ov}$

$$FS_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1,5$$

$$FS_{ov} = \frac{761,26 \text{ kN.m/m}}{202 \text{ kN.m/m}} \approx 3,77 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thoả mãn.}$$

1.4. Xác định ứng suất lớn nhất tác dụng lên nền đất dưới đáy tường chắn,  $\sigma_{V(max)}$ .

Vị trí của tổng hợp lực,  $N$ , được xác định như sau:

$$\sum M_A = \sum M_R - F_l \cdot (H/3) - N(x) = 0$$

$$\sum M_A = 761,26 - 100,98(6/3) - 454,5.(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{761,26 - 202}{454,5} = \frac{552,62}{454,5} \approx 1,23m$$

$$L/3 = 3,5m/3 = 1,167m \text{, } \& 2L/3 = 2(3,5m)/3 = 2,333m$$

$1,167m < 1,23m < 2,333m$  – Hoàn toàn thỏa mãn.

Do đó, tổng hợp lực, N, nằm trong phạm vi 1/6 chiều rộng đáy tường chắn, và

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,5m}{2} - 1,23m \approx 0,52m < \frac{3,5m}{6} = 0,583m - Đạt yêu cầu.$$

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{N}{L - 2e} = \frac{454,5}{3,5 - 2(0,52)}$$

$$\sigma_{V(\max)} \approx 184,76 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối đa của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{ult} = C_f N_f + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_f N_y$$

Trong đó:  $C_f$  = lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_y$  = hệ số khả năng chịu tải của đất nền, với  $\phi_f = 30^\circ$ , thì  $N_y = 22,4$ ,

$$q_{ult} = (1/2)[3,5m - 2(0,52m)](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,4) \approx 540 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số khả năng chịu tải được xác định,  $FS_{BC}$ , như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{540 \text{ kN/m}^2}{184,76 \text{ kN/m}^2} \approx 2,92 > 2,0 - Đạt yêu cầu.$$

## 2. Tính toán ổn định trọng

2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối №1:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{ov} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_O} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

$$\text{Trong đó: } \sum_i^n M_R = (761,26 - 143,94)$$

$$\approx 617,32 \text{ kN.m/m}$$

$$\sum_i^n M_O = F_{l(h)}(5/3)$$

$$= 0,5(17)(5)^2(0,33)(5/3)$$

$$\approx 116,87 \text{ kN.m/m}$$

Vậy,

$$FS_{ov} = \frac{617,32}{116,87} \approx 5,28 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5 - 82,25) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(3,5)}{1/2(17)(5)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{452,32 \text{ kN/m}}{70,125 \text{ kN/m}} \approx 6,45 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tái có chú ý đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T= trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_S = 1 - \sin 40^\circ = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_S / 2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 40^\circ / 2) = 0,217$$

$$\begin{aligned} \rightarrow T &= 0,5(0,357)(17)(5) + 0,5(0,217)(17)(5) \\ &\approx 24,40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$D_n = 3,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{24,40(1)(1)}{3,5} \approx 6,97 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{6,97 \text{ kN/m}} \approx 5,74 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.2:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (761,26 - 143,94 - 143,94 - 204)$   
 $\approx 269,38 \text{ kN.m / m}$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(h)}(4/3) = 0,5(17)(4)^2(0,33)(4/3)$$

$$\approx 59,84 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{269,38}{59,84} \approx 4,50 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{Ntg\phi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5 - 82,25 - 82,25 - 68) \text{ kN / m } (\tg 40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(4)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$= \frac{286,26 \text{ kN / m}}{44,88 \text{ kN / m}} \approx 6,38 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T= trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(4) + 0,5(0,217)(17)(4)$$

$$\approx 19,52 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 2,5 \text{ m}$$

và

$$S = \frac{19,52(1)(1)}{2,5} \approx 7,81 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN / m}}{6,51 \text{ kN / m}} \approx 6,14 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

### 2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.3:

#### a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_i^n M_R = (761,26 - 143,94 - 143,94 - 73,44 - 204)$   
 $\approx 195,94 \text{ kN.m / m}$

$$\sum_i^n M_0 = F_{l(h)}(3/3) = 0,5(17)(3)^2(0,33)(3/3)$$

$$\approx 25,25 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{over} = \frac{195,94}{25,25} \approx 7,76 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

#### b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5 - 82,25 - 82,25 - 58,75 - 68) \text{ kN / m } (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{236,97 \text{ kN / m}}{25,25 \text{ kN / m}} \approx 9,38 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

#### c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(3) + 0,5(0,217)(17)(3)$$

$$\approx 14,64 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 2,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{14,64 (1)(1)}{2,5} \approx 5,85 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{5,85 \text{ kN/m}} \approx 6,84 > 1,5 - \text{Đáp ứng yêu cầu.}$$

2.4. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.4:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_{i=1}^n M_R}{\sum_{i=1}^n M_0} = \frac{\sum_{i=1}^n V_i(L/2)}{\sum_{i=1}^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Trong đó: } \sum_{i=1}^n M_R &= (47 + 11,75 + 25,5 + 38,25) \\ &\approx 122,25 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n M_0 &= F_{l(h)}(2/3) \\ &= 0,5(17)(2)^2(0,33)(2/3) \\ &\approx 7,48 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{over} = \frac{122,25}{7,48} \approx 16,34 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$\begin{aligned} FS_{SL} &= \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5 \\ FS_{SL} &= \frac{(47 + 23,5 + 17) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(2)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

$$FS_{SL} = \frac{153,41 \text{ kN/m}}{11,22 \text{ kN/m}} \approx 13,67 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$\begin{aligned}
T &= 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma) \\
&\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(2) + 0,5(0,217)(17)(2) \\
&\approx 9,76 \\
D_n &= 2 \text{ m}
\end{aligned}$$

và,

$$S = \frac{9,76(1)(1)}{2} \approx 4,88 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.5. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.5:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned}
\text{Trong đó: } \sum_i^n M_R &= (11,75 + 25,5) \\
&\approx 37,25 \text{ kN.m/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sum_i^n M_0 &= F_{l(h)}(2/3) \\
&= 0,5(17)(1)^2(0,33)(1/3) \\
&\approx 0,935 \text{ kN.m/m}
\end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{over} = \frac{37,25}{0,935} \approx 39,84 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(23,5) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(1)}{1/2(17)(1)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{59,72 \text{ kN/m}}{2,805 \text{ kN/m}} \approx 21,30 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó:  $T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$\begin{aligned} T &= 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma) \\ \rightarrow T &= 0,5(0,357)(17)(1) + 0,5(0,217)(17)(1) \\ &\approx 4,88 \\ D_n &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

và,

$$S = \frac{4,88(1)(1)}{1} \approx 4,88 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

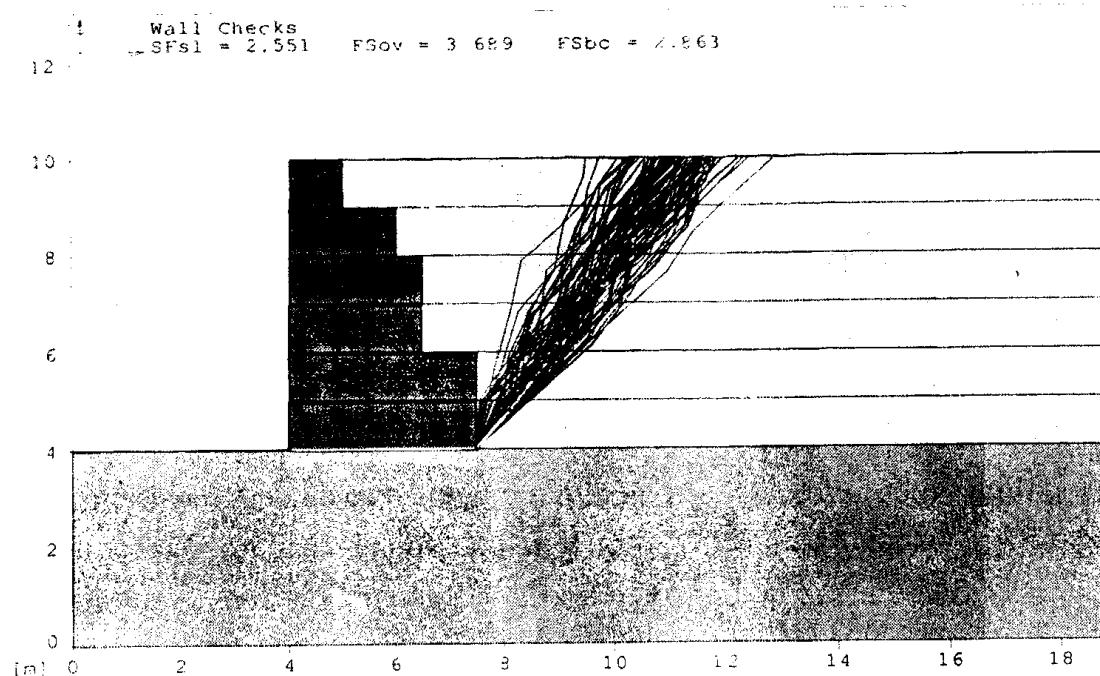
## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Những kết quả kiểm tra tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000 được giới thiệu như dưới đây.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những bước tính toán trong ví dụ này được thực hiện tương tự như các bước tính toán trong ví dụ 8.1 ở trên.

Các kiểm tra ổn định ngoài: hệ số an toàn kháng lật, hệ số an toàn kháng trượt, và hệ số an toàn về khả năng chịu tải như chỉ ra trên hình 8.12 dưới đây:



Hình 8.12. Kiểm tra ổn định ngoài tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000.

<i>Khả năng chịu tải tối đa của đất nền:</i>	$[kN/m^2]$	514,00
<i>Lực đẩy ngang lớn nhất</i>	$[kN/m]$	100,90
<i>Hệ số an toàn kháng trượt</i>		2,551
<i>Moment đẩy lật lớn nhất</i>	$[kN.m/m]$	205,89
<i>Hệ số an toàn kháng lún</i>		3,689
<i>Ứng suất thải ứng đúng lớn nhất tác dụng lên đất nền:</i>	$[kN/m^2]$	179,51
<i>Hệ số khả năng chịu tải của đất nền:</i>		2,863

## 2. Tính toán ổn định trượt.

Những kết quả kiểm tra ổn định trong của ví dụ này theo các phương pháp tính thủ công và tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính được giới thiệu trong bảng 8.3.

**Bảng 8.3. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong  
của tường chắn bằng rọ đá**

Phân tích cho:	Các hệ số an toàn , FS	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<i>I. Ốn định ngoài:</i>		
1) Đối với lật, $FS_{ov}$	3,689	3,770
2) Đối với trượt, $FS_{SL}$	2,551	2,599
3) Khả năng chịu tải, $FS_{BC}$	2,863	2,920
<i>II. Ốn định trong :</i>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	6,760	6,45
2) Khối GB.03 trên GB.02	6,594	6,38
3) Khối GB.04 trên GB.03	10,153	9,38
4) Khối GB.05 trên GB.04	14,134	13,67
5) Khối GB.06 trên GB.05	19,480	21,30

## Ví dụ 8.3.

Hãy xác định ổn định ngoài và trong cho tường chắn rọ đá dưới đây (xem hình 8.13), và không có ứng suất cắt ( $\delta = 0^0$ ). Vật liệu của tường chắn rọ đá có trọng lượng đơn vị,  $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\phi_s = 40^0$ . Đất cần bảo vệ có:  $\gamma_b = 17 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_b = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\phi_b = 30^0$ . Các tham số của đất nền là:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , lực dính  $C_f = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\phi_f = 30^0$ . Giả thiết, khả năng chịu tải của mối liên kết,  $S_u = 40 \text{ kN/m}$ .

## Bài giải:

### A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

Một tường chắn rò đá có mái đất dập nát ngang và không có tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 8.13.

#### 1. Tính toán ổn định ngoài

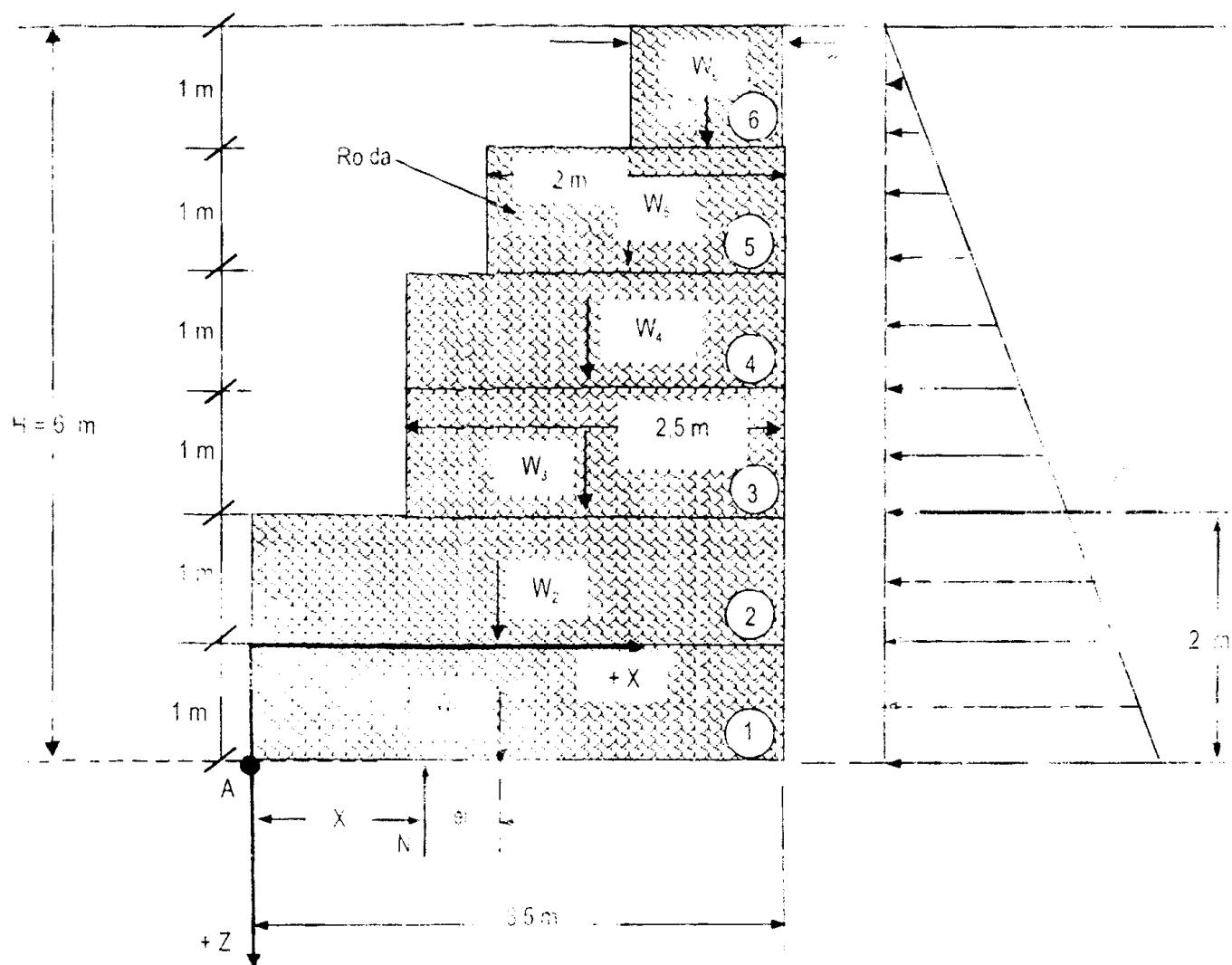
Vịc tính toán các lực tác dụng lên tường chắn rò đá được giới thiệu trong bảng 8.4 dưới đây.

##### 1.1. Xác định các tham số tải trọng

Những lực tác dụng lên tường chắn rò đá được xác định như sau:

Tính toán áp lực chủ động:

$$F_t = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot (H)^2 \cdot k_a$$



Hình 8.13

**Bảng 8.4. Các trị số chính xác của các lực tác dụng  
trên một đơn vị chiều rộng tường chắn rọ đá**

Các tính toán	Các lực, kN/m	Cánh tay đòn, m	$M_R$ , kN-m/n
I. Trọng lượng tường :			
$W_1 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_2 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_3 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	2,25	132,19
$W_4 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	2,25	132,19
$W_5 = (1)(2)(23,5)$	47,00	2,50	117,50
$W_6 = (1)(1)(23,5)$	23,50	3,00	70,50
	$\sum = 352,5$		$\sum 740,26$

Trong đó:  $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_r / 2) = \tan^2(45^\circ - 30^\circ / 2) = 0,33$

Vậy,

$$F_l = 1/2 (17 \text{ kN/m}^3) (6\text{m})^2 (0,33) \approx 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{l(h)} = F_l \cos \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ) = 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{l(v)} = F_l \sin \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) = 0 \text{ kN/m}$$

và,

$$N = R = \sum W_T = 352,5 \text{ kN/m}$$

1.2 Xác định các moment:

a) Moment gây lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_l (H/3) = (100,98 \text{ kN/m})(6\text{m}/3)$$

$$M_0 \approx 202 \text{ kN.m/m.}$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ , lân cận chân tường chắn (điểm A) là:

$$M_R = 740,26 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \tan \varphi_b}{F_1 + F_2} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(352,5) \cdot \tan 30^\circ}{100,98} \approx 2,015 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Đối với lật,  $FS_{OV}$

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{740,26 \text{ kN.m / m}}{202 \text{ kN.m / m}} \approx 3,665 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

1.4. Xác định ứng suất lớn nhất tác dụng lên nền đất dưới đáy tường chắn,  $\sigma_{V(max)}$ :

Vị trí của tổng hợp lực, N, được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= \Sigma M_R - F_l(H/3) - N(x) = 0 \\ &= 740,26 - 100,98(6/3) - 352,5(x) = 0 \\ \Rightarrow x &= \frac{740,26 - 202}{352,5} = \frac{538,26}{352,5} \approx 1,527 \text{ m} \\ L/3 &= 3,5 \text{ m} / 3 = 1,167 \text{ m}, \& 2L/3 = 2(3,5 \text{ m}) / 3 = 2,333 \text{ m} \\ 1,167 \text{ m} &< 1,527 \text{ m} < 2,333 \text{ m} - Đạt yêu cầu. \end{aligned}$$

Do đó, tổng hợp lực, N, nằm trong vùng 1/6 chiều rộng đáy tường chắn, và

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,5 \text{ m}}{2} - 1,527 \text{ m} \approx 0,223 \text{ m} < \frac{3,5 \text{ m}}{6} = 0,583 \text{ m} - Đạt yêu cầu.$$

$$\begin{aligned} \sigma_{V(max)} &= \frac{N}{1 - 2e} = \frac{352,5}{3,5 - 2(0,223)} \\ &\approx 115,42 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_f + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_f N_y$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$$\begin{aligned} N_y &- hệ số khả năng chịu tải của đất nền, với  $\phi_f = 30^\circ$ , thì  $N_y = 22.4$ , \\ \rightarrow q_{th} &= (1/2)[3,5 \text{ m} - 2(0,223 \text{ m})] (19,6 \text{ kN/m}^3) (22,4) \\ &\approx 670,41 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Hệ số khả năng chịu tải được xác định,  $FS_{BC}$ , như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(max)}} = \frac{670,41 \text{ kN/m}^2}{115,42 \text{ kN/m}^2} \approx 5,81 > 2,0 - Thoả mãn yêu cầu.$$

2. Tính toán ổn định trọng

2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.1:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{OV} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_O} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

$$\text{Trong đó: } \sum_{\text{l}}^{\text{n}} M_R = (740,26 - 143,94)$$

$$\approx 596,32 \text{ kN.m / m}$$

$$\sum_{\text{l}}^{\text{n}} M_0 = F_{l(h)}(5/3) = 0,5(17)(5)^2(0,33)(5/3) \approx 116,87 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{596,32}{116,87} \approx 5,102 \geq 1,5 -$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_s + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(352,5 - 82,25) \text{ kN / m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(3,5)}{1/2(17)(5)^2(0,33) \text{ kN / m}} = \frac{366,74 \text{ kN / m}}{70,125 \text{ kN / m}}$$

$$FS_{SL} \approx 5,230 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_u}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_s = 1 - \sin 40^\circ = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_s/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 40^\circ/2) = 0,217$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(5) + 0,5(0,217)(17)(5) \approx 24,40 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 3,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{24,40(1)(1)}{3,5} \approx 6,97 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN / m}}{6,97 \text{ kN / m}} \approx 5,74 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

## 2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.2:

### a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_i^n M_R = (740,26 - 143,94 - 143,94)$   
 $\approx 452,38 \text{ kN.m / m}$

$$\begin{aligned} \sum_1^n M_0 &= F_{l(h)}(4/3) \\ &= 0,5(17)(4)^2(0,33)(4/3) \\ &\approx 59,84 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{452,38}{59,84} \approx 7,56 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

### b) Kiểm tra ổn định trượt

$$\begin{aligned} FS_{SL} &= \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{Ntg\phi_S + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5 \\ &= \frac{(352,5 - 82,25 - 82,25) \text{ kN / m } (\tg 40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(4)^2(0,33) \text{ kN / m}} \\ FS_{SL} &= \frac{257,732 \text{ kN / m}}{44,88 \text{ kN / m}} \approx 5,743 > 1,5 - Ok \end{aligned}$$

### c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(4) + 0,5(0,217)(17)(4) \approx 19,52 \text{ kN / m}$$

và,

$$S = \frac{19,52(1)(1)}{2,5} \approx 7,81 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{6,51 \text{ kN/m}} \approx 6,14 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.3:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

$$\text{Trong đó: } \sum_1^n M_R = (740,26 - 143,94 - 143,94 - 132,19) \\ \approx 320,19 \text{ kN.m / m}$$

$$\begin{aligned} \sum_1^n M_0 &= F_{l(h)}(3/3) \\ &= 0,5(17)(3)^2(0,33)(3/3) \\ &\approx 25,25 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{320,19}{25,25} \approx 12,68 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(352,5 - 82,25 - 82,25 - 58,75) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{208,440 \text{ kN/m}}{25,25 \text{ kN/m}} \approx 8,255 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(3) + 0,5(0,217)(17)(3) \approx 14,64 \text{ kN/m}$$

$$D_n = 2,5 \text{m}$$

và,

$$S = \frac{14,64(1)(1)}{2,5} \approx 5,85 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{5,85 \text{ kN/m}} \approx 6,84 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

2.4. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.4:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Trong đó: } \sum_i^n M_R &= (117,50 + 70,50) \\ &\approx 188,00 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum_i^n M_0 &= F_{l(h)}(2/3) \\ &= 0,5(17)(2)^2(0,33)(2/3) \\ &\approx 7,48 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{ov} = \frac{188,00}{7,48} \approx 25,134 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(47 + 23,5) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(2)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{139,15 \text{ kN/m}}{11,22 \text{ kN/m}} \approx 12,402 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chũ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó:  $T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(2) + 0,5 (0,217)(17)(2) \approx 9,76$$

và,

$$S = \frac{9,76 (1)(1)}{2} \approx 4,88 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN / m}}{4,88 \text{ kN / m}} \approx 8,20 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

2.5. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối №.5:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_i^n M_R}{\sum_i^n M_0} = \frac{\sum_i^n V_i(L/2)}{\sum_i^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Trong đó: } \sum_i^n M_R &= (70,50) \\ &\approx 70,50 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum_i^n M_0 &= F_{l(h)}(2/3) \\ &= 0,5(17)(1)^2(0,33)(1/3) \\ &\approx 0,935 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{ov} = \frac{70,50}{0,935} \approx 75,401 \geq 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(23,5) \text{ kN / m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(1)}{1/2(17)(1)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{59,72 \text{ kN / m}}{2,805 \text{ kN / m}} \approx 21,30 > 1,5 - Đạt yêu cầu.$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chủ đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó:  $T$  = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(1) + 0,5(0,217)(17)(1) \approx 4,88$$

$$D_n = 2m$$

và,

$$S = \frac{4,88(1)(1)}{1} \approx 4,88 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

## B) TÍNH TOÁN CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA MÁY TÍNH

Những kết quả kiểm tra tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000 được giới thiệu như dưới đây.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những bước tính toán trong ví dụ này được thực hiện tương tự như các bước tính toán trong ví dụ 8.2 ở trên.

