

NGUYỄN QUANG CHIÊU

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

NGUYỄN QUANG CHIỀU

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2004

LỜI NÓI ĐẦU

Đất yếu là các loại đất có sức chịu tải nhỏ và tính nén lún lớn thường gặp ở nước ta. Khi xây dựng nền đắp trên đất yếu nếu không được khảo sát thiết kế cẩn thận và có biện pháp xử lý thích đáng thì nền đường xây dựng trên đó thường dễ bị mất ổn định, bị lún nhiều và lún kéo dài, ảnh hưởng xấu đến việc khai thác sử dụng mặt đường, công trình trên đường và các công trình xây dựng xung quanh.

Trong sự nghiệp công nghiệp hoá, hiện đại hoá hiện nay, khi xây dựng nền đắp trên đất yếu nhiều công trình đã áp dụng các công nghệ mới, có biện pháp thiết kế và thi công đúng, xử lý nền đất yếu thích đáng, bảo đảm chất lượng công trình và hạ giá thành. Tuy nhiên một số công trình xử lý không đúng, gây nên nhiều sự cố đáng tiếc và lãng phí lớn.

Hàng chục năm nay ở các nước phát triển kỹ thuật khảo sát, thí nghiệm, tính toán cũng như các công nghệ mới để xử lý nền đất yếu đã và đang phát triển mạnh mẽ, nhưng ở nước ta xây dựng nền đắp trên đất yếu vẫn là một công việc mới đối với những người xây dựng.

Cuốn Thiết kế và thi công nền đắp trên đất yếu được biên soạn nhằm giới thiệu với bạn đọc một số vấn đề chủ yếu liên quan đến việc thiết kế và thi công nền đắp trên đất yếu ở trong và ngoài nước với mong muốn việc xây dựng trên nền đất yếu không còn là một điểm yếu của chúng ta nữa.

Nhân đây xin chân thành cảm ơn TS Nguyễn Thành Long - Chủ tịch Câu lạc bộ phát triển Việt Nam của cựu sinh viên trường Quốc gia cầu đường Pháp - đã giúp đỡ nhiều tài liệu tham khảo quý trong quá trình biên soạn quyển sách này.

Tác giả

Chương 1

ĐẤT VÀ MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ CƠ HỌC ĐẤT

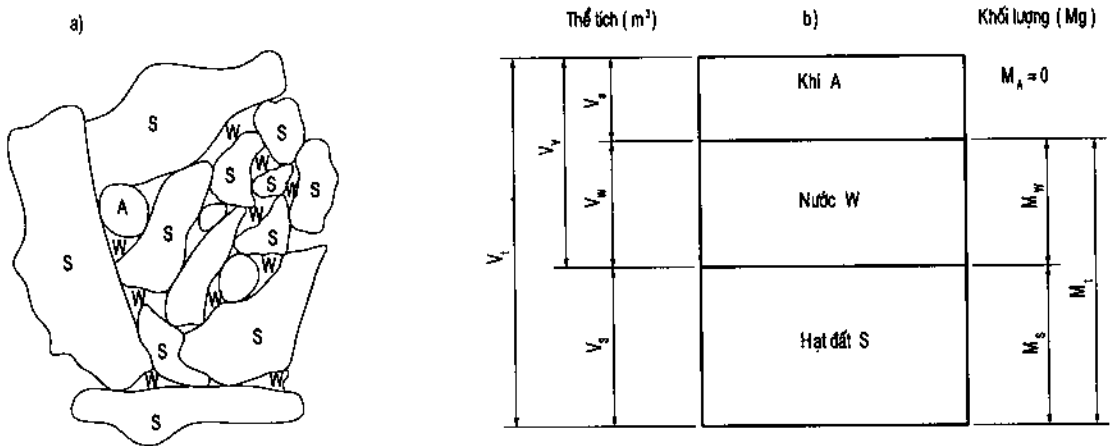
1.1. CÁC CHỈ TIÊU VÀ PHÂN LOẠI CÁC TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

1.1.1. Các định nghĩa cơ bản và mối liên quan giữa các pha của đất

Nói chung khối đất gồm một tập hợp các hạt đất với các lỗ rỗng giữa chúng. Pha rắn của đất là các hạt khoáng vật nhỏ khác nhau, còn các lỗ rỗng thì có thể chứa đầy nước, không khí hoặc một phần nước, một phần không khí.

Thể tích tổng cộng V_t của khối đất gồm thể tích của các hạt đất V_s và thể tích của các lỗ rỗng V_v .

Thể tích của các lỗ rỗng thường gồm có thể tích của nước V_w và thể tích của không khí V_a . Có thể biểu thị bằng sơ đồ ba pha này của đất như vẽ ở hình 1.1b. Phía bên trái là thể tích của ba pha này còn phía bên phải là khối lượng tương ứng của các pha.



Hình 1.1: a) Cốt đất gồm các hạt rắn (s) và các lỗ rỗng chứa không khí (A) và chứa nước (W);
b) Sơ đồ ba pha của đất.

Đó là ba chỉ số thể tích được sử dụng nhiều trong địa kỹ thuật công trình và có thể được xác định trực tiếp từ sơ đồ ba pha.

Chỉ số độ rỗng e được xác định từ công thức:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

trong đó: V_v - thể tích các lỗ rỗng;

V_s - thể tích các hạt rắn.

Các giá trị điển hình của các chỉ số độ rỗng của cát có thể thay đổi từ 0,4 đến 1,0, các giá trị điển hình của đất sét thay đổi từ 0,3 đến 1,5 và trị số cao là của một số đất hữu cơ.

Độ rỗng n được xác định theo công thức:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100\%$$

trong đó: V_v - thể tích các lỗ rỗng;

V_t - thể tích tổng của mẫu đất.

Độ bão hoà S xác định theo công thức:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$$

Độ bão hoà biểu thị tỉ lệ phần trăm của nước chứa trong tổng thể tích của các lỗ rỗng. Nếu đất hoàn toàn khô thì $S = 0\%$, còn nếu các lỗ rỗng hoàn toàn đầy nước thì đất hoàn toàn bão hoà và $S = 100\%$.

Lượng hàm nước (độ ẩm) W cho biết có bao nhiêu nước trong các lỗ rỗng so với khối lượng các hạt rắn trong đất:

$$W = \frac{M_w}{M_s} \times 100\%$$

trong đó: M_w - khối lượng của nước;

M_s - khối lượng các hạt đất.

Tỉ số của tổng số nước có trong một thể tích đất theo tổng số của các hạt đất là dựa trên khối lượng khô của đất chứ không phải theo khối lượng tổng cộng.

Lượng hàm nước thường được biểu thị bằng phần trăm, có thể thay đổi từ 0 (đất khô) đến vài trăm phần trăm - Lượng hàm nước tự nhiên của phần lớn các loại đất là dưới 100%, một số đất như đất trầm tích biển hoặc đất hữu cơ có thể đến 500% hoặc cao hơn.

Dung trọng là một khái niệm rất hay dùng trong địa kĩ thuật công trình. Dung trọng là tỉ số liên quan đến thể tích và khối lượng các pha của đất.

Dung trọng tổng hoặc dung trọng ẩm ρ ; dung trọng của các hạt hoặc dung trọng của pha rắn ρ_s và dung trọng của nước ρ_w có thể xác định như sau:

$$\rho = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_t}$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$

Ngoài ra còn ba loại dung trọng khác được dùng trong công trình đất. Đó là dung trọng khô ρ_d , dung trọng bão hoà ρ_{sat} và dung trọng ngập nước hoặc dung trọng đầy nổi ρ' :

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t}$$

$$\rho_{sat} = \frac{M_s + M_w}{V_t} \quad (\text{ở đây } V_a = 0 \text{ hoặc } S = 100\%)$$

$$\rho' = \rho_{sat} - \rho_w$$

Dung trọng khô là một căn cứ chung để đánh giá độ chặt của nền đất.

Ví dụ 1:

Cho biết: đất có dung trọng ẩm $\rho = 1,76 \text{ Mg/m}^3$.

lượng hàm nước (độ ẩm) $W = 10\%$.

Yêu cầu tính:

Dung trọng khô ρ_d , chỉ số độ rỗng e , độ rỗng n và dung trọng bão hoà ρ_{sat} .

Lời giải:

Vẽ biểu đồ ba pha của đất - Giả thiết $V_t = 1 \text{ m}^3$

Từ định nghĩa của lượng hàm nước và dung trọng ẩm, có thể tìm được M_s và M_w . Cần nhớ là khi tính toán lượng hàm nước được biểu thị bằng số thập phân.

$$W = 0,10 = \frac{M_w}{M_s}$$

$$\rho = 1,76 \text{ Mg/m}^3 = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_w + M_s}{1,0 \text{ m}^3}$$

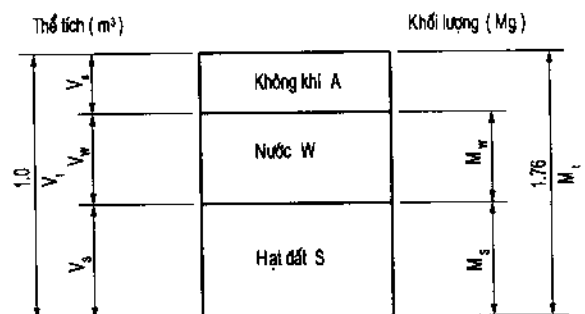
$$\text{Thay } M_w = 0,10M_s$$

$$1,76 \text{ Mg/m}^3 = \frac{0,10M_s + M_s}{1,0 \text{ m}^3}$$

$$M_s = 1,6 \text{ Mg và } M_w = 0,16 \text{ Mg}$$

Thay các giá trị này vào bên phía khối lượng của biểu đồ ba pha của đất rồi tính toán các tham số còn lại.

Từ định nghĩa của ρ_w , V_w ta có:



$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w}$$

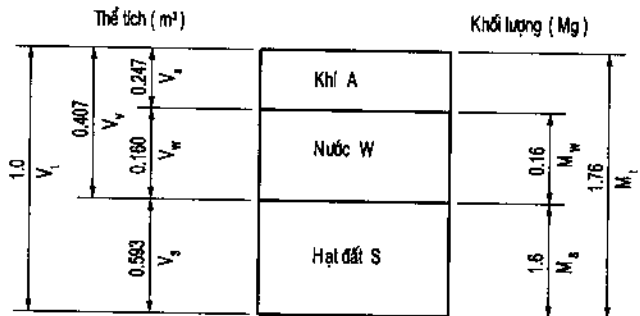
hoặc

$$V_w = \frac{M_w}{\rho_w} = \frac{0,16 \text{ Mg}}{1,0 \text{ Mg/m}^3} = 0,160 \text{ m}^3$$

Thay giá trị bằng số này vào biểu đồ ba pha của đất:

Để tính V_s phải giả định giá trị của dung trọng các hạt (tỉ trọng hạt) ρ_s . Ở đây giả định $\rho_s = 2,70 \text{ Mg/m}^3$. Từ định nghĩa của ρ_s có thể tìm được V_s .

$$V_s = \frac{M_s}{\rho_s} = \frac{1,6 \text{ Mg}}{2,70 \text{ Mg/m}^3} = 0,593 \text{ m}^3$$



Mà $V_t = V_a + V_w + V_s$ nên có thể tìm được V_a nếu đã biết các đại lượng kia.

$$V_a = V_t - V_w - V_s = 1,0 - 0,160 - 0,593 = 0,247 \text{ m}^3$$

Khi đã biết thể tích của các pha thì có thể tìm được các đại lượng còn lại bằng cách thay các trị số tương ứng vào các phương trình định nghĩa tương ứng.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} = \frac{1,6 \text{ Mg}}{1 \text{ m}^3} = 1,6 \text{ Mg/m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{0,247 + 0,160}{0,593} = 0,686$$

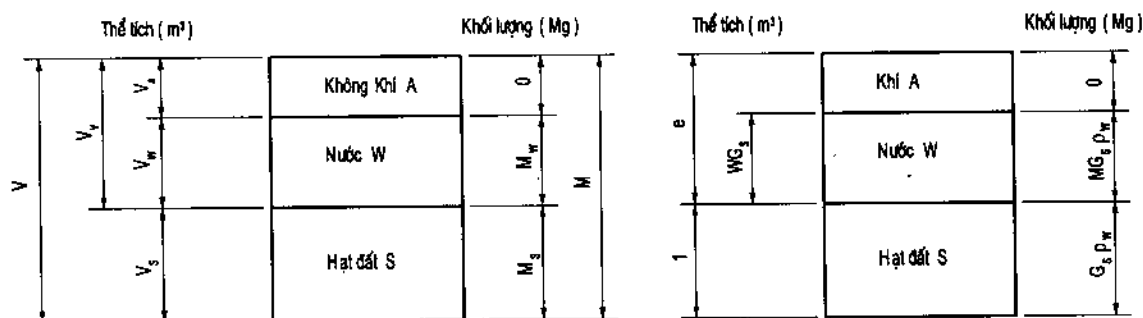
$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{V_a + V_w}{V_t} 100 = \frac{0,247 + 0,160}{1,0} 100 = 40,7\%$$

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{V_w}{V_a + V_w} 100 = \frac{0,160}{0,247 + 0,160} 100 = 39,3\%$$

Dung trọng bão hoà ρ_{sat} là dung trọng khi mà toàn bộ các lỗ rỗng chứa đầy nước, khi đó $S = 100\%$ - Và nếu toàn thể tích lỗ rỗng không khí V_a chứa đầy nước thì trọng lượng của nó là $0,247 \text{ m}^3 \times 1 \text{ Mg/m}^3$ hoặc $0,247 \text{ Mg}$.

$$\text{Từ đó: } \rho_{sat} = \frac{M_w + M_s}{V_t} = \frac{(0,247 \text{ Mg} + 0,16 \text{ Mg}) + 1,6 \text{ Mg}}{1 \text{ m}^3} = 2,01 \text{ Mg/m}^3$$

Mặt khác có thể giải bài toán ví dụ này một cách dễ dàng khi giả thiết V_s là một đơn vị thể tích 1 m^3 . Khi đó biểu đồ các pha như vẽ dưới đây:



1.1.2. Cấu trúc của đất

Có thể nhận biết cấu trúc của đất qua hình dạng bên ngoài hoặc qua cảm giác khi sờ mó chúng. Cấu trúc của đất phụ thuộc vào kích cỡ tương đối và hình dạng của các hạt cũng như sự sắp xếp và phân bố các cỡ hạt đó có tốt hay không.

Đất hạt thô như cát hoặc sỏi sạn có cấu trúc thô có thể quan sát được từ mặt ngoài của nó còn đất hạt mịn thì chủ yếu gồm các hạt khoáng vật rất nhỏ không nhìn thấy được bằng mắt thường. Đất bụi và đất sét là các thí dụ điển hình của đất có cấu trúc mịn.

Đối với đất hạt mịn, sự có mặt của nước có ảnh hưởng lớn đến các tính chất công trình của chúng, nước có ảnh hưởng nhiều hơn so với ảnh hưởng của kích cỡ hạt hoặc của cấu trúc của chúng. Nước ảnh hưởng đến sự tương tác giữa các hạt khoáng vật và do đó ảnh hưởng đến tính dẻo và tính dính của chúng.

Kích cỡ hạt và sự phân bố kích cỡ hạt

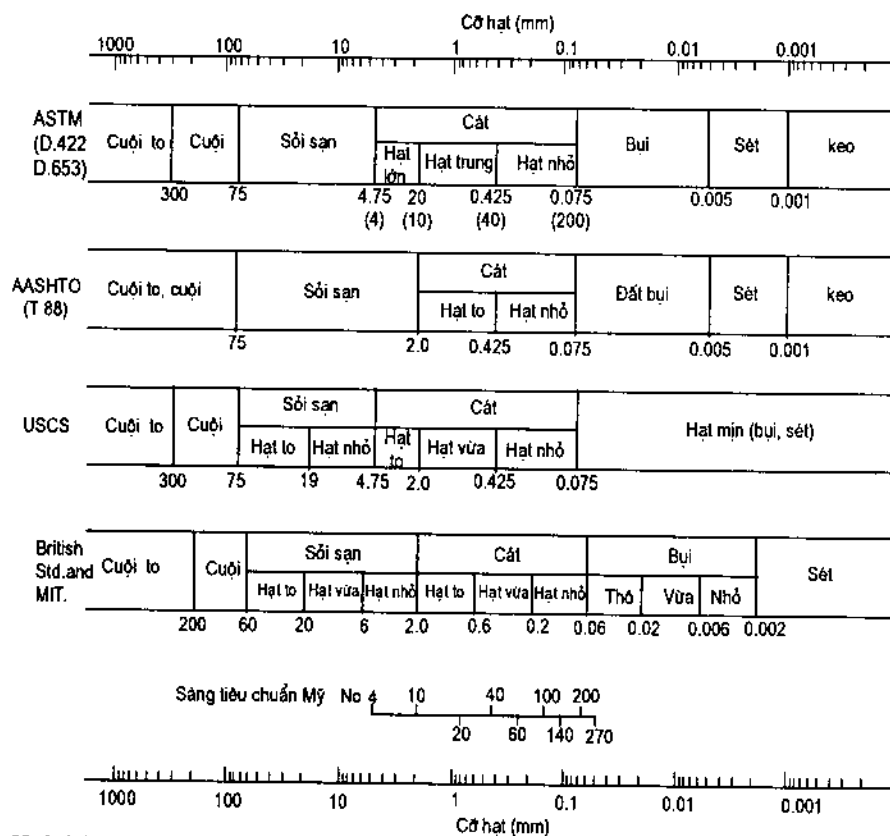
Hình 1.2 giới thiệu một số sơ đồ phân loại đất theo kích cỡ hạt khác nhau. Từ hình 1.2 ta thấy đất có cấp phối tốt thì kích cỡ hạt phân bố trên một phạm vi rộng và đường cong cấp phối của chúng thường là đường cong lõm tron nhẵn. Còn đất có cấp phối xấu thường là đất thừa hoặc thiếu một số cỡ hạt nào đó hoặc là đất có kích cỡ hạt đồng đều. Đất có kích cỡ hạt đồng đều là một ví dụ của đất có cấp phối xấu. Đất có cấp phối gián đoạn hoặc đường cong cấp phối có bước nhảy cũng là đất có cấp phối tồi. Trong trường hợp này như đường cong cấp phối vẽ ở hình 1.3 tỉ lệ của các cỡ hạt giữa 0,5 và 0,1mm là tương đối thấp.

Hình dạng hạt

Đất hạt thô thường được phân loại theo hình dạng hạt. Hình 1.4 giới thiệu một ví dụ về hình dạng hạt.

1.1.3. Các giới hạn Atterberg và chỉ số độ sệt của đất

Các giới hạn Atterberg là các lượng hàm nước (độ ẩm) ở một số các trạng thái giới hạn của đất. Cùng với lượng hàm nước tự nhiên, các giới hạn này là các hạng mục quan trọng để mô tả các loại đất hạt mịn.



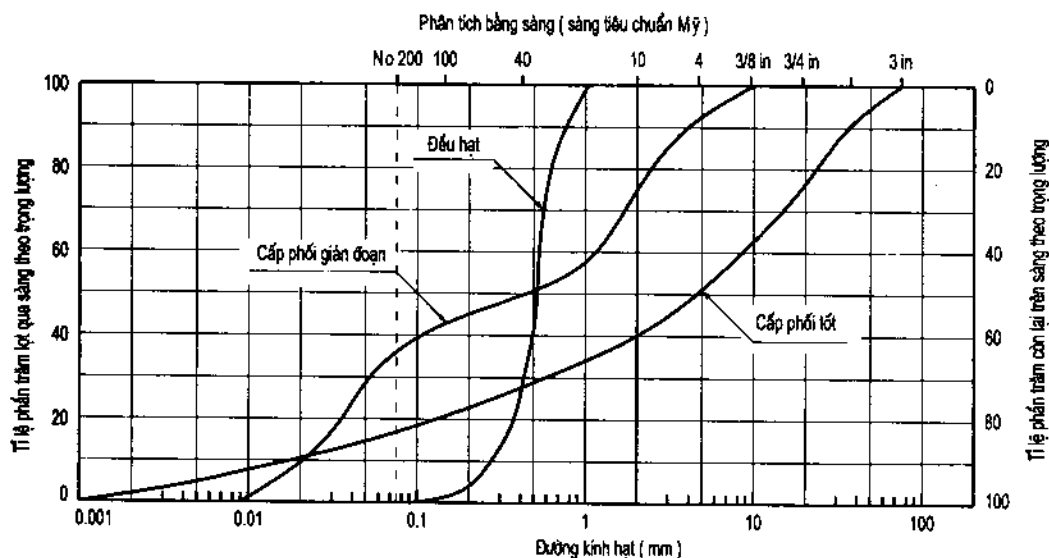
ASTM - Hội thí nghiệm và vật liệu Mỹ

AASHTO - Hiệp hội những người làm đường ô tô và vận tải Hoa Kỳ

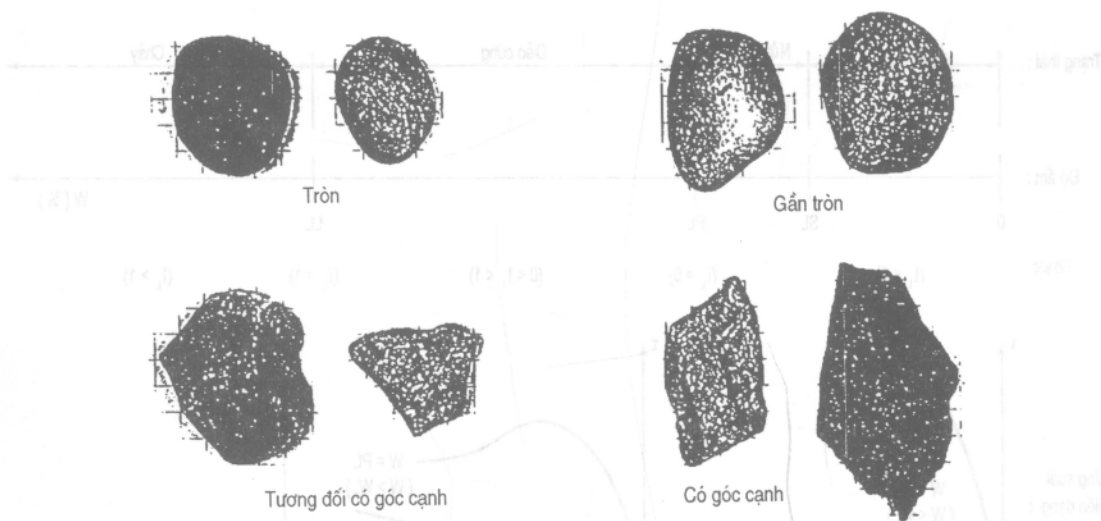
USCS - Hệ thống phân loại đất thống nhất

MIT - Viện Công nghệ Maxachuxet

Hình 1.2: Các phạm vi kích cỡ hạt phù hợp với một số hệ thống phân loại đất xây dựng (theo R.D. Holtz và W.D. Kovacs, 1981)



Hình 1.3: Sự phân bố kích cỡ hạt điển hình (theo R.D. Holtz và W.D. Kovacs, 1981)



Hình 1.4: Các hình dáng điển hình của các hạt lớn (ảnh của Surendra)
Theo R.D. Holtz và W.D. Kovacs, 1981.

Trong thực tế địa kĩ thuật công trình hiện nay thường sử dụng giới hạn chảy (LL hoặc W_L) hoặc giới hạn dẻo (PL hoặc W_p) và đôi lúc cả giới hạn co (SL hoặc W_s).

Atterberg cũng đã xác định một chỉ số gọi là chỉ số dẻo để mô tả giới hạn của lượng hàm nước mà trên nó đất ở trạng thái dẻo. Chỉ số dẻo I_p bằng hiệu của LL và PL hoặc

$$PI = LL - PL \text{ hoặc } I_p = W_L - W_p$$

Chỉ số để xác định tỉ lệ của lượng hàm nước tự nhiên của một mẫu đất là chỉ số sệt hoặc độ sệt, LI hoặc I_L xác định theo công thức:

$$LI = \frac{W_n - PL}{PI} \text{ hoặc } I_L = \frac{W_n - W_L}{I_p}$$

trong đó: W_n là lượng hàm nước (độ ẩm) tự nhiên của mẫu đất.

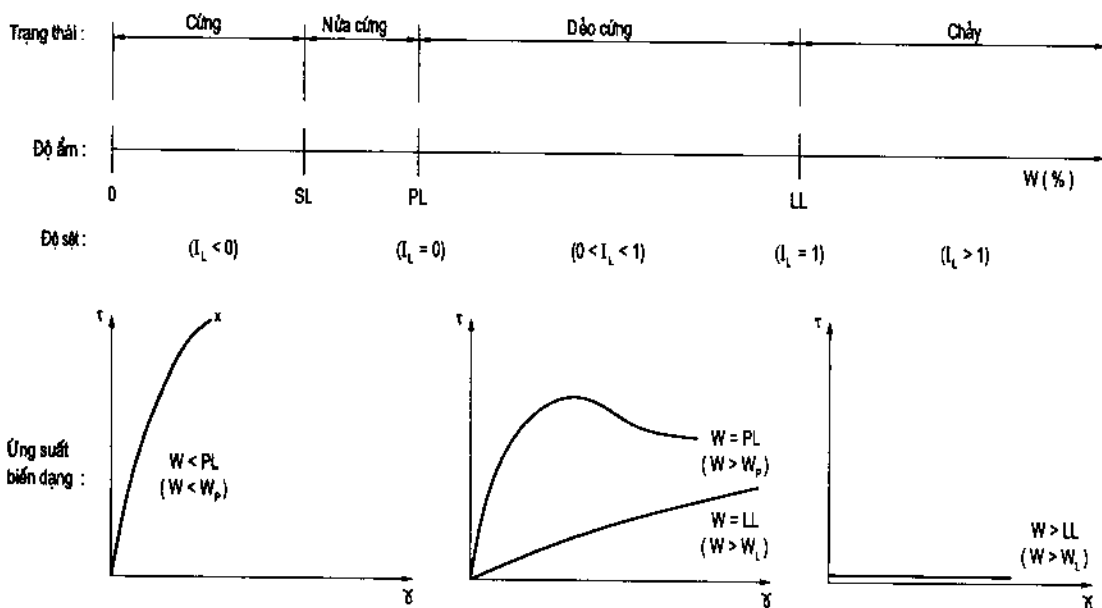
Nếu $0 < LI \leq 1$ đất ở trạng thái dẻo;

Nếu $LI > 1$ đất ở trạng thái chảy (đất chủ yếu như một lỏng rất nhớt khi bị phá hoại).

Hình 1.5 giới thiệu các trạng thái của đất và biểu đồ ứng suất biến dạng chung khi độ ẩm của đất thay đổi liên tục.

1.1.4. Tính thấm nước của đất

Một vật liệu được xem là thấm nước nếu nó chứa các lỗ rỗng liên tục. Mọi loại đất và đá đều thỏa mãn điều kiện này. Tuy nhiên độ thấm của các vật liệu đất khác nhau cũng rất khác nhau. Lượng nước thấm qua đá chặt nhỏ đến nỗi không đo được vì không ngăn cản được hiện tượng bay hơi của nước đọng trên bề mặt.



Hình 1.5: Sự thay đổi trạng thái của đất theo sự thay đổi lượng hàm nước (độ ẩm)

Nước chỉ chảy được khi có độ chênh áp lực. Độ chênh này được gọi là *cột nước* hoặc *hiệu số áp lực*.

Độ chênh áp lực này làm nước chuyển động được qua đất. Tỷ số i_p gọi là *gradient áp lực* được xác định như sau:

$$i_p = \gamma_w (h/l)$$

trong đó l là khoảng cách của đường nước chảy giữa gradient áp lực.

Tỷ số i gọi là *gradient thủy lực* xác định như sau:

$$i = i_p / \gamma_w = h/l$$

Sự chảy của nước qua một vật thể thấm nước được xác định bằng một quan hệ thực nghiệm.

$$v = ki$$

do H.Darcy tìm được năm 1856. Trong biểu thức này v là *vận tốc của dòng chảy* được xác định bằng lượng nước chảy qua một đơn vị diện tích của tiết diện thẳng góc với hướng chảy trong một đơn vị thời gian; i là gradient thủy lực và k là *hệ số thấm*.

Nói chung hệ số thấm tăng cùng với việc tăng kích cỡ của các lỗ rỗng, cũng tức là tăng lên cùng với việc tăng kích cỡ hạt.

Các thí nghiệm đo độ thấm trên các mẫu đất thường được làm với máy đo độ thấm có cột nước giảm hoặc với máy đo độ thấm có cột nước không đổi. Đối với các vật liệu có độ thấm nước cao như cát sạch và sỏi sạn thì máy đo độ thấm có cột nước không đổi cho

kết quả tin cậy hơn. Máy đo độ thấm có cột nước giảm thích hợp để làm các thí nghiệm với các vật liệu có độ thấm nhỏ.

1.2. ĐẦM NÉN ĐẤT

Đất tại một địa điểm đã cho thường không đáp ứng được yêu cầu sử dụng chúng. Đất này có thể là đất yếu, đất có độ nén lún cao hoặc có tính thấm nước cao so với yêu cầu của công trình hoặc xét theo quan điểm kinh tế.

Như vậy cần làm cho đất tại chỗ thích ứng với yêu cầu của nền móng theo các điều kiện địa kỹ thuật hiện trường bằng cách ổn định hoặc cải thiện các tính chất công trình của đất. Thường ổn định đất bằng phương pháp cơ học hoặc phương pháp hoá học, cũng có thể ổn định đất bằng nhiệt hoặc bằng điện.

Phương pháp ổn định đất bằng cơ học là phương pháp làm chặt đất bằng cách đầm nén.

Đầm nén đất là rất quan trọng đối với các công trình làm bằng đất (như đập đất hoặc nền đường ô tô).

Việc đầm chặt đất phụ thuộc vào 4 yếu tố sau:

- Dung trọng khô ρ_d ;
- Lượng hàm nước W ;
- Áp lực đầm nén;
- Loại đất (cấp phối, hàm lượng các hạt sét trong đất v.v...).

Đầm nén đất là quá trình tăng dung trọng của đất do lấp chèn các hạt với nhau, từ đó làm giảm thể tích các lỗ rỗng chứa khí nhưng không làm thay đổi thể tích nước trong đất.

Nói chung đất có độ chặt cao thì cường độ kháng cắt cũng cao và độ nén lún thấp.

Độ chặt của đất được đo bằng dung trọng khô, tức là bằng khối lượng các hạt đất trong một đơn vị thể tích.

Dung trọng khô được tính theo công thức:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}$$

Dung trọng khô của một loại đất đã cho sau khi đầm chặt phụ thuộc vào lượng hàm nước và năng lượng của thiết bị đầm nén.

Các đặc trưng đầm nén đất được đánh giá bằng các thí nghiệm tiêu chuẩn ở phòng thí nghiệm. Theo tiêu chuẩn Anh BS 1377 có ba quy trình đầm nén sau:

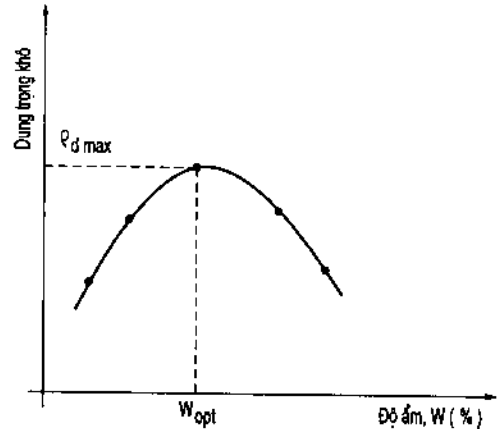
a) Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn (Proctor): thể tích của cối 1000cm^3 và đất (đã loại bỏ các hạt $> 20\text{mm}$) được đầm nén bằng chày nặng $2,5\text{kg}$ rơi từ độ cao 300mm . Đất được đầm chặt thành 3 lớp chiều dày bằng nhau, mỗi lớp đầm 27 chày.

b) Thí nghiệm đầm nén AASHTO cải tiến cũng tiến hành trong cối Proctor trên đây nhưng dùng chày (quả đầm) nặng 4,5kg thả rơi từ độ cao 450mm, đất (đã loại bỏ các hạt > 20mm) được đầm chặt thành 5 lớp, mỗi lớp 27 chày.

c) Thí nghiệm bằng đầm chấn động với khoảng 2360cm³ đất (đã loại bỏ các hạt > 37,5mm) và đầm thành 3 lớp trong cối đường kính 152mm dưới một tấm ép tròn lắp đầm chấn động, mỗi lớp được đầm trong 60sec.

Sau khi đầm chặt bằng một trong ba quy trình trên thì xác định được dung trọng ẩm và lượng hàm nước của đất và từ đó tính được dung trọng khô. Với một loại đất đã cho lặp lại quá trình này ít nhất là 5 lần và vẽ được đường cong quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm (hình 1.6).

Từ đường cong quan hệ giữa dung trọng khô và lượng hàm nước ứng với một công đầm nén nhất định ta xác định được dung trọng khô lớn nhất ở một lượng hàm nước tương ứng gọi là lượng hàm nước (độ ẩm) tốt nhất, và rút ra được mấy nhận xét sau:



Hình 1.6: Đường cong quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm của đất

- Ở các độ ẩm thấp phần lớn các loại đất có xu hướng khô cứng và khó đầm chặt;
- Khi tăng độ ẩm lên thì đất trở nên dễ thi công hơn, dễ đầm chặt hơn và thu được dung trọng khô lớn nhất.
- Tuy nhiên khi tăng độ ẩm lên nữa thì dung trọng khô lại giảm vì các lỗ rỗng chứa đầy nước.

Nếu sau khi đầm nén mà toàn bộ không khí trong đất bị đẩy ra ngoài thì khi đó đất sẽ ở trạng thái hoàn toàn bão hoà các hạt đất và dung trọng khô của đất sẽ có giá trị lớn nhất ở một độ ẩm cho trước. Tuy nhiên trong thực tế khó đạt được độ chặt này.

Với một loại đất khi đầm nén với các áp suất đầm nén (công đầm nén) khác nhau thì có thể vẽ các đường cong quan hệ giữa dung trọng khô - độ ẩm khác nhau.

Như vậy đầm nén đất với công đầm nén cao thì sẽ đạt được dung trọng khô lớn nhất với giá trị của độ ẩm tốt nhất thấp: các giá trị của hàm lượng không khí ở dung trọng khô lớn nhất thì gần bằng nhau (xem hình 1.7).

1.3. ỨNG SUẤT GIỮA CÁC HẠT HOẶC ỨNG SUẤT CÓ HIỆU

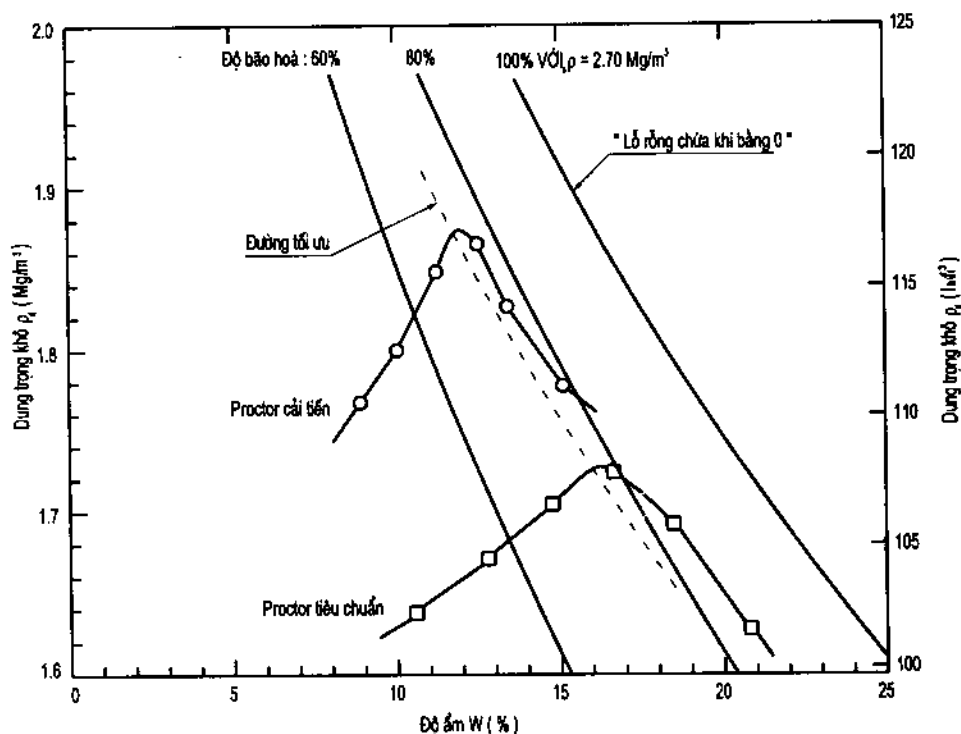
Khái niệm về ứng suất giữa các hạt hoặc ứng suất có hiệu được xác định như sau:

$$\sigma = \sigma' + u$$

trong đó: σ - ứng suất pháp tổng;

σ' - ứng suất giữa các hạt hoặc ứng suất pháp có hiệu;

u - áp lực nước lỗ rỗng hoặc áp lực trung tính.



Hình 1.7: Các đường cong đầm nén Proctor tiêu chuẩn và Proctor cải tiến
Theo R.D. Holtz và W.D. Kovacs (1981)

Có thể dễ dàng xác định hoặc tính toán ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng nếu biết dung trọng và chiều dày các lớp đất và vị trí của mực nước ngầm.

Ứng suất có hiệu thì không đo được mà chỉ có thể tính toán ra.

Ứng suất thẳng đứng tổng cộng được gọi là ứng suất khối vì nó được phát sinh từ khối lượng (chịu tác dụng của trọng trường) trong vật thể. Ứng suất thẳng đứng tổng cộng σ_v của một điểm trong khối đất được tính toán bằng cách cộng dung trọng của toàn bộ vật liệu (các hạt đất + nước) ở trên điểm đó rồi nhân với gia tốc trọng trường g .

Ví dụ 2:

Cho một khối đất như hình vẽ 1.8. Dung trọng bão hoà là $2,0 \text{ Mg/m}^3$.

Yêu cầu tính ứng suất tổng, áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất có hiệu ở cao trình A khi:

a) Mực nước ngầm ở cao trình A.

b) Mực nước ngầm tăng lên đến cao trình B.

Giải:

a) Giả thiết là đất trong khối đất ban đầu bão hoà (nhưng không ngập nước).

Mực nước ngầm ở cao trình A.

- Ứng suất tổng:

$$\sigma = \rho_{\text{sat}}gh = 2,0 \text{ Mg/m}^3 \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 5 \text{ m} = 98100 \text{ N/m}^2 = 98,1 \text{ kPa}$$

- Áp lực nước lỗ rỗng:

$$u = \rho_w gZ_w = 1 \text{ Mg/m}^3 \times 9,81 \times 0 = 0$$

$$\sigma' = \sigma = 98,1 \text{ kPa}$$

$$(1 \text{ N} = 1 \text{ kgm/s}^2 \text{ và } 1 \text{ N/m}^2 = 1 \text{ Pa})$$

b) Nếu mực nước ngầm tăng lên đến cao trình B thì phát sinh một sự

thay đổi ứng suất có hiệu ở cao trình A vì đất bão hoà trở thành đất ngập nước. Ứng suất ở cao trình A do đất và nước ở trên nó gây ra là:

- Ứng suất tổng:

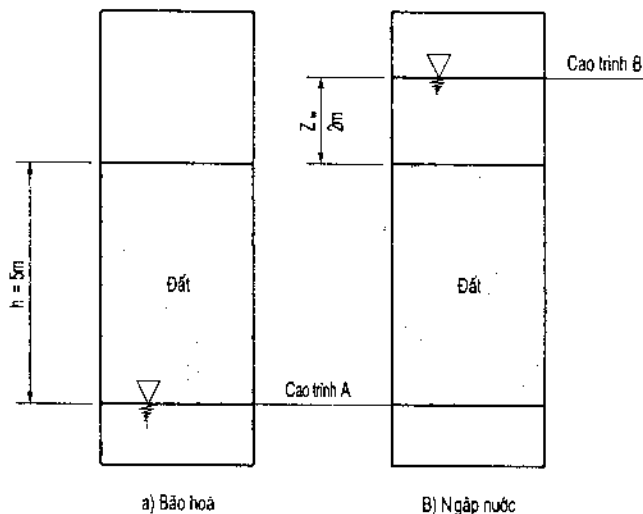
$$\begin{aligned} \sigma &= \rho_{\text{sat}}gh + \rho_w gZ_w \\ &= (2,0 \times 9,81 \times 5) + (1 \times 9,81 \times 2) = 117,7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

- Áp lực thuỷ tĩnh:

$$u = \rho_w g(Z_w + h) = 1 \times 9,81 \times (2 + 5) = 68,7 \text{ kPa}$$

- Ứng suất có hiệu ở cao trình A:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u = (\rho_{\text{sat}}gh + \rho_w gZ_w) - \rho_w g(Z_w + h) \\ &= 117,7 - 68,7 = 49,0 \text{ kPa} \end{aligned}$$



Hình 1.8: Ví dụ 2

(Theo R.D Holtz và W.D. Kovacs (1981))

1.4. CỐ KẾT VÀ LÚN CỐ KẾT

1.4.1. Mở đầu

Khi vật liệu chịu tác dụng của tải trọng hoặc của ứng suất, chúng bị biến dạng. Với các vật liệu đàn hồi, phản ứng dưới tác dụng của tải trọng là tức thời. Với các vật liệu khác cần một thời gian tương đối dài mới sinh ra biến dạng, như trường hợp của đất á sét.

Đất còn có một vấn đề phức tạp nữa: nó có "bộ nhớ" - Do đất á sét là vật liệu "không có khả năng bảo tồn", khi chịu ứng suất, nó bị biến dạng và khi thôi tác dụng ứng suất vẫn còn một ít biến dạng dư. Nói chung biến dạng có thể làm thay đổi hình dạng (làm biến hình, méo mó) hoặc làm thay đổi thể tích (nén lún) hoặc vừa thay đổi hình dạng, vừa thay đổi thể tích.

1.4.2. Các thành phần của độ lún

Độ lún tổng cộng của đất khi chịu tải, S_t , có ba thành phần:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

trong đó: S_i - độ lún tức thời hoặc độ lún biến hình;

S_c - độ lún cố kết (phụ thuộc thời gian);

S_s - độ lún thứ cấp (cũng phụ thuộc thời gian).

Độ lún tức thời hoặc độ lún biến hình được xác định theo lý thuyết đàn hồi. Phương trình của thành phần độ lún này về nguyên tắc tương tự như biến dạng của một cột đất dưới tác dụng của tải trọng dọc trục. Phải xét đến độ lún tức thời trong việc thiết kế các móng nông.

- Độ lún cố kết là quá trình xảy ra trong đất dính bão hoà có hệ số thấm thấp và phụ thuộc vào thời gian. Tốc độ lún phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng.

- Độ lún thứ cấp cũng phụ thuộc vào thời gian, sinh ra khi ứng suất có hiệu không đổi và áp lực lỗ rỗng sau đó cũng không đổi.

1.4.3. Sự nén lún của đất

Giả thiết là biến dạng của lớp đất yếu chỉ xảy ra theo một hướng: hướng thẳng đứng. Đây là trường hợp xảy ra dưới một nền đắp trên một diện tích rộng.

Khi đất chịu tác dụng, nó bị nén lún do:

- Biến dạng của các hạt đất;
- Sự nén của không khí hoặc của nước trong lỗ rỗng;
- Nước và không khí thoát ra khỏi lỗ rỗng.

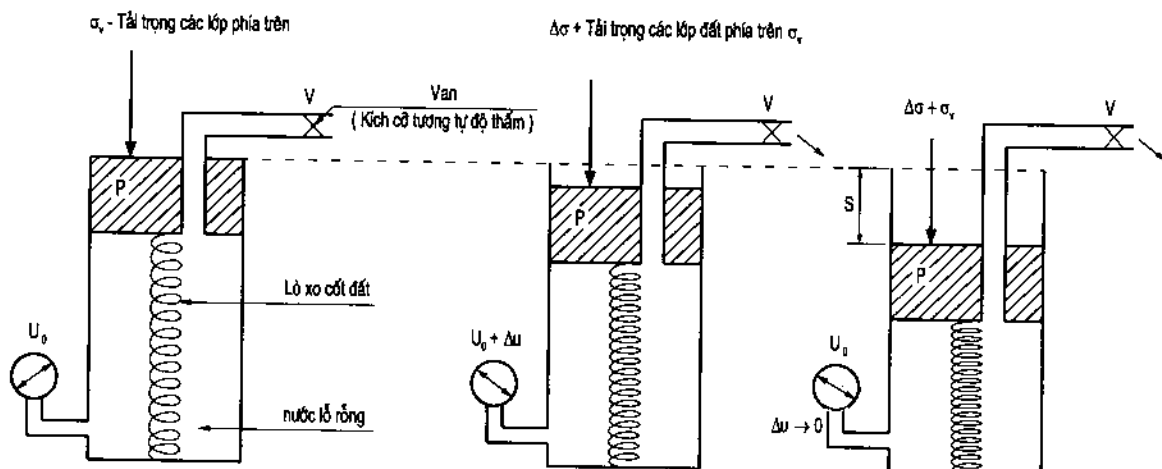
Biến dạng nén của các hạt đất và sự nén của không khí hoặc nước trong lỗ rỗng đều rất nhỏ và có thể bỏ qua.

Khi nước và không khí bị ép ra khỏi lỗ rỗng, các hạt đất được sắp xếp lại đến vị trí ổn định và kết quả là mặt đất bị lún - Quá trình này xảy ra nhanh hay chậm phụ thuộc vào độ thấm của đất. Sự sắp xếp lại của các hạt đất và sự nén lún phụ thuộc vào độ cứng của cốt đất và vào kết cấu của đất.

Khi đất sét chịu tải, do độ thấm tương đối thấp nên độ nén lún của nó được kiểm tra bằng tốc độ nước thoát ra khỏi lỗ rỗng. Quá trình này được gọi là sự cố kết, là một quá trình liên quan đến ứng suất - biến dạng - thời gian.

