TCCS

TIÊU CHUẨN CƠ SỞ

BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI

TỔNG CỤC ĐƯỜNG BỘ VIỆT NAM

TCCS 41 : 2022/TCĐBVN

Xuất bản lần 1

TIÊU CHUẨN KHẢO SÁT, THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG Ô TÔ TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

Specification for Survey and Design of Highway Embankment on Soft Ground

HÀ NỘI – 2022

BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI
TỔNG CỤC ĐƯỜNG BỘ VIỆT NAM

Số: 2506 /QĐ-TCĐBVN

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
Độc lập - Tự do - Hạnh phúc

Hà Nội, ngày 09 tháng 6 năm 2022

QUYẾT ĐỊNH

Về việc công bố Tiêu chuẩn cơ sở

TỔNG CỤC TRƯỞNG TỔNG CỤC ĐƯỜNG BỘ VIỆT NAM

Căn cứ Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật số 68/2006/QH11;

Căn cứ Nghị định số 127/2007/NĐ-CP ngày 01/8/2007 của Chính phủ quy định chi tiết thi hành một số điều của Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật; Nghị định số 78/2018/NĐ-CP ngày 16/5/2018 của Chính phủ sửa đổi, bổ sung một số điều của Nghị định số 127/2007/NĐ-CP;

Căn cứ Thông tư số 11/2021/TT-BKHCN ngày 18/11/2021 của Bộ Khoa học và Công nghệ quy định chi tiết xây dựng và áp dụng tiêu chuẩn;

Căn cứ Quyết định số 35/2018/QĐ-TTg ngày 14/8/2018 của Thủ tướng Chính phủ quy định chức năng, nhiệm vụ, quyền hạn và cơ cấu tổ chức của Tổng cục Đường bộ Việt Nam trực thuộc Bộ Giao thông vận tải;

Căn cứ các văn bản của Bộ Giao thông vận tải: số 4103/BGTVT-KHCN ngày 27/4/2022; số 4998/BGTVT-KHCN ngày 20/5/2022; số 5620/BGTVT-KHCN ngày 07/6/2022 về việc công bố tiêu chuẩn cơ sở "Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô đắp trên nền đất yếu";

Căn cứ hồ sơ tiêu chuẩn cơ sở "Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô đắp trên nền đất yếu" gửi kèm các văn bản của Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông vận tải số 866/VKHCN-KHCN ngày 28/4/2022 và số 1059/VKHCN-KHCN ngày 27/5/2022;

Theo đề nghị của Vụ trưởng Vụ Khoa học công nghệ, Môi trường và Hợp tác quốc tế,

QUYẾT ĐỊNH:

Điều 1. Công bố 01 Tiêu chuẩn cơ sở (TCCS) sau đây:

TCCS 41 : 2022/TCĐBVN	Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô đắp trên nền đất yếu.

Điều 2. Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông vận tải, cơ quan chủ trì xây dựng tiêu chuẩn, chịu trách nhiệm về nội dung và giải đáp mọi vấn đề liên quan đến nội dung tiêu chuẩn này.

Điều 3. Quyết định này có hiệu lực thi hành kể từ ngày ký./.

Nơi nhận:
- Bộ GTVT (để b/c);
- Viện KH&CN GTVT;
- Các Phó Tổng Cục trưởng;
- Các Vụ: QLBT ĐB; ATGT; KHĐT;
- Các Cục: QLĐB I, II, III, IV; QLXD ĐB;
- Các Ban QLDA 3, 4, 5, 8;
- Các Sở Giao thông vận tải;
- Trung tâm TT&TT ĐB;
- Lưu: VT; KHCN, MT và HTQT.

TỔNG CỤC TRƯỞNG



Nguyễn Văn Huyện

MỤC LỤC

Lời nói đầu 3

1 Phạm vi áp dụng 4

2 Tài liệu viện dẫn 4

3 Thuật ngữ và định nghĩa 5

4 Nhận dạng đất yếu và yêu cầu chung đối với công tác khảo sát thiết kế nền đắp trên đất yếu 6

5 Các yêu cầu về khảo sát phục vụ việc thiết kế nền đường qua vùng đất yếu 7

6 Các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế nền đắp trên đất yếu 10

7 Các giải pháp thường áp dụng khi thiết kế nền đắp trên đất yếu 15

8 Tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu 27

9 Tính toán lún nền đắp trên đất yếu 28

Phụ lục A (Quy định) Xác định trị số áp lực tiền cố kết σ_{pz} và các chỉ số nén lún của đất yếu 37

Phụ lục B (Tham khảo) Tính toán áp lực theo phương pháp thẳng đứng σ_{zi} do tải trọng nền đắp hoặc tải trọng phản áp gây ra trong đất theo toán đồ Osterberg và biểu thức giải tích để tính σ_{zi} tại trục tim nền đắp 40

Phụ lục C (Quy định) Tính toán kiểm tra ổn định nền đường đắp trên nền đất yếu 43

Phụ lục D (Tham khảo) Các phương pháp dự đoán độ lún cố kết cuối cùng và xác định thông số cố kết theo đường quan trắc lún thực tế 48

Phụ lục E (Quy định) Các giải pháp kỹ thuật công nghệ đối với đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) trên đường ô tô 52

Thư mục tài liệu tham khảo 65

Lời nói đầu

TCCS 41 : 2022/TCĐBVN do Viện Khoa học và Công nghệ GTVT biên soạn, Bộ Giao thông Vận tải thẩm định và giao Tổng cục Đường bộ Việt Nam công bố.

Thông tin liên hệ:

Viện Khoa học và Công nghệ GTVT

1252 Đường Láng – Đống Đa – Hà Nội

Điện thoại: 024 3766 3977 – 024 3834 7980

Email: vkhcn–gtvt@itst.gov.vn; Website: http://itst.gov.vn

TIÊU CHUẨN CƠ SỞ **TCCS 41 : 2022/TCĐBVN**

Tiêu chuẩn khảo sát, thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu

Specification for Survey and Design Embankment on Soft Ground

1 Phạm vi áp dụng

1.1 Tiêu chuẩn này quy định các yêu cầu cơ bản đối với việc khảo sát, điều tra và thử nghiệm địa kỹ thuật trên vùng đất yếu có tuyến đường đi qua; quy định các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế cần phải đảm bảo đạt được khi thiết kế nền đắp trên đất yếu cùng với các chỉ dẫn về cấu tạo và các phương pháp tính toán tương ứng, cũng như chỉ dẫn việc lựa chọn giải pháp và phạm vi áp dụng của một số giải pháp thường dùng để xây dựng nền đắp trên đất yếu.

1.2 Tiêu chuẩn này được áp dụng cho công tác khảo sát thiết kế nền đường ôtô đắp trên đất yếu, bao gồm cả nền đắp đường cao tốc và nền đắp đường ôtô các cấp. Ngoài ra cũng có thể tham khảo áp dụng đối với nền đường lăn, đường cất hạ cánh của sân bay đắp trên vùng đất yếu.

2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu viện dẫn sau rất cần thiết cho việc áp dụng tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 2683, *Đất xây dựng – Lấy mẫu, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu;*

TCVN 4054, *Đường ô tô – Yêu cầu thiết kế;*

TCVN 4197, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định giới hạn dẻo và giới hạn chảy trong phòng thí nghiệm;*

TCVN 4199, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định sức chống cắt trong phòng thí nghiệm ở máy cắt phẳng;*

TCVN 4200, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm;*

TCVN 4202, *Đất xây dựng – Phương pháp xác định khối lượng thể tích trong phòng thí nghiệm;*

TCVN 5729, *Đường cao tốc – Yêu cầu thiết kế;*

TCVN 8868, *Thí nghiệm xác định sức kháng cắt không cố kết – không thoát nước và cố kết – thoát nước;*

TCVN 8871, *Vải địa kỹ thuật – Phương pháp thử;*

TCVN 9351, *Đất xây dựng – Phương pháp thí nghiệm hiện trường – Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn;*

TCVN 9352, *Đất xây dựng – Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh;*

TCVN 9355, *Gia cố nền đất yếu bằng bấc thấm – Thiết kế, thi công và nghiệm thu;*

TCVN 9386, *Thiết kế công trình chịu động đất;*

TCVN 9403, *Gia cố nền đất yếu – Phương pháp trụ đất xi măng;*

TCVN 9436, *Nền đường ô tô – Thi công và nghiệm thu;*

TCVN 9437, *Khoan thăm dò địa chất công trình;*

TCVN 9842, *Xử lý nền đất yếu bằng phương pháp cố kết hút chân không có màng kín khí trong xây dựng các công trình giao thông – Thi công và nghiệm thu;*

TCVN 9844, *Yêu cầu thiết kế, thi công và nghiệm thu vải địa kỹ thuật trong xây dựng nền đắp trên đất yếu;*

TCVN 9846, *Quy trình thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTU);*

TCVN 10184, *Đất xây dựng – Thí nghiệm cắt cánh hiện trường cho đất dính;*

TCVN 11823, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ*

ASTM D 4491, *Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity (Phương pháp thử xác định năng thấm nước của vải địa kỹ thuật bằng thiết bị Permittivity)*;

ASTM D 4595, *Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide–Width Strip Method (Phương pháp thử xác định chỉ tiêu chịu kéo của vải địa kỹ thuật theo bề rộng của mảnh vải);*

ASTM D 4716, *Standard Test Method for Determining the (In–plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head (Phương pháp thử xác định khả năng thoát nước và độ thấm thủy lực của vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp sử dụng cột nước không đổi);*

ASTM D 4751, *Standard Test Methods for Determining Apparent Opening Size of Geotextiles (Phương pháp thử xác định kích thước lỗ biểu kiến của vải địa kỹ thuật).*

3 Thuật ngữ và định nghĩa

3.1

Đất yếu (Soft soil) **hoặc nền đất yếu** (Soft ground)

Các loại đất hoặc nền đất có cường độ kháng cắt nhỏ và tính biến dạng (nén lún) lớn, do vậy nền đắp trên đất yếu, nếu không có các biện pháp xử lý thích hợp thường dễ bị mất ổn định toàn khối hoặc lún nhiều, lún kéo dài ảnh hưởng đến mặt đường, công trình trên đường và cả mố cầu lân cận (xem thêm tại 4.1).

3.2

Các phương tiện thoát nước thẳng đứng (Vertical drain)

Các phương tiện thoát nước thẳng đứng thường sử dụng gồm bấc thấm, giếng cát được dùng để dẫn nước có áp từ dưới nền đất yếu lên tầng đệm thoát nước phía trên và thoát ra ngoài, nhờ đó tăng tốc độ cố kết, tăng nhanh sức chịu tải do thay đổi một số chỉ tiêu cơ lý cơ bản của bản thân đất yếu. Cấu tạo và yêu cầu đối với mỗi loại phương tiện này xem 7.6.5 và 7.6.6.

3.3

Bản thoát nước ngang (Super board drain)

Một dải băng có tiết diện hình chữ nhật, có lõi được cấu tạo thành các rãnh, bên ngoài được bọc vỏ lọc bằng vải địa kỹ thuật không dệt. Bản thoát nước ngang được dùng để dẫn nước ngang từ trong nền đường ra ngoài.

3.4

Cọc cát hoặc cọc (trụ) vật liệu hạt rời khác (Granular material column)

Cọc (trụ) bằng cát hoặc vật liệu hạt rời được hình thành trong nền đất yếu bằng các thiết bị cơ giới chuyên dùng (đổ vật liệu rời và đầm chặt); xem 7.8.

3.5

Trụ gia cố chất liên kết (Solidified soil column)

Các trụ hình thành trong nền đất yếu bằng cách sử dụng các thiết bị chuyên dùng để gia cố đất yếu tại chỗ bằng chất liên kết vô cơ trong phạm vi chiều sâu và đường kính trụ thiết kế; xem 7.9.

3.6

Áp lực tiền cố kết (Preconsolidation pressure)

Áp lực nén lớn nhất tại độ sâu z mà đất đã từng chịu trong quá trình hình thành và tồn tại của nó (ký hiệu là σ_{pz}).

4 Nhận dạng đất yếu và yêu cầu chung đối với công tác khảo sát thiết kế nền đắp trên đất yếu

4.1 Nhận dạng đất yếu theo hệ số rỗng và cường độ kháng cắt

Loại đất sét hoặc sét pha, được xem là đất yếu nếu ở trạng thái tự nhiên, độ ẩm của chúng gần bằng hoặc cao hơn giới hạn chảy, hệ số rỗng lớn (sét có e ≥ 1,5, sét pha có e ≥ 1,0), lực kháng cắt ≤ 15 kPa, góc ma sát trong φ < 10° (theo phương pháp cắt nhanh không thoát nước trong phòng) hoặc C_u ≤ 35 kPa (theo phương pháp cắt cánh hiện trường); có sức chống mũi xuyên tĩnh q_c ≤ 0,1 MPa (theo kết quả xuyên tĩnh); có chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT là N < 5 (theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT).

Đất yếu dưới dạng bùn cát, bùn cát mịn (hệ số rỗng e > 1,0; độ bão hòa G > 0,8) được hình thành ở các vùng thung lũng.

Loại đất hữu cơ thường hình thành từ đầm lầy, nơi nước tích đọng thường xuyên, mực nước ngầm cao, tại đây các loài thực vật phát triển, thối rữa và phân huỷ, tạo ra các vật lắng hữu cơ lẫn với các trầm tích khoáng vật. Loại này thường gọi là đất đầm lầy than bùn, hàm lượng hữu cơ chiếm tới 20 ÷ 80 %, thường có màu đen hay nâu sẫm, cấu trúc không mịn. Đối với loại này thường được xem là đất yếu nếu hệ số rỗng và các đặc trưng sức kháng cắt của chúng cũng đạt các trị số như nêu tại 4.1.

Đất yếu đầm lầy than bùn còn được phân theo tỷ lệ lượng hữu cơ có trong chúng:

– Lượng hữu cơ có từ (20 ÷ 30) %: Đất nhiễm than bùn.

– Lượng hữu cơ có từ (30 ÷ 60) %: Đất than bùn.

– Lượng hữu cơ > 60 %: Than bùn.

4.2 Nhận dạng đất yếu theo trạng thái tự nhiên

Để đánh giá sơ bộ về tính chất công trình của đất yếu, từ đó bước đầu xem xét các giải pháp thiết kế nền đường tương ứng, đất yếu được nhận dạng theo độ sệt (B) như sau:

$$B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (1)$$

Trong đó: W, W_p, W_L là độ ẩm ở trạng thái tự nhiên, giới hạn dẻo và giới hạn chảy của đất yếu (xác định theo TCVN 4197), %;

Nếu B > 1: Đất yếu ở trạng thái chảy (được gọi là bùn sét);

Nếu 0,75 < B ≤ 1: Đất yếu dẻo chảy.

Đất có nguồn gốc hữu cơ thường hình thành từ đầm lầy, có hàm lượng hữu cơ chiếm tới (20 ÷ 80) %, thường có màu đen hay nâu sẫm, cấu trúc không mịn (vì lẫn các tàn dư thực vật) được gọi là đất đầm lầy than bùn. Đối với loại này thường được xem là đất yếu nếu hệ số rỗng và các đặc trưng cường độ kháng cắt của đất cũng đạt các trị số như nêu tại 4.1.

Ở trạng thái tự nhiên, đất đầm lầy than bùn được phân thành loại I, II, III:

– Loại I: Loại có độ sệt ổn định; thuộc loại này nếu vách đất đào thẳng đứng sâu 1 m trong chúng vẫn duy trì được ổn định trong 1 ÷ 2 ngày;

– Loại II: Loại có độ sệt không ổn định; loại này không đạt tiêu chuẩn loại I nhưng đất than bùn chưa ở trạng thái chảy;

– Loại III: Đất than bùn ở trạng thái chảy.

4.3 Các yêu cầu chung về khảo sát thiết kế

4.3.1 Khi tuyến đường đi qua vùng đất yếu quy định tại 4.1 và 4.2 thì cần phải có biện pháp khảo sát thiết kế tương ứng để đảm bảo nền đường ổn định về cường độ và biến dạng, kể cả trường hợp phía trên các lớp đất yếu đó có tồn tại một lớp đất không yếu. Cụ thể là phải đảm bảo cho kích thước và các yếu tố hình học của nền đường trên vùng đất yếu luôn duy trì được đúng thiết kế trong quá trình thi công nền đắp cũng như trong quá trình khai thác sau đó.

4.3.2 Riêng với các công trình đường cao tốc và các công trình có ý nghĩa đặc biệt khác, nếu chiều cao nền đắp cao từ 4 m trở lên đắp trên các loại đất sét và sét pha dẻo mềm (có độ sệt B trong phạm vi từ 0,5 đến 0,75) cũng nên áp dụng các biện pháp khảo sát thiết kế như với đất yếu.

5 Các yêu cầu về khảo sát phục vụ việc thiết kế nền đường qua vùng đất yếu

5.1 Các yêu cầu chung về công tác khảo sát

Phải điều tra xác định được nguồn gốc hình thành, phạm vi phân bố của các vùng đất yếu, chiều sâu phân bố, cả các lớp đất khác nhau trong vùng đất yếu từ trên xuống dưới gồm cả lớp vỏ cứng (nếu có) các lớp cát xen kẹp và độ dốc ngang đáy lớp đất yếu dưới cùng.

Cần điều tra xác định nguồn gây ẩm, khả năng thoát nước, cũng như vị trí và khả năng khai thác các mỏ đất dùng để đắp nền đường.

Phải lấy mẫu thí nghiệm, tiến hành các thí nghiệm trong phòng và thực hiện các thí nghiệm hiện trường cần thiết về địa kỹ thuật để xác định được loại đất yếu và các chỉ tiêu nêu tại 4.1, 4.2.

Trường hợp đắp mở rộng nền đường cũ, cần tiến hành điều tra các nội dung nêu trên trong phạm vi phần nền đắp mở rộng và cả dưới phạm vi nền đắp cũ.

5.2 Các quy định về khảo sát địa hình

5.2.1 Khi tiến hành thiết kế cơ sở phục vụ lập dự án đầu tư, đối với vùng đất yếu phải đo đạc lập được bình đồ tỷ lệ từ 1:500 đến 1:1000 với chênh lệch các đường đồng mức 0,50 m dọc theo các phương án tuyến qua vùng đất yếu. Trường hợp vùng đất yếu phân bố rộng (như vùng đầm lầy...) thì cũng có thể sử dụng phương pháp đo đạc hàng không để khảo sát địa hình, địa mạo của cả khu vực. Trong giai đoạn này, các mặt cắt dọc và mặt cắt ngang phục vụ cho việc thiết kế tính toán nền đắp trên đất yếu có thể được xác định thông qua bình đồ địa hình đã lập.

5.2.2 Trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và thiết kế lập bản vẽ thi công phải đo đạc mặt cắt dọc và mặt cắt ngang theo tuyến đường thiết kế với các cọc chi tiết có cự ly tương ứng với quy định ở mỗi giai đoạn, ngoài ra cần bổ sung các cọc tại vị trí khoan thăm dò, lấy mẫu thí nghiệm đất yếu và tại vị trí dự kiến bố trí các hệ thống quan trắc nêu tại 6.3.

5.3 Các quy định về khảo sát và thí nghiệm địa kỹ thuật

5.3.1 Để đạt được các yêu cầu nêu tại 5.1 cần kết hợp thăm dò không lấy mẫu thí nghiệm (bằng các thiết bị xuyên tĩnh (TCVN 9352), xuyên tiêu chuẩn SPT (TCVN 9351) hoặc cắt cánh tại hiện trường (TCVN 10184)) và thăm dò có lấy mẫu thí nghiệm (bằng thiết bị khoan lấy mẫu nguyên trạng đem về thí nghiệm trong phòng) sao cho tiết kiệm nhất. Với diện thăm dò rộng trong giai đoạn lập thiết kế cơ sở, nên tận dụng tối đa các biện pháp thăm dò không lấy mẫu thí nghiệm kết hợp với khoan lấy mẫu thí nghiệm ở mức độ tối thiểu. Trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và thiết kế chi tiết lập bản vẽ thi công phải bổ sung bằng biện pháp khoan lấy mẫu thí nghiệm, chỉ bổ sung thăm dò không lấy mẫu thí nghiệm khi thật cần thiết (khi cần mở rộng diện thăm dò hoặc khi việc thăm dò không lấy mẫu thí nghiệm ở giai đoạn lập dự án chưa đủ như nêu tại 5.3.2).

5.3.2 Bố trí khoan thăm dò

5.3.2.1 Bước thiết kế cơ sở phục vụ lập dự án đầu tư

Sau khi tiến hành thăm dò không lấy mẫu nguyên trạng đã phát hiện đất yếu thì tiến hành khoanh vùng và bố trí lỗ khoan trên tim tuyến với khoảng cách từ 250 m đến 500 m (nếu cần thiết có thể bổ sung các điểm thăm dò như cắt cánh, xuyên để phát hiện phạm vi đất yếu).

5.3.2.2 Bước thiết kế kỹ thuật

Công tác thăm dò địa chất công trình bằng những lỗ khoan được bố trí cách nhau thông thường từ (100 ÷ 150) m trên tim tuyến (trong đó kể cả khối lượng đã tiến hành ở bước lập thiết kế cơ sở). Với đường cao tốc và đường ô tô cấp III trở lên (và tương đương) bố trí lỗ khoan cách nhau 100 m. Trong trường hợp đặc biệt, cự ly này có thể rút ngắn hơn.

Tiến hành khoan thăm dò mặt cắt địa chất công trình theo chiều ngang vuông góc tim tuyến, trên đó ít nhất có 3 lỗ khoan. Với đường cao tốc và đường ô tô cấp III (và tương đương) trở lên, khoảng cách giữa các mặt cắt địa chất công trình dọc theo tuyến từ (150 ÷ 300) m. Trường hợp nền đắp mới, bố trí 1 lỗ khoan ở tim đường và 2 lỗ còn lại ở hai bên đường. Trường hợp nền đắp mở rộng, bố trí 1 lỗ khoan ở giữa phần đường cũ, 1 lỗ khoan ở vai ngoài phần đường mở rộng và 1 lỗ ở vai ngoài nền đường cũ (mép tiếp xúc giữa nền đường cũ và nền đắp mở rộng). Tuy nhiên, mỗi phân đoạn đất yếu thiết kế phải có tối thiểu hai mặt cắt ngang địa chất đại diện. Với các đường ô tô từ cấp IV trở xuống số lỗ khoan trên

mỗi mặt cắt không nhỏ hơn 1 lỗ khoan.

Độ sâu khoan thăm dò phải đến dưới đáy lớp đất yếu sâu vào lớp đất không yếu thêm tối thiểu 3,0 m hoặc nếu đất yếu có chiều dày lớn thì khoan đến hết phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp cộng thêm 3,0 m nữa. Phạm vi này được xác định tương ứng với độ sâu tại đó có áp lực do tải trọng đắp (do nền đắp và phần đắp gia tải trước nếu có) gây ra bằng 0,15 áp lực do trọng lượng bản thân đất yếu gây ra.

Trong mọi trường hợp cần tiến hành thí nghiệm cắt cánh hiện trường theo TCVN 10184. Thí nghiệm này có thể được tiến hành độc lập hoặc trong lỗ khoan.

5.3.2.3 Bước khảo sát lập bản vẽ thi công

Thường chỉ sử dụng kết quả các lỗ khoan hoặc các thí nghiệm hiện trường đã tiến hành ở bước thiết kế kỹ thuật. Khối lượng khảo sát chỉ bổ sung cho bước thiết kế kỹ thuật chưa thực hiện hết theo quy định. Trong trường hợp đặc biệt khi phát hiện thêm vị trí đất yếu và trường hợp thiết kế đường cao tốc hoặc các đường cấp cao khác thì có thể đề xuất tăng khối lượng khảo sát địa chất.

5.3.3 Mặt cắt thăm dò (bao gồm: cắt cánh và có khoan lấy mẫu) phải được bố trí ở chỗ đắp cao nhất, chiều sâu đất yếu lớn và có sự phân bố các lớp đất yếu điển hình nhất.

5.3.4 Công tác khoan thăm dò, lấy mẫu và bảo quản mẫu được thực hiện theo các tiêu chuẩn hiện hành (TCVN 9437, TCVN 2683).

5.3.5 Việc thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất yếu phải được thực hiện với các mẫu nguyên trạng đã lấy theo các quy định sau:

– Các chỉ tiêu phục vụ cho việc tính toán kiểm tra mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu: Cường độ kháng cắt không thoát nước được xác định bằng phương pháp cắt cánh tại hiện trường (TCVN 10184) hoặc được xác định bằng phương pháp cắt phẳng (TCVN 4199) hoặc nén ba trục trong phòng thí nghiệm (TCVN 8868); trọng lượng thể tích tự nhiên (γ) (TCVN 4202) và mức nước ngầm. Các chỉ tiêu này phải được xác định riêng cho mỗi lớp đất yếu khác nhau. Xác định các chỉ tiêu cường độ kháng cắt (c), góc ma sát trong (φ) và trọng lượng thể tích đối với đất dùng để đắp nền đường (ứng với trạng thái chặt và ẩm của đất đắp);

– Các chỉ tiêu phục vụ cho việc tính toán dự báo độ lún tổng cộng và độ lún cố kết theo thời gian như: hệ số rỗng ban đầu e_o, chỉ số nén lún C_r và C_c, hệ số cố kết theo phương thẳng đứng C_v và áp lực tiền cố kết σ_{pz} được xác định thông qua thí nghiệm xác định tính nén lún trong điều kiện không nở hông (TCVN 4200) và Phụ lục A. Các chỉ tiêu này cũng phải được xác định riêng cho mỗi lớp đất yếu khác nhau (ý nghĩa ký hiệu các chỉ tiêu nêu trên xem tại Điều 9).

Trường hợp giải pháp thiết kế xử lý nền đất yếu bằng bấc thấm, giếng cát hay cố kết hút chân không được lựa chọn, với các tuyến đường cao tốc hay các công trình có ý nghĩa đặc biệt, có thể xem xét bổ sung một số điểm thí nghiệm xuyên tĩnh kết hợp đo áp lực nước lỗ rỗng tại các vị trí dự báo lún nhiều và điều kiện địa kỹ thuật phức tạp, làm cơ sở đánh giá độ cố kết để xem xét dỡ tải, đánh giá hiệu quả xử lý nền đất yếu.

5.3.6 Việc thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất hoặc cát đắp nền đường cũng được thực hiện theo các tiêu chuẩn tương ứng nêu tại 5.3.5 với các mẫu chế bị bằng vật liệu đắp lấy từ mỏ đất hoặc cát có độ chặt và độ ẩm tương ứng như ở quy định kỹ thuật của dự án. Riêng với chỉ tiêu sức kháng cắt thì chỉ áp dụng phương pháp cắt không cố kết không thoát nước.

5.3.7 Đối với mỗi lớp đất yếu, mỗi chỉ tiêu đưa vào tính toán cần có ít nhất 6 số liệu thí nghiệm và trị số tính toán được xác định theo biểu thức:

$$\Delta_t = \Delta_{tb} \pm \delta \quad (2)$$

Trong đó:

Δ_t là trị số tính toán của chỉ tiêu;

Δ_{tb} là trị số trung bình số học của các số liệu thí nghiệm;

δ là độ lệch chuẩn.

$$\delta = \sqrt{\sum_{1}^{n} \frac{(A_i - A_{tb})^2}{n-1}} \quad (3)$$

Trong đó:

A_i là trị số của chỉ tiêu mỗi lần thí nghiệm xác định được;

A_{tb} là trị số trung bình của các chỉ tiêu thí nghiệm xác định được;

n là số lần thí nghiệm đối với mỗi chỉ tiêu.

Khi quyết định chọn trị số tính toán của một chỉ tiêu, cần phân tích kỹ các điều kiện thực tế ảnh hưởng đến chất lượng mẫu đất yếu trước khi đem thí nghiệm cũng như ảnh hưởng bất lợi của mỗi chỉ tiêu đó đến kết quả tính toán, kết hợp với kinh nghiệm của các chuyên gia địa kỹ thuật.

6 Các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế nền đắp trên đất yếu

6.1 Các yêu cầu về ổn định

Nền đắp trên đất yếu phải đảm bảo ổn định, không bị phá hoại do trượt trồi trong quá trình thi công đắp và trong suốt quá trình đưa vào khai thác sử dụng sau đó. Để đảm bảo yêu cầu này phải đảm bảo được đồng thời các tiêu chuẩn cụ thể dưới đây:

6.1.1 Mức độ ổn định dự báo theo kết quả tính toán đối với mỗi đợt đắp (đắp nền và đắp gia tải trước) và đối với nền đắp theo thiết kế phải bằng hoặc lớn hơn mức độ ổn định tối thiểu quy định dưới đây:

– Hệ số ổn định nhỏ nhất trong quá trình thi công: K_{min} = 1,20;

– Hệ số ổn định nhỏ nhất trong quá trình khai thác: K_{min} = 1,40;

– Khi xét đến tải trọng động đất thì các hệ số ổn định K_{min} nêu trên được giảm đi 0,1.

6.1.2 Số liệu quan trắc lún theo phương thẳng đứng và quan trắc chuyển vị ngang của vùng đất yếu hai bên nền đắp trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước phải không được vượt quá trị số quy định dưới đây:

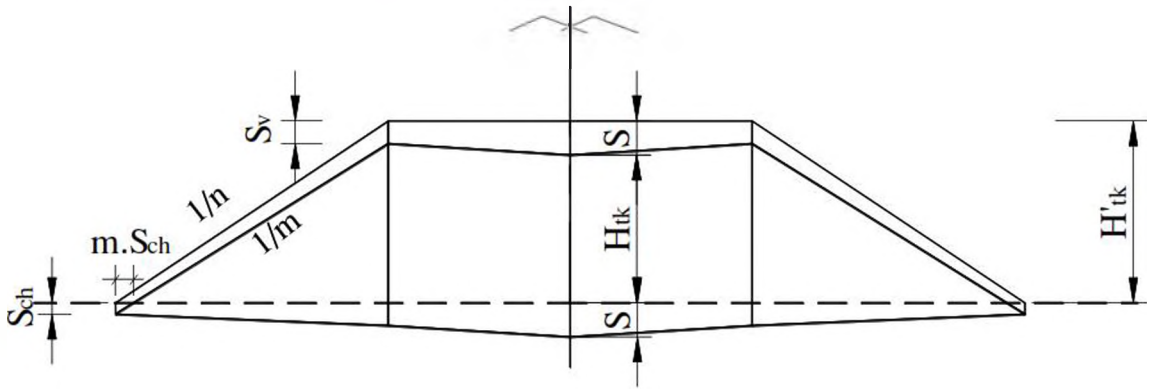
– Tốc độ lún ở đáy nền đắp tại mọi vị trí quan trắc không được vượt quá (10 ÷ 15) mm/ngày;

– Tốc độ chuyển vị ngang của các cọc quan trắc đóng hai bên nền đắp không được vượt quá 5 mm/ngày;

– Cách bố trí quan trắc lún và quan trắc chuyển vị ngang được nêu tại 6.3.1 và 6.3.3.

6.2 Các yêu cầu và tiêu chuẩn tính toán lún

6.2.1 Phải tính toán dự báo được độ lún tổng cộng S kể từ khi bắt đầu đắp nền cho đến khi lún hết hoàn toàn. Đắp phòng lún cần đắp rộng thêm bề rộng đáy nền đắp so với bề rộng thiết kế và đắp cao hơn S (m) so với chiều cao nền đắp thiết kế như trên Hình 1.



CHÚ DẪN:

1/m: Độ dốc ta luy nền đắp thiết kế; 1/n: Độ dốc ta luy nền đắp dự phòng lún;

B_{tk}: Bề rộng đỉnh nền đắp thiết kế (m); H_{tk}: Chiều cao nền đắp thiết kế (m);

S, S_v và S_{ch}: Độ lún tổng cộng tại tim, vai nền đắp và tại chân ta luy của nền đường, được tính theo trình tự ở Điều 9.2.3 và 9.2.4 (m).

Hình 1 – Mặt cắt nền đắp dự phòng lún (đường nét đứt)

Bề rộng phải đắp thêm mỗi bên tại đáy nền đắp được xác định theo biểu thức:

$$b_m = S_{ch} \cdot m \quad (4)$$

Trong đó:

b_m bề rộng phải đắp thêm mỗi bên tại đáy nền đắp, (m);

S_{ch} là độ lún tổng cộng tại chân ta luy của nền đường, (m);

1/m: Độ dốc ta luy nền đắp thiết kế.

CHÚ THÍCH: S_{ch} luôn luôn nhỏ hơn S và độ dốc taluy đắp 1/n sẽ dốc hơn độ dốc ta luy thiết kế 1/m.

6.2.2 Khi tính toán độ lún tổng cộng nêu trên thì tải trọng gây lún phải xét đến tải trọng nền mặt đường thiết kế bao gồm cả phần đắp bù lún, phần đắp phản áp (nếu có), không bao gồm phần đắp gia tải trước (nếu có) và không xét đến tải trọng phương tiện giao thông.

6.2.3 Sau khi hoàn thành công trình nền mặt đường xây dựng trên vùng đất yếu, phần độ lún cố kết ΔS tiếp tục xảy ra sau đó tại mọi vị trí của nền đường trong thời hạn khai thác sử dụng t là 15 năm với kết cấu mặt đường mềm và 30 năm với kết cấu mặt đường cứng được cho phép như trong Bảng 1.

"Sau khi hoàn thành công trình nền mặt đường xây dựng trên vùng đất yếu, phần độ lún cố kết ΔS tiếp tục xảy ra sau đó tại trục tim của nền đường được cho phép như ở Bảng 1.

Bảng 1 – Phần độ lún cố kết cho phép còn lại ΔS tại mọi vị trí của đoạn nền đắp trên đất yếu trong thời hạn t năm sau khi thi công xong kết cấu mặt đường

Loại, cấp đường	Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu		
	Đoạn gần mố cầu	Đoạn hai bên cống hoặc cống chui	Các đoạn nền đắp thông thường
1. Đường cao tốc, đường ô tô các cấp có tốc độ thiết kế ≥ 80 km/h và có tầng mặt cấp cao A1	≤ 10 cm	≤ 20 cm	≤ 30 cm
2. Đường có tốc độ thiết kế ≤ 60 km/h và có tầng mặt cấp cao A1	≤ 20 cm	≤ 30 cm	≤ 40 cm

CHÚ THÍCH:

– Phần độ lún cố kết còn lại ΔS là phần lún cố kết chưa hết sau khi làm xong áo đường của đoạn nền đắp trên đất yếu. Trị số ΔS được xác định theo công thức (36) tùy thuộc độ cố kết U đạt được vào thời điểm làm xong kết cấu mặt đường.

– Chiều dài đoạn nền đường gần mố cầu và hai bên cống được xác định bằng chiều dài đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) theo Phụ lục E nhưng không nhỏ hơn 3 lần chiều cao nền đắp sau mố cầu cộng thêm (3 ÷ 5) m và không nhỏ hơn 2 lần chiều cao nền đắp hai bên cống cộng thêm bề rộng khẩu độ cống.

6.2.4 Đối với các đường xây dựng mới có tốc độ thiết kế từ 40 km/h trở xuống và đường chỉ sử dụng kết cấu mặt đường mềm cấp cao A2 trở xuống thì vấn đề độ lún còn lại khi thiết kế là do cơ quan có thẩm quyền quyết định nhằm giảm chi phí xử lý nền đất yếu.

6.2.5 Đối với các tuyến đường có ý nghĩa, vai trò đặc biệt quan trọng, cơ quan nhà nước có thẩm quyền có thể xem xét nâng cao yêu cầu chống biến dạng (lún) của nền đường thông qua việc hạn chế độ lún cố kết còn lại ΔS cho phép sau khi làm xong kết cấu mặt đường của đoạn nền đắp trên đất yếu.

6.2.6 Yêu cầu về quan trắc dự báo lún

Ngoài việc tính toán dự báo độ lún tổng cộng nêu tại 9.2 để làm cơ sở cho việc đề xuất các giải pháp xử lý và cấu tạo nền đắp trên đất yếu, còn phải dựa vào kết quả quan trắc lún theo các quy định tại 6.3.1 và 6.3.2 để so sánh, đối chiếu và hiệu chỉnh lại kết quả dự báo theo tính toán nhằm kiểm tra độ lún và tốc độ lún cho phép quy định tại 6.1.2 và 6.2.3, cũng như để xác định khối lượng vật liệu đắp bù lún thực tế.

Yêu cầu cụ thể của việc quan trắc lún là:

– Xác định được khối lượng vật liệu đắp lún chìm vào trong đất yếu (so với mặt đất tự nhiên trước khi đắp).

– Vẽ được biểu đồ quan hệ giữa độ lún tổng cộng S với thời gian (có ghi rõ thời gian từng đợt đắp nền và đắp gia tải). Dựa vào biểu đồ này để xử lý tách riêng một cách gần đúng các phần lún tức thời (là các phần lún tăng đột ngột trong thời gian các đợt đắp) và lập ra biểu đồ lún cố kết S_t theo thời gian t kể từ khi kết thúc quá trình đắp nền và đắp gia tải trước.

– Dựa vào đường cong lún cố kết theo thời gian trên biểu đồ có thể dự báo phần độ lún cố kết còn lại theo các phương pháp chỉ dẫn tại Phụ lục D.

6.3 Các yêu cầu về thiết kế và bố trí hệ thống quan trắc trong quá trình thi công nền đắp trên đất yếu

6.3.1 Đối với công trình xây dựng nền đắp trên đất yếu, trong mọi trường hợp, dù áp dụng giải pháp xử lý nào, dù đã khảo sát, tính toán kỹ vẫn phải thiết kế hệ thống quan trắc, chỉ trừ trường hợp áp dụng giải pháp đào vét hết đất yếu, hạ đáy nền đắp đến tận lớp đất không yếu. Hệ thống này tuân theo các quy định tại 4.1.5.8 của TCVN 9355 (Mốc quan trắc lún và chuyển vị ngang, thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng, thiết bị đo chuyển vị ngang theo chiều sâu...).

6.3.2 Phải quy định chế độ quan trắc ngay trong đồ án thiết kế:

– Đo cao độ lúc đặt bàn lún và đo lún mỗi ngày một lần trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước, nếu đắp làm nhiều đợt thì mỗi đợt đều phải quan trắc hàng ngày.

– Khi ngừng đắp và trong 2 tháng sau khi đắp phải quan trắc hàng tuần; tiếp đó quan trắc hàng tháng cho đến hết thời gian bảo hành và bàn giao cho phía quản lý khai thác đường cả hệ thống quan trắc (để họ tiếp tục quan trắc nếu thấy cần thiết).

– Độ chính xác yêu cầu phải đến mm.

6.3.3 Khi áp dụng các giải pháp xử lý nền đắp trên đất yếu có đòi hỏi phải khống chế tốc độ đắp, ngoài thiết kế hệ thống quan trắc lún cần phải thiết kế hệ thống quan trắc chuyển vị ngang để theo dõi mức độ ổn định trong quá trình đắp như nêu tại 6.1.2. Hệ thống này được bố trí tuân theo các quy định tại 4.1.5.8.1 của TCVN 9355.

Trong quá trình đắp nền và đắp gia tải trước (nếu có) hàng ngày phải đo được sự chuyển vị ngang (di chuyển ngang theo hướng thẳng góc với tim nền đường) của chốt đánh dấu trên đỉnh tất cả các cọc nêu trên đồng thời phải đo cao độ đỉnh cọc để theo dõi bề mặt đất yếu có bị đẩy trồi lên không. Các phương tiện đo đạc được chỉ ra trong đồ án thiết kế, phải đảm bảo sai số về đo cự ly là ± 5 mm. Sau khi đắp xong, hàng tuần phải tiếp tục quan trắc cho đến khi thấy rõ nền đường đã ổn định.

6.3.4 Đối với các đoạn nền đắp trên đất yếu có quy mô lớn và quan trọng hoặc có điều kiện địa chất phức tạp như đoạn có chiều cao đắp lớn, hoặc phân bố các lớp địa chất không đồng nhất (có lớp vỏ cứng...) khiến cho thực tế có những điều kiện khác nhiều với các điều kiện dùng trong tính toán ổn định và lún thì tư vấn có thể đề xuất yêu cầu bố trí thêm hệ thống quan trắc áp lực lỗ rỗng (cùng với các điểm quan trắc mức nước dâng trong lỗ khoan), hệ thống quan trắc chuyển vị ngang, quan trắc lún ở các độ sâu khác nhau, cùng hệ thống các thiết bị quan trắc khác (tham khảo Điều 4.1.5.8 của TCVN 9355). Nhờ có hệ thống các thiết bị quan trắc này, dễ dàng thực hiện được các yêu cầu nêu tại 6.1 và 6.2 và nhờ đó tạo điều kiện thuận lợi cho việc rút ngắn thời gian thi công công trình. Trong trường hợp này, việc thiết kế bố trí lắp đặt các hệ thống thiết bị quan trắc nêu trên và thiết kế chế độ quan trắc được xem là các nội dung thiết kế riêng (cần đưa vào hồ sơ thiết kế).

6.3.5 Phải có biện pháp chống đỡ bảo đảm không bị nghiêng, lệch, gãy cần đo lún trong quá trình thi công đắp nền. Hàng ngày phải thường xuyên kiểm tra ống bảo vệ cần đo lún, không để cát làm tắc hoặc nghiêng lệch chạm vào cần đo lún. Khi chuyển từ thi công nền sang thi công mặt, phải có biện pháp cắt, chèn lấp ống, đắp một lớp đủ dầy trên đầu ống.

6.4 Xác định các tải trọng tính toán

6.4.1 Khi kiểm tra ổn định nền đắp trong quá trình thi công thì tải trọng tính toán phải xét đến gồm tải trọng nền đắp đã bù lún, đắp gia tải trước (nếu có) và cả tải trọng xe cộ. Khi kiểm tra ổn định nền đắp

lúc áo đường đưa vào khai thác thì phải xét đến tải trọng nền đường đã bù lún, kết cấu áo đường, tải trọng xe cộ và tải trọng động đất.

Khi tính toán lún thì tải trọng phải xét đến như đã nêu tại 6.2.2. Vì việc tính toán đều đưa về bài toán phẳng, do vậy các tải trọng tính toán đều được xác định tương ứng với phạm vi phân bố trên 1 m dài nền đường.

6.4.2 Tải trọng đắp nền và đắp gia tải trước được xác định đúng theo hình dạng đắp trên thực tế (hình thang với mái dốc có độ dốc thiết kế, có thể có thêm phản áp hoặc trong trường hợp đào bớt đất yếu trước khi đắp thì mặt đất tự nhiên ở hai bên được lấy phẳng đúng như thực tế). Phần đất lún vào đất yếu trong quá trình đắp được tính vào tải trọng đắp (xem 9.2.3).

6.4.3 Tải trọng xe cộ được xem là tải trọng của số xe nặng tối đa cùng một lúc có thể đỗ khắp bề rộng nền đường (xem Hình 2) phân bố trên 1 m chiều dài đường; tải trọng này được quy đổi tương đương như một lớp đất phân bố đều có chiều cao là h_x xác định theo biểu thức sau:

$$h_x = \frac{n \cdot G}{\gamma \cdot Br \cdot l} \qquad (5)$$

Trong đó:

G là trọng lượng một xe (chọn xe nặng nhất) (kN);

n là số xe tối đa có thể xếp được trên phạm vi bề rộng nền đường (như sơ đồ xếp xe trên Hình 2);

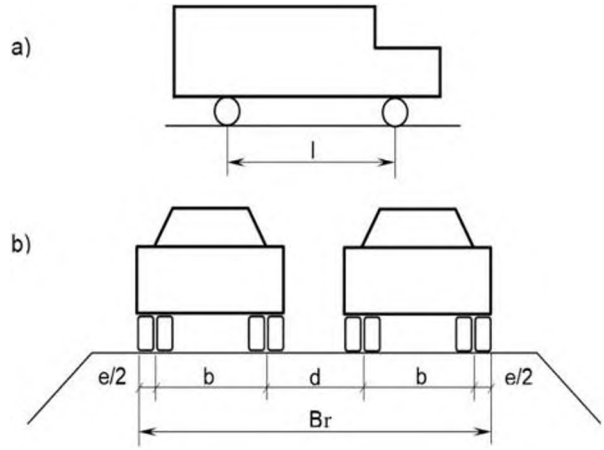
γ là trọng lượng thể tích của đất đắp nền đường (kN/m^3);

l là phạm vi phân bố tải trọng xe theo hướng dọc (m).
Có thể lấy l = 4,2 m với xe G = 130 kN, lấy l = 6,6 m khi xe có G = 300 kN, lấy l = 4,5 m với xe xích có G = 800 kN.

B_r bề rộng phân bố ngang của các xe (m). B_r được xác định theo biểu thức sau:

$$B_r = n \cdot b + (n - 1) \cdot d + e \qquad (6)$$

Trong đó thường lấy b = 1,8 m với các loại ô tô, b = 2,7 m với xe xích; d là khoảng cách ngang tối thiểu giữa các xe (thường lấy d = 1,3 m); e là bề rộng lốp đôi hoặc vệt bánh xích (thường lấy e = (0,5 ÷ 0,8) m); còn n được chọn tối đa nhưng phải bảo đảm B_r tính được theo công thức (6) vẫn nhỏ hơn bề rộng nền đường.



Hình 2 – Sơ đồ xếp xe để xác định tải trọng xe cộ tác dụng lên đất yếu

a) Theo hướng dọc; b) Trên mặt cắt ngang

6.4.4 Tải trọng động đất được kể đến khi tính toán kiểm tra mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu chính là lực quán tính do động đất của bản thân khối trượt, lực này xem như tỷ lệ thuận với trọng lượng bản thân khối trượt.

$$W_i = K. Q_i \quad (7)$$

Trong đó:

W_i là tải trọng (lực) động đất tác dụng trên một mảnh trượt i (hoặc khối trượt i) (kN);

W_i có điểm đặt là trọng tâm mảnh (hoặc khối trượt) và có phương nằm ngang từ phía trong nền đường ra phía ngoài mái ta luy nền đắp (kN);

Q_i là trọng lượng của mảnh trượt i (hoặc khối trượt i) (kN);

K là hệ số xét đến động đất, K= a / g.

Trong đó:

a là đỉnh gia tốc nền, tham khảo Phụ lục G, H của TCVN 9386 (m/s^2);

g là gia tốc trọng trường (9,81 m/s^2).

Chỉ những vùng có thể có động đất từ cấp 7 trở lên thì khi tính toán mới phải xét đến lực động đất.

7 Các giải pháp thường áp dụng khi thiết kế nền đắp trên đất yếu

7.1 Yêu cầu chung đối với cấu tạo nền đắp trên đất yếu

7.1.1 Cấu tạo của nền đắp trên đất yếu phải bảo đảm hạn chế được các tác dụng bất lợi của nước ngập và nước ngầm:

– Đất đắp phải dùng phù hợp với các yêu cầu tại TCVN 9436.

– Độ chặt, chiều cao đắp tối thiểu trên nước ngập và mức nước ngầm cùng các yêu cầu cấu tạo khác của nền đường (như đắp bao ta luy khi thân nền đường là cát...) đều phải tuân theo các quy định tại

TCVN 9436.

7.1.2 Trong phạm vi 20 m từ chân ta luy nền đắp ra mỗi bên nên san lấp các chỗ trũng (ao, chuôm...) và tuyệt đối không đào lấy đất trong phạm vi đó. Nếu không có điều kiện san lấp các chỗ trũng thì khi kiểm toán ổn định phải xét đến sự có mặt của các chỗ trũng đó.

7.1.3 Cố gắng giảm chiều cao nền đắp để tạo điều kiện dễ bảo đảm ổn định và giảm độ lún; tuy nhiên, trừ trường hợp đường tạm, chiều cao nền đắp tối thiểu phải từ (1,2 ÷ 1,5) m kể từ chỗ tiếp xúc với đất yếu, hoặc phải là (0,8 ÷ 1,0) m kể từ bề mặt tầng đệm thoát nước (nếu có) để đảm bảo phạm vi khu vực tác dụng của nền mặt đường không bao gồm vùng đất yếu.

7.2 Đắp trực tiếp trên đất yếu

7.2.1 Khi tính toán ổn định và lún của nền đắp trên nền đất yếu đều thoả mãn được các yêu cầu và tiêu chuẩn nêu tại 6.1 và 6.2 thì có thể áp dụng giải pháp đắp trực tiếp (không dùng một biện pháp xử lý nào khác).

Trong mọi trường hợp đắp trực tiếp trên đất yếu đều nên có tầng đệm dầy tối thiểu 50 cm và rộng thêm so với chân ta luy nền đắp mỗi bên (0,5 ÷ 1,0) m, có độ chặt K = 0,95 hoặc thay thế tầng đệm này bằng các kết cấu đường tạm có dùng vải địa kỹ thuật (trong trường hợp cần phải làm đường tạm ngay trên nền đất yếu để phục vụ thi công) như trong Bảng 2, tầng đệm có thể đắp bằng cát (kể cả cát hạt mịn hoặc hỗn hợp cát sỏi thiên nhiên), xỉ lò cao hoặc đá dăm có cỡ hạt lớn nhất nhỏ hơn 50 mm.

7.2.2 Các trường hợp sau đây có thể xét tới việc áp dụng giải pháp đắp trực tiếp:

– Trên vùng đất yếu có lớp đất không thuộc các loại đất yếu nêu tại 4.2 (thực tế thường gọi là lớp vỏ trên bề mặt đất yếu). Nếu lớp vỏ dày (1 ÷ 2) m thì chiều cao nền đắp trực tiếp có thể tới (2 ÷ 3) m, nếu lớp vỏ dày trên 2 m thì chiều cao đắp trực tiếp có thể tới (3 ÷ 4) m.

– Trên vùng than bùn loại I hoặc đất yếu dẻo mềm có bề dày than bùn dưới (1 ÷ 2) m.

– Trên vùng bùn cát, bùn cát mịn (loại này có hệ số cố kết thường lớn nên lún nhanh).

Ngoài ra, đối với các trường hợp nền đắp được dự báo lún ít và lún nhanh nhưng nếu đắp ngay đến đủ cao độ thiết kế sẽ không bảo đảm ổn định theo yêu cầu nêu tại 6.1.1 thì vẫn có thể áp dụng giải pháp đắp trực tiếp kèm với biện pháp khống chế tốc độ đắp (đắp từng đợt; giữa các đợt đắp có thời gian chờ cố kết) để bảo đảm yêu cầu ổn định (xem 6.1.2) chỉ trừ khi việc khống chế tốc độ đắp dẫn tới quá kéo dài thời gian, không bảo đảm được yêu cầu về tiến độ thi công đối với toàn bộ công trình đường thì mới cần nghĩ đến các giải pháp xử lý khác.

7.2.3 Khi thực hiện công nghệ đắp cần bảo đảm được các điều kiện sau:

– Đắp bờ, hút khô nước trên bề mặt đất yếu.

– Vật liệu đắp phải là loại ổn định nước tốt như cát các loại, cấp phối sỏi cuội, đá hoặc các phế liệu công nghiệp, ...

– Phần được đắp lấn chỉ là phần nằm dưới mặt đất yếu tự nhiên và việc lu lèn vẫn phải thực hiện từ nhẹ (máy ủi...) đến nặng (lu nặng) cho đến khi vật liệu đắp không tiếp tục lún vào đất yếu nữa, tức là đến khi tạo được mặt bằng thi công vững chắc trên đất yếu.

– Phần nền đắp kể từ mặt đất tự nhiên trở lên phải được đắp từng lớp và bảo đảm đạt được yêu cầu đầm nén quy định.

7.2.4 Để tạo điều kiện thi công đắp trực tiếp trên đất yếu được thuận lợi (tạo điều kiện cho xe máy đi lại trên vùng đất yếu và tạo điều kiện để đầm chặt các lớp đất đắp đầu tiên) có thể sử dụng vải địa kỹ thuật làm đường tạm trên mặt đất yếu trước khi đắp như chỉ dẫn trong Bảng 2.

Bảng 2 – Chọn vải và kết cấu đường tạm phục vụ cho xe cộ đi lại trên vùng đất yếu

Loại vật liệu đắp đường tạm	Kết cấu đường tạm	Các chỉ tiêu yêu cầu đối với vải địa kỹ thuật				
		Cường độ chịu kéo giật (xác định theo TCVN 8871-1) (kN/m)	Độ dãn dài khi đứt (xác định theo TCVN 8871-1) (%)	Cường độ chịu xé rách (xác định theo TCVN 8871-2) (kN)	Hệ số thấm đơn vị $\frac{m/s}{m}$ (xác định theo ASTM D4491)	Kích cỡ lỗ vải O95 (xác định theo TCVN 8871-6) (μm)
I. Cát, hỗn hợp cát sỏi thiên nhiên	1. Một lớp vải trên đắp 50 cm	≥ 12	≤ 25	≥ 0,8	≥ 0,1	≤ 125
	2. Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 25 cm	≥ 8	15 ÷ 80	≥ 0,3	≥ 0,1	≤ 125
	3. Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 15 cm	≥ 16	15 ÷ 80	≥ 0,5	≥ 0,1	80 ÷ 200
II. Cấp phối tốt	1. Một lớp vải trên đắp 30 cm	≥ 25	≤ 25	≥ 1,2	≥ 0,1	≤ 200
	2. Một lớp vải trên đắp 50 cm	≥ 12	≤ 25	≥ 0,8	≥ 5.10^{-2}	≤ 200
	3. Hai lớp vải trên mỗi lớp đắp 15 cm	≥ 20	15 ÷ 80	≥ 1,2	≥ 5.10^{-2}	≤ 200

CHÚ THÍCH:

– Hệ số thấm có đơn vị tính như trên vì là m/s trên một đơn vị bề dày mẫu vải địa kỹ thuật đem thử;

– Kích cỡ lỗ của vải là tương ứng với đường kính của hạt vật liệu lớn nhất có thể theo nước thấm qua vải; cỡ hạt lớn nhất này được lấy bằng O95 (là đường kính hạt mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 95 %);

– Vải phải rải ngang (thẳng góc với hướng tuyến) và phủ chồng lên nhau ít nhất là 0,5 m hoặc khâu chồng nhau 10 cm;

Để đầm nén đạt hiệu quả cao ngay lớp đắp đầu tiên thì phải chọn vải có cường độ chịu kéo đứt tối thiểu từ 25 kN/m trở lên.

7.3 Đào một phần hoặc đào toàn bộ đất yếu

7.3.1 Giải pháp này thường rất có lợi về mặt tăng ổn định, giảm độ lún và thời gian lún; do vậy trừ trường hợp trên đất yếu có tồn tại lớp vỏ không yếu ra, trong mọi trường hợp khác người thiết kế đều nên ưu tiên xem xét áp dụng hoặc kết hợp việc đào một phần đất yếu với các giải pháp khác. Đặc biệt thích hợp là trường hợp lớp đất yếu có bề dày nhỏ hơn vùng ảnh hưởng của tải trọng đắp. Dùng sơ đồ công nghệ đào đất yếu bằng máy xúc gầu dây, đào đến đâu đắp lấn đến đó thì chiều sâu đào có thể

thực hiện được là (2 ÷ 4) m. Điều chủ yếu là phải thiết kế bố trí mặt bằng thi công hợp lý, thuận lợi cho việc đẩy đất đắp lấn nhanh chóng sau khi luống đào hình thành; đất yếu đào ra có thể đổ về phía 2 bên đoạn đã đắp lấn xong để tạo nên bệ phản áp. Ngoài ra, cũng có thể dùng cọc ván thép cừ tạm trong quá trình đào đất yếu và đắp lại bằng đất thích hợp. Chiều sâu đào đất yếu cần thiết có thể xác định được thông qua tính toán hướng dẫn tại 8.2.1 trên cơ sở thoả mãn được các yêu cầu nêu tại 6.1 và 6.2.

7.3.2 Mặt cắt ngang phần đất yếu phải đào chỉ cần thiết kế dạng hình thang với đáy nhỏ ở phía dưới sâu có bề rộng bằng phạm vi bề rộng mặt nền đường, còn đáy lớn ở trên vừa bằng phạm vi tiếp xúc của nền đắp với mặt đất yếu khi chưa đào (phạm vi giữa hai bên chân ta luy nền đắp). Điều này có nghĩa là, chiều sâu đào đất yếu chỉ cần bảo đảm đạt được trong phạm vi bề rộng nền đường, còn hai bên ta luy chiều sâu đào có thể giảm dần.

7.3.3 Các trường hợp dưới đây đặc biệt thích hợp đối với giải pháp đào một phần hoặc đào toàn bộ đất yếu:

– Bề dày lớp đất yếu từ 4 m trở xuống (trường hợp này thường đào toàn bộ đất yếu để đáy nền đường tiếp xúc hẳn với tầng đất không yếu).

– Đất yếu là than bùn loại I hoặc loại sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy; trường hợp này, nếu chiều dày đất yếu vượt quá (4 ÷ 5) m thì có thể đào một phần đất yếu sao cho khi kiểm toán đạt được các yêu cầu về ổn định và lún nêu tại Điều 6.

7.3.4 Trường hợp đất yếu có bề dày dưới 5 m và có cường độ quá thấp đào ra không kịp đắp thì có thể áp dụng giải pháp bỏ đá chìm đến đáy lớp đất yếu hoặc bỏ đá kết hợp với đắp quá tải để nền tự lún đến đáy lớp đất yếu. Giải pháp này đặc biệt thích hợp đối với trường hợp thiết kế mở rộng nền đắp cũ khi cải tạo, nâng cấp đường trên vùng đất yếu.

Đá phải dùng loại kích cỡ 0,3 m trở lên (hoặc đá cỡ nhỏ hơn 0,3 m không được quá 20 %) và được đổ từ phía trong để đẩy đất yếu ra phía ngoài hoặc đổ từ giữa tim nền đường ra hai bên, sau khi đá nhô lên khỏi mặt đất yếu thì rải cát, đá nhỏ hoặc cấp phối lên và lu lèn nhẹ đến nặng dần. Nếu đá nhỏ thì có thể dùng lồng, rọ đan thép hay lồng bằng chất dẻo tổng hợp trong đựng đá để đắp.

7.3.5 Dùng cọc tre đóng với mật độ (16 ÷ 25) cọc/m^2 cũng là một biện pháp cho phép thay thế việc đào bớt đất yếu trong phạm vi bằng chiều sâu cọc đóng (thường có thể đóng sâu (2 ÷ 3) m). Cọc tre nên dùng loại có đường kính đầu lớn trên 7 cm, đường kính đầu nhỏ trên 4 cm bằng loại tre khi đóng không bị dập, gãy. Khi tính toán được phép xem vùng đóng cọc tre như trên là nền đường đã đắp. Trên đỉnh cọc tre sau khi đã đắp một lớp 30 cm nên rải vải địa kỹ thuật (hoặc các loại geogrids có chức năng tương tự) như nêu tại 7.2.4 để tạo điều kiện phân bố đều tải trọng nền đắp trên các cọc tre. Thường sử dụng cọc tre khi nền đường ẩm ướt hoặc có nước ngầm.

Tương tự, có thể dùng các cọc tràm loại có đường kính đầu lớn nên trên 12 cm, đầu nhỏ nên trên 5 cm với mật độ 16 cọc/m^2.

7.4 Đắp bệ phản áp

7.4.1 Giải pháp này chỉ dùng khi đắp nền đường trực tiếp trên đất yếu với tác dụng tăng mức ổn định chống trượt trồi cho nền đường để đạt các yêu cầu nêu tại 6.1.1, cả trong quá trình đắp và quá trình đưa vào khai thác lâu dài. Tuy nhiên giải pháp này không giảm được thời gian lún cố kết và khi tính lún phải kể đến cả tải trọng của bệ phản áp hai bên. Ngoài ra, nó còn có nhược điểm là khối lượng đắp lớn và diện tích chiếm dụng đất lớn. Giải pháp này cũng không thích hợp với các loại đất yếu là than bùn loại

III và bùn sét.

7.4.2 Cấu tạo của bệ phản áp

Vật liệu đắp bệ phản áp là các loại đất hoặc cát thông thường; trường hợp khó khăn có thể dùng cả đất lẫn hữu cơ.

Bề rộng của bệ phản áp được xác định từ điều kiện ổn định của cả nền đường và bệ phản áp, mỗi bên nên vượt quá phạm vi cung trượt nguy hiểm ít nhất từ (1 ÷ 3) m (xác định cung trượt nguy hiểm nhất theo phương pháp nêu tại 8.1 và 8.2). Mặt trên bề phản áp phải tạo dốc ngang 2 % ra phía ngoài.

Chiều cao bệ phản áp không quá lớn để có thể gây trượt trồi (mất ổn định) đối với chính phần đắp phản áp; khi thiết kế thường giả thiết chiều cao bệ phản áp bằng (1/3 ÷ 1/2) chiều cao nền đắp, rồi tính toán ổn định theo phương pháp mặt trượt tròn nêu tại Điều 8 đối với bản thân bệ phản áp và đối với nền đắp có bệ phản áp, nếu kết quả nghiệm toán đạt các yêu cầu nêu tại 6.1.1 là được.

Độ chặt đất đắp bệ phản áp nên đạt K ≥ 0,9 (đầm nén tiêu chuẩn).

7.5 Tầng đệm thoát nước

7.5.1 Tầng đệm được bố trí giữa đất yếu và nền đắp để tăng nhanh khả năng thoát nước cố kết từ phía dưới đất yếu lên mặt đất tự nhiên dưới tác dụng của tải trọng nền đắp. Tầng đệm thoát nước bắt buộc phải bố trí khi áp dụng các giải pháp thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng.

7.5.2 Thường sử dụng cát làm tầng đệm khi có áp dụng các giải pháp thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng. Trong trường hợp này cần phải bảo đảm được các yêu cầu sau: Cát phải là loại cát không lẫn các tàn dư thực vật, có tỷ lệ bùn sét < 5 %, cỡ hạt lớn hơn 0,5 mm chiếm trên 50 %, cỡ hạt nhỏ hơn 0,14 mm chiếm ít hơn 10 %. Cát có thể lẫn sỏi cuội, đá dăm có kích cỡ lớn nhất đến 50 mm và nên có hệ số thấm không nhỏ hơn $1x10^{-4}$ cm/s. "Cát có thể lẫn sỏi cuội, đá dăm có kích cỡ lớn nhất đến 50 mm và nên có hệ số thấm không nhỏ hơn $1x10^{-4}$ m/s."

7.5.3 Chiều dày tầng đệm không được nhỏ hơn 50 cm. Tầng đệm được bố trí để cao độ đỉnh và độ dốc từ tim ra ngoài, đảm bảo khả năng thoát nước trong quá trình chờ lún và khai thác. Độ chặt đầm nén của tầng đệm phải đạt độ chặt đầm nén yêu cầu như đối với nền đắp thông thường tại vị trí tương ứng.

7.5.4 Bề rộng mặt tầng đệm nên rộng hơn nền đắp mỗi bên tối thiểu là (0,5 ÷ 1) m; mái dốc và phần mở rộng hai bên của tầng đệm phải cấu tạo tầng lọc ngược để nước cố kết thoát ra không lôi theo cát, nhất là khi lún chìm vào đất yếu nước cố kết vẫn có thể thoát ra và khi cần thiết dùng bơm hút bớt nước sẽ không gây phá hoại tầng cát đệm.

Tầng lọc ngược có thể được cấu tạo theo cách thông thường (xếp các bao đổ đầy cát trong phần mở rộng đáy nền đắp nêu tại 7.5.4) hoặc bằng vải địa kỹ thuật có yêu cầu nêu tại 7.5.5. Trường hợp sử dụng vải địa kỹ thuật thì nên rải vải trên đất yếu, sau đó đắp tầng đệm, rồi lật vải bọc cả mái dốc và phần mở rộng của nó để làm chức năng lọc ngược. Lớp vải làm chức năng lọc ngược này phải chờm vào phạm vi đáy nền ít nhất là 2 m. Lúc này, cũng nên lợi dụng vải địa kỹ thuật rải trực tiếp trên đất yếu để kiêm thêm các chức năng khác như tăng cường thêm mức ổn định trong quá trình đắp (xem 7.7) hoặc các chức năng nêu tại 7.2.4.

7.5.5 Trong trường hợp sử dụng vải địa kỹ thuật làm tầng lọc ngược như nêu tại 7.5.4 thì kích cỡ lỗ của vải phải đảm bảo điều kiện sau:

$$O_f \leq C \cdot D_{85} \qquad (8)$$

Trong đó:

O_f là kích cỡ lỗ của vải cần chọn (μm);

D_{85} là kích cỡ đường kính hạt của vật liệu tầng đệm thoát nước mà lượng chứa các cỡ nhỏ hơn nó chiếm 85 % (μm);

C là hệ số lấy bằng 0,64.

Vải địa kỹ thuật kiêm thêm chức năng nào thì chỉ tiêu kỹ thuật của vải cũng đồng thời phải thỏa mãn các yêu cầu tương ứng (TCVN 9844).

7.5.6 Nước cố kết từ tầng đệm qua tầng lọc ngược thoát ra cần phải được thoát nhanh khỏi phạm vi lân cận nền đường để không thấm vào nền đường gây ẩm nền đường đã đắp. Cần thiết kế sẵn các đường thoát nước và khi cần thiết có thể bố trí bơm hút tháo nước.

7.5.7 Có thể dùng kết cấu tầng đệm bằng bản thoát nước ngang thay thế cho tầng đệm nêu tại 7.5.2. Khi sử dụng phải tuân thủ các chỉ dẫn nêu tại 4.1.5.5 và 4.6 của TCVN 9355 nhưng nên tổ chức làm thử nghiệm để đánh giá hiệu quả thực tế cả về kỹ thuật và kinh tế.

Trong quá trình làm thử cần chú ý các nội dung sau:

– Cách bố trí kết cấu tầng đệm có dùng bản thoát nước ngang (bề dày cát rải phía dưới bản và bề dày đất hoặc cát rải phía trên bản) phải bảo đảm khi thi công đắp nền, bản không bị phá hỏng và bảo đảm khả năng thoát nước của tầng đệm ngay cả khi bản thoát nước ngang lún chìm vào đất yếu.

– Công nghệ nối tiếp giữa phương tiện thoát nước thẳng đứng phía dưới (bấc thấm thẳng đứng hoặc giếng cát...) với bản thoát nước ngang của tầng đệm để bảo đảm nước cố kết từ dưới đất yếu có thể thoát ra qua bản thoát nước ngang một cách liên tục.

7.6 Thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng (sử dụng giếng cát hoặc bấc thấm)

7.6.1 Nhờ có bố trí các phương tiện thoát nước theo phương thẳng đứng (giếng cát, túi cát hoặc bấc thấm) nên nước cố kết ở các lớp sâu trong đất yếu dưới tác dụng tải trọng đắp sẽ có điều kiện để thoát nhanh (thoát theo phương nằm ngang ra giếng cát, bấc thấm rồi theo chúng thoát lên mặt đất tự nhiên). Tuy nhiên, để đảm bảo phát huy được hiệu quả thoát nước này thì chiều cao nền đắp tối thiểu cần thoả mãn các điều kiện (9) và (11) dưới đây:

$$\sigma_{vz} + \sigma_z \geq (1{,}2 \div 1{,}5)\, \sigma_{pz} \qquad (9)$$

Trong đó:

σ_{vz} là áp lực thẳng đứng do trọng lượng bản thân các lớp đất yếu gây ra ở độ sâu z, (kPa);

$$\sigma_{vz} = \sum \gamma_i \cdot h_i \qquad (10)$$

Với γ_i là trọng lượng thể tích của lớp đất i nằm trong phạm vi từ mặt tiếp xúc của đất yếu với đáy nền đắp (z = 0) đến độ sâu z trong đất yếu; chú ý rằng đối với các lớp đất yếu nằm dưới mức nước ngầm thì trị số γ_i phải dùng trọng lượng thể tích đẩy nổi (kN/m^3);

h_i là chiều dày của lớp đất thứ I nêu trên (m);

σ_z là áp lực thẳng đứng do tải trọng đắp (phần nền đắp và phần đắp gia tải trước nếu có, nhưng không kể phần chiều cao đắp h_x quy đổi từ tải trọng xe cộ) gây ra ở độ sâu z trong đất yếu kể từ đáy nền đắp; σ_z được tính theo toán đồ Osterberg hoặc biểu thức như quy định ở Phụ lục B (kPa);

σ_{pz} là áp lực tiền cố kết ở độ sâu z trong đất yếu (kPa);

$$\eta = \frac{\lg(\sigma_{vz} + \sigma_z) - \lg \sigma_{pz}}{\lg(\sigma_{vz} + \sigma_z) - \lg \sigma_{vz}} > 0,6 \qquad (11)$$

Trong đó các đại lượng đã được giải thích ở biểu thức (9) bên trên.

Điều kiện (9) và (11) phải được thoả mãn đối với mọi độ sâu z trong phạm vi từ đáy nền đắp đến hết chiều sâu đóng giếng cát hoặc cắm bấc thấm.

Nếu không thoả mãn các điều kiện nêu trên thì có thể kết hợp với biện pháp gia tải trước như đề cập tại 7.6.9 để tăng σ_z.

7.6.2 Các giải pháp dùng phương tiện thoát nước cố kết thẳng đứng được áp dụng để rút ngắn thời gian đắp và chờ tắt lún đạt yêu cầu quy định tại 6.2.3 nhằm bảo đảm tiến độ thực hiện dự án.

7.6.3 Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng nhất thiết phải bố trí tầng đệm thoát nước với các yêu cầu quy định tại 7.5.2, 7.5.3, 7.5.4, 7.5.5 và 7.5.6. Nếu dùng giếng cát thì đỉnh giếng cát phải tiếp xúc trực tiếp với tầng đệm. Nếu dùng bấc thấm thì bấc thấm phải cắm xuyên qua tầng đệm.

7.6.4 Cát dùng cho giếng cát phải có lượng cỡ hạt lớn hơn 0,5 mm chiếm trên 50 %, lượng bùn sét (có hạt < 0,075 mm) không quá 3 % và hệ số thấm không nhỏ hơn 5.10^{-3} m/s (tương ứng với độ chặt thi công theo quy định của dự án).

7.6.5 Bấc thấm dùng làm phương tiện thoát nước cố kết thẳng đứng phải đạt được các yêu cầu sau:

– Kích cỡ lỗ vỏ lọc của bấc (ASTM D4751): $O_{95} \leq 75$ μm

– Hệ số thấm của vỏ lọc (ASTM D4491): $\geq 1.10^{-4}$ m/s

– Khả năng thoát nước của bấc thấm với áp lực 350 kN/m^2 (ASTM D4716): $q_w \geq 60 . 10^{-6}$ m^3/s;

– Cường độ chịu kéo ứng với độ dãn dài dưới 10% (ASTM D4595) nhằm chống đứt khi thi công: ≥ 1 kN/bấc;

– Bề rộng của bấc thấm: phù hợp với thiết bị cắm bấc đã tiêu chuẩn hoá (thường 100 mm ± 0,05 mm).

Bấc thấm nên bố trí kiểu tam giác hoặc ô vuông với cự ly không nên dưới 1,2 m và không nên quá 2,2 m.

7.6.6 Giếng cát nên dùng loại có đường kính từ (35 ÷ 45) cm, bố trí kiểu tam giác hoặc ô vuông với khoảng cách tùy yêu cầu thiết kế.

7.6.7 Việc quyết định chiều sâu giếng cát hoặc bấc thấm là một vấn đề kinh tế – kỹ thuật đòi hỏi người thiết kế cần phải cân nhắc dựa vào sự phân bố độ lún của các lớp đất yếu theo chiều sâu dưới tác dụng của tải trọng đắp đối với mỗi trường hợp thiết kế cụ thể. Không nhất thiết phải bố trí đến hết phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp (phạm vi gây lún) như nêu tại 5.3.2 mà chỉ cần bố trí đến một độ sâu có trị số lún cố kết của các lớp đất yếu từ đó trở lên chiếm một tỷ lệ đủ lớn so với trị số lún cố kết S_c dự báo được sao cho nếu tăng nhanh tốc độ cố kết trong phạm vi bố trí giếng hoặc bấc này là đủ đạt được tiêu chuẩn về độ lún cố kết cho phép còn lại nêu tại 6.2.3 trong thời hạn thi công quy định.

Do vậy, người thiết kế phải đưa ra các phương án bố trí giếng hoặc bấc thấm khác nhau (về độ sâu và về khoảng cách). Trong mỗi phương án bố trí về chiều sâu đều phải đảm bảo thỏa mãn điều kiện (9) và (11).

7.6.8 Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng nên kết hợp với biện pháp gia tải trước. Thời gian lưu tải của toàn bộ tải trọng gia tải phải đảm bảo cho quá trình cố kết hoàn thành, nền đất lún đến ổn định. Có thể dùng bất kỳ loại đất nào (kể cả đất lẫn hữu cơ) để đắp gia tải trước. Ta luy đắp gia tải trước được phép đắp dốc tới 1:0,75 và độ chặt đầm nén chỉ cần đạt K = 0,9 (đầm nén tiêu chuẩn).

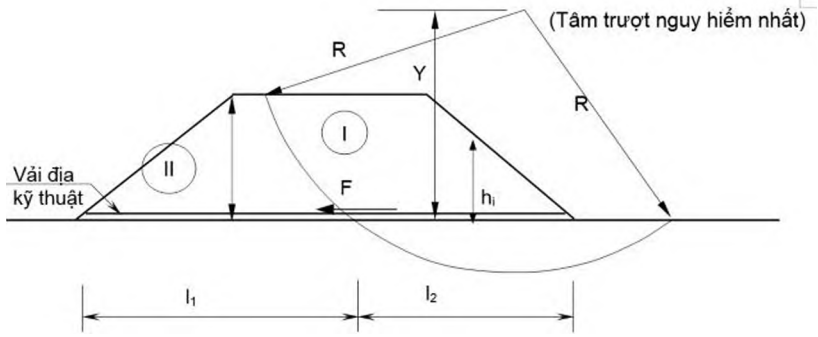
Nếu sử dụng vật liệu gia tải khác đất đắp (như đất hữu cơ, đất tận dụng) thì cần có biện pháp ngăn cách không để lẫn lộn ảnh hưởng đến chất lượng nền đắp.

7.6.9 Khi sử dụng các giải pháp xử lý nền đất yếu bằng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng kết hợp với gia tải trước cũng có thể thay thế việc gia tải trước bằng biện pháp hút chân không. Trong trường hợp này việc thiết kế và thi công phải tuân thủ theo TCVN 9842.

Chú ý rằng giải pháp hút chân không có thể rút ngắn thời gian chờ lún nhưng tốn kém hơn, do vậy không nên áp dụng đồng thời với các đoạn xử lý nền đất yếu lân cận khác có thời gian chờ lún dài hơn.

7.7 Sử dụng vải địa kỹ thuật để tăng cường mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu

7.7.1 Khi bố trí vải địa kỹ thuật giữa đất yếu và nền đắp như trên Hình 3, ma sát giữa đất đắp và mặt trên của vải địa kỹ thuật sẽ tạo được một lực giữ khối trượt F (bỏ qua ma sát giữa đất yếu và mặt dưới của vải) và nhờ đó mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu sẽ tăng lên.



CHÚ DẪN:

I Vùng hoạt động (khối trượt);

II Vùng bị động (vùng vải địa kỹ thuật đóng vai trò neo giữ);

F Lực kéo mà vải phải chịu (tính cho khổ tính toán rộng 1 m, tương ứng 1m dài nền đường) (kN/m);

Y Cánh tay đòn của lực F đối với tâm trượt nguy hiểm nhất.

l_1, l_2 Chiều dài vải trong phạm vi vùng hoạt động và vùng bị động (m).

Hình 3 – Bố trí vải địa kỹ thuật giữa đất yếu và nền đắp

Sử dụng giải pháp này, khi tính toán thiết kế phải bảo đảm điều kiện sau:

$$F \le F_{cp} \qquad (12)$$

Trong đó:

F lực kéo mà vải phải chịu (tính cho khổ tính toán rộng 1 m, tương ứng 1m dài nền đường), (kN/m);

F_{cp} lực kéo cho phép của vải (tính cho khổ vải rộng 1 m), (kN/m).

7.7.2 Lực kéo cho phép của vải F_{cp} được xác định theo các điều kiện sau:

– Điều kiện bền của vải:

$$F_{cp} = \frac{F_{max}}{k} \quad (13)$$

Trong đó:

F_{max} là cường độ chịu kéo giật của vải khổ 1m tương ứng với độ dãn dài 10 % (kN/m);

k là hệ số an toàn; lấy k =2 khi vải làm bằng polieste và k = 5 nếu vải làm bằng polipropilen hoặc poliethilen.

– Điều kiện về lực ma sát cho phép đối với lớp vải rải trực tiếp trên đất yếu (tính cho 1 m dài nền đường):

$$F_{cp} = \sum_{0}^{l_1} \gamma_d \cdot h_i \cdot f' \quad (14)$$

$$F_{cp} = \sum_{0}^{l_2} \gamma_d \cdot h_i \cdot f' \quad (15)$$

$$f' = k' \frac{2}{3} tg\varphi \quad (16)$$

Trong đó:

γ_d là trọng lượng thể tích của đất đắp (kN/m^3);

f' là hệ số ma sát giữa đất đắp và vải cho phép dùng để tính toán;

h_i là chiều cao đắp trên vải (thay đổi trong phạm vi l_1 và l_2, từ $h_i = h$ đến $h_i = 0$) (m);

φ là góc ma sát trong của đất đắp xác định tương ứng với độ chặt thực tế của nền đắp hoặc của tầng đệm thoát nước nếu có (độ);

k' là hệ số dự trữ về ma sát, lấy bằng 0,66.

Biểu thức (14) và (15) là tổng lực ma sát trên vải trong phạm vi vùng hoạt động và vùng bị động;

Việc xác định trị số l_1 và l_2, được tiến hành đồng thời với việc kiểm toán mức độ ổn định nêu tại 8.1: giả thiết lực F để đảm bảo hệ số ổn định nhỏ nhất đạt được yêu cầu nêu tại 6.1.1 rồi nghiệm lại điều kiện (13) sao cho thoả mãn đồng thời cả (13), (14) và (15); nếu thoả mãn thì căn cứ vào trị số F_{cp} nhỏ nhất theo các quan hệ nêu trên để chọn vải có F_{max} tương ứng.

7.7.3 Vải địa kỹ thuật dùng để tăng cường ổn định cho nền đắp trên đất yếu có thể được bố trí một hoặc nhiều lớp (từ 1 lớp đến 4 lớp), mỗi lớp vải xen kẽ cát đắp dày (15 ÷ 30) cm tùy theo khả năng lu lèn. Tổng cường độ chịu kéo đứt của các lớp vải phải chọn bằng trị số F_{max} được xác định tại 7.7.2.

CHÚ THÍCH: Các lớp vải phía trên nằm trong cát đắp (mặt trên và mặt dưới đều tiếp xúc với cát) thì trị số F_{cp} tính theo (14) và (15) được nhân 2, từ đó tính ra tổng lực ma sát cho phép của các lớp vải.

7.7.4 Trong trường hợp sử dụng giải pháp này nên chọn vải địa kỹ thuật bằng loại sợi dệt (woven) và có cường độ chịu kéo giật tối thiểu là 25 kN/m như nêu tại 7.2.4 để đảm bảo hiệu quả đầm nén đất trên

vải nhằm tạo hệ số ma sát cao giữa đất và vải. Đối với các chỉ tiêu khác của vải cũng nên tham khảo Bảng 2 và TCVN 9844.

Nếu kết hợp sử dụng vải làm tầng lọc thì cũng phải đảm bảo cả về kích cỡ lỗ của vải nêu tại 7.5.5.

7.8 Cọc cát và các cọc (trụ) bằng vật liệu hạt rời khác

7.8.1 Cọc cát hay cọc (trụ) đá dăm, cọc (trụ) cát sỏi khác với giếng cát ở chỗ khi thi công vật liệu làm cọc được đầm chặt, do vậy ngoài tác dụng tạo phương tiện thoát nước cố kết theo phương thẳng đứng như với giếng cát ra, cọc (trụ) loại này còn có tác dụng thay thế một phần đất yếu tạo ra một nền móng tổ hợp có sức kháng cắt tổ hợp cao hơn của bản thân đất yếu vốn có, nhờ đó tăng thêm mức độ ổn định và giảm được độ lún của nền đường đắp phía trên.

Sử dụng giải pháp này buộc phải có thiết bị thi công chuyên dùng vừa đổ cát hoặc đá dăm hay cát sỏi vào ống dẫn vừa đầm (chấn động hoặc xung kích) và phải bảo đảm đầm chặt, thi công liên tục. Để bảo đảm đầm chặt, đất yếu xung quanh cọc cần có sức kháng cắt xác định bằng phương pháp cắt cánh hiện trường không nhỏ hơn 10 kPa, nếu sử dụng đầm chấn động thì không được nhỏ hơn 20 kPa.

Phải thông qua thi công thử để kiểm tra khả năng hình thành cọc (trụ) và xác định độ chặt yêu cầu đối với vật liệu làm cọc tương ứng với góc ma sát trong của vật liệu cọc đạt được để điều chỉnh tính toán thiết kế (xem 7.8.4) và để đưa ra tiêu chuẩn kiểm tra nghiệm thu cụ thể cho mỗi khu vực xử lý.

7.8.2 Đường kính cọc (trụ) sử dụng tuỳ thuộc thiết bị thi công (thông thường đường kính hay dùng (20 ÷ 60) cm hoặc hơn). Chiều sâu và cự ly bố trí cọc (trụ) được tính toán xác định theo các yêu cầu về ổn định và lún nêu tại 6.1 và 6.2. Tuy nhiên, khoảng cách giữa vách các cọc (trụ) liền kề không được quá 4 lần đường kính của chúng.

7.8.3 Cát dùng làm cọc cát cũng phải đạt yêu cầu tại 7.6.4; cũng có thể dùng hỗn hợp cát đá dăm, cát sỏi. Độ ẩm của cát khi thi công nên từ (7 ÷ 9) %.

Nếu dùng đá dăm hoặc sỏi nghiền thì nên dùng kích cỡ hạt (20 ÷ 50) mm có hàm lượng hạt ≤ 0,075 mm dưới 5 %.

7.8.4 Việc tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu có cọc (trụ) vẫn theo 8.1 nhưng cường độ kháng cắt trên mặt trượt của nền yếu có cọc (trụ) được sử dụng trị số cường độ kháng cắt tổ hợp ở mỗi vị trí i của nền tổ hợp τ_{th}^{i} xác định theo biểu thức (17):

$$\tau_{th}^{i} = \eta \,.\, \tau_{vl}^{i} + (1 - \eta) \,.\, \tau_{d}^{i} \qquad (17)$$

Trong đó:

τ_{vl}^{i} là cường độ kháng cắt của vật liệu hạt dùng làm cọc (trụ) tại vị trí i (với cọc cát là sức kháng cắt của cát), (kPa); τ_{vl}^{i} được xác định theo (18):

$$\tau_{vl}^{i} = \sigma_i \,.\, \cos\alpha_i \,.\, tg\varphi_o \qquad (18)$$

Với σ_i là áp lực thẳng đứng do tải trọng nền đắp gây ra và α_i là góc nghiêng của mặt trượt tại chỗ mặt trượt cắt qua cọc (trụ) (thay đổi theo từng mảnh trượt i) (kPa); σ_i được xác định gần đúng theo Phụ lục B như với nền đất yếu khi không có cọc.

φ_o là góc ma sát trong của vật liệu cọc hoặc trụ (độ);

(Với cát, cát sỏi có thể lấy $\varphi_o = 35^o$, đá dăm có thể lấy $\varphi_o = 38^o$);

τ_d^i là cường độ kháng cắt của đất yếu tại mảnh trượt i; tốt nhất là xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hiện trường (kPa);

η là tỷ số diện tích thay thế đất yếu bằng vật liệu cọc (trụ) được xác định theo (19).

$$\eta = \frac{A_s}{A} \quad (19)$$

Trong đó:

A là diện tích đất yếu trong phạm vi đường nối các tim cọc (trụ) liền kề (m^2);

A_s là tổng diện tích mặt cắt ngang các cọc (trụ) trong phạm vi đó (m^2).

Trường hợp bố trí cọc (hoặc trụ) kiểu tam giác đều thì η được xác định theo (20) và khi bố trí chúng kiểu hình vuông thì η được tính theo (21):

$$\eta = 0{,}907\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (20)$$

$$\eta = 0{,}785\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (21)$$

Trong đó: D, B là đường kính và khoảng cách giữa các cọc (hoặc trụ) (m).

7.8.5 Độ lún cố kết của nền đắp trên nền tổ hợp (có cọc cát hoặc trụ bằng các vật liệu khác) được xác định gồm phần lún cố kết trong phạm vi chiều sâu có gia cố cọc (trụ) S_{gc} và phần lún cố kết trong phạm vi của đất yếu phía dưới vùng có gia cố S_d.

Phần lún cố kết trong phạm vi chiều sâu có gia cố cọc (trụ) có thể được xác định theo biểu thức:

$$S_{gc} = k_{dy} \cdot S_{tr} \quad (22)$$

Trong đó:

S_{gc} là cố kết trong phạm vi chiều sâu có gia cố cọc (trụ), m;

S_{tr} là độ lún cố kết của phần đất yếu trong phạm vi có cọc (hoặc trụ) dưới tải trọng nền đắp khi chưa đóng cọc, m;

k_{dy} là hệ số xét đến sự giảm áp lực dưới tải trọng nền đắp dẫn đến giảm độ lún gây ra trong vùng đất yếu giữa các cọc (trụ). Hệ số này có thể được xác định theo biểu thức (23):

$$K_{dy} = \frac{1}{1 + (n-1)\cdot\eta} \quad (23)$$

Với n là tỷ số phân bố áp lực giữa cọc (trụ) và đất yếu. Tỷ số này nên được xác định từ công trình thử nghiệm hiện trường; nếu không có điều kiện thử nghiệm thì khi tính toán thiết kế có thể lấy n = (2 ÷ 5). Nếu điều kiện địa chất ở đáy cọc (trụ) càng tốt và đất yếu vùng giữa các cọc càng yếu thì có thể lấy n càng lớn và ngược lại thì n càng nhỏ.

– Phần lún cố kết trong phạm vi của đất yếu phía dưới vùng có gia cố S_d có thể tính theo các phương

pháp nêu tại 9.1 tương ứng với các lớp đất yếu từ mặt đáy cọc (trụ) trở xuống cho đến hết vùng chịu ảnh hưởng của tải trọng nền đắp.

7.8.6 Độ cố kết trung bình theo thời gian trong phạm vi có bố trí cọc cát được tính toán như với trường hợp sử dụng giếng cát cùng đường kính D như tại 9.4. Đối với các trường hợp dùng trụ đá dăm hoặc trụ cát sỏi thì độ lún cố kết trung bình này cũng được tính như cọc cát nhưng đường kính cọc D lúc này phải nhân với một hệ số triết giảm là ($\frac{1}{5} \div \frac{1}{3}$) để xét đến khả năng (tiết diện) thoát nước thẳng đứng của trụ đá dăm hay cát sỏi là kém hơn so với cọc cát;

7.8.7 Trên đỉnh cọc cát (hoặc cọc (trụ) đá dăm, cát sỏi) vẫn phải bố trí tầng đệm nêu tại 7.6.3.

7.9 Trụ gia cố chất liên kết vô cơ

7.9.1 Giải pháp này sử dụng các thiết bị khoan, phay sâu chuyên dùng kết hợp phun khô (phun chất liên kết ở dạng bột) hoặc phun ướt (phun chất liên kết dưới dạng vữa) và trộn chúng với đất yếu ở trạng thái tự nhiên tại chỗ (trộn sâu).

Giải pháp xử lý này chỉ nên áp dụng khi nền đất yếu có sức kháng cắt xác định bằng phương pháp cắt cánh hiện trường từ (10 ÷ 45) kPa vì đất quá yếu khó bảo đảm duy trì vách lỗ trong quá trình thi công và nếu quá cứng thì khó phay trộn đều. Cũng không nên sử dụng giải pháp này khi đất yếu chứa hàm lượng hữu cơ quá 10 %.

Nếu dùng phương pháp trộn phun ướt thì độ ẩm tự nhiên của đất yếu nên trong phạm vi (30÷60)%. Còn nếu phun trộn khô thì độ ẩm tự nhiên này có thể tới (70 ÷ 85) %.

7.9.2 Giải pháp xử lý đất yếu bằng trụ gia cố này có nhược điểm là giá thành đắt (đặc biệt nền đất yếu có hàm lượng hữu cơ lớn hoặc độ pH lớn thì đòi hỏi nhiều chất liên kết) quá trình thi công thường khó kiểm soát chất lượng và thiết kế ban đầu dễ bị thay đổi theo thực tế thi công. Do vậy chỉ nên sử dụng chúng sau khi đã tiến hành phân tích so sánh kinh tế kỹ thuật với các phương án xử lý khác. Thường chỉ nên xem xét sử dụng giải pháp này trong trường hợp nền đắp cao (10 ÷ 12) m trên một đoạn ngắn ở khu vực đường nối tiếp với cầu và khi đó có thể thay đổi chiều sâu cọc để tạo ra sự chuyển tiếp về độ lún phù hợp với yêu cầu ở Phụ lục E. Ngoài ra, hiện chủ yếu thường chỉ sử dụng trụ gia cố xi măng (trụ gia cố vôi hoặc gia cố tro bay còn ít được sử dụng).

Giống như nguyên lý sử dụng cọc cát, cọc (trụ) đá dăm, cát sỏi, trụ gia cố cũng có tác dụng thay thế một phần đất yếu và cùng với đất yếu quanh nó tạo ra một nền móng tổ hợp có khả năng chịu lực (nén và cắt trượt) cao hơn đất yếu không gia cố, đồng thời giảm được độ lún của nền đắp xây dựng trên nó. Với trụ gia cố thường không xét đến khả năng thấm thoát nước theo phương thẳng đứng như với cọc cát. Việc thiết kế, thi công trụ gia cố chất liên kết vô cơ xem chi tiết tại TCVN 9403.

7.10 Các nguyên tắc và trình tự lựa chọn giải pháp thiết kế

7.10.1 Trình tự tiến hành

Để làm cơ sở đề xuất các giải pháp thiết kế, trước tiên phía tư vấn thiết kế cần phải tính toán đánh giá mức độ ổn định và diễn biến độ lún đối với trường hợp nền đắp trực tiếp trên đất yếu (không áp dụng một biện pháp xử lý nào khác) theo các phương pháp nêu tại Điều 8, Điều 9.

Việc tính toán đánh giá phải được tiến hành riêng đối với từng đoạn có kích thước nền đắp và có các điều kiện cấu tạo tầng lớp đất yếu cũng như đặc trưng kỹ thuật của đất yếu khác nhau. Nếu kết quả tính toán cho thấy không đảm bảo được các yêu cầu và tiêu chuẩn thiết kế nêu tại Điều 6 và 7.1 thì mới đề

xuất các phương pháp xử lý cho mỗi đoạn đó, trước hết là các phương án đơn giản nhất (kể cả phương án thay đổi kích thước nền đắp về chiều cao và độ dốc mái ta luy), hoặc cũng có thể đưa ra các phương án kết hợp đồng thời một số giải pháp trong các giải pháp nêu tại Điều 7 và cả các giải pháp khác chưa đề cập đến trong tiêu chuẩn này (ví dụ giải pháp kéo dài cầu dẫn qua vùng đất yếu...). Đối với mỗi phương án đề xuất lại phải tính toán đánh giá về ổn định và lún rồi thông qua tính toán, phân tích so sánh về kinh tế – kỹ thuật một cách toàn diện để lựa chọn giải pháp áp dụng. Khi phân tích nên xét đến cả ảnh hưởng gây lún của nền đắp đối với các công trình nhân tạo lân cận hiện có.

7.10.2 Trong mọi trường hợp cần phải tận dụng hết thời gian thi công cho phép: Đắp trên đất yếu phải khởi công sớm nhất và nếu cần thiết có thể cho phép kéo dài tối đa tới kỳ hạn cuối cùng trong tiến độ chung hoặc chia làm nhiều đợt đắp, vừa đắp vừa chờ cố kết. Tận dụng thời gian tối đa như vậy là một biện pháp đem lại hiệu quả kinh tế – kỹ thuật đáng kể, do đó nên kết hợp áp dụng cùng với các giải pháp xử lý khác.

7.10.3 Trong quá trình thi công trên thực tế, phải luôn xem xét kết quả theo dõi hệ thống quan trắc (Điều 6.3) so sánh nó với các yêu cầu khống chế về ổn định và biến dạng nêu tại 6.1.2 và 6.2 để kịp thời điều chỉnh lại tốc độ đắp nếu cần thiết, đồng thời có thể điều chỉnh cả các giải pháp thiết kế theo hướng có lợi hơn về kinh tế – kỹ thuật so với thiết kế ban đầu. Đặc biệt là phải dựa vào quan trắc lún thực nêu tại 6.2.6 để dự báo lún cố kết còn lại khi quyết định thời điểm có thể thi công các hạng mục công trình có liên quan đến yêu cầu khống chế lún của nền đắp trên đất yếu (các dự báo lún theo tính toán chỉ dùng để đưa ra các giải pháp thiết kế).

7.10.4 Đối với trường hợp chiều dài tuyến đường qua vùng đất yếu có các đặc trưng địa kỹ thuật tương đối đồng nhất từ 500 m trở lên thì nên tổ chức thi công làm thử trên thực địa một đoạn nền đắp dài (30 ÷ 50) m (không nên ngắn hơn 2 lần bề rộng đáy nền đắp) có bố trí các thiết bị quan trắc nêu tại 6.3 để từ đó chính xác hoá các giải pháp thiết kế trước khi thi công đồng loạt. Việc làm thử này nên được thực hiện sớm và việc điều chỉnh sau làm thử sẽ được thực hiện trong giai đoạn thiết kế lập bản vẽ thi công chi tiết. Đối với trường hợp chiều cao nền đắp thấp càng nên làm thử.

8 Tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu

8.1 Phương pháp tính toán

Tiêu chuẩn này sử dụng phương pháp Bishop với mặt trượt tròn cắt sâu xuống vùng đất yếu làm phương pháp cơ bản để tính toán đánh giá mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu (xem Phụ lục C).

8.2 Những chú ý khi vận dụng phương pháp tính toán Bishop (xem Phụ lục C)

8.2.1 Khi đánh giá mức ổn định của nền đắp trên đất yếu có dùng các giải pháp xử lý khác nhau nêu tại 7.2, 7.3, 7.4, 7.6, 7.7, 7.8 và 7.9 thì vẫn áp dụng phương pháp tính toán nêu tại 8.1 và những yêu cầu vận dụng nêu tại Điều C.2 (đặc biệt là tại C.2.1 và C.2.2) của Phụ lục C. Điều này đòi hỏi trước khi giả thiết các mặt trượt và tiến hành tính toán phải vẽ mặt cắt ngang nền đắp với đầy đủ các lớp nền thiên nhiên phía dưới và các cấu tạo theo yêu cầu của giải pháp xử lý tương ứng (chiều sâu đào đất yếu, tầng đệm thoát nước, bệ phản áp, hình dạng khối đất đắp gia tải trước, bố trí các lớp vải địa kỹ thuật bố trí cọc cát, cọc gia cố...).

8.2.2 Nếu áp dụng các giải pháp đắp thành nhiều đợt thì việc xác định chiều cao đắp cho phép đối với mỗi đoạn được làm như sau:

– Giả thiết một chiều cao đắp nền.

– Tính toán mức độ ổn định của nền ở chiều cao đắp này theo phương pháp nêu tại 8.1, 8.2 tương ứng với cường độ kháng cắt của đất yếu được xác định khác nhau cho mỗi đợt đắp (xem 8.3). Nếu kết quả nghiệm toán thoả mãn điều kiện nêu tại 6.1.1 thì chấp nhận chiều cao giả thiết nêu trên là chiều cao thiết kế cho mỗi đợt đắp, nếu không thì giả thiết lại cho đến khi kết quả nghiệm toán đạt yêu cầu tại 6.1.1.

Cho phép sử dụng công thức tính tải trọng giới hạn P_{gh} tuỳ thuộc các đặc trưng sức kháng cắt của đất yếu để đưa ra trị số chiều cao đắp nền giả thiết nêu trên một cách nhanh chóng nhưng sau đó vẫn phải nghiệm toán lại theo phương pháp mặt trượt tròn nêu tại 8.1 và 8.2 (chú ý rằng $P_{gh} = \gamma_d.H_{gh}$ với γ_d là trọng lượng thể tích của đất đắp nền đường hoặc đắp gia tải trước).

Nếu sử dụng các phần mềm tính toán trên máy tính có sẵn thì có thể giả thiết (3 ÷ 4) trị số chiều cao đắp rồi cho chạy máy để xác định trị số K_{min} tương ứng với mỗi chiều cao đó và thông qua quan hệ $K_{min} = f(H_{đắp})$ để xác định chiều cao đắp cho phép tương ứng với các yêu cầu tại 6.1.1.

8.3 Đặc trưng kháng cắt của các lớp đất khi tính toán ổn định (xem Phụ lục C)

8.4 Việc tính toán ổn định với các cách xác định cường độ kháng cắt tính toán nêu trên chỉ để phục vụ cho những dự kiến thiết kế. Để đảm bảo nền luôn ổn định trong quá trình đắp phải thực hiện đầy đủ các yêu cầu về quan trắc lún và chuyển vị ngang nêu tại 6.3.

9 Tính toán lún nền đắp trên đất yếu

9.1 Tính độ lún cố kết S_c

9.1.1 Độ lún cố kết S_c được dự tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng với các biểu thức sau:

Dựa vào đường cong nén lún dưới dạng e = f(lg(p)) với p là cấp áp lực nén:

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{e_o^i - e_1^i}{1 + e_o^i} H_i \qquad (24)$$

Trong đó:

H_i là 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, $H_i \leq 2{,}0$ m (m);

e_o^i là hệ số rỗng của lớp đất i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (chưa đắp nền bên trên);

e_1^i là hệ số rỗng của lớp đất khi chịu nén với áp lực nén $p = \sigma_z^i + \sigma_{vz}^i$;

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_o^i} \left[C_r^i \lg\left(\frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i}\right) + C_c^i \lg\frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \right] \qquad (25)$$

Trong đó:

C_c^i là chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng $e \sim \lg\sigma$) trong phạm vi $\sigma = \sigma_z^i + \sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ của lớp đất i;

C_r^i là chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún nêu trên trong phạm vi $\sigma = \sigma_z^i + \sigma_{vz}^i < \sigma_{pz}^i$ (còn gọi là chỉ số nén lún hồi phục ứng với quá trình dỡ tải);

σ_{vz}^i Áp lực thẳng đứng do trọng lượng bản thân các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i (kPa);

σ_{pz}^i, Áp lực tiền cố kết ở lớp đất i (kPa);

σ_z^i 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) (kPa).

CHÚ THÍCH:

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 áp dụng biểu thức (26) dưới đây:

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_o^i} C_c^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{vz}^i} \quad (26)$$

b) Khi $\sigma_{vz}^i < \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái quá cố kết) thì tính độ lún cố kết S_c theo Điều 9.1 sẽ có 2 trường hợp:

– Nếu $\sigma_z^i \geq \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng đúng biểu thức (25) với cả hai số hạng;

– Nếu $\sigma_z^i < \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì áp dụng biểu thức (27) dưới dây.

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{1 + e_o^i} C_r^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{vz}^i} \quad (27)$$

Ngoài cách dự tính theo (24), (25) ra, độ lún cố kết còn có thể được xác định theo mô đun tổng biến dạng E_{dy}^i của các lớp đất yếu thứ i:

$$S_c = \sum_{1}^{n} \frac{\sigma_z^i}{E_{dy}^i} . H_i \quad (28)$$

Trong đó: σ_z^i và H_i cũng có ý nghĩa như ở các biểu thức (25);

E_{dy}^i là môđun tổng biến dạng (kPa).

9.1.2 Xác định các thông số và trị số tính toán

– Các thông số C_r^i, C_c^i, E_{dy}^i và σ_{pz}^i được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông (nén cố kết) đối với các mẫu nguyên trạng đại diện cho lớp đất yếu i theo hướng dẫn ở TCVN 4200 và các hướng dẫn bổ sung ở Phụ lục A và tại 5.3.5, 5.3.7.

– Trị số áp lực σ_{vz}^i được xác định tại 7.6.1 (biểu thức (11)).

– Các trị số áp lực σ_z^i được tính theo toán đồ Osterberg (đặc biệt là khi tính độ lún ở chân taluy nền đắp) hoặc biểu thức (B.1) ở Phụ lục B nhưng chỉ ứng với tải trọng nền đắp thiết kế (6.2.2) và có xét đến dự phòng lún như nêu tại 9.2.3, hoặc có thể tham khảo sử dụng các biểu thức khác có trong sách vở hoặc sổ tay thiết kế.

9.1.3 Chiều sâu vùng đất yếu bị lún dưới tác dụng của tải trọng gây lún (xem 6.2.2) hay phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp Z_a được xác định theo điều kiện:

$$\sigma_{za} = 0,15 \cdot \sigma_{vza} \quad (29)$$

Trong đó:

σ_{za} là áp lực do tải trọng gây lún 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 đề cập tại 6.2.2), (kPa);

σ_{vza} là áp lực 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), (kPa).

Như vậy việc phân tầng lấy tổng để tính độ lún tổng cộng theo (24, 25, 26, 27 và 28) chỉ thực hiện đến độ sâu Z_a nêu trên và đó cũng là độ sâu cần thăm dò khi tiến hành khảo sát địa kỹ thuật vùng đất yếu như nêu tại 5.3.2.

9.2 Dự tính độ lún tổng cộng S

9.2.1 Độ lún tổng cộng S (gồm độ lún tức thời S_i, độ lún cố kết S_c và độ lún cố kết thứ cấp (độ lún từ biến) S_s) được dự đoán theo quan hệ kinh nghiệm sau:

$$S = S_i + S_c + S_s = m \cdot S_c \quad (30)$$

Trong đó, S_c được xác định tại 9.1, với m = (1,1 ÷ 1,7); nếu có các biện pháp hạn chế đất yếu bị đẩy trồi ngang dưới tải trọng đắp (như có đắp phản áp hoặc rải vải địa kỹ thuật hoặc có sử dụng cọc cát, trụ đá dăm, trụ gia cố...) thì sử dụng trị số m nhỏ; ngoài ra chiều cao đắp càng lớn và đất càng yếu thì sử dụng trị số m càng lớn.

Hệ số m cũng có thể xác định theo một quan hệ kinh nghiệm thể hiện qua biểu thức (31):

$$m = 0,123 \cdot \gamma^{0,7} \cdot (\theta \cdot H_d^{0,2} + V \cdot H_d) + Y \quad (31)$$

Trong đó:

γ là trọng lượng thể tích vật liệu đắp nền đắp, (kN/m^3);

H_d là chiều cao nền đắp tại tim đường (có thể lấy bằng H'_{tk} ở biểu thức (37)), (m);

θ là hệ số xét đến loại giải pháp xử lý nền đất yếu:

– Nếu sử dụng bấc thấm thì θ = (0,95 ÷ 1,1);

– Nếu dùng trụ gia cố chất liên kết vô cơ thì θ = 0,85 ;

– Đắp thông thường và đắp gia tải trước θ = 0,90 ;

Y là hệ số xét đến điều kiện địa chất; khi thỏa mãn đồng thời 3 điều kiện: cường độ kháng cắt của đất yếu nhỏ hơn 25 kPa, bề dày tầng đất yếu lớn hơn 5,0 m và bề dầy lớp vỏ cứng dưới 2,5 m thì lấy Y = 0; còn các trường hợp khác lấy Y = – 0,1.

V là hệ số xét đến tốc độ đắp: V = 0,025 khi tốc độ đắp nằm trong phạm vi (0,02 ÷ 0,07) m/d.

Nếu tính theo (36) ra trị số m > 1,7 thì chỉ lấy m = 1,7.

9.2.2 Độ lún tổng cộng S cũng có thể tính theo (30) bằng cách tính riêng S_i, S_c, S_s rồi cộng lại. Theo cách này S_c vẫn được tính theo các biểu thức (24) hoặc (28) còn độ lún tức thời S_i và độ lún cố kết thứ cấp (độ lún từ biến) S_s được tính theo chỉ dẫn tại 4.5.1 và 4.5.4 của TCVN 9355.

CHÚ THÍCH:

– Khi tính độ lún tức thời S_i: trị số mô đun đàn hồi E_{oi} của mỗi lớp đất yếu khác nhau nên được xác định bằng thí nghiệm nén không hạn chế nở hông (do vậy khó thực hiện được với các mẫu đất quá yếu).

– Khi tính độ lún từ biến S_s theo 4.5.4 của TCVN 9355 thì e_o là tỷ số rỗng của đất yếu ở thời điểm kết thúc quá trình cố kết (tức là khi độ cố kết U = 100 %) và t là thời gian hoàn thành quá trình cố kết đó.

9.2.3 Trình tự tính toán lún của nền đắp trên đất yếu

Để tính độ lún tổng cộng S theo công thức (30) thì phải tính được độ lún cố kết S_c theo (24) hoặc (28), tức là phải xác định được các thông số và trị số tính toán nêu tại 9.1.2, 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 thử dần 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 dầy nêu trên);

– Tính toán phân bố áp lực σ_z^i với chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún $H'_{tk} = H_{tk} + S_{gt}$

Trong đó H_{tk} là chiều cao nền đắp thiết kế.

– Với tải trọng đắp cao H'_{tk}, tính toán độ lún cố kết S_c theo biểu thức (24) hoặc (28):

+ Nếu S_c tính được thoả mãn điều kiện (30) tức là $S_c = \frac{S_{gt}}{m}$ hoặc $S_c = S_{gt} – S_t – S_\infty$ 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 nêu trên thì phải giả thiết lại S và lặp lại quá trình tính toán.

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

$$H'_{tk} = H_{tk} + S \qquad (32)$$

Trong đó:

H'_{tk} là chiều cao nền đắp thiết kế có dự phòng lún (m);

H_{tk} là chiều cao nền đắp thiết kế (m);

S là độ lún tổng cộng (m).

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.

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

9.3.1 Trong trường hợp này độ cố kết trung bình theo phương thẳng đứng U_v của đất yếu đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong nền đường thiết kế hoặc đắp xong phần đắp gia tải trước (nếu có) được xác định tuỳ thuộc vào nhân tố thời gian T_v theo Bảng 3.

$$T_v = \frac{C_v^{tb}}{H^2} t \qquad (33)$$

Trong đó:

T_v là nhân tố thời gian;

C_v^{tb} là hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu chịu lún Z_a (Z_a xác định tại 9.1.3);

$$C_v^{tb} = \frac{Z_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right)^2} \quad (34)$$

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 trạng đại diện cho lớp đất yếu i theo TCVN 4200 tương ứng với áp lực trung bình $\frac{\sigma'_{vz} + \sigma'_z}{2}$ mà lớp đất yếu i phải chịu trong quá trình cố kết (m);

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 $H = \frac{1}{2} Z_a$ (m).

Bảng 5 – Độ cố kết đạt được tuỳ thuộc vào nhân tố T_v; $U_v = f(T)$

T_v	0,004	0,008	0,012	0,020	0,028	0,036	0,048
U_v	0,080	0,104	0,125	0,160	0,189	0,214	0,247
T_v	0,060	0,072	0,100	0,125	0,167	0,200	0,250
U_v	0,276	0,303	0,357	0,399	0,461	0,504	0,562
T_v	0,300	0,350	0,400	0,500	0,600	0,800	1,000
U_v	0,631	0,650	0,698	0,764	0,816	0,887	0,931
T_v	2,000						
U_v	0,994						

CHÚ THÍCH:

Nếu C_v tính bằng cm^2/s thì h_i và H phải tính bằng cm và t phải tính bằng s (giây). Bên cạnh việc sử dụng Bảng 3, có thể xác định độ cố kết của đất yếu theo công thức sau:

– Nếu $U \leq 60$ % và $Tv < 0,28$ thì :

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \quad (34B)$$

– Nếu $U > 60\%$ và và $Tv \geq 0,28$ thì $Tv = 1.781 – 0.933.lg(100 – U\%)$ (34C)

9.3.2 Độ lún cố kết của nền đắp trên đất yếu sau thời gian t nêu trên được xác định như sau:

$$S_t = S_c \,.\, U_v \quad (35)$$

Trong đó:

S_c là độ lún cố kết, xác định tại 9.1, (m);

S_t là độ lún cố kết sau khoảng thời gian t, (m);

U_v là độ cố kết đạt được sau khoảng thời gian t, xác định tại 9.3.1.

Phần độ lún cố kết còn lại sau thời gian t, ΔS sẽ là:

$$\Delta S = (1 - Uv) \cdot S_c \quad (36)$$

9.3.3 Dựa vào các quan hệ (33, 34) và Bảng 3 người thiết kế có thể xác định được thời gian cần thiết phải chờ sau khi đắp nền (bao gồm cả thời gian thi công kết cấu áo đường) để phần độ lún cố kết còn lại sau khi làm xong mặt đường nằm trong phạm vi cho phép nêu tại 6.2.3, từ đó xem có cần áp dụng các giải pháp tăng nhanh lún hay không.

9.4 Dự tính lún cố kết theo thời gian trong trường hợp có sử dụng phương tiện thoát nước thẳng đứng

9.4.1 Trong trường hợp này độ cố kết trung bình của khu vực đất yếu có bố trí phương tiện thoát nước thẳng đứng U đạt được sau thời gian t kể từ lúc đắp xong được xác định theo công thức sau:

$$U = 1 - (1 - U_v) \cdot (1 - U_h) \quad (37)$$

Trong đó:

U_v là độ cố kết theo phương thẳng đứng vẫn được xác định tại 9.3.1;

U_h là độ cố kết theo phương ngang do tác dụng của các phương tiện thoát nước thẳng đứng, hoặc bấc thấm,... (xác định tại 9.4.2).

9.4.2 Độ cố kết trung bình theo phương ngang Uh được xác định như sau:

$$U_h = 1 - \exp\left\{\frac{-8\,T_h}{F(n) + F_s + F_r}\right\} \quad (38)$$

Trong đó:

T_h là nhân tố thời gian theo phương ngang:

$$T_h = \frac{C_h^{tb}}{l^2} \cdot t \quad (39)$$

l là khoảng cách tính toán giữa các phương tiện thoát nước thẳng đứng:

+ Nếu bố trí phương tiện thoát nước thẳng đứng theo kiểu ô vuông

$$l = 1{,}13 \cdot D \quad (40)$$

+ Nếu bố trí theo kiểu tam giác

$$l = 1{,}05 \cdot D \quad (41)$$

Trong đó D là khoảng cách giữa các tim giếng hoặc bấc thấm.

Nếu vùng đất yếu cố kết gồm nhiều lớp đất có C_{hi} khác nhau thì trị số dùng để tính toán là trị số C_h^{tb} trung bình gia quyền theo bề dày các lớp khác nhau đó.

Hệ số cố kết trung bình theo phương ngang C_h^{tb} được tính theo (42):

$$C_h^{tb} = \frac{\sum C_{hi} \cdot h_i}{\sum h_i} \qquad (42)$$

Trong đó:

C_{hi} là hệ số cố kết ngang của lớp đất yếu i;

h_i là bề dày lớp đất yếu i nằm trong phạm vi bố trí các phương tiện thoát nước thẳng đứng (m).

Hệ số cố kết ngang C_{hi} (và cả hệ số thấm ngang k_{hi}) của lớp đất yếu i có thể được xác định bằng thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng tại hiện trường CPTu theo Điều E.3 của TCVN 9846.

Ở giai đoạn thiết kế cơ sở có thể tạm sử dụng quan hệ $C_{hi} = (2 \div 5) . C_{vi}$ ở (47) để xác định C_h^{tb} theo (42).

F(n) là nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bố trí phương tiện thoát nước thẳng đứng, được xác định tuỳ thuộc vào $n = {}^{l}/_{d}$ (với d là đường kính của giếng cát hoặc đường kính tương đương của một bấc thấm) theo công thức:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \qquad (43)$$

F_s là nhân tố xét đến ảnh hưởng của vùng đất bị xáo động xung quanh bấc thấm (làm hệ số thấm trong vùng đó bị giảm đi);

F_r là nhân tố xét đến ảnh hưởng về sức cản của bấc thấm.

Khi dùng giếng cát thì không xét đến 2 nhân tố này (tức là xem $F_s = 0$ và $F_r = 0$). Khi dùng bấc thấm thì chúng được xác định theo 9.4.3.

9.4.3 Trường hợp sử dụng bấc thấm làm phương tiện thoát nước thẳng đứng thì các nhân tố F(n), F_s và F_r trong biểu thức (43) được xác định như sau:

– Nhân tố F(n) vẫn theo công thức (43), đường kính tương đương của một bấc thấm d (nếu dùng bấc thấm) tính như sau:

$$d = \frac{a + b}{2} \qquad (44)$$

Trong đó:

a là chiều rộng bấc thấm, (m);

b là bề dày của tiết diện bấc thấm, (m).

Vì d nhỏ nên tỷ số n thường lớn và $n^2 >> 1$, do vậy nếu dùng bấc thấm có thể tính F(n) theo công thức đơn giản sau:

$$F(n) = \ln(n) - {}^{3}/_{4} \quad (45)$$

– Nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động:

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right) \ln\left(\frac{d_s}{d}\right) \quad (46)$$

Trong đó:

k_h và k_s là hệ số thấm theo phương nằm ngang của đất yếu khi chưa đóng bấc thấm hoặc túi cát (đất yếu không bị xáo động) và sau khi đóng bấc thấm hoặc túi cát; $k_s < k_h$ và thường có thể lấy $k_s = k_v$ với k_v là hệ số thấm của đất theo phương thẳng đứng. Trên thực tế tính toán thường có thể lấy:

$$\frac{k_{hi}}{k_{si}} = \frac{k_{hi}}{k_{vi}} = \frac{C_{hi}}{C_{vi}} = 2 \div 5 \quad (47)$$

C_{hi} và C_{vi} : là hệ số cố kết của đất yếu theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng.

${}^{d_s}/_{d}$: là tỷ số giữa đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bấc thấm hoặc túi cát với đường kính tương đương của chính bấc thấm. Thực tế tính toán cho phép áp dụng:

$$\frac{d_s}{d} = 2 \div 3 \quad (48)$$

– Nhân tố xét đến sức cản của bấc thấm:

$$F_r = \frac{2}{3} \pi L^2 \frac{k_h}{q_w} \quad (49)$$

Trong đó:

L là chiều dài tính toán của bấc thấm; nếu chỉ có một mặt thoát nước phía trên thì L bằng chiều sâu đóng bấc thấm, nếu có 2 mặt thoát nước (cả trên và dưới) thì lấy L bằng 1/2 chiều sâu đóng bấc thấm (m);

k_{hi} là hệ số thấm ngang (theo phương nằm ngang) của đất yếu, có thể xác định gần đúng theo (55) từ hệ số thấm theo phương thẳng đứng k_{vi} của mỗi lớp đất yếu; k_h^{tb} gia quyền theo bề dày các lớp h_i tương tự như tính C_h^{tb} ở (42) (m/s);

q_w (m^3/s) là khả năng thoát nước của bấc thấm tương ứng với gradien thuỷ lực bằng 1; lấy theo chứng chỉ xuất xưởng của bấc thấm. Thực tế tính toán có thể lấy tỷ số ${}^{k_h}/_{q_w}$ = (0,00001 ÷ 0,001) m^{-2} đối với đất yếu loại sét hoặc sét pha; ${}^{k_h}/_{q_w}$ = (0,001 ÷ 0,01) đối với than bùn và (0,01 ÷ 0,1) đối với bùn cát.

9.4.4 Trong trường hợp sử dụng bấc thấm (phải xét đến ảnh hưởng xáo động F_s và ảnh hưởng sức cản của bấc thấm) cũng có thể áp dụng cách xét đến các yếu tố ảnh hưởng này bằng một hệ số chiết giảm α = (0,85 ÷ 0,95) nhân với độ cố kết U_h tính theo (38) nhưng cho $F_s = 0$ và $F_r = 0$; tức là không cần tính F_s theo (46) và F_r theo (49) nữa.

Trường hợp dùng bấc thấm thì biểu thức tính toán độ cố kết trung bình U ở (34) sẽ trở thành:

$$U = 1 - (1 - U_v) \cdot (1 - \alpha.U_h) \quad (50)$$

Trong đó U_v vẫn tính theo 9.3.1 và U_h tính theo (51) nhưng cho $F_s = 0$ và $F_r = 0$.

9.4.5 Độ lún cố kết đạt được S_t và phần độ lún còn lại ΔS sau thời gian t trong trường hợp thoát nước cố kết 2 chiều cũng vẫn được xác định như ở công thức (35) và (36) nhưng thay U_v bằng U tính được theo (37) hoặc (50).

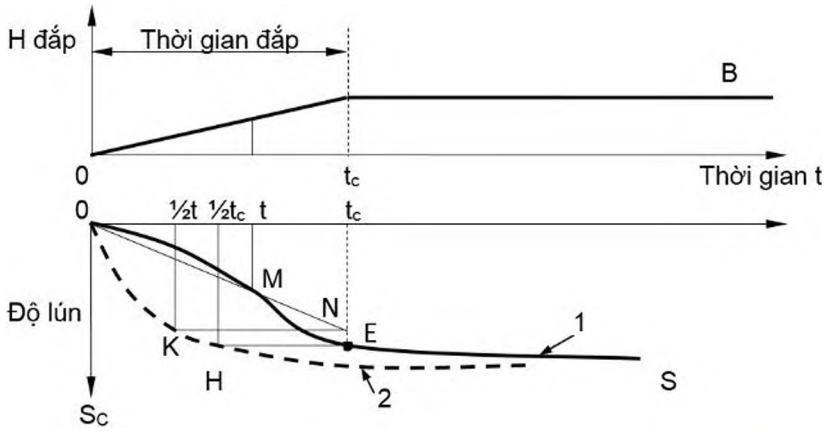
9.5 Những chú ý khi dự tính lún

9.5.1 Để xét đến ảnh hưởng của thời gian thi công đắp (kéo dài trong một thời hạn nhất định chứ không phải đắp đột ngột xong ngay) đối với diễn biến lún của nền đắp trên đất yếu tức là để dự báo đường cong lún có xét đến thời gian đắp kéo dài, có thể dùng cách suy diễn đơn giản như Hình 4 với giả thiết tải trọng đắp tăng tuyến tính.

– Trước hết vẽ đường cong lún cố kết theo thời gian $S_t = S_c \cdot U$ theo kết quả tính toán lý thuyết với trường hợp tải trọng đắp tác dụng ngay một lúc (đường cong nét đứt, đường 2 Hình 4).

– Độ lún ở cuối thời kỳ thi công (ở thời điểm t_c lúc đắp xong) được giả định bằng độ lún của đường 2 ở thời điểm đắp được một nửa 1/2 t_c; trên hình vẽ từ điểm 1/2 t_c dóng xuống gặp đường cong 2 ở H, từ H dóng ngang gặp đường dóng thẳng đứng từ t_c ở E.

– Tương tự, độ lún ở thời điểm t được giả định xuất phát từ điểm K (lún ở thời điểm t/2 của đường cong 2) dóng ngang được N, nối ON cắt đường dóng thẳng đứng từ t ở M. Kết quả là vẽ được đường cong dự báo lún có xét đến thời gian thi công đắp nền, tức là đường cong 1 qua OME trên Hình 4.



Hình 4 – Diễn biến lún theo thời gian có xét đến thời gian thi công đắp nền

9.5.2 Do mang nhiều giả thiết gần đúng về lý thuyết và về thông số đưa vào tính toán nên kết quả dự báo lún và độ cố kết chỉ được sử dụng như nêu tại 6.2.6. Trong quá trình thi công làm thử (7.10.4) hoặc thi công thực tế, phải thông qua kết quả quan trắc lún thực để đánh giá, điều chỉnh các giải pháp và các bước xử lý như nêu tại 6.2.6 và 7.10.3.

Phụ lục A

(Quy định)

Xác định trị số áp lực tiền cố kết σ_{pz} và các chỉ số nén lún của đất yếu

A.1. Thực hiện thí nghiệm xác định tính nén lún không nở hông của các mẫu đất yếu nguyên trạng lấy ở độ sâu z theo TCVN 4200 bao gồm cả việc thí nghiệm dỡ tải sau cấp tải cuối cùng như nêu tại 4.3.8 của TCVN 4200. Không được dùng phương pháp nén nhanh.

A.2. Dựa vào kết quả thí nghiệm vẽ đường cong nén lún e – lgp (Hình A.1) trong đó e là hệ số rỗng tương ứng với các cấp áp lực p. Cũng có thể vẽ đường cong nén lún này dưới dạng lge – lgp.

A.3. Xác định trị số áp lực tiền cố kết σ_{pz}

A.3.1. Trên đường cong e – lgp xác định điểm A ở chỗ tại đó có độ cong lớn nhất (bán kính cong nhỏ nhất). Từ A kẻ đường nằm ngang và đường tiếp tuyến với đường cong nén lún. Kẻ đường phân giác của góc tạo bởi đường nằm ngang và đường tiếp tuyến qua A nêu trên. Giao điểm của đường phân giác này với đường tiếp tuyến kẻ từ cuối đường cong nén lún (đoạn tiếp tuyến kéo dài) sẽ xác định điểm P, từ P dóng xuống sẽ được trị số áp lực tiền cố kết σ_{pz} (xem Hình A.1).

A.3.2. Trên đường cong lge – lgp nếu hình thành một điểm gãy (giao điểm của hai nhánh thẳng có độ dốc khác nhau) thì đó chính là điểm tương ứng với trị số áp lực tiền cố kết (xem Hình A.2).

A.3.3. Chọn trị số nào lớn hơn trong hai cách xác định nêu trên làm trị số sử dụng.

A.4. Xác định các chỉ số nén lún

Trị số áp lực tiền cố kết chia đường cong nén lún e – lgp thành hai phần tương ứng với đoạn $\sigma < \sigma_p$ (bên trái) và đoạn $\sigma > \sigma_p$ (bên phải). Từ đó xác định được các chỉ số nén lún như sau:

A.4.1. Chỉ số nén lún C_r ở đoạn $\sigma < \sigma_{pz}$:

$$C_c = \frac{e_1 - e_p}{\lg \sigma_p - \lg \sigma_1} \qquad (A.1)$$

Trong đó:

e_p: Hệ số rỗng tương ứng với áp lực tiền cố kết.

e_1: Hệ số rỗng tương ứng với áp lực nén σ_1. Việc chọn trị số σ_1 tuỳ thuộc vào thực tế chịu tải của lớp đất i cần tính lún. Thường nên lấy bằng hoặc nhỏ hơn áp lực bản thân tác dụng lên mẫu đất như nêu tại 3.5 của TCVN 4200 đối với đất yếu; cũng có thể tính C_r theo nhánh dỡ tải trên Hình A.1 (chỉ số nén lún hồi phục).

A.4.2. Chỉ số nén lún C_c ở đoạn $\sigma > \sigma_p$:

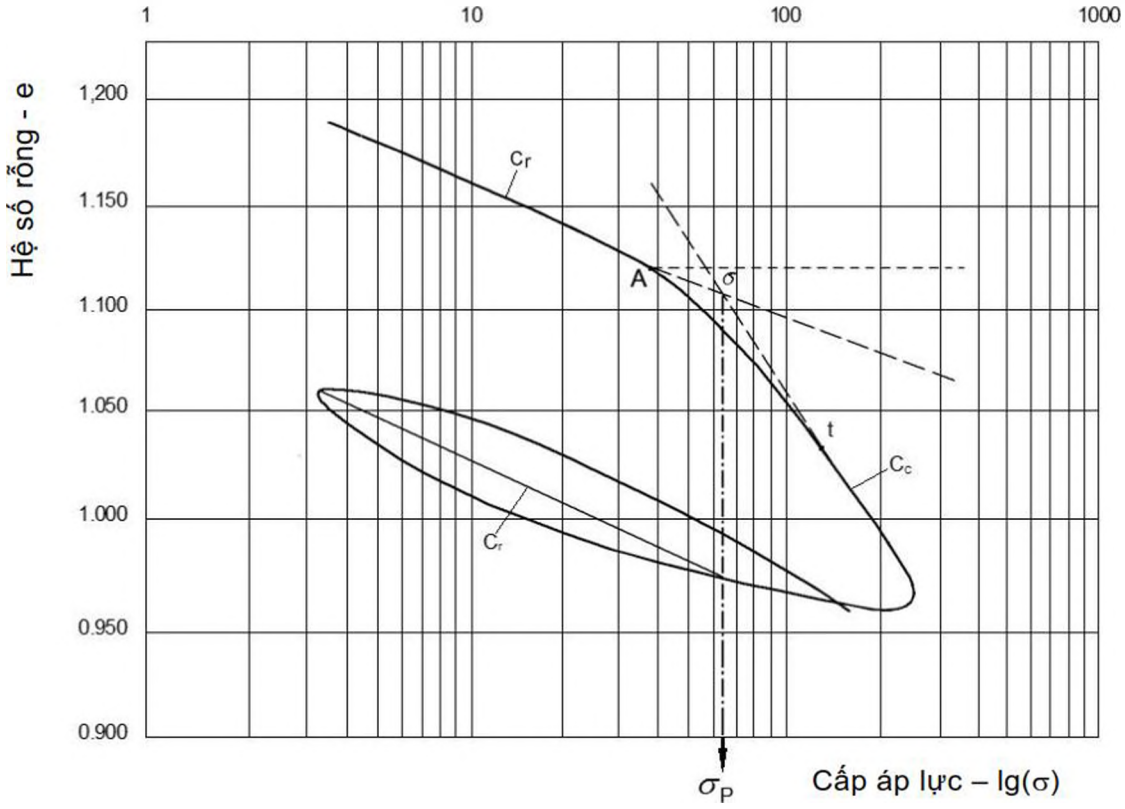
$$C_c = \frac{e_p - e_2}{\lg \sigma_2 - \lg \sigma_p} \qquad (A.2)$$

e_p, σ_p có ý nghĩa như trên, còn e_2 là hệ số rỗng ứng với áp lực σ_2. Việc chọn trị số σ_2 tuỳ thuộc vào thực tế chịu tải của lớp đất i cần tính lún và nên chọn sao cho trị số $\sigma'_{vz} + \sigma'_z$ trong biểu thức (37)

nằm giữa khoảng σ_p và σ_2.

Nếu khi thí nghiệm nén chọn cấp áp lực lớn nhất đúng như nêu tại 3.7 của TCVN 4200 thì có thể lấy σ_2 bằng trị số cấp áp lực lớn nhất đó.

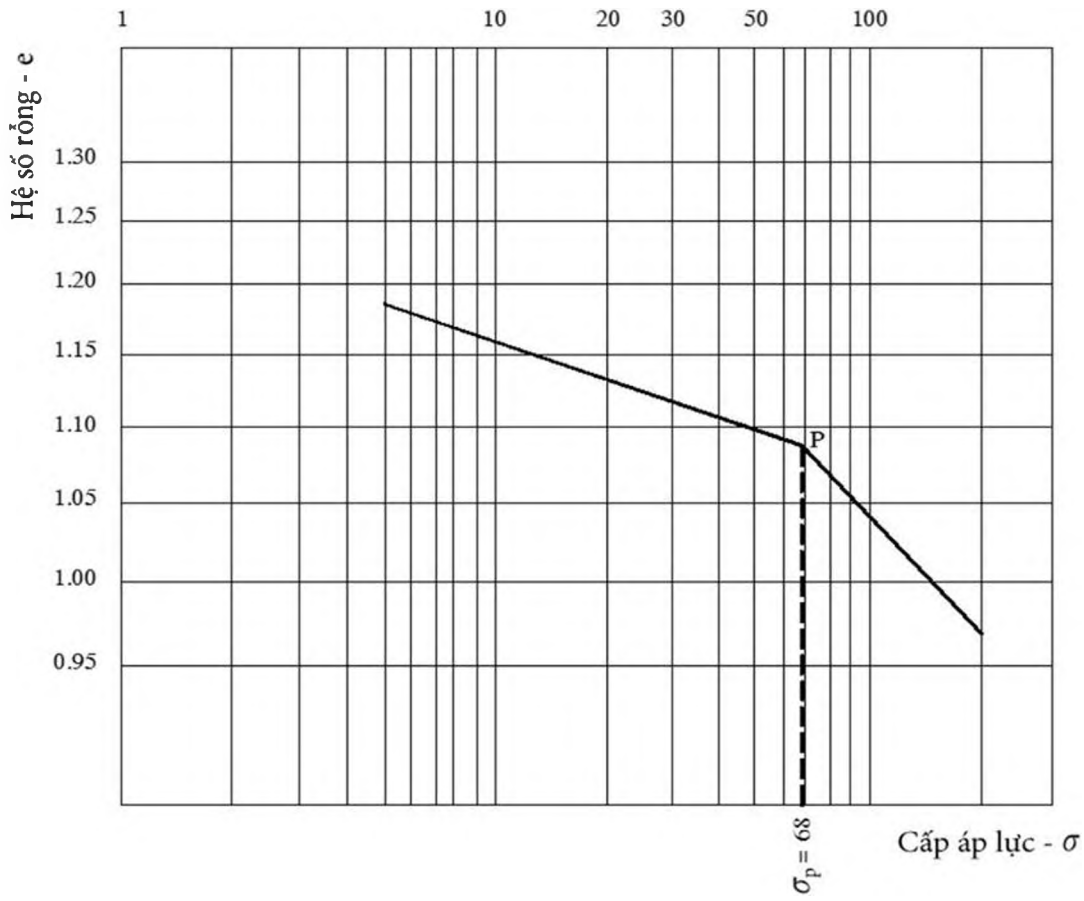
A.5. Từ kết quả thí nghiệm xác định áp lực tiền cố kết ở các lớp đất i khác nhau có thể vẽ biểu đồ $\sigma_p - Z$ (độ sâu). Trên đó có thể vẽ đường $\sigma_z - Z$ (áp lực do tải trọng đắp) để kiểm tra điều kiện (9) và (10) như đã đề cập tại 7.6.1.



Áp lực tiền cố kết: σ_p = 62 (kPa)

Hệ số rỗng ban đầu: e_o = 1,188

Hình A.1 – Đường cong nén lún e – lgp



Áp lực tiền cố kết: σ_p = 68 (kPa)

Hệ số rỗng ban đầu: e_o = 1,088

Hình A.2 – Xác định áp lực tiền cố kết trên đồ thị lge – lgp

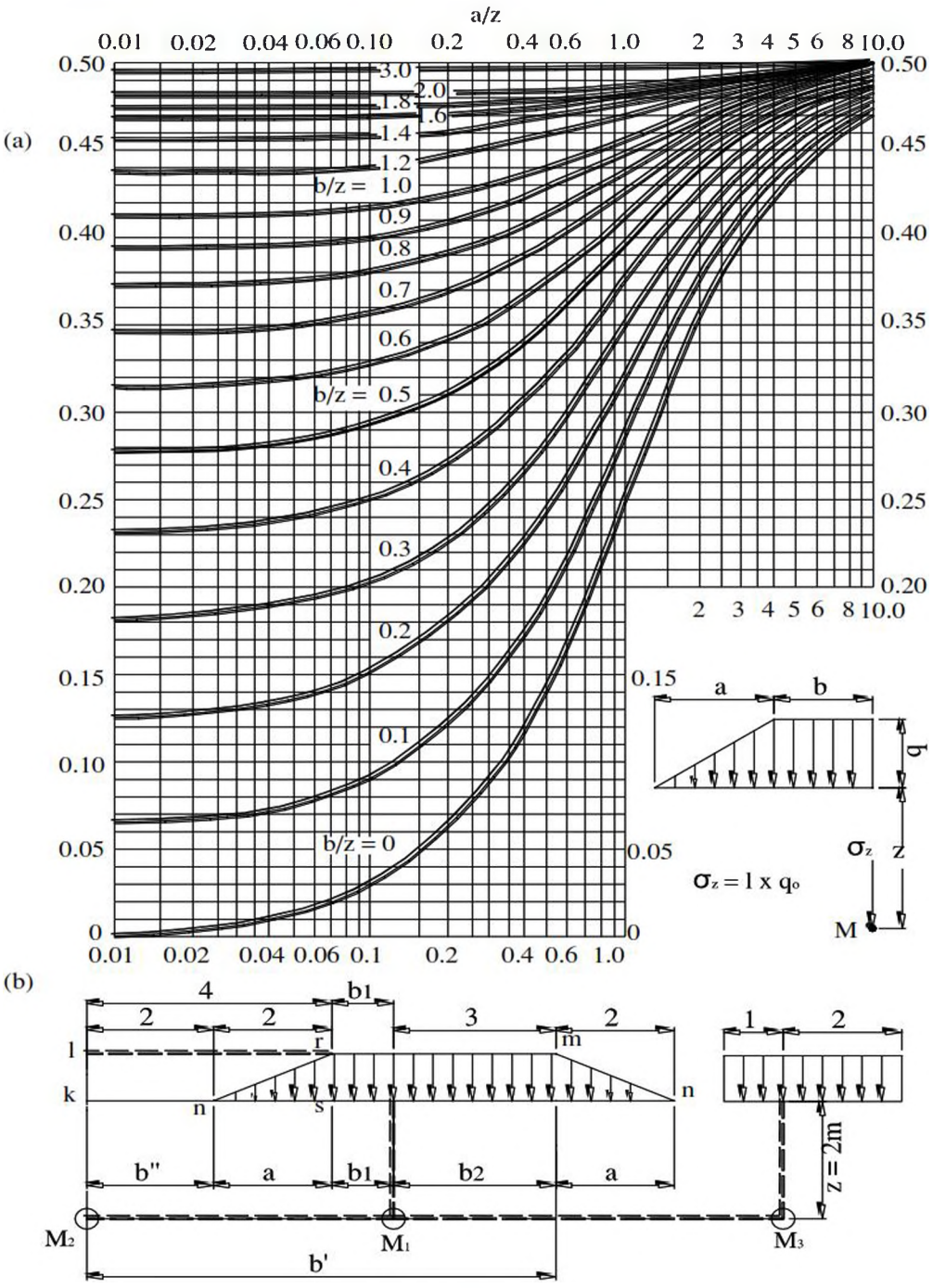
(số liệu thí nghiệm như với Hình A.1)

Phụ lục B

(Tham khảo)

Tính toán áp lực theo phương pháp thẳng đứng σ_{zi} do tải trọng nền đắp hoặc tải trọng phản áp gây ra trong đất theo toán đồ Osterberg và biểu thức giải tích để tính σ_{zi} tại trục tim nền đắp

B.1. Toán đồ Osterberg



Hình B.1 – Toán đồ Osterberg

Trong đó:

(a) là toán đồ để xác định áp lực thẳng đứng do nền đắp gây ra trong đất,

(b) là sơ đồ tải trọng và ví dụ sử dụng toán đồ Osterberg (trường hợp tải trọng chữ nhật sẽ được xem là hình thang có tỷ số a/z = (0 ÷ 0,01).

Các số trên hình vẽ là kích thước tính bằng m:

$b'' = a = 2$ m; $b' = b'' + a + b_1 + b_2 = 8$ m

B.2. Ví dụ sử dụng toán đồ Osterberg

B.2.1. Xác định áp lực σ_{zi} của điểm M1:

B.2.1.1. Với các tải trọng tác dụng bên trái:

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$$

Theo toán đồ được: $I_t = 0,397$

B.2.1.2. Với tải trọng tác dụng bên phải:

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5 \quad I_f = 0,478$$

Vậy: $\sigma_{z2} = (0,397 + 0,478) \cdot q = 0,875 \cdot q$

B.2.2. Xác định áp lực tại điểm M_3 (tải trọng chữ nhật):

$$\sigma_{z3} = (I_t + I_f) \cdot q$$

Xác định I_t khi a/z = 0 và b/z = 0,5 và I_f khi a/z = 0 và b/z = 1 được:

$$\sigma_{z3} = (0,278 + 0,410) \cdot q = 0,688 \cdot q$$

B.2.3. Xác định áp lực tại điểm M_2 (ứng dụng để tính áp lực do khối phản áp gây ra tại điểm tim nền đắp ở độ sâu z):

$$\sigma_{z2} = (I_{Imnk} - I_{Irsk}) \cdot q$$

I_{Imnk}: Tải trọng hình thang bên phải điểm M_2;

I_{Irsk}: Tải trọng hình chữ nhật bên phải điểm M_2.

B.2.3.1. Tính I_{Imnk}

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b}{z} = \frac{b'}{2} = \frac{8}{2} = 4$$

Tra toán đồ được: $I_{Imnk} = 0,5$

B.2.3.2. Tính I_{Irsk}

$\frac{a}{z} = 0$ (tiết diện hình chữ nhật) $\frac{b}{z} = \frac{b'' + a/2}{2} = \frac{2+1}{2} = 1,5$

Tra toán đồ được $I_{Irsk} = 0,46$

Vậy: $\sigma_{z2} = (0,5 - 0,46) \cdot q = 0,04 \cdot q$

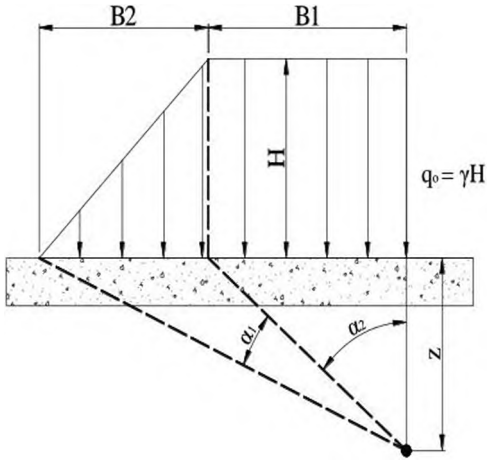
B.3. Trường hợp xác định áp lực σ_{zi} tại độ sâu z trên trục tim của nền đắp hình thang (điểm M ở sơ đồ 1/2 nền đắp trên hình vẽ toán đồ) thì có thể sử dụng biểu thức giải tích dưới đây:

$$\sigma_{zi} = \frac{2q}{\Pi}\left[\frac{a+b}{a}\text{arctg}\frac{a+b}{z} - \frac{b}{a}\text{arctg}\frac{b}{z}\right] \quad (B.1)$$

Trong đó các ký hiệu q, a, b có ý nghĩa như trên sơ đồ ở hình vẽ của toán đồ với q là tải trọng đắp.

B.4. Để tính áp lực σ_z ở các điểm bất kỳ trong nền đất yếu dưới tải trọng đắp cũng có thể tham khảo sử dụng các biểu thức giải tích khác có trong sách vở hoặc sổ tay thiết kế

Ngoài cách tra toán đồ Osterberg như trình bầy ở phần trên, có thể sử dụng phương pháp cộng tác dụng về ứng suất để tính ứng suất cho 1 điểm như sau:



Hình B.2 – Sơ đồ cộng tác dụng ứng suất tại 1 điểm

Ứng suất do tải trọng thẳng gấy ra tại điểm có độ sau được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[\left(\frac{B1+B2}{B2}\right)(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right] \quad (B.2)$$

Trong đó :

$q_o = \gamma.H$, kPa;

γ : trọng lượng riêng của đất đắp, kN/m^3;

H: chiều cao đất đắp, m.

Phụ lục C

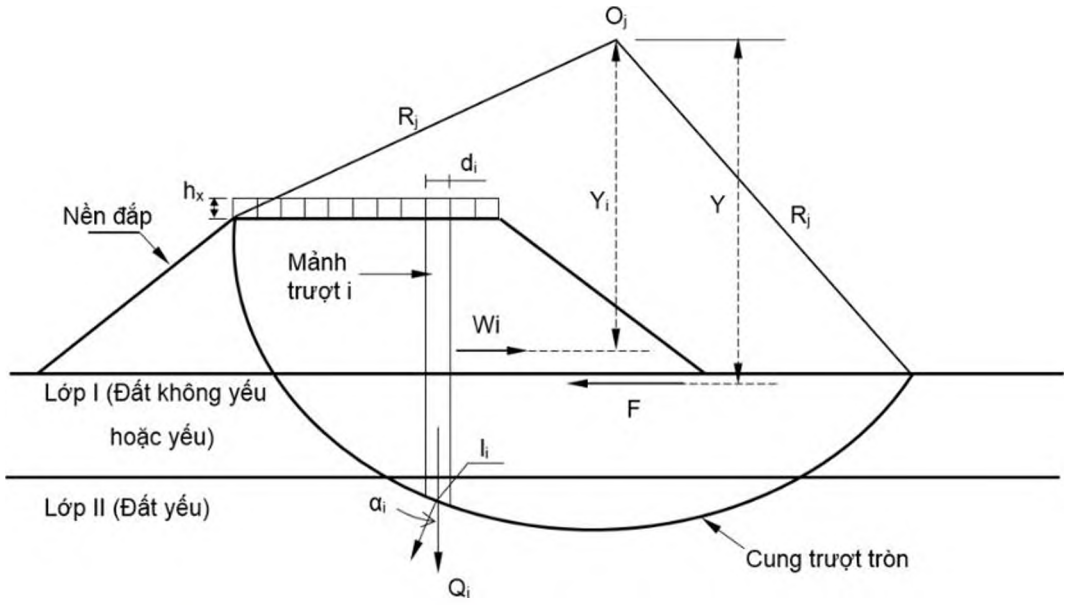
(Quy định)

Tính toán kiểm tra ổn định nền đường đắp trên nền đất yếu

C.1 Phương pháp tính toán

C.1.1 Phương pháp phân mảnh cổ điển

Phương pháp phân mảnh cổ điển được tính theo sơ đồ Hình C.1:



Hình C.1 – Sơ đồ tính ổn định theo phương pháp phân mảnh với mặt trượt tròn

Trong Hình C.1, mảnh trượt i rộng d_i chịu tác dụng của trọng lượng bản thân Q_i, lực động đất W_i; (h_x là chiều cao quy đổi tải trọng xe cộ xác định theo biểu thức (5). Ngoài ra, nếu có rải vải địa kỹ thuật để tăng cường ổn định thì toàn khối trượt còn chịu tác dụng của lực giữ F (xem Hình 3 và 7.7.1). Tải trọng động đất W_i được xác định tại 6.4.4, còn F được xác định tại 7.7.1 và 7.7.2. Các lực tác dụng này có cánh tay đòn so với tâm trượt O_j là Y_i (lực W_i) và Y (lực F). Đối với một mặt trượt tròn có tâm O_j thì Y_i sẽ thay đổi theo vị trí trọng tâm của mảnh trượt, còn Y sẽ là không đổi.

Hệ số ổn định K_j ứng với một mặt trượt tròn có tâm O_j được xác định theo biểu thức (C.1):

$$K_j = \frac{\sum_1^n (c_i l_i + Q_i \cos\alpha_i \operatorname{tg}\varphi_i) + F\left(\frac{Y}{R_j}\right)}{\sum_1^n \left[Q_i \sin\alpha_i + W_i \left(\frac{Y_i}{R_j}\right)\right]} \qquad (C.1)$$

Trong đó:

Q_i là trọng lượng bản thân mảnh trượt I, (kN);

W_i là trọng lượng bản thân mảnh trượt I, (kN);

l_i là chiều dài cung trượt trong phạm vi mảnh I, (m);

n là tổng số mảnh trượt được phân mảnh trong phạm vi khối trượt;

α_i là góc giữa pháp tuyến của cung l_i với phương của lực Q_i, (độ);

R_j là bán kính đường cong của cung trượt, (m);

c_i là lực dính đơn vị của lớp đất chứa cung trượt l_i của mảnh trượt i (nếu cung l_i nằm trong vùng nền đắp thì dùng trị số lực dính đơn vị của đất đắp). Đối với vùng đất yếu, khi dùng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường, c_i được lấy bằng cường độ kháng cắt tính toán c_u^i (xem C.4.2), (kPa);

φ_i là góc ma sát trong của lớp đất chứa cung trượt l_i của mảnh trượt i (nếu cung l_i nằm trong vùng nền đắp thì dùng trị số góc ma sát trong của đất đắp). Đối với vùng đất yếu, khi dùng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường thì áp dụng $\varphi_i = 0$), (độ).

Chú ý rằng trị số c_i và φ_i ở (C.1) có thể dùng thông số tương ứng khác nhau tùy trường hợp như nêu tại Điều C.4.

C.1.2 Phương pháp Bishop

Tính toán theo phương pháp Bishop thì hệ số ổn định K_j ứng với một mặt trượt tròn có tâm O_j (Hình C.1) được xác định theo biểu thức sau:

$$K_j = \frac{\sum_1^n \left[\frac{Q_i \, tg\varphi_i}{cos\alpha_i} + c_i \, l_i\right] m_i + F(\frac{Y}{R_j})}{\sum_1^n \left[Q_i \, sin\alpha_i + W_i(\frac{Y_i}{R_j})\right]} \qquad (C.2)$$

với

$$m_i = \left(1 + \frac{1}{K_j} \, tg\varphi_i \, tg\alpha_i\right)^{-1} \qquad (C.3)$$

Các ký hiệu trong (C.2) và (C.3) đều có ý nghĩa như trong (C.1) ở trên Hình C.1. Cách xác định chúng cũng hoàn toàn giống như khi tính toán theo phương pháp phân mảnh cổ điển. Chỉ khác là quá trình tính toán theo (C.2) và (C.3) là quá trình tính lặp mò dần vì m_i ở (C.3) lại phụ thuộc vào K_j; do vậy, nếu sử dụng phương pháp Bishop thì buộc phải sử dụng các chương trình tính trên máy tính.

C.2. Những chú ý khi vận dụng phương pháp tính toán phân mảnh cổ điển và Bishop

C.2.1. Bề rộng mảnh trượt d_i không được quá 2 m và phải phân mảnh sao cho chiều dài cung trượt trong phạm vi mỗi mảnh l_i phải nằm trong cùng một lớp đất. Mỗi mảnh trượt bao gồm tất cả các lớp đất kể từ mặt trượt trở lên (có thể gồm cả tầng đệm, phần đắp chìm trong đất yếu, phần lớp đất không yếu, phần đắp phản áp, phần đắp gia tải trước và phần tải trọng xe cộ quy đổi).

C.2.2. Xác định trọng lượng bản thân mỗi mảnh trượt Q_i theo biểu thức (C.4) sau:

$$Q_i = d_i \sum_1^N \gamma_k \, . \, h_k \, . \qquad (C.4)$$

Trong đó:

h_k là chiều cao của mảnh i trong phạm vi mỗi lớp đất, (m);

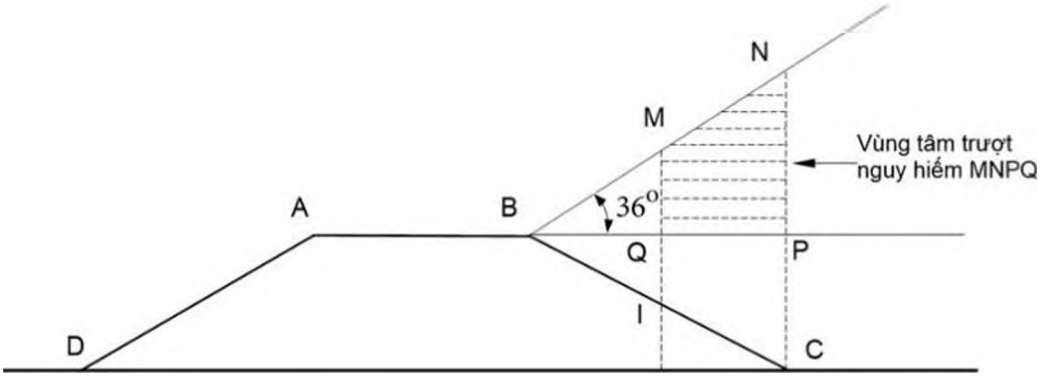
γ_k là trọng lượng thể tích khô γ_k của mỗi lớp đất, (kN/m^3);

N là số các lớp đất khác nhau trong phạm vi mảnh i.

Đối với các lớp đất yếu nằm dưới mức nước ngầm thì trị số γ_k phải dùng trọng lượng thể tích đẩy nổi. Chú ý rằng, đối với các mảnh trượt nằm trong phạm vi bề rộng của nền đường thì khi tính Q_i phải kể đến thêm chiều cao quy đổi tải trọng xe cộ h_k xác định theo biểu thức (5) như Hình C.1 và chiều cao đắp gia tải trước (nếu có).

C.2.3. Phải tính toán với nhiều mặt trượt tròn (O_j, R_j) khác nhau để xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất và hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{j\,min}$ (viết tắt là K_{min}). Trị số K_{min} này được dùng để đánh giá đối với các yêu cầu về ổn định trượt trồi nêu ở Điều 6.1. Chú ý rằng phải vẽ được (xác định được) vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất dự báo theo tính toán để làm cơ sở cho việc thiết kế bố trí các giải pháp xử lý như bề rộng bệ phản áp (ở Điều 7.2.4), chiều sâu bố trí phương tiện thoát nước thẳng đứng (ở Điều 7.6) hoặc để xác định vùng hoạt động khi tăng cường ổn định bằng vải địa kỹ thuật (Hình 3). Trong trường hợp lớp đất yếu mỏng, mặt trượt có thể gồm các đoạn cung tròn kết hợp với một đoạn thẳng ở đáy lớp đất yếu (đặc biệt là khi đáy có độ dốc trên 10 °).

C.2.4. Nếu không sử dụng máy tính thì có thể mò tìm mặt trượt nguy hiểm nhất bằng cách cho vị trí tâm O_j của chúng thay đổi trong vùng "tâm trượt nguy hiểm nhất" như thể hiện trên Hình C.2.



CHÚ DẪN: I là điểm giữa mái ta luy nền đắp; C là chân ta luy nền đắp)

Hình C.2 – Sơ đồ xác định vùng tâm trượt nguy hiểm

Nếu nền đắp bằng cát (lực dính đơn vị c = 0) thì giao điểm giữa mặt trượt nguy hiểm nhất với bề rộng nền đường có thể thay đổi trên cả phạm vi AB, còn nếu đắp đất có lực dính đơn vị lớn thì giao điểm này thường qua điểm A hoặc lân cận A (từ A đến giữa tim nền đắp). Trường hợp nền đắp cao có thềm thì thay thế bằng một mái taluy qua đỉnh và chân taluy để xác định điểm I.

C.2.5. Các chương trình tính trên máy tính để xác định hệ số ổn định K_j và mò tìm hệ số ổn định nhỏ nhất K_{min} phải có khả năng bảo đảm được các yêu cầu tính toán nêu tại Điều 1, và 2.1, 2.3.

C.3. Các trường hợp tính toán ổn định và thông số tính toán tương ứng

C.3.1. Có 2 trường hợp tính toán ổn định đòi hỏi phải sử dụng sức kháng cắt tính toán ở trạng thái ứng suất khác nhau như dưới đây:

– Trường hợp I: Nền đắp được xây dựng trong điều kiện đất yếu phía dưới chưa kịp cố kết hoặc có cố kết nhưng ở mức độ không đáng kể như các trường hợp cụ thể dưới đây:

+ Trường hợp tính toán đánh giá mức độ ổn định phục vụ đề xuất các giải pháp thiết kế nêu tại 7.10.1;
+ Trường hợp áp dụng các giải pháp đắp trực tiếp, đắp có rải vải địa kỹ thuật (Điều 7.2 và 7.7), đào một phần đất yếu (Điều 7.3) dùng bệ phản áp (Điều 7.4);
+ Trường hợp đắp nền đợt đầu tiên khi áp dụng giải pháp đắp thành nhiều đợt (Điều 3.7), khi áp dụng giải pháp tầng đệm thoát nước (Điều 7.5), thoát nước thẳng đứng (Điều 7.6), (Điều 7.8) và khi sử dụng trụ gia cố (Điều 7.9).

– Trường hợp II: Nền đắp trong quá trình xây dựng với giải pháp đắp làm nhiều đợt, vừa đắp vừa chờ cố kết, mức độ cố kết của đất yếu tăng dần trong những đợt đắp thứ hai, thứ ba và cả trường hợp nền đắp cùng với mặt đường đã hoàn thành, đã đưa vào khai thác nhưng vẫn chưa hết lún.

C.3.2. Đối với trường hợp I, các đặc trưng về sức kháng cắt đưa vào tính toán được xác định như sau:

– Đối với đất nền đắp và tầng đệm: Trị số lực dính đơn vị c và góc ma sát φ được xác định bằng mẫu chế bị ở độ chặt và độ ẩm đúng như thực tế thông qua thí nghiệm cắt không cố kết không thoát nước trong phòng thí nghiệm. Nếu nền đắp bị ngập nước hai bên thì mẫu cắt cần chế bị ở độ ẩm bất lợi nhất tương ứng.

– Đối với các lớp đất tự nhiên yếu hoặc không yếu nằm dưới nền đắp: sử dụng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường và trị số cường độ kháng cắt tính toán c_u^i được xác định theo công thức sau (xem như góc ma sát φ = 0):

$$c_u^i = \mu \, . \, S_u^i \qquad (C.5)$$

Trong đó:

S_u là cường độ kháng cắt nguyên trạng không thoát nước từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường của lớp I, (kPa);

μ là hệ số hiệu chỉnh (theo Bjerum) xét đến ảnh hưởng bất đẳng hướng của đất, tốc độ cắt và tính phá hoại liên tiếp của nền đất yếu tuỳ thuộc vào chỉ số dẻo của đất như trong Bảng C.1.

Bảng C.1 – Trị số μ tuỳ thuộc vào chỉ số dẻo I_p

Chỉ số dẻo I_p	10	20	30	40	50	60	70
μ	1,09	1,0	0,925	0,86	0,80	0,75	0,70

(Nội suy bậc nhất giữa các khoảng trong bảng)

– Hoặc cũng có thể dùng đặc trưng sức kháng cắt theo kết quả thí nghiệm cắt không cố kết không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm (c_i, φ_i) để đưa vào tính toán theo công thức (C.1) hoặc (C.2).

C.3.3. Đối với trường hợp II:

– Các đặc trưng về sức kháng cắt của nền đắp và tầng đệm vẫn được xác định như trường hợp I.

– Cường độ kháng cắt tính toán của các lớp đất dưới nền đắp được xác định như ở (C.6):

$$c^i_{u\,tt} = c^i_u + \Delta c^i_u \qquad (C.6)$$

Trong đó:

$c^i_{u\,tt}$ là cường độ kháng cắt tính toán khi nền đất yếu đạt độ cố kết U, (kPa);

c^i_u là sức kháng cắt tính toán của lớp đất yếu i xác định từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường theo (C.5), (kPa);

Δc^i_u là cường độ kháng cắt tăng thêm khi đất yếu i đạt được cố kết U, (kPa);

Δc^i_u được xác định theo biểu thức (C.7);

$$\Delta c^i_u = \sigma^i_z \,.\, U_i \,.\, m_i \qquad (C.7)$$

Trong đó:

σ^i_z là áp lực do tải trọng đắp gây ra ở lớp i, (kPa);

U_i là độ cố kết đạt được của lớp đất yếu i;

m_i là hệ số tăng sức kháng cắt của lớp đất yếu i trong quá trình cố kết;

Hệ số m_i được xác định tùy thuộc loại đất yếu: với đất yếu gốc sét có chỉ số dẻo > 17, m_i = 0,30; đất yếu gốc sét pha có chỉ số dẻo (10 ÷ 17), m_i = 0,25; đất yếu có thành phần hữu cơ ≤ 10 %, m_i = 0,25; đất than bùn m_i = 0,20 và than bùn m_i = 0,35.

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

$$\Delta c_i = \sigma^i_z \,.\, U_i \,.\, tg\varphi_i \qquad (C.8)$$

và trị số lực dính đưa vào tính toán theo các công thức (C.1) hoặc (C.2) sẽ là $c^i_u = c_i + \Delta c_i$

Trường hợp mức độ cố kết của nền đất yếu đã đạt được khá cao như với nền đường đã đưa vào khai thác thì cũng có thể dùng kết quả cắt cố kết không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để kiểm toán ổn định.

C.3.4. Việc tính toán ổn định với các cách xác định cường độ kháng cắt tính toán nêu 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 chuyển vị ngang nêu tại 6.3.

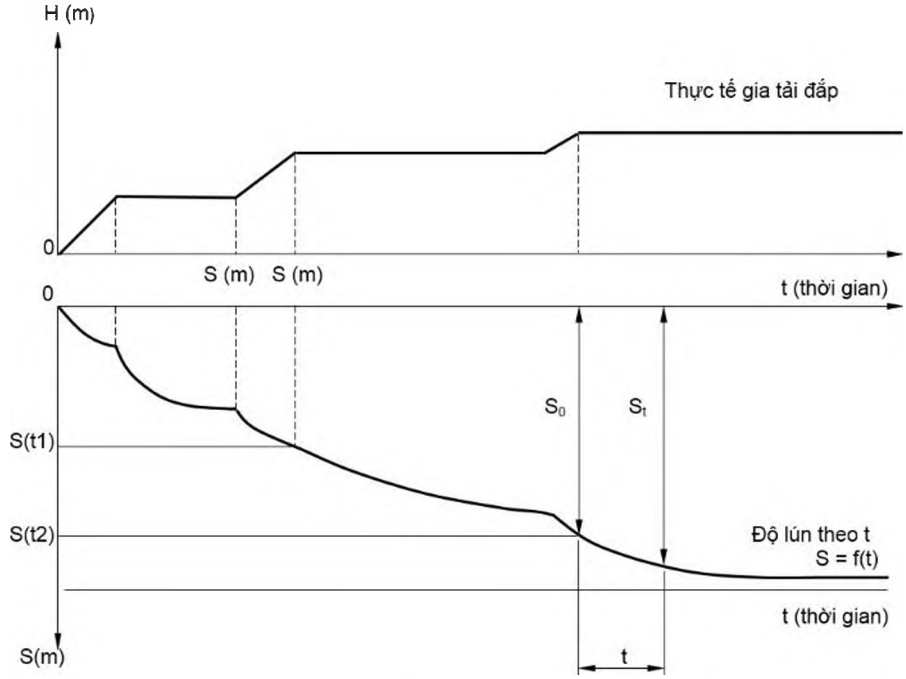
Phụ lục D

(Tham khảo)

Các phương pháp dự đoán độ lún cố kết cuối cùng và xác định thông số cố kết theo đường quan trắc lún thực tế

D.1 Biểu diễn kết quả quan trắc lún trên đồ thị

Theo các quy định đề cập ở Điều 6.3.1 và 6.3.2, kết quả quan trắc lún được biểu diễn đồng thời với diễn biến tình hình gia tải đắp dưới dạng đồ thị như ở Hình D.1



Hình D.1 – Đồ thị quan trắc lún và diễn biến thực tế gia tải đắp theo thời gian

(Từ đường cong lún S = f(t) có thể suy ra tốc độ lún thay đổi theo t)

D.2. Phương pháp dự đoán độ lún cố kết cuối cùng theo ba điểm có số liệu đo lún thực (phương pháp ba điểm)

Chọn đoạn đường cong lún đã ổn định (không tiếp tục gia tải) và có xu thế tắt dần. Trên đoạn đó xác định 3 điểm thực đo lún có hoành độ là: t_1, t_2, t_3 (tương ứng tại đó có độ lún thực đo là S_1, S_2, S_3) nhưng thỏa mãn điều kiện (D.1):

$$t_3 - t_2 = t_2 - t_1 = \Delta t \; ; \qquad (D.1)$$

Trong đó: t_1, t_2, t_3 là thời gian cố kết của nền đất yếu đến thời điểm quan trắc lún (ngày).

Tiếp đó sử dụng quan hệ lý thuyết sẵn có trong cơ học đất về độ cố kết trung bình U_t (với S_∞ là độ lún cuối cùng ở $t = \infty$) như ở (D.2) để tính S_1, S_2 và S_3 theo S_∞

$$\frac{S_t}{S_\infty} = U_t = 1 - \alpha \cdot e^{-\beta t} \qquad (D.2)$$

Cụ thể là:

$$S_1 = S_\infty \cdot (1 - \alpha \cdot e^{-\beta t})$$

$$S_2 = S_\infty \cdot (1 - \alpha \cdot e^{-\beta t}) \qquad (D.3)$$

$$S_3 = S_\infty \cdot (1 - \alpha \cdot e^{-\beta t})$$

Trong đó: S_1, S_2, S_3 là độ lún nền đất yếu ở thời điểm quan trắc lún (m).

Lấy lốc hai vế đối với mỗi biểu thức của (D.3) sẽ tính ngược ra được t_1 theo S_1 và S_∞, , được t_2 theo S_2 và S_∞, t_∞ theo S_3 và S_∞ rồi thay vào (D.1) sẽ tìm được:

$$S_\infty = \frac{S_2^2 + S_1 \cdot S_3}{2S_1 - S_2 - S_3} = \frac{S_3 (S_2 - S_1) - S_2 (S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \qquad (D.4)$$

và

$$\beta = \frac{1}{\Delta t} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \qquad (D.5)$$

Với β đã biết theo (D.5) có thể dự đoán được hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng C_v^{tb} trong phạm vi bề dày đất yếu H của vùng có hoạt động cố kết dưới tải trọng đắp theo quan hệ (D.6):

$$\beta = \frac{\Pi^2 C_v^{tb}}{4 \cdot H^2} \qquad (D.6)$$

Trong đó

C_v^{tb} hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng;

H bề dày đất yếu của vùng có hoạt động cố kết dưới tải trọng đắp.

D.3. Phương pháp dự đoán độ lún cố kết cuối cùng với giả thiết đường cong lún là đường cong Hyperbol

Với giả thiết này trị số độ lún cố kết S_t ở thời điểm t sau khi đường cong lún đã đi vào ổn định được xác định theo biểu thức dưới đây:

$$S_t = S_o + \frac{t}{\alpha + \beta t} \qquad (D.7)$$

Trong đó:

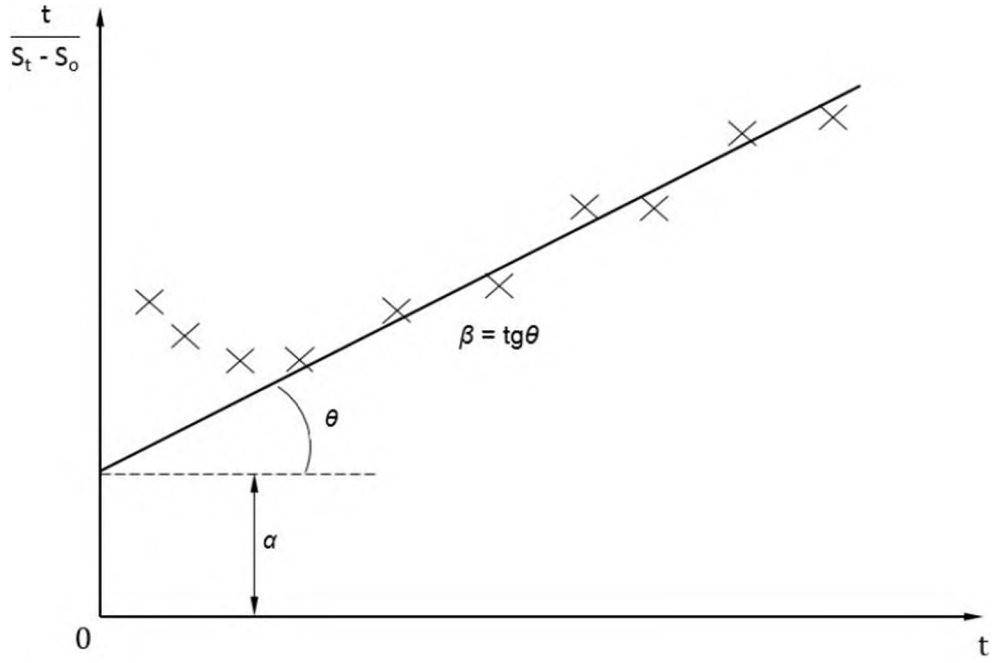
S_o: độ lún đo được ở thời điểm kết thúc đắp nền (Hình D.1); (xem như S_o tương ứng với t = 0);

t: Quãng thời gian duy trì tải trọng đắp kể từ khi đắp xong (Hình D.1);

α, β: là hai thông số xác định được theo đường cong quan trắc lún thực bằng cách sau đây:

Từ đường cong quan trắc lún thực (đoạn đã ổn định) cứ với 1 trị số t bất kỳ ta xác định được

một trị số $\frac{t}{S_t - S_o}$ tương ứng.Với nhiều điểm đo lún có t khác nhau, vẽ một đồ thị các điểm có trục tung là $\frac{t}{S_t - S_o}$ và trục hoành là t ta sẽ xác định được thông số α và β như Hình D.2.



Hình D.2 – Đồ thị $\frac{t}{S_t - S_o}$ = f(t) để xác định các thông số α và β

Trên hình Hình D.2, các điểm biểu diễn kết quả đo lún thực trên tọa độ $\frac{t}{S_t - S_o}$ = f(t) được ký hiệu bằng dấu x.

Thay trị số α và β xác định được trên đồ thị vào (D.7) ta sẽ được phương trình tính được độ lún St ở thời điểm bất kỳ và sẽ dự đoán được độ lún cuối cùng S_∞ theo (D.8):

$$S_\infty = S_o + \frac{1}{\beta} \qquad (D.8)$$

Và với β lại xác định được hệ số cố kết trung bình theo (D.6).

Dự đoán theo phương pháp này cần có số liệu quan trắc lún thực ít nhất là trong 6 tháng và cần chọn các điểm trên đoạn đường cong lún có xu thế tắt dần.

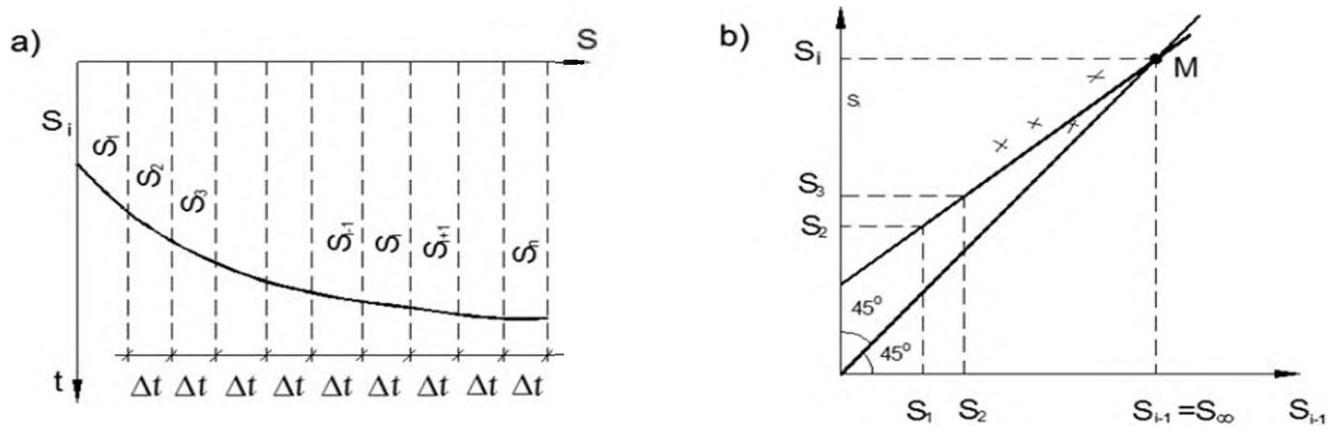
D.4 Dự đoán độ lún cố kết cuối cùng và hệ số cố kết trung bình theo phương pháp Asaoka

Theo phương pháp này, việc dự đoán được thực hiện theo các bước sau:

– Chọn đoạn đường cong quan trắc lún sau khi kết thúc quá trình gia tải đắp và chia nó theo các khoảng thời gian Δt bằng nhau tương ứng với các trị số độ lún S_1, S_2, S_3…S_n;

– Vẽ đồ thị các điểm có trục tung là trị số độ lún S_i và trục hoành là trị số độ lún liền kề trước nó S_{i-1} như ở Hình D.3. Ở đây S_i và S_{i-1} độ lún quan trắc được ở thời điểm t_i và t_{i-1} với điều kiện $t_i - t_{i-1} = \Delta t$. Chú ý là trị số S_i luôn luôn lớn hơn trị số S_{i-1} vì $t_i > t_{i-1}$ nên các điểm có toạ độ (S_i, S_{i-1}) luôn luôn nằm phía trên đường phân giác của hệ trục toạ độ như trên Hình D.3;

– Nối các điểm có toạ độ (S_i, S_{i-1}) bằng một đường thẳng sao cho đường thẳng gần đúng này đi sát các điểm đó nhất. Đường thẳng gần đúng này sẽ cắt đường phân giác của hệ trục toạ độ tại điểm M (Hình D.3) và tại điểm M ta có $S_{i-1} = S_i = S_\infty$ tức là xác định được độ lún cuối cùng S_∞ bằng tung độ của điểm M.



Hình D.3 – Dự đoán độ lún cuối cùng theo phương pháp Asaoka

a/ Đoạn đường cong quan trắc lún S= f(t) sau khi kết thúc đắp nền đắp;

b/ Đồ thị Si = f(S_{i-1})

Biết trị số độ lún cuối cùng S_∞ và độ lún thực đo ở một thời điểm bất kỳ S_t ta có thể tính được độ cố kết trung bình U_t đạt được ở thời điểm t và từ đó vận dụng Bảng 3 của tiêu chuẩn này để tra ngược ra trị số Tv và từ đó tính ra được hệ số cố kết trung bình của nền đất yếu trong khoảng thời gian t khi nó chịu tải trọng đắp.

D.5 Một số lưu ý

Các phương pháp dự đoán độ lún cố kết cuối cùng và hệ số cố kết nêu trên đều mang nhiều giả thiết và mức độ dự đoán đúng phụ thuộc rất nhiều vào số lượng,chất lượng và thời gian quan trắc lún thực tế (nên có số liệu quan trắc lún thực tế ít nhất là trong 6 tháng).

Phụ lục E

(Quy định)

Các giải pháp kỹ thuật công nghệ đối với đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) trên đường ô tô

E.1 Phạm vi áp dụng

Nội dung Phụ lục E đề cập các yêu cầu kỹ thuật, công nghệ về thiết kế, thi công, bảo dưỡng và sửa chữa cho đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) trên đường ô tô nhằm đảm bảo sự êm thuận, an toàn cho công trình và các phương tiện lưu thông trên đoạn đường tiếp giáp từ đường đến cầu (cống) và ngược lại.

E.2 Thuật ngữ và định nghĩa

E.2.1 Cầu

Một kết cấu bất kỳ vượt khẩu độ không dưới 6 m tạo thành một phần của một con đường.

E.2.2 Cống

Một kết cấu vùi hình cong hoặc hình chữ nhật để thoát nước, xe cộ, trang thiết bị hoặc người đi bộ.

E.2.3 Độ lún dư, Δs_f-

Độ lún còn lại sau khi kết thúc quá trình xử lý nền đất đối với nền đường và lún cố kết của nền đất dưới móng công trình cầu (cống).

E.2.4 Đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống), L_{ct}

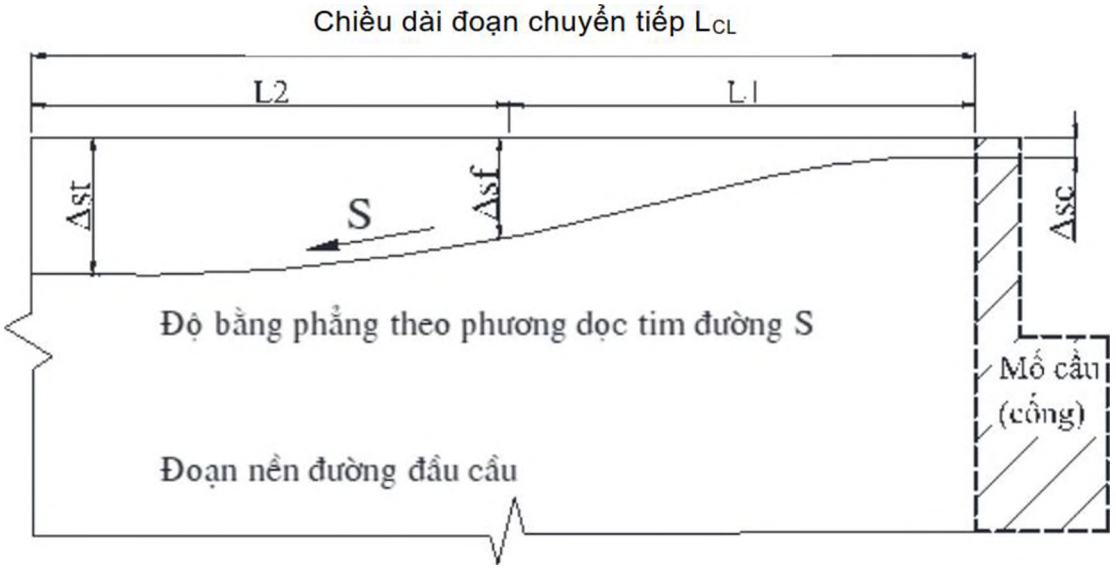
Đoạn đường có yêu cầu đảm bảo sự chuyển tiếp một cách hài hòa, êm thuận trên toàn bộ mặt cắt ngang của đường từ đường vào đến vị trí tiếp giáp công trình cầu (cống) trên đường ô tô.

E.2.5 Độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường, i

Độ dốc dọc giữa hai điểm trên mặt đường theo phương dọc tim đường do sự chênh lệch độ lún của hai điểm đó.

E.2.6 Hệ số đồng đều, C_u

Tỷ số giữa đường kính hạt (mm) tương ứng với đường kính lọt sàng 60% (D60) và đường kính lọt sàng 10% (D10), C_u=D60/D10.



Hình E.1 – Quy định về độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường của đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống)

E.3. Yêu cầu thiết kế chung

E.3.1 Tính toán và kiểm soát lún nền đường và công trình

E.3.1.1. Phải thực hiện tính toán lún của nền đường bao gồm cả phạm vi đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) trong cả trường hợp có hay không có đất yếu.

E.3.1.2. Nền đường bao gồm cả phạm vi đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) phải được thiết kế và xử lý đảm bảo độ lún dư cho phép theo các quy định Điều 6.2.3 của tiêu chuẩn này.

E.3.1.3. Công trình cầu, cống phải được thiết kế và xử lý đảm bảo độ lún cho phép theo các quy định của TCVN 11823.

E.3.2 Yêu cầu kỹ thuật đối với đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống)

E.3.2.1 Phạm vi điều chỉnh

E.3.2.1.1 Đối với công trình cầu và cống trên đường cấp V và VI, các công trình cống trên đường bộ từ cấp I đến cấp IV có chiều dày đất đắp trên đỉnh cống lớn hơn 1,0m thì không yêu cầu bắt buộc phải thiết kế đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống). Các yêu cầu kỹ thuật đối với nền đường trong các trường hợp này phải tuân thủ theo quy định ở Điều E.3.1 trên đây.

E.3.2.1.2 Các công trình cầu và cống trên đường cao tốc, các công trình cầu trên đường bộ từ cấp I đến cấp IV, các công trình cống trên đường bộ cấp từ I đến IV có chiều dày đất đắp trên đỉnh cống nhỏ hơn 1,0 m thì phải thiết kế đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống).

E.3.2.2 Các yêu cầu kỹ thuật

E.3.2.2.1 Yêu cầu về độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường

Nhằm đảm bảo sự chuyển tiếp êm thuận, không gây ra "xóc" mạnh cho xe chạy qua đoạn chuyển tiếp thì độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường (i) của đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) được quy định như sau:

Bảng E.1 – Quy định độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường của đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu, cống

Đoạn chuyển tiếp đường và công trình trên đường		Độ bằng phẳng (i ≤)				
Cấp đường	Công trình	40	60	80	100	120
Đường cao tốc (TCVN 5729)	Cầu	–	1/175	1/200	1/250	
	Cống	–	1/150			
Đường ô tô, cấp I–IV (TCVN 4054)	Cầu	1/125	1/150	1/175	1/200	
	Cống	1/125		1/150		

Trong một số trường hợp cho phép có thể tạo "vồng" trước cho đoạn đường chuyển tiếp với độ dốc dọc lớn nhất là 1/125 nhằm dự phòng bù lún trước.

E.3.2.2.2 Xác định chiều dài đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống)

a) Trường hợp xây dựng ở nơi đất yếu, chiều dài đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu, cống được xác định từ mép về phía đường của tường đỉnh mố cầu hoặc mép ngoài cùng của thân cống về mỗi phía nền đường tính theo công thức:

$$L_{ct} \geq L_1 + L_2 \qquad (E.1)$$

Trong đó:

L_{ct}: Chiều dài đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống), m;

L_1: Chiều dài đoạn đường gần mố cầu hoặc cạnh cống, m;

L_2: Chiều dài đoạn đường từ đoạn gần mố hoặc cạnh cống đến đoạn đường thông thường, m.

Chiều dài L_1 lấy như sau (xem Hình E.2):

Đối với đoạn đường gần mố:

$$L_1 \geq (\Delta S_f - \Delta S_c)/ S \text{ nhưng không nhỏ hơn } 3H + (3 \div 5) \text{ m} \qquad (E.2)$$

Đối với đoạn đường cạnh cống:

$$L_1 \geq (\Delta S_f - \Delta S_{cg})/ S \text{ nhưng không nhỏ hơn } D + 2H \qquad (E.3)$$

Chiều dài L_2 tính theo công thức sau:

$$L_2 \geq (\Delta S_1 - \Delta S_f)/ S \qquad (E.4)$$

Trong các công thức (E.2), (E.3) và (E.4):

– ΔS_c: Độ lún dư của kết cấu mố cầu lấy theo quy định của TCVN 11823 bằng 25,4 mm trong vòng 100 năm. Độ lún dư sau 15 năm là 3,8 mm, (m);

– ΔS_f: Độ lún dư của đoạn đường gần mố cầu hoặc cống sau 15 năm với nền đường dưới mặt đường mềm hoặc 30 năm đối với nền đường dưới mặt đường BTXM, (m);

– ΔS_d: Độ lún dư của đoạn nền đường thông thường sau 15 năm với nền đường dưới mặt đường mềm hoặc 30 năm đối với nền đường dưới mặt đường BTXM, (m);

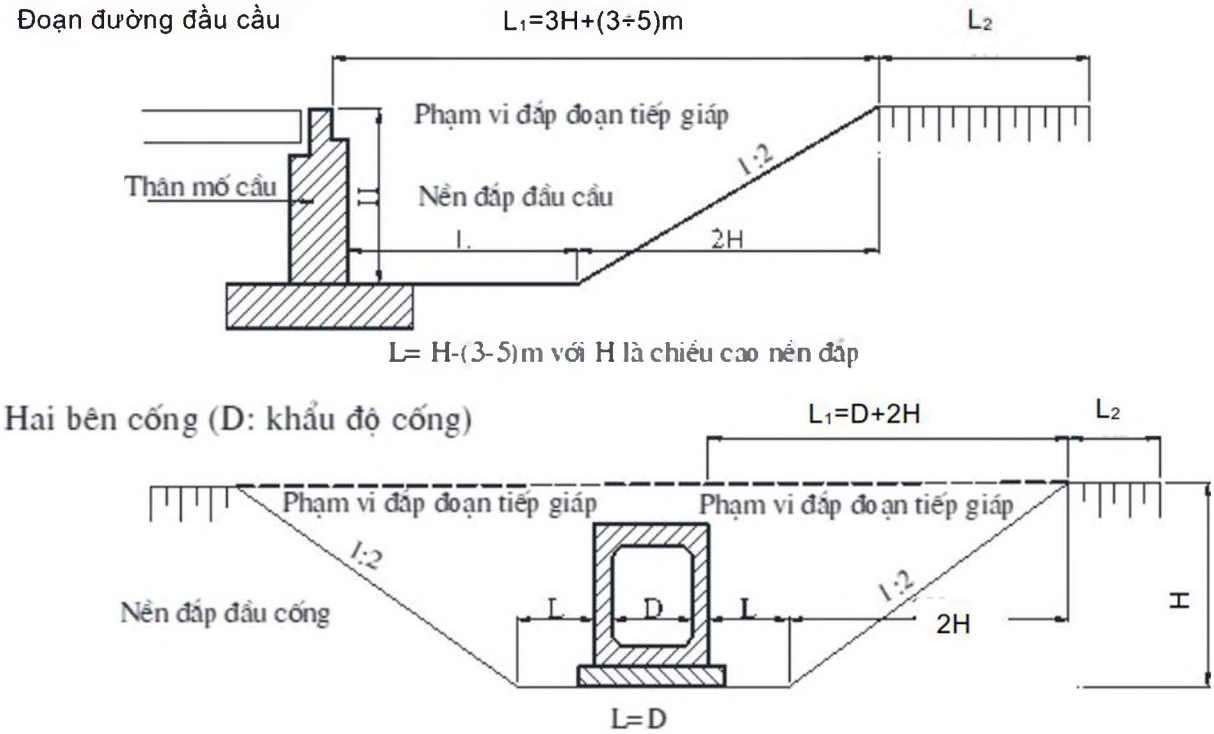
– ΔS_{cg}: Độ lún dư thiết kế của kết cấu cống sau 15 năm đối với cống dưới mặt đường mềm hoặc 30 năm đối với cống dưới mặt đường BTXM, (m);

– H: Chiều cao đất đắp sau mố hay cạnh cống (Hình E.2), (m).

– D: Khẩu độ cống, (m).

– i: Độ bằng phẳng theo phương dọc tim đường lấy theo Bảng E.1.

b) Trường hợp công trình xây dựng ở nơi không có đất yếu: Chiều dài đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) là $L_{ct} = L_1$ lấy bằng phạm vi đoạn tiếp giáp giữa đường và cầu (cống) theo 7.6.1 của TCVN 9436.



Hình E.2 – Phạm vi đắp đoạn chuyển tiếp lấy theo TCVN 9436

E.3.3 Yêu cầu thiết kế bản quá độ

E.3.3.1 Các yêu cầu chung

E.3.3.1.1 Nhằm đảm bảo chuyển tiếp dần độ cứng từ đường vào cầu, cống hộp và xe chạy êm thuận trên đoạn chuyển tiếp, đặt bản quá độ ở độ sâu khoảng 700 mm so với cao độ mặt đường, độ dốc dọc của bản quá độ lựa chọn trong khoảng 4 % đến 10 % phù hợp với độ dốc mặt đường sau mố.

E.3.3.1.2 Tải trọng thiết kế, phân bố tải trọng bánh xe, hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng theo quy định tại TCVN 11823.

E.3.3.1.3 Bản quá độ thiết kế phải thỏa mãn các quy định sử dụng trong trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn cường độ theo quy định tại TCVN 11823.

E.3.3.1.4 Căn cứ điều kiện thực tế công trình cầu, chiều dài bản quá độ, độ lún dư mố cầu và đất đắp

sau mố để lựa chọn sơ đồ tính toán bản quá độ nhằm đảm bảo vừa an toàn kết cấu và vừa hợp lý về kinh tế. Các sơ đồ tính toán bản quá độ xem Điều E.7 của Phụ lục này.

E.3.3.1.5 Có thể sử dụng giải pháp nối liên tiếp nhiều bản quá độ để chuyển tiếp độ lún của đoạn đường dẫn đầu cầu (Hình E.3).

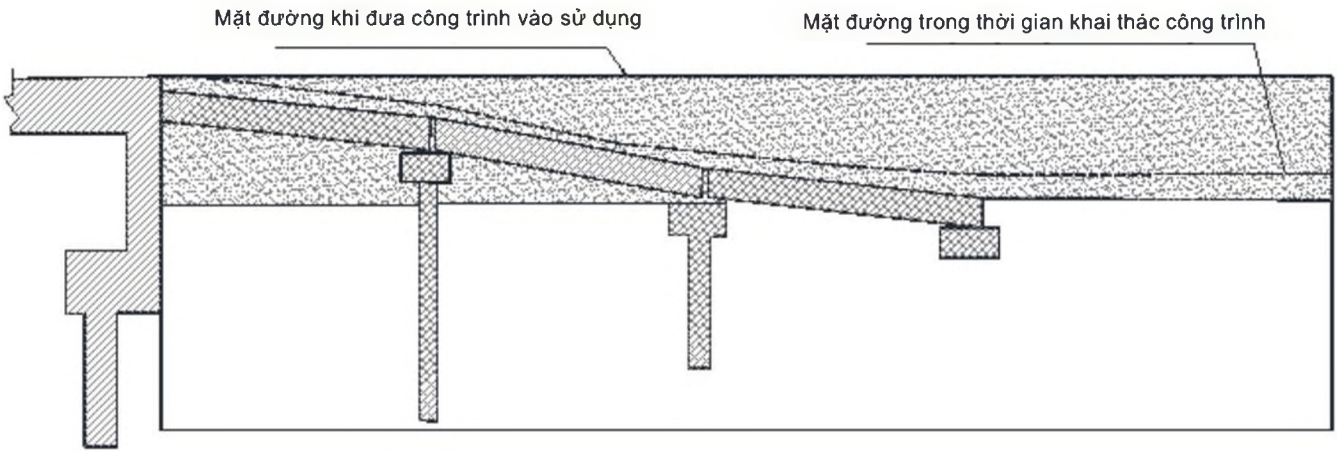
E.3.3.2 Kích thước và cấu tạo bản quá độ

E.3.3.2.1 Chiều dài bản quá độ có thể được lựa chọn nhằm đáp ứng việc chuyển tiếp được êm thuận khi xảy ra sự thay đổi độ dốc dọc do lún đất đắp sau mố. Chiều dài bản quá độ tham khảo số liệu ở Bảng E.2.

Bảng E.2 – Chiều dài bản quá độ

Loại cầu	Cầu nhỏ	Cầu trung	Cầu lớn
Chiều dài bản quá độ (m)	≥ 5 m	(8 ÷ 12) m	(8 ÷ 12) m

E.3.3.2.2 Chiều dày bản quá độ (t) xác định theo điều kiện chịu lực của bản nhưng không nhỏ hơn L/20 hoặc 300 mm. Trong bản quá độ phải bố trí cốt thép 2 lớp trên và dưới theo yêu cầu chịu lực tính toán.



Hình E.3 – Bố trí bản quá độ

E.3.3.2.3 Bản quá độ phải được gối chắc chắn một đầu trên tường đỉnh mố, đầu phía đối diện phải được kê trên nền hoặc gối đàn hồi được gia cố chắc chắn để đảm bảo độ lún dư ở cuối bản quá độ thỏa mãn yêu cầu về độ bằng phẳng quy định ở Bảng E.1. Khi cần thiết có thể tăng cường cọc móng dưới gối kê ở cuối bản quá độ (Hình E.3). Sơ đồ, ví dụ cấu tạo và tính toán bản quá độ xem tại E.7.

E.3.3.2.4 Khi chiều dài bản quá độ quá lớn có thể phân chia thành nhiều đoạn, mỗi đoạn có chiều dài từ (4 ÷ 8) m đặt liên tiếp nhau trên các gối gia cường móng có độ cứng chống lún thay đổi phù hợp như Hình E.3.

E.4. Các giải pháp kỹ thuật công nghệ để đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) đảm bảo êm thuận

E.4.1 Tăng chiều dài cầu hoặc khẩu độ cống để hạ thấp chiều cao đất đắp sau mố cầu, cạnh cống.

Chiều cao đất đắp sau mố cầu, cạnh cống nên chọn nhỏ hơn 6m đối với vị trí không có đất yếu và nhỏ hơn 4 m tại vị trí đất yếu.

E.4.2 Xử lý nền đất yếu dưới nền đắp trong phạm vi đoạn chuyển tiếp

Nền đất yếu dưới nền đường phải được xử lý bằng các giải pháp thích hợp để đảm bảo yêu cầu kỹ thuật về kiểm soát độ lún dư theo quy định tại 6.2.3 của tiêu chuẩn này.

E.4.2.1 Nguyên lý chung

Đối với đoạn chuyển tiếp có thể dùng một hoặc kết hợp nhiều giải pháp xử lý đất yếu để đảm bảo chuyển tiếp êm thuận độ lún dư từ đường và cầu (cống). Cần chia đoạn chuyển tiếp thành các đoạn nhỏ có chiều dài từ 5 m đến 15 m. Với mỗi đoạn chia nhỏ cần lựa chọn yêu cầu xử lý ở các mức độ khác nhau để tránh không tạo ra các "bước nhảy" do lún dư.

E.4.2.2 Các giải pháp xử lý đất yếu

Khi xây dựng đường đầu cầu trên nền đất yếu, thường xem đến các giải pháp sau:

1) Thay đất;

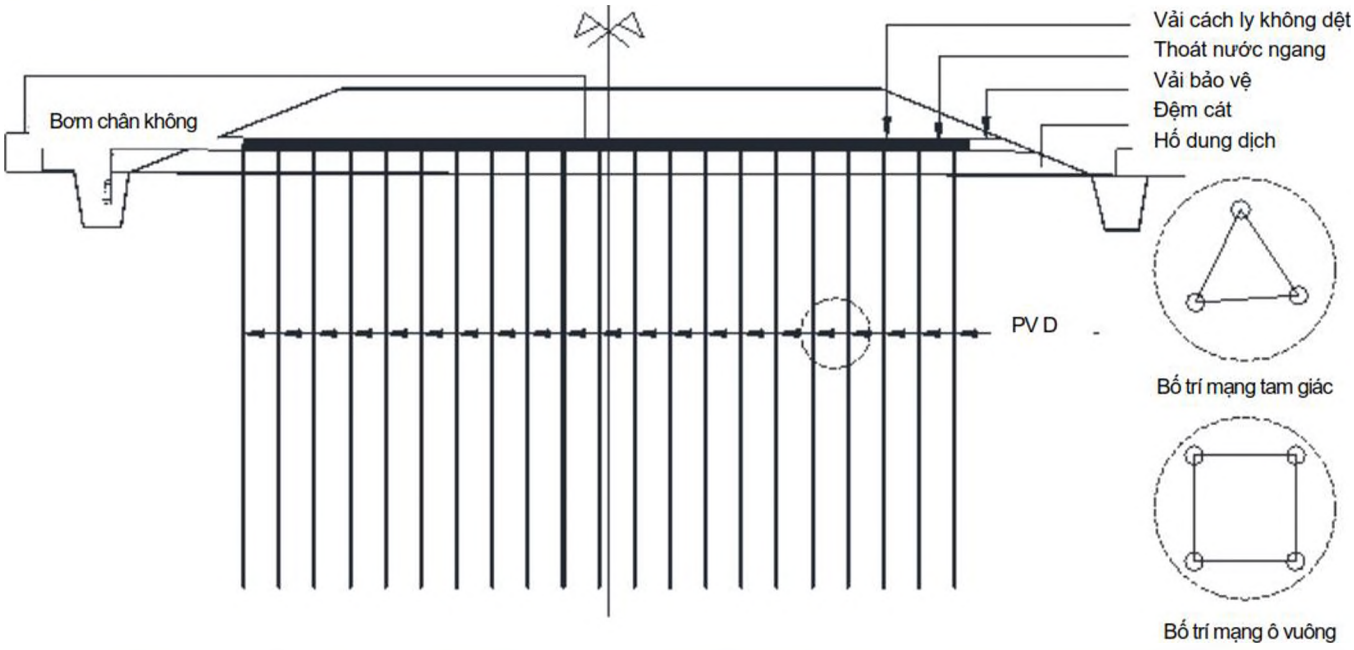
2) Làm chặt đất bằng các phương pháp sau:

– Chất tải tạm, gia tải khử lún;

– Thoát nước thẳng đứng bằng bấc thấm, cọc cát…

– Bơm hút chân không (phương pháp cố kết chân không);

– Phương pháp đầm rung nền.

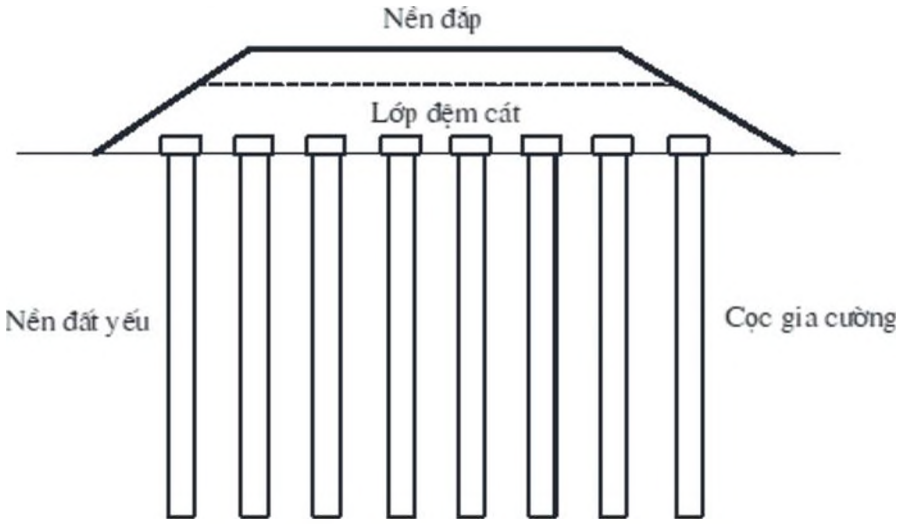


Hình E.4 – Xử lý đất yếu bằng công nghệ bấc thấm kết hợp cố kết chân không.

3) Xử lý nền đất yếu bằng các phương pháp gia cường như:

a. Cọc đất gia cố chất liên kết vô cơ (xi măng hoặc vôi);

b. Cọc vật liệu hạt (cọc cát, cọc đá dăm…).



Hình E.5 – Xử lý đất yếu bằng công nghệ cọc gia cường

Lưu ý trước tiên cần tiến hành khảo sát địa chấn đất nền kỹ lưỡng. Trong tính toán xử lý đất yếu khu vực mố cầu cần phải xét đầy đủ chi tiết tới thành phần lún theo theo gian, với tất cả các tải trọng, trình tự thi công… Tính toán độ lún tương ứng với các phương pháp xử lý khác nhau, để xác định và lựa chọn biện pháp xử lý phù hợp, đảm bảo tính kinh tế, kỹ thuật.

Trong khi thi công cần phối hợp chặt chẽ giữa các đơn vị thi công về trình tự thi công, vừa đảm bảo thời gian chờ lún tối thiểu của phương pháp xử lý nền đất yếu và cũng không gây ảnh hưởng tới kết cấu mố cầu như hiện tượng ma sát âm, mố chuyển vị dọc… Thông thường thì nền đường được xử lý đất yếu đạt tối thiểu 90 % độ cố kết tính toán thì mới bắt đầu thi công mố cầu.

4) Khi biện pháp xử lý đất yếu không khả thi, thì có thể áp dụng:

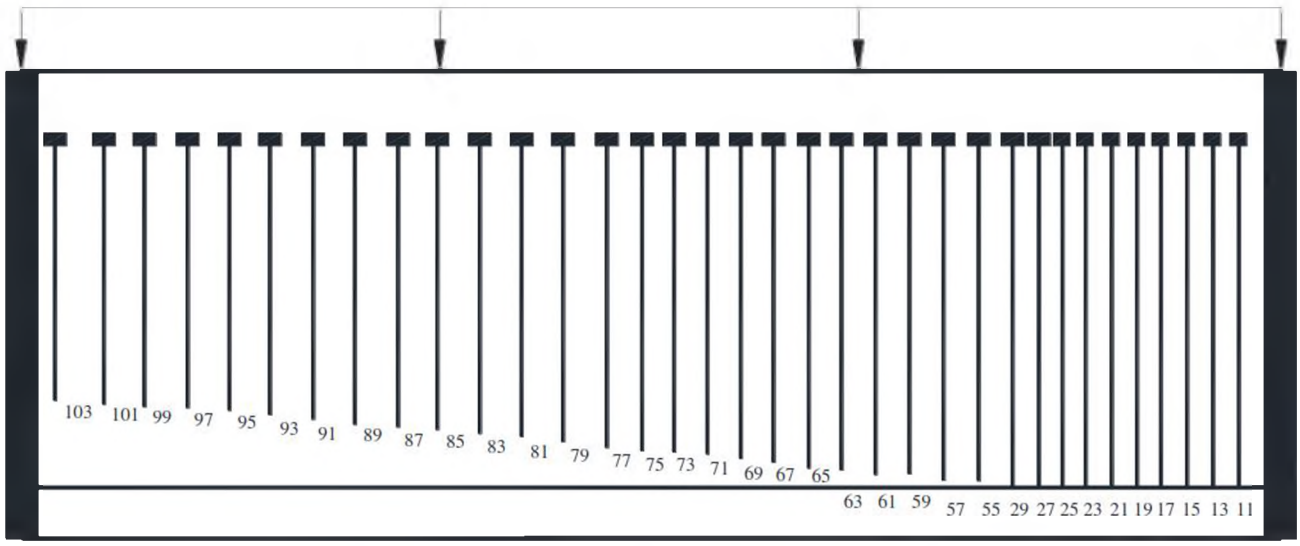
Kết cấu bê tông cốt thép có bệ cọc bê tông cốt thép xuyên qua nền đất yếu, có tác dụng truyền tải trọng từ đất đắp, hoạt tải xuống lớp đất tốt hơn phía dưới, một số kết cấu thường dùng sau mố cầu như sau:

– Sàn giảm tải (trên hệ móng cọc) nâng đỡ trực tiếp phần đất đắp nền đường dẫn sau mố;

– Cống hộp dọc thay thế cho phần nền đường đắp đầu cầu, cho phép xe chạy trực tiếp trên nắp nắp cống, giảm áp lực tác dụng lên đất nền.

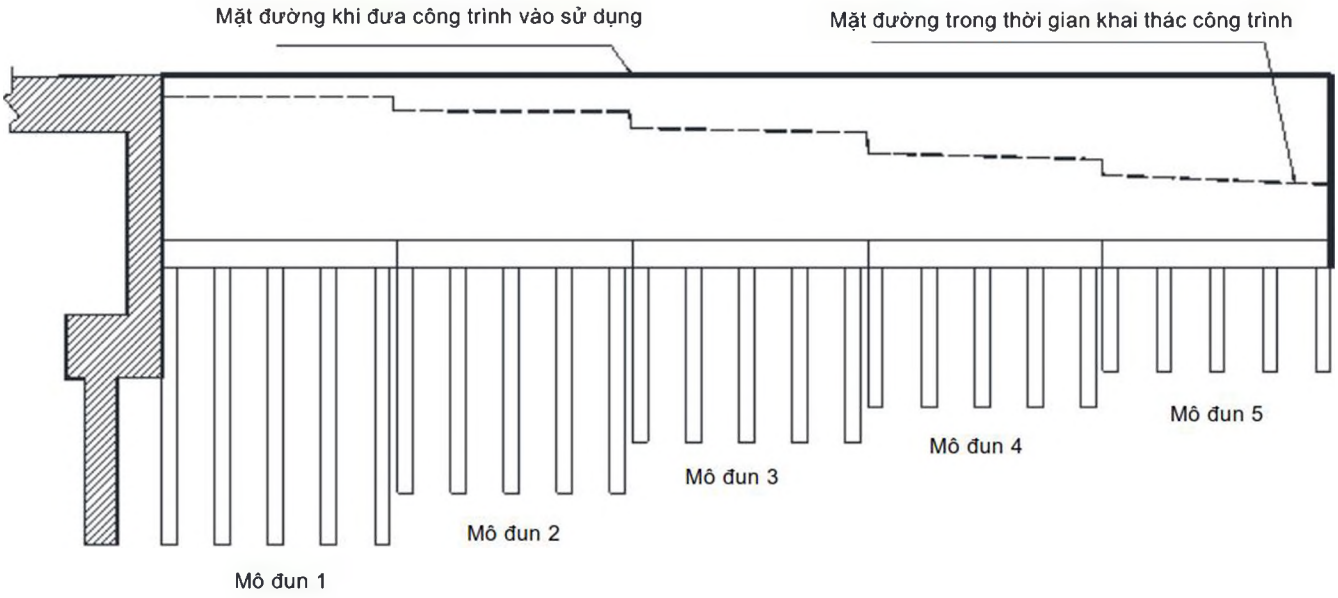
Khi sử dụng hệ cọc bê tông cốt thép gia cố cần có so sánh cụ thể với các phương án xử lý nền đất yếu khác hoặc phương án kéo dài thêm nhịp cầu, nhằm đảm bảo các chỉ tiêu kỹ thuật và hợp lý về kinh tế của phương án lựa chọn.

Để đảm bảo yêu cầu độ bằng phẳng ở Bảng E.1 khi áp dụng các kết cấu cọc móng gia cố cần đặc biệt chú ý chuyển dần độ cứng chống lún giữa đường và cầu (cống) bằng các giải pháp thay đổi chiều sâu và mật độ cọc (Hình E.6). Bước giảm chiều sâu hạ cọc và mật độ cọc tùy theo kết quả tính toán lún, có thể tham khảo mỗi bước giảm chiều sâu hạ cọc bằng (10 ÷ 15) % chiều dài cọc, khoảng cách các cọc có thể tăng dần từ (1,2 ÷ 1,5) lần khoảng cách các cọc.



Hình E.6 – Giải pháp thay đổi chiều dài và mật độ cọc ở đoạn đường chuyển tiếp để đảm bảo chuyển đổi êm thuận độ lún giữa đường và cầu, cống

Khi áp dụng giải pháp thay đổi chiều dài cọc và mật độ cọc gia cố cần chia sàn giảm tải thành nhiều đoạn, mỗi đoạn có chiều dài theo phương dọc tim đường bằng (10 ~ 15) m. Có thể phân chia sàn giảm tải và sử dụng cọc gia cố ở mỗi đoạn có chiều dài bằng nhau theo dạng bậc thang như ở Hình E.7.



Hình E.7 – Giải pháp đổi chiều dài và mật độ cọc và sàn giảm tải theo dạng bậc thang để đảm bảo chuyển đổi êm thuận độ lún giữa đường và cầu, cống

E.4.3. Sử dụng các giải pháp kỹ thuật khác

– Sử dụng vật liệu nhẹ để đắp thân nền đường đầu cầu;

– Sử dụng kết cấu đất có cốt và tường chắn đất có cốt;

Hệ thống cốt trong kết cấu đất có cốt chủ yếu bao gồm cốt thép (thép nhẹ, mạ kẽm hay epoxy) và cốt

vải, lưới địa kỹ thuật (vật liệu polypropylene hay polyeste). Hệ thống cốt với hai loại vật liệu chính trên tồn tại dưới nhiều hình thức như lưới, dải, tấm…

E.5. Các yêu cầu kỹ thuật về vật liệu và thi công đất đắp đối với đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống)

E.5.1 Yêu cầu kỹ thuật đối với vật liệu đất đắp

E.5.1.1 Đối với đoạn gần mố hoặc cạnh cống (đoạn L_1)

Đất sử dụng cho công tác đắp trong đoạn gần mố hoặc cạnh cống (đoạn L1) phải là đất chọn lọc, không có chất hữu cơ hay có các vật liệu có hại khác có các chỉ tiêu cơ lý yêu cầu như sau:

– Chỉ số dẻo (PI) nhỏ hơn 15;

– Hệ số đồng đều (C_u) lớn hơn 3;

– Cấp phối hạt vật liệu phải đảm bảo theo Bảng E.3 sau đây:

Bảng E.3 – Cấp phối hạt đất đắp đoạn chuyển tiếp

Cỡ sàng	Tỷ lệ lọt sàng (%)
90 mm	100
19 mm	70 ÷ 100
4,75 mm	30 ÷ 100
425 µm	15 ÷ 100
150 µm	5 ÷ 65
75 µm	0 ÷ 15

– Trong phạm vi đắp đoạn gầm mố hoặc cạnh cống (đoạn L1) phải dùng các vật liệu có tính thoát nước tốt, tính nén lún nhỏ như đất lẫn sỏi cuội, cát lẫn đá dăm, cát hatj vừa, cát hạt thô. Không được dùng đất có tính thoát nước kém và cát mịn, trường hợp không có điều kiện tìm vật liệu khác phải gia cố các loại đất này bằng vật liệu liên kết vô cơ để đắp (tối thiểu 5 % xi măng hoặc 10 % vôi). Không được đắp bằng các loại đá phong hóa và không đắp lẫn lộn các loại vật liệu khác nhau. Cũng có thể đắp bằng tro bay, vật liệu nhẹ hoặc bê tông bọt nhưng phải trình duyệt kết quả nghiên cứu và làm thử nghiệm trước khi thi công đại trà.

E.5.1.2 Đối với đoạn từ cuối đoạn gần mố hoặc cạnh cống đến đoạn đường thông thường (đoạn L_2): Yêu cầu về vật liệu đắp phải tuân thủ theo Điều 5 của TCVN 9436.

E.5.2 Yêu cầu về thi công

E.5.2.1 Đối với việc xử lý đoạn đường chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống)

Tốt nhất nên hoàn thành việc xử lý nền đất yếu trong phạm vi đoạn chuyển tiếp giữa đường và cầu (cống) trước khi tiến hành thi công mố cầu hay cống.

Trong mọi trường hợp không được để sót bất kỳ vị trí nào trong phạm vi đoạn chuyển tiếp giữa đường

và cầu (cống) không được xử lý đất yếu đúng yêu cầu kỹ thuật.

E.5.2.2 Đối với đắp đoạn gần mố hoặc cạnh cống (đoạn L1)

Tuân thủ nghiêm túc quy định của TCVN 9436. Đặc biệt lưu ý các vấn đề sau đây:

– Trước khi đắp gần mố cầu hoặc cạnh cống (đoạn L1) phải hoàn thành tốt các lớp phòng nước thấm vào thân mố, thân tường chắn…và các lớp phòng nước thấm ra cống cùng hệ thống thoát nước dọc và ngang sau công trình theo đúng thiết kế. Nhất thiết phải nghiêm thu các hạng mục ẩn dấu nêu trên đạt yêu cầu mới được đắp.

– Trong mọi hợp đắp đoạn gần mố hoặc canh cống phải rải và đầm nén từng lớp dần từ dưới lên với bề dày lớp đầm nén chỉ nên từ 10 cm đến 20 cm (kể cả khi dùng lu nặng). Nếu dùng dụng cụ đầm nén nhỏ, bề dày lớp đầm nén chỉ nên dưới 10 cm.

– Độ chặt yêu cầu trong toàn phạm vi đắp đoạn gần mố cầu hoặc cạnh cống phải đạt ≥ 0,98 đối với đường cao tốc, đường cấp I, cấp II và ≥ 0,95 đối với đường các cấp khác đồng thời phải lớn hơn hoặc bằng độ chặt đầm nén yêu cầu đối với các bộ phận đường khác nhau.

– Không được để lọt bất kì vùng nào không được đầm nén kể cả các vùng sát thành vách công trình. Tại các vùng sát thành vách công trình phải dùng đầm bản nặng lớn hơn 100 kN hoặc mở rộng diện thi công sau mố để đủ diện thi công cho máy đầm nén nặng hoạt động; với đường cao tốc có bề rộng lớn có thể cho lu nặng lu theo hướng ngang sát thành vách mố.

– Tại các chỗ lu hoặc đầm bản không thao tác được phải dùng đầm chấn động bằng tay đạt yêu cầu quy định.

– Việc kiểm tra chất lượng đầm nén cũng phải thực hiện từng lớp theo quy định.

Nên đồng thời thi công phạm vi đắp đoạn gần mố hoặc cạnh cống và phạm vi đắp các phần tư nón. Đắp trong phạm vi khu vực tác dụng cũng nên thực hiện đồng thời với đắp khu vực tác dụng trên đoạn đường nối tiếp liền kề.

Trường hợp đắp đoạn gần mố hoặc cạnh cống bằng đất gia cố hoặc vật liệu khác thì phải tuân thủ chỉ dẫn kỹ thuật trong hồ sơ thiết kế (kể cả các chỉ tiêu và phương pháp kiểm tra).

Thi công các kết cấu khác như bản quá độ, gối kê hoặc đóng cọc đỡ cuối bản quá độ… nằm trong phạm vi đắp đoạn gần mố hoặc canh cống phải tuân theo các chỉ dẫn và bản vẽ thiết kế.

Đất đắp chọn lọc hay đất gia cố yêu cầu phải có chất lượng cao về độ bền, góc ma sát lớn và thoát nước tốt.

E.5.2.3 Trong phạm vi mố cầu, vật liệu đắp được đầm chặt tối thiểu đạt 98 %.

E.5.2.4 Đối với đắp đoạn từ cuối đoạn gần mố hoặc cạnh cống đến đoạn đường thông thường (đoạn L2): Theo Điều 6 và Điều 7 của TCVN 9436

E.5.2.5 Vị trí tiếp giáp đoạn L1 và L2 yêu cầu bố trí chuyển tiếp như Hình E.2.

E.5.3 Yêu cầu kỹ thuật về thoát nước sau mố

E.5.3.1 Thoát nước mặt cầu

E.5.3.1.1 Thiết kế thoát nước mặt cầu đảm bảo thoát nước nhanh, nếu có bố trí ống thoát nước xuống mặt cầu thì không xả trực tiếp lên bề mặt và chân mái dốc nền đường sau mố.

E.5.3.1.2 Khe hở giữa bản quá độ và tường cánh mố phải được chèn bằng vật liệu ngăn nước, không để nước trên mặt đường thấm qua khe hở xuống đất đắp sau mố.

E.5.3.2 Thoát nước trong phạm vi lòng mố

E.5.3.2.1 Vật liệu đắp sau mố đảm bảo thoát nước theo yêu cầu tại E.5.1.1.

E.5.3.2.2 Mái dốc nền đường được bảo vệ và gia cố không gây mất hạt đất đắp.

E.5.3.2.3 Đối với mố cầu không nằm trong vùng ngập nước thường xuyên và có chiều cao tường thân mố ≤ 3,0 m, sử dụng các ống thoát nước lòng mố trực tiếp ra ngoài trên tường thân mố như sau:

– Bố trí đầu ra của ống cao hơn mặt đất tự nhiên tối thiểu 150 mm, khoảng cách giữa các ống theo phương ngang không lớn hơn 3,0 m.

– Ống có đường kính tối thiểu D50, bịt đầu bằng vải địa kỹ thuật và đặt theo độ dốc 10 % đảm bảo thoát nước ra ngoài.

E.5.3.2.4 Đối với mố cầu nằm trong vùng ngập nước thường xuyên hoặc có chiều cao tường thân mố > 3,0 m, các yêu cầu thiết kế nhằm nâng cao khả năng thoát nước lòng mố như trong Bảng E.4.

Bảng E.4 – Cấp phối vật liệu thô thoát nước

Cỡ sàng	Tỷ lệ lọt sàng (%)
25 mm	75 ÷ 100
19 mm	50 ÷ 75
4,75 mm	0 ÷ 60
425 µm	0 ÷ 50
75 µm	0 ÷ 5

– Ngoài sử dụng các ống thoát nước lòng mố trực tiếp ra ngoài trên tường thân mố với các yêu cầu như trên. Bố trí ống thu nước đất đắp trong lòng mố có đường kính tối thiểu D150, được đục lỗ và bọc bằng vải địa kỹ thuật không làm gây mất hạt đất đắp. Đặt ống thu nước nằm ngang, chạy dọc theo tường thân và tường cánh mố, cao hơn mực nước ngập thường xuyên hoặc mặt đất tự nhiên tối thiểu 150 mm cho phép thoát nước ra ngoài.

– Bố trí thêm lớp vật liệu hạt thô thoát nước, phía trong xung quanh tường thân, tường cánh mố với chiều dày tối thiểu 500 mm. Yêu cầu cơ lý hóa của lớp vật liệu đắp này tương tự đất đắp sau mố nhưng yêu cầu thành phần hạt D < 100 mm và cấp phối hạt vật liệu phải theo Bảng E.4.

E.6. Các giải pháp khắc phục hiện tượng lún đầu cầu, cống đang khai thác

E.6.1 Giải pháp bù lún

Giải pháp này xuất phát từ việc lựa chọn và so sánh theo quan điểm hoặc sử dụng các biện pháp đắt tiền để xử lý nền đất yếu nhằm khống chế được độ lún cố kết và từ biến của đất nền hoặc chấp nhận một độ lún nhất định sau đó bù lún.

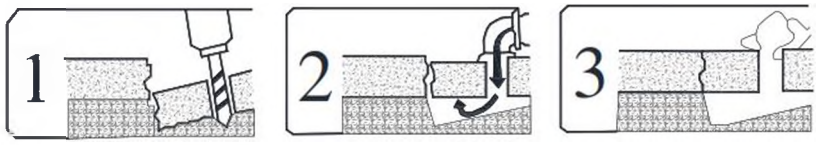
Với giải pháp này, các cơ quan quản lý cứ sau một chu kỳ nhất định lại tôn cao mặt đường bằng cách

thảm lại lớp bê tông nhựa bù lại cao độ đã bị lún trong quá trình khai thác.

Yêu cầu cơ quan quản lý kiểm tra lún thường xuyên, phát hiện và sửa chữa kịp thời đảm bảo êm thuận, an toàn cho công trình và các phương tiện lueu thông trên đoạn đường tiếp giáp từ đường đến cầu (cống) và ngược lại.

E.6.2 Giải pháp bơm vữa

Giải pháp bơm vữa là kỹ thuật khoan lỗ và bơm các vật liệu điển hình như vữa xi măng hoặc các dung dịch lỏng vào lỗ hổng bên dưới bản quá độ để trộn với đất bên dưới thành một khối vật liệu có độ cứng lớn.



Hình E.8 – Phương pháp bơm vữa

Ưu điểm lớn của giải pháp này cũng tương tự như giải pháp bù lún là có thể vừa tiến hành sửa chữa vừa vận hành khai thác nên cũng rất thích hợp khi ứng dụng với các công trình huyết mạch không thể dừng lưu thông quá lâu. Tuy nhiên khi áp dụng giải pháp này cần chú ý đến nguyên nhân chính yếu gây ra sự cố xuất hiện lỗ hổng bên dưới bản quá độ. Chính các lỗ hổng này làm bản quá độ thay đổi sơ đồ làm việc gây nứt hoặc vỡ. Bơm vữa vào vị trí nứt vỡ có thể ngăn chặn sự thay đổi sơ đồ làm việc của bản quá độ nên gián tiếp ngăn chặn sự cố lún đường dẫn sau mố cầu. Tuy nhiên biện pháp này chỉ sử dụng hiệu quả với các trường hợp đất đắp dưới bản quá độ bị sụt lún do các nguyên nhân không liên quan đến đất yếu.

E.6.3 Các giải pháp thay thế

Trong các trường hợp sự cố xảy ra với mức độ nghiêm trọng thì các giải pháp bảo trì không hiệu quả. Khi đó để khắc phục hậu quả người ta thường chấp nhận thay thế hệ kết cấu cũ đã hư hỏng bằng một kết cấu mới.

Khi quyết đinh thay thế bằng kết cấu mới hay giải pháp kỹ thuật mới phải phân tích rõ nguyên nhân gây hư hỏng. lựa chọn giải pháp công nghệ phù hợp theo Phụ lục này và các tài liệu kỹ thuật liên quan khác để đảm bảo khắc phục triệt để các hư hỏng xảy ra với đoạn chuyển tiếp từ đường sang cầu (cống).

E.7 Sơ đồ tính toán bản quá độ

E.7.1 Tổng quan

E.7.1.1 Tải trọng thiết kế, phân bố tải trọng bánh xe, hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng theo TCVN 11823.

E.7.1.2 Bản quá độ thiết kế phải thỏa mãn các quy định sử dụng cho trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn cường độ theo quy định tại TCVN 11823.

E.7.2 Sơ đồ tính

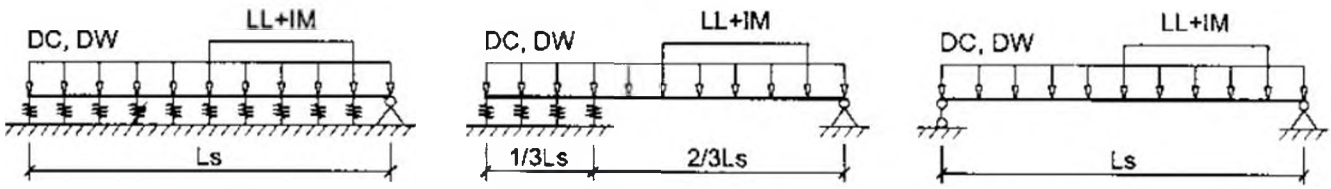
Sơ đồ tính toán kết cấu bản quá độ với một đầu là gối đặt trên vai kê của tường đỉnh mố tương đương gối cố định, phía đầu kia đặt trực tiếp lên nền đường như là nền đàn hồi. Như vậy, nhằm đảm bảo kết quả tính toán hợp lý, phù hợp với trạng thái làm việc thực tế của bản quá độ, xem xét các mô hình tính toán sau:

a) Mô hình 1: Khi độ lún nền đường là nhỏ, bản quá độ xem như dầm trên nền đàn hồi với một đầu là

gối cứng cố định.

b) Mô hình 2: Khi độ lún nền đường lớn hơn hoặc đất đắp dưới bản quá độ bị mất hạt, bản quá độ không còn tiếp xúc hoàn toàn với đất nền, do chiều dày bản quá độ mỏng nên bản sẽ bị uốn cong võng xuống và tỳ lên đất một đoạn sát phần gối đàn hồi, đoạn này thường được giả định dài bằng 1/3 chiều dài bản quá độ. Vậy có thể mô hình tính bản quá độ với dầm giản đơn chiều dài 2/3 chiều dài bản quá độ với một đầu là gối cố định và đầu kia là gối đàn hồi.

c) Mô hình 3: Khi độ lún nền đường lớn, khi đó bản quá độ có thể được mô hình tính với dầm giản đơn với 2 gối tựa 2 đầu, chuyển vị của gối "mềm" có thể bỏ qua vì tải trọng tác dụng chính cần xem xét là hoạt tải với thời gian tác dụng rất ngắn.



Trường hợp 1 Trường hợp 2 Trường hợp 3

Hình E.9 – Các sơ đồ tính toán kết cấu bản quá độ

Mô hình tính theo trường hợp 1 là trạng thái làm việc bất lợi nhất có thể xảy ra với bản quá độ có chiều dài ≤ 6 m thì mô hình này được xem là đảm bảo an toàn và hợp lý đối với thiết kế 1 kết cấu phụ trợ của công trình cầu. Đối với trường hợp khác khi bản quá độ có chiều dài > 6 m thì cần phải xem xét các điều kiện thực tế để lựa chọn mô hình tính trong trường hợp 2 hoặc trường hợp 3 nhằm đảm bảo vừa an toàn kết cấu vừa hợp lý về kinh tế.

Thư mục tài liệu tham khảo

[1] JTG/T D31–02:2013, Quy trình kỹ thuật thiết kế và thi công đường đắp trên nền đất yếu.