Các kiểm tra ổn định ngoài: hệ số an toàn kháng lật, hệ số an toàn kháng trượt, và hệ số an toàn về khả năng chịu tải như chỉ ra trên hình 8.14 dưới đây:

Khả năng chịu tải tối hạn của đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] ..... : 540,00

Lực đẩy ngang lớn nhất: ..... [kN/m] ..... : 100,22

Hệ số an toàn kháng trượt: ..... : 2,031

Moment gây lật lớn nhất: ..... [kN.m/m] : 205,75

Hệ số an toàn kháng lật: ..... : 3,639

Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>] ..... : 114,40

Hệ số khả năng chịu tải của đất nền: ..... : 4,720

### 2. Tính toán ổn định trong:

Những kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong của ví dụ này theo các phương pháp tính thủ công và tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính được giới thiệu trong bảng 8.5.

**Bảng 8.5. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong  
của tường chắn bằng rọ đá**

Phân tích cho:	Hệ số an toàn, FS	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<i>I. Ổn định ngoài:</i>		
1) Đối với lật, $FS_{ov}$	3,639	3,665
2) Đối với trượt, $FS_{SL}$	2,031	2,015
3) Khả năng chịu tải, $FS_{BC}$	5,720	5,81
<i>II. Ổn định trong :</i>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	5,277	5,230
2) Khối GB.03 trên GB.02	5,777	5,743
3) Khối GB.04 trên GB.03	8,351	8,255
4) Khối GB.05 trên GB.04	13,855	12,402
5) Khối GB.06 trên GB.05	19,480	21,30

### Các bài tập chương 8

8.4. Hãy giải ví dụ 8.1, nếu tải trọng giao thông bằng  $11,97 \text{ kN/m}^2$  đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

8.5. Hãy giải ví dụ 8.2, nếu tải trọng giao thông bằng  $11,97 \text{ kN/m}^2$  đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

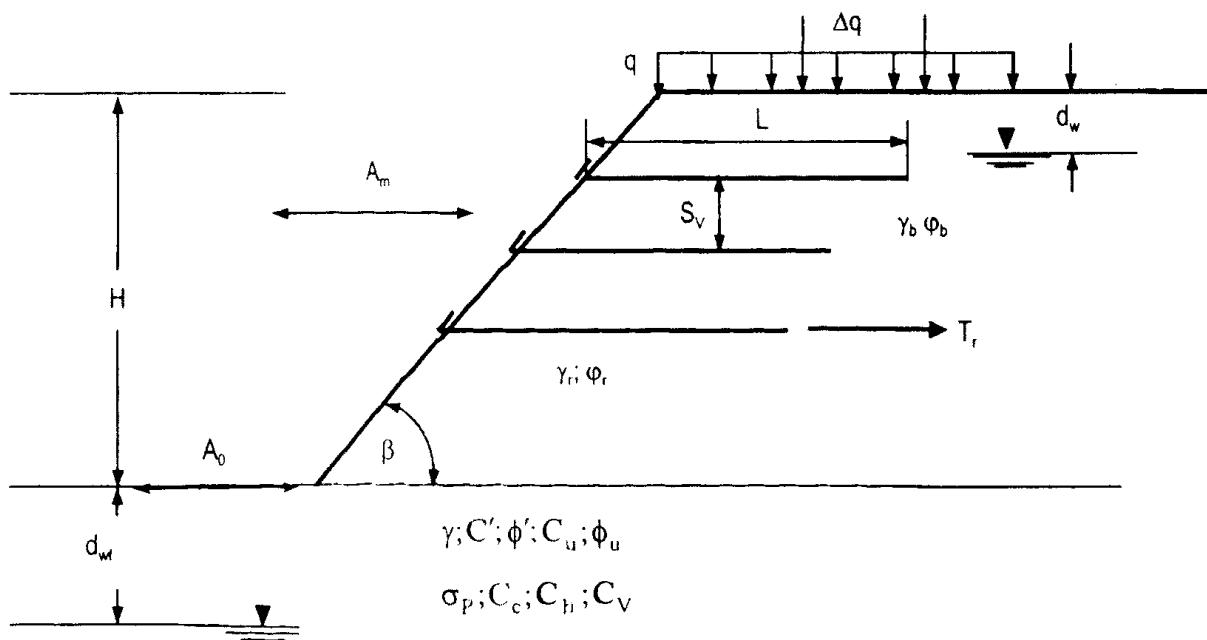
8.6. Hãy giải ví dụ 8.3, nếu tải trọng giao thông bằng  $11,97 \text{ kN/m}^2$  đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 9

# SƯỜN DỐC ĐẤT CÓ CỐT - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 9.1. MỞ ĐẦU

Sườn dốc đất có cốt (RSS - Reinforced Soil Slope) như giới thiệu trên hình 9.1.



Ký hiệu quy ước:

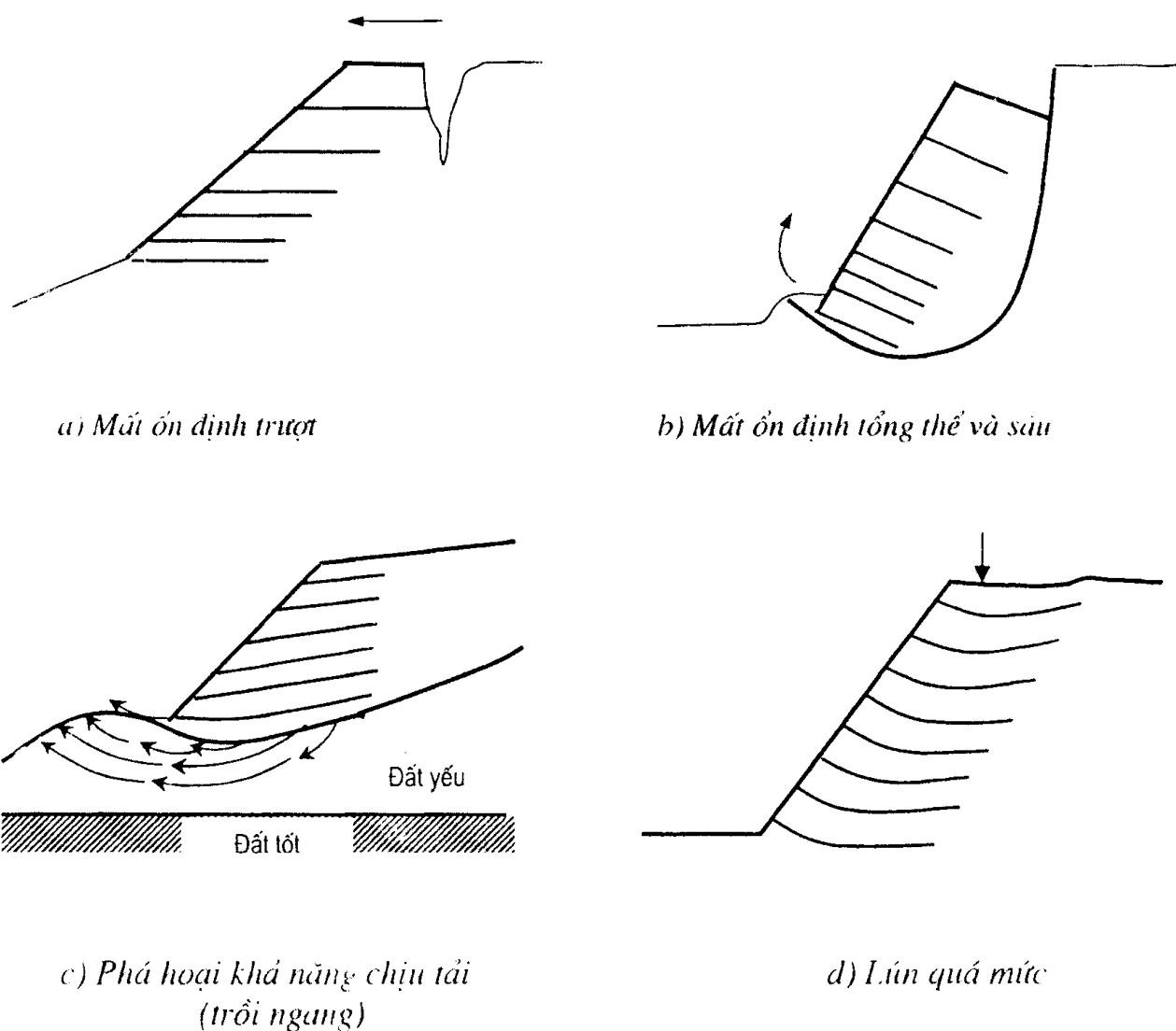
- $H$  - chiều cao sườn dốc;
- $\beta$  - góc dốc sườn dốc;
- $T_r$  - độ bền của cốt;
- $L$  - chiều dài cốt;
- $S_v$  - khoảng cách đứng giữa hai cốt cạnh nhau;
- $q$  - phụ tải;
- $\Delta q$  - tải trọng động tạm thời;
- $A_m$  - gia tốc địa chấn tính toán;
- $A_0$  - hệ số gia tốc địa chấn;
- $d_w$  - chiều sâu mực nước dưới đất trong sườn dốc;
- $d_{wf}$  - chiều sâu mực nước dưới nền đất;
- $C_u$  và  $\phi_u$  hay  $C'$  và  $\phi'$  - các tham số độ bền của từng lớp đất;
- $C_c$ ;  $C_h$ ;  $C_v$  và  $\phi'_{p}$  - các tham số cốt kết của từng lớp đất;
- $\gamma_r$ ;  $\gamma_b$ ; và  $\gamma_i$  - các trọng lượng đơn vị của từng lớp đất;
- $g$  - gia tốc lực trọng trường.

Hình 9.1. Những yêu cầu cho tính toán thiết kế các sườn dốc đất có cốt.

## 9.2. TÍNH TOÁN – THIẾT KẾ CÁC SƯỜN DỐC ĐẤT CÓ CỐT - ĐIỀU KIỆN TÌNH

Ôn định ngoài của sườn dốc đất có cốt phụ thuộc vào ổn định của toàn khôi, và nó có khả năng chống lại mọi tải trọng ngoài mà không bị phá hoại. Những khả năng gây phá hoại sườn dốc đất có cốt như giới thiệu trên hình 9.2, bao gồm mất ổn định do trượt, mất ổn định tổng thể sâu, phá hoại khả năng chịu tải tại chân sườn dốc (phá hoại do bị trồi ngang), cũng như hiện tượng lún quá mức do cả hai điều kiện ngắn hạn và dài hạn.

Phương pháp giới thiệu trong chương này là cách tính ổn định theo phương pháp cân bằng giới hạn với mặt trượt cung tròn cổ điển, như giới thiệu trên hình 9.3 dưới đây. Giống như trường hợp sườn dốc không có cốt, giả thiết sườn dốc đất có cốt bị phá hoại theo mặt trượt dạng cung tròn hình trụ. Dạng hình học này có thể tạo ra những trị số gia tăng trung bình đơn giản sức kháng trượt do các cốt tạo ra, nó phù hợp đối với chương trình tính toán ổn định sườn dốc một cách tiện lợi, và trùng hợp với những kết quả thực nghiệm.

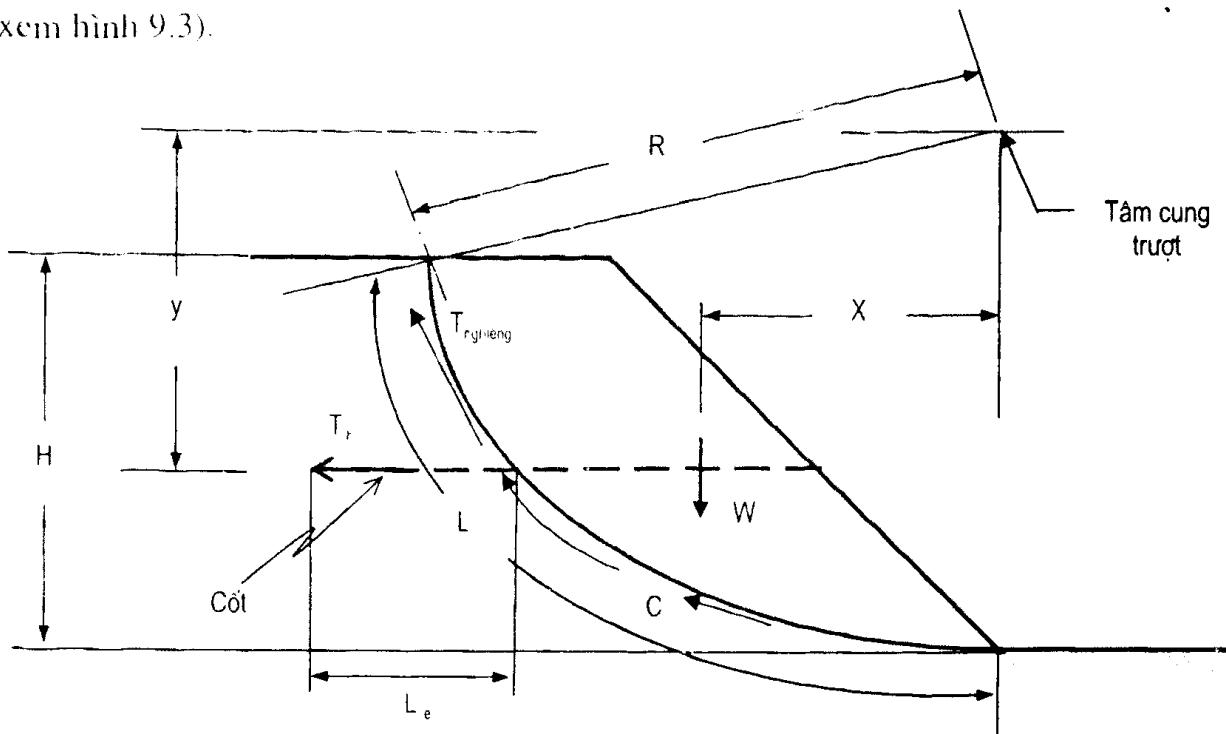


Hình 9.2. Những dạng phá hoại ngoài đối với sườn dốc đất có cốt.

Cốt được biểu diễn bằng lực tập trung trong khối đất và chiều dài của cốt sẽ cắt ngang qua bê mặt trượt tiềm ẩn. Lực này sẽ bổ sung sức kháng kéo mà đất bị thiếu hụt, đồng thời nó tạo ra hệ số an toàn đúng bằng hệ số an toàn ổn định nhỏ truyền lên cốt. Khả năng chịu kéo của lớp cốt được lấy bằng trị số sức kháng nhỏ nhất hay độ bền tính toán cho phép lết dài của lớp cốt ở phía sau bê mặt trượt tiềm ẩn. Hệ số an toàn về ổn định sườn dốc được lấy từ bê mặt tới hạn cần có tổng số cốt lớn nhất. Tính toán cuối cùng được thực hiện theo sự phân bố cốt trên chiều cao sườn dốc và đánh giá ổn định ngoài của sườn dốc đất có cốt.

### 9.2.1. Phương pháp Bishop cải tiến

Phương pháp duy nhất để tính toán các sườn dốc đất có cốt là xác định độ bền yêu cầu của cốt, đó là trung bình của các phương pháp phân tích cân bằng giới hạn chi tiết, ví dụ như phương pháp cải tiến của Bishop. Phương pháp phân tích cải tiến của Bishop có thể mở rộng co hiệu quả cho cả cốt chịu kéo. Khi bê mặt trượt cắt qua lớp cốt, một moment kháng phụ thêm sẽ bổ sung cho tổng moment cân bằng. Mô hình về mặt trượt tròn xoay được giới thiệu trên hình 9.3. Trong phương pháp gần đúng, không đưa tính biến dạng của cốt vào tính toán; do đó lực kéo được giả thiết theo phẳng ngang (xem hình 9.3).



Hình 9.3. Mô hình dùng cho phương pháp phân tích chi tiết sườn dốc đất có cốt.

Đối với trường hợp chưa có cốt, phương pháp yêu cầu mọi mặt trượt đều đi qua chân sườn dốc. Khi đó, giả thiết rằng, đất nền đủ bền và có khả năng chống lại tải trọng của sườn dốc, và chỉ cần kiểm tra mặt trượt cắt qua chân sườn dốc.

Hệ số an toàn kháng trượt ( $FS_0$ ) cho sườn dốc không có cốt được tính toán như sau:

$$FS_0 = \frac{M_R}{M_D} = \frac{C \times L \times R}{W \times x} \quad (9.1)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng trượt;

$M_D$  - moment gây trượt;

$C$  - lực dính (kPa);

$L, R, W$  và  $x$  - như chỉ ra trên hình 9.3.

Việc thi công lắp đặt các lớp cốt trong sườn dốc có thể bổ sung trực tiếp cho moment kháng trượt và hệ số an toàn kháng trượt đối với tiết diện có cốt ( $FS_r$ ) được xác định như sau:

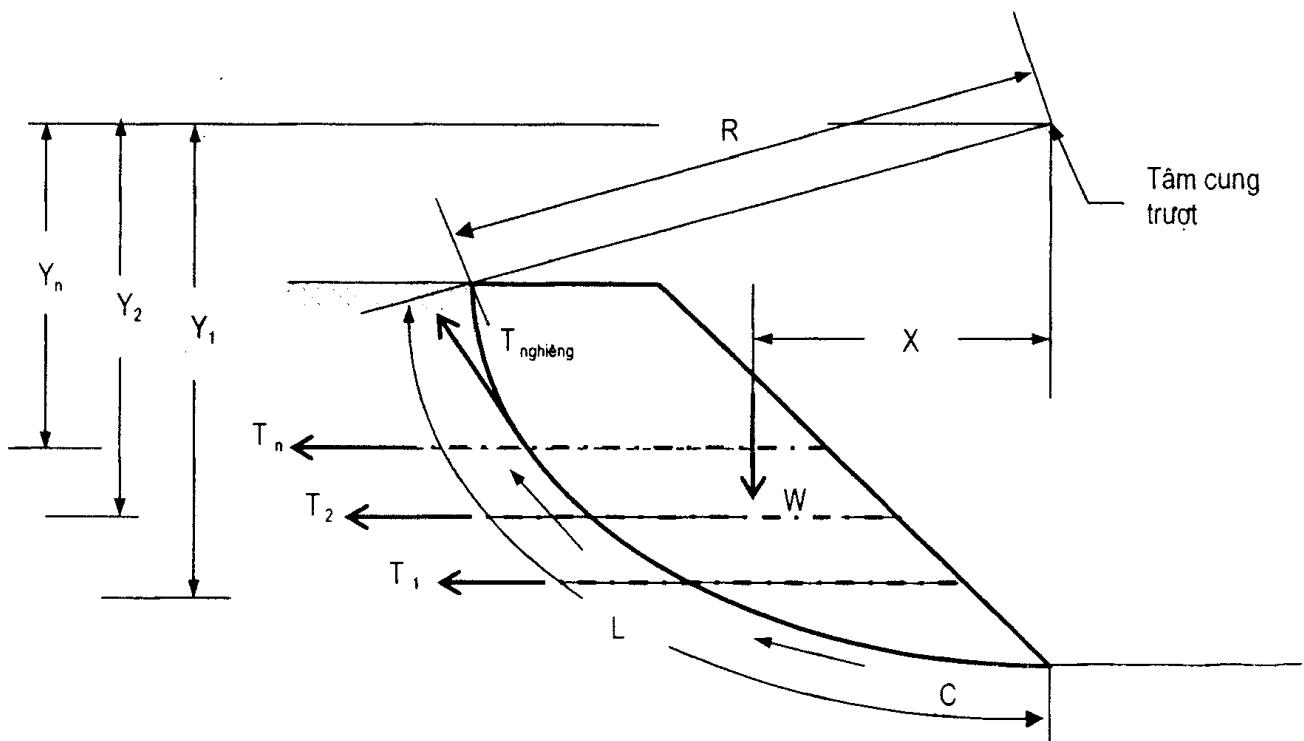
$$FS_r = \frac{M_R + M_G}{M_D} = \frac{M_R + (T_{hor} \times Y)}{W \times x} \quad (9.2)$$

Trong đó:  $M_G$  - moment kháng trượt do cốt gây ra;

$T_h$ , và  $Y$  - như chỉ ra trên hình 9.3.