Biến dạng có thể tiếp tục hàng tháng, hàng năm hoặc vài thập kỷ - Đây là chỗ khác nhau cơ bản và duy nhất giữa sự nén chặt của các vật liệu rời và sự cố kết của đất dính: sự nén chặt của cát xảy ra tức thời còn sự cố kết là cả một quá trình phụ thuộc vào thời gian.

Có thể giải thích sự cố kết của đất sét bằng một mô hình lò xo tương tự (hình 1.9) - Pittông P là tải trọng thẳng đứng nén lò xo đặt trong một hộp đầy nước - Lò xo tương tự như cốt đất còn nước trong hộp là nước lỗ rỗng. Van V ở đầu pittông đại biểu cho kích thước các lỗ rỗng trong đất.



Hình 1.9: Minh họa quá trình cố kết của đất sét mềm

a) Ở trạng thái cân bằng; b) Dưới tải trọng $\Delta\sigma$ tăng áp lực nước lỗ rỗng và nước chảy ra; c) Ở trạng thái cân bằng dưới $\sigma_v + \Delta\sigma$, độ lún s

- Ở trạng thái cân bằng là khi van V đóng và nước không thoát ra ngoài. Tình hình này tương tự như khi lớp đất ở trạng thái cân bằng dưới tác dụng của toàn bộ các lớp đất nằm trên nó.

- Áp lực nước trong hộp (áp lực nước lỗ rỗng) là áp lực thủy tĩnh u_0 trong đất.

Sau khi đắp nền đường lớp đất này chịu thêm một tải trọng phụ gia $\Delta\sigma$. Do van V vẫn đóng nên áp lực tức thời được truyền lên nước trong hộp, do nước không nén lún được nên pittông không lún và áp lực tại áp kế tăng lên một đại lượng là $\Delta u = \Delta\sigma$ - Áp lực nước lỗ rỗng Δu gọi là áp lực siêu thủy tĩnh và nó là phần tăng lên của áp lực thủy tĩnh ban đầu u_0 .

Lúc đầu toàn bộ tải trọng ngoài được truyền vào làm tăng áp lực nước lỗ rỗng hoặc sinh ra áp lực siêu thủy tĩnh, vì vậy thoát đầu nó không làm thay đổi ứng suất có hiệu trong đất. Dần dần dưới tác dụng của gradient áp lực, nước thoát ra ngoài, cốt đất được nén chặt và ứng suất có hiệu tăng lên, lò xo bị lún, áp lực siêu thủy tĩnh bị giảm dần tới 0 và áp lực lỗ rỗng khi đó chính là áp lực thủy tĩnh trước khi chất tải.

1.4.4. Thiết bị nén không nở hông và thí nghiệm cố kết

Khi lớp đất chịu tác dụng của một tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên một diện tích rộng thì việc nén lún có thể xem như nén một chiều - Trong phòng thí nghiệm đất

được nén lún một chiều trong một thiết bị đặc biệt gọi là thiết bị nén không nở hông hoặc thiết bị cố kết.

Như vậy mục tiêu của thí nghiệm cố kết là bắt chước việc nén lún đất dưới tác dụng của các tải trọng ngoài đã cho và đo mô đun của đất trong điều kiện nén không nở hông. Độ lún của lớp đất trong khu đất được dự báo qua việc tính toán các đặc trưng nén lún của một nền đất đại diện không phá hoại kết cấu.

Các số liệu thu được từ thí nghiệm cố kết được biểu thị trên đồ thị với trục tung là phần trăm của biến dạng thẳng đứng hoặc chỉ số rỗng e , còn trục hoành là logarit của ứng suất cố kết có hiệu. Quan hệ giữa chỉ số rỗng e và $\log \sigma'$ trên đồ thị là hai đường thẳng nối với nhau bằng một đường cong. Áp lực ở chỗ chuyển tiếp hoặc tại điểm gãy của đường cong gọi là áp lực tiền cố kết σ'_p cho ta biết áp lực của lớp phủ thẳng đứng lớn nhất nằm phía trên mà mẫu đất đó đã từng chịu tác dụng trong quá khứ.

1.4.5. Áp lực tiền cố kết

Áp lực tiền cố kết là một khái niệm rất quan trọng trong địa kỹ thuật công trình. Casagrande đã đề ra một phương pháp thực nghiệm để xác định áp lực tiền cố kết (σ'_c hoặc σ'_p) từ đường cong quan hệ giữa e và $\log \sigma'$ của đất sét quá cố kết.

Hình 1.10 là đường cong điển hình quan hệ giữa e và $\log \sigma'$ của một mẫu đất sét quá cố kết.

Đoạn cong đầu tiên vẽ ở hình 1.10 cho thấy là đất sét này đã chịu nở trong máy nén không nở hông, chứng tỏ đã có một số giai đoạn trong lịch sử của nó từng bị nở. Tại hiện trường sự nở của đất sét có thể do các lớp băng phía trên nó bị tan, do lớp đất phủ trên nó bị nước xói mòn.

Việc xác định áp lực tiền cố kết gồm các bước sau (xem hình 1.10):

- Kẻ đường thẳng BC.
- Xác định điểm D (điểm có độ cong lớn nhất) trên phần nở AB của đường cong.
- Từ D kẻ đường tiếp tuyến với đường cong và kẻ đường phân giác của góc tạo thành giữa đường tiếp tuyến này với đường nằm ngang đi qua điểm D.
- Từ giao điểm của đường phân giác này với đường thẳng CB hạ đường thẳng đứng sẽ tìm được trị số gần đúng của áp lực tiền cố kết σ'_p .

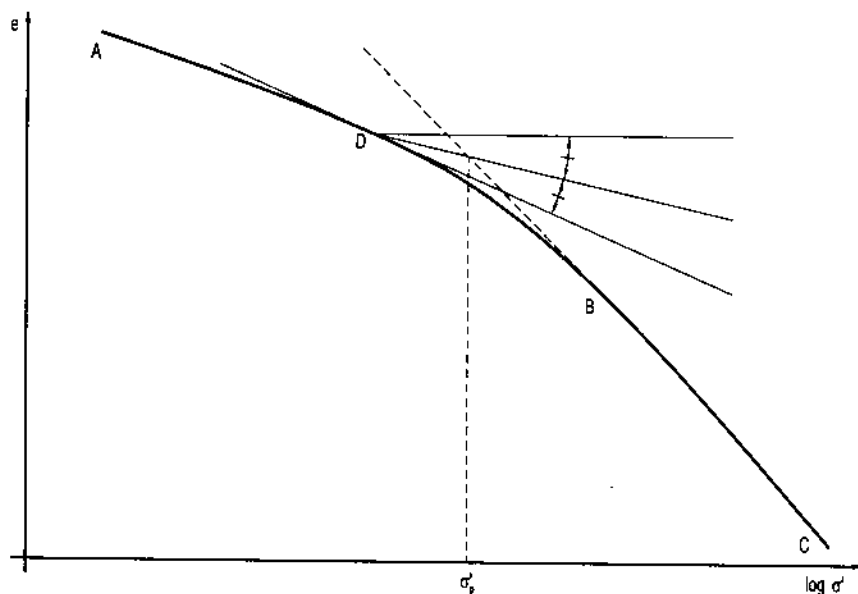
1.4.6. Cố kết tiêu chuẩn, quá cố kết và thiếu cố kết

Đất được xem như *cố kết tiêu chuẩn* khi áp lực tiền cố kết của nó σ'_p đúng bằng áp lực thẳng đứng có hiệu của các lớp đất phía trên nó σ'_{vo} .

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo}$$

Nếu đất có áp lực tiền cố kết lớn hơn áp lực của các lớp đất nằm phía trên nó:

$$\sigma'_p > \sigma'_{vo}$$



Hình 1.10: Xác định áp lực tiền cố kết (Theo R.F. Craig, 1983)

thì xem như là *đất quá cố kết*. Tỉ số quá cố kết, kí hiệu OCR (over consolidation ratio) là tỉ số giữa áp lực tiền cố kết trên áp lực có hiệu thẳng đứng của các lớp đất phía trên nó, tức:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Như vậy đất cố kết tiêu chuẩn có OCR = 1 còn đất có OCR > 1 là đất quá cố kết.

Đất có OCR < 1 là *đất thiếu cố kết* - Có thể tìm thấy đất thiếu cố kết trong các lớp đất bồi tích hiện đại do điều kiện địa chất hoặc do con người gây ra. Trong những điều kiện này lớp đất sét không thể cân bằng dưới trọng lượng của các tải trọng bên trên. Nếu đo áp lực nước lỗ rỗng dưới các điều kiện của đất thiếu cố kết thì áp lực này sẽ lớn hơn áp lực thuỷ tĩnh.

Đất quá cố kết có thể do nhiều nguyên nhân: do sự thay đổi ứng suất tổng hoặc sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng, cả hai sự thay đổi này sẽ làm thay đổi ứng suất có hiệu.

1.4.7. Chỉ số nén lún C_c

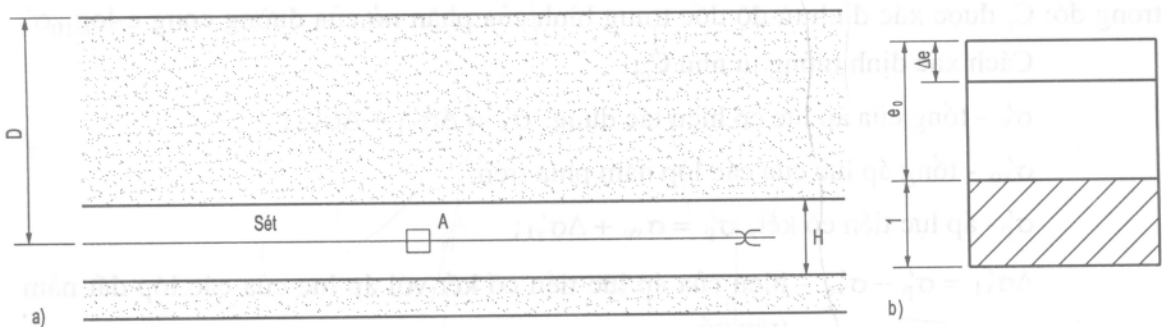
Chỉ số nén lún là độ dốc của đoạn thẳng BC trên biểu đồ $e - \log \sigma'$ (hình 1.10) và không thứ nguyên. Từ hai điểm bất kỳ trên đoạn thẳng của biểu đồ có thể xác định chỉ số nén lún như sau:

$$C_c = \frac{e_o - e_1}{\log \frac{\sigma'_1}{\sigma'_o}}$$

1.4.8. Tính lún (cho đất sét cổ kết tiêu chuẩn)

Xét một mặt cắt đi qua một lớp đất sét chiều dày H với độ sâu từ mặt đất đến điểm giữa của lớp sét là D (hình 1.11). Áp lực có hiệu ban đầu tại điểm A bằng σ'_c , còn áp lực tăng thêm sau khi đắp nền là $\Delta\sigma'_v$. Chỉ số độ rỗng của đất sét trước khi xây dựng là e_o .

Hình 1.11b là một phân tố lập phương đất ở điểm A. Phân tố này gồm các hạt đất chiều cao bằng đơn vị và các lỗ rỗng chiều cao tương đương là e_o . Chiều cao tổng cộng của phân tố này là $1 + e_o$.



Hình 1.11: a) Mặt cắt đi qua lớp sét mềm yếu; b) Nén lún một phân tố đất.
(Theo R. B. Peck, W.E. Hanson và T.H Thorn 1973).

Nếu độ rỗng giảm xuống một đại lượng Δe thì coi như đất đạt độ cố kết, biến dạng đơn vị của phân tố đất là $(\Delta e / (1 + e_o))$. Giả thiết biến dạng này là không đổi từ đỉnh đến đáy của lớp đất sét thì sự giảm chiều dày của lớp hoặc độ lún S ở điểm A sẽ là:

$$S = H_x \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

Nếu lớp sét chịu tải trọng thẳng đứng:

$$\Delta e = e_o - e_1 = C_c \log_{10} \frac{\sigma_1}{\sigma_o} = C_c \log_{10} \frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c}$$

Thay đại lượng này vào ta được biểu thức sau đây để tính toán độ lún của mặt đất trên điểm A do cố kết của lớp đất sét chiều dày H chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \times \log_{10} \frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c}$$

1.4.9. Tính lún cho đất sét quá cố kết

Với những trường hợp của đất quá cố kết và chịu nén lún với ứng suất có hiệu bằng σ'_v lớn hơn áp lực tiền cố kết σ'_p của nó thì độ lún tổng cộng S_t sẽ bằng tổng của độ lún S_r của miền quá cố kết với độ lún S_c của miền cố kết tiêu chuẩn:

$$S_t = S_r + S_c$$

$$S_r = \frac{C_r}{1 + e_o} H_o \times \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + (\sigma'_p - \sigma'_{vo})}{\sigma'_{vo}}$$

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H \times \log_{10} \frac{\sigma'_p + (\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v - \sigma'_p)}{\sigma'_p}$$

$$S_t = \frac{C_r}{1 + e_o} H_o \times \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_{v1}}{\sigma'_{vo}} + \frac{C_c}{1 + e_o} H_o \log_{10} \frac{\sigma'_p - \Delta\sigma'_{v2}}{\sigma'_p}$$

trong đó: C_r được xác định từ độ dốc trung bình của phần nở của đường cong $e - \log_{10} \sigma'$.

Cách xác định tương tự như C_c ;

σ'_v - tổng của áp lực có hiệu tác dụng, $\sigma'_v = \Delta\sigma'_{v1} + \Delta\sigma'_{v2}$;

σ'_{vo} - tổng áp lực của các lớp nằm phía trên;

σ'_p - áp lực tiền cố kết, $\sigma'_p = \sigma_{vo} + \Delta\sigma'_{v1}$;

$\Delta\sigma'_{v1} = \sigma'_p - \sigma'_{vo}$ - hiệu của áp lực tiền cố kết với áp lực của các lớp đất nằm trên nó;

$\Delta\sigma'_{v2} = \sigma'_{vo} + \sigma'_v - \sigma'_p$ - hiệu của tổng áp lực của các lớp đất nằm phía trên với áp lực tác dụng trừ đi áp lực tiền cố kết.

Ví dụ 3:

Cho biểu đồ quan hệ giữa độ rỗng e và $\log$ của áp lực có hiệu như hình 1.12. Hãy xác định:

a) Áp lực tiền cố kết σ'_p .

b) Chỉ số nén lún C_c .

Giải:

a) Theo cách vẽ của Casagrande (hình 1.12) tìm được $\sigma'_p = 121 \text{ kPa}$.

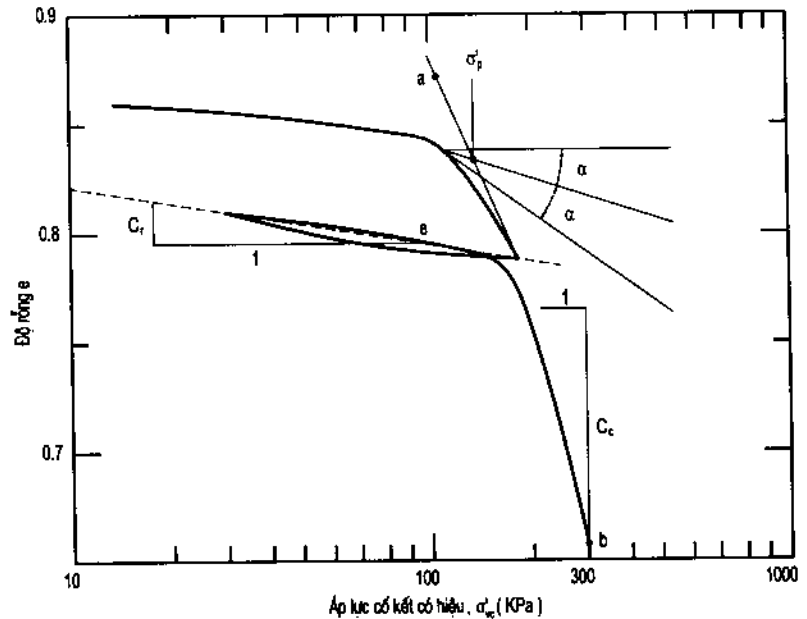
b) Theo định nghĩa:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log_{10} \frac{\sigma'_b}{\sigma'_a}}$$

Sử dụng các điểm a và b của hình 1.12, $e_a = 0,870$, $e_b = 0,655$, $\sigma'_a = 100 \text{ kPa}$ và $\sigma'_b = 300 \text{ kPa}$, từ đó:

$$C_c = \frac{e_a - e_b}{\log_{10} \frac{\sigma'_b}{\sigma'_a}} = \frac{0,870 - 0,655}{\log_{10} \frac{300}{100}} = \frac{0,215}{0,477} = 0,451$$

Hình 1.12: Ví dụ 3
(theo R.D. Holtz và
W.D. Kovacs, 1982)



Ví dụ 4:

Cho đường cong quan hệ giữa e và $\log_{10}\sigma'$ như ở hình vẽ 1.13. Số liệu cố kết này là của một mẫu đất sét nguyên dạng lấy từ điểm giữa của một lớp đất yếu dày 10m: $OCR = 1,0$.

Yêu cầu: Tính độ lún của lớp sét này nếu ứng suất tăng từ 275 lên 800kPa.

Giải:

Đầu tiên vẽ đường cong theo cách vẽ của Casagrande để tìm áp lực tiền cố kết.

Tìm được $\sigma'_p = 275\text{kPa}$.

Tiếp theo xác định giá trị của trị số nén lún C_c .

Logarit của chu kỳ từ 1000 đến 10000 kPa $\log \frac{10000}{1000} = 1$; $e_{1000} = 0,705$ và $e_{10000} = 0,329$

Từ đó: $C_c = 0,705 - 0,329 = 0,376$.

Tính độ lún cố kết:

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H_o \times \log_{10} \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}}$$

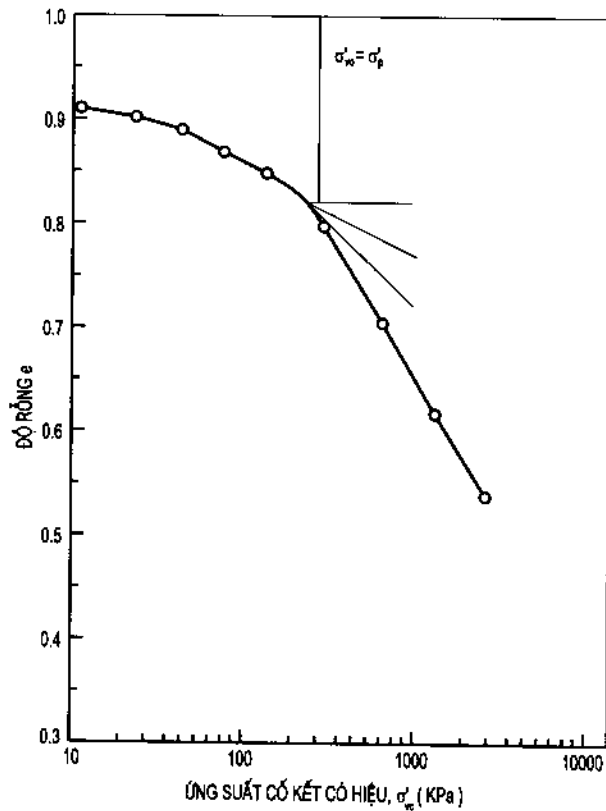
$$S_c = \frac{0,376}{1 + 0,912} 10 \times \log_{10} \frac{800}{275} = 0,91\text{m}$$

1.4.10. Tốc độ cố kết

Đất sét rất khó thấm nước và nước hầu như bị giữ lại trong các lỗ rỗng. Khi tăng tải trọng tác dụng, nước lỗ rỗng không thể thoát ra ngay được.

Vì các hạt sét có xu hướng cùng chịu lực nên áp lực phát triển trong nước lỗ rỗng cũng như áp lực trong dầu của kích thủy lực khi đặt một trọng lượng trên bàn kích.

Hình 1.13: Ví dụ 4
(Theo R.D. Holtz và
W.D. Kovacs, 1981)



Áp lực đó có xu hướng đẩy chất lỏng ra ngoài. Lúc đầu nước thoát nhanh và tiếp tục thì áp lực giảm và tốc độ thoát nước giảm.

Do nước bị ép ra khỏi mẫu đất sét, các hạt đất có thể dịch lại gần nhau, do đó mẫu đất bị lún. Tốc độ lún ban đầu thì nhanh rồi giảm xuống đến một trị số nhỏ.

Lí thuyết cố kết đã phát triển dựa trên giả thiết là các định lí thủy lực chi phối sự giảm áp lực nước lỗ rỗng và sự giảm thể tích của đất tỉ lệ với sự tăng của ứng suất có hiệu và bằng lượng nước thoát ra ngoài.

Các giả thiết của lí thuyết cố kết là:

- Đất là đồng nhất,
 - Đất hoàn toàn bão hòa,
 - Các hạt đất và nước không thể nén lún được,
 - Sự nén và thoát nước là một hướng (hướng thẳng đứng).
 - Các biến dạng đều nhỏ.
 - Định luật Darcy đúng với mọi gradient thủy lực.
 - Hệ số thấm và hệ số nén lún thể tích là không đổi trong suốt quá trình cố kết.
- Trong lí thuyết cố kết các tham số được xác định như sau:

$$C_v = \frac{k}{m_w \times \gamma_w} \text{ là hệ số cố kết}$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

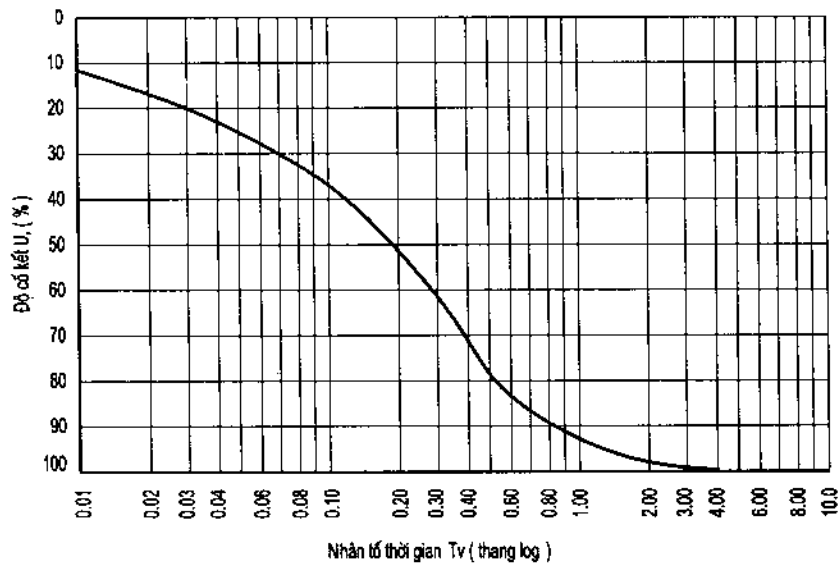
Trong biểu thức này T_v là số không thứ nguyên được gọi là nhân tố thời gian, C_v là một đặc tính của đất được gọi là hệ số cố kết, H là chiều cao mẫu đất và t là thời gian tương ứng với độ cố kết. Từ biểu thức này ta thấy thời gian đạt độ cố kết đã cho thay đổi theo H^2 .

Độ cố kết trung bình được biểu thị đơn giản là độ cố kết U ở thời gian t .

Có thể mở rộng lý thuyết cố kết để tính giá trị của U .

$$U\% = f_n(T_v)$$

Mối quan hệ này được vẽ dưới dạng toán đồ trên tọa độ nửa logarit như ở hình 1.14.



Hình 1.14: Quan hệ lý thuyết giữa độ cố kết U và nhân tố thời gian T_v
(Theo R. B. Peck..., 1973)

Ví dụ 5:

Một lớp cát dày 8m nằm trên một lớp sét dày 6m, dưới lớp sét là một lớp khoáng vật không thấm nước, mực nước ngầm nằm dưới bề mặt lớp cát 2m.

Một lớp đất dày 3m (trọng lượng đơn vị 20kN/m^3) được đắp trên diện tích của khu đất này trong thời hạn 1 năm.

Các đặc tính của lớp đất sét như sau:

- Tỷ số độ rỗng 0,855.
- Chỉ số nén lún: 0,32.

- Hệ số cố kết: $1,26\text{m}^2/\text{năm}$.

Hãy tính độ lún cuối cùng của khu đất do cố kết của lớp sét và độ lún sau thời gian 3 năm kể từ khi bắt đầu đắp đất.

Lời giải:

Vì đất đắp trên một khu vực rộng nên có thể xem xét bài toán như bài toán một chiều. Độ lún cố kết sẽ được tính toán theo hệ số C_c cho toàn bộ lớp sét, từ đó yêu cầu tìm giá trị của ứng suất thẳng đứng có hiệu ban đầu và cuối cùng ở giữa lớp sét.

$$\sigma'_0 = (17 \times 2) + (19,0 - 9,8) \times 6 + (20 - 9,8) \times 3 = 119,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_1 = 119,8 + (3 \times 20) = 179,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\log \frac{179,8}{119,8} = 0,176$$

Độ lún cuối cùng được tính toán từ công thức:

$$S_{cf} = \frac{0,32 \times 0,176 \times 6000}{1 + 0,855} = 182 \text{ mm}$$

Tính độ cố kết sau khi bắt đầu đắp đất 3 năm, trị số điều chỉnh thời gian cho phép với thời hạn đắp đất 1 năm là:

$$t = 3 - 0,5 = 2,5 \text{ năm}$$

Lớp đất thoát nước 1 chiều, do đó $d = 6\text{m}$

Vậy:

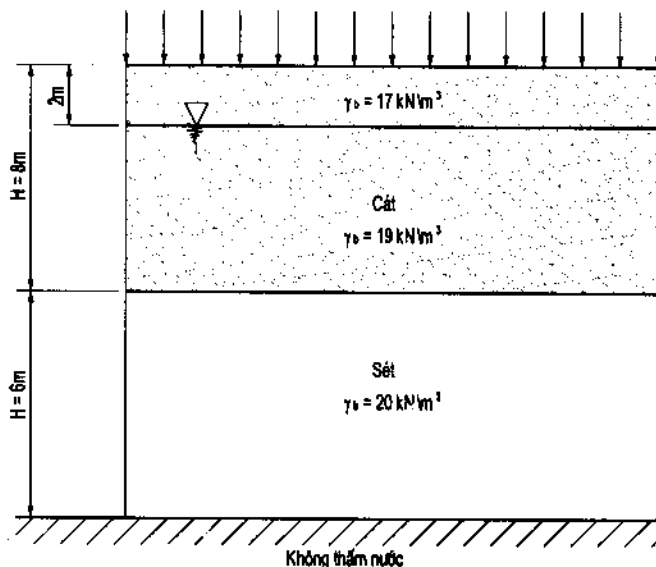
$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} = \frac{1,26 \times 2,5}{6^2} = 0,0875$$

Từ toán đồ vẽ ở hình 1.14 tra được $U = 0,335$. Vậy độ lún sau 3 năm:

$$S_c = 0,335 \times 182 = 61 \text{ mm}.$$

Hình 1.15:

Ví dụ 5: (Theo R.F Craig, 1983)



Chương 2

ĐẤT YẾU VÀ CÁC VẤN ĐỀ ĐẶT RA KHI THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

2.1. KHÁI NIỆM VỀ ĐẤT YẾU

Đất yếu là những đất có khả năng chịu tải nhỏ (vào khoảng 0,5 - 1,0 daN/cm²) có tính nén lún lớn, hầu như bão hoà nước, có hệ số rỗng lớn ($e > 1$), môđun biến dạng thấp (thường thì $E_0 = 50 \text{ daN/cm}^2$), lực chống cắt nhỏ... Nếu không có biện pháp xử lý đúng đắn thì việc xây dựng công trình trên đất yếu này sẽ rất khó khăn hoặc không thể thực hiện được.

Đất yếu là các vật liệu mới hình thành (từ 10000 đến 15000 năm tuổi), có thể chia thành ba loại: đất sét hoặc đất á sét bụi mềm, có hoặc không có chất hữu cơ; than bùn hoặc các loại đất rất nhiều hữu cơ và bùn.

Tất cả các loại đất này đều được bồi tụ trong nước một cách khác nhau theo các điều kiện thủy lực tương ứng: bồi tích ven biển, đầm phá, cửa sông, ao hồ v.v... Trong các loại này *đất sét mềm* bồi tụ ở bờ biển hoặc gần biển (đầm phá, tam giác châu; cửa sông...) tạo thành một họ đất yếu phát triển nhất. Ở trạng thái tự nhiên độ ẩm của chúng thường bằng hoặc lớn hơn giới hạn chảy, hệ số rỗng lớn (đất sét mềm $e \geq 1,5$, đất á sét bụi $e \geq 1$), lực dính không thoát nước $C_u \leq 0,15 \text{ daN/cm}^2$, góc nội ma sát $\varphi_u = 0$, độ sệt $I_L > 0,50$ (trạng thái dẻo mềm).

Loại có nguồn gốc hữu cơ (than bùn và đất hữu cơ) thường hình thành từ đầm lầy, nơi đọng nước thường xuyên hoặc có mực nước ngầm cao, các loại thực vật phát triển, thối rữa và phân huỷ, tạo ra các trầm tích hữu cơ lẫn với trầm tích khoáng vật. Loại này thường gọi là đất *đầm lầy than bùn*, hàm lượng hữu cơ chiếm tới 20 - 80%.

Trong điều kiện tự nhiên, than bùn có độ ẩm rất cao, trung bình $W = 85 - 95\%$ và có thể lên tới vài trăm phần trăm. Than bùn là loại đất bị nén lún lâu dài, không đều và mạnh nhất; hệ số nén lún có thể đạt 3 - 8 - 10 cm²/daN, vì thế thường phải thí nghiệm than bùn trong các thiết bị nén với các mẫu cao ít nhất 40 - 50 cm.

Đất yếu đầm lầy than bùn còn được phân theo hàm lượng hữu cơ của chúng:

Hàm lượng hữu cơ từ 20 - 30%: đất nhiễm than bùn.

Hàm lượng hữu cơ từ 30 - 60%: đất than bùn.

Hàm lượng hữu cơ trên 60%: than bùn.

Bùn là các lớp đất mới được tạo thành trong môi trường nước ngọt hoặc nước biển, gồm các hạt rất mịn ($< 200\mu\text{m}$) với tỉ lệ phần trăm các hạt $< 2\mu\text{m}$ cao, bản chất khoáng vật thay đổi và thường có kết cấu tổ ong. Hàm lượng hữu cơ thường dưới 10%.

Bùn được tạo thành chủ yếu do sự bồi lắng tại các đáy vũng, vịnh, hồ hoặc các cửa sông-nhất là các cửa sông chịu ảnh hưởng của thủy triều. Bùn luôn no nước và rất yếu về mặt chịu lực. Cường độ của bùn rất nhỏ, biến dạng rất lớn, môđun biến dạng chỉ vào khoảng $1-5 \text{ daN/cm}^2$ với bùn sét và từ $10 - 25 \text{ daN/cm}^2$ với bùn á sét, bùn á cát, còn hệ số nén lún thì có thể lên tới $2 - 3 \text{ cm}^2/\text{daN}$. Như vậy bùn là những trầm tích nén chưa chặt, dễ bị thay đổi kết cấu tự nhiên, do đó việc xây dựng trên bùn chỉ có thể thực hiện sau khi áp dụng các biện pháp xử lý đặc biệt, mà tốt nhất là vét bùn thay đất tốt.

2.2. CÁC YÊU CẦU KHI THIẾT KẾ NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

1. Nền đắp trên đất yếu phải bảo đảm ổn định, không bị lún trôi và trượt sâu trong quá trình thi công đắp nền và trong quá trình khai thác sau này. Nói khác đi là phải tránh gây ra sự phá hoại trong nền đất yếu trong và sau khi thi công làm hư hỏng nền đắp cũng như các công trình xung quanh, tức là phải bảo đảm cho nền đường luôn ổn định.

Theo "Quy trình khảo sát thiết kế nền đường đắp trên đất yếu" Tiêu chuẩn thiết kế 22TCN 262-2000 thì khi áp dụng phương pháp Bishop để nghiệm toán ổn định do trượt sâu (mặt trượt tròn khoét sâu vào vùng đất yếu) thì phải bảo đảm hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min} = 1,40$. Trong trường hợp nghiệm toán độ ổn định do trượt sâu theo phương pháp phân mảnh cổ điển của nền đường xây dựng theo từng giai đoạn thì yêu cầu $K_{\min} = 1,20$ hoặc $K_{\min} = 1,10$ (khi dùng kết quả thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước).

Các yêu cầu trên đây chủ yếu căn cứ vào các số liệu của quy trình thiết kế nền đắp trên đất yếu JTJ017-96 của Trung Quốc và đều thấp hơn hệ số ổn định $K_{\min} = 1,50$ theo quy định của các nước phương Tây, vì vậy cần đặc biệt chú ý việc quan trắc chuyển vị ngang trong quá trình đắp nền đường để phán đoán sự ổn định của nền đường và khống chế tốc độ đắp đất. Nếu thấy chuyển vị ngang tăng nhanh thì phải đình chỉ việc đắp đất hoặc dỡ bớt phần đất đã đắp để tránh hiện tượng lún trôi hoặc trượt sâu có thể xảy ra. Theo kinh nghiệm tốc độ di động ngang không được lớn hơn 5mm/ngày .

2. Phải tính chính xác độ lún. Độ lún tuy tiến triển chậm hơn nhưng cũng rất bất lợi - Khi độ lún lớn mà không được xem xét ngay từ khi bắt đầu xây dựng thì có thể làm biến dạng nền đắp nhiều, không đáp ứng được yêu cầu sử dụng.

Ngoài ra khi nền đường lún có thể phát sinh các lực đẩy lớn làm hư hỏng các kết cấu chôn trong đất ở xung quanh (các móng cọc, cọc ván).

Yêu cầu phải tính được độ lún tổng cộng kể từ khi bắt đầu đắp nền đường đến khi lún kết thúc để xác định chiều cao phòng lún và chiều rộng phải đắp thêm ở hai bên nền đường.

Theo 22TCN 262-2000 thì độ lún tổng cộng chỉ tính với 2 thành phần là S_t (lún tức thời) và S_c (lún cố kết) ($S_{\infty} = S_t + S_c$).

Khi tính độ lún tổng cộng S_{∞} thì tải trọng gây lún bao gồm tải trọng của nền đắp, kể cả bộ phận áp (nếu có), không tính với tải trọng xe cộ.

Phần độ lún cố kết còn lại cho phép tại tim nền đường sau khi hoàn thành công trình nền mặt đường trên nền đất yếu được cho phép như bảng 2.1 dưới đây:

Bảng 2.1. Độ lún cố kết còn lại cho phép tại tim nền đường (*)

Loại cấp đường	Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu		
	Gần mố cầu(**)	Trên cống hoặc đường chui dân sinh (**)	Các đoạn nền đắp thông thường
Đường cao tốc và đường cấp 80	$\leq 10\text{cm}$	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$
Đường cấp 60 trở xuống có lớp mặt cấp cao	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$	$\leq 40\text{cm}$

* Theo số liệu của quy trình JTJ017-96 của Trung Quốc.

** Chiều dài đoạn đường gần mố cầu bằng 3 lần chiều dài móng mố cầu gần kề chiều dài đoạn nền đắp trên cống hoặc trên đường chui dân sinh bằng 3-5 lần bề rộng móng cống hoặc đường chui dân sinh.

2.3. CÁC VẤN ĐỀ VỀ ỔN ĐỊNH

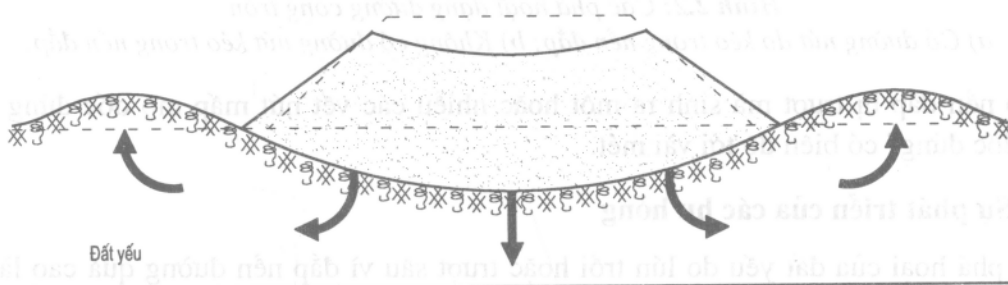
Khi đắp nền đường trên đất yếu thì sẽ làm tăng ứng suất trong đất. Nếu sự tăng ứng suất này vượt quá một ngưỡng giới hạn nào đó, phụ thuộc vào các tính chất cơ học của đất, thì nền đất yếu sẽ bị phá hoại khi xây dựng khiến cho nền đắp bị lún nhiều và đột ngột. Cùng với sự lún sụp của nền đắp, nền đất yếu xung quanh cũng bị trôi lên tương ứng.

1. Những phá hoại quan sát được thường có hai dạng

- Phá hoại do lún trôi;
- Phá hoại do trượt sâu.

a) Phá hoại do lún trôi

Toàn bộ nền đắp lún võng vào nền đất yếu (hình 2.1) đẩy trôi đất yếu tạo thành các bờ đất gần chân taluy.

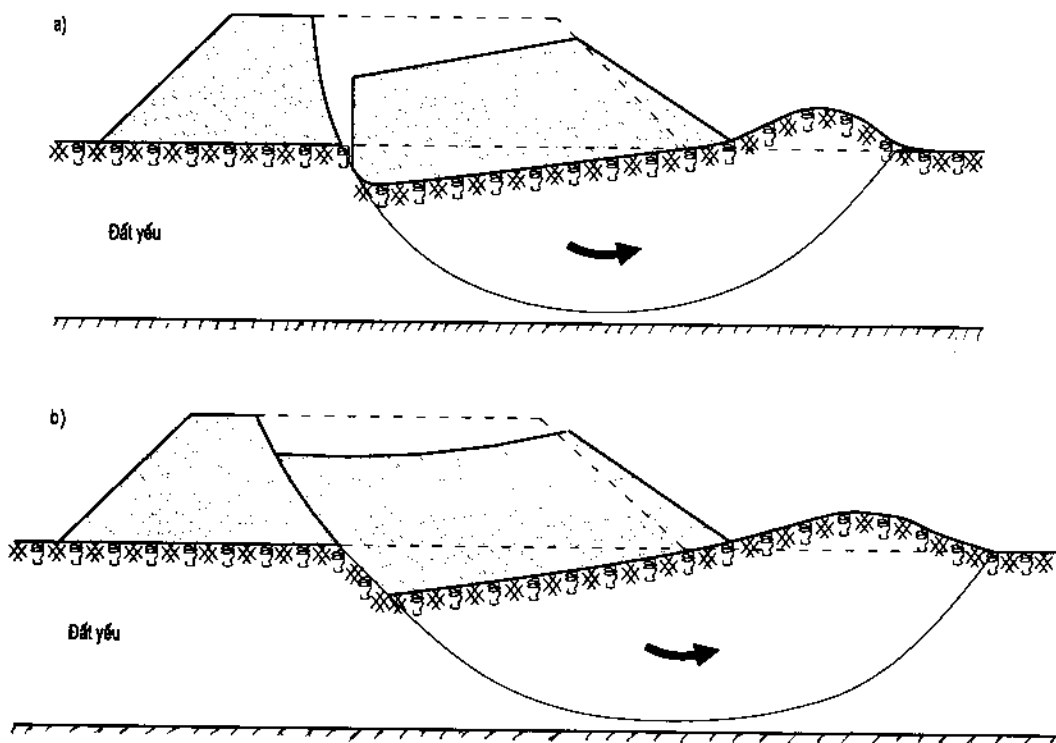


Hình 2.1: Phá hoại của nền đắp do lún trôi

b) Phá hoại do trượt sâu

Kiểu phá hoại này thường gặp trong xây dựng đường do dạng hình học thông thường của nền đắp. Một cung trượt tròn sinh ra do nền đắp bị lún cục bộ (hình 2.2), ngược với lún lan rộng như kiểu lún trôi.

Hậu quả của sự lún này là một bộ phận của nền đắp và của đất nền thiên nhiên dọc theo diện tích phá hoại bị chuyển vị và có hình dạng thay đổi theo tính chất và các đặc tính cơ học của vật liệu dưới nền đắp. Để tính toán, trong các trường hợp đơn giản nhất thường xem đường phá hoại tương tự một đường cong tròn và sự trượt được gọi là trượt tròn.



Hình 2.2: Các phá hoại dạng đường cong tròn

a) Có đường nứt do kéo trong nền đắp; b) Không có đường nứt kéo trong nền đắp.

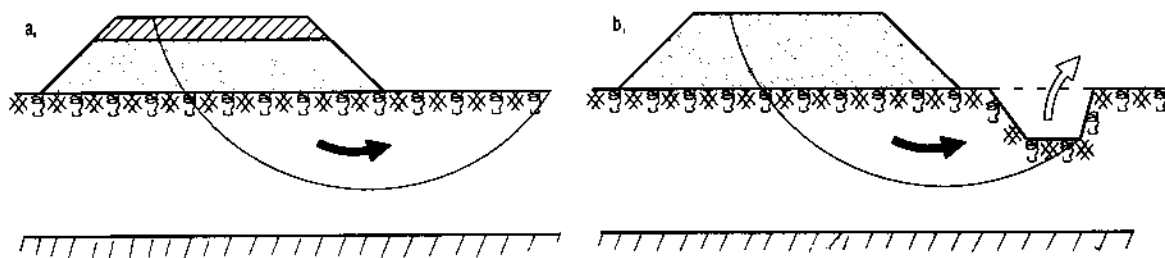
Do nền đắp bị trượt mà sinh ra một hoặc nhiều các vết nứt mấp mô dốc đứng hoặc các "dốc đứng" có biên độ tới vài mét.

2. Sự phát triển của các hư hỏng

Sự phá hoại của đất yếu do lún trôi hoặc trượt sâu vì đắp nền đường quá cao là một hiện tượng xảy ra nhanh chóng trong khi thi công hoặc sau khi thi công xong một thời gian ngắn.

Qua theo dõi sự phá hoại thấy các chuyển động chính kéo dài trong vài giờ và các chuyển động tàn dư chỉ chấm dứt sau vài tuần.

Tuy nhiên cũng có những phá hoại khác xảy ra sau khi thi công xong vài tháng hoặc vài năm như trong trường hợp tôn cao nền đắp mới trên nền đắp hiện hữu (hình 2.3a) hoặc khi đào đất ở chân taluy (hình 2.3b).



Hình 2.3: Hai kiểu phá hoại xảy ra sau khi đào đắp đất
a) Tôn cao nền đắp; b) Đào ở chân taluy nền đắp

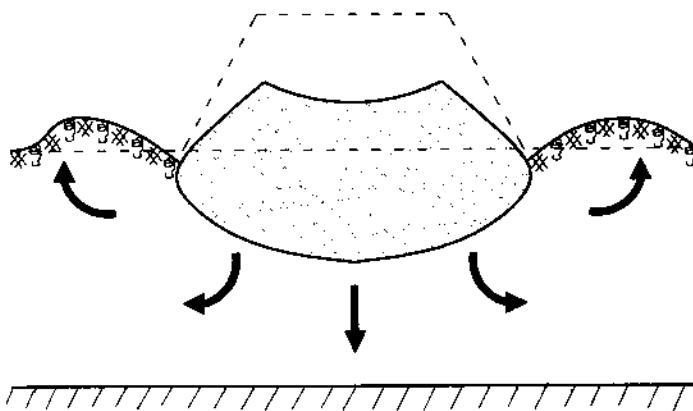
3. Các ví dụ về nền đường bị phá hoại do mất ổn định

Khi xảy ra phá hoại, các đặc trưng cơ học của đất giảm đột ngột dọc theo các mặt trượt. Các mặt trượt này là các vị trí nguy hiểm để phát triển các chuyển động sau khi đắp đất.

Như vậy mọi công tác đắp đất được tiến hành nhằm khôi phục nền đắp ban đầu sẽ dẫn đến một sự lún sụt mới không tránh được cho tới khi đạt được một sự cân bằng mới.

Vì vậy những sửa chữa cần thiết để cho nền đắp đáp ứng được yêu cầu sử dụng ban đầu phải xét tới các đặc trưng cơ học bị giảm yếu, thường rất tốn kém.

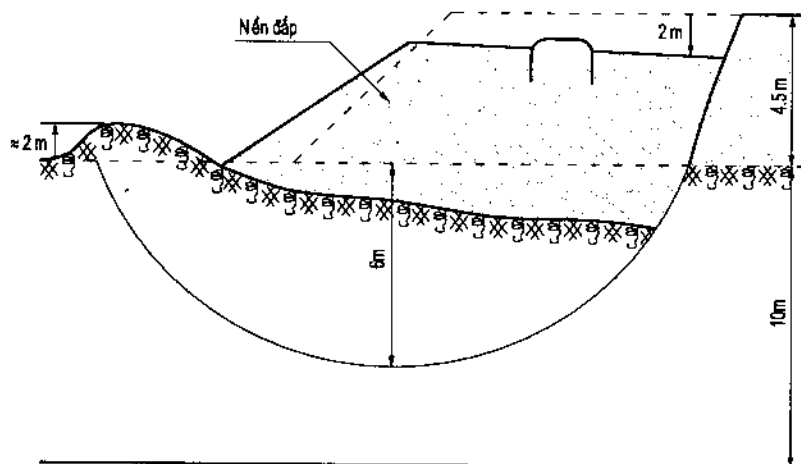
Hình 2.4 giới thiệu một đoạn đường đất bị phá hoại do lún trôi khi đang xây dựng. Nền thiên nhiên là đất sét mềm dày 30m có xen các thấu kính cát. Hiện nay đoạn nền đường này đang được sử dụng nhưng thể tích của nền đường bị chìm vào đất yếu đã lớn hơn 3 lần thể tích của nền đắp ở bên ngoài.



Hình 2.4: Nền đường bị phá hoại do lún trôi

Hình 2.5 là một trường hợp phá hoại do trượt sâu của một đoạn nền đắp thực nghiệm cao 4,5m xây dựng trên một đoạn đầm lầy gần Bordeaux (Pháp) - Đất nền là đất sét mềm lẫn hữu cơ dày 10m. Vì là nền đắp thực nghiệm không chạy xe nên hiện vẫn chưa sửa chữa. Nếu phải sửa chữa thì phải đắp một bệ phản áp cao trên 2m với chiều rộng khoảng 12m.

Hình 2.5:
Phá hoại do trượt sâu ở
nền đắp thực nghiệm
gần Bordeaux (Pháp)



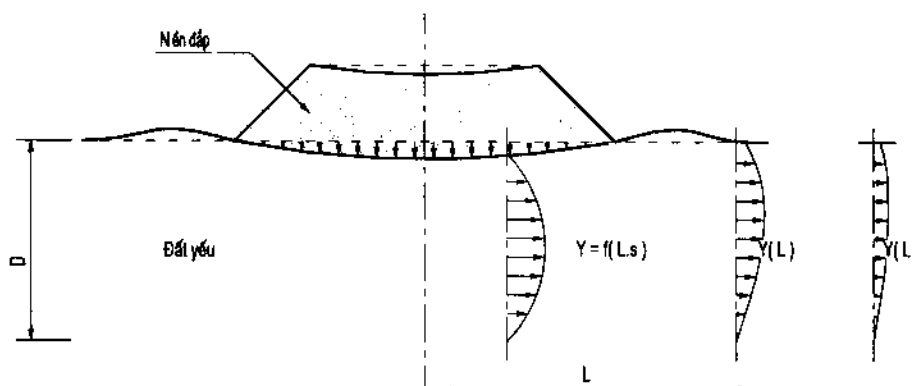
2.4. CÁC VẤN ĐỀ VỀ LÚN

Ngược với sự phá hoại do mất ổn định, lún là một biến dạng chậm của đất dưới tác dụng của trọng lượng nền đắp và xảy ra (hình 2.6):

- Ở giữa nền đắp bởi một độ lún thẳng đứng;
- Dưới phạm vi dải đất dành cho đường: một độ lún thẳng đứng kết hợp với một chuyển vị ngang của đất nền thiên nhiên;
- Ngoài phạm vi dải đất dành cho đường là một chuyển vị ngang của đất nền thiên nhiên cho đến một khoảng cách nào đó phụ thuộc vào chiều dày của đất yếu.

Các chuyển vị thẳng đứng thường có một biên độ đến hàng chục centimet với các lớp rất mềm hoặc chiều dày lớn, biên độ này có thể đến vài mét. Các chuyển vị này ở tim nền đắp đều lớn hơn so với ở mép taluy sinh ra một biến dạng của mặt nền đường.

Hình 2.6: Sơ đồ
độ lún và chuyển vị
ngang của đất nền
thiên nhiên



Các chuyển vị ngang thường nhỏ hơn chuyển vị thẳng đứng, tỉ số giữa hai chuyển vị này chủ yếu phụ thuộc vào hệ số an toàn, kích thước hình học của nền đắp và chiều dày của đất yếu. Tuy nhiên đã quan sát được các chuyển vị ngang đến vài chục centimet.

Tốc độ lún cũng thay đổi theo tính chất của đất yếu, chiều dày của nó và sự có mặt của các lớp thoát nước.

Tốc độ lún của nền đắp trên đất yếu thường xảy ra chậm, ở Hà Nội có một số đoạn đường đắp thi công từ hàng chục năm nay (đường Nam Thăng Long, Bắc Thăng Long) hàng năm vẫn tiếp tục lún thêm từ 5 đến 7cm. Độ lún của một con đường đắp trên đất sét mềm ở gần Bangkok (Thái Lan) xây dựng từ những năm 70 của thế kỷ trước đến nay đã lớn hơn chiều cao của nền đắp, khiến cho mặt nền đường thấp hơn mặt đất thiên nhiên. Độ lún của đoạn nền đường vào cầu Đồng Niên trên QL5 gần thành phố Hải Dương, từ khi đưa vào sử dụng (1997) đến nay đã đạt con số kỷ lục (gần 2m), bình quân hàng năm phải đắp bù lún từ $20 \div 30$ cm.

Vì vậy "Quy trình khảo sát thiết kế nền đắp trên đất yếu" 22TCN 262-2000, tham khảo kinh nghiệm xây dựng và khai thác nền đắp trên đất yếu ở nước ta và các nước xung quanh đã kiến nghị phân độ lún cố kết cho phép còn lại đến $30 \div 40$ cm như ở bảng 2.1 trên đây.

Độ lún khác nhau ở chỗ nối tiếp giữa nền đường đắp trên đất yếu và mố cầu đặt trên móng cọc sâu tựa trên nền cứng không lún thường tạo thành một bậc cấp lớn hoặc một chỗ nứt gãy, ảnh hưởng rất xấu đến việc chạy xe - Các chỗ nứt gãy hoặc bậc cấp này phải được khắc phục bằng việc định kỳ phải làm lại mặt đường.

2.5. CÁC VẤN ĐỀ VỀ NỐI TIẾP VỚI NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

Việc mô tả trên đây về các hiện tượng phá hoại hoặc lún cho thấy là đất yếu có thể chịu các biến dạng thẳng đứng và nằm ngang khá lớn và nhanh. Điều này cũng thường gặp ở các kết cấu cạnh nền đắp (tường chắn, nhà cửa...), ở các đầu mút của nền đắp (mố cầu) hoặc nằm trong thân nền đắp (ống cống, đường chui, đường ống thoát nước...).

Vì vậy phải giảm nhỏ tác dụng của các chuyển động này là những chuyển động có thể gây nên sự cố lớn nếu không được xem xét từ đầu.

Các tác dụng này có thể xếp thành hai loại:

- Các tác dụng do đất bị phá hoại.
- Các tác dụng do lún.

1. Các tác dụng do đất bị phá hoại

Sự phá hoại của đất nền thiên nhiên dưới nền đắp và trong các lớp mềm lân cận gây nên các chuyển động lớn và nhanh. Như đã nói ở trên, các chuyển động này làm cho nền đắp bị lún và đất nền thiên nhiên bị trôi lên đến vài mét.

Hậu quả của các biến dạng này thường làm gãy cọc của móng công trình, lật mố và tường chắn và phá hoại các công trình chìm trong đất.

2. Các tác dụng do lún

Lún thường sinh ra nhiều vấn đề hơn so với các vấn đề liên quan đến sự phá hoại của đất, song việc bố trí kết cấu lại thường chỉ chú ý bảo đảm an toàn đối với việc sụt trượt còn các tác dụng liên quan đến các chuyển động chậm của đất lại thường chưa biết rõ hoặc chưa xác định.

Tình hình này thường gặp ở các chỗ tiếp giáp với các công trình khi thi công các nền đường vào cầu sau khi đóng cọc móng mố.

Việc đắp nền đường vào cầu một cách liên tục sẽ gây lún nền đất yếu và làm tăng ứng suất tác dụng lên cọc.

Các chuyển động thẳng đứng và nằm ngang của đất sẽ sinh ra các tác dụng khác nhau lên công trình (hình 2.7):

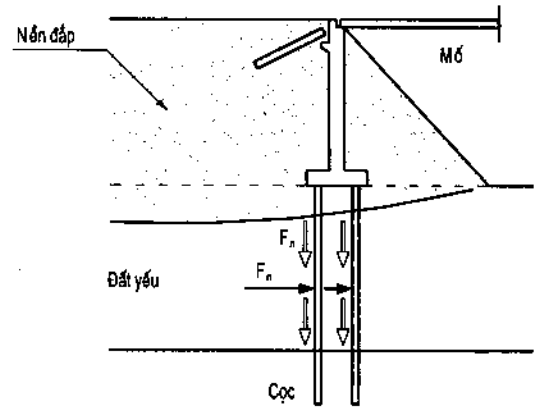
- Do sự liên kết giữa đất và cọc (trừ khi có bố trí kết cấu đặc biệt), khi đất lún nó sẽ ma sát dọc theo cọc và kéo cọc xuống dưới. Hiện tượng này được gọi là "ma sát âm".

- Các chuyển động nằm ngang của đất sinh ra các lực đẩy lên cọc dẫn đến các chuyển động uốn cần phải xét đến trong tính toán. Nếu không có thể làm gãy cọc hoặc làm chuyển vị mố cầu.

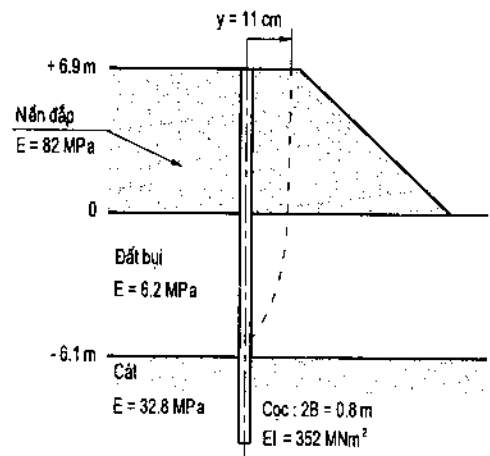
Ví dụ của cầu Dunkerque (Pháp, 1976)

Mố cầu Dunkerque được đặt trên bệ cọc. Sau khi thi công xong cọc móng mố thì đắp nền đường vào cầu. Sau khi xây dựng xong cầu một thời gian thì quan sát thấy các cọc của mố cầu ở đầu mút đường vào cầu đã chuyển vị 11cm do đất yếu ở phía dưới chuyển vị ngang. Đã tiến hành kiểm định trạng thái ứng suất trong các cọc và kết luận là các ứng suất này vẫn nằm trong phạm vi cho phép.

Hình 2.8 là sơ đồ tính toán tương ứng với chuyển vị đo được ở đầu cọc là 11cm và đã đi đến kết luận là cọc sẽ bị gãy nếu ứng suất lớn hơn.



Hình 2.7: Sơ đồ các lực gây ra trên cọc do sự biến dạng của đất yếu



Hình 2.8: Tính toán kiểm định cọc cầu Dunkerque sơ đồ E. mô đun nén tiêu chuẩn

Chương 3

XÁC ĐỊNH CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỊA KỸ THUẬT CỦA ĐẤT YẾU

Để phục vụ cho việc thiết kế và xây dựng nền đắp trên đất yếu cần phải tiến hành công tác điều tra khảo sát và làm các thí nghiệm cần thiết ở hiện trường và trong phòng thí nghiệm nhằm:

- Xác định phạm vi phân bố vùng đất yếu, chiều sâu các lớp và độ dốc ngang đáy lớp đất yếu dưới cùng, vị trí mực nước ngầm v.v...
- Nhận biết loại đất yếu và xác định các chỉ tiêu cần thiết phục vụ cho việc tính toán thiết kế xử lý và kiểm tra chất lượng thi công.

Muốn vậy phải tiến hành việc khảo sát địa chất, khoan thăm dò và lấy các mẫu đất nguyên dạng để thí nghiệm ở trong phòng thí nghiệm để xác định các đặc trưng địa kỹ thuật và cơ học của đất yếu.

3.1. NHẬN BIẾT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

Các thí nghiệm ở trong phòng có hai loại: các thí nghiệm nhận biết đất và các thí nghiệm cơ học. Các thí nghiệm đầu có thể tiến hành trên các mẫu đất phá hoại kết cấu, còn các thí nghiệm sau thường làm với các mẫu nguyên dạng.

3.1.1. Nhận biết đất

Việc phân loại đất dựa trên ba thí nghiệm nhận dạng chính:

- Phân tích thành phần hạt,
- Xác định các giới hạn Atterberg,
- Đo hàm lượng các chất hữu cơ và khi cần thì làm thí nghiệm Von Post với đất hữu cơ (có trên 10% chất hữu cơ).

Các thí nghiệm trên đây là đối tượng của các tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam (TCVN) hoặc AASHTO: phân tích thành phần hạt TCVN 4198-95; các giới hạn Atterberg TCVN 4197-95, hàm lượng hữu cơ AASHTO-T194.

Với đất dính thì các giới hạn Atterberg là căn cứ chủ yếu để phân loại đất, còn chỉ số dẻo thì cho trị số hiệu chỉnh lực dính đo được bằng phương pháp cắt cánh hiện trường. Các giới hạn Atterberg tìm được từ các thí nghiệm quy ước được tiến hành với nhóm các hạt có kích cỡ dưới 0,42mm. Các thí nghiệm này cho phép xác định các độ ẩm đặc biệt đặc trưng cho sự thay đổi trạng thái của vật liệu W_p và W_L (xem mục 1.13 chương 1). Chỉ số dẻo $I_p = W_L - W_p$ cho ta phạm vi của độ dẻo - Biết được độ ẩm tự nhiên W thì có thể xác định được độ sệt của đất I_L theo công thức:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$$

Bảng 3.1 cho ta biết trạng thái của đất dính.

Bảng 3.1. Phân loại trạng thái của đất dính theo độ sệt I_L (*)

Độ sệt I_L	Trạng thái của đất
$B < 0$	Rắn
$0 < B < 0,25$	Nửa rắn
$0,25 < B < 0,50$	Dẻo cứng
$0,50 < B < 0,75$	Dẻo mềm
$0,75 < B < 1$	Dẻo chảy
$B > 1$	Chảy

(*) Các tác giả Pháp tính độ sệt I_L theo công thức:

$I_L = \frac{W_L - W}{I_p}$, do đó trạng thái của đất thay đổi ngược lại so với các trị số ở bảng 3.1 (khi $I_L < 0$ đất ở trạng thái chảy, khi $I_L > 1$ đất ở trạng thái rắn).

Ở Việt Nam giới hạn chảy W_L có thể xác định bằng thí nghiệm Vasiliev hoặc thí nghiệm Casagrande. Khi tính toán cần chuyển giá trị giới hạn chảy xác định theo phương pháp Vasiliev sang giá trị giới hạn chảy theo phương pháp Casagrande là

$$W_L = \frac{1}{a} (W_L^v + b)$$

trong đó: a, b là các hệ số phụ thuộc vào loại đất, với đất có $W_L > 20\%$ thì $a = 0,73$, $b = 6,47\%$;

W_L^v là giới hạn chảy xác định theo phương pháp Vasiliev.

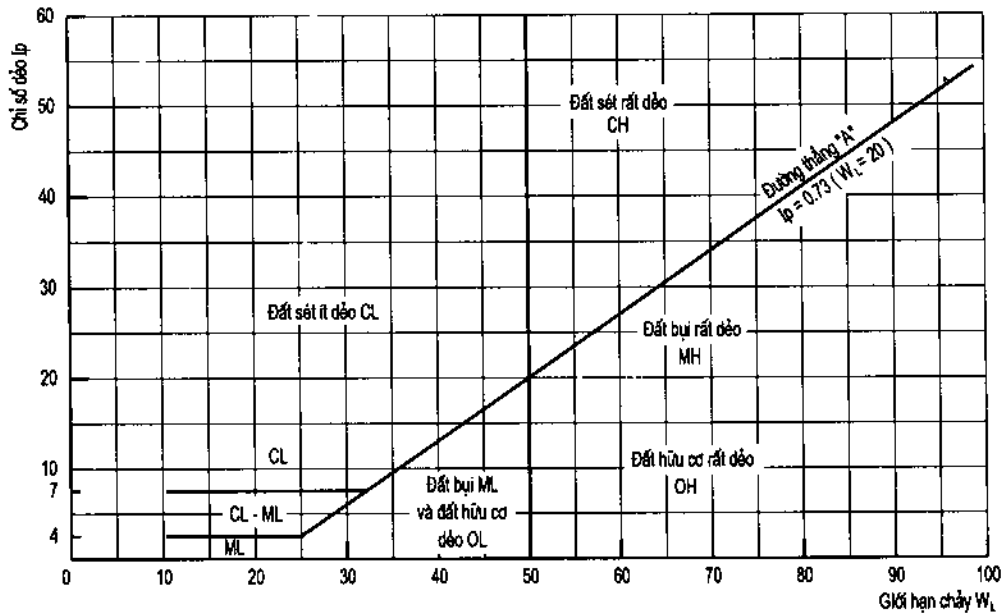
3.1.2. Phân loại đất

Có nhiều cách phân loại đất như cách phân loại đất của Hội thí nghiệm và vật liệu (ASTM) của Mỹ, của hệ thống phân loại đất thống nhất (USCS) của Casagrande, của Hiệp hội những người làm đường Hoa Kỳ (AASHTO) v.v... Cách phân loại đất xây dựng của Việt Nam cho trong tiêu chuẩn TCVN 5747-1993 chủ yếu dựa theo cách phân loại của Casagrande.

Chu trình phân loại đất trong phòng thí nghiệm theo TCVN 5747-1993 cho ở bảng 3.2. Theo cách phân loại này đất gồm có đất hạt thô, đất hạt mịn và đất than bùn. Bảng 3.3 tóm tắt cách phân loại đất hạt thô.

*** Phân loại đất hạt mịn**

Đất hạt mịn được phân loại dựa theo kết quả xác định W_L và W_p và dựa vào biểu đồ độ dẻo (hình 3.1).



Hình 3.1: Phân loại đất hạt mịn trong phòng thí nghiệm - Biểu đồ độ dẻo

Mỗi nhóm phụ của đất hạt mịn được kí hiệu bằng hai chữ cái: chữ cái đầu là tên đất, chữ cái sau mô tả tính nén lún của đất.

Về tên đất: • Đất bụi được kí hiệu bằng chữ M (Mjala, tiếng Thụy Điển).

• Đất sét được kí hiệu bằng chữ C (Clay).

• Đất hữu cơ kí hiệu bằng chữ O (Organic).

Về tính nén của đất, dựa theo giới hạn chảy W_L để đánh giá:

• Nếu đất có $W_L < 50\%$, đất có tính nén thấp và trung bình, kí hiệu là L

khi $W_L > 50\%$, đất có tính nén cao, kí hiệu là H.

Nhóm đất CL và CH bao gồm các sét vô cơ - Nhóm CL là đất sét ít dẻo nằm ở vùng trên của đường thẳng "A" được xác định bởi $W_L < 50\%$ và $I_p > 7\%$ - Nhóm CH là đất sét rất dẻo cũng nằm trên đường thẳng "A" được xác định bởi $W_L > 50\%$.

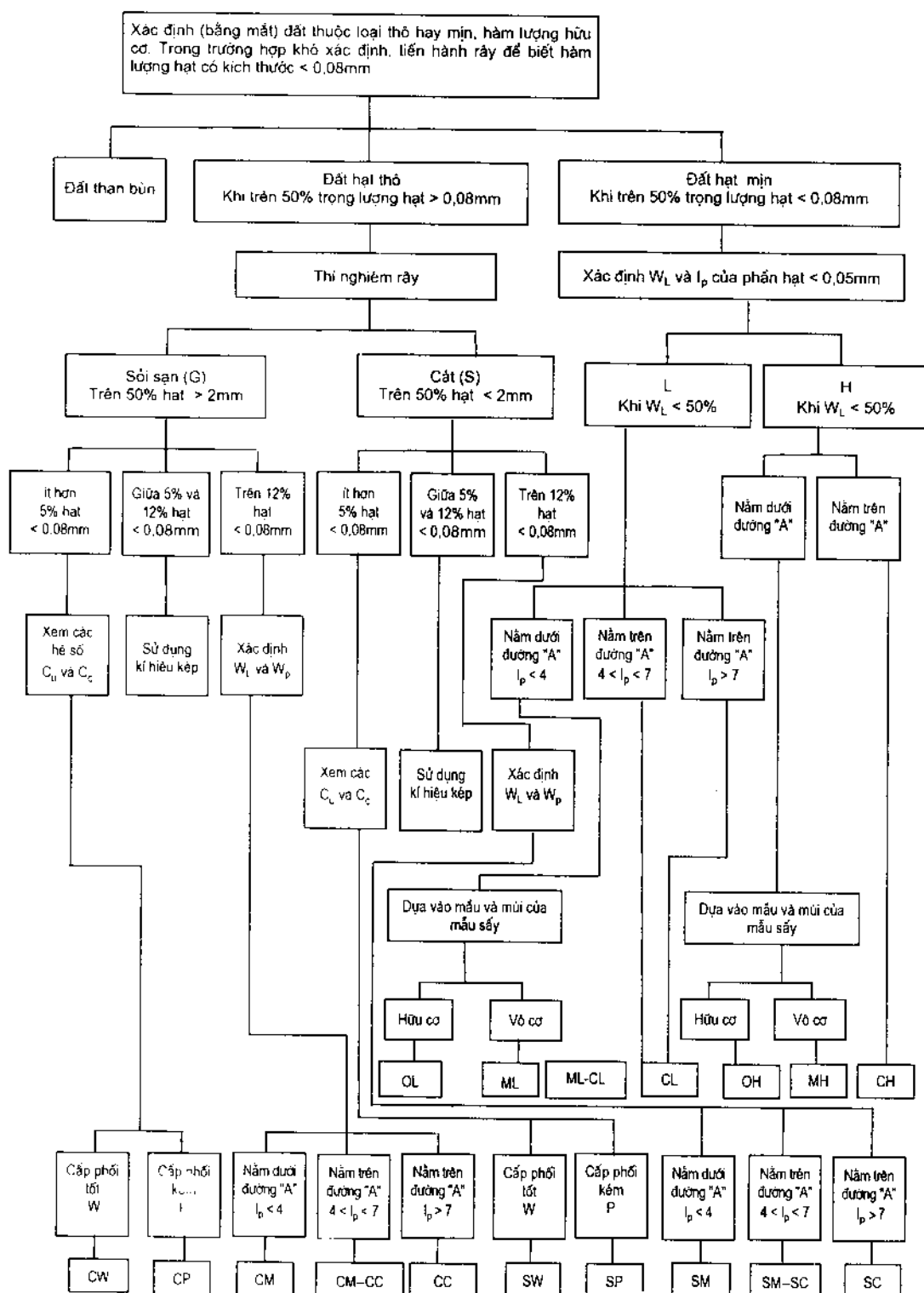
Nhóm đất ML là đất bụi ít dẻo nằm dưới đường thẳng "A" có $W_L < 50\%$ và $I_p < 4$.

Nhóm MH là đất bụi rất dẻo ứng với vùng nằm dưới đường thẳng "A" có $W_L > 50\%$.

Nhóm đất hạt mịn nằm trên đường thẳng "A" có $4 < I_p < 7$ được coi là trường hợp biên và được mô tả bằng kí hiệu kép CL - ML.

Nhóm OL và OH là đất hữu cơ ít dẻo và rất dẻo phân bố gần trùng với hai nhóm ML và MH.

Bảng 3.2. Chu trình phân loại đất trong phòng thí nghiệm



Bảng 3.3. Phân loại đất hạt thô

Trên 50% trọng lượng của đất là các hạt có kích thước > 0,08mm						
Định nghĩa				Kí hiệu	Điều kiện nhận biết	Tên gọi
Đất cuội sỏi	Trên 50% trọng lượng thành phần hạt thô có kích thước > 2mm	Đất sỏi sạn sạch	Trọng lượng hạt có kích thước < 0,08mm ít hơn 5%	GW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ và $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{80}}$ giữa 1 và 3	Đất sỏi, sạn sạch Cấp phối tốt
				GP	Một trong hai điều kiện của GW không thoả mãn	Đất sỏi, sạn cấp phối kém
		Đất sỏi sạn có lẫn hạt mịn	Trọng lượng hạt kích thước < 0,08mm nhiều hơn 12%	GM	Giới hạn Atterberg nằm dưới đường A (xem biểu đồ 3.1) hay $I_p < 4$	Sỏi lẫn bụi. Hỗn hợp sỏi - cát - bụi cấp phối kém
				GC	Giới hạn Atterberg nằm trên đường A (xem biểu đồ 3.1) hay $I_p > 7$	Sỏi lẫn sét. Hỗn hợp sỏi lẫn cát sét, cấp phối kém
Đất cát	Trên 50% trọng lượng thành phần hạt thô có kích thước < 2mm	Cát sạch	Trọng lượng hạt có kích thước < 0,08mm ít hơn 5%	SW	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ và $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ giữa 1 và 3	Cát cấp phối tốt, cát lẫn sỏi ít hoặc không có hạt mịn
				SP	Một trong hai điều kiện của SW không thoả mãn	Cát cấp phối kém, cát lẫn sỏi có ít hoặc không có hạt mịn
		Cát có lẫn hạt mịn	Trọng lượng hạt có kích thước 0,08mm nhiều hơn 12%	SM	Giới hạn Atterberg nằm dưới đường A (xem biểu đồ 3.1) hay $I_p < 5$	Cát lẫn sét, hỗn hợp cát - sét cấp phối kém
				SC	Giới hạn Atterberg nằm dưới đường A (xem biểu đồ 3.1) hay $I_p > 7$	Cát lẫn sét, hỗn hợp cát - sét cấp phối kém

3.2. CƯỜNG ĐỘ KHÁNG CẮT

Việc tính độ ổn định của một khối đất dính chịu một tải trọng thường được tiến hành bằng việc xác định hệ số an toàn là tỉ số giữa cường độ kháng cắt và ứng suất cắt sinh ra trên mặt trượt. Cường độ kháng cắt thực lớn nhất sẽ bằng cường độ kháng cắt tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn.

3.2.1. Cân bằng giới hạn và cơ cấu của sự phá hoại

Cân bằng giới hạn là ranh giới giữa trạng thái đàn hồi và trạng thái dẻo. Trong thực tế nó được thể hiện bằng sự xuất hiện các biến dạng không hồi phục lớn tương ứng với sự phá hoại. Đường bao của các vòng Mohr giới hạn được gọi là đường cong nội tại của môi trường, tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn. Định luật Coulomb, trong sự biểu thị của Mohr xác định sự cân bằng giới hạn bằng cách xem đường cong nội tại là đường thẳng:

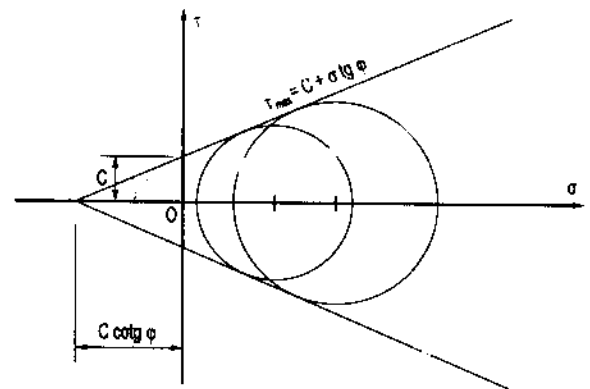
$$\tau_{\max} = C + \sigma \tan \varphi$$

trong đó: $\tau_{\max}$ là cường độ kháng cắt của đất dưới ứng suất pháp σ tác động trên mặt trượt;

c - là lực dính;

φ - là góc ma sát trong của môi trường.

Các thông số φ và C đặc trưng cơ học của môi trường được tìm ra từ các thí nghiệm cắt mà cường độ kháng cắt được đo theo ứng suất pháp.



Hình 3.2: Các đường thẳng Coulomb trong các trục của Mohr

3.2.2. Ứng suất tổng và ứng suất có hiệu

Trong cơ học đất, các ứng suất (σ , τ) trong đất được xem như môi trường liên tục một pha, do một hệ tải trọng gây ra, được gọi là các ứng suất tổng. Trong đất bão hoà áp lực u của nước được gọi là áp lực lỗ rỗng. Ứng suất có hiệu (σ' , τ') được xác định bởi:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{thành phần pháp có hiệu}$$

$$\tau' = \tau \times \tau' = \tau \quad \text{thành phần tiếp có hiệu}$$

Khi đất dính bão hoà nước chịu tải, ví dụ do một nền đắp gây ra, áp lực nước lỗ rỗng u thay đổi, tại mỗi điểm một lượng tăng là Δu . Kết quả của việc tăng tải trọng sẽ tạo ra một sự thoát nước cho đến khi tiêu tán toàn bộ Δu . Trạng thái của các siêu áp lực lỗ rỗng Δu cho phép xác định một trạng thái "ngắn hạn" và một trạng thái "dài hạn".

Trạng thái ngắn hạn là trạng thái của đất ngay sau khi tác dụng tải trọng. Nước chưa có thời gian để thoát, áp lực nước lỗ rỗng không thay đổi và thể tích của đất không đổi. Môi trường được xem như liên tục và chịu tác dụng của các ứng suất tổng. Với một nền đắp trên đất mềm, đó là sự ổn định ngắn hạn thường bất lợi nhất.

Trạng thái dài hạn là trạng thái của đất tương ứng với sự biến mất toàn bộ áp lực nước lỗ rỗng. Các áp lực lỗ rỗng và các ứng suất có hiệu tại mọi điểm đều giả định là đã biết. Cốt đất được xem như một môi trường liên tục và được nghiên cứu bằng các ứng suất có hiệu.

Nghiên cứu sự ổn định của một nền đắp cần phải biết cường độ kháng cắt ngắn hạn, có thể tìm được bằng các thí nghiệm:

- Cắt cánh hiện trường.
- Thiết bị ba trục, cắt trực tiếp ở trong phòng thí nghiệm.

3.2.3. Thí nghiệm cắt

Mỗi thí nghiệm gồm hai pha: pha đầu là tác dụng các ứng suất, pha thứ hai là cắt. Có nhiều kiểu thí nghiệm theo đó trong một pha này hoặc pha kia của hai pha, nước được thoát đi hoặc không.

- *Thí nghiệm cắt không cố kết, không thoát nước UU (Unconsolidated Undrained)*

Nó tương ứng với tình hình làm việc ngắn hạn của đất. Việc tác dụng ứng suất và cắt được tiến hành không thoát nước. Cường độ kháng cắt thường không đổi với đất dính ($\varphi_{uu} = 0$) và được kí hiệu là C_u . Nó biểu thị cường độ của đất trong trạng thái tại chỗ của nó và cho phép nghiên cứu độ ổn định của một khối đất mịn chịu tác dụng của nền móng hoặc của một nền đắp.

- *Thí nghiệm cắt cố kết không thoát nước CU (Consolidated - Undrained)*

Trong pha cố kết cho thoát nước rồi tiến hành cắt không thoát nước. Thí nghiệm này cho ta các thông số C_{cu} và φ_{cu} ; việc đo áp lực lỗ rỗng khi cắt cho phép xác định các đặc tính giữa các hạt C' và φ' cần cho việc tính toán độ ổn định với các ứng suất có hiệu. Góc φ_{cu} và đường thẳng Coulomb theo các ứng suất tổng cho phép ta đánh giá sự cải thiện cường độ kháng cắt không thoát nước phụ thuộc vào ứng suất có hiệu.

Để đo các đặc tính giữa các hạt, kiểu thí nghiệm này thường phải tham khảo thí nghiệm CD dưới đây, thường rất lâu với đất ít thấm nước.

- *Thí nghiệm cắt cố kết thoát nước CD (Consolidated - Drained)*

Việc thoát nước xảy ra trong pha cố kết và trong khi cắt. Tốc độ biến dạng phải đủ nhỏ để áp lực lỗ rỗng bằng 0 ở mỗi thời điểm. Thí nghiệm cho trực tiếp các đặc trưng giữa các hạt C' và φ' để nghiên cứu độ ổn định dài hạn.

Thực tế thí nghiệm này không phải luôn được tiến hành để tính độ ổn định của công trình trên đất yếu.

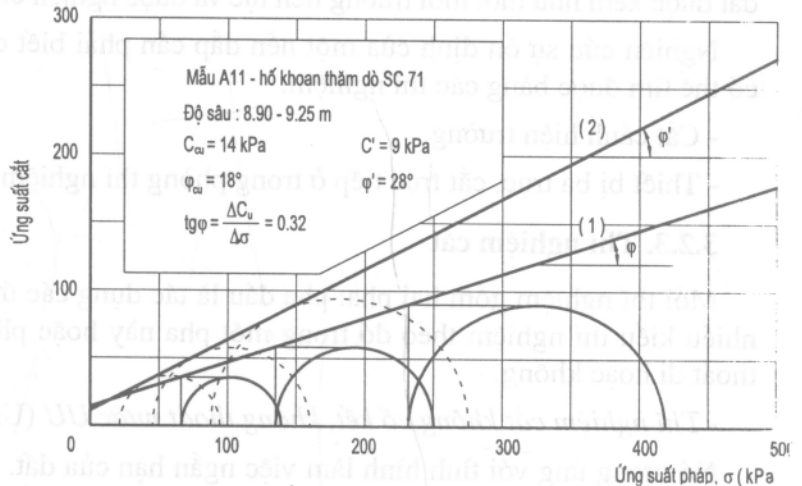
* *Thí nghiệm ba trục*

Các thí nghiệm ba trục hiện được dùng nhiều khi cần đo cường độ kháng cắt với chất lượng cao. Thí nghiệm ba trục sử dụng linh hoạt nên có thể làm nhiều thí nghiệm khác

nhau. Thí nghiệm gồm có việc phá hoại một mẫu thử dưới một áp lực hông không đổi và thay đổi ứng suất dọc trục.

Thiết bị ba trục có thể làm các thí nghiệm cắt UU, CU và CD.

Một ví dụ cụ thể của thí nghiệm CU vẽ ở hình 3.3. Cần lưu ý là một thí nghiệm cần phải phá hoại ba hoặc bốn mẫu đại diện của cùng một loại đất để có thể kẻ đường bao của các vòng tròn.



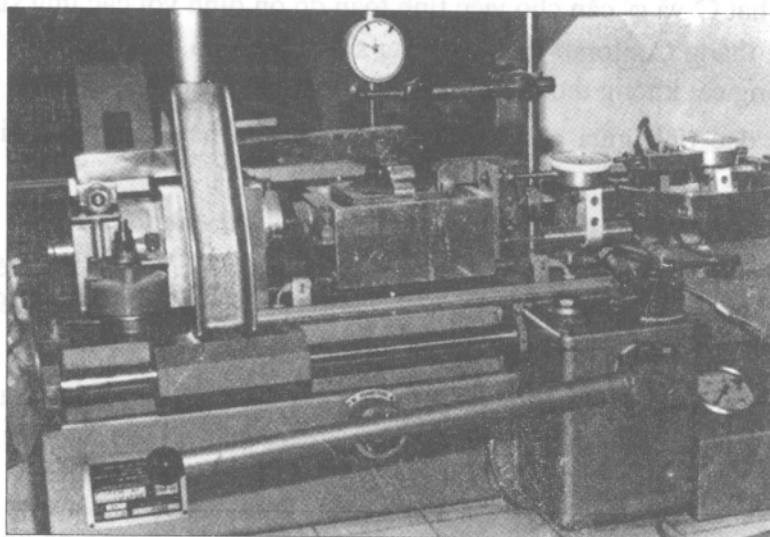
Hình 3.3: Thí nghiệm ba trục cố kết không thoát nước

(1) ĐƯỜNG CONG THAY ĐỔI C_{cu} THEO ÁP LỰC CỐ KẾT

(2) ĐƯỜNG CONG BẢN CHẤT CỦA CỐT ĐẤT

* Thí nghiệm cắt bằng hộp Casagrande

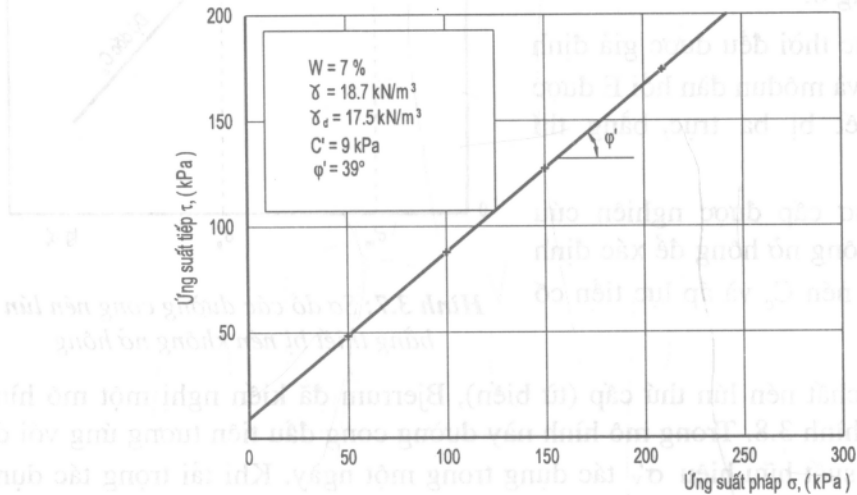
Mẫu đất nguyên dạng (hoặc phá hoại kết cấu với các thí nghiệm đặc biệt) được cắt theo một mặt phẳng quy định trên đó chịu một ứng suất thẳng đứng và một ứng suất tiếp. Có nhiều kiểu thiết bị thí nghiệm mà một thiết bị được giới thiệu ở hình 3.4.



Hình 3.4: Thiết bị cắt trực tiếp của LPC (Pháp)

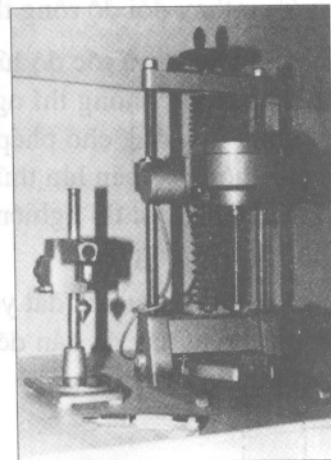
Thí nghiệm cắt kiểu CD thích hợp để đo các đặc trưng giữa các hạt C' và φ' của đất rời thường gặp với các vật liệu của nền đắp (hình 3.5). Tuy nhiên cần thấy các kết quả phụ thuộc vào độ chặt của vật liệu và khó bảo đảm độ chặt của vật liệu hiện trường bằng độ chặt ở trong phòng thí nghiệm.

Khi đất rời gồm các hạt lớn thì cần phải sử dụng một hộp cắt kích thước lớn.



Hình 3.5: Cắt trực tiếp vật liệu của nền đắp

Mặc dù thiết bị ba trục thường được sử dụng hơn, cắt trực tiếp trong hộp cũng cho các số đo bảo đảm chất lượng, trong một phạm vi hạn chế hơn. Để bổ sung cho các thí nghiệm này thường khuyến nghị đo cường độ cắt bằng các thiết bị đơn giản hơn như thiết bị cắt cánh trong phòng, xuyên hoặc xuyên bỏ túi (hình 3.6). Các thí nghiệm này làm nhanh và rẻ và chỉ cho lực dính không thoát nước C_u của đất dính thuần túy. Nguyên lý của thiết bị cắt cánh ở trong phòng cũng giống với nguyên lý của thiết bị cắt cánh hiện trường. Với thiết bị xuyên việc đo lực dính dựa trên độ xuyên của mũi xuyên hình nón dưới trọng lượng bản thân của nó, vào mẫu thử. Xuyên bỏ túi đo cường độ nén đơn không thoát nước và từ đó rút ra lực dính.



Hình 3.6: Thiết bị đo nhanh lực dính không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm và ở hiện trường (khi cần thiết)

3.3. TÍNH BIẾN DẠNG

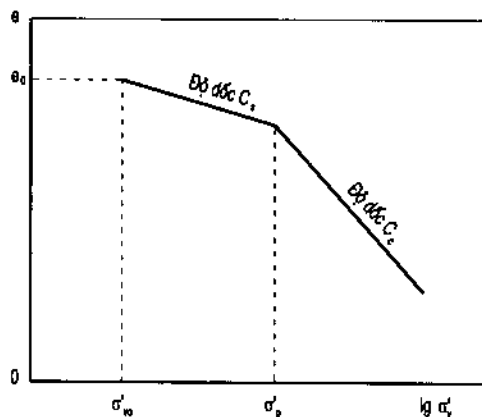
3.3.1. Biến dạng thật

Với các nghiên cứu thông thường, người ta phân biệt ba giai đoạn trong biến dạng của đất nền công trình:

- Các biến dạng "tức thời" xuất hiện ngay sau khi chất tải, không thoát nước lỗ rỗng;
- Biến dạng cố kết (hoặc nén lún sơ cấp) gây ra bởi sự tiêu tán của nước lỗ rỗng;
- Giai đoạn cố kết thứ cấp, còn gọi là nén lún thứ cấp hoặc từ biến, xuất hiện sau khi áp lực nước lỗ rỗng bằng 0.

Các biến dạng tức thời đều được giả định là đàn hồi ($\nu = 0,5$) và mô đun đàn hồi E được xác định bằng thiết bị ba trục, bằng thí nghiệm U.U.

Độ lún cố kết sơ cấp được nghiên cứu bằng thiết bị nén không nở hông để xác định chỉ số nở C_s , chỉ số nén C_c và áp lực tiền cố kết σ'_p (hình 3.7).

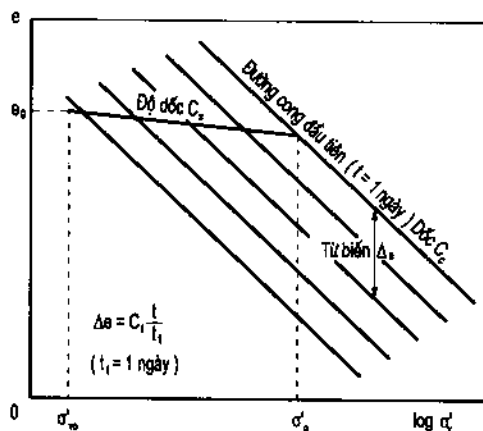


Hình 3.7: Sơ đồ các đường cong nén lún bằng thiết bị nén không nở hông

Với đất có tính chất nén lún thứ cấp (từ biến), Bjerrum đã kiến nghị một mô hình được minh họa trên hình 3.8. Trong mô hình này đường cong đầu tiên tương ứng với độ lún của đất khi ứng suất hữu hiệu σ'_v tác dụng trong một ngày. Khi tải trọng tác dụng lâu hơn, đường cong nén lún di chuyển song song với nó một lượng Δe độc lập với ứng suất tác dụng. Sự giảm này của độ rỗng thực tế tỉ lệ thuận với logarit thời gian. Hệ số tỉ lệ liên quan với sự thay đổi độ rỗng theo thời gian được gọi là chỉ số từ biến ($C_{\alpha e}$).

Các tính toán biên độ và tốc độ lún tại chỗ là cần thiết để nhận biết các thông số nén lún được xác định trong phòng thí nghiệm bằng thí nghiệm nén không nở hông. Các thí nghiệm nén không nở hông cho phép xác định các thông số cố kết sơ cấp và nếu cần có thể xác định các thông số nén lún thứ cấp. Các thí nghiệm tiến hành trên máy nén không nở hông rất khác nhau; các thí nghiệm nén lún theo từng cấp và các thí nghiệm từ biến là các thí nghiệm thông dụng nhất.

Để tăng nhanh sự cố kết của đất yếu tại hiện trường, thường thi công các đường thấm thẳng đứng và kỹ thuật này đã dẫn đến việc triển khai một thí nghiệm thoát nước hướng tâm ở trong phòng thí nghiệm.

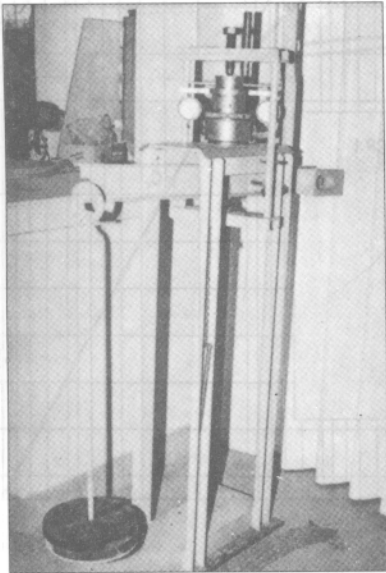


Hình 3.8: Mô hình của Bjerrum (1973) về tính nén lún của đất dính bằng thí nghiệm nén không nở hông

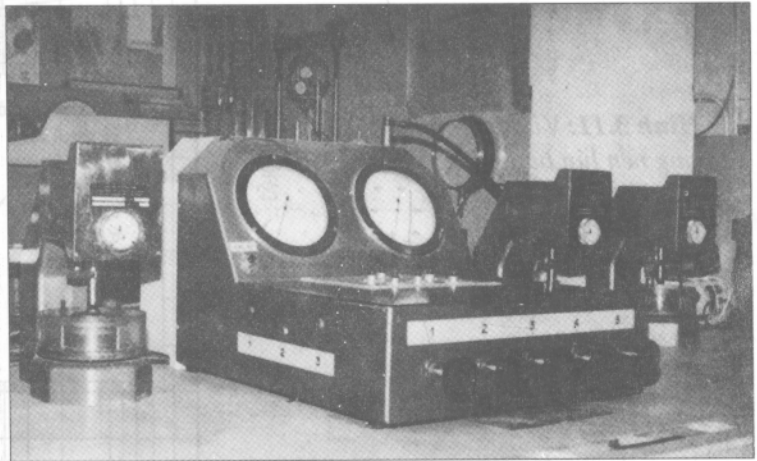
3.3. ĐO CÁC ĐẶC TRƯNG NÉN LÚN Ở TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM

* Thiết bị nén không nở hông

Mẫu thí nghiệm được đặt trong một vòng cứng, giữa hai tấm đá thấm và toàn bộ được ngâm nước hoàn toàn. Tải trọng thẳng đứng được tác dụng ở phần trên của mẫu qua một pit-tông. Tùy theo thiết bị mà tải trọng được tác dụng bằng các quả cân (hình 3.9), bằng kích hơi ép (hình 3.10) hoặc bằng kích thuỷ lực.



Hình 3.9: Thiết bị nén không nở hông tác dụng áp lực bằng các quả cân



Hình 3.10: Thiết bị nén không nở hông tác dụng áp lực bằng hơi ép với hộp điều khiển

* Thí nghiệm nén lún gia tải từng cấp

Thí nghiệm nén lún gia tải từng cấp cho phép xác định hai loại đường cong: đường cong nén lún cho ta các độ rỗng ở cuối cấp phụ thuộc vào tải trọng tác dụng, và các đường cong độ lún theo thời gian của từng tải trọng.

Đường cong nén lún (hình 3.11) cho phép xác định áp lực tiền cố kết σ'_p , chỉ số nén C_c và chỉ số nở C_s bằng cách tính độ dốc của các đường thẳng.

Trong mô hình của Bjerrum (hình 3.8) áp lực tiền cố kết là một ngưỡng tương ứng với sự lão hoá tự nhiên của đất cũng như với các liên kết ximăng hoá khác nhau.

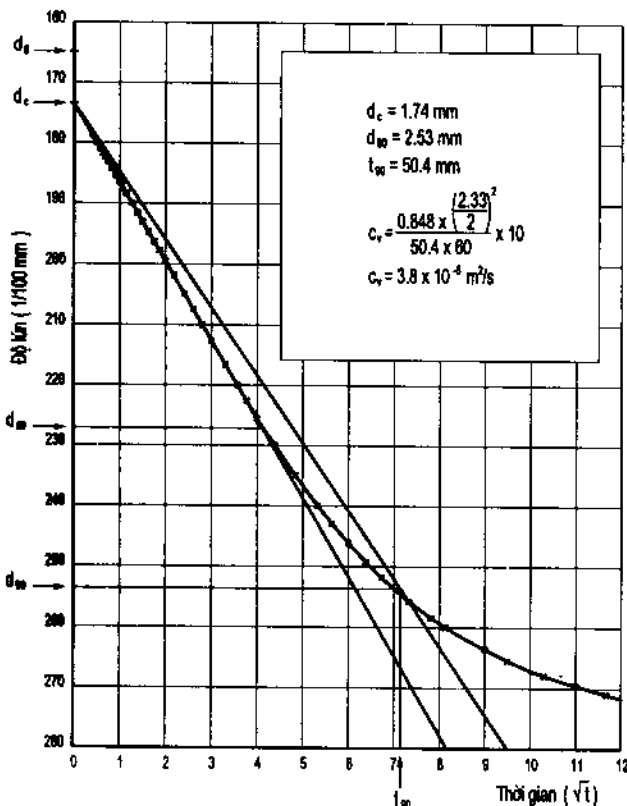
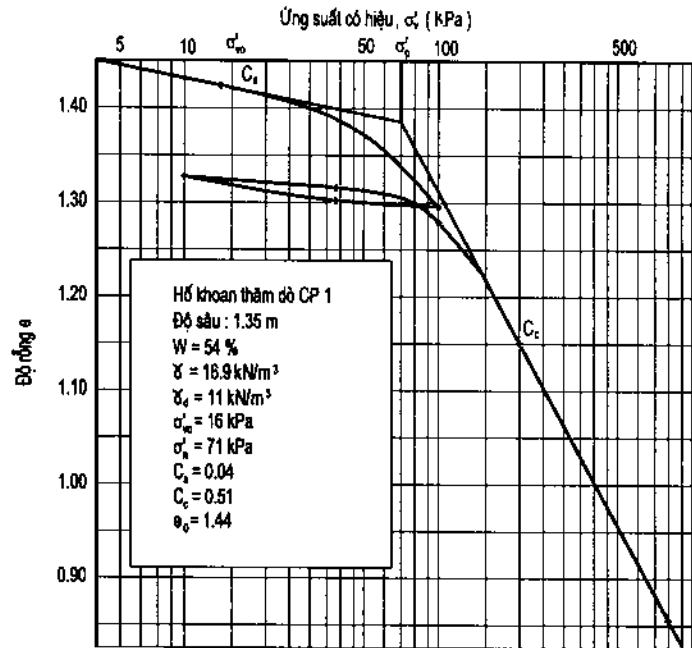
So sánh σ'_p với ứng suất hữu hiệu σ'_{vo} ở cao trình lấy mẫu thí nghiệm ta được trạng thái cố kết của đất. Khi $\sigma'_p > \sigma'_{vo}$ đất quá cố kết.

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \text{ đất cố kết tiêu chuẩn.}$$

$$\sigma'_p < \sigma'_{vo} \text{ đất thiếu cố kết.}$$

Các đường cong độ lún theo thời gian (hoặc các đường cong cố kết) cho phép ta tính toán hệ số cố kết thẳng đứng C_v (hình 3.12) dưới từng tải trọng, cần thiết để đánh giá thời gian cố kết tại chỗ thông qua độ cố kết U . U tìm được khi giải phương trình cố kết $U = f(T_v)$ với $T_v = C_v \frac{t}{H^2}$, trong đó T_v là nhân tố thời gian, t là thời gian và H là chiều dài của đường thấm.

Hình 3.11: Ví dụ đường cong nén lún bằng thiết bị nén không nở hông chất tải từng cấp



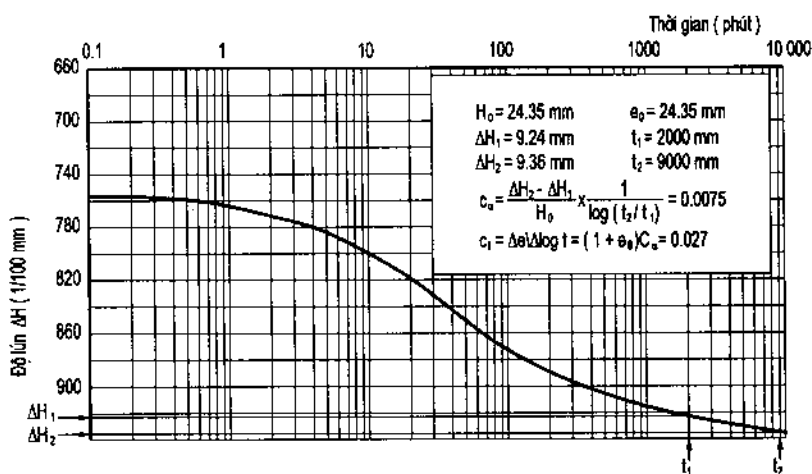
Hình 3.12: Thí nghiệm nén lún chất tải theo từng cấp. Ví dụ đường cong độ lún - thời gian phụ thuộc vào $\sqrt{t}$ - tính C_v

* Thí nghiệm từ biến

Với các loại đất có tính chất từ biến, theo mô hình của Bjerrum (hình 3.8) thí nghiệm này cho chỉ số từ biến $C_{\alpha e}$ dưới từng cấp tải trọng. Tác dụng liên tục ba tải trọng ít nhất trong 7 ngày: $\sigma'_{vo} = \sigma'_p$ và ứng suất hữu hiệu thẳng đứng cuối cùng σ'_{vf} khi công trình đã kết thúc. Với mỗi tải trọng, hệ số từ biến C_{α} được tính toán trên phần đường thẳng sau đường cong nén sơ cấp (hình 3.13) - Chỉ số từ biến liên quan với C_{α} bởi công thức:

$$C_{\alpha e} = (1 + e_o) C_{\alpha}$$

trong đó: e_o là độ rỗng ban đầu.



Hình 3.13: Thí nghiệm từ biến

Ví dụ về đường cong lún phụ thuộc vào logarit thời gian xác định C_{α} và $C_{\alpha e}$

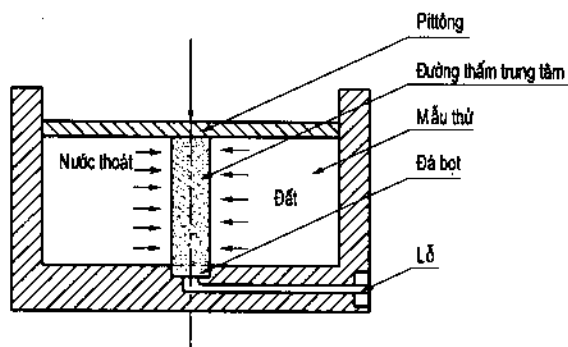
* Thí nghiệm thoát nước hướng tâm

Một kĩ thuật thường được áp dụng để tăng nhanh cố kết là thi công một hệ thống các đường thấm thẳng đứng. Để thiết kế mạng lưới các đường thấm này cần phải xác định hệ số cố kết hướng tâm C_r . Hệ số này có thể đo trực tiếp tại hiện trường bằng một thí nghiệm kéo dài và phức tạp, vì vậy thường thay bằng thí nghiệm thoát nước hướng tâm ở trong phòng thí nghiệm.

Với thí nghiệm thoát nước hướng tâm ở trong phòng thí nghiệm, mẫu thí nghiệm được đặt trong một hộp nén không nở hông không có đá thấm trên các mặt phẳng nằm ngang và nước lỗ rỗng sẽ thoát ngang hướng về đường thấm trung tâm (hình 3.14). Đường thấm trung tâm này có đường kính vào khoảng 1/10 đường kính mẫu, được đắp đầy cát sạch có cấp phối nằm giữa 0,1 và 0,3mm. Một miếng đá bọt có đường kính bằng đường kính của đường thấm được đặt ở đáy để thu nước lỗ rỗng thoát qua đường thấm.

Về nguyên tắc, thí nghiệm này cũng như thí nghiệm chất tải từng cấp thoát nước thẳng đứng. Với mỗi đường cong "độ lún - thời gian" có thể tính được hệ số cố kết hướng tâm C_r .

Hình 3.14: Nguyên tắc thoát nước hướng tâm của hộp nén không nở hông



3.4. NGHIÊN CỨU VẬT LIỆU CỦA NỀN ĐẮP

3.4.1. Chọn vật liệu của nền đắp

Việc thiết kế nền đắp trên đất yếu không chỉ hạn chế vào việc thiết kế xử lý nền đất yếu. Vật liệu đắp nền đường là một bộ phận không thể bỏ qua, ảnh hưởng đến trạng thái của nền đắp. Ví dụ trọng lượng thể tích của vật liệu đắp sẽ ảnh hưởng đến biên độ lún. Các đặc trưng cơ học như lực cắt sẽ xác định độ dốc mái taluy, do đó quyết định phạm vi chiếm đất tối thiểu của đồ án. Ngoài ra cũng cần bảo đảm là sự hiện hữu của đất yếu không đòi hỏi những biện pháp đặc biệt gì trong việc chọn vật liệu và thi công nó.

Để tiết kiệm thì cân bằng giữa đào và đắp là một mục tiêu ưu tiên khi thiết kế. Vì vậy trước khi thiết kế cần phải biết các tính chất của vật liệu có thể sử dụng đắp nền đường để chọn đúng các vật liệu thích hợp với nền đắp trên đất yếu.

Việc chọn vật liệu của nền đắp là căn cứ vào chất lượng và các đặc trưng nội tại của nó.

3.4.2. Chất lượng và các đặc trưng nội tại

Chất lượng của đất theo thuật ngữ của công tác làm đất được xác định bởi bản chất của nó (không thay đổi trong quá trình thi công) và bởi trạng thái của nó (thay đổi theo các thao tác làm đất).

Tính chất của vật liệu đắp được xác định bởi các đặc tính để nhận biết đất cho ở mục 4.2, cùng với thí nghiệm Proctor - CBR và nếu cần là thí nghiệm dương lượng cát. Trạng thái của vật liệu có thể thay đổi trong khi làm đất: nó phụ thuộc vào độ ẩm, trọng lượng thể tích, tính dễ vỡ của đất, v.v...

Biết được các thông số này thì có thể phân loại đất theo tính chất và trạng thái của nó và từ đó xác định các điều kiện thi công nền đắp hoặc lớp trên của nền đường.

Các đặc trưng nội tại của vật liệu cho phép xác định loại vật liệu đắp nền đường tốt nhất. Trọng lượng thể tích khô (γ_d) của đất được đầm chặt ở các độ ẩm khác nhau (với

cùng một công đầm lên giống nhau) sẽ đạt được một trị số cực đại mà độ ẩm tương ứng được gọi là độ ẩm tốt nhất. Độ ẩm tốt nhất này được xác định bằng thí nghiệm Proctor (hình 3.15). Các giá trị của γ_d và của độ ẩm tốt nhất cho phép tính toán trọng lượng thể tích biểu kiến γ của nền đắp dùng để tính lún và nghiệm toán độ ổn định.

Cường độ kháng cắt của nền đắp ảnh hưởng trực tiếp đến độ ổn định (chương 5). Với đất dính, các mẫu thí nghiệm được đầm chặt đến trọng lượng thể tích thiết kế được thí nghiệm cắt ở trong phòng thí nghiệm. Khi tỉ lệ phần trăm các hạt lớn cao thì phải làm thí nghiệm ba trục hoặc thí nghiệm cắt với hộp cắt lớn. Các thí nghiệm này tốn nhiều thời gian và đắt tiền nên chỉ làm với các công trình lớn hoặc các trường hợp khó khăn.

Các nền đường đắp bằng đất dính thường có nhiều đường nứt lớn. Vì vậy nền đắp nên đường bằng đất rời để bỏ qua lực dính trong tính toán ổn định.

3.4.3. Cấu tạo của thân nền đắp

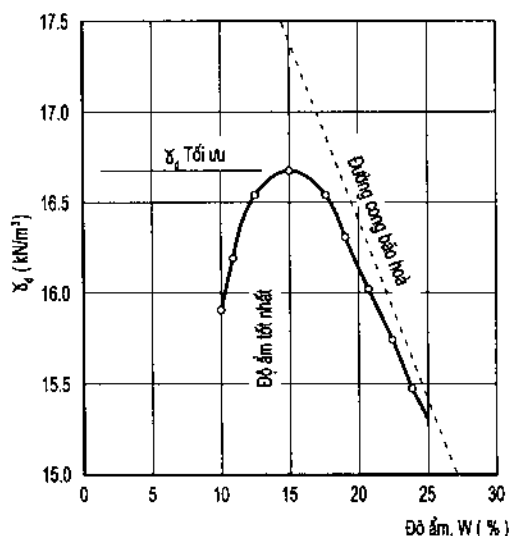
Độ dốc mái taluy phải thích ứng với cường độ kháng cắt của vật liệu đắp, vì vậy cần phải kiểm tra độ ổn định của taluy nền đắp.

Một phần nước lỗ rỗng thoát ra từ đất yếu trong quá trình cố kết dưới tác dụng của tải trọng sẽ chảy vào mặt tiếp giáp giữa nền đắp và đất yếu. Để thoát được nước này thì độ thấm của vật liệu ở đáy nền đắp ít nhất phải lớn hơn độ thấm của đất tại chỗ 100 lần. Tùy theo tính chất của vật liệu đắp mà có thể hoặc không cần rải một lớp thoát nước dày từ 0,50 đến 0,80m trên đất có sức chịu tải thấp. Việc thoát nước cũng có thể bảo đảm bằng một lớp thảm vải địa kỹ thuật.

Trong một số trường hợp có thể khó xây dựng nền đắp bằng các vật liệu thông thường vì dung trọng của chúng cao. Sử dụng các vật liệu đặc biệt thì có thể giảm được ứng suất của nền đắp tác dụng lên đất yếu.

Bảng 3.5. Trọng lượng thể tích của các vật liệu đắp nhẹ

Vật liệu	Trọng lượng thể tích (kN/m^3)
Polystyren nở	1
Than bùn khô hoặc nghiền	3 đến 5
Đất sét nở	5 đến 10
Mùn cưa	8 đến 10
Tro bay	10 đến 14



Hình 3.15: Đường cong Proctor với một năng lượng đầm lên đã cho

Khi có nước, phải cẩn thận khi dùng các vật liệu này vì chúng không ổn định với nước.

Cũng có thể đặt các ống kim loại trong thân nền đường để giảm trọng lượng nền đắp.

Bảng 3.6 thống kê các hạng mục thí nghiệm đất phải làm ở trong phòng thí nghiệm để xác định các đặc trưng địa kỹ thuật của đất yếu.

Bảng 3.6. Các hạng mục thí nghiệm đất ở trong phòng thí nghiệm

Hạng mục thí nghiệm		Kí hiệu	Đơn vị	Ghi chú
Độ ẩm tự nhiên		W	%	
Độ chặt tự nhiên		ρ	g/cm ³	
Độ chặt tương đối của hạt đất		G _s		Dựa vào loại đất để chọn làm
Đường kính hạt hợp thành		D	mm	
Giới hạn chảy		W _L	%	
Giới hạn dẻo		W _p	%	
Hàm lượng hữu cơ			%	Chọn mẫu thí nghiệm đại diện
Độ pH		pH		Chọn mẫu thí nghiệm đại diện
Hàm lượng muối dễ tan			%	Làm với đất muối
Cường độ kháng nén không nở hông		q _u	kPa	Chọn mẫu đại diện để làm
Thí nghiệm cố kết	Hệ số ép co	a _{0,1-0,2}	MPa ⁻¹	
	Hệ số cố kết	C _v	cm ² /s	Phải làm C _v đồng thời chọn mẫu đại diện làm C _H
	Ứng suất tiền cố kết	p _c	kPa	Chọn mẫu có tính đại diện để làm
Thí nghiệm cát	Cắt nhanh	Lực dính	C _q	kPa
		Góc nội ma sát	φ_q	(°)
	Cắt nhanh cố kết	Lực dính	C _g	kPa
		Góc nội ma sát	φ_g	(°)
	Cắt ba trục	Lực dính	C _{uu}	kPa
		Góc nội ma sát	φ_{uu}	(°)
		Lực dính	C _{cu}	kPa
		Góc nội ma sát	φ_{cu}	(°)
		Lực dính	C'	kPa
		Góc nội ma sát	φ'	(°)

3.5. CÁC PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM ĐỊA KỸ THUẬT Ở HIỆN TRƯỜNG

So với phương pháp khoan lấy mẫu nguyên dạng và thí nghiệm trong phòng thì các phương pháp thí nghiệm các đặc trưng của đất tại hiện trường có những ưu điểm sau đây:

- Sử dụng các trang thiết bị đơn giản và rẻ tiền;
- Không làm phá hoại kết cấu của đất khi lấy mẫu, vận chuyển và chuẩn bị thí nghiệm.

Các thí nghiệm thông dụng nhất là thí nghiệm xuyên và thí nghiệm cắt cánh hiện trường. Các thí nghiệm khác ít phổ biến hơn hoặc vì khó tiến hành trong đất yếu (như thí nghiệm nén ngang) hoặc cần các trang thiết bị đắt tiền (thí nghiệm độ thấm tại hiện trường).

3.5.1. Các thí nghiệm xuyên

Xuyên là một ống hình trụ mà phần cuối là một mũi dạng hình nón (mũi côn). Đo lực P làm lún mũi xuyên đến độ ngập quy định rồi từ P sẽ xác định được các chỉ tiêu cơ - lý của đất. Nếu lực P được tạo nên bằng cách nén tải trọng tĩnh thì gọi là xuyên tĩnh. Nếu cho tải trọng P rơi ở một độ cao tiêu chuẩn với N lần rơi để cho xuyên lún đến độ ngập quy định thì gọi là xuyên động. Nếu ở mũi xuyên có lắp áp kế đo áp lực lỗ rỗng khi ấn mũi xuyên vào đất thì gọi là xuyên thủy lực.

a) Xuyên tĩnh. Thí nghiệm xuyên tĩnh là dùng kích ấn xuyên vào trong đất với tốc độ không đổi, trong khi ấn đồng thời đo sức kháng ở mũi xuyên và lực ma sát hông ở đoạn măngxông gần mũi xuyên.

Từ thí nghiệm xuyên tĩnh có thể thu được các số liệu sau đây:

- Sơ đồ cấu tạo các lớp đất khu vực khảo sát và tính đồng nhất của chúng;
- Độ sâu của lớp đất cứng, vị trí hang hốc và các kết cấu không liên tục;
- Các đặc trưng vật lý của đất;
- Sức chịu tải của các lớp đất.

Thí nghiệm được tiến hành bên cạnh các hố khoan thăm dò khác. Xuyên được bố trí thẳng đứng (sai số về độ thẳng đứng của cần xuyên $< 2\%$). Nếu thiết bị không có máy tự ghi thì cứ 20cm phải tiến hành đo một lần.

Ứng suất phá hỏng ở mũi xuyên (sức kháng xuyên q_c) tính theo công thức:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (\text{MPa hoặc kG/cm}^2)$$

trong đó: Q_c - lực tác dụng ở mũi xuyên (kN);

A_c - tiết diện ngang mũi xuyên, chỗ lớn nhất (cm²).

Ứng suất ma sát đo ở măngxông (f_s);

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s}$$

trong đó: Q_s - lực đo trên măngxông ma sát (kN);

A_s - diện tích mặt bên của măngxông (cm^2).

Tổng lực ấn lên mũi xuyên P (kN):

$$P = Q_c + Q_{st}$$

trong đó Q_{st} - lực ma sát trên toàn bộ cần xuyên.

Ở Việt Nam hiện đã nhập và sử dụng các loại xuyên tĩnh sau đây:

- *Máy xuyên Pilcon và Gouda*: Các máy này được đặt trên một romooc nhẹ. Máy Gouda được trang bị chùy xuyên có mũi côn di động loại Delf, phản lực được tạo bằng neo.

Đặc tính kĩ thuật của mũi xuyên: Góc đỉnh 60° , đường kính 35,7mm, tiết diện 10cm^2 .

Đặc tính kĩ thuật của xuyên: Sức kháng đầu mũi xuyên tối đa 400 kG/cm^2 (bar), lực xuyên danh định 10 tấn, tốc độ ấn thay đổi, tốc độ quy định là 2cm/s .

Vận hành: Mũi xuyên được ấn riêng một độ sâu 4cm (đo qc); cho cần xuyên tiến theo mũi xuyên; ấn toàn bộ (cần + mũi) một đoạn dài 16cm, rồi đo P.

- *Máy xuyên PVS* (của Viện LCPC, Pháp): Máy được lắp trên thùng xe tải, trọng lượng toàn bộ 18 tấn.

Đặc tính kĩ thuật của xuyên: Mũi xuyên cố định, góc đỉnh 60° , đường kính 45mm; tiết diện 10cm^2 .

Chiều dài măngxông ma sát 22cm, diện tích măngxông 350cm^2

Tổng lực ấn xuyên $P = 100\text{kN}$; sức kháng xuyên tối đa $q = 400\text{kG/cm}^2$.

Vận hành: ấn cần xuyên, các lực kháng được ghi tự động liên tục theo chiều sâu hố xuyên.

b) *Xuyên động*. Thí nghiệm xuyên động là đẩy vào đất một cọc kim loại tròn đường kính mũi lớn hơn đường kính cần (thân) với năng lượng đập không đổi.

Có hai loại xuyên động: DPA (Dynamic Probing A) và DPB. Cả hai loại xuyên này đều được đóng vào đất bằng quả tạ nặng $63,5 \pm 0,5\text{kG}$ rơi từ độ cao $0,75 \pm 0,02\text{m}$.

Sức kháng động q_d được tính theo một trong hai công thức sau đây:

- Công thức Hà Lan:

$$q_d = \frac{M^2 h}{e(M + P)} \cdot \frac{1}{A} \quad (\text{MPa})$$

- Công thức Crandall:

$$q_d = \frac{M^2 h}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right)(M + P)} \cdot \frac{1}{A} \text{ (MPa)}$$

trong đó: e - độ ngấp sau một lần đóng (cm);

e_1 - độ chối khi đóng (cm);

M - trọng lượng quả tạ (kG);

P - trọng lượng xuyên và phụ tùng (kG);

h - chiều cao rơi tạ (cm);

A - tiết diện mũi xuyên (cm^2).

Xác định tính chất cơ - lí của đất như sau:

Ví dụ có thể xác định lực dính C_u theo công thức Handsbo:

$$C_u = 9,8 \frac{kM}{p^2}$$

với M là khối lượng xuyên (g); p là chiều sâu ngấp xuyên vào đất (mm); k là hệ số lấy như sau:

<i>Góc mũi xuyên</i>	<i>Đất nguyên dạng</i>	<i>Đất đã phá hoại kết cấu</i>
30°	$k = 1,0$	$k = 0,8$
60°	$k = 0,25$	$k = 0,27$

Biết được một cách định tính tình hình phân bố các lớp đất thông qua biểu đồ quan hệ giữa N và H (H là chiều sâu địa tầng).

Dựa vào q_c để đánh giá trạng thái của đất:

$q_c \text{ (kG/cm}^2\text{)}$	<i>Trạng thái của đất</i>
> 100	Cứng
100 - 50	Nửa cứng
50 - 20	Nửa dẻo
20 - 10	Dẻo mềm
< 10	Dẻo chảy

Dựa vào q_c để xác định môđun nén lún E' theo công thức kinh nghiệm:

$$E' = \alpha q_c$$

với α là hệ số, thay đổi theo loại đất, lấy như sau:

- Sét ít dẻo:	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 2,5$
- Á sét ít dẻo	$q_c < 2 \text{ MPa}$	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2 \text{ MPa}$	$1 < \alpha < 3$
- Sét và á sét ít dẻo	$q_c < 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 6$
- Á sét nhiều hữu cơ	$q_c > 2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha < 8$
- Than bùn và á sét nhiều hữu cơ khi	$q_c < 0,7 \text{ MPa}$	
	$50 < w < 100\%$	$1,5 < \alpha < 4$
	$100 < w < 200\%$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200\%$	$0,4 < \alpha < 1$
- Cát	$q_c < 5 \text{ MPa}$	$\alpha = 2$
	$q_c > 10 \text{ MPa}$	$\alpha = 1,5$

3.5.2. Thí nghiệm cắt cánh hiện trường

Thiết bị cắt cánh có hai bộ phận công tác chủ yếu là mũi và đầu đo. Mũi có 4 cánh chiều cao H , chiều rộng (hay đường kính hình trụ khối đất bị cắt) D . Khi cắt, lực cắt được truyền qua đầu đo qua cân xuống mũi (gồm 4 cánh). Đất bị cắt theo một mặt trụ tròn xoay. Lực cắt đất biểu thị bằng mômen xoắn ghi trên đầu đo.

Thí nghiệm cho thấy mặt cắt là một mặt trụ tròn và lực dính không thoát nước C_u có trị số giống nhau trên mọi điểm của bề mặt. Khi đó mômen tác dụng ở cánh tay quay có trị số lớn nhất $M_{\max}$:

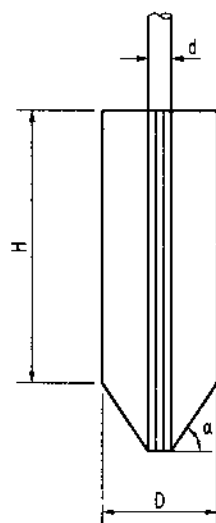
$$M_{\max} = K C_u$$

trong đó: K - hệ số, phụ thuộc vào kích thước của cánh cắt với các đặc trưng hình học vẽ ở hình 3.16.

$$K = \frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{\pi D^3}{12 \cos \alpha} + \frac{\pi D^3}{12}$$

Điều kiện để xác định C_u bằng thí nghiệm này là:

- Hàm lượng hạt sét phải đủ lớn (các hạt $d \leq 0,002 \text{ mm}$ phải $\geq 30\%$).
- Đất hoàn toàn bão hoà nước.



Hình 3.16: Kích thước của cánh cắt

3.5.3. Thí nghiệm nén ngang

Thí nghiệm bằng phương pháp nén ngang là thí nghiệm gia tải nhanh bằng cách làm giãn nở một ống hình trụ (được đưa vào lỗ khoan tạo trước) nhờ bơm một chất lỏng có áp vào ống.

Sơ đồ của thiết bị nén ngang của Louis Ménard được trình bày ở hình 3.17.

Việc gia tải được tiến hành theo 10 cấp, mỗi cấp áp lực bằng $1/10P_1$ dự tính (P_1 - áp suất nén ngang giới hạn) và được giữ trong 1 phút. Ghi lại số gia của đường kính lỗ khoan ΔR ở thời điểm 30 và 60 giây sau mỗi lần tăng áp suất. Đối với mỗi thí nghiệm ta vẽ được một đường cong nén ngang (biến thiên của thể tích theo áp suất tác dụng) như ở hình 3.17b. Các đường cong này sau khi hiệu chỉnh sẽ cho phép ta suy ra các giá trị của các thông số nén ngang. Ví dụ có thể xác định môđun biến dạng E_0 theo công thức:

$$E_0 = kR \frac{\Delta R}{\Delta p}$$

trong đó: R - đường kính lỗ khoan;

ΔR - số gia của đường kính lỗ khoan;

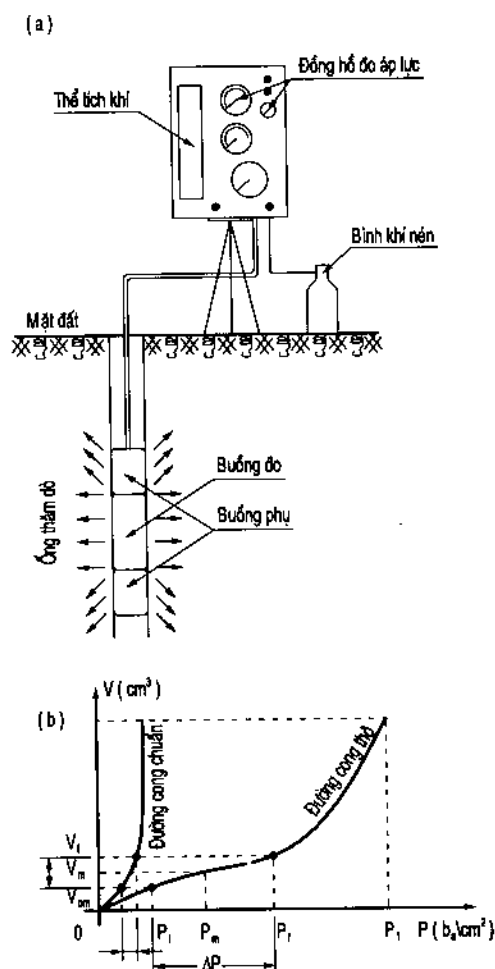
Δp - số gia của áp lực;

k - hệ số.

Phương pháp nén ngang và phương pháp nén tam giác cho các kết quả tương tự.

3.5.4. Phương pháp bàn nén

Phương pháp bàn nén là phương pháp cổ điển thường dùng. Tùy theo loại đất mà có thể tham khảo sử dụng các loại bàn nén khác nhau như bảng 3.7.



Hình 3.17: Sơ đồ thiết bị nén ngang Ménard

a) Thiết bị; b) Đường cong nén ngang.

Bảng 3.7. Điều kiện sử dụng các loại bàn nén

Điều kiện áp dụng	Diện tích (cm ²)	Bàn ép vuông cạnh a (cm)	Bàn ép tròn đường kính D (cm)
1. Cát chặt, sét cứng và dẻo cứng	2500	50	56,2
2. Cát chặt vừa, sét dẻo mềm	5000	70,7	79,8
3. Cát rời xốp, sét dẻo chảy, bùn	10000	100	112,6

3.5.5. Phương pháp lấy mẫu

Phương pháp lấy mẫu ở mỗi nước rất khác nhau và tùy thuộc vào loại đất cũng như các đặc tính địa kỹ thuật cần khảo sát. Có nhiều phương pháp hiện đang được sử dụng, phần này không mô tả chi tiết mà chỉ giới thiệu sơ lược một số phương pháp như trong bảng 3.8.

Bảng 3.8. Các phương pháp chủ yếu để lấy mẫu trong đất sét mềm và tính chất của các mẫu đất lấy được (theo Adachi, 1979)

Phương pháp lấy mẫu				Địa tầng	Thành phần hạt, dung trọng khô, giới hạn Atterberg, hàm lượng hữu cơ	Hàm lượng nước, dung trọng	Cường độ kháng cắt	Các đặc trưng biến dạng	Tính thấm	
	Khoan			—	—	x				
Lấy mẫu hờ	Mẫu không nguyên dạng			—	+	x				
	Mẫu có thành mỏng			—	+	+	x	x	—	
Lấy mẫu có pittông	Ống thành mỏng có pittông tự do			—	+	+	x	x	—	
	Pittông cố định	Với ống thành mỏng	Lấy mẫu thành mỏng	+	+	+	+	+	+	
			Lấy mẫu thủy lực (Osterberg)	+	+	+	+	+	+	
		Mẫu có áo		+	+	+	+	+	—	+
		"Filsampler"		+	+	+	—	—	+	
Lấy mẫu khối lớn				+	+	+	+	+	+	
Lấy mẫu bằng khoan xoay	Khô			—	—	x				
	Bùn			+	+	+	x	—	—	

Ghi chú: +: tính chất gần giống với tính chất của đất tại chỗ;

—: tính chất hơi khác với tính chất của đất tại chỗ;

x: tính chất thường thay đổi tùy theo cách xử lý mẫu.

Có thể tóm tắt các kỹ thuật chủ yếu như sau:

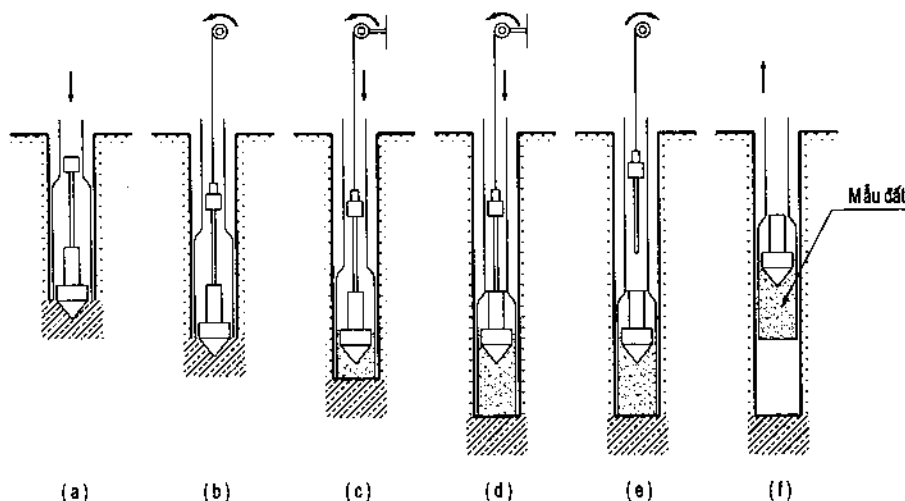
- Khoan lấy mẫu không nguyên dạng: kỹ thuật này chỉ dùng để mô tả gần đúng các cột địa tầng, không thể đo được các đặc trưng cường độ, độ biến dạng và tính thấm của đất.

- Khoan lấy mẫu trong thành vách mỏng có pittông tự do. Nhờ các ống có thể lấy mẫu và giữ kín đất trong thành lỗ khoan, do đó không xác định chính xác vị trí của nền đất. Hơn nữa, đất lấy được nằm trong ống, không biết rõ số lượng, do đó các tính chất cơ học đo được không đủ tin cậy.

- Lấy mẫu với pittông cố định là phương pháp lấy mẫu đất sét mềm thường được sử dụng nhất. Sơ đồ nguyên lý thao tác của nó như ở hình 3.18. Với kỹ thuật này có thể biết chính xác cao trình lấy mẫu.

- Đào lấy mẫu đất kích thước lớn: phương pháp này có thể tạo được các mẫu đất chất lượng tốt, tuy nhiên khó thực hiện vì tốn kém.

Bảng 3.8 tóm tắt các phương pháp lấy mẫu chủ yếu trong đất sét mềm và so sánh tính chất của các mẫu lấy được với tính chất của đất xác định tại hiện trường.



Hình 3.18: Các bước thao tác của phương pháp lấy mẫu với pittông cố định

- a) Lắp ống lấy mẫu, pittông đóng kín;
- b) Dùng ống lấy mẫu và mở pittông;
- c) Lắp ống lấy mẫu, pittông được giữ cố định bằng cáp;
- d) Đóng pittông cho đến cuối và tháo ống ty của pittông;
- e) Kéo ty pittông và rời cáp;
- f) Kéo ống mẫu lên.

Chương 4

NGHIÊN CỨU VỀ ĐỘ ỔN ĐỊNH

4.1. NHỮNG HƯ HỎNG CỦA NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

Nền đường đắp trên đất yếu thường được thi công nhanh, do đó ứng suất trong đất yếu cũng như áp lực nước lỗ rỗng tăng lên nhanh chóng khiến cho cường độ kháng cắt của đất trở nên không đủ cân bằng với ứng suất cắt trong khối đất.

Đó là lí do làm cho nền đắp trên đất yếu bị phá hoại trong quá trình xây dựng, và là những phá hoại trước mắt.

Sau khi xây dựng, áp lực nước lỗ rỗng giảm xuống, cường độ kháng cắt tăng lên và độ ổn định của nền đường được cải thiện.

Tương quan $\tau_{\max} = C' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'$ giữa cường độ kháng cắt $\tau_{\max}$ của đất với ứng suất có hiệu $\sigma' = \sigma - u$ cho phép ta giải thích hiện tượng trên đây.

Kinh nghiệm cho thấy các hư hỏng của nền đắp trên đất yếu thường là các phá hoại do trượt quay với cung trượt tròn.

Hình 4.1 là ảnh chụp một nền đường đắp trên đất yếu bị trượt ngang sau khi thi công, trong đó hình 4.1a chụp tại đỉnh cung trượt và hình 4.1b chụp đồng đất trời.

Qua các ảnh chụp này thấy được việc chọn cung trượt tròn trong kiểm toán độ ổn định của nền đường là đúng.

Trong các trường hợp đặc biệt, nền đất thiên nhiên rất đồng nhất hoặc đáy nền đắp được tăng cường thì cơ cấu của sự phá hoại là cơ cấu phá hoại của đất nền chịu tác dụng của một móng nông. Trong trường hợp này đất nền sẽ bị phá hoại theo kiểu lún trôi và việc tính toán độ ổn định được tính toán như tính móng nông cổ điển.

Phá hoại của nền đường đắp cũng có thể xảy ra theo các mặt cắt dọc của công trình (hình 4.2). Hình 4.2a là hình ảnh của một nền đường cao tốc bị trượt trong khi đang thi công ở Pháp, các hình 4.2b và 4.2c là ảnh chụp các đoạn nền đường bị trượt sâu ở cầu Hoàng Long (cầu Hàm Rồng mới) vào tháng 3/1999 và đường vào cầu Trìa (Quảng Trị) tháng 7/2001 trên Quốc lộ 1A của nước ta.

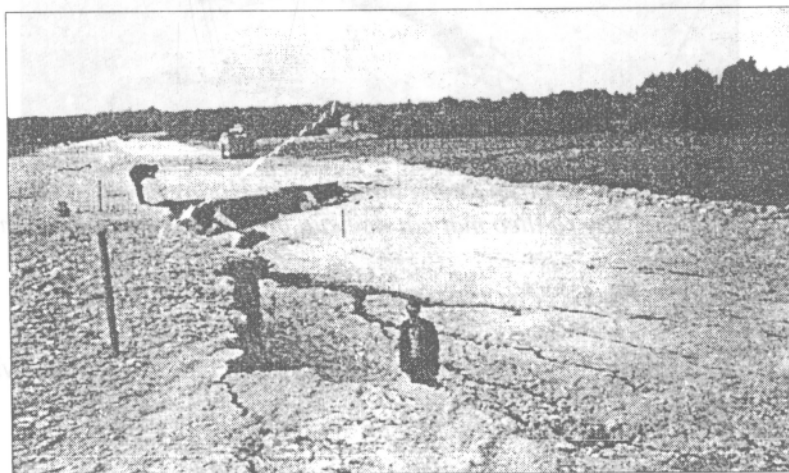


a) Trượt sâu của mặt nền đường đắp



b) Đổ đất trời ở chân

Hình 4.1: Phá hoại của một nền đường đắp trên đất yếu ở Ấn Độ



Hình 4.2a: Trượt sâu của nền đường ô tô cao tốc ở Caen (Pháp)



*b) Phá hoại do trượt sâu ở đường vào cầu Trìa
trên QL 1A tỉnh Quảng Trị (7 - 2001)*



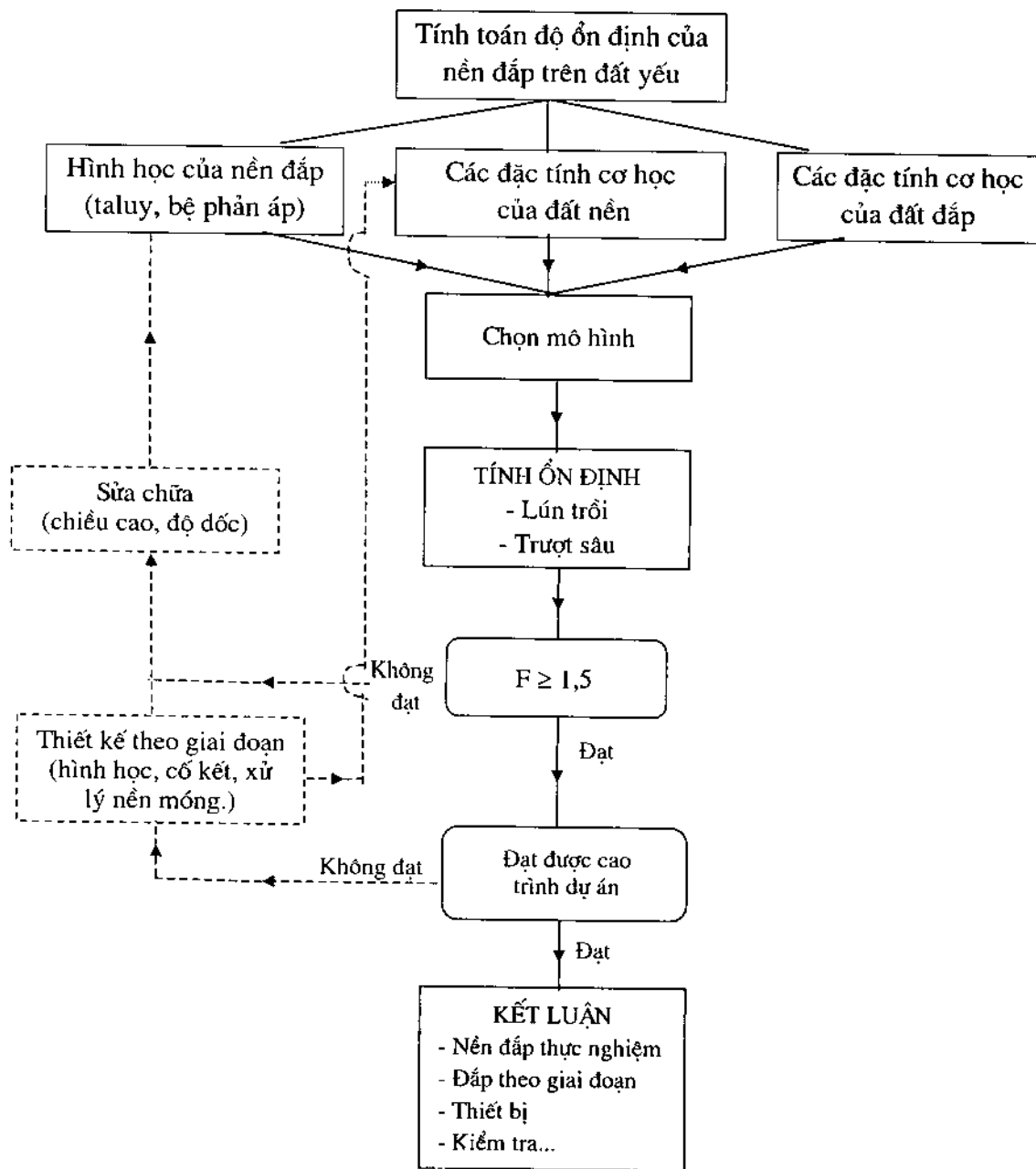
c) Trượt sâu trên đường dẫn vào cầu Hoàng Long

Hình 4.2: Trượt sâu xảy ra theo mặt cắt dọc của đường trong quá trình thi công.

4.2. TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN ĐỘ ỔN ĐỊNH (BẢNG 4.1)

Việc tính toán độ ổn định được tiến hành theo ba nhóm các số liệu đầu vào sau:

- Hình học của nền đắp.
- Các đặc trưng cơ học của đất nền thiên nhiên.
- Các đặc trưng cơ học của vật liệu nền đắp.



Bảng 4.1: Sơ đồ nghiên cứu độ ổn định của nền đắp trên đất yếu

4.2.1. Hình học của nền đắp

Chiều cao của nền đắp là yếu tố cần xác định trước tiên, chiều cao nền đắp khi tính toán độ ổn định phải lớn hơn chiều cao của đồ án để xét đến việc bù lún.

Khi nghiên cứu xây dựng theo từng giai đoạn thì tính toán độ ổn định ban đầu với các chiều cao nhỏ hơn.

Độ dốc mái taluy lấy theo loại vật liệu sử dụng là độ dốc tương đối lớn (ví dụ 2/3, đáy 3, cao 2). Tuy nhiên kinh nghiệm tính toán độ ổn định cho thấy với độ dốc mái taluy 1/2 thì điều kiện ổn định là tốt nhất và $\frac{1}{2}$ là giá trị dùng để tính. Các trị số thấp hơn (ví dụ 1/2,5...) sẽ xét tới sau này nếu điều kiện ổn định yêu cầu.

Dùng bề phản áp thì độ ổn định sẽ được cải thiện, vì vậy trong các điều kiện khó khăn thường sử dụng bề phản áp - Kích thước bề phản áp được xác định qua tính toán. Như vậy bề phản áp được đưa vào đồ án từ khi thiết kế.

4.2.2. Các đặc trưng cơ học của đất nền thiên nhiên

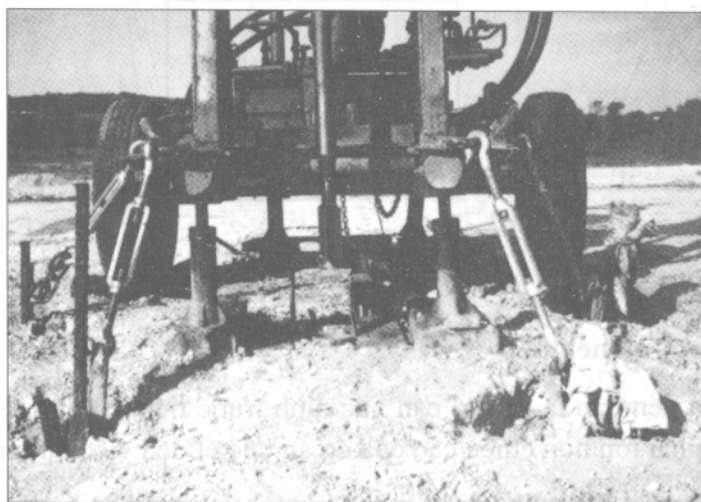
Việc tổng hợp các đặc trưng cơ học được lập theo các số liệu thu thập được khi khảo sát địa kỹ thuật sơ bộ và chi tiết và theo các thí nghiệm cơ học đất nền.

Ở giai đoạn này cần xác định bổ sung các tính chất của đất, các đặc tính để nhận biết đất, trạng thái cố kết, cường độ kháng cắt...

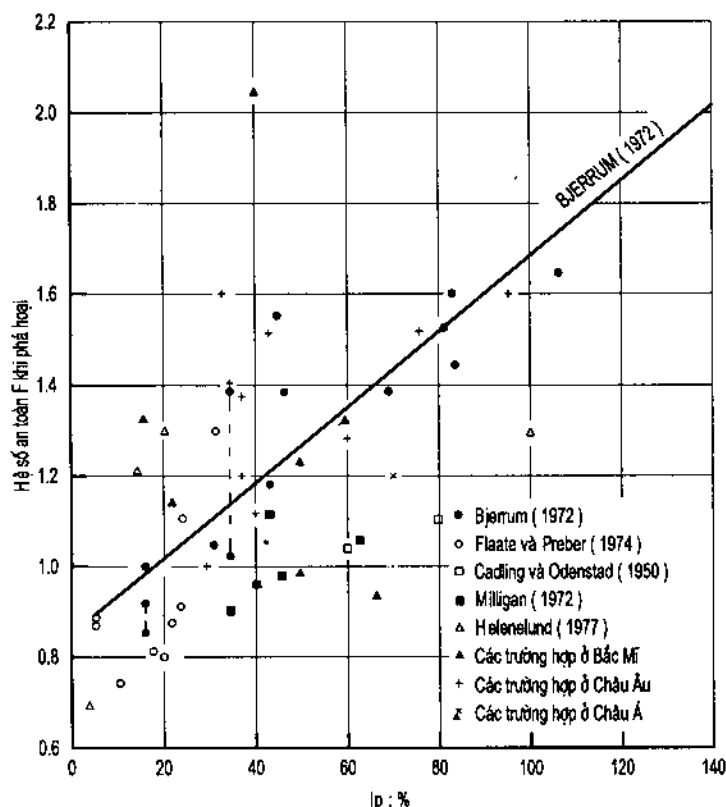
Cường độ kháng cắt với đất dính là lực dính không thoát nước C_u được trực tiếp đưa vào tính toán độ ổn định. Trị số của lực dính không thoát nước C_u phụ thuộc vào loại thí nghiệm (thí nghiệm nén ba trục trong phòng thí nghiệm, thí nghiệm cắt cánh hiện trường...), vào kiểu thiết bị thí nghiệm sử dụng và cách thao tác, trong đó cắt cánh hiện trường là thiết bị nên chọn để xác định C_u (hình 4.3 và hình 4.4).

Kinh nghiệm cho thấy việc sử dụng C_u xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hiện trường trong đất sét mềm đôi lúc cho hệ số an toàn quá cao, và đã có nhiều nền đắp bị phá hoại khi hệ số an toàn lớn hơn 1.

Hình 4.5 cho tương quan giữa các trị số tính toán hệ số an toàn khi phá hoại các nền đắp trên đất yếu và chỉ số dẻo của đất yếu.

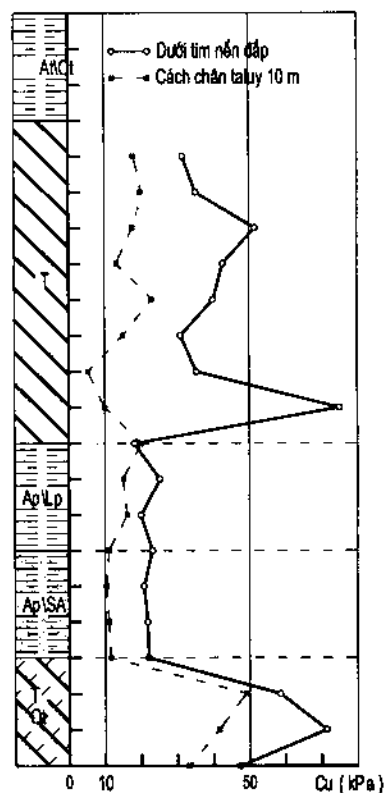


Hình 4.3: Thiết bị cắt cánh hiện trường để đo lực dính không thoát nước C_u



Hình 4.4: Mặt cắt đo cường độ kháng cắt không thoát nước C_u của một lớp đất sét mềm

- * Các trường hợp ở Bắc Mỹ
- + Các trường hợp ở châu Âu
- x Các trường hợp ở châu Á



Hình 4.5: Tương quan giữa các trị số tính toán hệ số an toàn khi phá hoại các nền đắp trên đất yếu của một số nước với chỉ số dẻo của đất yếu (Tavenas, 1980)

Thực tế thì cường độ kháng cắt của đất sét mềm trong khi đang đắp nền đường thường nhỏ hơn cường độ đo được bằng thiết bị cắt cánh hiện trường vì các lí do sau:

- Lực dính không thoát nước C_u tăng cùng với tốc độ biến dạng của đất, lực dính khi thí nghiệm cắt cánh lớn hơn lực dính thực tế khi đắp nền đường.
- Lực dính C_u phụ thuộc vào loại lực tác dụng.

Vì vậy các giá trị của hệ số an toàn xác định theo C_u xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hiện trường phải được hiệu chỉnh bằng một hệ số liên quan với chỉ số dẻo I_p . Hệ số này $\mu(I_p)$ gọi là hệ số Bjerrum tìm được từ đường thẳng trung bình vẽ ở hình 4.5:

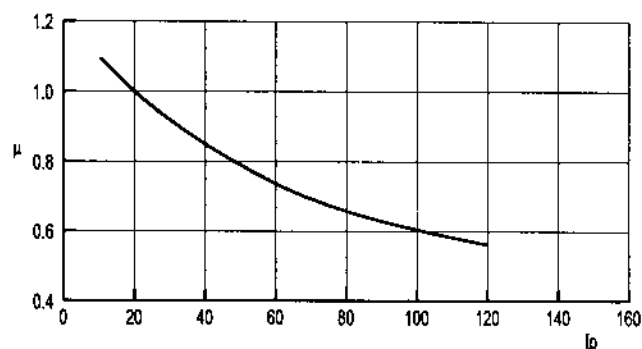
$$\mu(I_p) = \frac{1}{F(I_p)}$$

hoặc

$$F_{\text{thực tế}} = \mu(I_p) \cdot F_{\text{tính}}$$

Có thể xác định $\mu(I_p)$ theo đường cong vẽ ở hình 4.6

Hình 4.6:
Hệ số Bjerrum $\mu(I_p)$



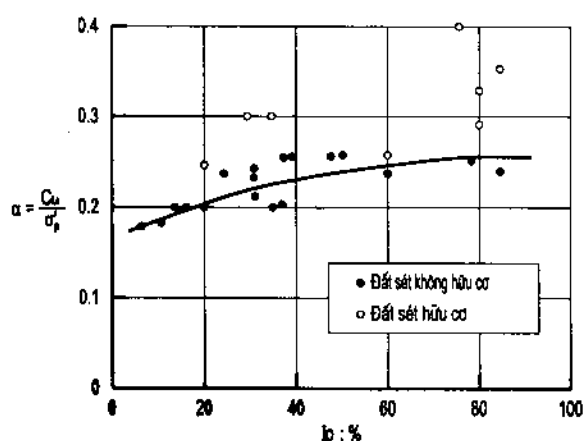
Khi có những sai khác đáng kể về chỉ số dẻo giữa các lớp đất khác nhau thì có thể điều chỉnh các trị số C_u :

$$C_{u\text{tính}} = C_{u\text{đo}} \times \mu(I_p)$$

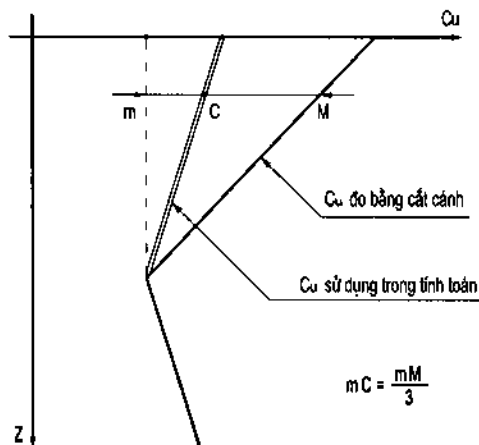
Cũng tồn tại một tương quan giữa giá trị của cường độ kháng cắt C_u tại hiện trường khi phá hoại và giá trị của áp lực tiền cố kết σ'_p của đất ở cùng cao độ:

$$C_{u\text{tính}} = \alpha \sigma'_p$$

Giá trị của α phụ thuộc vào I_p được xác định theo hình 4.7 vào khoảng 0,22. Cần lưu ý là tương quan này được xác định trong đất sét mềm không lẫn hữu cơ - Cần sử dụng tương quan này cẩn thận và cần phải đo áp lực tiền cố kết đặc biệt cẩn thận.



Hình 4.7: Tương quan giữa hệ số α tìm được qua quan trắc các phá hoại của nền đắp trên đất yếu với chỉ số dẻo I_p



Hình 4.8: Điều chỉnh kết quả đo lực dính không thoát nước trong lớp vỏ quá cố kết của đất sét mềm

Biểu đồ cường độ kháng cắt không thoát nước C_u theo chiều sâu thường có trị số lớn trong phần trên của lớp đất sét, tương ứng với lớp vỏ cứng quá cố kết do sự khô ẩm tuần hoàn, do sự lên xuống của mực nước ngầm. Đưa các trị số lớn này vào tính toán thì hệ số an toàn xác định được sẽ quá cao, do đó cần tiến hành điều chỉnh cục bộ. Hình 4.8 minh họa một cách điều chỉnh của Tavenas (1980).

Với than bùn do thiếu các yếu tố điều chỉnh nên vẫn giữ nguyên các trị số đo được tại hiện trường.

4.2.3. Các đặc trưng cơ học của nền đắp

Trong các khu vực đất yếu theo quy định của quy phạm phải dùng các vật liệu chất lượng tốt, chủ yếu là vật liệu hạt, ma sát và thấm nước tốt để đắp nền đường.

Trong trường hợp này ta bỏ qua lực dính (do lực mao dẫn nhỏ) mà chỉ đưa góc nội ma sát ϕ vào tính toán độ ổn định.

Giá trị của góc nội ma sát được đo bằng thiết bị ba trục hoặc bằng hộp Casagrande (thí nghiệm thoát nước) với cát, hoặc với hộp cắt lớn (ví dụ mỗi cạnh 50cm) với cát hạt lớn hoặc sỏi sạn. Vật liệu thí nghiệm được ở vào trạng thái có dung trọng bằng dung trọng dự kiến tại hiện trường.

Khi không đo được thì lấy $\phi = 35^\circ$ - Trường hợp đắp bằng các vật liệu rất khác nhau thì:

- Với vật liệu thoát nước hạt rất to thì lấy $C = 0$, $\phi = 40^\circ$;
- Với sỏi sạn hoặc cát lẫn sét thì xác định C và ϕ bằng hộp cắt kích thước lớn, cắt nhanh.
- Các vật liệu khác: phụ phẩm công nghiệp vật liệu đá vôi, đá marnes thì tùy trường hợp mà sử dụng các thiết bị riêng

4.3. TÍNH ỔN ĐỊNH

Phải tính ổn định cho hai trường hợp: ổn định chống lún trôi và ổn định chống trượt sâu.

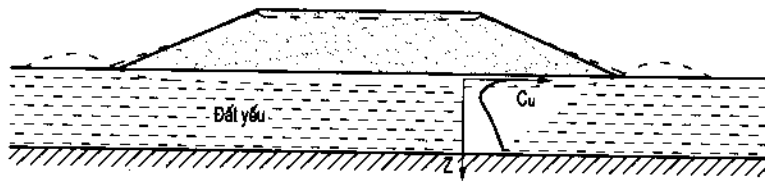
Mỗi phương pháp phải có một hệ số an toàn lớn hơn hoặc bằng 1,5. Các giá trị dưới 1,5 (cận dưới là 1,3) chỉ được chấp nhận trong các trường hợp cá biệt như việc kiểm toán ổn định khi đang thi công.

4.3.1. Ổn định chống lún trôi

Việc tính toán được tiến hành bằng cách xem nền đắp tương tự một móng nông hình băng mà các mép được giới hạn bởi điểm giữa của taluy nền đắp (hình 4.9).

Matar và Salençon đã kiến nghị một lời giải theo các số liệu cho ở hình 4.11.

- Đất nền thiên nhiên là một lớp chiều dày D .
- Lực dính C_u tăng theo chiều sâu, với trị số ở bề mặt bằng 0 và một gradient lực dính là g .

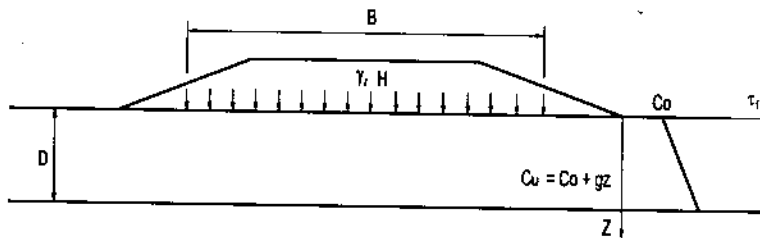


Hình 4.9: Sự phá hoại của nền đắp do lún trượt - Tính ổn định theo phương pháp của Matar và Salençon

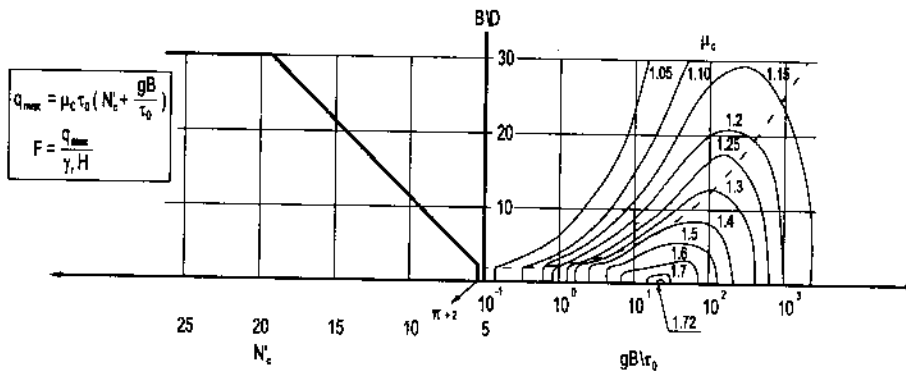
Trong các điều kiện như vậy, năng lực chịu tải được tính theo công thức:

$$q_{\max} = \mu_c \tau_o \left(N'_c + \frac{1}{\phi} g \frac{B}{\tau_o} \right)$$

trong đó μ_c và N'_c cho ở hình 4.11.



Hình 4.10: Toán đồ tính toán của Matar và Salençon



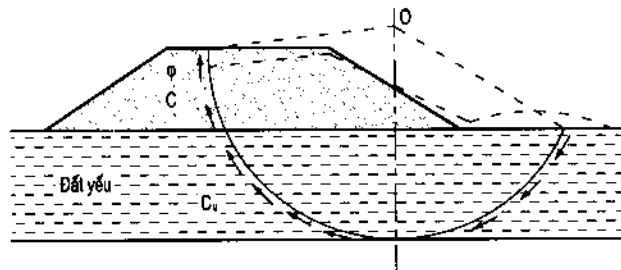
Hình 4.11: Sơ đồ hoá để tính độ ổn định do lún trượt bằng phương pháp của Matar và Salençon

Móng hình băng với chiều rộng B (điểm giữa của hai taluy) chịu tải trọng của nền đắp. Giả thiết này dẫn đến việc viết ứng suất tác dụng lên móng là $q = \gamma H$ với H là chiều cao nền đắp và γ là trọng lượng thể tích của đất đắp.

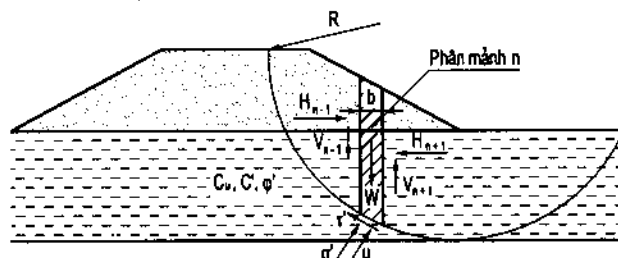
Và hệ số an toàn F là: $F = \frac{q_{max}}{q} = \frac{q_{max}}{\gamma H}$

4.3.2. Độ ổn định chống trượt sâu

Việc tính toán được tiến hành theo phương pháp phân mảnh của Bishop là phương pháp có xét tới các vật liệu khác nhau (nền đắp, đất yếu) và với các đặc trưng khác nhau (hình 4.12 và 4.13).



Hình 4.12: *Phá hoại của nền đắp do trượt - Tính ổn định theo phương pháp tính toán của Bishop*



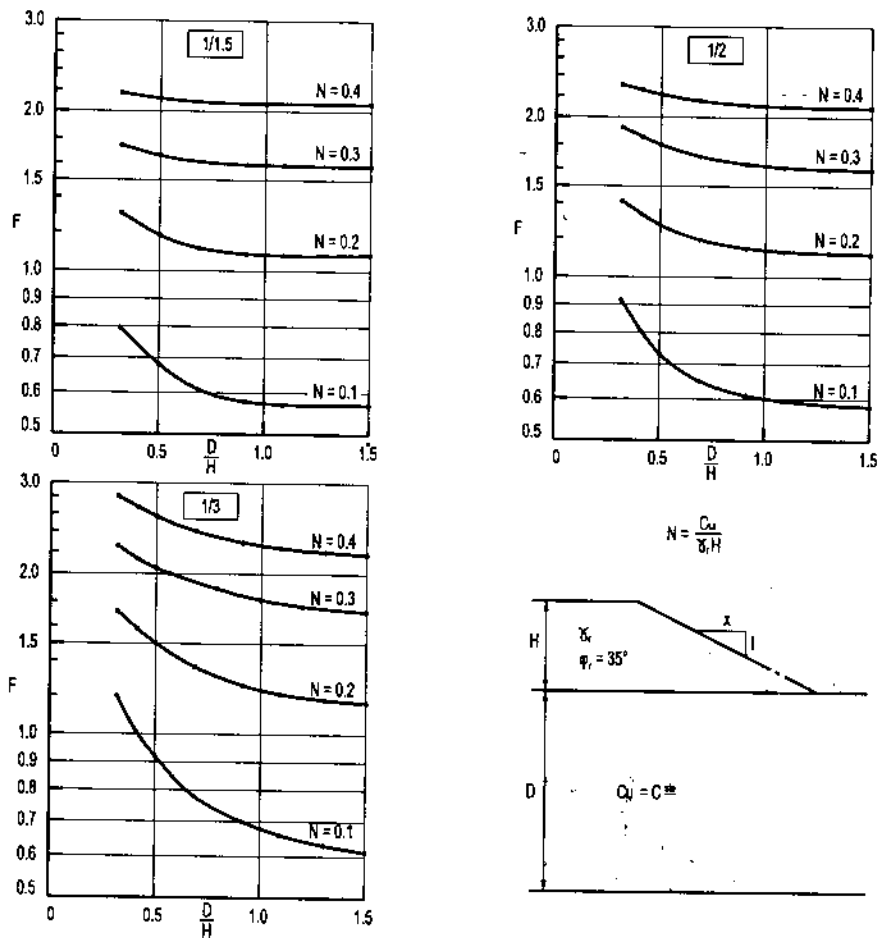
Hình 4.13: *Tính ổn định theo cung trượt tròn - Phân mảnh để tính toán theo Bishop*

Theo quy định của Pháp thì giá trị của hệ số an toàn F tìm được qua tính toán không được nhỏ hơn 1,5. Việc tính toán được tiến hành bằng toán đồ trong trường hợp các hình học đơn giản và các tiền dự án hoặc theo chương trình tính toán trên máy tính với các hình học phức tạp.

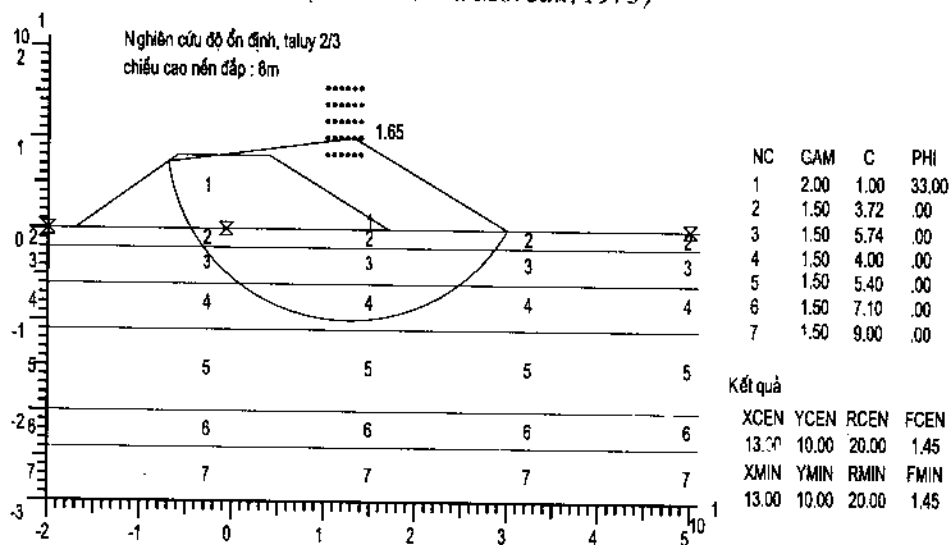
Các toán đồ của Pilot và Moreau (1973) xét đến các dạng hình học đơn giản cũng như các nền đắp có bề phản áp (hình 4.14 và phụ lục II).

Các chương trình trên máy tính có thể tính toán với các nền đất không đồng nhất (các lớp đất nằm ngang hoặc nghiêng, có các thấu kính...), theo hình dạng chính xác của mái taluy, kể cả trường hợp có bề phản áp, các cường độ kháng cắt của đất đắp hoặc có một đường nứt do kéo trong nền đắp.

Các chương trình này cho các hệ số an toàn và vị trí của các tâm trượt tương ứng (hình 4.15).



Hình 4.14: Các toán đồ tính hệ số an toàn khi trượt theo cung tròn (theo Pilot và Moreau, 1973)



Hình 4.15: Kết quả tính ổn định trượt tròn tiến hành trên máy tính

4.4. CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI THIỆN ĐỘ ỔN ĐỊNH

Khi kết quả tính toán độ ổn định cho thấy không thể đạt được một hệ số an toàn lớn hơn hoặc bằng 1,5 ứng với chiều cao nền đắp sẽ xây dựng thì phải áp dụng các biện pháp để cải thiện điều kiện ổn định.

Các phương pháp này gồm có việc sửa chữa hình học của công trình, xây dựng nền đắp theo giai đoạn, cải thiện (hoặc tăng cường) đất yếu. Các giải pháp khác như tăng cường đáy nền đắp, dùng vật liệu nhẹ thường ít dùng.

4.4.1. Sửa chữa hình học

Sửa chữa hình học bao gồm việc thay thế đất yếu hoặc sửa chữa kích thước nền đắp. Cường độ kháng cắt của đất thấp nhất ở bề mặt (gân lớp vỏ quá cố kết), có thể cải thiện độ ổn định bằng cách thay mấy mét đầu tiên của đất yếu bằng một chiều dày tương đương các vật liệu rời rạc. Với nền đường vào cầu được xây dựng ở bờ sông, có thể thay đất đến các chiều sâu lớn (20m) kết hợp với các kỹ thuật thoát nước và đắp bằng phương pháp thủy lục.

Thao tác thay đất cũng làm giảm độ lún đáng kể.

Phải đánh giá lợi ích của công tác sửa chữa hình học về giá thành, về việc tăng hệ số an toàn.

Có thể sửa đổi kích thước hình học của nền đắp theo hướng tăng độ ổn định, bằng việc giảm độ dốc mái taluy - Nếu tăng độ dốc mái taluy quá 1/3 thì không cải thiện độ ổn định so với làm bệ phản áp.

4.4.2. Xây dựng theo giai đoạn

Xây dựng theo giai đoạn là tiến hành đắp nền đường đến một chiều cao đầu tiên sao cho hệ số an toàn $F \geq 1,5$ và chờ cho đất yếu cố kết (cải thiện cường độ kháng cắt). Trong giai đoạn cố kết hệ số an toàn tăng lên khi tải trọng không đổi. Như vậy có thể đắp nền đường thêm một chiều cao mới để giảm hệ số an toàn đến trị số tối thiểu là 1,5 và lặp lại quá trình này một số lần cần thiết (hình 4.16).

Do thời gian cố kết cần thiết giữa hai giai đoạn khá dài nên hiếm khi đắp nền đường đến ba giai đoạn.

Thời gian thi công giảm đáng kể do làm đường thấm thẳng đứng.

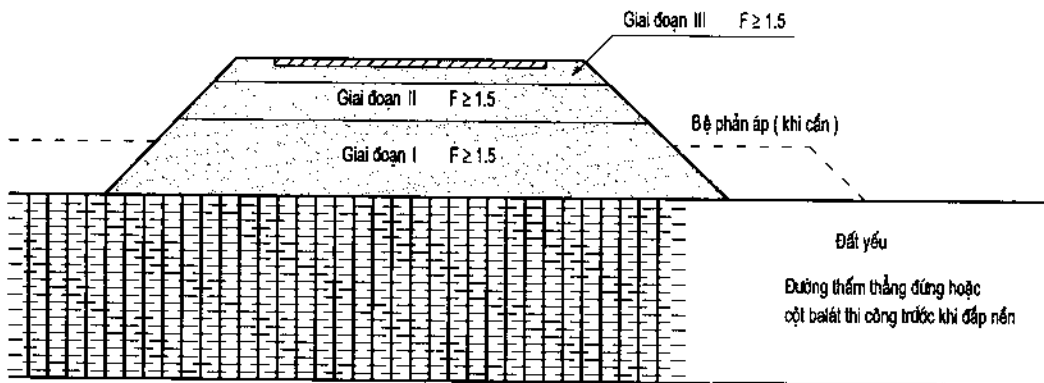
Việc tính toán độ ổn định trước khi đắp một lớp nền đắp mới được tiến hành với ứng suất tổng, trên cơ sở của trị số lực dính không thoát nước được tăng lên do cố kết và được xác định theo một trong hai phương pháp sau:

- Đo bằng thiết bị cắt cánh hiện trường - Đưa trực tiếp trị số đo được vào tính toán không cần điều chỉnh, tải trọng của nền đắp có tác dụng "phá hoại kết cấu" của đất sét và giảm bớt vai trò của các nhân tố điều chỉnh của Bjerrum.

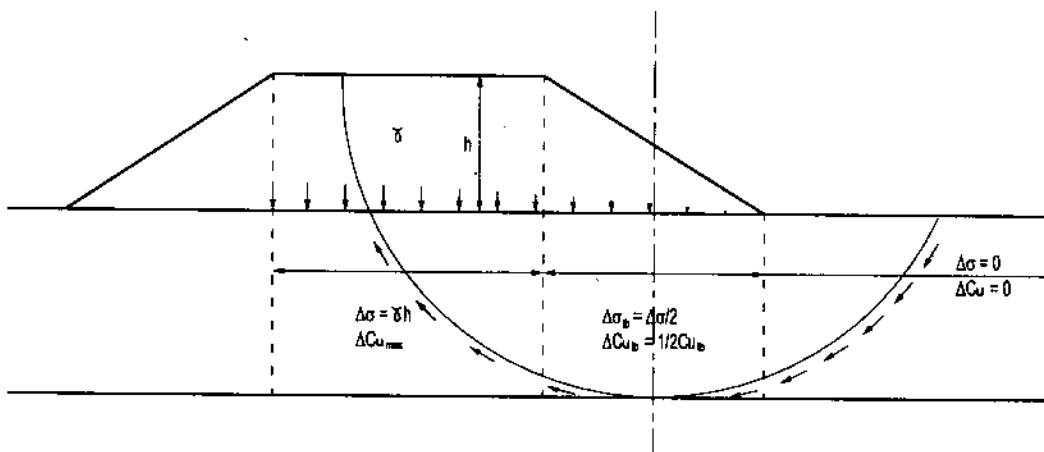
- Đánh giá độ tăng của lực dính không thoát nước - Độ tăng này có thể tính bằng số theo công thức:

$$\Delta C_u = \Delta \sigma' \tan \varphi_{cu}$$

Dưới tim nền đường đắp $\Delta \sigma' = \Delta \sigma \cdot U$ với $\Delta \sigma$ là ứng suất tổng do nền đắp gây ra và U là độ cố kết được đánh giá hoặc xác định theo kết quả đo áp lực nước lỗ rỗng tại chỗ. Thường thì dưới các taluy độ tăng này chỉ lấy bằng một nửa (do ứng suất thẳng đứng tăng ít) và ngoài chân taluy thì không tăng (hình 4.17).



Hình 4.16: Nguyên tắc xây dựng nền đắp theo giai đoạn



Hình 4.17: Xây dựng theo giai đoạn: sơ đồ xét tới việc tăng lực dính do cố kết

4.4.3. Cải thiện các tính chất của đất yếu

Có thể cải thiện tính chất của đất yếu do sự cố kết của khối đất dưới nền đắp hoặc do tăng cường khối đất bằng các cột balát hoặc cột đất gia cố vôi, các cột này còn có tác dụng thoát nước.

Sự cố kết của khối đất yếu xảy ra dưới tác dụng của các ứng suất do nền đắp gây ra. Khi các điều kiện về ổn định và thời hạn thi công cho phép, có thể xây dựng nền đắp đến một chiều cao lớn hơn chiều cao của đồ án và như vậy đã tác dụng thêm một gia tải để

tăng nhanh độ lún. Trong trường hợp chung thời gian cố kết sẽ rất dài, có thể đến vài năm hoặc vài thập kỉ. Như vậy cần tăng nhanh hiện tượng cố kết bằng cách làm đường thấm thẳng đứng để giảm chiều dài của đường thoát nước. Cũng có thể tăng nhanh cố kết bằng phương pháp cố kết động tức là thả rơi các vật nặng trên mặt nền đường sau khi làm đường thấm thẳng đứng.

Cũng có thể tăng cường khối đất yếu bằng các cột vật liệu có cường độ tốt hơn đất thiên nhiên tại chỗ. Hai kĩ thuật đã được sử dụng là:

- Cột balát: thay cục bộ đất yếu bằng các cột vật liệu hạt đã đầm chặt.

- Cột đất gia cố vôi: trộn vôi sống với đất sét tại chỗ làm tăng đáng kể các tính chất của đất sét mềm.

4.4.4. Các phương pháp khác

- Tăng cường đáy nền đắp bằng các vật liệu thiên nhiên (bó cành cây, tre...) hoặc các thảm vật liệu thấm tổng hợp (géotextiles).

- Đắp bằng vật liệu nhẹ: các ống thép, puzolan, trấu nung, vỏ sò, khối polystyren kết cấu tổ ong.

- Xây dựng nền đắp trên cọc.

Chương 5

NGHIÊN CỨU VỀ LÚN VÀ ẢNH HƯỞNG CỦA LÚN ĐỐI VỚI MÓNG CỌC

5.1. ĐỘ LÚN VÀ CÁC ĐẶC TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT TẠI CHỖ

5.1.1. Quá trình lún của một nền đắp trên đất yếu

Tùy theo chiều cao của nền đắp và chiều dày của các lớp đất yếu mà các nền đắp xây dựng trên nền đất yếu có thể lún đến vài mét. Sự phát triển của độ lún theo thời gian là tương đối chậm so với sự phá hoại do trượt thường xảy ra đột ngột khi đang thi công. Tuy nhiên khi thiết kế cần phải nghiên cứu cẩn thận độ lún và ảnh hưởng của nó đối với nền mặt đường và các công trình xung quanh.

Để đảm bảo cao độ thiết kế của nền đường cần phải tính chính xác chiều cao phòng lún và phải đắp một khối lượng vật liệu bổ sung để bù cho độ lún cuối cùng. Các kết cấu mặt đường thường rất nhạy cảm với sự lún không đều, khi nền đường lún không đều thì mặt đường bị nứt gãy, lún võng và phá hoại rất nhanh, ảnh hưởng rất xấu đến việc an toàn chạy xe. Với nền đường sắt, yêu cầu về trị số độ lún tuyệt đối và độ lún không đều là rất nghiêm khắc.

Sau khi đưa công trình vào sử dụng thì sự tăng độ lún theo thời gian dẫn đến việc định kỳ phải rải lớp bù lún mặt đường hoặc phải tôn lớp balát chèn đường sắt.

Dự báo chính xác tốc độ lún là việc làm cần thiết để xác định tần suất đắp, hoặc thời gian chờ đợi mà sau đó có thể thi công mặt đường cứng. Với các móng cọc tốc độ lún là căn cứ để tính toán lực đẩy tác dụng lên cọc.

Khi thiết kế phải xác định được độ lún theo thời gian và nếu cần thì xác định các phương pháp giảm hoặc tăng độ lún này.

5.1.2. Các đặc trưng biến dạng của đất

Để nghiên cứu sự phát triển của biến dạng theo thời gian, cần phải biết được các đặc trưng vật lý và cơ học sau:

- Các đặc trưng vật lý phản ánh trạng thái của đất ở một thời điểm đã cho, như trọng lượng thể tích, độ rỗng, độ bão hòa;
- Các đặc trưng biến dạng giữa các hạt cốt liệu do những thay đổi của ứng suất có hiệu. Các biến dạng này được nghiên cứu bằng máy nén không nở hông với các độ lún cố kết và nén lún thứ cấp (xem chương 3) và bằng máy nén ba trục với các biến dạng dẻo tức thời;

- Các đặc trưng về độ thấm - Thường thì độ thấm được biểu thị bằng hệ số k của định luật Darcy:

$$v = ki$$

Với v là tốc độ chảy của nước và i là gradient thủy lực.

- Các đặc trưng độ nhớt của cốt đất thể hiện bằng sự xuất hiện một biến dạng chậm gọi là nén thứ cấp. Nén thứ cấp thường được nghiên cứu theo mô hình của Bjerrum viết trong chương 3 (hình 3.8) giả thiết là việc giảm hệ số rỗng khi ứng suất có hiệu không đổi là tỉ lệ với logarit thời gian tính bằng ngày:

5.2. TÍNH LÚN

Thường tiến hành tính lún của đất yếu dưới nền đường đắp bằng cách xem độ lún có tính chất hai chiều và gồm 4 thành phần sau:

$$S_{\infty} = S_i + S_c + S_{lat} + S_{fl}$$

S_{∞} - độ lún cuối cùng;

S_i - độ lún tức thời (khi đang thi công) xảy ra khi không thoát nước lỗ rỗng;

S_c - độ lún cố kết (hoặc độ lún cơ bản) xảy ra khi thoát một phần nước lỗ rỗng cùng với việc giảm áp lực nước lỗ rỗng;

S_{lat} - độ lún gây ra do chuyển vị ngang của đất dưới nền đắp;

S_{fl} - độ lún từ biến (nén thứ cấp hoặc từ biến) tương ứng với sự tiếp tục biến dạng sau khi áp lực lỗ rỗng biến mất.

5.2.1. Lún tức thời

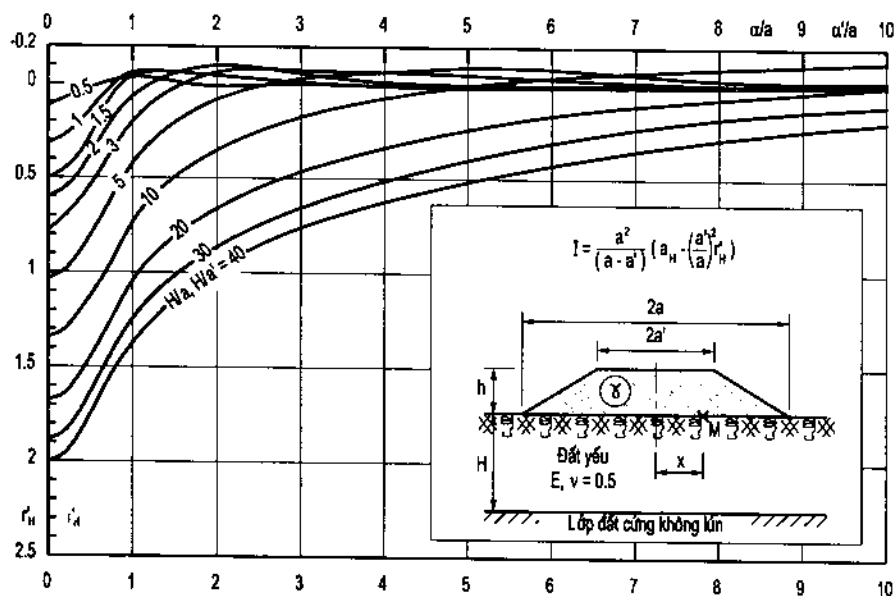
Độ lún tức thời được tính toán với giả thiết nền đường là một khối đàn hồi tuyến tính đẳng hướng và thể tích không đổi ($\nu = 0,5$). Độ lún ở cách tim nền đắp một cự ly x được tính theo công thức:

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E}$$

Hệ số ảnh hưởng I , ví dụ đã cho theo toán đồ của Giroud ở hình 5.1 cho trường hợp đơn giản của một khối đất đồng nhất nằm trên một lớp cứng không lún. Trong trường hợp một hệ hai lớp thì phải sử dụng chương trình tính trên máy tính.

Tích γh đại biểu cho tổng áp suất tác dụng của nền đắp. Mô đun đàn hồi E là mô đun cắt tuyến được xác định bởi thí nghiệm ba trục CU với độ cố kết dưới trọng lượng của đất tại chỗ (σ'_{vo}). Với hệ nhiều lớp thì phải xác định một mô đun trung bình.

Biên độ của độ lún này thường vào khoảng đêximét.



Hình 5.1: Toán đồ Giroud (1973) để tính độ lún đàn hồi tức thời ($\nu = 0,5$)

5.2.2. Độ lún cố kết

Độ lún cố kết S_c được rút ra từ độ lún không nở hông S_{oed} bằng cách xem tỉ số độ lún tại chỗ trên chiều dày của lớp đất yếu bằng tỉ số độ lún không nở hông trên chiều dày của mẫu đất thí nghiệm chịu cùng tải trọng. Để xét đến mô hình ba chiều cần nhân độ lún không nở hông với một hệ số điều chỉnh μ của Skempton và Bjerrum:

$$S_c = \mu S_{oed}$$

Việc tính toán độ lún cố kết gồm có hai bước, bước đầu tiên là xác định trường các ứng suất trong đất và bước thứ hai là tính độ lún từ các ứng suất này và từ các kết quả thí nghiệm trong phòng.

Với đất nhiều lớp, độ lún của mỗi lớp được tính toán từ các giá trị trên mặt phẳng giữa của mỗi lớp và độ lún tổng cộng là tổng của các độ lún thành phần.

Nếu có một lớp đồng nhất rất dày, để tăng độ chính xác khi tính toán cần chia lớp đó thành các lớp nhỏ và tiến hành tính toán như đất nhiều lớp.

1. Tính ứng suất

Khi các kích thước của nền đắp lớn hơn so với chiều dày của đất yếu, ứng suất thẳng đứng trong đất được lấy bằng ứng suất dưới trọng lượng của đất cộng với áp lực của nền đắp gây ra, và không sai số nhiều.

Ngược lại, nếu chiều dày lớp đất yếu lớn so với đáy công trình thì cần phải xét tới sự phân bố thực tế của các ứng suất. Toán đồ Osterberg (hình 5.2) cho ta hệ số ảnh hưởng I của một tải trọng có dạng nửa nền đắp, với giả thiết đất là một bán không gian đàn hồi.

Ứng suất nén trong khối đất được tính theo công thức

$$\sigma_z = I_p$$

trong đó: $I = f(a/z, b/z)$ là hàm của các giá trị a/z và b/z được xác định theo toán đồ 5.2a (a và b là chiều dài ứng với biểu đồ tải trọng tam giác và chữ nhật; z là độ sâu cần xét).

Giá trị của I được xác định bằng tổng đại số các hệ số ứng với tải trọng ở phía trái và phía phải của đường thẳng đứng đi qua điểm cần xét.

Việc xác định σ_z được minh hoạ trong ví dụ sau.

Ví dụ: Xác định ứng suất σ_{z1} tại điểm M_1 (hình 5.2b).

+ Khi tải trọng tác dụng từ phía trái:

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

Theo toán đồ 5.2a được $I_{tr} = 0,397$

+ Khi tải trọng tác dụng từ phía phải:

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

Tra toán đồ 5.2a được $I_{ph} = 0,478$.

$$\text{và} \quad \sigma_{z1} = (I_{tr} + I_{ph})p = (0,397 + 0,478)p = 0,875 p$$

- Để xác định ứng suất nén σ_{z2} tại điểm M_2 (hình 5.2b) ta sử dụng tải trọng của klmn
- Với tải trọng toàn phần (kể cả phần ảo):

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

Tra toán đồ được $I_{ph} = 0,499$

Với tải trọng ảo:

$$\frac{a}{z} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{b''}{z} = \frac{2}{2} = 1 \quad - \text{Tra toán đồ được } I'_{ph} = 0,455$$

Thay các giá trị bằng số và xét tới tải trọng ảo klmn, ta được:

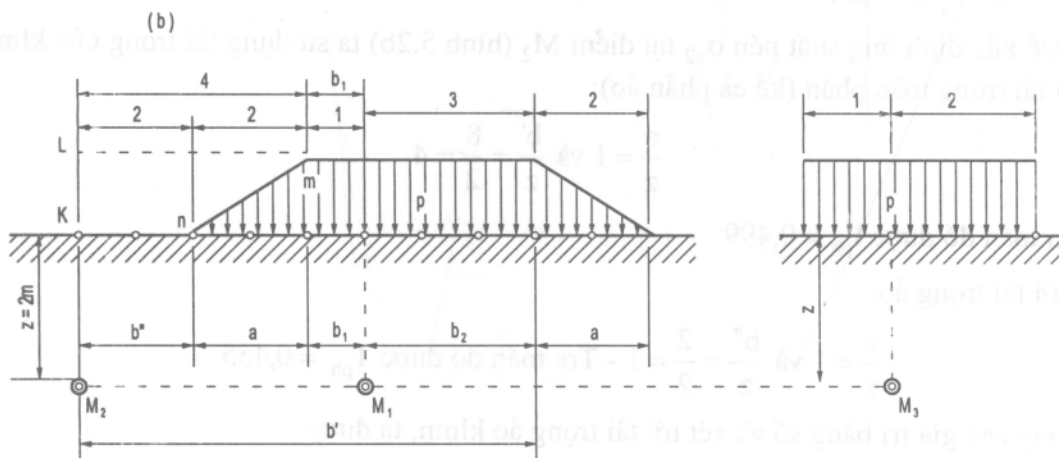
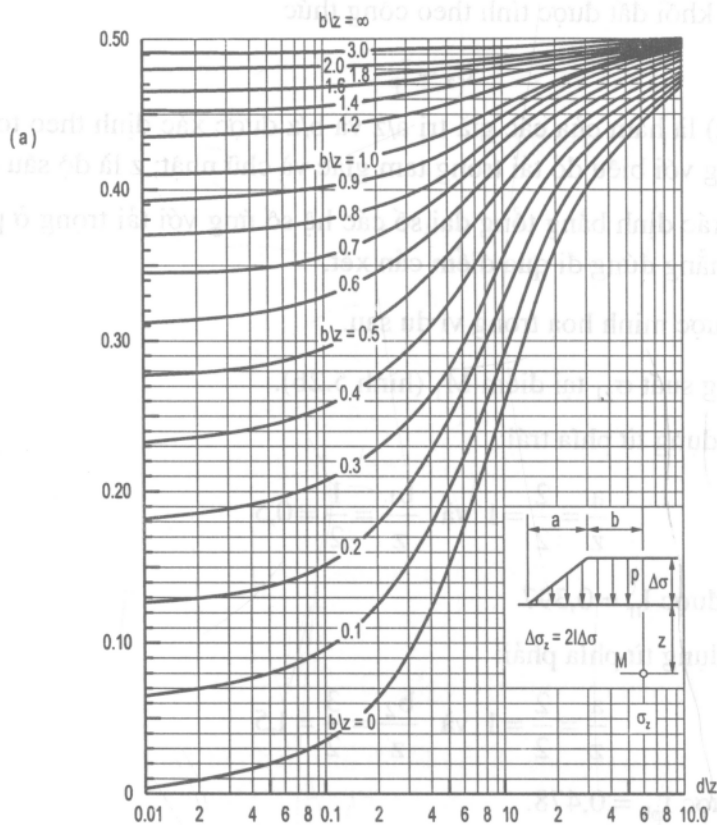
$$\sigma_{z2} = (I_{ph} - I'_{ph})p = (0,499 - 0,455)p = 0,44p$$

- Trong trường hợp tải trọng hình chữ nhật, tính ứng suất σ_{z3} ở điểm M_3 (hình 5.2b)

$$\sigma_{z3} = (I_{tr} + I_{ph})p$$

Xác định I_{tr} khi $a/z = 0$ và $b/z = 0,5$ và I_{ph} khi $a/z = 0$ và $b/z = 1$ ta được

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



Hình 5.2: Toán đồ Osterberg

a) Toán đồ để xác định ứng suất nén thẳng đứng do nền đắp gây ra trong đất;

b) Sơ đồ tải trọng và ví dụ sử dụng toán đồ Osterberg

Tại điểm M ở trong đất yếu và nằm trên trục của nền đắp, độ tăng của ứng suất thẳng đứng $\Delta\sigma_z$ do ứng suất $\Delta\sigma$ của nền đắp gây ra là:

$$\Delta\sigma_z = 2I\Delta\sigma$$

Áp dụng nguyên tắc xếp chồng thì có thể tính với tất cả các mặt cắt của nền đắp có hoặc không có bề phản áp. Ứng suất thẳng đứng tổng cộng là tổng của ứng suất tại chỗ trước khi đắp nền và ứng suất bổ sung do nền đắp gây ra.

2. Tính độ lún không nở hông

Việc tính độ lún có kết được tiến hành từ các đặc trưng nén lún đo được bằng thiết bị nén không nở hông. Đất được mô hình hoá thành các lớp thành phần và bị lún dưới tác dụng của các ứng suất thẳng đứng đã tính toán ở trên. Có hai trường hợp có thể xảy ra:

$$\text{Nếu : } \sigma'_{vf} > \sigma'_p : \quad S_{oed} = \frac{H}{1 + e_o} \left(C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + C_c \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right)$$

$$\text{Nếu } \sigma'_{vf} \leq \sigma'_p : \quad S_{oed} = \frac{H}{1 + e_o} C_c \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}$$

Trong đó: e_o - độ rỗng ban đầu;

C_s - chỉ số nở;

C_c - chỉ số nén lún;

σ'_p - áp lực tiền cố kết;

σ'_{vo} - áp lực của các lớp đất nằm phía trên;

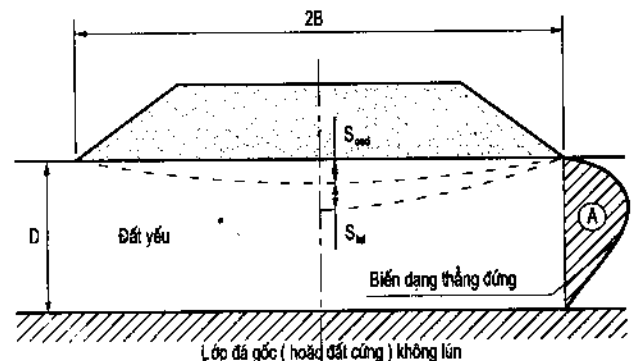
H - chiều dày của lớp đất thành phần.

Ứng suất có hiệu thẳng đứng ở giữa lớp, kí hiệu σ'_{vf} bằng ứng suất thẳng đứng ban đầu cộng thêm ứng suất do công trình gây ra ($\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$).

Mặc dù hơi rắc rối nhưng chỉ là bài toán một chiều nên phương pháp này thường được sử dụng.

5.2.3. Lún do chuyển vị ngang

Hiện vẫn chưa có phương pháp thống nhất để tính độ lún này, vì vậy độ lún này thường chưa biết khi tính lún. Nếu hệ số an toàn khi kiểm toán độ ổn định lớn hơn 2 thì có thể bỏ qua độ lún này vì các biến dạng dẻo thường rất nhỏ. Để giảm thời gian xây dựng nền đắp trên đất yếu người sử dụng đã chấp nhận một hệ số an toàn tối thiểu là 1,5 - Trong trường hợp này không thể bỏ qua độ lún do chuyển vị ngang.



Hình 5.3: Tính độ lún do chuyển vị ngang

Có thể tính được độ lún này bằng cách cho thể tích tương ứng với các chuyển vị ngang phân bố dưới dạng độ lún phụ thêm của đất như vẽ ở hình 5.3 (Bourge, 1979).

Diện tích A bằng $0,11DS_{\text{oed}}$, vậy độ lún do chuyển vị ngang bằng:

$$S_{\text{lat}} = \frac{0,11DS_{\text{oed}}}{B}$$

Một số nước đã áp dụng phương pháp kinh nghiệm bằng cách nhân độ lún cố kết với một hệ số từ 1,2 đến 1,7 khi hệ số an toàn dưới 1,7.

5.2.4. Lún do từ biến

Độ lún do từ biến có thể tính theo công thức tính độ lún không nở hông

$$S_{\text{fi}} = \frac{H_o}{1 + e_o} C_{\text{ae}} \lg \frac{t_{\infty}}{t} \quad (\text{với } t = 1 \text{ ngày})$$

trong đó: C_{ae} đã xác định ở chương 3. Nhược điểm của công thức này là không có giới hạn kết thúc: thường giả định độ lún do từ biến lớn nhất đạt được sau 10 năm.

5.3. TÍNH THỜI GIAN LÚN

Thực tế việc dự báo tốc độ lún có thể tiến hành theo ba phương pháp:

- Theo toán đồ: phương pháp này không đòi hỏi các phương tiện đặc biệt, thường được sử dụng và đủ chính xác với các trường hợp đơn giản.

- Dùng các chương trình tính - Phương pháp này giải bài toán cố kết bằng tính toán sai phân hữu hạn hoặc theo phần tử hữu hạn (Magnan, 1981) và thường áp dụng cho các trường hợp phức tạp.

- Bằng cách ngoại suy các số đo tiến hành trên nền đắp - Với một công trường lớn hoặc với một bài toán khó thì nên đắp nền đường thực nghiệm và quan sát tình hình làm việc của nó trong một thời gian giới hạn cho phép ngoại suy tình hình làm việc trong tương lai.

5.3.1. Cố kết thẳng đứng

Terzaghi đã trình bày phân tích đầu tiên về sự cố kết của đất bão hoà. Việc phân tích này dựa trên một sự mô tả đơn giản đối với đất và không phải luôn phản ánh tình hình làm việc thực tế. Nó giả thiết hiện tượng cố kết là một chiều và đất gồm một bộ cốt chịu biến dạng đàn hồi tuyến tính, bão hoà một chất lỏng không lún. Ngoài ra nó còn giả thiết môi trường là đồng nhất với các đặc tính độ thấm và độ nén lún không đổi trong quá trình cố kết, và định luật Darcy luôn đúng.

Mặc dù còn nhiều hạn chế, nhưng do đơn giản nên lý thuyết Terzaghi vẫn được sử dụng để tính tốc độ lún (OCDE, 1979).

Lí thuyết Terzaghi

Bằng cách xem độ lún là do việc đẩy một thể tích nước lỗ rỗng bằng nó, Terzaghi đã lập phương trình cổ điển của cố kết một chiều:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

với u - áp lực lỗ rỗng (nguyên lý Terzaghi $\sigma' = \sigma + u$);

Z - độ sâu;

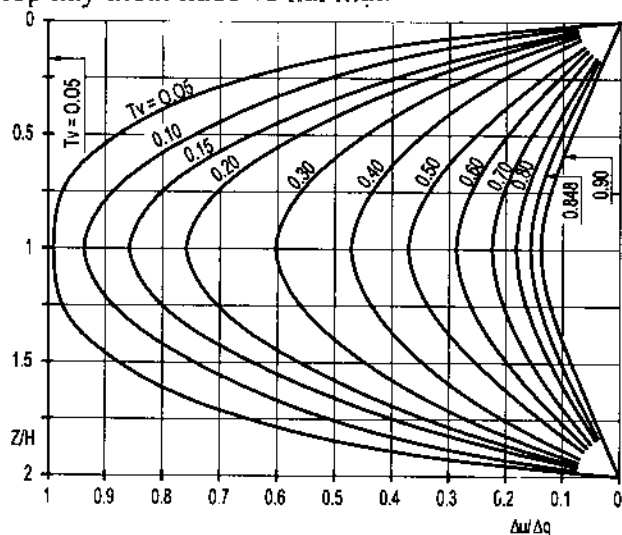
t - thời gian;

C_v - hệ số cố kết thẳng đứng.

Tích phân biểu thức này ta được áp lực lỗ rỗng ở tất cả các điểm của lớp. Hình 5.4 cho lời giải của phương trình cố kết dưới dạng những đường đẳng thời của $\frac{\Delta u}{\Delta q}$ theo tỉ số

$$\frac{Z}{H} \text{ và nhân tố thời gian } T_v = C_v \frac{t}{H^2}.$$

Δu là độ tăng áp lực lỗ rỗng do tải trọng phân bố đều Δq tác dụng lên bề mặt; H là chiều dày lớp đất yếu nếu lớp đất này thoát nước một mặt hoặc bằng nửa chiều dày nếu lớp này thoát nước về hai mặt.

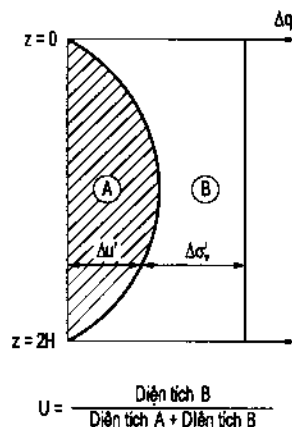


Hình 5.4: Cố kết một chiều theo Terzaghi các đường đẳng thời của áp lực lỗ rỗng phụ thuộc vào nhân tố thời gian với sự phân bố áp lực lỗ rỗng ban đầu đồng đều

Độ lún tỉ lệ với sự tăng ứng suất có hiệu, nó có khả năng làm xuất hiện giá trị trung bình của ứng suất này thông qua độ cố kết U mà định nghĩa cho ở hình 5.5.

Các biến dạng là tuyến tính so với ứng suất, U bằng tỉ số của độ lún theo thời gian t trên độ lún cố kết cuối cùng.

$$U(t) = \frac{S_c(t)}{S_c(t_\infty)}$$



Hình 5.5: Định nghĩa độ cố kết (thoát nước hai mặt)

Hình 5.6 cho U theo T_v trong trường hợp áp lực lỗ rỗng ban đầu phân bố đều. Với đất nhiều lớp phải xác định một trị số trung bình của C_v . Khi các giá trị của C_v không khác nhau nhiều, Absi (1965) đề nghị $t = \frac{T_v h_i^2}{C_{vi}}$ trong từng lớp và lấy C_v trung bình bằng:

$$\frac{(\sum h_i)^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right)^2}$$

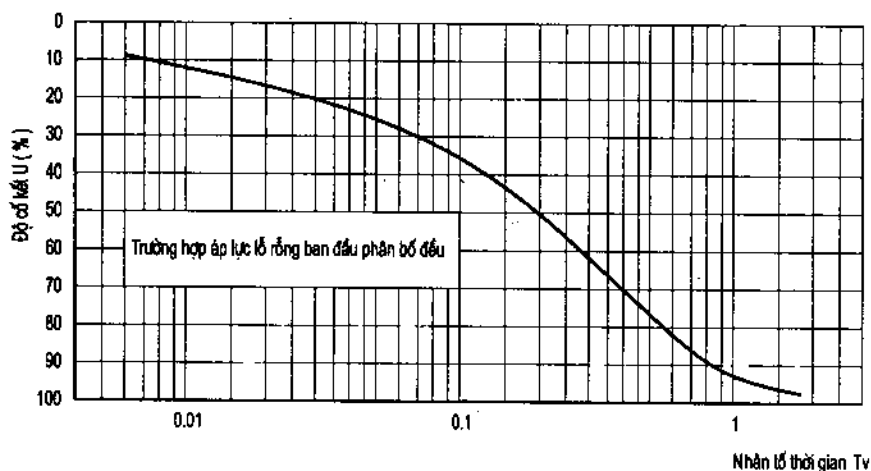
trong đó: C_{vi} là ứng với lớp chiều dày h_i .

Tuy nhiên nhiều người thích sử dụng chương trình tính toán trên máy tính như chương trình CONMULT của LCPC.

Với đất có khả năng từ biến thì phải thêm vào độ lún cơ bản $S_c(t)$ một độ lún từ biến tỉ lệ với logarit của thời gian:

$$S(t) = S_c(t) + \frac{H_o}{1 + e_o} C_{ae} \lg t \quad (\text{với } t \text{ tính bằng ngày})$$

Một phương pháp khác là nhân vào độ lún cuối cùng (có xét đến từ biến) một độ cố kết tính toán bằng phương pháp Terzaghi.



Hình 5.6: Cố kết một chiều theo Terzaghi - Độ cố kết U theo nhân tố thời gian T_v

Có thể theo dõi độ cố kết tại chỗ bằng cách so sánh áp lực lỗ rỗng lí thuyết (hình 5.4) với áp lực thực tế quan sát được trên các áp kế. Cũng có thể tiến hành bằng cách tìm tỉ số của độ lún thực tế đo được ở thời gian t trên độ lún cuối cùng tính toán. Nếu cần thì trong bước cuối cùng này có thể hiệu chỉnh lại giá trị của C_v để dự báo sự tăng trưởng của độ cố kết.

5.3.2. Cố kết với việc thoát nước ngang

Thời gian cố kết tỉ lệ với bình phương của chiều dài thoát nước; việc giảm khoảng cách đường thoát nước quá dài bằng cách làm các đường thấm thẳng đứng là một kỹ thuật tăng nhanh độ cố kết. Độ thấm ngang của đất yếu cao hơn nhiều so với độ thấm thẳng đứng, do đó làm đường thấm thẳng đứng rất có lợi.

Các đường thấm này nhằm tăng nhanh tốc độ tiêu tán áp lực lỗ rỗng phát triển trong giai đoạn cố kết cơ bản. Việc lún thứ cấp xảy ra không ảnh hưởng đáng kể các áp lực lỗ rỗng, vì vậy thường không bố trí mạng lưới đường thấm thẳng đứng trong đất hữu cơ mà áp lực lỗ rỗng mất nhanh trong cố kết cơ bản.

Carillo (1942) đã cho thấy có thể tách cố kết thẳng đứng và cố kết hướng tâm:

$$1 - U_{Zr} = (1 - U_Z)(1 - U_r)$$

với U_{Zr} - độ cố kết chung;

U_Z - độ cố kết thẳng đứng, thu được theo lý thuyết Terzaghi;

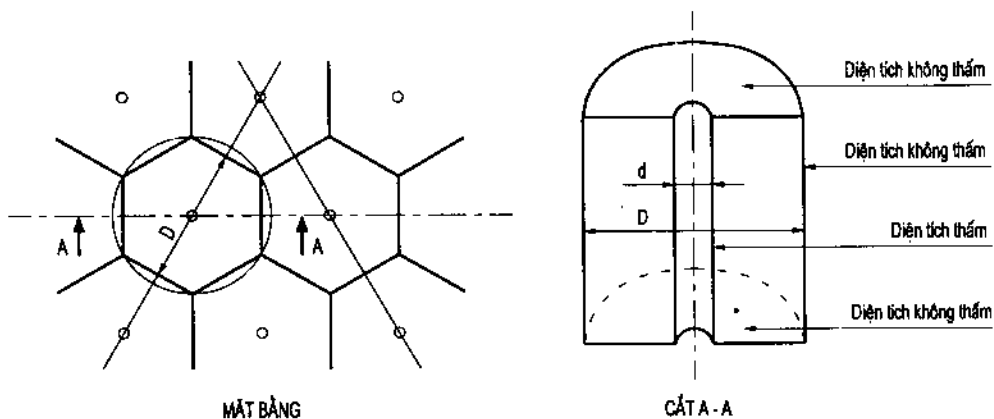
U_r - độ cố kết theo hướng ngang.

Barron (1947) đã đề ra lý thuyết cố kết hướng tâm bằng cách sử dụng các giả thiết của lý thuyết cố kết một chiều của Terzaghi và thêm các giả thiết về cố kết hướng tâm. Phương trình cốt lõi đã làm xuất hiện một hệ số C_r gọi là hệ số cố kết hướng tâm (xem chương 3).

Với các ký hiệu và các điều kiện giới hạn ở hình 5.7 và với giả thiết bổ sung là biến dạng thẳng đứng đều giống nhau (móng cứng) Barron đã viết biểu thức của U_r :

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r}{F(n)}\right)$$

trong đó $T_r = C_r \frac{t}{D^2}$ (là nhân tố thời gian).



Hình 5.7a: Các ký hiệu và các điều kiện giới hạn của cố kết hướng tâm của Barron



và

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \text{ với } n = \frac{D}{d}$$

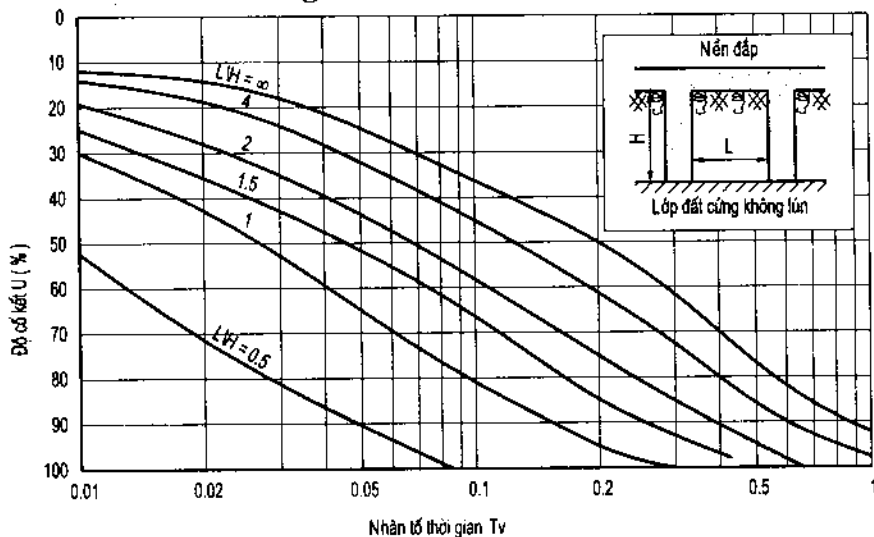
Lí thuyết của Barron và của Carillo cho ta áp lực lỗ rỗng ở mọi điểm của đất. Bru (1981) đã nghiên cứu một phương pháp toán đồ (hình 5.8) tính một mạng lưới đường thấm (d, D) để đạt được một độ cố kết cho trước sau một thời gian xác định.

Các đường thấm thẳng đứng thích hợp để thoát nước trong các lớp đất yếu chiều dày trên 15m. Với đất yếu có chiều dày không quá 5m thì có thể áp dụng kỹ thuật làm các rãnh thấm. Phương pháp này bị hạn chế bởi sự ổn định của các thành rãnh trước khi đắp vật liệu thấm nước nhưng có ưu điểm là không đòi hỏi các thiết bị chuyên dụng mà có thể sử dụng các thiết bị làm đất thông thường.

Một ưu điểm lớn của phương pháp này là cải thiện được độ ổn định do trượt nhờ năng lực chịu tải của các rãnh.

Okovityj (1971) đã lập một toán đồ (hình 5.9) cho độ cố kết U theo thời gian T $\left(T = C_v \frac{t}{H^2} \right)$ với các giá trị $\frac{L}{H}$ khác nhau. Toán đồ này được lập với giả thiết $C = C_v = C_r$

và thời gian cố kết khi đó là $t = \frac{TH^2}{C}$.



Hình 5.9: Tính toán các rãnh thấm

5.4. NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA LÚN ĐỐI VỚI CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG TRÊN CÁC MÓNG CỌC

Nhiều công trình (như cầu cống, nhà cửa) xây dựng trên các móng sâu qua vùng đất yếu mà xung quanh hay ngay ở trên nó là các nền đắp, đã bị hư hỏng nghiêm trọng hoặc do sự phá hoại do trượt sâu của đất nền (xem chương 4) hoặc do các chuyển vị ngang hoặc chuyển vị thẳng đứng lớn (lún tức thời, lún do chuyển vị ngang hoặc lún cố kết).

Những hư hỏng do lún này thường gây nên các lực ma sát âm và các lực đẩy ngang có thể rất lớn lên các móng cọc, cần phải xem xét cẩn thận khi thiết kế và có biện pháp xử lý thích đáng khi thi công.

5.4.1. Tính toán lực ma sát âm

Các móng sâu trong nền đất yếu đang cố kết thường chịu một áp lực có thể rất lớn do ma sát âm gây ra. Nếu không xét tới đầy đủ hoặc bỏ qua hiện tượng này thì về lâu dài, kết cấu có thể bị hư hỏng do móng bị lún quá mức.

Khi chuyển vị thẳng đứng (lún) của đất lớn hơn chuyển vị của móng thì xuất hiện ma sát âm. Trị số của lực ma sát âm có liên quan với sự cố kết của đất, phụ thuộc trực tiếp vào ứng suất có hiệu của đất chung quanh cọc. Như vậy lực ma sát âm phát triển theo thời gian và có trị số lớn nhất trong quá trình khai thác.

Ma sát âm là một hiện tượng phức tạp vì nó phụ thuộc vào nhiều thông số, như độ lún của đất sau khi đóng cọc, sự co ngấn đàn hồi của cọc, quy luật phân bố của ma sát âm trên cọc, v.v... Vì vậy để đơn giản khi tính toán, lấy trị số ma sát âm lớn nhất lúc kết thúc cố kết.

Trị số của lực ma sát âm lúc kết thúc cố kết được cộng vào tính tải tác dụng lên móng mà không cộng vào hoạt tải.

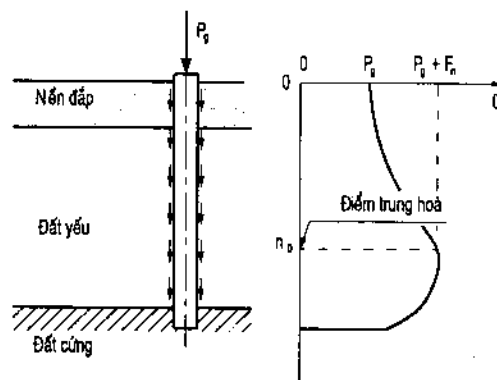
Tải trọng cho phép $\bar{Q}$ của một cọc sẽ chịu lực ma sát âm F_n phải được nghiệm lại với hai bất phương trình:

$$P_g + F_n < \bar{Q}$$

$$P_g + S < \bar{Q}$$

trong đó: P_g - tĩnh tải;

S - hoạt tải.



Hình 5.10: Sự phân bố của lực dọc theo một cọc chịu ma sát âm

Sự phân bố của lực $\bar{Q}$ trong mỗi tiết diện của một cọc chịu ma sát âm và chịu tác dụng của tĩnh tải P_g ở đầu cọc vẽ ở hình 5.10. Điểm mà chuyển vị tương đối của đất và cọc bằng 0 gọi là điểm trung hoà. Ở dưới điểm trung hoà này cọc chịu ma sát dương.

Hoạt tải S cộng với tĩnh tải sẽ gây ra một sự co ngấn đàn hồi của cọc, đẩy điểm trung hoà lên trên, do đó giảm ma sát âm và tăng ma sát dương lên tức thời. Như vậy hoạt tải không gây ra sự tích lũy của ma sát âm.

Các phương pháp tính lực ma sát âm hiện nay chưa trình bày rõ sự chuyển vị tương đối giữa cọc và đất; mà chỉ giả thiết rằng chuyển vị này đủ để gây ra lực ma sát âm đơn vị lớn nhất f_n .

Hai lý thuyết hiện dùng đều giả thiết rằng f_n bằng tích của $Kt_{gđ}$ với ứng suất có hiệu thẳng đứng của đất chung quanh cọc (K - hệ số có quan hệ với hệ số áp lực đất và $t_{gđ}$ là hệ số đặc trưng cho sự ma sát giữa đất và cọc).

Theo lí thuyết đầu tiên đã viết trong Fond 72 là phương pháp cổ điển thì:

$$f_n = K_{tg} \delta \sigma'(r)$$

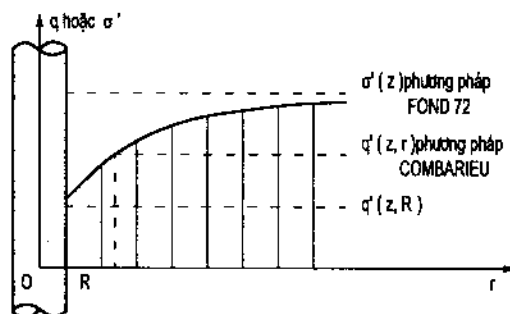
trong đó $\sigma'(z)$ - ứng suất thẳng đứng trong đất ở cùng cao trình, khi không có cọc.

Lí thuyết này có nhược điểm là chưa xét đến sự giảm ứng suất có hiệu thẳng đứng do sự dính bám của cọc và đất gây ra.

Lí thuyết thứ hai của Combarieu đề ra năm 1974 có xét tới sự biến động do cọc gây ra đối với ứng suất trong đất $\sigma'(z)$. Theo Combarieu, ứng suất ở một điểm nằm ở độ sâu z và cách tim cọc một khoảng cách r là $q'(z, r)$ sẽ dẫn đến $\sigma'(z)$ khi r tăng. Như vậy ma sát âm đơn vị được viết theo công thức:

$$f_n = K_{tg} \delta q'(z, r)$$

Hình 5.11 trình bày sự phân bố ứng suất có hiệu thẳng đứng $q'(z, r)$ khi có xét tới sự biến động do cọc gây ra đối với $\sigma'(z)$. Từ hình 5.11 cho thấy $\sigma'(z)$ là đường tiệm cận của hàm $q'(z, r)$ và phương pháp Fond 72 chỉ là trường hợp đặc biệt của phương pháp Combarieu khi sự ma sát dính bám của đất và cọc là hoàn hảo.



Hình 5.11: Ứng suất có hiệu thẳng đứng $q'(z, r)$ có xét tới sự biến động do cọc gây ra đối với $\sigma'(z)$.

Giá trị của $K_{tg} \delta$ để tính ma sát âm đơn vị theo hai lí thuyết trên đều có thể lấy theo bảng 5.1, phụ thuộc vào loại cọc và loại đất nền.

Bảng 5.1. Giá trị $K_{tg} \delta$ theo thực nghiệm của L.C.P.C

Loại đất Loại cọc	Đất dính mềm và đất hữu cơ	Đất dính chặt và rất chặt	Cát và sỏi sạn		
			Ít chặt	Chặt vừa	Rất chặt
Cọc vít	0,15	0,20			
Cọc vít ống	0,10	0,15	0,35	0,45	1,00
Cọc đóng	0,20	0,30			

Trường hợp đất bị xáo trộn, lấy $K_{tg} \delta = 0,10$.

a) *Tính toán theo phương pháp Fond 72*

- Với cọc đơn:

Lực ma sát âm tổng cộng do một cọc đơn đường kính $2R$ thu nhận là:

$$f_n = 2\pi R \int_0^{h_c} (Ktg\delta) z \sigma'(z) dz$$

trong đó: h_c - chiều dài đoạn cọc chịu ma sát âm, xác định như sau:

- Đất có tính nén lún nhỏ (tổng độ lún $< 2\text{cm}$): bỏ qua ma sát âm;
- Đất có tính nén lún rất lớn và chịu tải lớn thì $h_c = H$;
- Các trường hợp trung gian thì lấy h_c bằng độ sâu z , mà ở đó độ lún của đất bằng $0,02R$.

Như ví dụ ở hình 5.12 (trường hợp cọc đóng qua nền đắp chiều cao h và qua nền đất yếu chiều dày H) thì:

- Trong nền đắp:

$$F_n = 2\pi R (Ktg\delta)_r \gamma_r \frac{h^2}{2};$$

- Trong đất yếu:

$$F_n = 2\pi RH (Ktg\delta)_a \left(\gamma_r h + \gamma_a \frac{H}{2} \right)$$

- Với nhóm cọc:

Nhóm cọc là các cọc đóng gần nhau với khoảng cách nhỏ nhất là ba lần đường kính cọc thì tính theo phương pháp của Zeevaert đã giới thiệu trong Fond 72.

Lực ma sát âm của mỗi cọc được tính theo công thức:

$$F_n = \theta_1 A_1 \gamma h + \theta_2 A_2 \gamma' H$$

với các hệ số θ_1 , θ_2 tra theo toán đồ của Zeevaert, phụ thuộc vào tỉ số $A_i/2RH$ (A_i - diện tích ảnh hưởng của cọc, xem Fond 72).

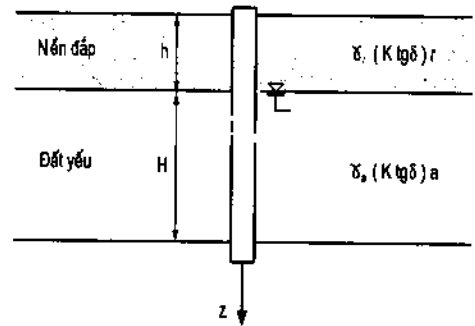
b) *Tính theo phương pháp Combarieu. So với các phương pháp áp dụng trong Fond 72, phương pháp Combarieu có các ưu điểm sau đây:*

- Có xét tới ảnh hưởng của cọc gây ra đối với ứng suất có hiệu thẳng đứng trong đất;
- Chiều cao tới hạn h_c được định nghĩa chính xác hơn;
- Có thể suy rộng cho một nhóm cọc.

Để tính $q'(z, R)$ cần phải xác định hệ số λ (hàm của $Ktg\delta$) và một số biểu thức trung gian khác đã giới thiệu trong Fond 72.

Trên chiều cao tới hạn h_c là chiều cao chịu tác dụng của ma sát âm, ứng suất $q'(z, R)$ lớn hơn ứng suất ban đầu trong đất $\sigma'_0(z)$ và chiều cao tới hạn được xác định theo công thức:

$$q'(h_c, R) = \sigma'_0(h_c)$$



Hình 5.12: Tính lực ma sát âm lên cọc đơn (Đường kính $2R$)

Trường hợp với đất ít mềm yếu, phương pháp này có thể dẫn tới một số sự đánh giá quá cao chiều cao tới hạn.

Tính lực ma sát tổng cộng tác dụng lên một cọc đơn bằng cách tính phân lực ma sát âm đơn vị f_n của Combarieu dọc theo cọc đường kính $2R$:

$$F_n = 2\pi R \int_0^{h_c} (Ktg\delta) z q'(z, R) dz$$

Phương pháp Combarieu đã được lập thành chương trình tính toán trên máy tính. Khi tính toán thường chia cọc thành nhiều đoạn với chiều dài thích hợp.

c) *Ví dụ áp dụng*: Tính lực ma sát âm tác dụng lên một cọc đơn đóng qua nền đường đắp trên đất yếu (đất sét mềm) như hình 5.13.

* *Tính toán theo phương pháp Fond 72*:

- Lực ma sát âm tác dụng lên đoạn cọc nằm trong nền đắp:

$$F_{nr} = 2\pi(Ktg\delta)_r \gamma_r h^2 / 2 = 2\pi \cdot 0,5 \cdot 0,4 \cdot 20 \cdot 6^2 / 2 = 452 \text{ kN}$$

- Lực ma sát âm tác dụng lên đoạn cọc nằm trong lớp đất yếu:

$$F_{na} = 2\pi R \int_0^{h_c} (K tg\delta) z \sigma'(z) dz$$

ở đây $h_c = H = 18\text{m}$; $Ktg\delta = 0,25$.

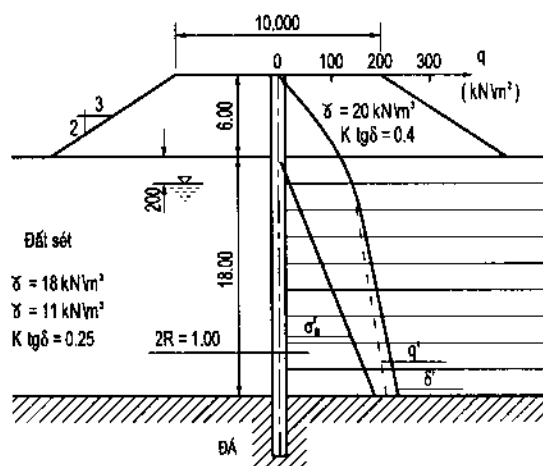
Chia h_c thành 9 đoạn nhỏ, mỗi đoạn có $z = 2\text{m}$ và tính $\sigma'(z)$ của từng đoạn theo công thức: $\sigma'(z) = \sigma_o(z) + I(z)\gamma_r h_r$, trong đó $\sigma_o(z)$ - ứng suất do trọng lượng bản thân lớp đất yếu;

$I(z) \gamma_r h_r$ - ứng suất do nền đắp gây ra, với $I(z)$ là hệ số tra ở toán đồ Osterberg (hình 5.2).

Kết quả tính $\sigma'(z)$ được tóm tắt trong bảng 5.2.

Bảng 5.2. Kết quả tính $\sigma'(z)$ trong lớp đất yếu

$z(\text{m})$	$\sigma'_o(z) \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$I(z)$	$\sigma'(z)$
0	0	1,000	120,00
2	36	0,994	155,29
4	58	0,963	173,56
6	80	0,909	189,07
8	102	0,844	203,27
10	124	0,777	217,28
12	146	0,714	231,70
14	168	0,656	246,77
16	190	0,605	262,57
18	212	0,559	279,06



Hình 5.13: Ví dụ tính lực ma sát âm

$$F_{na} = 2.0,5.0,25.2 \left[\frac{120 + 279,06}{2} + 155,29 \dots + 262,57 \right] = 2952 \text{ kN}$$

Lực ma sát âm tác dụng lên toàn cọc:

$$F_n = F_{nr} + F_{na} = 452 + 2952 = 3404 \text{ kN}$$

* *Tính toán theo phương pháp Combarieu:*

Việc tính toán được tiến hành trên máy tính.

- Ma sát âm trên đoạn cọc nằm trong nền đất: như phương pháp Fond 72.

- Ma sát âm tác dụng trên đoạn cọc nằm trên lớp đất yếu:

$$F_{na} = 2771 \text{ kN.}$$

Lực ma sát âm tác dụng trên toàn cọc:

$$F_n = 3223 \text{ kN}$$

So với phương pháp Fond 72, tính theo Combarieu giảm được khoảng 6% lực ma sát âm.

d) *Giảm lực ma sát âm:* Ma sát âm tỉ lệ thuận với Ktgđ, vì vậy cần tìm biện pháp giảm trị số của đại lượng này.

Quét nhựa bitum (chiều dày 4 - 5mm) là một phương pháp có hiệu quả, có thể giảm Ktgđ xuống 10 lần.

Dùng nhóm cọc cũng là một biện pháp giảm ma sát âm, vì các cọc ở giữa chịu ma sát âm ít hơn các cọc ở chung quanh.

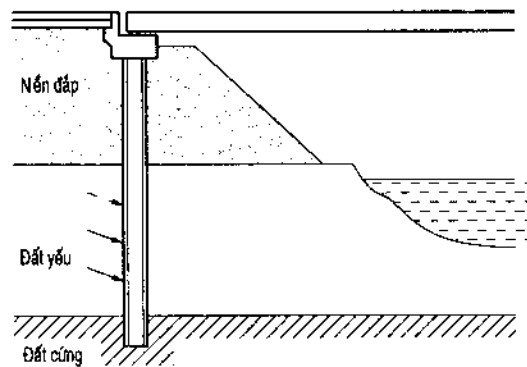
Ma sát âm chỉ phát triển khi đất bị lún, vì vậy áp dụng biện pháp đắp bằng vật liệu nhẹ hoặc biện pháp gia tải tạm thời để nền đường không lún hoặc kết thúc lún trước khi đóng cọc cũng là các cách giảm ma sát âm rất có hiệu quả.

5.4.2. Tính lực đẩy ngang

Các móng cọc đóng qua nền đất yếu đang cố kết và chịu tải không đối xứng thì chịu tác dụng của lực đẩy ngang như ở hình 5.14.

Các ứng suất do lực đẩy ngang gây ra trong cọc có thể đạt trị số khá lớn; vì vậy để tránh những hiệu quả xấu có thể phát sinh trong quá trình khai thác cầu, cần phải nghiên cứu xác định chính xác hiện tượng này.

Lực đẩy ngang phát triển khi trong đất phát sinh các chuyển vị ngang lớn, vì vậy sự nguy hiểm của hiện tượng này phụ thuộc nhiều vào hệ số ổn định chống trượt sâu của đoạn đường đầu cầu.



Hình 5.14: Lực đẩy ngang tác dụng lên các cọc dưới móng cầu xây dựng trên đất yếu

** Tính toán lực đẩy ngang theo Fond 72:*

Trường hợp hệ số ổn định chống trượt của đoạn đường ở mố cầu vào khoảng 1,5 (tính theo phương pháp phân mảnh cổ điển của Fellenius hoặc Bishop) thì có thể tính toán lực đẩy ngang của đất lên cọc theo phương pháp Tschebotarioff.

Mômen uốn của hàng cọc sau trên hình 5.15 được tính toán với sơ đồ phân bố áp lực tam giác với giả thiết là cọc làm việc như một dầm giản đơn. Áp lực sẽ lớn nhất ở giữa lớp đất yếu và bằng:

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot h$$

trong đó $K = 0,4$.

Áp lực này tác dụng trên một chiều rộng giả định là $2D$ (với D - đường kính cọc).

Mômen uốn lớn nhất gây ra cho cọc ở tiết diện A giữa lớp đất yếu:

$$M_{\max} = \sigma_h \cdot H^2 / 12 = 0,067 \gamma h D H^2$$

Trường hợp hệ số ổn định của nền đất đầu cầu nằm giữa 1,5 và 2,5 thì hiện vẫn chưa biết được mômen uốn lớn nhất trong cọc thay đổi như thế nào.

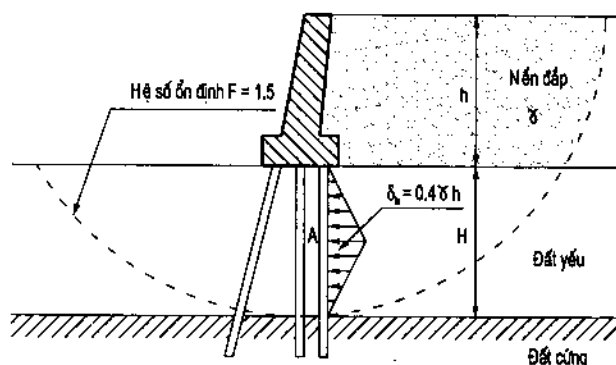
Như vậy việc tính toán lực đẩy ngang theo phương pháp Tschebotarioff hơi sơ lược, thiên về an toàn.

Trường hợp nếu khoảng cách giữa cọc và chân taluy nền đắp lớn hơn 5 lần chiều dày lớp đất yếu thì bỏ qua lực đẩy ngang không cần tính.

Do nhược điểm của phương pháp Tschebotarioff, năm 1980 Bourges, Frank và Mieussens đã đề xuất phương pháp tính lực đẩy ngang theo môđun phản lực có xét đến đầy đủ hơn bản chất của hiện tượng này.

Để giảm lực đẩy ngang, có thể áp dụng các biện pháp sau đây:

- Đắp nền đường bằng vật liệu nhẹ;
- Đắp nền đường trước khi đóng cọc;
- Đắp nền đường theo từng giai đoạn (đắp chậm) kết hợp sử dụng rãnh cát để bảo đảm hệ số ổn định chống trượt $\leq 1,5$;
- Sử dụng móng cọc có quán tính lớn trong hướng tác dụng của lực đẩy ngang.



Hình 5.15: Tính lực đẩy ngang lên cọc theo Tschebotarioff

Chương 6

KỸ THUẬT XÂY DỰNG NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

6.1. MỞ ĐẦU

Việc lựa chọn các kỹ thuật xây dựng nền đắp trên đất yếu phụ thuộc vào:

- Thời gian yêu cầu để thi công các công trình;
- Biên độ các biến dạng cho phép sau khi đưa vào sử dụng.
- Những bó buộc về môi trường của dự án (phạm vi chiếm đất, sự nhạy cảm với chấn động, việc bảo vệ mực nước ngầm...).
- Những bó buộc về ngân sách.

Các giải pháp được chọn gắn liền với hai nhóm kỹ thuật:

- Nhóm đầu tiên tập hợp các giải pháp bố trí xây dựng trực tiếp gắn liền với nền đắp (xây dựng theo giai đoạn, gia tải v.v...).
- Nhóm thứ hai là nhóm các kỹ thuật cần thiết có những can thiệp trong đất nền (thay thế đất xấu, thoát nước, cột balát, v.v...).

Việc chọn lựa kỹ thuật thích hợp nhất cho một đồ án cần có sự tham gia của một chuyên gia địa kỹ thuật và một sự đối thoại giữa chuyên gia này và người thiết kế, giữa chủ công trình và nhà thầu về giá thành, thời hạn thi công và tính khả thi.

Chương này nhắc lại phạm vi áp dụng của các kỹ thuật cổ điển xây dựng nền đắp trên đất yếu và xem lại các tiêu chuẩn lựa chọn giữa các kỹ thuật này và các công trình liên quan.

6.2. GIỚI THIỆU CÁC KỸ THUẬT XÂY DỰNG

Các kỹ thuật cổ điển được sử dụng để xây dựng nền đắp trên đất yếu là các kỹ thuật được nêu dưới đây:

- a) Bố trí xây dựng cùng với nền đắp:
 - Xây dựng theo giai đoạn,
 - Bê phản áp,
 - Gia tải tạm thời,
 - Nền đắp nhẹ;
 - Tăng cường bằng vật liệu địa kỹ thuật.

b) Cải thiện đất dưới nền đắp

- Thay đất xấu
- Đường thấm thẳng đứng;
- Cốt kết bằng hút chân không;
- Cốt balát (hoặc cốt đá dăm);
- Hào balát;
- Phun chất rắn;
- Cốt vữa đất - xi măng, tiến hành bằng phun (kỹ thuật thường gọi là "jet grouting");
- Cốt đất gia cố vôi hoặc xi măng;
- Nền đắp trên móng cứng;
- Điện thấm.

Các kỹ thuật xây dựng đặc thù của nền đắp trên đất yếu nhằm đảm bảo độ ổn định của đất và hạn chế các biến dạng của nền đường đắp ở các trị số quy định trong đồ án.

Bảng 6.1 chỉ rõ sự tương ứng giữa các mục tiêu này và các kỹ thuật nêu trên.

Bảng 6.1. Các tác dụng của những kỹ thuật xây dựng nền đắp trên đất yếu

Tác dụng lên đất nền móng	Điện thấm													
	Đắp trên nền cứng													
Tác dụng lên nền đắp	Cốt đất gia cố													
	Cốt phun vữa xi măng + đất													
	Phun chất rắn													
	Hào balát													
	Cốt balát													
	Cốt kết bằng hút chân không													
	Đường thấm thẳng đứng													
	Thay đất													
	Tăng cường bằng vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp													
	Nền đắp nhẹ													
Tác dụng lên nền đắp	Gia tải tạm thời													
	Bộ phản áp													
	Xây dựng theo giai đoạn													
Cải thiện độ ổn định	+	+		+	+	+		+	+	+	+	+	+	+
Giảm biến độ lún				+		+			+	+	+	+	+	
Giảm chuyển vị ngang (*)		+		+		+						+	+	+
Đạt được tỉ lệ % đã cho của độ lún cuối cùng nhanh hơn			+			+	+	+	+	+				
Tăng nhanh cốt kết (xây dựng theo giai đoạn)							+	+	+					+

(*) Để giảm lực tác dụng lên các cọc hiện hữu

Các ưu điểm, nhược điểm và các điểm còn nghi ngờ của các kĩ thuật khác nhau cho trong bảng 6.2.

Bảng 6.2. Ưu điểm và nhược điểm của các kĩ thuật khác nhau

Kĩ thuật xây dựng	Giá thành	Thời gian	Tính kĩ thuật	Tính khả thi (dự báo)
Tác dụng với nền đắp				
Xây dựng theo giai đoạn	+	+++	+	++ (thời gian)
Bệ phản áp	++	++	+	+++
Gia tải tạm thời	+	+++	+	++ (thời gian, hiệu quả)
Nền đắp nhẹ	+++	+	++	+++
Tăng cường bằng vật liệu địa kĩ thuật tổng hợp	++	+	++	++ (hiệu quả)
Tác dụng đối với đất nền				
Thay đất xấu	+++	+	+	+++
Đường thấm thẳng đứng	++	++	++	++ (thời gian)
Cố kết bằng hút chân không	+++	++	+++	++ (thời gian)
Cột balát	+++	++	+++	++ (hiệu quả)
Hào balát	++	+	+++	++ (hiệu quả)
Phun chất rắn	+++	++	+++	++ (hiệu quả)
Cột vữa đất ximăng thi công bằng phun	+++	++	+++	++ (hiệu quả)
Cột đất gia cố	+++	++	+++	++ (hiệu quả)
Nền đắp trên móng cứng	+++	++	++	+++
Điện thấm	+++	+++	+++	++ (thời gian, hiệu quả)

Chú thích: + Kém; ++ Trung bình; +++ Tốt

6.3. CÁC TIÊU CHUẨN ẢNH HƯỞNG ĐẾN VIỆC CHỌN LỰA KỸ THUẬT

Việc chọn một kĩ thuật xây dựng được tiến hành bằng cách so sánh giá thành của các giải pháp sẽ thoả mãn một loạt các tiêu chuẩn sau:

- Khả năng thi công các công trình;
- Ảnh hưởng của công trình đối với môi trường;
- Thời hạn thi công;
- Sự thoả mãn các yêu cầu phục vụ của công trình khi hoàn thành.
- Các bó buộc chung ở các công trường giao thông.

6.3.1. Khả năng cung ứng vật liệu và thiết bị

Trước khi chọn một giải pháp, cần phải bảo đảm khả năng cung ứng tất cả các loại vật liệu và thiết bị cần thiết tại hiện trường để tiến hành thi công các công trình:

- Nước (để thi công các cột vữa đất - xi măng bằng phun);
- Đất đắp với số lượng đầy đủ (bê phản áp, gia tải tạm thời, thay thế một phần hoặc toàn bộ các đất xấu).
- Đá balát (cột balát, hào balát).
- Các vật liệu nhẹ (polystyrène nở, các kết cấu tổ ong, lớp xe cũ v.v...).
- Géotextile (tăng cường thân nền đắp).
- Xi măng hoặc vôi.

6.3.2. Tác động đối với môi trường

Các công trình phải tôn trọng các quy phạm hiện hành về:

- Bảo vệ nguồn nước (duy trì các dòng chảy thiên nhiên, bảo vệ nước ngầm và các nguồn nước v.v...) cần đặc biệt chú ý khi thi công các cột vữa đất - xi măng bằng phương pháp phun và gia cố vôi hoặc xi măng;
- Chống tiếng ồn và chấn động và bảo vệ các công trình nhạy cảm với chấn động ở hai bên đường.
- Việc đổ các vật liệu không sử dụng lại (khi thay thế đất xấu).

6.3.3. Thời hạn thi công

Công tác làm đất trên đất yếu thường nằm trên đường găng của tiến độ thi công. Một số kỹ thuật cần có thời gian chờ đợi mà việc dự báo rất khó chính xác (xây dựng theo giai đoạn, gia tải tạm thời, đường thấm thẳng đứng, cố kết theo phương pháp hút chân không) và sự không chắc chắn này sẽ giảm bớt trong khi thi công, cần được xét đến khi chọn giải pháp.

Mặt khác một số kỹ thuật lại cần có thời hạn hoàn thành chính xác tại một địa điểm của công trường, và như vậy có thể tác động tới việc tổ chức chung của công trường.

6.3.4. Yêu cầu phục vụ của công trình

Một tiêu chuẩn chủ yếu để chọn các kỹ thuật xây dựng là công trình làm xong phải thoả mãn các quy định kỹ thuật của người sử dụng và độ lún tổng cộng và độ lún không đều. Các tính năng của các kỹ thuật khác nhau phải được so sánh bằng tính toán khi thiết kế đồ án. Công việc này cần có sự tham gia của một chuyên gia.

Sự phân bố giữa giá thành xây dựng và giá thành khai thác trong giá thành tổng cộng của công trình có thể thay đổi khi chuyển từ một kỹ thuật này sang một kỹ thuật khác. Vì vậy giá thành thoả mãn các yêu cầu phục vụ phải được đánh giá bằng cách cộng thêm giá xây dựng và bảo dưỡng.

6.3.5. Các trở ngại chung của các công trường giao thông

Cũng như các công trường làm đất khác, các công trường xây dựng nền đắp trên đất yếu thường gặp những trở ngại về:

- Công tác vận chuyển vật liệu;
- Công tác giải phóng mặt bằng;
- Công tác thoát nước và đào bỏ đất yếu;
- Việc bố trí các hố lấy đất và các đồng đất thừa;
- Các công trình hiện hữu cần bảo vệ trong thi công.

Có thể áp dụng một số kỹ thuật xây dựng thích hợp để khắc phục các hạn chế này.

6.4. CHỌN LỰA CÁC KỸ THUẬT THEO LOẠI CÔNG TRÌNH

6.4.1. Các công trình tuyến tính

Nhóm các công trình đầu tiên gồm có các nền đắp trên đất yếu là các đường ô tô và đường cao tốc (và đường sắt) với các mặt cắt thông thường hoặc mặt cắt đặc biệt như các đường vào cầu và các đường vượt qua các dòng nước trên các cống tròn hoặc cống bản.

1) Các mặt cắt thông thường của đường

Việc sử dụng các vật liệu nhẹ (polystyren, vật liệu kiểu tổ ong) ít thông dụng vì giá thành của nó và các biện pháp cần thiết kèm theo. Nó chỉ được sử dụng cục bộ (ví dụ nền đắp của đường vào cầu).

Trong các phương án xử lý đất yếu, các phương án thường được sử dụng là:

- Thay thế toàn bộ hoặc một bộ phận của lớp đất yếu. Việc thay thế toàn bộ chỉ hạn chế với các lớp từ 4 - 5m chiều dày. Phương án này tránh được các vấn đề liên quan đến độ ổn định và độ lún. Trường hợp thay thế một phần thì phải xử lý các vấn đề về biên độ lún có kết và từ biên.

- Việc thi công một hệ thống thoát nước thẳng đứng thường kết hợp với việc bố trí xây dựng liên quan tới thân nền đắp (xây dựng theo từng giai đoạn v. v...).

- Để tăng nhanh quá trình cố kết, việc cố kết bằng hút chân không là một giải pháp hiệu quả trong một số trường hợp đặc biệt mà các giải pháp truyền thống không thích hợp. Đặc biệt phương pháp này cho phép gia tải đất mà không sợ mất ổn định.

Các kỹ thuật khác để cải thiện đất yếu ở các đoạn thông thường chỉ được áp dụng trong một số trường hợp đặc biệt và phải được sự đánh giá của các chuyên gia.

2) Nền đắp của đường vào cầu

Nền đắp của đường vào cầu khác với ở các đoạn thông thường do tác động tương hỗ của nền đường với các nền móng công trình và do độ lún khác nhau. Mặt khác chiều dài của nền đắp không lớn nên có thể sử dụng các kỹ thuật phức tạp hơn và giá thành cao hơn.

Có thể hạn chế tác dụng tương hỗ của nền đường vào cầu với các móng sâu bằng cách xây dựng nền đắp trước các móng cầu (có hoặc không dùng các biện pháp bổ sung để

tăng nhanh sự cố kết của đất yếu) hoặc bằng cách tăng độ ổn định của nền đắp (sử dụng bê phản áp, thay đất xấu, làm nền đắp nhẹ, cột balát, cột vữa đất - xi măng, cột đất gia cố, nền đắp trên cọc).

Với các độ lún khác nhau, phải tìm cách làm cho bộ phận lớn nhất của độ lún tổng cộng dự báo đạt được trước khi kết thúc thi công. Có thể sử dụng tất cả các kỹ thuật để giảm biên độ lún tổng cộng hoặc tăng nhanh độ lún riêng rẽ hoặc kết hợp. Việc lựa chọn giữa các kỹ thuật này thực tế phụ thuộc vào chiều dày của đất yếu:

- Với đất yếu chiều dày không lớn (cho đến trên 10m), việc khống chế độ lún có thể tiến hành bằng cách thay đất xấu, bằng cách làm các cột balát, cột đất gia cố tựa trên lớp nền cứng hơn, bằng cách giảm nhẹ nền đắp hoặc tăng nhanh độ cố kết của đất trong thi công (gia tải tạm thời hoặc phương pháp cố kết hút chân không, làm đường thấm thẳng đứng).

- Với đất yếu chiều dày lớn (trên 20m), nói chung không áp dụng được các kỹ thuật xử lý cho đến lớp nền cứng. Việc hạn chế độ lún sau khi đưa đường vào sử dụng có thể tiến hành hoặc bằng cách tăng nhanh cố kết (làm đường thấm thẳng đứng, xây dựng theo giai đoạn, cố kết kiểu hút chân không, gia tải tạm thời... có xét đến các điều kiện ổn định của nền đắp), hoặc bằng cách giảm nhẹ nền đắp.

Trong một số trường hợp có thể chấp nhận các độ lún lớn hơn các giới hạn thông thường với điều kiện phải có một sự chuyển tiếp thích đáng giữa cầu và đường vào cầu. Mặc khác việc xử lý bề mặt lớp đất yếu đôi lúc cũng hạn chế độ lún đến các giá trị chấp nhận được.

- Với đất yếu có chiều dày nằm giữa hai trường hợp trên đây thì việc chọn lựa các kỹ thuật phải được tiến hành riêng cho từng đồ án.

Chiều dài của nền đắp của "đường vào cầu" phụ thuộc vào chiều cao của nền đắp và chiều dày của đất yếu. Chiều dài này thường lấy bằng hai lần khoảng cách thẳng đứng giữa bề mặt của nền đắp và đáy của tầng đất yếu. Sự chuyển tiếp giữa "điểm cứng" là mố cầu và nền đắp thông thường phải được đảm bảo trên chiều dài của đoạn đường vào cầu này.

3) Nền đắp trên cống tròn và cống bản

Sự tồn tại của một không gian rỗng trong nền đường đắp sẽ giảm nhỏ tải trọng tác dụng lên đất nền cạnh cống tròn hoặc cống bản. Vì vậy khi thiết kế phải xét tới sự lún không đều cục bộ sinh ra do hiện tượng đó. Cũng như các kết cấu ở dưới nền đắp, cần phải kiểm tra tác dụng tương hỗ giữa cống và nền đường (chất lượng đầm lèn, sự lún không đều). Cũng cần chú ý đến sự lún không đều của cống theo chiều dài của nó (theo hướng ngang của nền đường).

4) Nền đắp tiếp giáp với nước

Một số nền đường đắp tiếp giáp với sông hồ hoặc kênh mương, có thể được sử dụng như là đê đập giữ nước hoặc bị nước vây quanh.

Với những nền đắp dùng làm đê đập cần phải chọn vật liệu không thấm nước hoặc một bề mặt không thấm nước. Về các biện pháp xây dựng trong các khu vực đất mềm yếu không được rải một lớp vật liệu thoát nước trên toàn chiều rộng của nền đắp (có thể rải các lớp thấm nước bộ phận, với điều kiện là chúng không được thông nhau).

Với các nền đắp có nước vây quanh phải rất thận trọng trong việc sử dụng các vật liệu nhẹ để tránh các tác dụng của lực đẩy Archimède lên thân nền đường đắp trong trường hợp bị ngấm nước một phần hoặc toàn bộ.

6.4.2. Các bãi đất công nghiệp và bến cảng

Nhóm các công trình thứ hai là các bãi đắp trên đất yếu, thường được bố trí ở các đô thị, khu công nghiệp, bến cảng - Nhiều tải trọng lớn cục bộ có thể tác dụng lên các nền đắp này (các bãi chứa côngtenơ, các đường lãn, các bồn chứa nước hoặc nhiên liệu).

Các kĩ thuật xây dựng thường sử dụng với loại công trình này cũng như với các công trình tuyến tính. Xây dựng theo giai đoạn có gia tải tạm thời khi cần hạn chế độ lún sau khi đưa đường vào sử dụng và phối hợp với các đường thấm thẳng đứng khi cần tăng sự cố kết của đất. Việc thay thế toàn bộ hoặc một bộ phận đất yếu có thể góp phần điều chỉnh cục bộ các vấn đề liên quan đến lún hoặc đến độ ổn định trong các khu vực bùn rất mềm hoặc đất hữu cơ.

Với các khu nhà công nghiệp phải hạn chế tối đa độ lún không đều - Làm các cột (cột balát, cột đất gia cố, cột vữa đất - xi măng, cọc) có thể là một giải pháp tốt đối với các tải trọng tập trung của các cột và các tường chịu lực.

Đối với các bể chứa, chiều dày nền đắp thường nhỏ và các tải trọng truyền xuống tương đối nhỏ, nhưng các yêu cầu của việc khai thác về độ lún (trung bình và khác nhau), thường rất nghiêm khắc cần đặc biệt cẩn thận trong việc thiết kế và thi công xây dựng nền đắp. Cuối cùng phải xét tới độ lún trong việc thiết kế nối tiếp các đường ống giữa bể chứa và các bộ phận bên ngoài.

6.5. CÁC BIỆN PHÁP XỬ LÝ ĐỒNG THỜI VỚI VIỆC XÂY DỰNG NỀN ĐẮP

Đây là các biện pháp thường được sử dụng. Khi áp dụng các biện pháp này phải nhằm đạt được hai mục tiêu:

- Bảo đảm sự ổn định của nền đắp trong khi xây dựng.
- Đạt được một tốc độ lún phù hợp với thời gian thi công.

Khi áp dụng các biện pháp này thì yêu cầu lớp trên nền đất yếu phải tiếp xúc với một lớp vật liệu thấm nước tốt. Nếu vật liệu đắp nền đường là đất dính thì phải làm một lớp đệm cát có chiều dày từ 0,5 - 1m để tăng nhanh thời gian cố kết.

Trình tự tiến hành như sau:

1. Tính chính xác chiều cao phòng lún và xác định chiều cao đắp đất;
2. Kiểm tra ổn định ứng với chiều cao đắp đất có xét đến phòng lún;

3. Chọn biện pháp xử lý thích đáng để đạt được hai mục tiêu nêu trên.

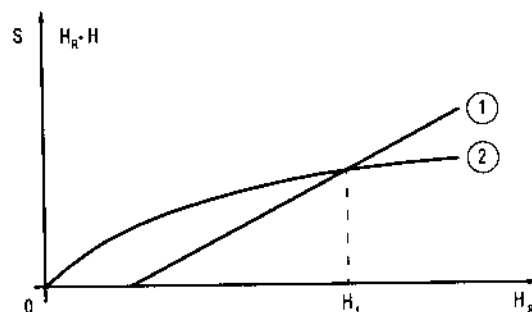
6.5.1. Tính chiều cao phòng lún và xác định chính xác chiều cao đắp đất

Nếu gọi H là hiệu giữa độ cao thiết kế và cao độ của nền đất thiên nhiên thì chiều cao của nền đất đắp H_R sẽ là: $H_R = H + S$, với S là độ lún do nền đắp chiều dày H_R gây ra.

Nếu ta vẽ trên cùng một biểu đồ (hình 6.1):

- Đường thẳng biểu thị sự thay đổi của hiệu số $(H_R - H)$ theo H_R (đường 1).

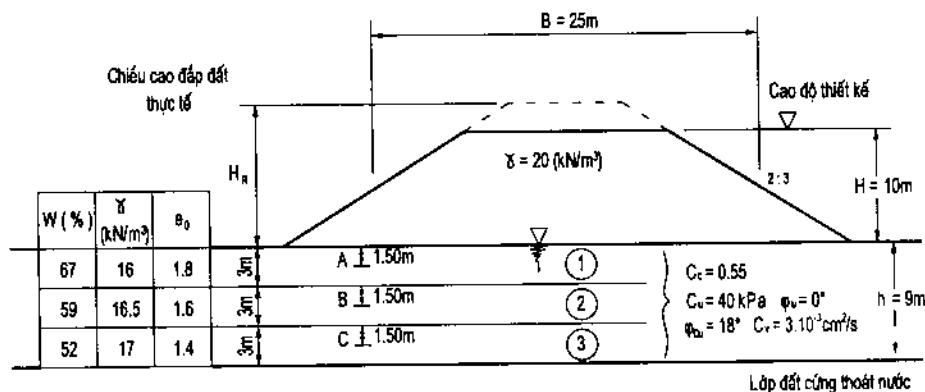
- Đường cong biểu thị sự thay đổi của độ lún tính toán S' theo H_R (đường 2), thì tại giao điểm của hai đường này hạ xuống trục hoành ta sẽ tìm được giá trị $H_R = H_f$ là chiều cao phòng lún để cho lúc kết thúc lún cao độ của đỉnh nền đắp bằng cao độ thiết kế. Để vẽ đường cong 2 phải tính độ lún ứng với 3 hoặc giá trị của H_R (xem ví dụ).



Hình 6.1: Xác định chiều cao phòng lún của nền đắp

Ví dụ áp dụng:

Hãy tính chiều cao có xét đến phòng lún của một nền đắp có chiều cao thiết kế là 10m đắp trên một lớp đất sét mềm đồng nhất dày 9m tựa trên một lớp cát sỏi thấm nước và không lún. Để xét đến sự thay đổi của các đặc trưng của lớp đất sét theo chiều sâu, lớp đất này được chia thành ba lớp nhỏ, mỗi lớp dày 3m với các đặc trưng ghi ở hình 6.2. Mực nước ngầm nằm ở mặt đất.



Hình 6.2: Tính chiều cao phòng lún của đất đắp để đạt được chiều cao thiết kế sau khi lún xong

Để xác định chiều cao của phòng lún cần tiến hành tính độ lún ứng với các nền đường có chiều cao đất đắp $H = 10; 10,5; 11; 11,5; 12$ và 13m rồi vẽ biểu đồ quan hệ giữa độ lún S và chiều cao nền đường H_R .

Độ lún của nền đắp trên đất yếu được tính toán theo phương pháp cộng lún từng lớp. Độ lún của mỗi lớp được tính toán theo công thức:

$$S_i = h_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta q_i}{\sigma'_{voi}}$$

trong đó: σ'_{voi} là ứng suất có hiệu thẳng đứng. Trong trường hợp này giá trị trung bình của ứng suất có hiệu thẳng đứng của các lớp được tính ở các điểm A, B, C (hình 6.2).

$$\sigma'_{voA} = \frac{h_1}{2} (\gamma_1 - \gamma_w) = \frac{3}{2} (16 - 10) = 9 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{voB} &= h_1 (\gamma_1 - \gamma_w) + \frac{h_2}{2} (\gamma_2 - \gamma_w) \\ &= 3(16 - 10) + \frac{3}{2} (16,5 - 10) = 27,7 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{voC} &= h_1 (\gamma_1 - \gamma_w) + h_2 (\gamma_2 - \gamma_w) + \frac{h_3}{2} (\gamma_3 - \gamma_w) \\ &= 3(16 - 10) + 3(16,5 - 10) + \frac{3}{2} (17 - 10) = 48 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Áp lực thẳng đứng q_i do tải trọng ngoài gây ra ở trung tâm của các lớp đất yếu (các điểm A, B, C):

$$q_i = I_i \cdot \gamma \cdot H_R$$

trong đó:

I_i - Hệ số ảnh hưởng đến ứng suất ở giữa mỗi lớp (chiều sâu Z) thường xác định theo toán đồ Osterberg (hình 5.2) ứng với tỉ số a/Z , b/Z của mỗi lớp (với b là nửa chiều rộng đỉnh nền đường, a là chiều rộng mái taluy, xem hình 6.2). Hệ số I trong ví dụ này được xác định và tóm tắt trong bảng 6.3.

Bảng 6.3. Hệ số ảnh hưởng đến ứng suất của các lớp đất

$Z(\text{m})$	a/z	b/z	$l/2$	I_i
1,50	$\frac{18}{1,5} = 12$	$\frac{3,5}{1,5} = 2,333$	0,50	1,00
4,50	4,0	0,778	0,475	0,95
7,50	2,4	0,4476	0,440	0,88

Độ lún ứng với chiều cao nền đường $H_R = 10\text{m}$ được tính và tóm tắt trong bảng

$$q_i = I_i \cdot \gamma \cdot H_R = q_i = I_i \cdot 20 \cdot 10 = 200 I_i$$

Bảng 6.4. Độ lún ứng với $H_R = 10m$

h_i (m)	$\frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}}$	Δq_i	$\frac{\sigma_{voi} + \Delta q_i}{\sigma'_{voi}}$	S_i (m)
1,50	$\frac{0,55}{1 + 1,8} = 0,196$	$200 \times 1 = 200$	$\frac{9 + 200}{9} = 23,22$	$3 \times 0,196 \lg 23,22 = 0,806$
4,50	$\frac{0,55}{1 + 1,6} = 0,212$	$200 \times 0,95 = 190$	$\frac{27,7 + 190}{27,7} = 7,86$	$3 \times 0,212 \lg 7,86 = 0,569$
7,50	$\frac{0,55}{1 + 1,4} = 0,229$	$200 \times 0,88 = 176$	$\frac{48 + 176}{48} = 4,67$	$3 \times 0,229 \lg 4,67 = 0,460$

$$S = 1,832m$$

Tương tự ta tiến hành tính độ lún ứng với các chiều cao đắp $H_R = 10,5; 11; 11,5; 12$ và 13m rồi tóm tắt kết quả tính toán vào bảng 6.5.

Bảng 6.5. Tóm tắt các kết quả tính lún của nền đường trên đất yếu

Độ lún		Độ lún ứng với các chiều cao H_R khác nhau					
Lớp	$S_i = h_i \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta q_i}{\sigma'_{voi}}$	$H_R(m)$	10	10,5	11	11,5	12
		$\Delta q_i = I_i \cdot 20H_R$	200I _i	210I _i	220 I _i	220 I _i	240I _i
1 ($h_1 = 3m$)	$S_1 = 3 \times 0,196 \lg \frac{9 + \Delta q_i}{9}$	$S_1(m)$	0,803	0,815	0,826	0,837	0,848
2 ($h_2 = 3m$)	$S_2 = 3 \times 0,212 \lg \frac{27,7 + \Delta q_i}{27,7}$	$S_2(m)$	0,569	0,581	0,593	0,607	0,611
3 ($h_3 = 3m$)	$S_3 = 3 \times 0,229 \lg \frac{48 + \Delta q_i}{48}$	$S_3(m)$	0,460	0,471	0,482	0,493	0,503
Cộng		$S(m)$	1,83	1,87	1,90	1,93	1,96

Dựa theo kết quả tính toán ở bảng 6.5 ta vẽ đường cong $S = f(H_R)$ như ở hình 6.3. Đường cong này giao nhau với đường H_R-10 tại điểm K mà từ đó hạ đường thẳng đứng xuống trục hoành ta tìm được chiều cao đắp đất có xét tới phòng lún H_R vào khoảng 12m.

6.5.2. Xây dựng nền đắp theo giai đoạn

Khi cường độ ban đầu của nền đất yếu rất thấp, để đảm bảo cho nền đường ổn định cần áp dụng biện pháp tăng dần cường độ của nó bằng cách đắp đất từng lớp một, chờ cho đất nền cố kết, sức chịu cắt tăng lên, có khả năng chịu được tải trọng lớn hơn thì mới đắp lớp đất tiếp theo (hình 6.4).

Trình tự tính toán như sau:

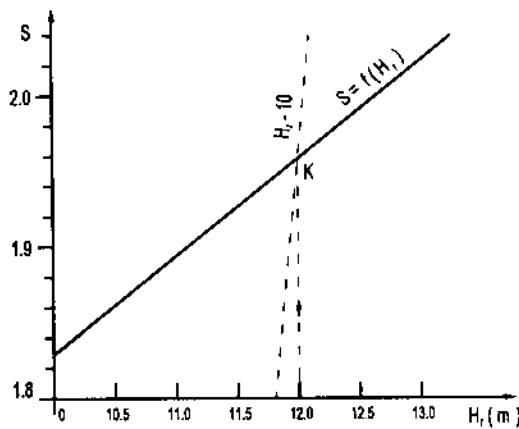
1. Trước hết xác định chiều cao cho phép của lớp đất đắp đầu tiên H_1 , lúc bấy giờ sức chống cắt của đất yếu là C_{u1} (lực dính xác định bằng thí nghiệm không cố kết, không thoát nước). Có thể bỏ qua phần sức chống cắt do ma sát vì áp lực có hiệu truyền lên hạt đất xem như không đáng kể.

Chiều cao H_1 tính từ công thức Mandel-Salençon:

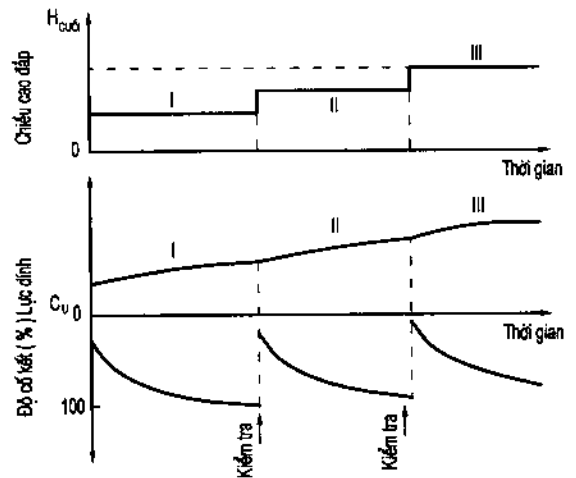
$$H_1 = \frac{N_c \cdot C_{u1}}{\gamma F}$$

trong đó: F - hệ số an toàn, lấy bằng 1,5;

N_c - hệ số tra ở hình 6.5 tùy theo tỉ số B/h (với B chiều rộng trung bình của nền đắp, h là chiều dày lớp đất yếu).

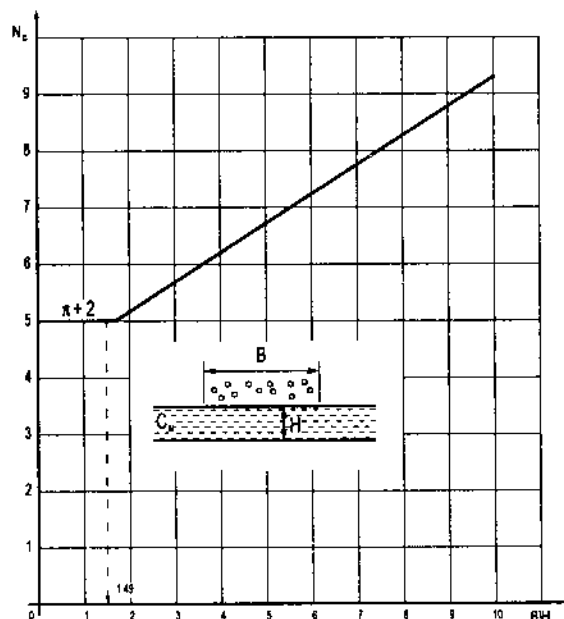


Hình 6.3: Xác định chiều cao nền đường có xét tới độ phòng lún



Hình 6.4: Xây dựng nền đắp

Hình 6.5: Biểu đồ xác định sức chịu tải N_c của nền đất yếu (theo Mandel và Salençon)



2. Chờ cho đất cố kết hoàn toàn dưới tác dụng của tải trọng γH_1 thì đắp tiếp lớp thứ hai, khi đó sức chống cắt của đất yếu tại độ sâu z sẽ tăng thêm (hình 6.6).

$$\Delta C_u = \Delta \sigma \tan \varphi_{cu} = \gamma H_1 \tan \varphi_{cu}$$

trong đó: $\Delta \sigma_z$ - Độ tăng ứng suất có hiệu thẳng đứng trong nền đất yếu ở độ sâu z do tải trọng đất đắp γH_1 gây ra.

Nếu không chờ cố kết hoàn toàn mà chỉ cố kết $U\%$ thì độ tăng của sức chống cắt là:

$$\Delta C_u = \gamma H_1 U \tan \varphi_{cu}$$

Thực tế công thức này cho độ tăng sức chống cắt ở dưới tim của nền đắp, còn ΔC_u sẽ gần bằng 0 ở chân taluy. Vì vậy ta lấy độ tăng trung bình gần đúng theo cung trượt là:

$$\Delta C_u = 1/2 \gamma H_1 U \tan \varphi_{cu}$$

Như vậy ta sẽ có một sức chống cắt (lực dính) mới là $C_{u2} = C_{u1} + \Delta C_u$ cho phép ta đắp nền đường đến chiều cao H_2 và cứ tiếp tục như vậy cho lớp thứ ba H_3 ...

Có thể kiểm tra trạng thái cố kết của đất yếu dưới nền đắp bằng các biện pháp sau:

- Đo áp lực lỗ rỗng;
- Đo độ lún của lớp đất yếu;
- Xác định độ tăng của lực dính C_u

bằng thí nghiệm cắt cánh.

Đây là biện pháp xử lý đơn giản nhất nhưng thời gian thi công kéo dài.

Nếu thời gian giữa các giai đoạn xây dựng quá dài thì có thể kết hợp với biện pháp cọc cát.

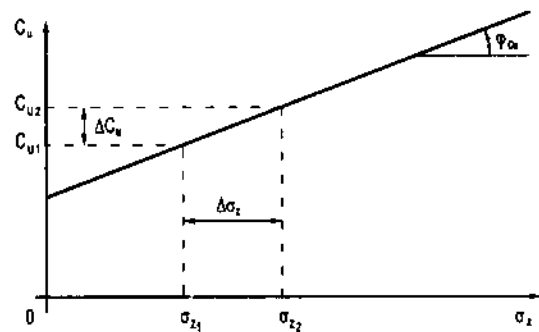
**Ví dụ áp dụng:*

Hãy lập kế hoạch xây dựng theo giai đoạn nền đắp chiều cao 12m (có xét đến phòng lún) đắp trên 9m đất yếu (hình 6.7).

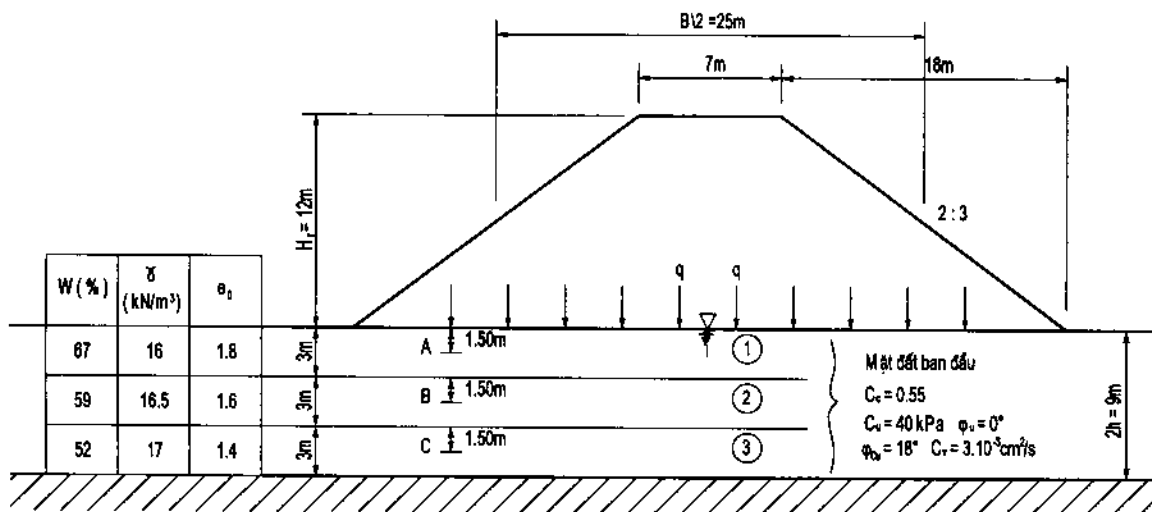
Các đặc trưng chống cắt trung bình của đất yếu là:

$$C_{u1} = 40 \text{ kPa} ; \varphi_{u1} = 0 ; \varphi_{cu} = 18^\circ$$

- Hệ số cố kết là: $C_u = 3.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$.



Hình 6.6: Sức chống cắt của nền sẽ tăng thêm



Hình 6.7: Ví dụ lập kế hoạch xây dựng nền đắp theo giai đoạn

Trình tự tiến hành như sau:

1) Kiểm toán điều kiện ổn định

a) Kiểm toán điều kiện không cho phép lún trôi:

$$\frac{B}{H} = \frac{B}{2h} = \frac{25}{9} = 2,78$$

Tra toán đồ Mandel-Salençon (hình 6.5) ta có $N_c = 5,8$ và

$$q_{gh} = C_u N_c = 40 \times 5,8 = 232 \text{ kPa}$$

$$q = \gamma H = 20 \times 2 = 240 \text{ kPa}$$

Hệ số an toàn:
$$F = \frac{q_{gh}}{q} = \frac{232}{240} = 0,97 < 1,50$$

Vậy nền đường có khả năng mất ổn định vì lún trôi

b) Kiểm toán điều kiện ổn định không cho phép trượt sâu

- Theo toán đồ Pilot-Moreau:

$$N = \frac{C_u}{\gamma H} = \frac{40}{20 \cdot 12} = 0,167$$

$$\frac{D}{H_R} = \frac{9}{12}$$

Tra toán đồ ứng với taluy $\frac{2}{3}$; $\phi_R = 35^\circ$ được

với $N = 0,1 \rightarrow F = 0,6$; $N = 0,2 \rightarrow F = 1,13$

$$N = 0,167 \rightarrow F = 0,6 + (1,13 - 0,6) \frac{0,167 - 0,1}{0,2 - 0,1} = 0,953 < 1,5$$

Vậy nền đường có khả năng bị trượt sâu.

Kết quả kiểm toán trên đây cho thấy nền đường đắp cao 12m trên 9m đất yếu trong trường hợp này không ổn định, cần có biện pháp xử lý thích đáng khi xây dựng.

2. Lập kế hoạch gần đúng

Từ hình 6.7 ta có: $\frac{B}{2h} = \frac{25}{9} = 2,78$

Áp lực giới hạn dưới nền đắp q_1 tính theo công thức:

$$q_1 = C_u \cdot N_c \cdot (B/2h)$$

Ở đây: $B/2h = 2,8$. Tra biểu đồ hình 6.5 ta có $N_c = 5,8$.

Lấy hệ số an toàn $F = 1,5$, tính chiều cao cho phép của lớp đất đầu tiên H_1 :

$$H_1 = \frac{5,8C_u}{\gamma F} = \frac{5,8 \cdot 40}{20 \times 1,5} = 7,70\text{m}$$

Sau khi cố kết hoàn toàn, lực dính không thoát nước C_u tăng trung bình là:

$$\Delta C_u = \frac{1}{2} \gamma H_1 \text{tg} \varphi_{cu} = \frac{1}{2} \times 20 \times 7,70 \times \text{tg} 18^\circ = 25 \text{ kPa}$$

Và lực dính C_u khi ấy sẽ thành:

$$C_{u2} = C_{u1} + \Delta C_u = 40 + 25 = 65 \text{ kPa}$$

Giai đoạn thứ hai cho phép đắp đến chiều cao:

$$H_2 = \frac{5,8 \times 65}{20 \times 1,5} = 12,60\text{m}$$

Như vậy ta có thể xây dựng nền đường thành hai giai đoạn.

3. Lập kế hoạch xây dựng chính xác

- Giai đoạn đầu: đắp nhanh nền đường đến chiều cao 7,7m.

- Để đạt được chiều cao 12m trong lần đắp thứ hai, lực dính trung bình của đất yếu C_{utb} phải là:

$$C_{utb} = \frac{H\gamma F}{N_c} = \frac{12 \cdot 20 \cdot 1,5}{5,8} = 62 \text{ kPa}$$

hoặc ứng với một độ tăng trung bình của ΔC_{utb} của lực dính sau khi cố kết dưới tác dụng của lớp đất đầu tiên $H_1 = 7,70\text{m}$ là:

$$\Delta C_{utb} = 62 - 40 = 22 \text{ kPa}$$

và với một độ cố kết

$$U = \frac{2\Delta C_{utb}}{\gamma H_1 \text{tg} \varphi_{cu}} = \frac{2 \times 22}{20 \times 7,7 \times \text{tg} 18^\circ} = 88\%$$

Thời gian chờ đợi giữa hai giai đoạn tính theo công thức sau:

$$t = \frac{T_v h^2}{C_v}$$

với $U = 88\%$; $T_v = 0,8$, ta có:

$$t = \frac{0,8 \times 4,5^2 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 5,4 \times 10^7 \text{ sec} = 1,7 \text{ năm}$$

Kết luận: Kế hoạch xây dựng chính xác sẽ như sau (lấy tròn số):

- Đắp nền đường cao 8m ($F = 1,45$);
- Đợi 20 tháng;
- Đắp 4m còn lại;

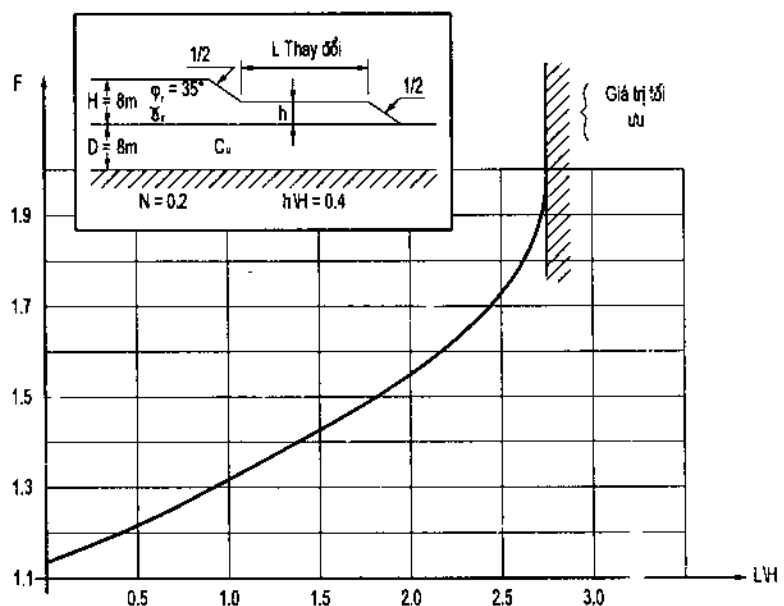
6.5.3. Tăng chiều rộng nền đường, làm bệ phản áp

Khi cường độ chống cắt của nền đất yếu không đủ để xây dựng nền đắp theo giai đoạn hoặc khi thời gian cố kết quá dài so với thời hạn thi công dự kiến thì có thể áp dụng các biện pháp này nhằm tăng độ ổn định, giảm khả năng trôi đất ra hai bên.

Bệ phản áp đóng vai trò một đối trọng, tăng độ ổn định và cho phép đắp nền đường với các chiều cao lớn hơn, do đó đạt được độ lún cuối cùng trong một thời gian ngắn hơn. Bệ phản áp còn có tác dụng phòng lũ, chống sóng, chống thấm nước v.v...

So với việc làm thoải độ dốc taluy, đắp bệ phản áp với một khối lượng đất bằng nhau sẽ có lợi hơn do giảm được mômen của các lực trượt nhờ tập trung tải trọng ở chân taluy.

Hình 6.8 cho thấy khi tăng chiều rộng của bệ phản áp thì giá trị của hệ số an toàn F sẽ tăng lên. Chiều cao và chiều rộng bệ phản áp được xác định theo cường độ chống cắt, chiều dày của lớp đất yếu và hệ số an toàn yêu cầu.



Hình 6.8: Quan hệ giữa chiều rộng của bệ phản áp với hệ số an toàn (theo F Bourges)

Kích thước bề phản áp thường lấy như sau:

- Theo kinh nghiệm của Trung Quốc:

Chiều cao $h > 1/3H$

Chiều rộng $L = (2/3 - 3/4)$ chiều dài trôi đất.

Theo toán đồ của Pilot (xem hình 6.9):

Chiều cao bằng 40 - 50% chiều cao nền đường H.

Chiều rộng bằng 2-3 chiều dày lớp đất yếu D.

Bề phản áp thường được đắp cùng một lúc với việc xây dựng nền đắp chính. Nếu không cho máy thi công đi lại trên đó thì không cần đầm lèn. Nếu có dùng cho máy đi lại thì phần dưới của bề phản áp phải đắp bằng vật liệu thấm nước.

Khi có một nền đắp bị trượt trôi thì đắp bề phản áp có khả năng tăng độ ổn định chống trượt làm cho nền đắp trở lại ổn định. Ví dụ việc xử lý đoạn nền đường đắp bị phá hoại do trượt sâu ở phía bắc cầu Hàm Rồng năm 1963 bằng bề phản áp là nhằm mục đích đó.

Tuy nhiên muốn cho bề phản áp phát huy được hiệu quả để có thể xây dựng nền đắp một giai đoạn thì thể tích của nó phải rất lớn. Vì vậy phương pháp này chỉ thích hợp nếu vật liệu đắp nền rẻ và phạm vi đắp đất không bị hạn chế.

** Ví dụ áp dụng*

Vẫn sử dụng ví dụ trên: Nền đường đắp cao 12m trên một lớp đất yếu dày 9m với lực dính không thoát nước là $C_u = 40\text{kPa}$ (hình 6.7). Hãy thiết kế xử lý bằng bề phản áp.

Để có thể đắp nền đường một giai đoạn với hệ số an toàn khoảng 1,5, ở đây áp dụng biện pháp làm bề phản áp kích thước như sau: chiều rộng $L = 24\text{m}$, chiều cao $h = 4,80\text{m}$ bằng cùng loại vật liệu đắp nền đường.

1. Kiểm tra hệ số an toàn của nền đường đắp có bề phản áp bằng cách sử dụng toán đồ ở hình 6.9.

Ở đây ta có: $\frac{L}{H} = 2$; $\frac{h}{H} = 0,4$; $\frac{D}{H} = 0,75$; $N = \frac{C_u}{\gamma H} = 0,17$

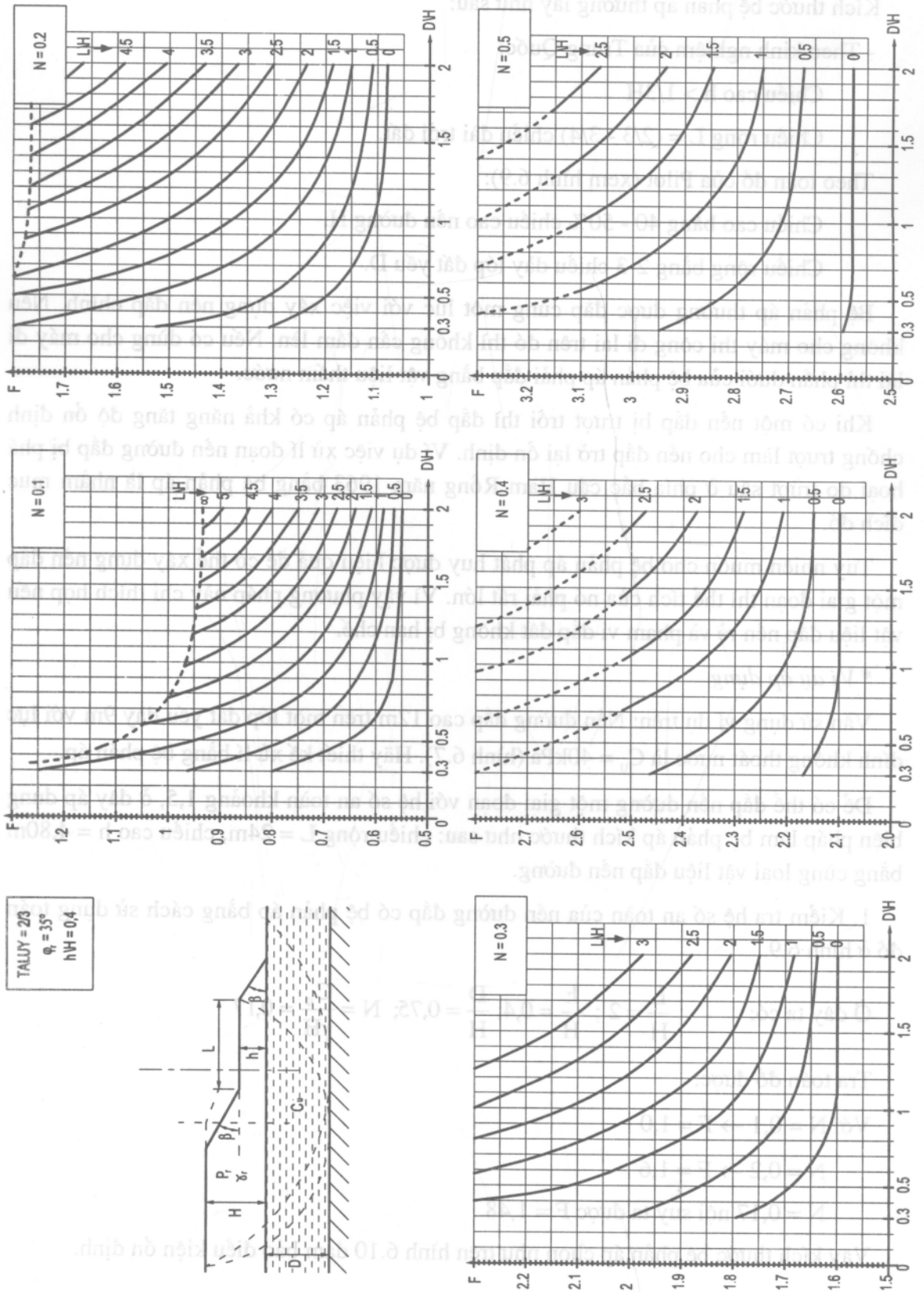
Tra toán đồ được:

Với $N = 0,1 \rightarrow F = 1,0$

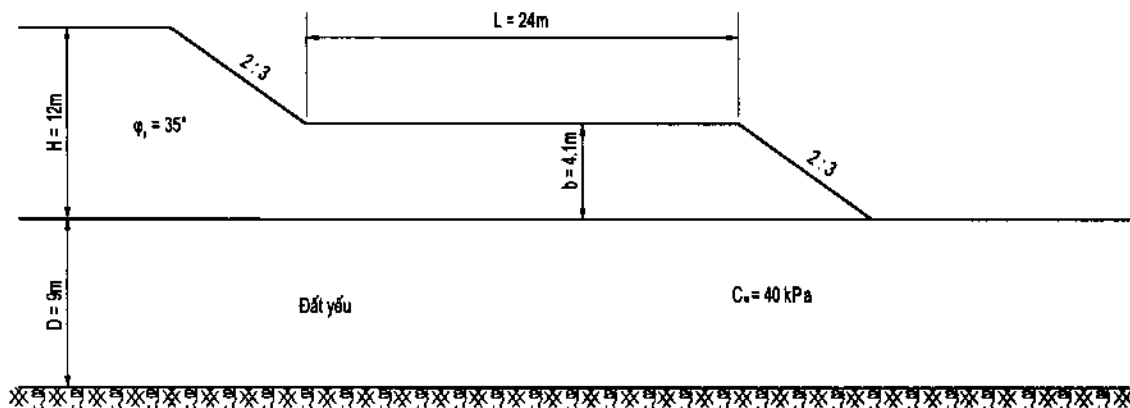
$N = 0,2 \rightarrow F = 1,6$

$N = 0,17$ nội suy ta được $F = 1,48$

Vậy kích thước bề phản áp chọn như trên hình 6.10 đảm bảo điều kiện ổn định.



Hình 6.9: Nền đắp có hệ phản áp (trích toán đồ tính
 hệ số an toàn của Pilot và Moreau, 1973)



Hình 6.10: Ví dụ sử dụng hệ phản áp

6.5.4. Giảm trọng lượng nền đắp (nền đắp nhẹ)

Có thể giảm trọng lượng của nền đắp tác dụng lên đất yếu bằng hai cách:

1. Giảm chiều cao nền đắp đến trị số tối thiểu cho phép căn cứ vào điều kiện địa chất thủy văn (đảm bảo chiều cao tối thiểu của nền đường cũng như chiều cao tối thiểu trên mực nước tính toán theo quy phạm). Nếu là nền đường ở bãi sông có thể giảm mực nước dâng bằng cách tăng khẩu độ cầu.

2. Dùng vật liệu nhẹ đắp nền đường: Sử dụng các vật liệu đắp có trọng lượng thể tích nhỏ thì có thể loại trừ được các yếu tố bất lợi ảnh hưởng đến sự ổn định của nền đắp cũng như giảm nhỏ độ lún.

Các yêu cầu đối với vật liệu nhẹ dùng đắp nền đường như sau:

- Dung trọng nhỏ;
- Có cường độ cơ học nhất định;
- Không ăn mòn bê tông và thép;
- Có khả năng chịu nén tốt nhưng độ nén lún nhỏ;
- Không gây ô nhiễm môi trường;

Ở nước ngoài người ta sử dụng các vật liệu sau:

- Dăm bào, mặt cưa ($\gamma = 8 \div 10 \text{ kN/m}^3$);
- Than bùn nghiền, đóng bánh ($\gamma = 3 \div 5 \text{ kN/m}^3$; $8 \div 10 \text{ kN/m}^3$);
- Tro bay, xỉ lò cao ($\gamma = 10 \div 14 \text{ kN/m}^3$);
- Bê tông xenlulo ($6 \div 10 \text{ kN/m}^3$);
- Pôlystyren nở (1 kN/m^3);

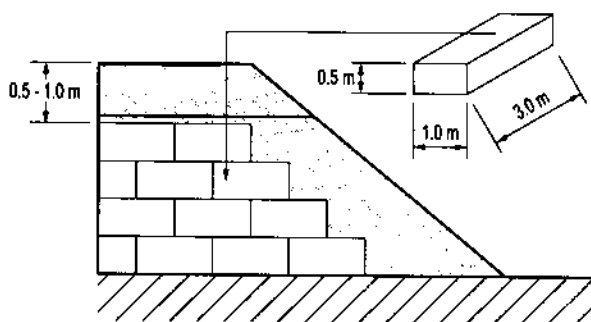
Các vật liệu này không hoàn toàn thỏa mãn được các yêu cầu trên.

Dăm bào, mặt cưa khó đầm chặt, chóng mục nát và ô nhiễm nước nên không thích hợp để xây dựng các nền đắp có chất lượng cao. Than bùn cũng chỉ thích hợp với các nền đường có độ lún cho phép lớn.

Tro bay, xỉ lò cao thường nặng hơn so với các vật liệu nhẹ khác và là những vật liệu nhạy cảm với nước nên thường sử dụng để đắp phần nền đường ở trên mực nước ngầm.

Bê tông xenlulô và polystyren nở là những vật liệu đất tiền. Polystyren nở là loại vật liệu nhẹ có triển vọng nhất vì trọng lượng thể tích nhỏ, đã được sử dụng làm nền đường lần đầu tiên ở Mỹ vào năm 1962 và từ 1972 đã được dùng nhiều ở Na Uy, Canada, Thụy Sĩ... Polystyren nở được

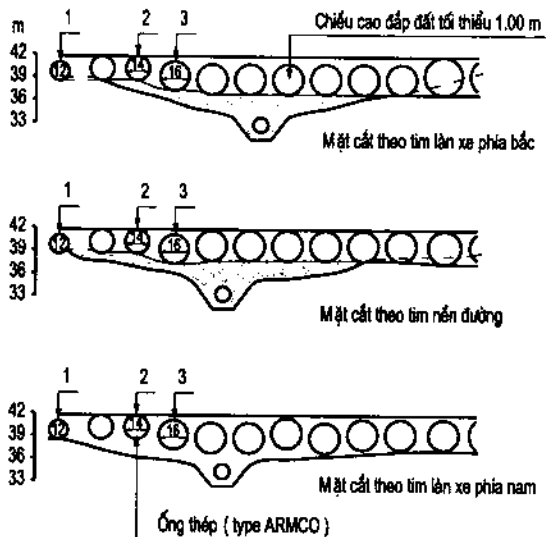
dùng dưới dạng khối $3 \times 1 \times 0,5\text{m}$ đặt thành lớp đều đặn trong nền đắp, bên ngoài bọc bằng các vật liệu chống hydrocarbure (hình 6.11).



Hình 6.11: Mặt cắt nền đường đắp bằng polystyren nở

Cũng có thể giảm nhẹ nền đắp trên đất yếu bằng cách sử dụng các ống kim loại hoặc chất dẻo trong thân nền đường để giảm tải trọng tác dụng lên lớp đất yếu dưới nền đắp. Các ống này còn có tác dụng thoát nước qua nền đường ở các vùng ngập lụt.

Hình 6.12 giới thiệu một ví dụ về nền đắp nhẹ làm bằng các ống kim loại được xây dựng ở Canada, năm 1971. Các ống kim loại này phải được tính toán tương tự việc thiết kế các ống tròn. Khi thi công phải chú ý việc đầm nén đất quanh các ống dọc.



Hình 6.12: Mặt cắt dọc của nền đắp nhẹ làm bằng các ống thép ở Saint Valher (Canada)

Nền đắp bằng tro bay:

Nền đắp bằng tro bay là một loại nền đắp nhẹ, có tác dụng rõ rệt đối với việc giảm nhẹ ứng suất tăng thêm trên nền đất yếu. Khi có điều kiện nên dùng nền đắp bằng tro bay.

Nền đắp bằng tro bay thường có ba loại:

- Toàn bộ vật liệu đắp là tro bay, mặt ngoài của taluy gia cố bằng bao đất;

- Một lớp tro bay kẹp một lớp đất;
- Đắp bằng tro bay trộn với đất (hoặc cát).

Tro bay không được vón cục và lẫn các chất hữu cơ và các tạp chất khác. Dùng tro bay silic alumin của các nhà máy nhiệt điện để đắp nền đường thì lượng mất khi nung phải nhỏ hơn 12% và phải có biện pháp chống xói mòn.

Có thể tham khảo "Quy phạm thiết kế và kỹ thuật thi công nền đường đắp bằng tro bay" của Trung Quốc (JTJ 016-93).

Trước khi sử dụng tro bay phải tiến hành thí nghiệm với vật liệu nguồn gốc nhằm xác định các tính chất vật lý, hoá học và tính chất dùng làm đường, nếu phù hợp với quy định mới được dùng.

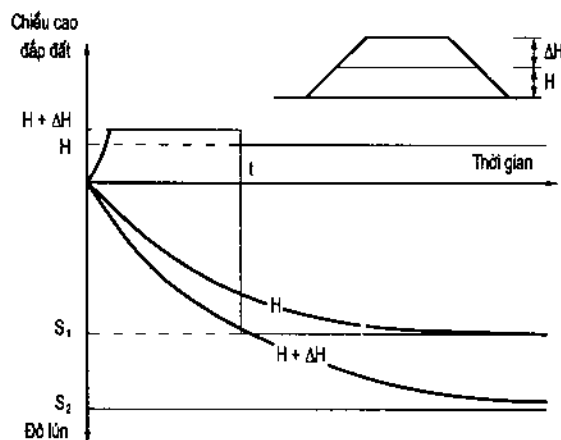
6.5.5. Phương pháp gia tải tạm thời

a) Khái niệm

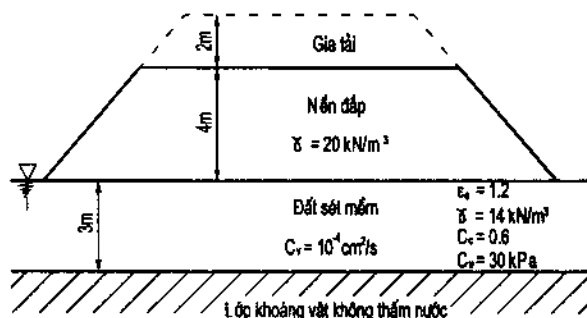
Phương pháp này gồm có việc đặt một gia tải (thường là 2-3m nền đắp bổ sung) trong vài tháng rồi sẽ lấy đi ở thời điểm t mà ở đó nền đường sẽ đạt được độ lún cuối cùng dự kiến như trường hợp với nền đắp không gia tải. Nói cách khác đây là phương pháp cho phép đạt được một độ cố kết yêu cầu trong một thời gian ngắn hơn (hình 6.13).

Gia tải này phải phù hợp với điều kiện ổn định của nền đắp. Phương pháp này chỉ nên dùng khi chiều cao tối hạn cao hơn nhiều so với chiều cao thiết kế.

Để tính áp lực tăng thêm và thời gian tác dụng nó, cần áp dụng phương pháp tính lún đã giới thiệu trong chương 5. Tăng trị số tải trọng tác dụng lên trên bề mặt lớp đất yếu, tính các trị số độ lún tương ứng, rồi chọn trị số độ lún gần với độ lún ổn định của nền đắp trong thời hạn thi công cho trước.



Hình 6.13: Phương pháp gia tải tạm thời: gia tải ΔH được lấy đi ở thời điểm t mà độ lún bằng độ lún cuối cùng S_1 dưới tác dụng của nền đắp chiều cao H



Hình 6.14: Ví dụ sử dụng phương pháp gia tải tạm thời

b) Ví dụ áp dụng

Hãy nghiên cứu khả năng tăng nhanh độ lún bằng cách sử dụng một gia tải tạm thời trên một nền đắp bằng cát cao 4m đặt trên một lớp đất sét mềm 3m với các số liệu cho ở hình 6.14.

Hệ số an toàn đối với nền đắp cao 4m là:

$$F = \frac{(\pi + 2)C_u}{\gamma H} = \frac{5,14 \times 30}{4 \times 20} = 1,9$$

Khi đắp thêm một gia tải cao 2m, hệ số an toàn sẽ là:

$$F = \frac{5,14 \times 30}{6 \times 20} = 1,3$$

Như vậy ta sẽ đắp nền đường một lần cho đến chiều cao 6m rồi sẽ lấy 2m gia tải đi sau đó một thời gian.

c) Tính sự tăng độ lún theo thời gian của nền đường không gia tải

Độ lún tổng cộng được tính theo công thức:

$$S = h_1 \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{vo} + \Delta q}{\sigma'_{vo}}$$

Ở đây: $h \frac{C_c}{1 + e_0} = 300 \frac{0,6}{1 + 1,2} = 82 \text{ cm}$

$$\sigma'_{votb} = 1,5(14 - 10) = 6 \text{ kPa}$$

$$\Delta q = 4 \times 5 = 80 \text{ kPa}$$

Vậy:

$$S = 82 \lg \frac{80 + 6}{6} = 95 \text{ cm}$$

Với mỗi thời gian t , ta tính được nhân tố thời gian:

$$T_v = \frac{C_v t}{h'^2}$$

(ở đây h' là chiều dài của đường thấm). Từ T_v ta tìm được các độ cố kết tương ứng U_t (tra đồ thị $U = f(T_v)$), và:

$$\Delta q'_t = U_t \Delta q = U_t \gamma \cdot H = 80 U_t$$

Cuối cùng tìm được công thức tính độ lún theo thời gian:

$$S_t = h \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \frac{\sigma'_{vo} + \Delta q}{\sigma'_{vo}} = 82 \lg \frac{6 + 80 U_t}{6}$$

Trường hợp lớp khoáng vật thấm nước:

$$h' = \frac{h}{2} = 1,5 \text{ m}$$

$$T = \frac{10^{-4} t_{\text{năm}} \pi \cdot 10^{+7}}{1,5^2 \times 10^4} (\text{Inăm} \approx \pi \cdot 10^7 \text{ s})$$

hoặc $T = 0,14 t_{\text{năm}}$

- Trường hợp lớp khoáng vật không thấm nước:

$$h' = h = 3\text{m}$$

$$T = \frac{0,14t}{4} = 0,035t_{\text{năm}}$$

Bảng 6.6 tóm tắt các kết quả tính toán tốc độ lún trong hai trường hợp trên.

Bảng 6.6. Tính độ lún của nền đắp không gia tải

$t_{\text{năm}}$		0,5	1	2	3	5
Trường hợp I	T_v	0,07	0,14	0,28	0,42	0,70
	$U\%$	30	43	60	72	85
	$S_t(\text{cm})$	57	68	78	84	89
Trường hợp II	T_v	0,017	0,035	0,07	0,105	0,175
	$U\%$	15	21	30	35	47
	$S_t(\text{cm})$	39	48	57	62	70

- Tính tốc độ lún khi có đắp thêm 2m gia tải

Trường hợp có đắp thêm 2m gia tải thì:

$$\Delta q = (H + 2) \times 20 = 120 \text{ kPa}$$

$$S_t = 821g \frac{6 + 120U_t}{6}$$

Giả thiết là hệ số C_v tăng ít khi có gia tải và độ cố kết ở thời gian t vẫn là độ cố kết khi chưa gia tải thì sẽ tính nhanh được tốc độ lún của nền đắp khi có gia tải theo công thức trên và tóm tắt kết quả vào bảng 6.7.

Bảng 6.7. Tính độ lún của nền đắp có 2m gia tải

$t_{\text{năm}}$		0,5	1	2	3	5
Trường hợp I	$U\%$	30	43	60	72	85
	$S_t(\text{cm})$	69	80	91	97	103
Trường hợp II	$U\%$	15	21	30	35	42
	$S_t(\text{cm})$	49	59	69	74	80

Nhận xét:

1. Trong trường hợp I là trường hợp đường thấm giảm (1,50m) phương pháp gia tải cho phép đạt hầu hết độ lún sau 2 năm (4cm độ lún còn dư sau 2 năm, so với 17cm trong trường hợp không gia tải).

Từ đó ta thấy phương pháp gia tải trong trường hợp này phát huy được hiệu quả.

2. Trong trường hợp II (chiều dài đường thấm 3m) độ lún còn dư sau 2 năm là 26cm (so với 33cm khi không gia tải). Trường hợp này phương pháp gia tải không phát huy được tác dụng, không giải quyết được vấn đề.

c) Kết luận về việc sử dụng phương pháp gia tải tạm thời

Qua thí dụ trên ta thấy nói chung phương pháp này chỉ cho phép cải thiện độ lún trong một số trường hợp hạn chế:

- Nếu nền đắp có chiều cao lớn thì không nên đắp thêm gia tải để đảm bảo điều kiện ổn định.

- Nếu chiều dày lớp đất yếu lớn (ví dụ 5m) thì đắp thêm 2m gia tải cũng ít có hiệu quả.

- Nếu chiều dày lớp đất yếu nhỏ (3-4m) và nếu đất được thấm cả trên và dưới thì đắp thêm khoảng 2m gia tải có thể có một hiệu quả nhất định. Tuy nhiên khi đó cần mở rộng đáy nền đắp để lớp gia tải đủ rộng và ảnh hưởng đến toàn bộ lớp đất yếu.

Chú thích: 1) Ngoài phương pháp gia tải tạm thời trên đây còn có phương pháp xử lý theo kiểu nén trước (đắp đất trước).

Nén trước là phương pháp xử lý thường được sử dụng, thích hợp với các đoạn đường mà tiêu chuẩn độ lún cho phép sau khi thi công tương đối thấp hoặc các đoạn nền đường đắp thấp. Khi thời hạn thi công bị hạn chế, thời gian nén trước tương đối ngắn cũng có thể sử dụng phương pháp gia tải tạm thời để tăng nhanh độ lún. Tải trọng để nén trước hoặc để gia tải tạm thời thường là vật liệu để đắp nền đường.

Thời gian nén trước có thể căn cứ vào độ lún yêu cầu sau khi thi công để định, cũng có thể căn cứ vào độ cố kết yêu cầu của nền đất yếu để định. Nếu độ lún và độ ổn định đều là nhân tố khống chế thì chọn thời gian nén trước dài hơn trong hai thời gian trên. Độ lún phải đạt được trong thời gian nén trước không được nhỏ hơn hiệu số của độ lún ở cuối niên hạn sử dụng khi thiết kế mặt đường với độ lún cho phép sau khi thi công, khi cần thì độ cố kết của nền thiên nhiên ở cuối thời gian nén trước còn phải thoả mãn yêu cầu về độ ổn định.

Chiều cao nén trước phải bằng chiều cao thiết kế của nền đường cộng với độ lún do nén trước. Do trọng lượng đơn vị của vật liệu làm mặt đường và vật liệu đắp khác nhau, vì vậy cần phải xét tới điều này khi sử dụng vật liệu nén trước.

Vì chiều cao nén trước và độ lún có quan hệ tương hỗ cho nên việc tính chiều cao nén trước phải được tiến hành theo phương pháp tính thử trên máy tính.

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

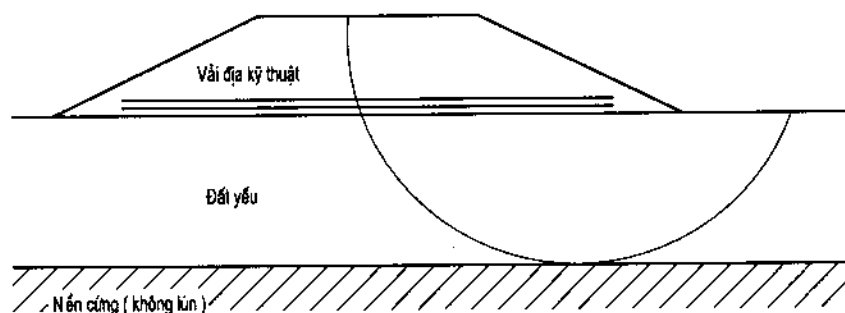
- Tốc độ lún tại tim của nền đường không được vượt quá 10mm/ngày đêm.
- Tốc độ chuyển vị ngang của các cọc quan trắc đóng hai bên nền đắp không được vượt quá 5mm/ngày đêm.

6.5.6. Tăng cường bằng vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp

1. Mô tả và nguyên lý tác dụng

Việc đặt một hoặc nhiều lớp thảm bằng vải địa kỹ thuật hoặc lưới địa kỹ thuật ở đáy của nền đắp sẽ làm tăng cường độ chịu kéo và cải thiện độ ổn định của nền đường chống lại sự trượt tròn. Như vậy có thể tăng chiều cao đắp đất của từng giai đoạn không phụ thuộc vào sự lún trôi của đất. Vải địa kỹ thuật còn có tác dụng phụ làm cho độ lún của đất dưới nền đắp được đồng đều hơn.

Việc chọn vải địa kỹ thuật và tính toán thiết kế (cường độ, độ ổn định của nền đắp...) phải do chuyên gia đảm nhiệm.



Hình 6.15: Dùng vải địa kỹ thuật để tăng cường độ ổn định của nền đắp trên đất yếu

2. Phạm vi áp dụng

Xử lý cục bộ sự mất ổn định của nền đắp.

3. Thi công

Các thảm vải địa kỹ thuật được đặt ở cao trình quy định trong khi xây dựng nền đắp.

4. Kiểm tra chất lượng

Kiểm tra sự phù hợp với đồ án (số và vị trí các lớp vải địa kỹ thuật).

Kiểm tra vải địa kỹ thuật (cường độ chịu kéo, độ giãn dài).

5. Ưu điểm và tồn tại

Cải thiện được cường độ chống trượt tròn nhưng không chống được sự lún trôi.

Các xí nghiệp thông thường có thể làm được.

6. Chú ý

Nền sử dụng các vật liệu địa kĩ thuật tổng hợp (vải địa kĩ thuật, lưới địa kĩ thuật...) có cường độ cao, biến dạng tương đối nhỏ, lâu hoá già làm lớp thảm tăng cường của nền đắp. Hướng dọc hoặc hướng có cường độ cao của lớp thảm phải thẳng góc với tim đường, phải tận dụng bố trí lớp thảm ở phần đáy của nền đắp.

Nền đường tăng cường bằng lớp thảm địa kĩ thuật không bị hạn chế bởi điều kiện địa chất, nhưng khi đất nền thiên nhiên càng yếu thì tác dụng của nó càng rõ. Số lớp thảm tăng cường phải dựa vào tính toán để xác định, có thể bố trí một hoặc nhiều lớp (1 - 4 lớp), mỗi lớp xen kẽ vật liệu đắp dày 15 - 30cm.

Vật liệu lớp thảm tăng cường dù ở trong hoặc ngoài khối trượt đều phải có đủ chiều dài neo giữ. Trong chiều dài đoạn neo tỉ số của lực ma sát của đất với mặt trên và mặt dưới của lớp thảm P_f và lực kéo thiết kế của lớp thảm P_j phải thoả mãn yêu cầu sau:

$$\frac{P_f}{P_j} > 1,5$$

Lực kéo thiết kế P_j là lực kéo làm vật liệu địa kĩ thuật dãn dài 10%.

Góc ma sát giữa lớp thảm và vật liệu đắp Φ_f nên dựa vào kết quả thí nghiệm để xác định, nếu không làm được thí nghiệm thì có thể tính theo công thức sau:

$$\operatorname{tg}\Phi_f = \frac{2}{3}\operatorname{tg}\Phi_q$$

trong đó: Φ_q là góc nội ma sát xác định bằng thí nghiệm cắt nhanh của vật liệu đắp tiếp xúc với lớp thảm.

7. Đắp đất trên bè

Đắp đất trên bè làm bằng tre, gỗ hoặc các bó cành cây là một trong những phương pháp xây dựng lâu đời, đã từng sử dụng thành công trong xây dựng đê đập.

Bè tre, gỗ có thể ngăn ngừa không cho mặt trượt sâu xuyên qua nền đường. Ngoài ra bè còn có tác dụng mở rộng diện tích truyền tải trọng, làm cho nền thiên nhiên chịu một tải trọng phân bố đều.

Các loại đất mềm yếu thường có tính nén lún lớn, mực nước ngầm lại ở cao, nên sau một thời gian ngắn do độ lún của nền thiên nhiên, bè có thể chìm xuống dưới mực nước ngầm khó mực nất do đó thời gian sử dụng được kéo dài cho đến khi nền đất có kết xong.

Phương pháp xây dựng nền đường trên bè có ưu điểm là thi công đơn giản, trọng lượng nhẹ, mặt cắt ngang nền đắp và bề phần áp nhỏ, do đó khi nền đắp không cao và xung quanh sẵn vật liệu thì đây là phương án có khả năng rẻ nhất.

Do sự khác nhau của vật liệu sử dụng, có thể chia thành hai loại: bè mềm và bè cứng.

Bè mềm thường làm bằng các bó cành cây hoặc cây con đường kính 2-5cm, thường được dùng khi đắp đê lấn biển và đường qua đầm lầy.

Ngoài ra còn dùng bè mềm làm lớp lót trên nền đất yếu trước khi làm lớp đệm cát hoặc đá. Trong trường hợp này tác dụng của bè mềm tương tự tác dụng của lớp geotextile.

Bè cứng thường làm bằng tre hoặc gỗ đường kính lớn ghép lại và thường dùng để xây lại nền đường qua đầm lầy ở một số vùng của Liên Xô cũ, ở ta mới sử dụng để làm đường chống lầy bảo đảm giao thông trên vài đoạn đường ngắn ở Trường Sơn (đoạn đường mòn Hồ Chí Minh qua thung lũng A Lưới năm 1973).

Vật liệu làm bè mềm thường là các loại cây nhỏ và dài như hóp, nứa, vầu hoặc cành tre, các loại sủ, vẹt, tàu lá dừa... đường kính từ 1-5cm, chiều dài 1-2m trở lên.

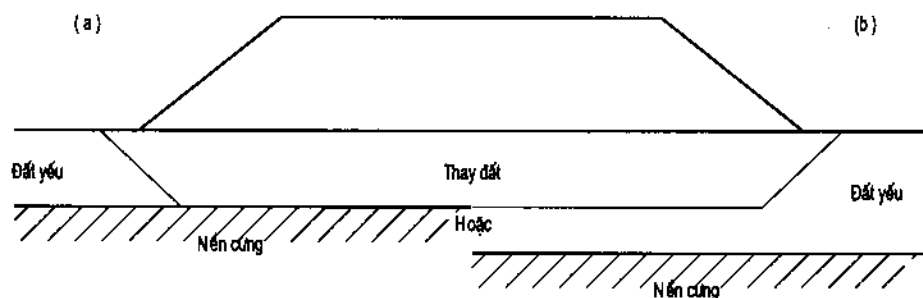
6.6. CÁC BIỆN PHÁP CẢI THIÊN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐẮP

6.6.1. Đào thay đất xấu bằng đất tốt

1. Mô tả và nguyên lý tác dụng

Việc thay đất là đào bỏ đất xấu để thay bằng đất tốt và đầm chặt. Việc thay đất này sẽ khó khăn hơn khi thi công dưới nước (trường hợp thường gặp với than bùn) và thực tế chỉ giới hạn với các chiều sâu đến vài mét. Mặt khác việc thay đất cũng thường ảnh hưởng đến môi trường (phải tìm các chỗ lấy đất và các chỗ đổ đất).

Việc thay thế toàn bộ hoặc một phần đất yếu bằng vật liệu có cường độ cao hơn và ít biến dạng hơn sẽ khắc phục được toàn bộ hoặc một phần các vấn đề về lún và ổn định (hình 6.16).



Hình 6.16: Các phương án thay đất
a) Thay toàn bộ; b) Thay một phần

2. Phạm vi áp dụng

Các vị trí mà lớp đất gần bề mặt là nguyên nhân chính gây lún và mất ổn định. Cần ưu tiên áp dụng kỹ thuật này với các đường ô tô mà lớp mặt là đất hữu cơ có biến dạng từ biến lớn và ảnh hưởng xấu đối với kết cấu mặt đường.

Có thể áp dụng biện pháp đào thay đất trong những trường hợp sau:

- Khi thời hạn đưa công trình vào sử dụng là rất ngắn thì đây là một giải pháp tốt để tăng nhanh quá trình cố kết.

- Khi các đặc trưng cơ học của đất yếu nhỏ mà việc cải thiện nó bằng cố kết sẽ không có hiệu quả để đạt được chiều cao thiết kế của nền đắp.

- Khi cao độ thiết kế gần với cao độ thiên nhiên, không thể đắp nền đường đủ dày để đảm bảo cường độ cần thiết dưới kết cấu mặt đường.

Để tính kích thước hợp lý nhất của phần đất đào bỏ đi cần xét đến các điểm sau:

- Về mặt kinh tế: chỉ đào toàn bộ lớp đất yếu khi chiều dày từ 2m trở xuống. Thường thì giá thành đào thay đất xấp xỉ giá thành làm cọc cát, tuy nhiên tránh được thời gian chờ đất cố kết.

- Về chiều rộng thay đất cần được xác định có xét đến khả năng mất ổn định của phần đất yếu còn lại trong khi thi công.

3. Thi công

Thường dùng máy xúc gầu ngược để đào bỏ đất yếu thay bằng đất tốt (đất cát không nhạy cảm với nước) và lu lên thành từng lớp.

Trường hợp lớp đất yếu chiều dày dưới 3m nhưng cường độ quá thấp như than bùn loại II loại III hoặc bùn sét hoặc cát chảy thì có thể xử lý bằng cách bỏ đá chìm đến đáy lớp đất yếu. Đá phải có kích cỡ từ 0,3m trở lên, phải bỏ từ tim đường ra hai bên để đẩy đất yếu ra ngoài, sau khi đá nhô lên khỏi mặt đất yếu thì rải cát hoặc cấp phối đá lên trên và lu lên.

Biện pháp gia cố bằng cách đóng cọc tre (25 cọc/m^2) hoặc cọc tràm (16 cọc/m^2) có thể thay thế việc thay đất trong phạm vi chiều sâu đóng cọc (thường từ 2 - 2,5m).

Cọc tre nên dùng loại có đường kính đầu lớn trên 7cm, đầu nhỏ trên 4cm bằng loại tre đục chặt, khi đóng không bị dập gãy.

Trên đỉnh cọc tre, sau khi đã đắp một lớp đất khoảng 30cm nên rải một lớp vải địa kỹ thuật rồi mới đắp tiếp nền đường phía trên.

6.6.2. Đường thấm thẳng đứng

1. Nguyên lý chung

(1) Đường thấm thẳng đứng bằng cát (giếng cát) gồm một cột vật liệu thấm nước và thoát nước tự do nằm trong một giếng thẳng đứng được tạo thành trong đất yếu và một lớp cát đệm rải trên nền thiên nhiên. Chức năng của giếng cát là làm thành một tuyến thoát nước nhân tạo để tăng nhanh tốc độ cố kết.

(2) Khi chất tải trên lớp đất yếu nước trong lỗ rỗng chịu một áp lực sinh ra một gradient thủy lực và bị đẩy ra đường giới hạn của lớp đất yếu. Nếu không có đường thấm thẳng đứng thì thời gian nước thấm từ lỗ rỗng chứa nước tới bề mặt thấm nước sẽ chậm hơn thời gian yêu cầu để đạt một độ cố kết cho trước.

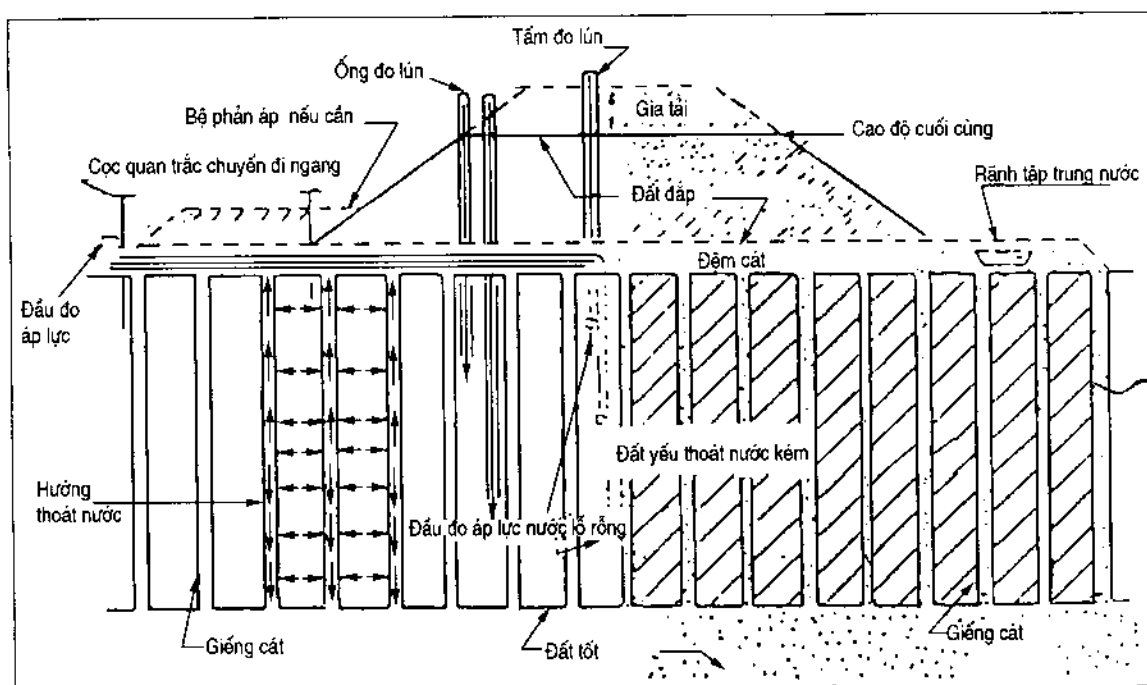
(3) Giếng cát tạo thành một đường thoát nước nhân tạo gần nhất của nước lỗ rỗng để tăng nhanh độ cố kết. Để đạt được mục tiêu này phải bố trí khoảng cách và đường kính

của giếng cát sao cho việc thoát nước và cố kết tăng nhanh và cho phép đạt được độ cố kết mong muốn trong thời gian quy định.

(4) Với một đồ án thiết kế kinh tế và tối ưu thì mối tương quan giữa chiều dày của lớp đất yếu, độ thấm thẳng đứng và nằm ngang của nó, khoảng cách và đường kính của giếng cát phải thật rõ ràng. Vì vậy mục đích của bản thuyết minh tính toán là phải thỏa mãn các mối tương quan này bằng cách giải thích giếng cát thiết kế thoát nước ra như thế nào.

(5) Cũng cần lưu ý là việc tác dụng tải trọng gia tải phải gây ra một áp lực lớn hơn áp lực nước lỗ rỗng, áp lực chủ động cần thiết để đẩy nhanh việc thoát nước lỗ rỗng để tăng hiệu suất của giếng cát.

Sơ đồ trình bày cách bố trí giếng cát điển hình như ở hình 6.17.



Hình 6.17: Bố trí lắp đặt giếng cát điển hình

- Đường kính giếng cát: từ 15cm đến 75cm, thường từ 25cm đến 50cm.
- Khoảng cách của giếng: từ 1,8m đến 6m (tim - tim), thường giữa 1,8m và 3m.
- Phương pháp thi công chính: chấn động hoặc xối nước.
- Vật liệu đắp giếng: phải đủ độ thấm để thoát nước.

Thường dùng cát sạch có không quá 3% hạt lọt qua sàng N°200 (theo trọng lượng).
Cấp phối điển hình như sau:

Sàng N ^o	4	10	50	100	200
% lọt qua sàng	90 - 100	40 - 85	2 - 30	0 - 7	0 - 3

- Cát của lớp đệm cát: vật liệu tương tự với vật liệu của giếng cát. Trong một số trường hợp có thể dùng sỏi sạn hoặc đặt ống thép trong lớp đệm để giảm khối lượng cát.

- Gia tải để giảm hoặc loại bỏ sự cố kết sau khi xây dựng. Thông thường gia tải không quá 30% tải trọng nền đất.

- Thiết bị kiểm tra:

Áp kế để quan sát áp lực nước lỗ rỗng;

Tấm đo lún tối thiểu $1m^2$ đặt ở đáy của nền đất để xác định độ lún tổng cộng;

Đầu đo lún.

- Cọc cắm ở mép nền đường để quan trắc chuyển vị ngang.

2. Thiết kế giếng cát

(1) Khi thiết kế giếng cát phải thu thập các thông tin sau:

- Báo cáo về khảo sát đất nền.

- Báo cáo thí nghiệm trong phòng trên các mẫu không phá hoại kết cấu.

- Lịch sử chịu tải.

- Tải trọng thiết kế của kết cấu.

(2) Việc khảo sát đất nền cho những thông tin về mặt cắt địa chất, chiều dày lớp đất yếu phải xử lý, chiều sâu xử lý và cao trình mực nước ngầm. Các thí nghiệm trong phòng phải cho các hệ số cố kết C_v (hoặc C_h), chỉ số nén lún C_c , chỉ số nở C_r , dung trọng γ , hệ số rỗng e_o và áp lực trước cố kết σ'_p của đất yếu.

(3) Khi bố trí giếng cát trên đầm lầy mới được khẩn hoang phải dựa vào lịch sử chịu tải trước đó để dự đoán độ cố kết đã xảy ra.

Có thể xác định tải trọng thiết kế theo kết cấu hiện đã xây dựng.

(4) Sau khi có các thông tin trên đây, một thiết kế hoàn chỉnh sẽ cho các kết quả sau:

- Độ cố kết có thể đạt được;

- Thời kì gia tải;

- Tải trọng gia tải;

- Kích thước của giếng cát;

- Khoảng cách giữa các giếng.

(5) Độ cố kết yêu cầu phụ thuộc vào trị số độ lún cho phép sau khi xây dựng - Để thoả mãn tối đa hiệu suất của kết cấu cần phải đạt được 100% độ cố kết sơ cấp dưới tác

dụng của tải trọng thiết kế. Với đất sét hữu cơ hoặc đất có độ nén lún thứ cấp lớn thì cần phải đạt được trên 100% độ cố kết sơ cấp dưới tác dụng của tải trọng thiết kế.

(6) Với các kết cấu ít quan trọng như nền đường ô tô, có thể cho phép một độ lún nhất định sau khi xây dựng, có thể không cần đạt 100% độ cố kết sơ cấp.

(7) Khi đã đạt 100% độ cố kết sơ cấp dưới tác dụng của tải trọng thiết kế, có thể xác định độ cố kết yêu cầu đạt được khi sử dụng giếng cát thẳng đứng bằng cách khai thác tỉ số của độ lún cuối cùng do tải trọng thiết kế và độ lún cuối cùng do gia tải, tức:

Độ cố kết yêu cầu:

$$U_{yc} = \frac{S_1}{S_2}$$

trong đó: S_1 - độ lún cố kết cuối cùng do tải trọng thiết kế;

S_2 - độ lún cố kết cuối cùng do gia tải.

(8) Có thể dự tính độ lún cố kết theo đường cong $e - \log \sigma$ hoặc theo công thức - Khi sử dụng đường cong $e - \log \sigma$, sự thay đổi độ rỗng Δe do thay đổi ứng suất có hiệu từ trị số ban đầu σ_0 đến trị số cuối cùng σ_f ($\sigma_f = \sigma_0 + \Delta \sigma$) cũng có thể đọc được trên đường cong.

(9) Độ lún cuối cùng được tính theo công thức

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

(10) Với đất sét cố kết tiêu chuẩn, có thể tính độ lún theo công thức:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right)$$

(11) Với đất sét quá cố kết, công thức tính độ lún là:

$$S = \frac{C_r}{1 + e_0} H \log \frac{\sigma_p}{\sigma_0} + \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_p} \right)$$

(12) Xét đến sự phân bố ứng suất, có thể chia lớp đất sét thành nhiều lớp nhỏ và độ lún cố kết tổng cộng bằng tổng độ lún của các lớp riêng rẽ:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_0} \left(C_r \log \frac{\sigma_p}{\sigma_0} + C_c \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_p} \right)$$

Các kí hiệu trong các phương trình trên là:

S - độ lún cố kết cuối cùng;

Δe - sự thay đổi độ rỗng;

e_0 - độ rỗng ban đầu;

H - chiều dày lớp đất sét mềm;

C_c - chỉ số nén lún;

C_r - chỉ số nở;

σ_0 - ứng suất có hiệu ban đầu;

$\Delta\sigma$ - sự thay đổi ứng suất có hiệu;

σ'_p - áp lực trước cố kết;

H_i - chiều dày lớp đất thứ i .

(13). Đường kính và khoảng cách của các giếng cát thường dùng tương ứng là 30 ÷ 50cm và từ 2,0m đến 3,5m. Để tránh sử dụng các giếng cát quá lớn, khoảng cách quá gần nhau và không cần thời gian gia tải lâu, tải trọng gia tải thường chỉ cần đạt không quá 90% độ cố kết yêu cầu.

(14) Việc thiết kế giếng cát là một quá trình tính mò dần và trình tự gồm các bước sau:

Bước 1: Tính độ lún cuối cùng do tải trọng thiết kế gây ra.

Bước 2: Chọn tải trọng gia tải với chiều cao thường không quá 30% tải trọng thiết kế và tính độ lún cuối cùng do tải trọng đó gây ra.

Bước 3: Tính độ cố kết yêu cầu U_{yc} từ độ lún tìm được trong các bước 1 và 2.

Bước 4: Giả định một số kích thước của giếng cát và khoảng cách giữa các giếng rồi tính:

$$n = \frac{D}{d_w}$$

$D = 1,05s$ với mạng lưới tam giác;

$D = 1,13s$ với mạng lưới hình vuông.

trong đó:

D - đường kính vùng ảnh hưởng của một giếng;

d_w - đường kính của giếng cát;

s - khoảng cách giữa các giếng, từ tâm đến tâm.

Bước 5: Cho thời gian gia tải t , tính nhân tố thời gian

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

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

trong đó: H = tổng chiều dày lớp đất yếu khi thoát nước một chiều;

$H = \frac{1}{2}$ tổng chiều dày lớp đất yếu khi thoát nước hai chiều.

Giả thiết $C_h = 3C_v$ với các giếng cát không chuyển vị.

$C_h = 1,5C_v$ với các giếng cát chuyển vị.

Nếu việc gia tải được tiến hành theo từng cấp thì chức năng của tải trọng được xác định gần đúng theo chức năng của bước và phải tính nhân tố thời gian cho từng bước.

Bước 6. Tính độ cố kết thoát nước thẳng đứng (U_v) theo công thức hoặc sử dụng toán đồ. Nếu việc chất tải phức tạp thì sử dụng nguyên tắc xếp chồng để tính U_v tổng.

Bước 7: Tính độ cố kết do thoát nước hướng tâm U_h theo công thức hoặc dùng toán đồ (hình 5.7). Nếu cần thì sử dụng nguyên tắc xếp chồng để tính U_h tổng.

Bước 8: Tổ hợp việc thoát nước thẳng đứng và hướng tâm thì được độ cố kết tổng:

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

hoặc
$$U = U_h + U_v - U_h U_v$$

Bước 9. Kiểm tra xem $U > U_{yc}$. Nếu $U < U_{yc}$ thì tăng U bằng cách tăng d_w , giảm s và tăng t (nếu có thể) và tính lại. Nếu điều kiện thực tế và giá thành không cho phép tăng U thì tăng tải trọng gia tải để giảm U_{yc} . Tính lại các bước từ 1 đến 8 để tìm U cho tới khi $U > U_{yc}$ thì được phương án thiết kế tối ưu.

3. Bố trí thiết bị đo

1) Các lý do để bố trí thiết bị đo của giếng cát

- Để đo liên tục độ lún hiện tại bằng phương pháp bố trí các đầu đo
- Cùng với việc đo lún kiểm tra tỉ số tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng siêu thủy tĩnh.
- Để thu được số liệu đầu vào dùng cho thiết kế và để kiểm tra tỉ số gia tải nhằm đảm bảo độ ổn định.
- Xem lại và kiểm tra các thông số thiết kế và đề nghị thay đổi khi cần.

2) Các thiết bị thường dùng gồm có

a) Áp kế

Để đo áp lực nước lỗ rỗng siêu thủy tĩnh sinh ra và tốc độ tiêu tán theo thời gian của quá trình xây dựng.

b) Bàn đo lún

Đo độ lún thẳng đứng tổng cộng của đất.

c) Thiết bị đo độ nghiêng

Đo chuyển động ngang hoặc dịch chuyển của đất sét mềm dưới tải trọng gia tải.

d) Cọc đo dịch chuyển ngang

Đo dịch chuyển ngang của đất xung quanh.

e) Hộp đo áp lực tổng

Đo áp lực tổng của đất và áp lực nước tại điểm đặt

4. Kỹ thuật thi công đường thấm cát

Kỹ thuật thi công cọc cát gồm những bước chính sau: Làm lớp đệm cát, tạo lỗ trong đất yếu, rót cát vào lỗ.

Có nhiều biện pháp để tạo lỗ:

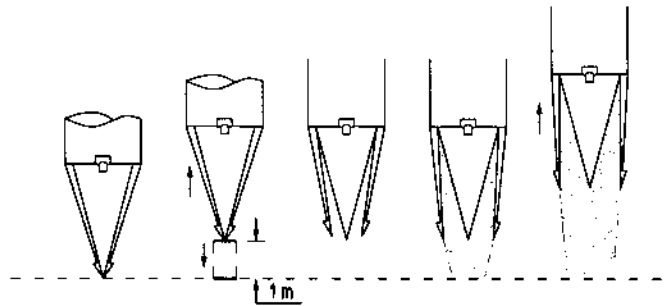
- Đóng một ống thép có mũi ống đặc biệt làm bằng bốn lá chắn đóng mở được. Khi đóng ống thì các lá chắn khép lại, khi rút ống lên các lá chắn mở ra. Sơ đồ mũi ống thép này vẽ ở hình 6.18.

- Khoan lỗ bằng máy khoan cơ học.

- Khoan lỗ bằng xối nước.

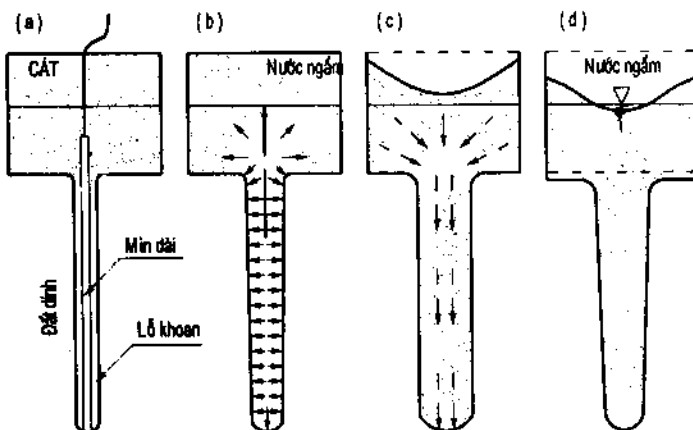
- Tạo lỗ bằng phương pháp nổ mìn dài (hình 6.19).

Ở các nước phát triển hiện nay thường dùng phương pháp tạo lỗ bằng xối nước. Nguyên lý của các phương pháp này như sau (hình 6.20):

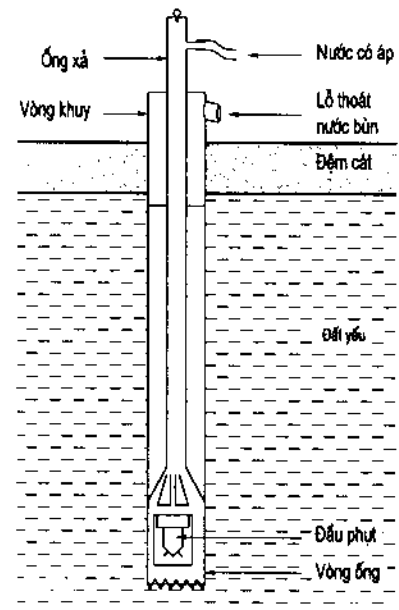


Hình 6.18: Sơ đồ mũi ống khi tạo lỗ cọc cát bằng phương pháp đóng ống thép

Ống xối mà đầu dưới là một vòng được nối liền với máy bơm, bơm nước với lưu lượng thích hợp với áp lực tối đa khoảng 700 kPa.



Hình 6.19: Khoan các lỗ bằng phương pháp nổ mìn



Hình 6.20: Các bước làm cọc cát bằng phương pháp xối nước

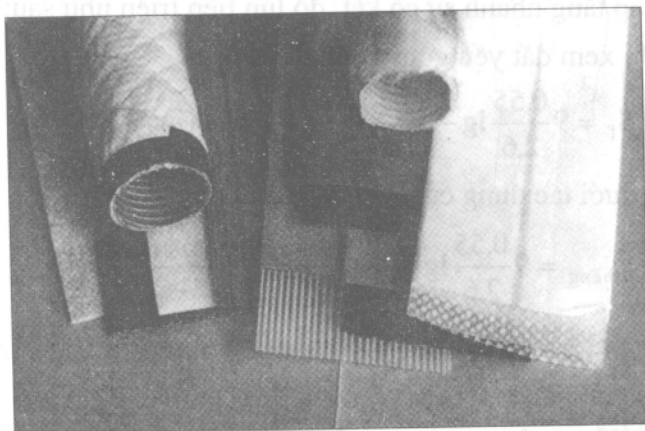
Vòng ống xói sẽ tiến dần theo đầu buylông nước của ống xói. Khi xói người ta giữ cho các tia nước có một áp suất khoảng 700 kPa. Nước sẽ dâng lên bề mặt kéo theo bùn đất vừa xói. Cuối lỗ khoan thì giảm áp lực nước xuống 400 kPa để rửa sạch lỗ.

Kết quả nghiên cứu trên các nền đắp thí nghiệm cho thấy sử dụng cọc cát nói chung có hiệu quả trong các lớp bùn ít hữu cơ và đồng nhất. Với các lớp than bùn dày 8 - 10m thì sử dụng không thích hợp.

5. Kỹ thuật thi công đường thấm chế tạo sẵn

Xu hướng hiện nay trên thế giới là sử dụng ngày càng rộng rãi các đường thấm chế tạo sẵn (bấc thấm). Phần lớn các đường thấm chế tạo sẵn gồm một lõi rất thấm nước, bên, thường bằng chất dