

nghiệm cắt nhanh cố kết trong phòng thí nghiệm; đối với các lớp đất đắp (kể cả tầng cát đệm, nếu có) vẫn được xác định như ở trường hợp I.

V.3.4. Đối với trường hợp III: Các đặc trưng sức chống cắt của các lớp đất và nền đắp đều được xác định như đối với trường hợp I nhưng trị số S_u trong công thức V-5 nay được thay bằng trị số S_u xác định như sau:

$$S_u = U[0,22 \cdot \sigma_z + S_s (\sigma_{pz} / \sigma_{vz})^{0.2}] \quad (V-6)$$

trong đó:

U - Mức độ cố kết dự báo có thể đạt được kể từ lúc bắt đầu đắp nền đợt đầu tiên cho đến khi bắt đầu đắp nền đợt II tiếp theo: U tính bằng phần số thập phân của 1 (ví dụ đất cố kết 50% thì $U = 0,5$) và được dự tính theo cách nói ở Điều VI.3.1.

S_s có ý nghĩa như ở công thức (V-5) với thí nghiệm cắt nhanh hiện trường từ lúc chưa đắp (đất ở trạng thái tự nhiên) σ_z , σ_{pz} , σ_{vz} có ý nghĩa và được xác định như ở công thức (IV-5 và IV-6) với tải trọng đắp đợt đầu. Với S_u tính được theo (V-6) sẽ tính được lực dính tính toán (tức là sức chống cắt tính toán) C_u^i theo công thức (V-5) tùy thuộc mức độ cố kết của đất yếu sau khi đắp đợt đầu. Trị số sức chống cắt tính toán này khi $U = 1$ phải nhỏ hơn trị số sức chống cắt của trường hợp II.

$$S_u \leq (\sigma_z + \sigma_{vz}) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \quad (V-7)$$

trong đó: c_i và φ_i được xác định thông qua thí nghiệm cắt nhanh cố kết như nói ở V.3.3. Nếu C_u tính theo công thức (V-5 và V-6) lớn hơn trị số vế phải của công thức (V-7) thì chỉ được dùng trị số vế phải của (V-7) để tính toán.

Trường hợp sử dụng kết quả cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để tính toán thì tương ứng với mức độ cố kết đạt được U , sức chống cắt của đất yếu lớp i được xem là được tăng thêm một trị số Δc_i .

$$\Delta c_i = \sigma_z \cdot U \cdot \operatorname{tg} \varphi_i \quad (V-8)$$

và trị số lực dính đưa vào tính toán theo các công thức (V-1) hoặc (V-3) sẽ là $c_u^i = c_i + \Delta c_i$. Trị số sức chống cắt tính toán với φ_i và c_u^i này cũng phải thỏa mãn điều kiện (V-7).

V.3.5. Việc tính toán ổn định với các cách xác định sức chống cắt tính toán nói trên chỉ để phục vụ cho những dự kiến thiết kế. Trong trường hợp I và II, để đảm bảo nền luôn ổn định trong quá trình đắp phải thực hiện đầy đủ các yêu cầu về quan trắc lún và di động ngang nói ở Mục II.3.

VI. TÍNH TOÁN LÚN NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

VI.1. Tính độ lún cố kết S_c

VI.1.1. Độ lún cố kết S_c được dự tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng với công thức sau:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_o^i} \left[C_r^i \lg(\sigma_{pz}^i / \sigma_{vz}^i) + C_c^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \right] \quad (VI-1)$$

trong đó:

H_i - Bề dày lớp đất tính lún thứ i (phân thành n lớp có các đặc trưng biến dạng khác nhau), i từ 1 đến n lớp; $H_i \leq 2,0m$;

e_o^i - Hệ số rỗng của lớp đất i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (chưa đắp nền bên trên).

C_c^i - Chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng $e \sim \lg \sigma$) trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$ của lớp đất i .

C_r^i - Chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún nói trên trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$ (còn gọi là chỉ số nén lún hồi phục ứng với quá trình dỡ tải như ở Hình 1, Phụ lục 1).

$\sigma_{vz}^i, \sigma_{pz}^i, \sigma_z^i$ - Áp lực (ứng suất nén thẳng đứng) do trọng lượng bản thân các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i , áp lực tiền cố kết ở lớp i và áp lực do tải trọng đắp gây ra ở lớp i (xác định các trị số áp lực này tương ứng với độ sâu z ở chính giữa lớp đất yếu i).

Chú ý:

a) Khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái chưa cố kết xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân) và khi $\sigma_{vz}^i = \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái cố kết bình thường) thì công thức (VI-1) chỉ còn một số hạng sau (không tồn tại số hạng có mặt C_r^i).

b) Khi $\sigma_{vz}^i < \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái quá cố kết) thì tính độ lún cố kết S_c theo VI-1 sẽ có 2 trường hợp:

• Nếu $\sigma_z^i > \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng đúng công thức (VI-1) với cả hai số hạng.

• Nếu $\sigma_z^i < \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng công thức sau:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_o^i} \left[C_r^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \right] \quad (VI-1')$$

IV.1.2. Xác định các thông số và trị số tính toán trong công thức dự tính lún (VI-1).

• Các thông số C_r^i , C_c^i và σ_{pz}^i được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng đại diện cho lớp đất yếu i theo hướng dẫn ở TCVN 4200-95 và các hướng dẫn bổ sung ở Phụ lục I của bản Quy trình này và ở Điều III.3.5 và III.3.7.

• Trị số ứng suất (áp lực) σ_{vz}^i được xác định như hướng dẫn ở Điều IV.6.1 (công thức IV-6).

• Các trị số áp lực σ_z^I được tính theo toán đồ Osterberg ở Phụ lục II như đã nói ở IV.6.1) nhưng chỉ ứng với tải trọng nền đắp thiết kế (Điều II. 2.2) và có xét đến dự phòng lún như nói ở VI.2.3.

VI.1.3. Chiều sâu vùng đất yếu bị lún dưới tác dụng của tải trọng đắp hay phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp z_a được xác định theo điều kiện:

$$\sigma_{za} = 0,15 \cdot \sigma_{vza} \quad (\text{VI-2})$$

trong đó:

σ_{za} - Ứng suất do tải trọng đắp gây ra ở độ sâu Z_a (nếu phục vụ cho việc tính độ lún tổng cộng S thì tải trọng đắp cũng chỉ gồm tải trọng đắp thiết kế).

σ_{vza} - Ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp phía trên gây ra ở độ sâu Z_a (có xét đến áp lực đẩy nổi nếu các lớp này nằm dưới mức nước ngầm).

Như vậy việc phân tầng lấy tổng để tính độ lún tổng cộng theo (VI.1) chỉ thực hiện đến độ sâu z_a nói trên và đó cũng là độ sâu cần thăm dò khi tiến hành khảo sát địa kỹ thuật vùng đất yếu như nói ở III.3.2.

VI.2. Dự tính độ lún tổng cộng S và độ lún tức thời S_i

VI.2.1. Độ lún tổng cộng S được dự đoán theo quan hệ kinh nghiệm sau:

$$S = m \cdot S_c \quad (\text{VI-3})$$

Với $m = 1,1 \div 1,4$; nếu có các biện pháp hạn chế đất yếu bị đẩy trôi ngang dưới tải trọng đắp (như có đắp phản áp hoặc rải vải địa kỹ thuật...) thì sử dụng trị số $m = 1,1$; ngoài ra chiều cao đắp càng lớn và đất càng yếu thì sử dụng trị số m càng lớn.

VI.2.2. Độ lún tức thời S_i nói ở Điều II.2.1 cũng được dự tính theo quan hệ sau:

$$S_i = (m-1) \cdot S_c \quad (\text{VI-4})$$

với m có ý nghĩa và xác định như ở Điều VI.2.1.

VI.2.3. Trình tự tính toán lún của nền đắp trên đất yếu

Để tính độ lún tổng cộng S theo công thức (VI-3) thì phải tính được độ lún cố kết S_c theo (VI-1) hoặc (VI-1'), tức là phải xác định được các thông số và trị số tính toán nói ở VI.1.2, trong đó trị số σ_z^I phụ thuộc vào tải trọng đắp, tải trọng này bao gồm cả phần đắp lún vào trong đất yếu S. Vì lúc đầu chưa biết S, do vậy quá trình tính lún là quá trình lặp thủ dãn theo trình tự sau:

• Giả thiết độ lún tổng cộng S_{gt} (thường giả thiết $S_{gt} = 5-10\%$ bề dày đất yếu hoặc chiều sâu vùng đất yếu chịu lún z_a ; nếu là than bùn lún nhiều thì có thể giả thiết $S_{gt} = 20-30\%$ bề dày nói trên);

• Tính toán phân bố ứng suất σ_z^I theo toán đồ Osterberg với chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún $H'_{tk} = H_{tk} + S_{gt}$ (H_{tk} là chiều cao nền đắp thiết kế; nếu đắp

trực tiếp thì kể từ mặt đất thiên nhiên khi chưa đắp đến mép vai đường; nếu có đào bớt đất yếu thì kể từ cao độ mặt đất yếu sau khi đào);

- Với tải trọng đắp H'_{tk} tính toán độ lún cố kết S_c theo công thức (VI-1) hoặc (VI-1') tùy trường hợp:

• Nếu S_c tính được thoả mãn điều kiện (VI.3) tức là $S_c = \frac{S_{gt}}{m}$ thì chấp nhận kết quả và như vậy đồng thời xác định được S_c và $S = S_{gt}$;

• Nếu không thoả mãn điều kiện nói trên thì phải giả thiết lại S và lập lại quá trình tính toán...

VI.2.4. Chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún H'_{tk} được xác định là:

$$H'_{tk} = H_{tk} + S \quad (VI-5)$$

Như vậy, cao độ nền đắp trên đất yếu phải thiết kế cao thêm một trị số S để dự phòng lún. Bề rộng nền đắp tại cao độ ứng với chiều cao H'_{tk} phải bằng bề rộng nền đắp thiết kế.

VI.3. Dự tính độ lún cố kết theo thời gian trong trường hợp thoát nước một chiều theo phương thẳng đứng

VI.3.1. Trong trường hợp này độ cố kết U của đất yếu đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong nền đường thiết kế và đắp xong phần đắp gia tải trước (nếu có) được xác định tùy thuộc vào nhân tố thời gian T_v như Bảng VI-1.

$$T_v = \frac{C_v^{tb}}{H^2} t \quad (VI-6)$$

trong đó:

C_v^{tb} - Hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu chịu lún z_a (xem ý nghĩa ở Điều VI.1.3)

$$C_v^{tb} = \frac{z_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2} \quad (VI-7)$$

Với h_i là bề dày các lớp đất yếu nằm trong phạm vi z_a ($z_a = \sum h_i$) có hệ số cố kết khác nhau C_{vi}

C_{vi} xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng đại diện cho lớp đất yếu i theo TCVN 4200-95 tương ứng với áp lực trung bình $\frac{2\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{2}$ mà lớp đất yếu i phải chịu trong quá trình cố kết.

H là chiều sâu thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng, nếu chỉ có một mặt thoát nước ở trên thì $H = z_a$ còn nếu hai mặt thoát nước cả trên và dưới (dưới lớp có đất cát hoặc thấu kính cát) thì $H = 1/2 z_a$.