Chú ý rằng, phương lực kéo của cốt sẽ có ảnh hưởng tới việc tính toán moment kháng trượt do cốt gây ra, và vì vậy, lực này ảnh hưởng đến cả hệ số an toàn kháng trượt của sườn dốc. Như đã nêu trên, phương pháp nghiên cứu một cách thận trọng có xét tới lực kéo của cốt theo phương ngang ( $T_h$ ). Trị số moment lớn nhất do cốt gây ra có thể viết :

$$M_G = T_{nghieng} \times R \quad (9.3)$$



**Hình 9.4.** Mô hình cho phương pháp phân tích chi tiết sườn dốc đất có cốt.

Tính toán moment kháng trượt do cốt gây ra cho sườn dốc có nhiều lớp cốt (hình 9.4), được biểu diễn như sau:

$$M_G = \sum_i^n T_i \times Y_i \quad (9.4)$$

Cuối cùng, chiều dài neo của từng lớp cốt riêng biệt nằm ngoài bề mặt trượt tối hạn phải đạt được cường độ kháng nhổ yêu cầu. Thông thường, phương trình để xác định chiều dài neo yêu cầu ( $L_e$ ) của phần tử cốt là:

$$L_e = \frac{R_{PO} \times FS}{2 \times C_i \times \sigma_n \times \operatorname{tg}\phi_i} \quad (9.5)$$

Trong đó:  $R_{PO}$  - cường độ kháng nhổ;

$C_i$  - hệ số tương tác đối với nhổ;

$\sigma_n$  - ứng suất pháp tác dụng trên chiều dài neo của cốt;

$\phi_i$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất có cốt;

FS - hệ số an toàn kháng nhổ.

Tuỳ theo các tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế, chiều dài neo của cốt nhỏ nhất bằng 0,3 m đến 1 m sau mặt trượt là đạt yêu cầu.

### 9.2.2. Phương pháp hình nêm đơn giản (Schmertmann và cộng sự, 1987)

Những mô hình cân bằng giới hạn hình nêm hai phần, hay hai đoạn thẳng là phương pháp để kiểm tra nhanh các kết quả tính toán chung. Những đồ thị tính toán được phát triển dựa trên những phương pháp phân tích đơn giản các mặt trượt hình nêm hai phần và một phần, chúng được giới hạn bởi những giả thiết dưới đây:

- + Sử dụng những phần tử cốt kéo dãn được;
- + Các sườn dốc được xây dựng bằng đất không dính, đồng nhất, có:  $\varphi' \neq 0$ ,  $c' = 0$ , phương pháp phân tích là chính xác;
- + Không có áp lực nước lỗ rỗng trong sườn dốc;
- + Không có lực động đất;
- + Đất nền nằm ngang, ổn định;
- + Bề mặt sườn dốc phẳng và đỉnh sườn dốc nằm ngang;
- + Tải trọng tạm thời phân bố đều trên đỉnh sườn dốc, và
- + Các lớp cốt nằm ngang và có hệ số tương tác ( $C_i$ ) lấy bằng 0,9.

**Bước 1 :** Theo định nghĩa, những lời giải đối với mô hình cân bằng giới hạn cho hệ số an toàn (FS) bằng một đơn vị. Mục đích, hay mong muốn, tổng hệ số an toàn (FS) đưa vào tính toán bằng cách nhân hay chia các độ bùi cắt của đất, và được tính toán như sau:

$$\varphi'_f = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{FS} \right) \quad (9.6)$$

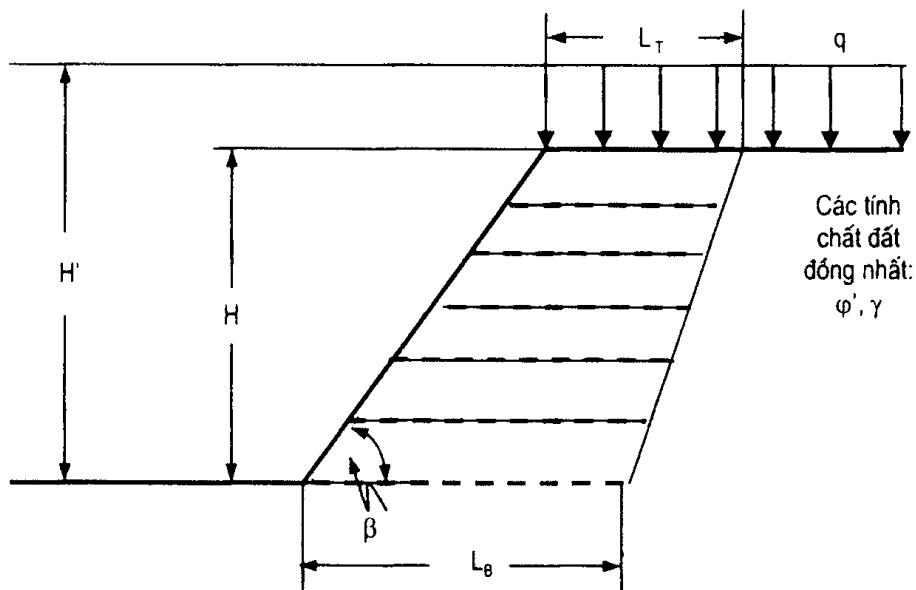
Trong đó:  $\varphi'$  - góc ma sát trong của đất;

$\varphi'_f$  - góc ma sát hiệu chỉnh của đất.

**Bước 2 :** Bước tiếp theo là tính chiều cao sườn dốc quy đổi ( $H'$ ) để đưa vào tính toán mọi tải trọng tạm thời phân bố đều tại đỉnh sườn dốc. Chiều cao sườn dốc quy đổi được tính như dưới đây :

$$H' = H + \frac{q}{\gamma} \quad (9.7)$$

Trong đó:  $H$ ,  $q$ , và  $\gamma$  được xác định trên hình 9.5.



$H$  - Chiều cao sườn dốc;

$\phi'$  - Góc ma sát trong hữu hiệu của đất;

$H'$  - Chiều cao sườn dốc quy đổi;

$\gamma$  - Trọng lượng đơn vị đất ẩm;

$q$  - Tải trọng tạm thời phân bố đều trên;  $L_B$  - Chiều dài cốt tại đáy sườn dốc đỉnh sườn cốc;

$\beta$  - Góc dốc của sườn dốc;

$L_T$  - Chiều dài cốt tại đỉnh sườn dốc.

*Hình 9.5. Hình dạng sườn dốc và các định nghĩa.*

Từ sơ đồ trên hình 9.6 a, xác định được hệ số truyền lực  $K$ , và tính toán được lực kéo yêu cầu lớn nhất ( $T_{max}$ ) theo phương trình sau:

$$T_{max} = 0,5 \times K \times \gamma \times (H')^2 \quad (9.8)$$

Từ sơ đồ trên hình 9.6 b, xác định được chiều dài cốt yêu cầu tại đỉnh ( $L_T$ ), và tại đáy ( $L_B$ ) của sườn dốc có cốt (gọi tắt là tiết diện có cốt).

**Bước 3:** Bước tiếp theo trong phương pháp là lựa chọn lưới địa kỹ thuật chính xác đầu tiên và tính toán số lớp cốt yêu cầu. Thuật ngữ lớp lưới địa kỹ thuật “đầu tiên” là cửa ra loại lưới địa kỹ thuật đáp ứng được an toàn ổn định trong, ngoài, và ổn định tổng thể. Trong điểm phân tích này, người thiết kế phải lựa chọn loại lưới địa kỹ thuật sao cho khoảng cách tính toán giữa các lớp lưới cho những giá trị chấp nhận được. Ví dụ, khoảng cách của các lớp lưới đầu tiên tại đáy của sườn dốc không được nhỏ hơn 0,2 m đến 0,3 m. Những trị số tương ứng này nhằm tiêu chuẩn hóa chiều dày tầng đất đắp cần đảm

nên. Thông thường, khoảng cách giữa các lớp lưới đầu tiên không được lớn hơn 1,2 m, có thể chọn khoảng cách nhỏ hơn.

Để xác định chính xác loại lưới, cần tính độ bền tính toán lâu dài (LTDS - Long - Term Design Strength) của vật liệu như sau:

$$LTDS = \frac{T_{th}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_D} \quad (9.9)$$

Trong đó:  $T_{th}$  - độ bền kéo tới hạn của cốt theo Tiêu chuẩn ASTM D 4595;

$RF_{CR}$  - hệ số giảm do từ biến;

$RF_{ID}$  - hệ số giảm do phá hoại xảy ra khi lắp đặt cốt;

$RF_D$  - hệ số giảm theo thời gian.

Số lớp lưới địa kỹ thuật nhỏ nhất đối với tiết diện có cốt, tiếp đó tính toán theo giả thiết lưới địa kỹ thuật phủ kín 100% đối với vị trí thẳng đứng đã cho:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} \quad (9.10)$$

và khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật được xác định như sau:

$$S_v = \frac{H}{N} \quad (9.11)$$

Trong đó:  $N$  - số lớp lưới địa kỹ thuật (quy tròn);

$T_{max}$  - tổng độ bền của lưới địa kỹ thuật (đối với tiết diện đã cho).

Chú ý rằng, đối với tiết diện sườn dốc thấp ( $H \leq 6$  m),  $T_{max}$  được lấy bằng tổng độ bền của lưới địa kỹ thuật yêu cầu cho toàn bộ chiều cao sườn dốc. Đối với các sườn dốc cao ( $H > 6$  m),  $T_{max}$  có thể phân bố thành những vùng khác nhau. Ví dụ, đối với tiết diện có 3 vùng, thì có thể phân bố  $T_{max}$  như sau:

$$T_B = \frac{1}{2} T_{max} \quad (9.12)$$

$$T_M = \frac{1}{3} T_{max} \quad (9.13)$$

$$T_T = \frac{1}{6} T_{max} \quad (9.14)$$

Mặt khác, tiết diện sườn dốc được chia ra ba vùng, mỗi vùng sẽ có khoảng cách và yêu cầu lưới địa kỹ thuật khác nhau. Những kết quả này rất có ích và hiệu quả kinh tế trong tính toán- thiết kế.

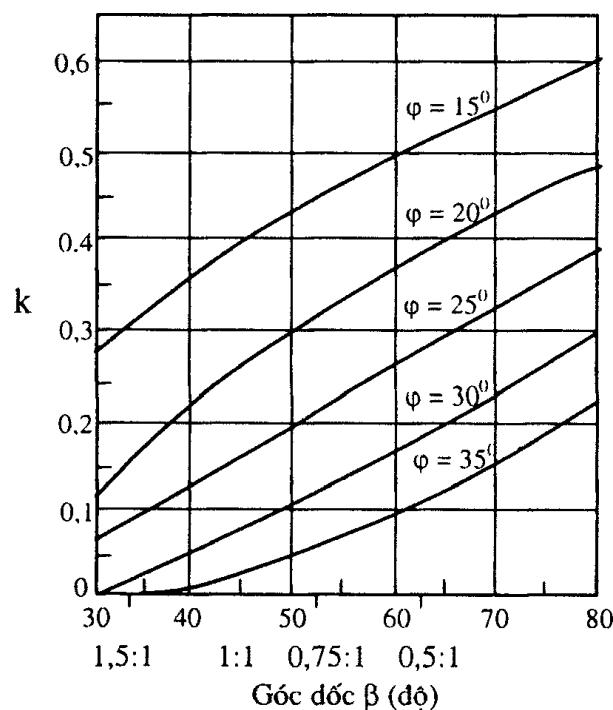
Chiều dài neo kháng nhỏ được đưa vào nghiên cứu trong tổng chiều dài,  $L_T$  và  $L_B$ , như giới thiệu trên hình 9.6 b.

#### Ví dụ 9.1.

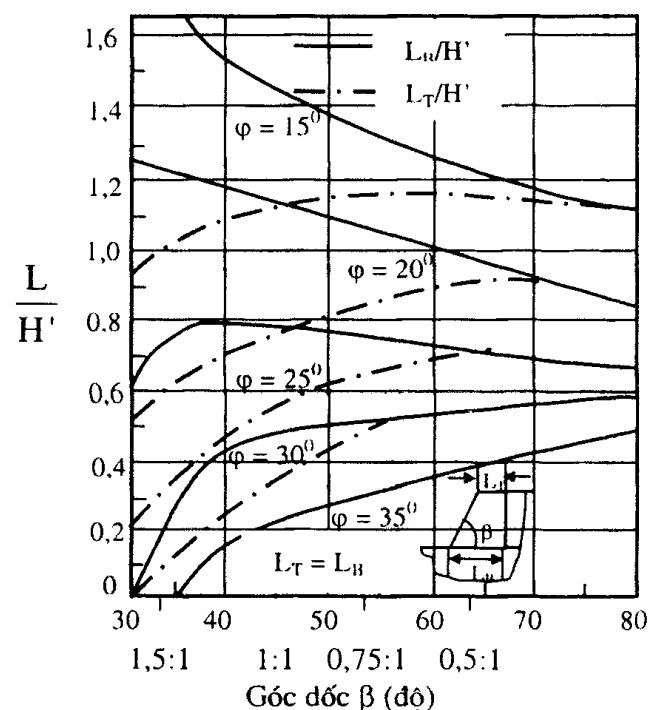
Cho sườn dốc có góc dốc  $45^\circ$  như chỉ ra trên hình 9.7. Giả định có những giả thiết dưới đây:

- + Sử dụng những phần tử cốt kéo dẫn được;
- + Sườn dốc được xây dựng bằng đất không dính, đồng nhất, có:  $\varphi' \neq 0$ ,  $c' = 0$ , phương pháp phân tích là chính xác;
- + Không có áp lực nước lỗ rỗng trong sườn dốc;
- + Không có lực động đất;
- + Đất nền nằm ngang, ổn định;
- + Bề mặt sườn dốc phẳng và đỉnh sườn dốc nằm ngang;
- + Tải trọng tạm thời phân bố đều trên đỉnh sườn dốc, và
- + Các lớp cốt nằm ngang và có hệ số tương tác ( $C_i$ ) lấy bằng 0,9.

Hãy xác định loại cốt thích hợp để đảm bảo sườn dốc có cốt ổn định với hệ số an toàn (FS) bằng 1,5 ?



a) Hệ số cốt,  $k$



b) Tỷ số chiều dài cốt,  $L_T$  và  $L_B$

**Hình 9.6.** Lời giải bằng sơ đồ để xác định chiều dài cốt yêu cầu (theo Schmertmann và cộng sự, 1987).

Bài giải:

## A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

**Bước 1:** Xác định chiều cao quy đổi của sườn dốc

$$H' = H + \frac{q}{\gamma}$$

$$H' = 15 \text{ m} + \frac{12 \text{ kN/m}^3}{19 \text{ kN/m}^3} \approx 15,63 \text{ m}$$

**Bước 2:** Xác định góc ma sát hiệu chỉnh của đất

$$\phi' = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{\operatorname{tg}\varphi'}{FS} \right) = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{\operatorname{tg}36^\circ}{1,5} \right) \approx 25,8^\circ$$

**Bước 3:** Từ sơ đồ hình 9.6 a, thu được k

Từ hình 9.6 a, với góc dốc bằng  $45^\circ$ , chúng ta sẽ nhận được  $k = 0,15$ .

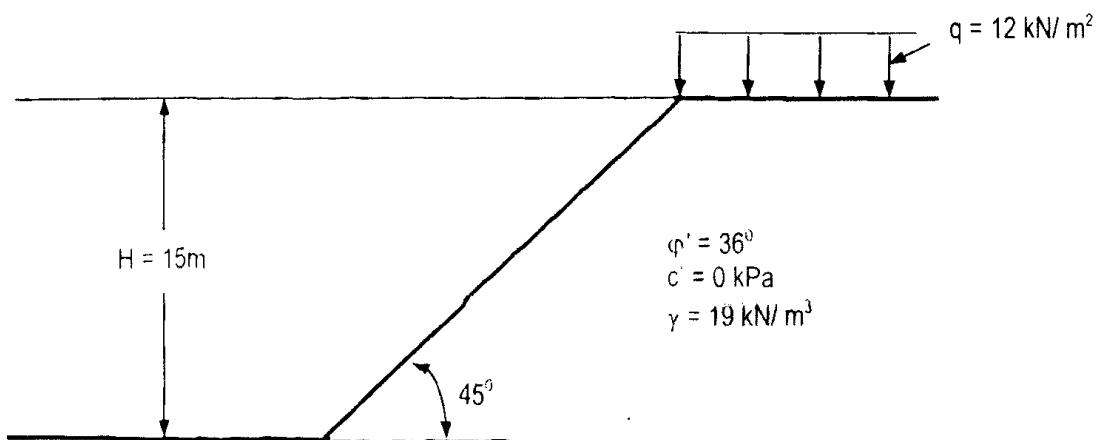
**Bước 4:** Tính toán tổng sức chịu tải của cốt

$$T_{\max} = 0,5 K \gamma (H')^2$$

$$T_{\max} = 0,5 \times 0,15 \times 19 \text{ kN/m}^3 \times (15,63)^2 \approx 348 \text{ kN/m}$$

**Bước 5:** Lựa chọn độ bền tính toán của lưới địa kỹ thuật và tính toán số lớp lưới địa kỹ thuật.

Do chiều cao nghiên cứu của sườn dốc quá cao, chúng ta sẽ sử dụng các loại lưới khác nhau để kiểm tra hiệu quả của tính toán- thiết kế. Trong trường hợp này, chúng ta sẽ chia sườn dốc ra ba vùng và áp dụng cách phân bố lực kéo cho từng vùng (xem hình 9.8):



Hình 9.7.

$$T_B = \frac{1}{2} T_{\max}$$

$$T_M = \frac{1}{3} T_{\max}$$

$$T_T = \frac{1}{6} T_{\max}$$

Do đó,

$$T_B = \frac{1}{2} \times 348 \text{ kN/m} = 174 \text{ kN/m}$$

$$T_M = \frac{1}{3} \times 348 \text{ kN/m} = 116 \text{ kN/m}$$

$$T_T = \frac{1}{6} \times 348 \text{ kN/m} = 58 \text{ kN/m}$$

**Đối với vùng I:** Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 7 XT (lực kháng kéo,  $T = 60 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài (LTDS):

$$LTDS = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_D}$$

$$LTDS = \frac{60 \text{ kN/m}}{1,61 \times 1,10 \times 1,10} \approx 30 \text{ kN/m}$$

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 7 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{174 \text{ kN/m}}{30 \text{ kN/m}} = 5,8, \text{ dùng } 6 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 1,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{5,4 \text{ m}}{6} = 0,9 \text{ m}$$

*Đối với vùng 2:* Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 7 XT (lực kháng kéo,  $T = 60 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài ( $LTDS$ ) = 30 kN/m.

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 7 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{116 \text{ kN/m}}{30 \text{ kN/m}} = 3,87, \text{ sử dụng } 4 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 2,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{4,8 \text{ m}}{4} = 1,2 \text{ m}$$

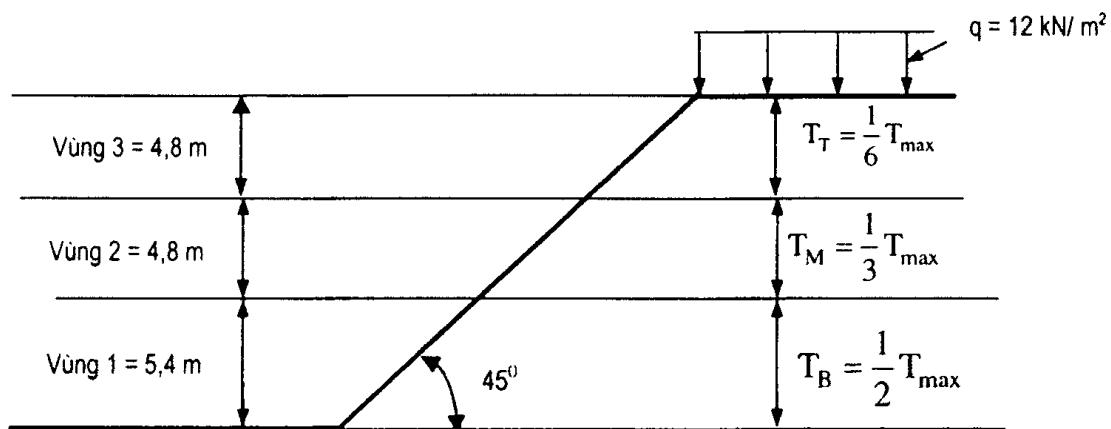
*Đối với vùng 3:* Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 4 XT (lực kháng kéo,  $T = 39 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài ( $LTDS$ ) = 20 kN/m.

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 4 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{58 \text{ kN/m}}{20 \text{ kN/m}} \approx 2,90, \text{ sử dụng } 3 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 3,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{4,8 \text{ m}}{3} = 1,6 \text{ m; sử dụng } 1,6 \text{ m.}$$



Hình 9.8.

### Bước 6: Lựa chọn các tỷ số chiều dài và tính chiều dài lưới địa kỹ thuật

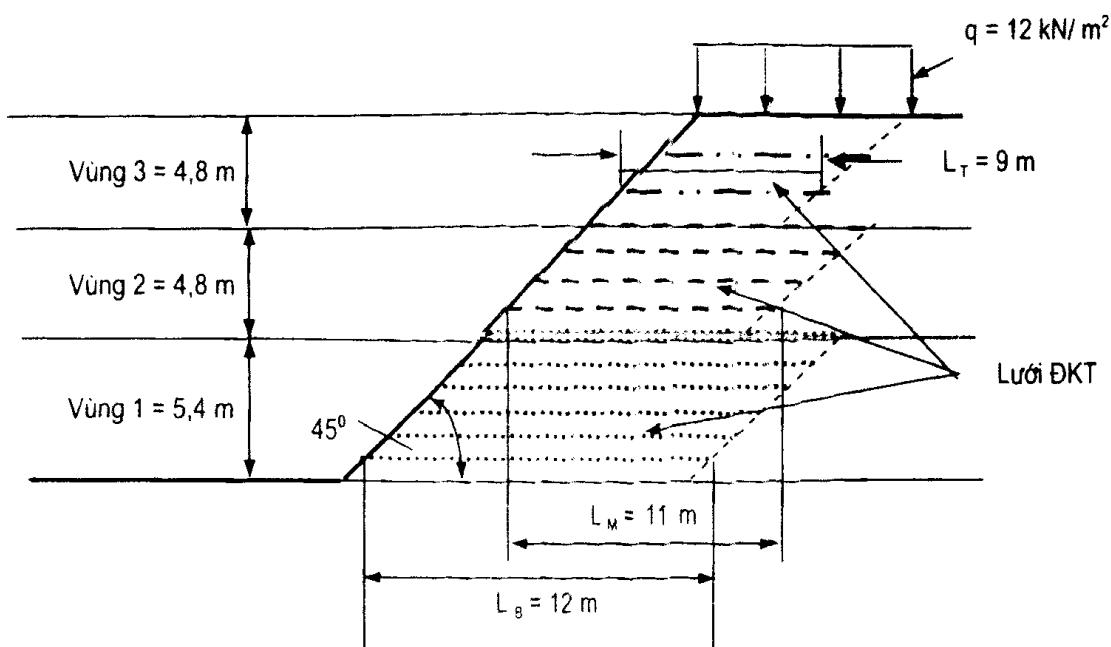
Từ sơ đồ 9.6 b,  $\frac{L_T}{H'} = 0,55$  &  $\frac{L_B}{H'} = 0,76$ , do đó ta có:

$$L_T = 0,55 \times H' = 0,55 \times 15,63 \text{m} \approx 8,60 \text{m}, \text{ lấy } 9 \text{ m}$$

$$L_B = 0,76 \times H' = 0,76 \times 15,63 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$$

### Bước 7: Vẽ mặt cắt cuối cùng

Bây giờ chúng ta cần đưa ra những phần tư cốt để hoàn thành tính toán-thiết kế ban đầu. Hình vẽ dưới đây sẽ minh họa tính toán-thiết kế trên. Chú ý rằng, chiều dài của các lớp lưới địa kỹ thuật trong các vùng riêng biệt là nhau nhau. Điều này sẽ tạo thuận lợi cho công tác lắp đặt các lớp cốt ngoài hiện trường. Khi đó chỉ cần cắt các lớp lưới địa kỹ thuật thành từng đoạn dài cố định cho từng vùng sẽ tốt hơn cắt thành nhiều đoạn dài ngắn khác nhau, đồng thời lại không bị nhầm lẫn và dễ lắp đặt (xem hình 9.9).



Hình 9.9.

### B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bài toán này như chỉ ra trên hình 9.10, đây là trường hợp phân tích tổng ứng suất đơn giản không đề cập đến áp lực nước lỗ rỗng. Mặt khác, sườn dốc là đồng nhất có các tính chất đất cho trong hình 9.7. Yêu cầu xác định được hệ số an toàn và mặt trượt tương ứng với nó.

Hình 9.10 mô tả mô hình sườn dốc. Bằng cách ứng dụng phần mềm SLIDE V.05, chúng ta nghiên cứu mặt trượt đi qua chân sườn dốc, đồng thời loại bỏ những mặt trượt nông cắt bể mặt sườn dốc (những cung trượt không đi qua đỉnh sườn dốc). Mặt khác, để sườn dốc chưa già cỗi có hệ số an toàn bằng 1,5 và lực chủ động bằng 348,72kN, thì mặt trượt sẽ phát triển như chỉ ra trên hình 9.10 dưới đây.

Theo phương pháp phân tích ngược, chúng ta sẽ bắt đầu bằng cách đặt lực tác dụng vào chính giữa bể mặt sườn dốc (tại cốt cao 17,5 m trên hình 9.10).

Chúng ta thay đổi chiều dài cốt của từng vùng cho đến khi nhận được một hệ số an toàn sát với trị số 1,5. Một lần nữa, yêu cầu mọi mặt trượt phân tích phải đi qua chân sườn dốc và loại bỏ những mặt trượt nồng.

Chú ý, lực kéo của cốt là hàm số của:

- 1) Số lớp lưới địa kỹ thuật được bố trí.
- 2) Khả năng chịu tải (chịu kéo) của lưới địa kỹ thuật.
- 3) Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật.

Có nhiều tổ hợp của những tham số này để sao cho đáp ứng được nhu cầu tính toán sườn dốc là an toàn nhất.

Trong ví dụ này, một tổ hợp được xem là tối ưu, đó là:

Vùng 1 bố trí 6 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 30 kN/m.

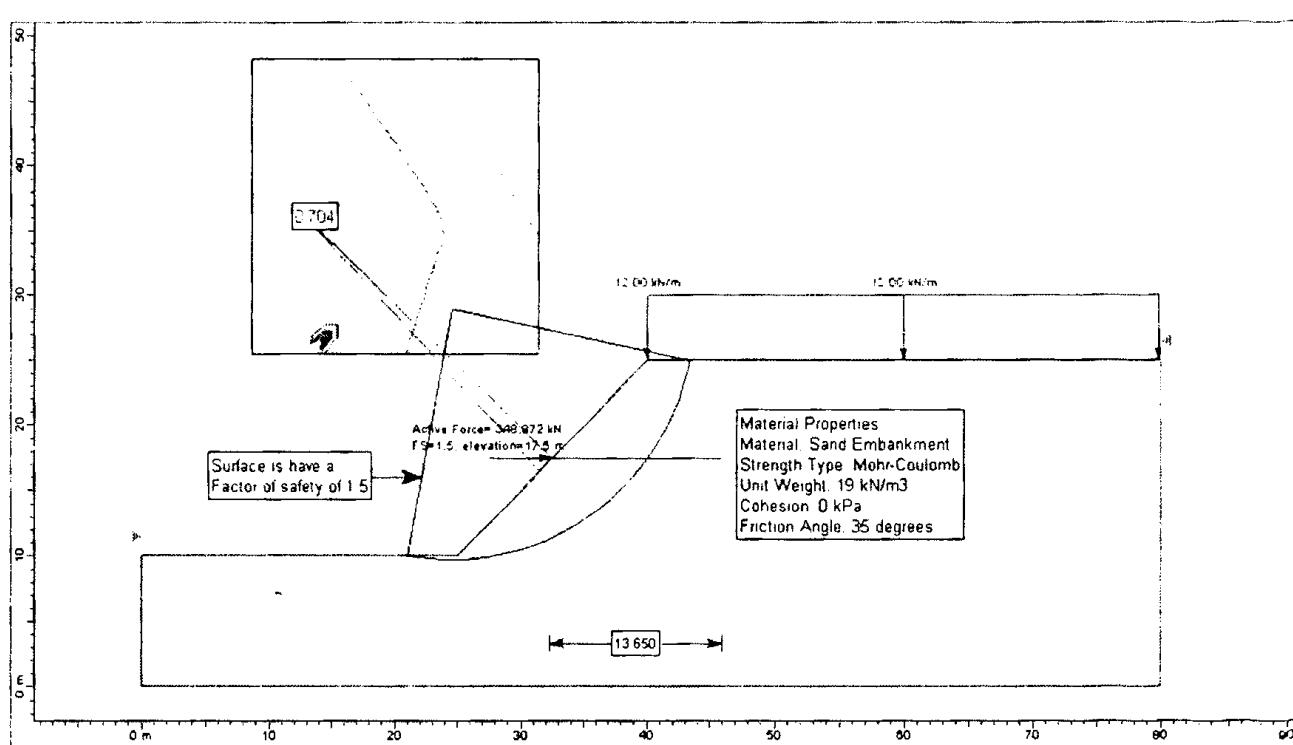
Vùng 2 bố trí 4 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 25 kN/m.

Vùng 3 bố trí 3 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 23 kN/m.

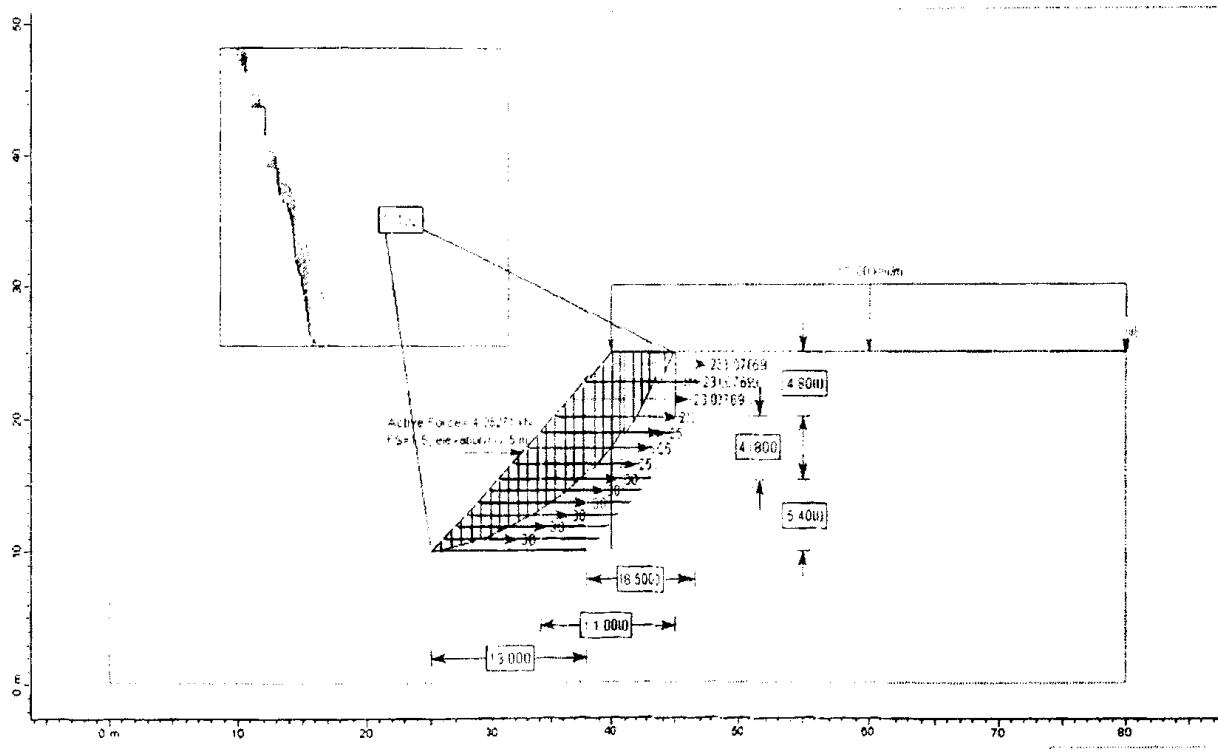
Với cách bố trí các lớp lưới địa kỹ thuật như trên, hệ số ổn định của sườn dốc đạt trị số,  $FS = 1,492$  (xem hình 9.11).

Cuối cùng, chúng ta nên nhớ rằng, phần mềm SLIDE V.05 - phương pháp phân tích ngược thường được dùng trong giai đoạn tính toán ban đầu của công tác thiết kế sườn dốc đất có cốt. Điều này cho phép xác định mặt trượt tối hạn, tương ứng với nó yêu cầu lưới địa kỹ thuật phải có cường độ chịu kéo lớn nhất để đạt được hệ số an toàn xác định.

Đối với thông tin khác về sự lựa chọn này, hãy xem hệ thống trợ giúp của phần mềm SLIDE V.05.



Hình 9.10. Bề mặt trượt tối đa đối với sườn dốc chưa gia cường có hệ số an toàn bằng 0,704.

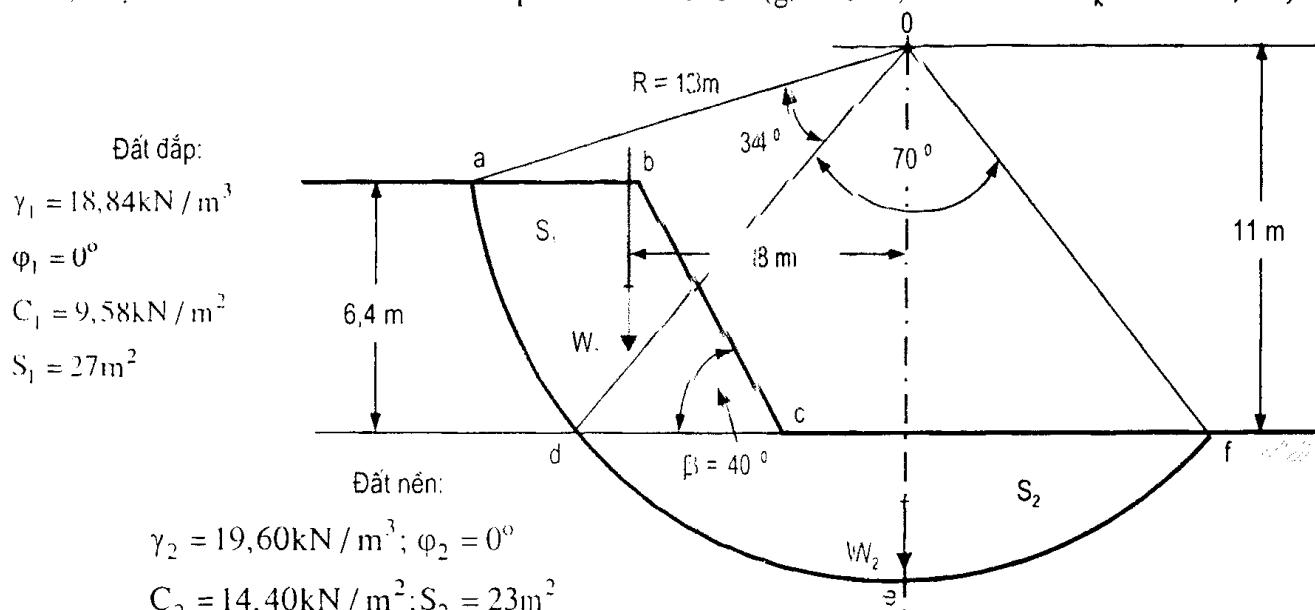


Hình 9.11. Bề mặt trượt tối hạn đối với sườn dốc sava gia cường có hệ số an toàn bằng 1,492.

### Ví dụ 9.2. Nền đất đắp gia cường bằng vải địa kỹ thuật (VĐKT)

Một sườn dốc cao 6,40 m, có góc dốc  $40^\circ$  như chỉ ra trên hình 9.12, bao gồm nền đất đắp bằng đất sét pha bụi ( $\gamma_1 = 18,84 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_1 = 0^\circ$ ;  $c_1 = 9,60 \text{ kN/m}^2$ , diện tích bề mặt trượt,  $S_1 = 27 \text{ m}^2$ , và tâm trọng lực như chỉ ra trên hình 9.12) nằm trên nền đất sét pha bụi ( $\gamma_2 = 19,60 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi_2 = 0^\circ$ ;  $c_2 = 14,40 \text{ kN/m}^2$ , diện tích bề mặt trượt,  $S_2 = 23 \text{ m}^2$ , và tâm trọng lực như chỉ ra trên hình 9.12). Hãy xác định:

- 1) Hệ số an toàn của nền đất đắp không có cốt VĐKT?
- 2) Hệ số an toàn của nền đất đắp có cốt VĐKT? (giả thiết, VĐKT có  $T_k = 45 \text{ kN/m}^2$ ).



Hình 9.12.

Bài giải:

Những số liệu tính toán dưới đây cần dùng cho mọi phần của ví dụ này:

$$W_1 = V_1 \cdot \gamma_1 = S_1 \cdot (1 \text{ m}) \times \gamma_1$$

$$= 27 (18,84) = 50,8,68 \text{ kN}$$

$$W_2 = V_2 \cdot \gamma_2 = S_2 \cdot (1 \text{ m}) \times \gamma_2$$

$$= 23 (19,60) = 450,80 \text{ kN}$$

$$L_1 = ad = 2(13)\pi \left( \frac{34}{360} \right) = 7,71 \text{ m}$$

$$L_2 = def = 2(13)\pi \left( \frac{70}{360} \right) = 15,87 \text{ m}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_d} \geq 1,5$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng trượt;

$M_d$  - moment gây trượt.

1) Nền đất đắp không có VĐKT, hệ số an toàn,  $FS_0$ , được xác định như sau :

$$FS_0 = \frac{(C_1 \cdot L_1 + C_2 \cdot L_2) R}{W_1(x_1) + W_2(x_2)}$$

$$FS_0 = \frac{(9,58 \times 7,71 + 14,4 \times 15,8)(13)}{508,68(8) + 450,8(0)}$$

$$FS_0 = \frac{3.917,96}{4.069,44} \approx 0,96 < 1,5 - \text{kết luận: không đạt, nền đất đắp sẽ bị trượt.}$$

2) Nền đất đắp có VĐKT, hệ số an toàn,  $FS_r$ , được xác định như sau :

Như chỉ ra trên hình 9.13 dưới đây, hệ số an toàn của nền đất đắp được gia cường bằng VĐKT,  $FS_r$ , được tính như sau :

$$FS_r = FS_0 + \sum \frac{T_i Y_i}{W_i \cdot x_i} \geq 1,5$$

hay,

$$\sum Y_i \geq \sum \frac{W_i \cdot x_i}{T_i} (1,5 - 0,96)$$

$$\sum Y_i \geq \frac{4.069,44}{45} (0,54) = 48,83 \text{ m}$$

$$\text{Đặt, } Y_1 = R \cos \frac{70^0}{2}$$

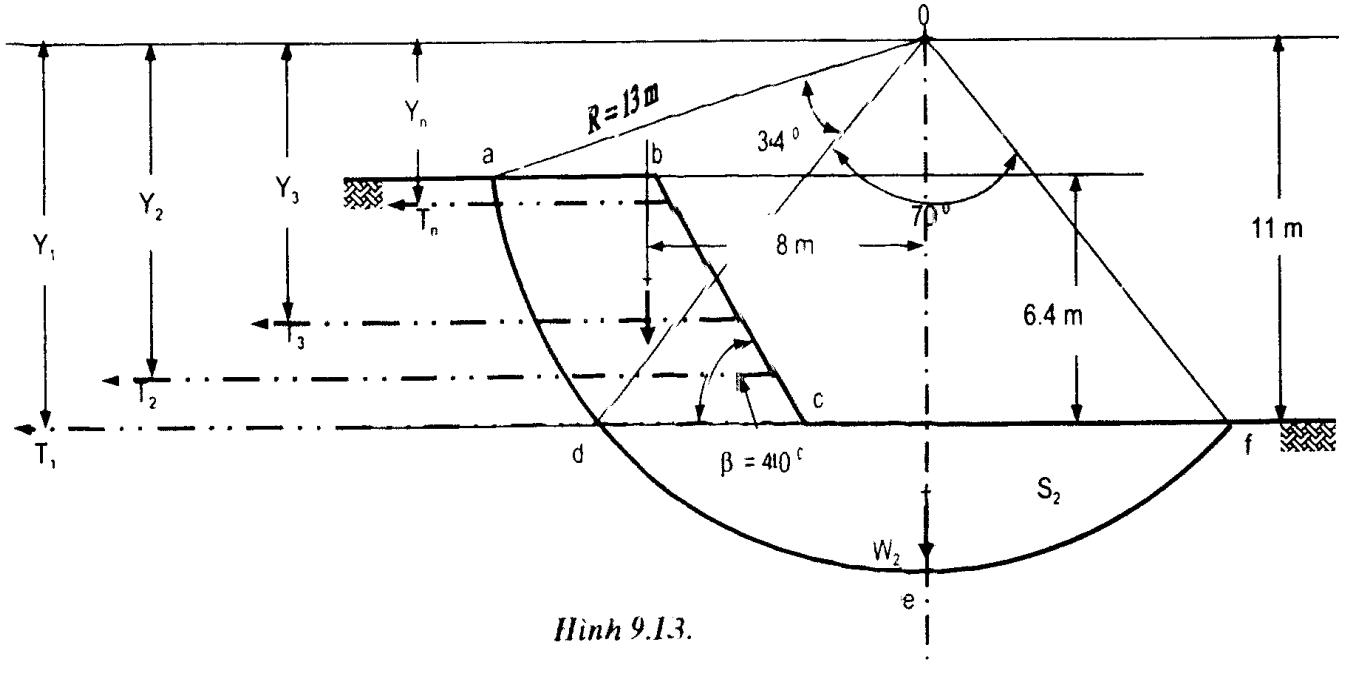
$$Y_2 = Y_1 - S_v$$

$$Y_3 = Y_1 - 2S_v$$

⋮

$$Y_n = Y_1 - (n-1)S_v$$

$$\begin{aligned}
 \sum Y_i &= \frac{n(Y_1 + Y_n)}{2} = 48,83 \text{ m} \\
 &= \frac{n[Y_1 + Y_n - (n-1)S_v]}{2} \\
 &= nY_1 - \frac{n(n-1)}{2}S_v = 48,83 \text{ m} \quad (*) \\
 \end{aligned}$$



Nếu,  $S_v = 1 \text{ m}$ , thì chúng ta sẽ có phương trình sau:

$$n^2 - 21n + 97,66 = 0$$

Phương trình trên đây sẽ có hai nghiệm:

$$n_{1,2} = -\left(-\frac{21}{2}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{21}{2}\right)^2 - 97,66}$$

$n_1 = 14,0 = 14$  lớp phải loại, vì không thỏa mãn bài toán.

$n_2 = 6,95 = 7$  lớp, hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu của bài toán.

Sau khi thay  $n = 7$  lớp vào phương trình (\*), chúng ta nhận được,

$$7(11) - \frac{7(7-1)}{2}(1) = 56 \text{ m} > 48,83 \text{ m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_R &= T_K \sum Y_i \\
 \Rightarrow \sum M_R &= 45(56) = 2520 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Thật vậy,

$$FS_r = FS_0 + \sum \frac{M_R}{M_D}$$

$$FS_r = 0,96 + \frac{2520}{4069,44} \approx 1,60 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

3) Xác định độ dài neo của VĐKT nằm sau cung trượt là bao nhiêu để huy động lược hết độ bền kéo cho phép của vải địa kỹ thuật :

Giả thiết rằng, hiệu quả tương tác giữa VĐKT và đất là 0,80, đồng thời dựa vào iệ số an toàn yêu cầu  $FS = 1,5$ . Mặt khác, đối với bài toán này, phương trình cân bằng cõ lực theo phương ngang, x, (xem hình 9.14) có thể được biểu diễn:

$$\sum F_x = 0$$

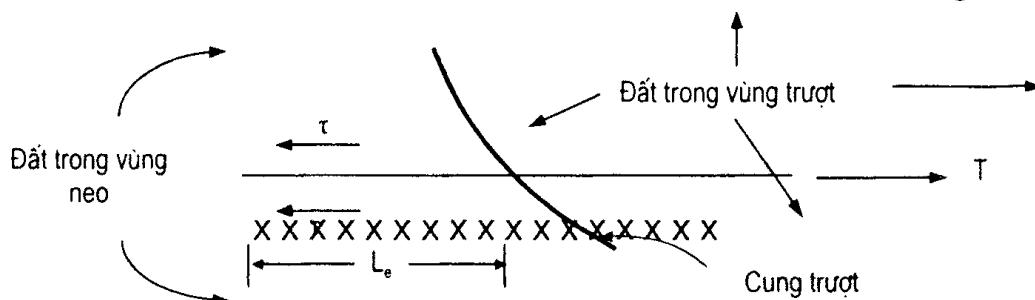
hay,

$$2\tau E L_e = T_K (FS)$$

$$2(9,58)(0,80)L_e = 45(1,5)$$

$$\Rightarrow L_e = \frac{45(1,5)}{2(9,58)(0,80)} \approx 4,40 \text{ m.}$$

Chọn  $L_e = 4,5 \text{ m}$  mới đảm bảo VĐKT đủ chiều dài neo vào đất và không bị nhổ.



Hình 9.14.

### Các bài tập chương 9

9.3. Hãy giải ví dụ 9.1, nếu tải trọng ngoài bằng  $20 \text{ kN/m}^2$  và chiều cao sườn dốc bằng 19 m, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

9.4. Hãy giải ví dụ 9.2, nếu  $H = 10 \text{ m}$ , và tải trọng giao thông,  $q = 12 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

### Phần III

# SỬ DỤNG CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG TRONG ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

## Chương 10

### THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN

#### 10.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT - Standard Penetration Test) là đóng vào đất (qua hố khoan) một cọc kim loại gắn với mũi hình côn (hình nón) hay ống mẫu chè cõi cùng đường kính. Về nguyên tắc, năng lượng đập của quả búa là không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm cũng như cho từng thí nghiệm. Về việc đánh giá sức kháng xuyên của đất được xác định bằng số nhát búa và đập để cọc và mũi xuống sâu được một đoạn 15 cm. Thí nghiệm SPT được tiến hành tốt trong đất loại cát, cuội sỏi và phu thuỷc nhiều vào kinh nghiệm chuyên môn.

#### 10.2. MỤC ĐÍCH CỦA PHƯƠNG PHÁP

Thí nghiệm SPT nhằm các mục đích:

- Thành lập đường cong quan hệ giữa sức kháng xuyên và độ sâu;
- Xác định chiều dày của các lớp đất khác nhau đã xuyên qua;
- Đối với móng sâu: xác định chính xác chiều sâu của lớp đất chịu tải;
- Xác định được độ chặt, trạng thái, môđun tổng biến dạng và khả năng chịu tải của đất thông qua các đồ thị quan hệ giữa các chỉ tiêu này với sức kháng xuyên tiêu chuẩn ( $N$ ).

#### 10.3. CÁC THAM SỐ CẦN ĐO

Tí số  $N$  đo được là số nhát búa cần thiết để đóng ống lấy mẫu chè đôi sâu vào đất một đoạn 300 mm. Hiệu suất làm việc của hệ búa có thể thu được nhờ sự so sánh động năng (KE - Kinetic Energy) (tức là,  $KE = 1/2 m V^2$ ), với thế năng (PE - Potential Energy), của hệ búa (tức là,  $PE = m g h$ ). Tỷ số năng lượng (ER - Energy Ratio) được xác định như sau:

$$ER = KE / PE$$

hay,

$$ER = \frac{1/2 m V^2}{m g h} = \frac{0,5 V^2}{g h} \quad (10.1)$$

Trong đó: m - khối lượng búa;

V - vận tốc búa rơi;

h - chiều cao búa rơi;

g - giá tốc lực trọng trường.

Theo thủ tục thực tế xây dựng tại Mỹ, những tương quan về tính chất xây dựng dựa trên các trị số SPT- N đo được bằng hệ thống xuyên tiêu chuẩn, mà hiệu suất làm việc của nó chỉ đạt 60%, tức là  $ER = 60\%$ .

Những trị số N tương ứng với 60% hiệu suất làm việc, và được ký hiệu là  $N_{60}$ .

Đại đa số các hệ số hiệu chỉnh với trị số N đo được là cần thiết, vì những tính không hiệu quả về năng lượng và sự thay đổi thủ tục trong thực tế. Khi mọi yếu tố được áp dụng để ghi chép trị số N tại hiện trường ( $N_{TN}$ ), thì trị số hiệu chỉnh được tính toán như sau:

$$N_{60} = N_{TN} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \quad (10.2)$$

Trong đó:  $C_E$  - hệ số hiệu chỉnh năng lượng,  $C_E = ER / 60$ ;

$C_B$  - hệ số hiệu chỉnh đường kính hố khoan;

$C_S$  - hệ số hiệu chỉnh phương pháp lấy mẫu, và

$C_R$  - hệ số hiệu chỉnh chiều dài cần khoan.

Các hệ số hiệu chỉnh được giới thiệu trong bảng 10.1, bao gồm hiệu quả năng lượng ( $C_E$ ), đường kính hố khoan ( $C_B$ ), phương pháp lấy mẫu ( $C_S$ ), và chiều dài cần khoan ( $C_R$ ). Cũng cần chú ý rằng, từ bảng 10.1, các trị số hiệu chỉnh về năng lượng,  $C_E$ , dao động

**Bảng 10.1. Hiệu chỉnh xuyên tiêu chuẩn**  
(theo Skempton, 1986)

Hệ số	Thay đổi của thiết bị	Ký hiệu	Số hiệu chỉnh
Tỷ số năng lượng	Búa Donut Búa an toàn Búa tự hành	$C_E = ER / 60$	0,5 đến 1,0 <sup>(1)</sup> 0,7 đến 1,2 <sup>(1)</sup> 0,8 đến 1,5 <sup>(1)</sup>
Đường kính hố khoan	65 đến 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1,0 1,05 1,15
Phương pháp lấy mẫu	Lấy mẫu tiêu chuẩn Lấy mẫu không tiêu chuẩn	$C_S$	1,0 1,1 đến 1,3
Chiều dài cần khoan	3 đến 4 m 4 đến 6 m 6 đến 10 m 10 đến > 30 m	$C_R$	0,75 0,85 0,95 1,0

trong phạm vi tương đối rộng. Theo cách lập luận này, việc xác định chính xác trị số  $C_E$  sẽ quan trọng hơn nhiều so với việc xác định những hệ số hiệu chỉnh khác. Để tính trị số  $C_E$  chính xác hơn có thể xác định bằng cách đo trực tiếp tỷ số năng lượng (ER) của cơ cấu SPT tại hiện trường theo phương pháp trong ASTM D 4633.

Khi các trị số N của những vật liệu như nhau sẽ tăng theo sự tăng áp lực hữu hiệu tầng phủ, thì số nhát búa hiệu chỉnh ( $N_{60}$ ) thường chuẩn hóa với 1 atmôfe (hay xấp xỉ bằng 100 kPa) áp lực hữu hiệu tầng phủ theo các sơ đồ hiệu chỉnh tầng phủ. Số nhát búa sau khi chuẩn hóa được ký hiệu là  $(N_1)_{60}$ , và lấy bằng:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (10.3)$$

Trong đó:  $C_N$  - tham số hiệu chỉnh theo ứng suất:

$$C_N = (P_a / \sigma' v_0)^n \quad (10.4)$$

Ở đây:  $P_a$  - áp suất khí quyển cùng đơn vị với ứng suất hữu hiệu tầng phủ,  $\sigma' v_0$

n - số mũ ứng suất, lấy bằng 1 với sét (ví dụ, Olsen, 1977; Mayne & Kemper, 1988) và bằng 0,5 đến 0,6 đối với cát (ví dụ, Seed và cộng sự., 1983; Lao và Whitman, 1986; Olsen, 1997).

## 10.4. DIỄN GIẢI CÁC TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

### 10.4.1. Đánh giá độ chặt tương đối của cát và độ sét của sét

Các trị số N của SPT là chỉ tiêu đánh giá độ chặt tương đối của đất không dính và độ sét của đất dính. Những tương quan giữa các trị số N của SPT và tính chất xây dựng của đất không dính và đất dính như chỉ ra trong bảng 10.2.

**Bảng 10.2. Các tính chất của đất được hiệu chỉnh theo N của SPT  
(theo FHWA-SA-02-054)**

Cát (Tin cậy)		Sét (Tương đối không tin cậy)	
Số nhát búa/ 0,3 m, N *	Độ chặt tương đối, $D_i$ (%)	Số nhát búa/ 0,3 m, N*	Trạng thái
0-4	Rất xốp	< 2	Rất yếu
4 - 10	Tơi xốp	2 - 4	Yếu
10 - 30	Chặt trung bình	4 - 8	Trung bình
30 - 50	Chặt	8 - 15	Cứng
> 50	Rất chặt	15 - 30	Rất cứng
		> 30	Rắn chắc

\* Các trị số N được đo bằng ống lấy mẫu có đường kính trong (ID) là 9,5 mm., đường kính ngoài (OD) là 51 mm, với độ cắm sâu 0,3 m và độ cao rơi búa là 0,76 m.

#### 10.4.2. Đánh giá độ bền không thoát nước bằng các kết quả SPT

Bảng 10.3 giới thiệu những tương quan cơ bản để xác định độ bền không thoát nước của các đất không dính.

#### 10.4.3. Đánh giá tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do của đất theo các kết quả SPT

##### 1) Đối với đất không dính hạt thô

**Bảng 10.3. Tương quan giữa độ chật tương đối, các trị số N của SPT và góc ma sát trong của đất không dính (theo Meyerhof, 1956).**

Trạng thái	Độ chật tương đối, D, (%)	Sức kháng SPT, N (nhát búa / 0,3 m)	Góc ma sát trong, $\phi'$ (độ)
Rất xốp	< 20	< 4	< 30
Tơi xốp	20 - 40	4 - 10	30 - 35
Chắc	40 - 60	10 - 30	35 - 40
Chặt	60 - 80	30 - 50	40 - 45
Rất chặt	> 80	> 50	> 45

Chú ý,  $N = 15 + (N' - 15)/2$  với  $N' > 15$  trong cát bụi rất nhỏ bão hòa nước, trong đó  $N'$  là số nhát búa đo được và  $N$  là số nhát búa đã hiệu chỉnh theo tác dụng của áp lực nước lỗ rỗng động trong quá trình thí nghiệm SPT.

Những tương quan giữa mô đun và trị số N của SPT đối với đất không dính hạt thô được giới thiệu trong bảng 10.4 dưới đây.

**Bảng 10.4. Tương quan giữa mô đun và các trị số N của SPT đối với đất không dính hạt thô**

Tham khảo	Tương quan <sup>(a)</sup>	Loại đất
Begemann (1974)	$E = 12(N + 6)N$ nếu $N < 15$ $E = 40 + 12(N - 6)$ nếu $N > 15$	Cuội sỏi- cát cấp phôi tốt
Schmertmann (1970, 1978)	$E = 15N$	Cuội- sỏi dưới tải trọng đối xứng trực
Schultze & Melzer (1965)	$E = v\sigma^{0.522}$ $v = 246,2 \log(N) - 253,4 \sigma'_{v_0}$ $0 < \sigma'_{v_0} < 1,2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_{v_0} = \text{áp lực hữu hiệu tầng phủ, kg/cm}^2$ $\sigma = \text{ứng suất tác dụng, kg/cm}^2$ $E^{(b)} = 246,2 \log(N) + 300$	Cát khô
Trofimenkov (1974)	$E = 500 \log(N)$	Cát khô
Webb (1969)	$E = 5(N + 15)$	Cát bão hòa nước
Wrench & Nowatzki (1985)	$E = 2,22 N^{0.888}$	Cuội - sỏi bão hòa nước từng phần

Ghi chú : (a)  $E = \text{kg} / \text{cm}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa}$ .

(b) Ở đây để phân tích có tính so sánh, giả thiết rằng :

$$\sigma' = 30 \text{ kPa} = 0,3 \text{ kG} / \text{cm}^2$$

$$\sigma = 100 \text{ kPa} = 1,0 \text{ kG} / \text{cm}^2$$

### 2) Đối với đất cát

Tương quan giữa mô đun biến dạng nở ngang tự do ( $E_c$ ) và các trị số N của SPT của cát có thể xác định theo công thức sau :

$$E_0 = k N_{60} \quad (10.5)$$

Trong đó: k - 5 cho cát pha sét và bụi;

k - 10 cho cát sạch có kết bình thường;

k - 15 cho cát sạch quá có kết.

### 3) Đối với đất sét

Strough (1974) chỉ ra rằng, tương quan giữa mô đun biến dạng không nở ngang và các trị số N của SPT được xác định bằng phương trình sau:

$$E_0 = 4,1 N_{60} \text{ nếu } I_p \geq 30 \quad (10.6)$$

$$E_0 = (8,6 - 0,15 I_p) N_{60} \text{ nếu } I_p < 30 \quad (10.7)$$

#### 10.4.4. Đánh giá độ lún của móng nòng theo các kết quả SPT

Hough (1959) đã giới thiệu phương pháp thực nghiệm để dự báo độ lún của móng nòng trên đất không dính giống như phương pháp sử dụng để tính độ lún cố kết của các lớp sét. Chú ý rằng, phương pháp này chỉ áp dụng cho các loại đất không dính cố kết bình thường. Cheney và Chassie (2000) chỉ ra rằng, số nhát búa SPT sau khi hiệu chỉnh với áp lực tầng phủ trước khi lập tương quan các trị số N với chỉ số khả năng chịu tải, C'. Đất được chia thành các lớp nhỏ, và số gia ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại điểm giữa từng lớp phân tố do tải trọng ngoài gây ra, sẽ được xác định theo lý thuyết đàn hồi.

Tổng độ lún theo phương pháp Hough được tính như sau:

a) Số nhát búa SPT hiệu chỉnh đối với áp lực tầng phủ theo hình 10.1.

b) Xác định chỉ số khả năng chịu tải (C') từ hình 10.2 theo số nhát búa SPT đã hiệu chỉnh, N'.

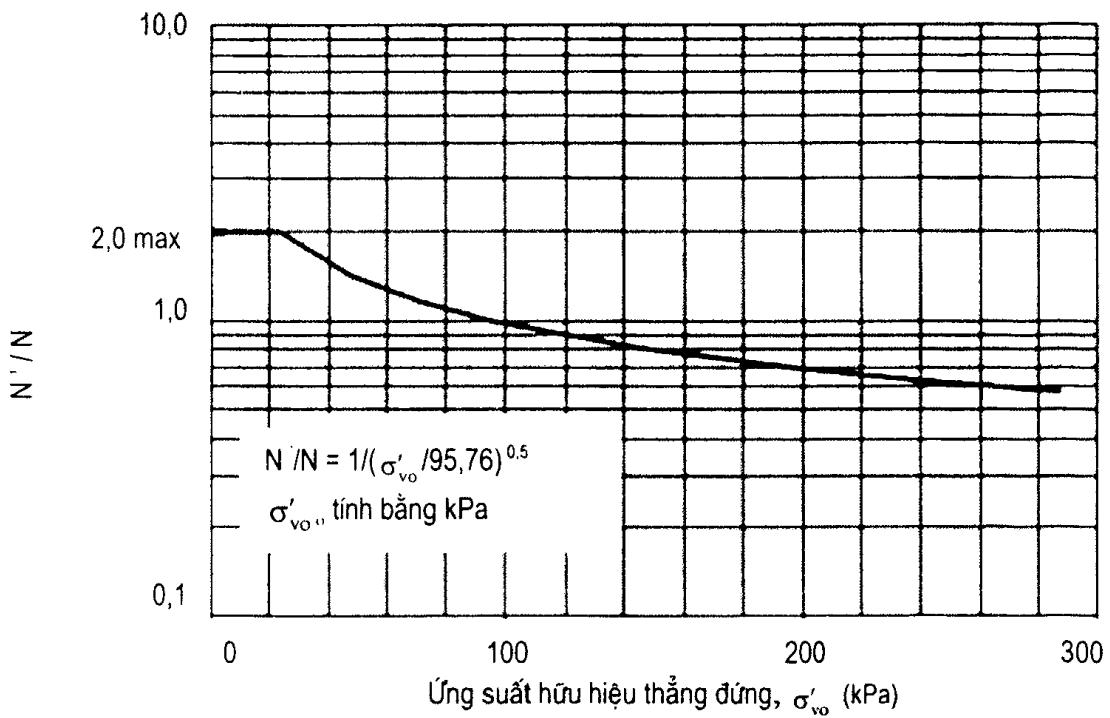
c) Dựa trên địa tầng khu vực, tiến hành phân chia mặt cắt đất nền thành các lớp có chiều dày chừng 3 m đến độ sâu bằng khoảng 3 lần chiều rộng móng.

d) Tính toán ứng suất hữu hiệu thẳng đứng,  $\sigma'_{vo}$ , tại điểm giữa từng lớp và chỉ số khả năng chịu tải cho lớp đó.

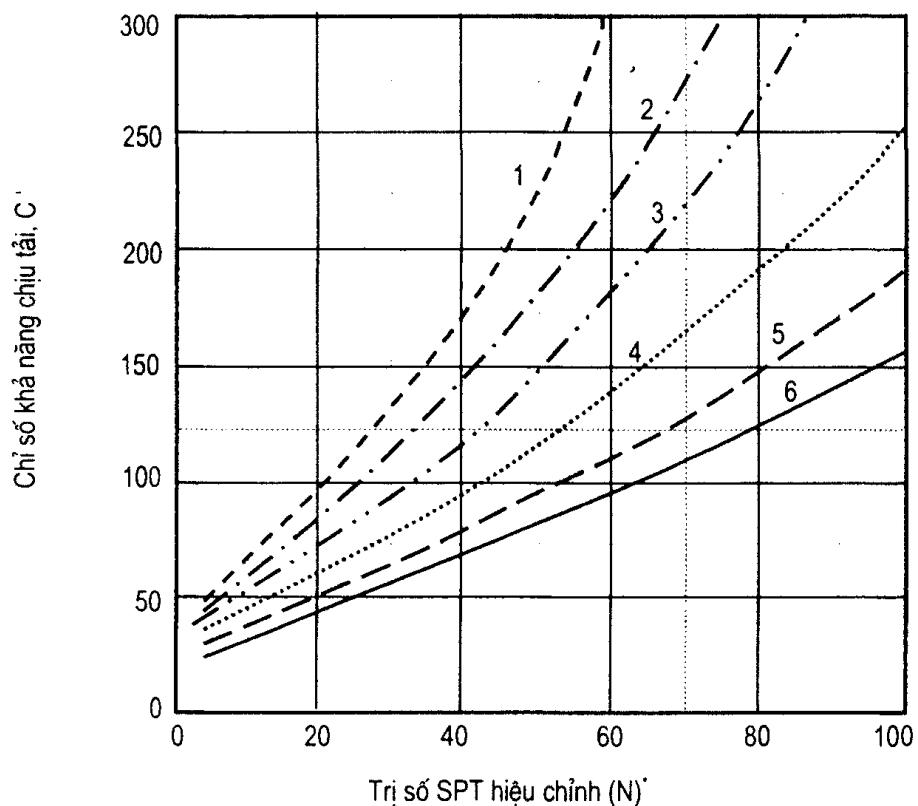
e) Tính toán số gia tăng ứng suất tại điểm giữa mỗi lớp,  $\Delta\sigma_{vf}$ .

f) Tính toán độ lún trong từng lớp,  $\Delta H$ , dưới tải trọng ngoài theo công thức sau:

$$\Delta H = H_0 \frac{1}{C'} \log \left( \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_{vf}}{\sigma_{vo}} \right) \quad (10.8)$$



**Hình 10.1.** Các trị số  $N$  của SPT được hiệu chỉnh theo áp lực hữu hiệu tăng phủ (theo Liao & Whitmann, 1986).



**Hình 10.2.** Chỉ số khả năng chịu tải,  $C'$ , thay đổi theo trị số  $N'$  của SPT hiệu chỉnh (theo Hough đã được Cheney & Chassie sửa đổi, 2000):

- 1- Cát trung đồng nhất, sạch; 2- Cuội sỏi & cát bụi cấp phối tốt; 3- Cát nhỏ đến thô cấp phối tốt, sạch;
- 4- Cát bụi nhỏ đến trung, cấp phối tốt; 5- Sét pha cát; 6- Bụi vô cơ.

Trong đó:  $H_0$  - chiều dày tầng đất nghiên cứu.

g) Cộng các số gia độ lún sẽ cho tổng độ lún phải tìm.

## Chương 11

# THÍ NGHIỆM XUYÊN TĨNH HÌNH CÔN

### 11.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Khi thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn (CPT - Cone Penetration Test), người ta dùng kích thuỷ lực để ấn vào đất bộ phận mũi xuyên côn gắn với cân xuyên theo tốc độ không đổi, nhằm có được mặt cắt ứng suất, các áp lực, và những số đo khác theo phương đứng. Công tác thí nghiệm được tuân thủ theo Tiêu chuẩn hiện hành của Nhà nước, hay ASTM D.5778.

Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn có thể không sử dụng bộ đo áp lực nước lỗ rỗng (tức là, CPT), hay có thể dùng thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng bằng mũi côn đo áp (tức là, CPT<sub>U</sub>).

Một số thiết bị còn có khả năng đo được sự lan truyền sóng cắt bằng mũi côn đo địa chấn, thí nghiệm này gọi là SCPT<sub>U</sub>.

### 11.2. TRANG THIẾT BỊ

- Một máy xuyên côn tiêu chuẩn có các thông số kỹ thuật sau: cân xuyên hình trụ tròn có đường kính là 35,70 mm, mũi xuyên côn có góc ở đỉnh là 60°, tiết diện ngang mũi xuyên là 10 cm<sup>2</sup>, tiết diện mảng sóng đo ma sát là 150 cm<sup>2</sup>. Cân xuyên tiêu chuẩn dài 1 m có đường kính ngoài bằng 35,70 mm, và đường kính trong là 22 mm.

- Bộ cáp mũi côn được lồng trong lỗ của cân xuyên và được nối giữa mũi côn với bộ phận đo số liệu đặt trên mặt đất. Tiêu chuẩn, cứ xuyên sâu được từ 2 đến 5 cm ghi số liệu xuyên một lần.

### 11.3. PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM

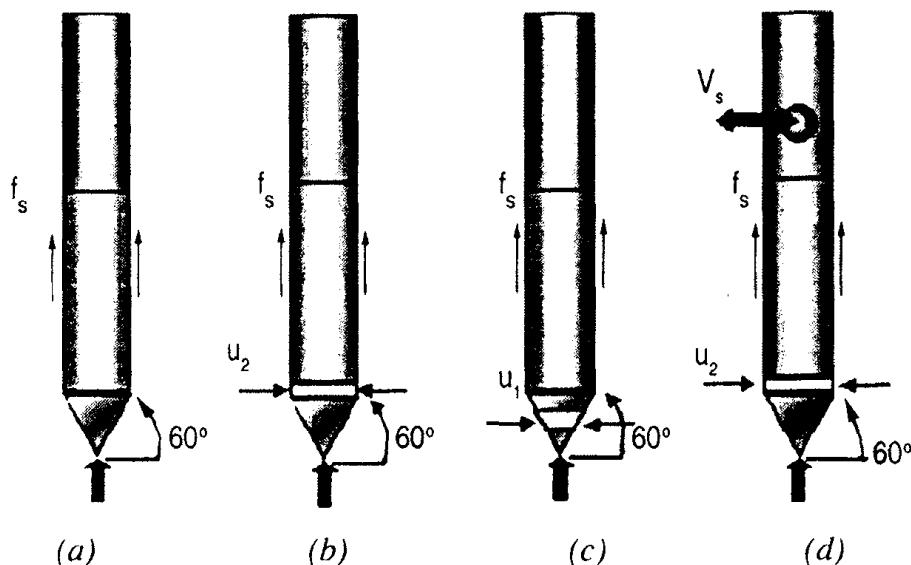
Trình tự thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn (CPT) được thực hiện bằng cách ấn mũi xuyên côn với tốc độ 2 cm/ giây ngập vào trong đất theo đúng Quy trình hiện hành của Nhà nước, hay theo ASTM D. 5778 . Những số đọc sức kháng mũi ( $q_c$ ), ma sát thành ( $f_s$ ), độ nghiêng ( $i$ ), và áp lực nước lỗ rỗng ( $U_m$ ) đều được thực hiện tối thiểu trong từng 5 cm (tức là, trong khoảng 2,5 giây).

### 11.4. NHỮNG THAM SỐ CÂN ĐO

Các máy xuyên điện và điện tử đều có những số đọc tiêu chuẩn sức kháng mũi ( $q_c$ ) và ma sát thành ( $f_s$ ), như giới thiệu trên hình 11.1 a.

Các máy xuyên piezocone sẽ đo được áp lực nước lỗ rỗng bằng bộ thám (viên đá) đặt ở vị trí giữa mũi và áo đo ma sát ( $U_2$ ; hình 11.1 b) hay đặt ở đoạn giữa mũi ( $U_1$ ; hình 11.1 c).

Dụng cụ đo sóng địa chấn nằm ngang ở phần trên mũi xuyên côn địa chấn (hình 11.1 d) có thể sử dụng để đo một cách cơ học các sóng cắt xảy ra so với mặt đất, điều cốt yếu là xác định sóng cắt đạt được tại thời gian ( $t_s$ ) và tốc độ của sóng cắt ( $V_s$ ).



**Hình 11.1.** Những vị trí đo trên máy xuyên côn:

- a) Máy xuyên côn điện, CPT; b) Máy xuyên Piezocone (đá thám đặt ở đỉnh mũi),  $CPT_{U_2}$
- c) Máy xuyên piezocone (đá thám đặt ở giữa mũi)  $CPT_{U_1}$  và d) Piezocone địa chấn  $SCPT_{U_2}$ .

## 11.5. PHÂN LOẠI ĐẤT THEO CPT

Phân loại đất theo CPT được dựa trên những số đo sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ), và ma sát thành ( $f_s$ ), chúng được biểu diễn theo hệ số ma sát (FR):

$$FR = R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (11.1)$$

Máy piezocone ( $CPT_U$ ) cũng có thể sử dụng để phân loại đất trên cơ sở áp lực nước lỗ rỗng đo được ( $U_2$ ) trong quá trình rút thiết bị xuyên lên:

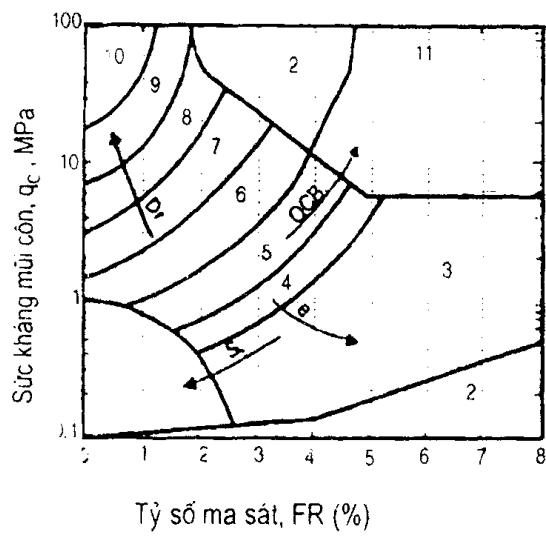
$$B_q = \frac{U_2 - U_0}{q_T - \sigma_{V0}} \quad (11.2)$$

Trong đó:  $U_0$  - áp lực lỗ rỗng thuỷ tĩnh ở trạng thái cân bằng (tức là, các điều kiện tĩnh dựa trên vị trí mực nước ngầm).

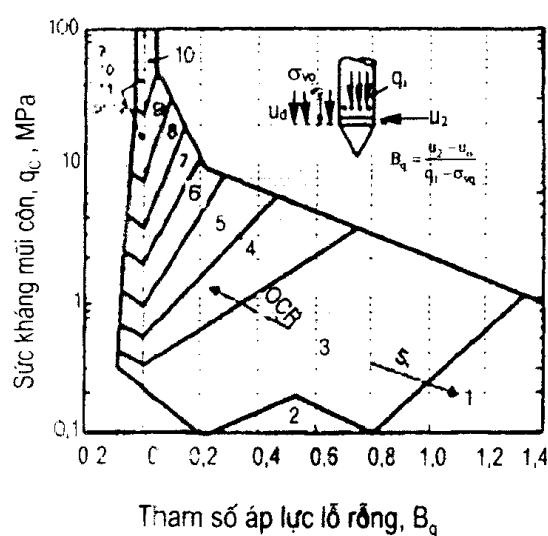
Những ví dụ về các sơ đồ phân loại chi tiết đất được giới thiệu trên hình 11.2 và 11.3.

## 11.6. ĐÁNH GIÁ ĐỘ CHẶT TƯƠNG ĐỐI ( $D_r$ ) CỦA ĐẤT THEO CPT

Tương quan giữa độ chặt tương đối,  $D_r$ , và sức kháng mũi côn,  $q_c$ , của các loại cát được xác định theo Jamiolkowsky (1985) như sau:



**Hình 11.2.** Phân loại đất dựa trên  $q_c$  và  $FR$  (theo Robertson và cộng sự, 1986).



**Hình 11.3.** Phân loại đất dựa trên  $q_c$  và  $B_q$  (theo Robertson và cộng sự, 1986).

Loại đất (theo Robertson và cộng sự, 1986., Robertson và Campanella, 1988)		
1- Đất hạt nhỏ có độ nhạy	5- Bụi pha sét đến sét bụi	9- Cát
2- Đất hữu cơ	6- Bụi pha cát đến cát bụi	10- Cát cuội sỏi đến cát
3- Sét	7- Cát bụi đến bụi cát	11- Đất hạt rất nhỏ-cứng
4- Sét pha bụi đến sét	8- Cát đến cát bụi	12- Cát đến cát pha sét (quá có kết hay xi măng hoá)

$$D_r \approx 66 \log(q_c / \sqrt{\sigma'_{v0}}) - 98 \quad (11.3)$$

Ghi chú: Các trị số  $q_c$  và  $\sigma'_{v0}$  đều được tính bằng  $T / m^2$ .

Meyerhof (1956) đã giới thiệu tương quan giữa  $D_r$  và  $q_c$  như chỉ ra trong bảng 11.1.

**Bảng 11.1.** Tương quan giữa  $D_r$  và  $q_c$  (theo Meyerhof, 1956)

$q_c$ (kG / Cm <sup>2</sup> )	$D_r$ (%)	Trạng thái của cát
0 - 20	< 20	Rất xốp
20 - 40	20 - 40	Xốp
40 - 120	40 - 60	Chặt trung bình
120 - 200	60 - 80	Chặt
> 200	>80	Rất chặt

## 11.7. ĐÁNH GIÁ CHỈ TIÊU ĐỘ SETH CỦA ĐẤT DÍNH BẰNG KẾT QUẢ CPT

Tương quan giữa chỉ tiêu độ sét ( $I_L$ ) và sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ) được giới thiệu trong bảng 11.2 dưới đây.

**Bảng 11.2. Tương quan giữa  $I_L$  và  $q_c$  (theo Szechy & Varga, 1978)**

$q_c$ ( kG/ Cm <sup>2</sup> )	$I_L$	Trạng thái
< 5	> 0,5	Trạng thái dẻo mềm
5 - 15	0,25 - 0,50	Trạng thái dẻo cứng
15 - 30	0 - 0,25	Trạng thái nửa cứng
30 - 60	- 0,5 - 0	Trạng thái cứng
> 60	< - 0,5	Trạng thái rất cứng

## 11.8. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH TỔNG MÔ ĐUN BIẾN DẠNG NỞ NGANG TỰ DO BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

1) Đối với cát cỗ kết bình thường:

Tương quan giữa tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do ( $E_0$ ) và sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ) của cát có thể được xác định theo Robertson (1991) như sau:

$$E_0 \approx 2 q_c \quad (11.4)$$

2) Đối với sét cỗ kết bình thường:

$$E_0 \approx 8.25 ( q_c - \sigma_{v0} ) \quad (11.5)$$

3) Đối với các loại đất còn lại:

$$E_0 \approx \frac{3\pi(1+\nu)(3-4\nu)}{16(1-\nu)} \times q_c \quad (11.6)$$

Trong đó:  $\nu$  - hệ số Poisson .

## 11.9. CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN KHÔNG THOÁT NƯỚC BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

Phương pháp xác định độ bền không thoát nước theo kết quả CPT được biểu diễn bằng phương trình sau :

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c} \quad (11.7)$$

Trong đó:  $q_c$  - sức kháng mũi côn được hiệu chỉnh cho diện tích đầu mũi khác nhau;

$\sigma_{v0}$  - tổng ứng suất tầng phủ;

$N_c$  - hệ số mũi côn, bao gồm hệ số hình học và hệ số độ sâu, và  $N_c = 10$  cho mọi xuyên tinh không thoát nước (ví dụ, Yu và cộng sự, 2000).

## 11.10. ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

1) Đối với nền cát:

Theo Meyerhof (1956), khả năng chịu tải của đất cát được tính như sau :

$$R = \bar{q}_c \frac{B}{12} \left( 1 + \frac{h_m}{B} \right) \quad (11.8)$$

Trong đó:  $\bar{q}_c$  - sức kháng mũi côn trung bình tại độ sâu bằng 1 B dưới đáy móng;

B và  $h_m$  - chiều rộng và chiều sâu đặt móng.

2) Đối với nền đất dính:

Theo Tand, Funegard và Briaut (1986), khả năng chịu tải của đất dính được xác định như sau:

$$R = R_k (\bar{q}_c - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo} \quad (11.9)$$

Trong đó:  $R_k$  - hệ số khả năng chịu tải, và  $R_k = 0,2 - 0,6$

$\sigma_{vo}$  - tổng ứng suất thẳng đứng.

## 11.11. ĐÁNH GIÁ $C_b$ BẰNG SỐ LIỆU TIÊU TAN CPT<sub>t</sub>

Trong phần này, các phương pháp được giới thiệu để đánh giá hệ số cố kết theo phương ngang,  $C_b$ , theo kết quả thí nghiệm tiêu tan áp lực nước lỗ rỗng được xác định như sau:

$$C_b = \frac{T' (a^2 \sqrt{I_t})}{t} \quad (11.10)$$

Trong đó:  $T'$  - hệ số thời gian thay đổi và  $T'$  tương ứng với mức độ cố kết  $U$  (xem bảng 11.3). Mức độ cố kết,  $U$ , được xác định tương ứng với mức độ tiêu tan áp lực nước lỗ rỗng quá mức:

$$U = 1 - \frac{U_t - U_0}{U_t - U_0} \quad (11.11)$$

Trong đó:  $U_t$  - áp lực nước lỗ rỗng tại thời gian t;

$U_0$  - áp lực nước lỗ rỗng ban đầu tại thời gian  $t = 0$ , và

$U_0$  - áp lực nước tĩnh ở trạng thái cân bằng (tức là, các điều kiện tĩnh dựa trên vị trí mực nước dưới đất):  $U_0 = \gamma_w h_w$ .

Khi  $U_t = U_0$ , mức độ cố kết bằng không, ngược lại, nếu  $U_t = U_0$  thì mức độ cố kết là 100%.

a - bán kính của mũi côn, và  $a = d^2 / D^2$  (xem hình 11.4).

I<sub>t</sub> - chỉ số độ cứng không thoát nước:

$$I_t = G / S_t \quad (11.12)$$

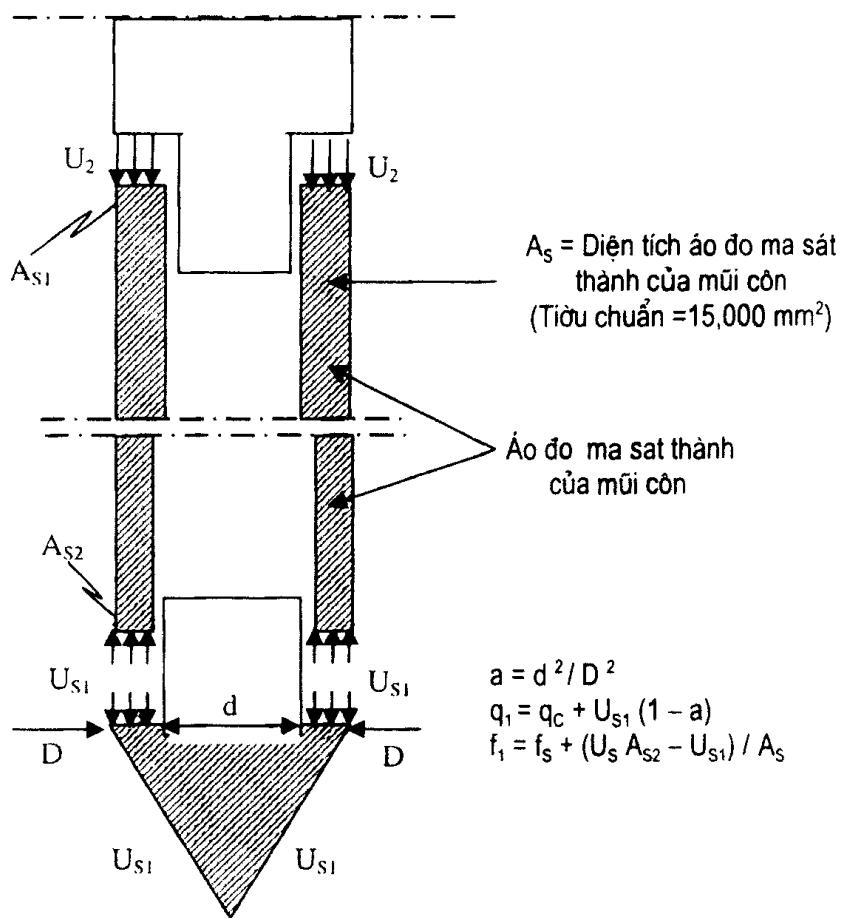
Ở đây: G - mô men cát của đất;

$$G_{max} = 220(K_2) \sqrt{\sigma'_m} \quad (11.13)$$

$$K_{2(max)} = 20(N_{60})^{1/3} \quad (11.14)$$

$$N_{60} = C_{60} N = 0,75 N \quad (11.15)$$

$$\sigma'_m = \left[ \frac{1+2K_0}{3} \right] \sigma'_v \quad (11.16)$$



**Hình 11.4.** Minh họa những tiết diện mũi côn không bằng nhau của CPT (theo Kulhawy & Mayne, 1990).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (11.17)$$

$S_u$  - độ bền không thoát nước của đất;

$t$  - thời gian tại đó tiến hành đo áp lực nước lỗ rỗng.

**Chú ý:** Các trị số  $C_h$  có thể xác định theo sự thay đổi của mức độ cố kết, tuy nhiên, việc đánh giá để tính toán- thiết kế cần dựa trên mức độ cố kết bằng 50% hay lớn hơn.

**Bảng 11.3. Hệ số thời gian hiệu chỉnh ( $T^*$ ) để phân tích số liệu tiêu tan CPT<sub>u</sub> (theo Teh & Housby, 1991)**

Mức độ cố kết, $U$ , (%)	Áp lực lỗ rỗng quá mức hiệu chỉnh, $(1 - U)$	$T^*$ cho đá thấm đặt ở giữa mũi côn, $U_1$	$T^*$ cho đá thấm đặt ở đỉnh mũi côn, $U_2$
20	0,8	0,014	0,038
30	0,7	0,032	0,078
40	0,6	0,063	0,142
50	0,5	0,118	0,245
60	0,4	0,226	0,439
70	0,3	0,463	0,804
80	0,2	1,04	1,60

## Chương 12

# THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH VÀ NÉN BẰNG BÀN NÉN

### 12.1. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH (VST)

#### 12.1.1. Nguyên tắc chung

Thí nghiệm cắt cánh (VST - Vane Shear Test) bao gồm việc sử dụng bộ cánh quay để xác định độ bền cắt không thoát nước trong đất sét và bụi yếu đến cứng. Việc sử dụng VST chỉ giới hạn cho các loại đất mà ở đó tốc độ quay của cánh cắt thấp ( $6^{\circ}/\text{phút}$ ) sẽ ảnh hưởng đến độ bền cắt không thoát nước.

#### 12.1.2. Thiết bị

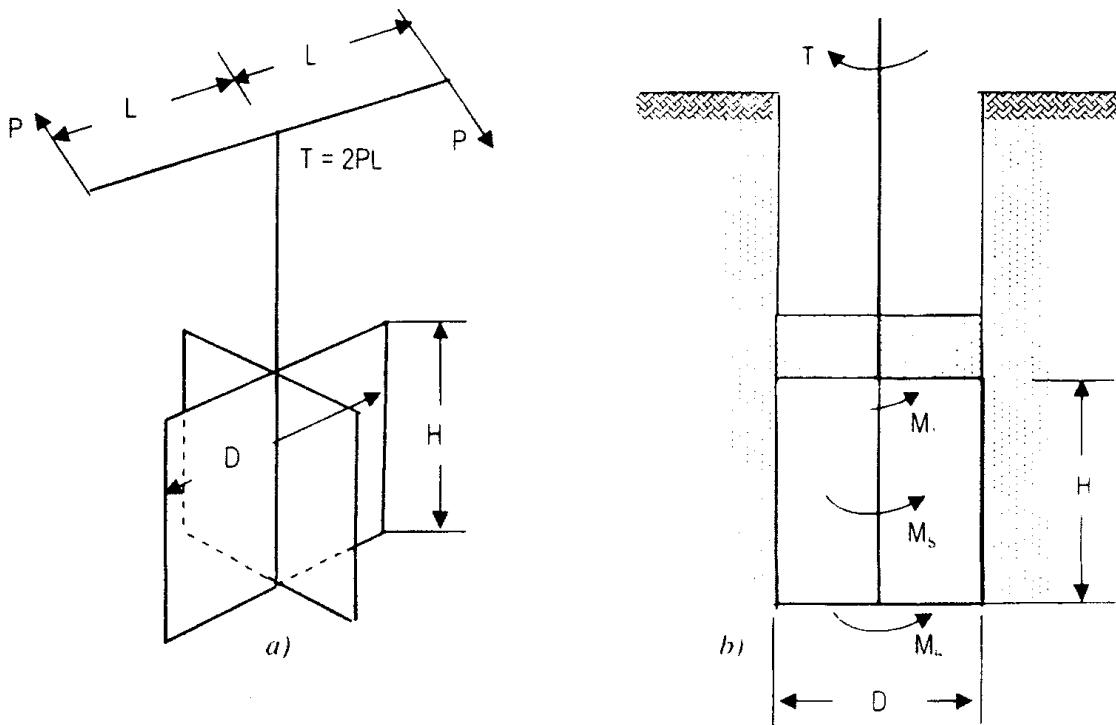
Cánh cắt tiêu chuẩn có đường kính (D) bằng 65 mm, chiều cao (H) bằng 130 mm, và chiều dày cánh (t) bằng 2 mm. Tuy nhiên, kích thước cánh bao gồm đường kính dao động từ 38 đến 92 mm, chiều cao cánh bằng 76 đến 184 mm, chiều dày cánh nằm giữa 1,6 đến 3,2 mm, và chúng được nối với cần có đường kính 12,7 mm. Đường kính cần có thể dùng thép cứng để hạn chế mức độ cong của cần trong quá trình quay. Cánh cắt có thể là hình chữ nhật, hình tam giác kép, hay hình tam giác đơn (tức là, tam giác đặt ở đáy cánh). Việc sử dụng cánh hình tam giác sẽ dễ dàng lắp đặt cánh bằng vật liệu cứng. Một bộ cánh tiêu biểu và tổng hợp những tham số hình học được dùng để nhận dạng cánh như giới thiệu trên hình 12.1.

#### 12.1.3. Trình tự thí nghiệm

Trình tự thí nghiệm cắt cánh được phác thảo trong ASTM D 2573. Tuỳ thuộc vào kiểu thiết bị cắt cánh được sử dụng mà nó có thể đo được lực ma sát sinh dọc theo cùi dụng cụ. Thiết bị đo moment xoắn có thể ghi được lực ma sát này. Lực ma sát cần yêu cầu phải giảm tối thiểu và đó là lý do để dùng trong tính toán độ bền cắt. Phương pháp đặc trưng để tính toán lực ma sát cần bao gồm: 1) Các cần phải đủ bền khi chịu các ứng suất giới hạn cắt; hay 2) Thiết bị đo lực ma sát cần có khớp trượt. Nếu thí nghiệm cắt cánh được thực hiện dưới đáy hố khoan, thì độ sâu tính từ đáy hố khoan đến đỉnh cánh nên lấy bằng 4 lần đường kính hố khoan để giảm đến mức tối thiểu khả năng xáo trộn đất.

Thí nghiệm VST cần bắt đầu trong vòng 5 phút sau khi lắp đặt xong thiết bị, và cánh được quay với tốc độ  $6^{\circ}$  trên một phút. Thông thường, trong khoảng thời gian giữa 2 và 3 phút sẽ xảy ra hiện tượng phá hoại đất, và với khoảng thời gian tương đối nhanh như vậy

sẽ bảo vệ được những điều kiện không thoát nước của đất nền, mà thời gian xáy ra pha hoại nền có thể phải mất 10 đến 15 phút trong các loại đất sét rất yếu. Nên tiến hành đo moment xoắn trong khoảng thời gian 30 giây đến 1 phút nhằm mục đích đánh giá được độ nhạy của đất. Đồng thời, những hệ thống VST hiện nay có thể được dùng để đo moment xoắn tác dụng theo thời gian hay góc quay. Hệ thống như vậy thường dùng cơ cấu truyền động bằng bánh răng để quay cánh cắt có thể loại bỏ được một số sai sót tiềm ẩn của người thí nghiệm viên, mà vẫn đảm bảo được yêu cầu cần thiết cho thí nghiệm các loại đất rất yếu.



**Hình 12.1. Sơ đồ thiết bị cắt cánh**

#### 12.1.4. Những tham số cần đo

Ba tham số có thể nhận được từ thí nghiệm cắt cánh: 1) độ bền cắt không thoát nước ( $S_u$ ); 2) độ bền cắt không thoát nước của mẫu chế bị ( $S_r$ ), và 3) độ nhạy ( $S_s$ ). Độ bền cắt không thoát nước, độ bền cắt không thoát nước của mẫu chế bị, và độ nhạy sẽ khác nhau là tuỳ thuộc vào lực gây cắt, cũng như trị số biến dạng và mức độ đúc lại mẫu.

Thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường là một phương pháp xác định độ bền cắt không thoát nước của các loại đất dính. Thông thường, cánh cắt bao gồm bốn tấm thép mỏng được hàn nối với cần quay bằng thép (xem hình 12.1 a). Để tiến hành thí nghiệm, cánh được ấn vào đất và tác dụng các moment xoắn lên đinh cần quay. Moment xoắn được tăng theo từng cấp cho đến khi cắt được một trụ tròn đất có chiều cao,  $H$ , và đường kính,  $D$  (xem hình 12.1 b). Moment xoắn lớn nhất ( $T$ ) tác dụng dù để cắt đất là tổng moment kháng tại đỉnh ( $M_T$ ), và tại đáy ( $M_B$ ) của trụ đất, cộng với moment kháng ở xung quanh trụ đất ( $M_s$ ). Như vậy, ta có:

$$T = M_T + M_B + M_S \quad (12.1)$$

nhưng,

$$M_s = \pi \cdot D \cdot H \cdot \frac{D}{2} \cdot S_u \quad (12.2)$$

$$M_T = M_B = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{2}{3} \times \frac{D}{2} S_u \quad (12.3)$$

Giả thiết rằng, sự phân bố độ bền cắt không thoát ở hai đầu cánh là bằng nhau (tham khảo Carsol, 1948). Khi đó, ta nhận được,

$$T = \left[ (\pi D H \frac{D}{2}) + 2 \left( \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{2}{3} \times \frac{D}{2} \right) \right] S_u$$

hay,

$$S_u = \frac{T}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 6)} \quad (12.4)$$

Nếu chỉ có đáy cánh tham gia vào việc cắt đất sét, khi đó:  $T = M_s + M_B$ .

Vậy,

$$S_u = \frac{T}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 12)} \quad (12.5)$$

## 12.2. THÍ NGHIỆM NÉN BẰNG BÀN NÉN (PLT)

### *Theo Tiêu Chuẩn của Liên Bang Nga :*

Những thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén (PLT- Plate Load Test) được thực hiện tại độ sâu bất kỳ dưới đáy hố móng và hố khoan nông (đường kính bằng 750 mm).

Như chí ra trên hình 12.2, thiết bị bao gồm kích thuỷ lực loại nhẹ được gắn với bàn nén tròn (hay vuông). Có thể dùng các bàn nén bằng bê tông cốt thép có diện tích từ  $600 \text{ cm}^2$  đến  $10000 \text{ cm}^2$  và chiều dày bàn nén phải đạt 20 mm.

Số cấp tải trọng nén không được nhỏ hơn 5, và số gia độ lún ở mỗi cấp tải trọng,  $\Delta S$ , không được lớn hơn 0,10 mm sau thời gian như quy định trong các Tiêu Chuẩn Xây Dựng hiện hành.

Mô đun tổng biến dạng ( $E_0$ ) của đất nền dưới bàn nén được tính như sau:

$$E_0 = (1 - v^2) \bar{\omega} d \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (12.6)$$

Trong đó:  $v$  - hệ số Poisson;

$\bar{\omega}$  - hệ số hình học của bàn nén, đối với bàn nén tròn,  $\bar{\omega} = 0,79$ , và đối với bàn nén vuông,  $\bar{\omega} = 0,80$ ;

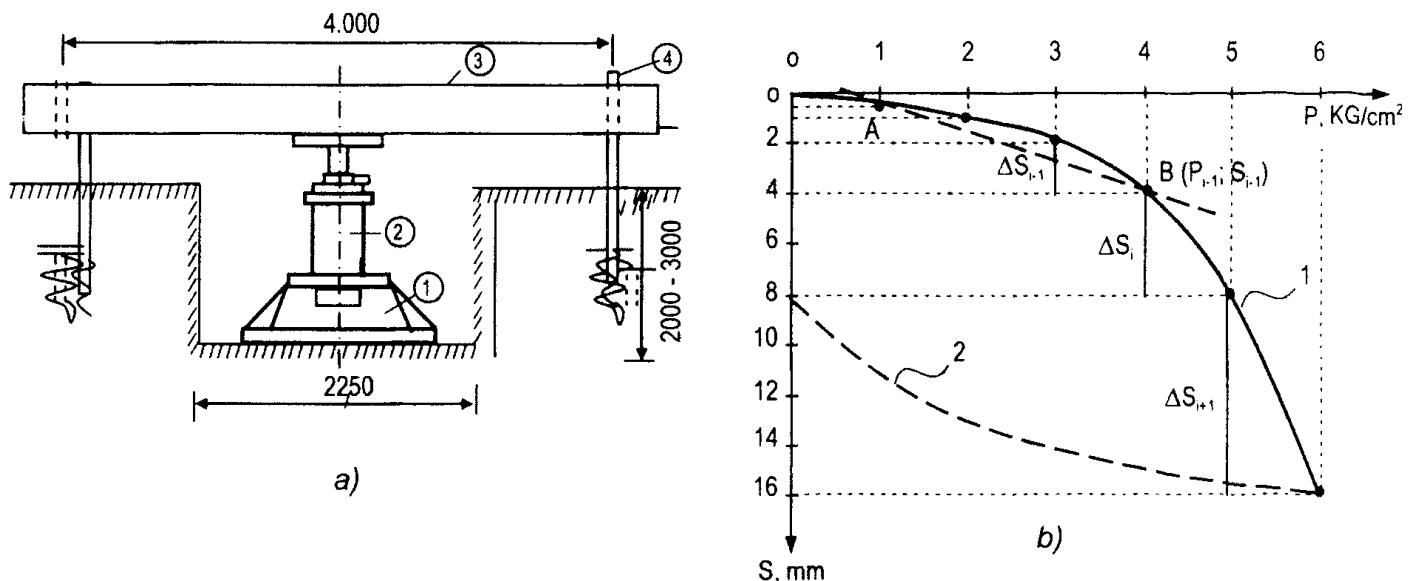
$d$  - đường kính bàn nén;

$\Delta P$  - số gia tải trọng;

$\Delta S$  - số gia độ lún.

Các trị số của tỷ số  $\frac{\Delta P}{\Delta S}$  được xác định trên đoạn thẳng  $A\bar{B}$ , trong đó điểm A là điểm đầu, và B là điểm cuối của đoạn thẳng này.

Nếu  $\Delta S_{i+1} \geq 2 \Delta S_i$ , thì toạ độ của điểm A ( $P_i ; S_i$ ), và toạ độ của điểm B ( $P_{i+1} ; S_{i+1}$ ) (trong đó,  $P_i = \gamma h$  = tổng ứng suất tầng phủ tại đáy móng).



**Hình 12.2.** Thí nghiệm nén bàn nén được thực hiện dưới đáy móng (a) và đồ thị quan hệ giữa tải trọng nén và độ lún (b): 1 - đường cong nén; 2 - đường cong đỡ tải. Các số trong vòng tròn: (1) – bàn nén bằng kim loại hay bê tông cốt thép, (2) - kích thuỷ lực; (3) – dầm ngang, và (4) các neo.

### Ví dụ 12.1. Thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén theo phương đứng

Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén theo phương đứng được giới thiệu trong bảng 12.1. Giả thiết rằng, diện tích bàn nén vuông cứng là  $10.000 \text{ cm}^2$ , được đặt trực tiếp lên nền đất sét bão hòa nước có độ bền nén một trục nở ngang tự do là  $30 \text{ kN/m}^2$ . Hãy thực hiện:

- 1) Vẽ các đường cong quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén?
- 2) Xác định mô đun tổng biến dạng của đất nền?
- 3) Tính toán khả năng chịu tải của móng vuông  $2,5m \times 2,5m$  và đặt sâu  $1,5m$ ?

**Bảng 12.1. Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén**

Nº	Áp lực nén , $P (\text{kN} / \text{m}^2)$	Tổng độ lún của bàn nén $S (\text{mm})$	Thời gian ổn định lún, $t (\text{phút})$
1	25	0,81	90
2	50	2,03	90
3	75	3,89	120
4	100	6,30	120
5	125	9,39	120
6	150	17,98	180
7	175	26,83	180

Giả thiết hệ số Poisson của đất nền,  $\nu = 0,35$ .

**Bài giải:**

1) Vẽ các đường cong quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén (xem hình 12.3).

2) Xác định mô đun tổng biến dạng,  $E_0$  và ứng suất phá hoại.

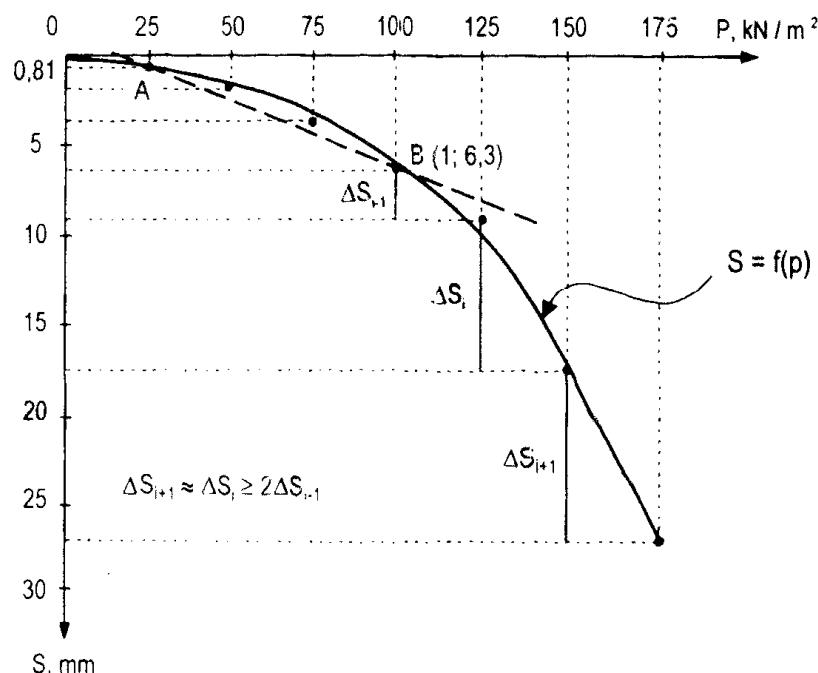
$$E_0 = (1 - \nu^2) \varpi d \frac{\Delta P}{\Delta S}$$

Trong đó:  $\nu = 0,35$

$$\varpi = 0,80$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

Do  $\Delta S_6 = 8,85 \text{ cm} \approx \Delta S_5 = 8,59 \text{ cm} \geq 2 \Delta S_4 = 2(3,09 \text{ cm}) = 6,18 \text{ cm}$ . Khi đó, điểm A có tọa độ A (25; 0,81), và điểm B có tọa độ B (100; 6,30).



**Hình 12.3: Đồ thị quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén.**

Vậy,

$$\Delta P = P_4 - P_1 = 100 \text{ kN/m}^2 - 25 \text{ kN/m}^2 = 75 \text{ kN/m}^2,$$

và,

$$\Delta S = S_4 - S_1 = 6,30 \text{ mm} - 0,81 \text{ mm} = 5,49 \text{ mm} = 0,549 \text{ cm}.$$

Mô đun tổng biến dạng của đất nền được tính như sau:

$$E_0 = [1 - (0,35)^2](0,80)(100 \text{ cm}) \frac{75 \text{ kN/m}^2}{0,549 \text{ cm}} = 9.590 \text{ kPa} = 9,59 \text{ MPa}$$

b) *Ứng suất phá hoại:*

Trong trường hợp này, ứng suất phá hoại là  $P_{th} = 100 \text{ kN/m}^2$

3) Tính toán khả năng chịu tải của móng vuông,  $2,5m \times 2,5m$ , và độ sâu chôn móng là  $1,5m$ :

Trị số  $P_{th}$  tương ứng với biểu thức dưới đây:

$$P_{th} = \frac{1}{2} \gamma \cdot b_p \cdot N_\gamma$$

Trong đó:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $b_p$  = kích thước của bàn nén =  $1,0 \text{ m}$ .

Vậy, ta có:  $100 \text{ kN/m}^2 = 0,5 (20 \text{ kN/m}^3) (1 \text{ m}) N_\gamma$   
 $\rightarrow N_\gamma = 100 / 10 = 10$

Theo bảng 7.1, chúng ta sẽ nhận được trị số góc ma sát trong,  $\phi$ ,

$$\phi = 24 + \frac{25 - 24}{10,88 - 9,44} (10 - 9,44) \approx 24,39^\circ$$

Theo Terzaghi, khả năng chịu tải của móng vuông có chiều rộng  $B = 2,5\text{m}$  và  $D_f = 1,5\text{m}$ , là:

$$P = 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

Với  $\phi = 24,39^\circ$ , tra bảng 7.1 ta nhận được các hệ số khả năng chịu tải:  $N_q = 10$ ;  $N_\gamma = 10$ .

Khi đó, ta nhận được:

$$P = 0,4 (20) (2,5) (10) + (20) (1,5) (10) = 500 \text{ kN/m}^2$$

Giả thiết, hệ số an toàn bằng 2,0 thì khả năng chịu tải an toàn được tính như sau:

$$P_{an\text{ toà}} = P / 2 = 500 / 2 = 250 \text{ kN/m}^2$$

4) Kiểm tra xem móng có mang được tải trọng ngoài bằng  $1500 \text{ kN}$  hay không?

Từ phần 3, chỉ ra rằng, móng vuông có cạnh  $2,5 \text{ m}$  có khả năng mang được tải trọng bằng:

$$2,5 \times 2,5 \times 250 \approx 1.562,5 \text{ kN} > 1.500 \text{ kN.}$$

Do đó, móng vuông có cạnh  $2,5\text{m}$ , chôn sâu  $1,5 \text{ m}$  đủ mang được tải trọng thiết kế.

## PHỤ LỤC

### NHỮNG HỆ SỐ CHUYỂN ĐỔI TỪ ĐƠN VỊ ANH QUỐC SANG ĐƠN VỊ QUỐC TẾ (SI)

Những đơn vị Quốc Tế đầu tiên được sử dụng là:

Chiều dài.....	Mét (m)
Khối lượng.....	Kilôgram (kg)
Thời gian.....	Giây (S)
Lực.....	Newton (N) hay Kilônewton (kN)
Áp lực.....	Pascal ( $\text{Pa} = \text{N}/\text{m}^2$ ) hay kilôpascal ( $\text{kPa} = \text{kN}/\text{m}^2$ )

Bảng giới thiệu những hệ số chuyển đổi đơn vị được dùng trong cuốn sách này:

Đơn vị đo lường	Từ đơn vị Anh Quốc	Sang đơn vị SI	Hệ số nhân	Hỗ trợ tính nhẩm nhanh
Khối lượng	Ib	kg	0,453 592	1 Ib (k/lượng) = 0,5 kg
Lực	Ib	N	4,448 22	1 Ib (Lực) = 4,5 N
	kip	kN	4,448 22	1 kip (Lực) = 4,5 kN
Lực/chiều dài đơn vị	Plf	N/m	14,593 9	1 plf = 14,5 N/m
	klf	kN/m	14,593 9	1 klf = 14,5 kN/m
Áp lực, Úng suất, Mô đun đàn hồi	psf	Pa	47,880 3	1 psf = 48 Pa
	ksf	kPa	47,880 3	1 ksf = 48 kPa
	psi	kPa	6,894 76	1 psi = 6,9 kPa
	ksi	MPa	6,894 76	1 ksi = 6,9 MPa
Chiều dài	inch	mm	25,4	1 in = 25 mm
	foot	m	0,3048	1 ft = 0,3 m
		mm	304,8	1 ft = 300 mm
Diện tích	Inch <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	645,16	1 in <sup>2</sup> = 650 mm <sup>2</sup>
	Foot <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0,09290304	1 ft <sup>2</sup> = 0,09 m <sup>2</sup>
	Yard <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0,83612736	1 iat <sup>2</sup> = 0,84 m <sup>2</sup>
Thể tích	Inch <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	16386,064	1 In <sup>3</sup> = 16,400 mm <sup>3</sup>
	Foot <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,0283168	1 ft <sup>3</sup> = 0,03 m <sup>3</sup>
	Yard <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,764555	1 yd <sup>3</sup> = 0,76 m <sup>3</sup>

Ghi chú:  $1 \text{ kG/cm}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa}$

$1 \text{ nanometer} = 1 \times 10^{-9} \text{ mm} = 1 \times 10^{-9} \text{ m}$

$1 \text{ micrometer} = 1 \times 10^{-6} \text{ mm} = 1 \times 10^{-6} \text{ m}$

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 1) AASHTO (1999), "Standard Specifications for Highway Bridge," 16 th. Edition, Transportation Officials, Washington, D.C.
- 2) Aboshi, H., E. Ichimoto; M. Enoki, and K. Harada, "The composer- A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of Large Diameter Sand Columns," Paris, 1979, pp. 221-216.
- 3) ASTM (1994), "Annual Book of ASTM Standards, Section 4, Construction," American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, 978 p.
- 4) Baker, S (2000), "Deformation Behaviour of Lime/Cement Stabilised Clay," Doctoral Thesis. Chalmers Univ. of Technology. Gothenburg.
- 5) Balaam, N.P., P.T. Brown, and H.G. Poulos, "Settlement Analysis of Soft Clays Reinforced with Granular Piles," Bangkok, Thailand, 1997, pp.81-92.
- 6) Balaam, N.P., H.G. Poulos, "Method of Analysis of Single Stone Columns," Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Proceedings, Sydney, Australia, 1978, pp. 497- 512.
- 7) Barksdale, R.D., and R.C. Bachus, "Site Improvement Using Stone Columns," Phase I ( Draft Report) , FHWA Contract No.DTFH 61-80-C, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, August, 1981.
- 8) Barksdale, R.D., "Site Improvement Using Sand Compaction Piles," Georgia Institute of Technology, Atlanta, July, 1981.
- 9) Barron, R.A., "Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells," Transactions, ASCE, Vol.124, 1959, pp. 709-739.
- 10) Bergado, D.T., et. Al., "Improvement Technique of Soft Ground Subsiding and Lowland Environment," A.A.A. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield/ 1994.
- 11) Bich, N.N., V.D. Phung, and L.T. Thanh Binh, "Engineering Soils, Engineering Geology and Ground Improvement Techniques in Construction," Engineering Edition, Hanoi, 2005; (Vietnamese language).
- 12) Bich, N.N., "Geotechnical Engineering Theory and Problem," Engineering Edition, Hanoi, 2005; (Vietnamese language).
- 13) Bishop, A.W., and L. Bjerrum, "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, pp. 437-501, 1960.

- 14) British Standard (2005). *Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing*. The European Standard EN 14679 : 2005 has the Status of a British Standard.
- 15) Brajam. Das, "Advanced Soil Mechanics," International Edition. 1983.
- 16) Broms, B.B., and P. Boman "Stabilisation of Soil with Lime Columns," Ground Engineering, Vol. 12, No. 4, May 1979, pp. 23- 32.
- 17) Casagrande, A., and N. Carrillo, "Shear Failure of Anisotropic Materials" in Contribution to Soil Mechanics 1941- 1953, Boston Society of Civil Engineers, Boston, 1994.
- 18) Casagrande, L., and S. Poulos, "On the Effectiveness of Sand Drains" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, 1968, pp. 287- 326.
- 19) "Design and Construction of Stone Columns, Vol. I and Vol. II, FHWA RD-83/026, Federal Highway Administration, Final Report, December, 1983.
- 20) Douglas, B.J., and R.S. Olsen (1981), "Soil Classification using Electric Cone Penetrometer," Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, pp. 209- 227.
- 21) Edward. W. B., and P. B. Rolf, "Soft Clay Engineering," Amsterdam - Oxford - New York- 1981.
- 22) EuroSoilStab (2000), "Deep Mixing Method- Principle, Design and Construction Method to Stabilise Soft Organic Soil" Design Guide Soft Soil Stabilisation. CT.97-0351. Project No. BE-96-3177. European Commission. Industrial & Materials Technologies Programme ( Brite-Euram III). Brussels.
- 23) Geotechnical Engineering Circular No. 3, "Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," Vol. I - Design Principle, FHWA - SA-97-076, Federal Highway Administration, may 1997.
- 24) Geotechnical Engineering Circular No. 3, "Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," Vol. II - Design Examples, FHWA - SA-97-077, Federal Highway - Administration, may 1997.
- 25) "Gesynthetic design and Construction Guidelines – Participant Notebook," FHWA, HI-95-038, Federal Highway Administration, April 1998.
- 26) Ishihara (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes," Geotechnique, Vol. 43.No. 3, pp. 351-415.
- 27) Ladd, C.C., and R. Foot, "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.100, No. GT7,pp. 763-786, 1994.
- 28) "Mechanically Stabilised Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design & Construction Guidelines," FHWA - NHI-00-043, National Highway Institute Office of Bridge Technology, March, 2001.

- 29) Meyerhof, G.G., and M.A. Chaplin, "The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Soils," British Journal of Applied physics, Vol. 4, January, 1953, pp. 20-26.
- 30) Meyerhof, G.G., "Some Recent Research on the Bearing capacity of Foundation," Can. Geotech. J., Vol. 1, No.1,pp. 16-26, 1963.
- 31) Poulos, H.G., C.Y. Lee & J.C. Small (1989), "Prediction of Embankment Performance on Malaysian Marine Clays," Proc. Int. Symp. On trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur 2, 4/ 1-4/10.
- 32) Robert W.Day, "Geotechnical earthquake engineering handbook."Copyright 2002 by the McGraw- Hill Companies, Inc.
- 33) Seed, H.B., and J.R. Booker, "Stabilisation of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drain Systems," Report No. EERC 76-10, University of California, Berkeley, April, 1976.
- 34) Seed, H.B., and K.L. Lee, "Liquefaction of Saturated sands During Cyclic Loading," J. Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 87, No. SM6. pp.29-47, 1961.
- 35) Seed, H.B., and J.M. Dican (1986), "FE analysis: Compaction – induced Stresses and Deformations," J. of Geotech. Eng. Div., ASCE 122,1: 23-43.
- 36) Seed, H.B., and P. De Alba, (1986) "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands," In: Use of In-situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE echnical Special Publication No. 6, pp. 281-302.
- 37) Skempton, A.W., (1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation," Geotechnique, Vol. 36, No.3,pp. 425-447.
- 38) Taylor, D.W., (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics," Neew York: Wiley and Sons, New Yord: Wiley.

Terzaghi, K., and R.B. Peck et. Al., "Soil Mechanics in Engineering Practice," 3 nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 1996. The first edition was Published in 1948.

# MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu

3

## Phần I ĐẤT XÂY DỰNG

### Chương 1. Thành phần và tính chất cơ bản của đất

1.1. Khái niệm chung	5
1.2. Các tương quan thể tích - trọng lượng	5
1.3. Thành phần cấp phối hạt của đất	11
1.4. Khoáng vật sét	13
1.5. Độ sệt của đất dính	15
1.6. Độ đầm chặt của đất	16
1.7. Tính thấm nước của đất đá	17
1.8. Áp lực nước lỗ rỗng sinh ra do nén không thoát nước	31
1.9. Phân loại đất	34

### Chương 2. Địa kỹ thuật động lực công trình

2.1. Địa chấn và cường độ động đất	38
2.2. Các sóng địa chấn	39
2.3. Phân tích hoá lỏng và lún do động đất gây ra	42

### 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	51
3.2. Hiện tượng xói ngầm	53

### Chương 4. Trượt đất và đá trên sườn dốc, phương pháp phân tích ổn định sườn dốc

4.1. Mục đích nghiên cứu	63
4.2. Các dạng phá hoại sườn dốc	63
4.3. Phương pháp phân tích ổn định sườn dốc	64

**Phần II**  
**CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG**

**Chương 5. Phương pháp gia cường đất bằng các giếng tiêu nước thăng đứng**

5.1. Khái niệm chung	77
5.2. Gia tải trước	77
5.3. Gia cường đất bằng các trụ vật liệu rời	79
A) Phương pháp tính thủ công	117
B) Lời giải có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính điện tử	122
5.4. Giếng tiêu nước thăng đứng bằng bắc thấm	127

**Chương 6. Phương pháp cải tạo đất yếu bằng trụ đất xi măng/ vôi - trộn sâu**

6.1. Những nguyên tắc cải tạo sâu	142
6.2. Phương pháp tính toán -thiết kế	148

**Chương 7. Tường chắn đất có cốt ổn định cơ học - điều kiện tĩnh**

7.1. Mở đầu	160
7.2. Mô tả các hệ thống tường chắn đất có cốt ổn định cơ học	160
7.3. Trình tự thi công	166
7.4. Những nguyên tắc gia cường đất và các tính chất tính toán hệ thống	171
7.5. Tương tác cốt và đất theo những khái niệm thông thường	175
7.6. Đánh giá các tính chất xây dựng dựa trên khảo sát và thí nghiệm khu vực	177
7.7. Đánh giá các tính chất tính toán kết cấu tường chắn	179
7.8. Thiết kế tường chắn MSE - điều kiện tĩnh	183
A. Tính toán ổn định ngoài	188
B. Tính toán ổn định trong	190
C. Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	216

**Chương 8. Tường chắn bằng rọ đá - điều kiện tĩnh**

8.1. Mở đầu	234
8.2. Thiết kế tường chắn rọ đá - điều kiện tĩnh	235
A) Phương pháp tính thủ công	239
B) Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	257

**Chương 9. Sườn dốc đất có cốt - điều kiện tĩnh**

9.1. Mở đầu	269
9.2. Tính toán - thiết kế các sườn dốc đất có cốt- điều kiện tĩnh	270

**Phân III**  
**SỬ DỤNG CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG**  
**TRONG ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG**

**Chương 10. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn**

10.1. Nguyên tắc chung	285
10.2. Mục đích của phương pháp	285
10.3. Các tham số cần đo	285
10.4. Diễn giải các tính chất của đất	287

**Chương 11. Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn**

11.1. Nguyên tắc chung	291
11.2. Trang thiết bị	291
11.3. Phương pháp thí nghiệm	291
11.4. Những tham số cần đo	291
11.5. Phân loại đất theo CPT	292
11.6. Đánh giá độ chặt tương đối ( $D_f$ ) của đất theo CPT	292
11.7. Đánh giá chỉ tiêu độ sét của đất dính bằng kết quả CPT	293
11.8. Phương pháp xác định tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do bằng các kết quả CPT	294
11.9. Các phương pháp xác định độ bền không thoát nước bằng các kết quả CPT	294
11.10. Đánh giá khả năng chịu tải bằng các kết quả CPT	294
11.11. Đánh giá $C_b$ bằng số liệu tiêu tan CPTu	295

**Chương 12. Thí nghiệm cắt cánh và nén bằng bàn nén**

12.1. Thí nghiệm cắt cánh (VST)	297
12.2. Thí nghiệm nén bằng bàn nén (PLT)	299

**Phụ lục. Những hệ số chuyển đổi từ đơn vị anh quốc sang đơn vị quốc tế (SI)** 303

**Tài liệu tham khảo** 304

# CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG

(Tái bản)

*Chịu trách nhiệm xuất bản :*

**TRỊNH XUÂN SƠN**

<i>Biên tập :</i>	TRẦN CƯỜNG
<i>Chế bản :</i>	PHẠM HỒNG LÊ
<i>Sửa bản in :</i>	TUẤN HOÀNG
<i>Trình bày bìa :</i>	VŨ BÌNH MINH

- 4) British Standard (2005). *Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing*. The European Standard EN 14679 : 2005 has the Status of a British Standard.
- 5) Brajam. Das, "Advanced Soil Mechanics," International Edition. 1983.
- 6) Broms, B.B., and P. Boman "Stabilisation of Soil with Lime Columns," Ground Engineering, Vol. 12, No. 4, May 1979, pp. 23- 32.
- 7) Casagrande, A., and N. Carrillo, "Shear Failure of Anisotropic Materials" in Contribution to Soil Mechanics 1941- 1953, Boston Society of Civil Engineers, Boston, 1994.
- 8) Casagrande, L., and S. Poulos, "On the Effectiveness of Sand Drains" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, 1968, pp. 287- 326.
- 9) "Design and Construction of Stone Columns, Vol. I and Vol. II, FHWA RD -83/026, Federal Highway Administration, Final Report, December, 1983.
- 10) Douglas, B.J., and R.S. Olsen (1981), "Soil Classification using Electric Cone Penetrometer," Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, pp. 209- 227.
- 11) Edward, W. B., and P. B. Rolf, "Soft Clay Engineering," Amsterdam - Oxford - New York- 1981.
- 12) EuroSoilStab (2000), "Deep Mixing Method- Principle, Design and Construction Method to Stabilise Soft Organic Soil" Design Guide Soft Soil Stabilisation. CT.97-0351 Project No. BE-96-3177. European Commission. Industrial & Materials Technologies Programme ( Brite-Euram III). Brussels.
- 13) Geotechnical Engineering Circular No. 3, "Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," Vol. I - Design Principle, FHWA - SA-97-076, Federal Highway Administration, may 1997.
- 14) Geotechnical Engineering Circular No. 3, "Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways," Vol. II - Design Examples, FHWA - SA-97-077, Federal Highway - Administration, may 1997.
- 15) "Geosynthetic design and Construction Guidelines – Participant Notebook," FHWA, HI-95-038, Federal Highway Administration, April 1998.
- 16) Ishihara (1993), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes," Geotechnique, Vol. 43.No. 3, pp. 351-415.
- 17) Ladd C.C., and R. Foot, "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.100, No. GT7,pp. 763-786, 1994.
- 18) "Mechanically Stabilised Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design & Construction Guidelines," FHWA - NHI-00-043, National Highway Institute Office of Bridge Technology, March, 2001.

- 29) Meyerhof, G.G., and M.A. Chaplin, "The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Soils," British Journal of Applied physics, Vol. 4, January, 1953, pp. 20-26.
- 30) Meyerhof, G.G., "Some Recent Research on the Bearing capacity of Foundation," Can. Geotech. J., Vol. 1, No.1,pp. 16-26, 1963.
- 31) Poulos, H.G., C.Y. Lee & J.C. Small (1989), "Prediction of Embankment Performance on Malaysian Marine Clays," Proc. Int. Symp. On trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur 2, 4/ 1-4/10.
- 32) Robert W.Day, "Geotechnical earthquake engineering handbook."Copyright 2002 by the McGraw- Hill Companies, Inc.
- 33) Seed, H.B., and J.R. Booker, "Stabilisation of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drain Systems," Report No. EERC 76-10, University of California, Berkeley, April, 1976.
- 34) Seed, H.B., and K.L. Lee, "Liquefaction of Saturated sands During Cyclic Loading," J. Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 87, No. SM6, pp.29-47, 1961.
- 35) Seed, H.B., and J.M. Dican (1986), "FE analysis: Compaction – induced Stresses and Deformations," J. of Geotech. Eng. Div., ASCE 122,1: 23-43.
- 36) Seed, H.B., and P. De Alba, (1986) "Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands," In: Use of In-situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE echnical Special Publication No. 6, pp. 281-302.
- 37) Skempton, A.W., (1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation," Geotechnique, Vol. 36, No.3,pp. 425-447.
- 38) Taylor, D.W., (1948), "Fundamentals of Soil Mechanics," New York: Wiley and Sons, New Yord: Wiley.

Terzaghi, K., and R.B. Peck et. Al., "Soil Mechanics in Engineering Practice," 3 nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 1996. The first edition was Published in 1948.

# MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu

3

## Phần I ĐẤT XÂY DỰNG

### Chương 1. Thành phần và tính chất cơ bản của đất

1.1. Khái niệm chung	5
1.2. Các tương quan thể tích - trọng lượng	5
1.3. Thành phần cấp phối hạt của đất	11
1.4. Khoáng vật sét	13
1.5. Độ sệt của đất dính	15
1.6. Độ đầm chặt của đất	16
1.7. Tính thấm nước của đất đá	17
1.8. Áp lực nước lỗ rỗng sinh ra do nén không thoát nước	31
1.9. Phân loại đất	34

### Chương 2. Địa kỹ thuật động lực công trình

2.1. Địa chấn và cường độ động đất	38
2.2. Các sóng địa chấn	39
2.3. Phân tích hoá lỏng và lún do động đất gây ra	42

### 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	51
3.2. Hiện tượng xói ngầm	53

### Chương 4. Trượt đất và đá trên sườn dốc, phương pháp phân tích ổn định sườn dốc

4.1. Mục đích nghiên cứu	63
4.2. Các dạng phá hoại sườn dốc	63
4.3. Phương pháp phân tích ổn định sườn dốc	64

## 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	77
5.2. Gia tải trước	77
5.3. Gia cường đất bằng các trụ vật liệu rời	79
A) Phương pháp tính thủ công	117
B) Lời giải có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính điện tử	122
5.4. Giếng tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thấm	127

### **Chương 6. Phương pháp cải tạo đất yếu bằng trụ đất xi măng/ vôi - trộn sâu**

6.1. Những nguyên tắc cải tạo sâu	142
6.2. Phương pháp tính toán -thiết kế	148

### **Chương 7. Tường chắn đất có cốt ổn định cơ học - điều kiện tĩnh**

7.1. Mở đầu	160
7.2. Mô tả các hệ thống tường chắn đất có cốt ổn định cơ học	160
7.3. Trình tự thi công	166
7.4. Những nguyên tắc gia cường đất và các tính chất tính toán hệ thống	171
7.5. Tương tác cốt và đất theo những khái niệm thông thường	175
7.6. Đánh giá các tính chất xây dựng dựa trên khảo sát và thí nghiệm khu vực	177
7.7. Đánh giá các tính chất tính toán kết cấu tường chắn	179
7.8. Thiết kế tường chắn MSE - điều kiện tĩnh	183
A. Tính toán ổn định ngoài	188
B. Tính toán ổn định trong	190
C. Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	216

### **Chương 8. Tường chắn bằng rọ đá - điều kiện tĩnh**

8.1. Mở đầu	234
8.2. Thiết kế tường chắn rọ đá - điều kiện tĩnh	235
A) Phương pháp tính thủ công	239
B) Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	257

### **Chương 9. Sườn dốc đất có cốt - điều kiện tĩnh**

9.1. Mở đầu	269
9.2. Tính toán - thiết kế các sườn dốc đất có cốt- điều kiện tĩnh	270

**Phần III**  
**SỬ DỤNG CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG**  
**TRONG ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG**

**Chương 10. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn**

10.1. Nguyên tắc chung	285
10.2. Mục đích của phương pháp	285
10.3. Các tham số cần đo	285
10.4. Diễn giải các tính chất của đất	287

**Chương 11. Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn**

11.1. Nguyên tắc chung	291
11.2. Trang thiết bị	291
11.3. Phương pháp thí nghiệm	291
11.4. Những tham số cần đo	291
11.5. Phân loại đất theo CPT	292
11.6. Đánh giá độ chặt tương đối ( $D_r$ ) của đất theo CPT	292
11.7. Đánh giá chỉ tiêu độ sệt của đất dính bằng kết quả CPT	293
11.8. Phương pháp xác định tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do bằng các kết quả CPT	294
11.9. Các phương pháp xác định độ bền không thoát nước bằng các kết quả CPT	294
11.10. Đánh giá khả năng chịu tải bằng các kết quả CPT	294
11.11. Đánh giá $C_h$ bằng số liệu tiêu tan CPTu	295

**Chương 12. Thí nghiệm cắt cánh và nén bằng bàn nén**

12.1. Thí nghiệm cắt cánh (VST)	297
12.2. Thí nghiệm nén bằng bàn nén (PLT)	299

**Phụ lục. Những hệ số chuyển đổi từ đơn vị anh quốc sang đơn vị quốc tế (SI)**

**Tài liệu tham khảo** 304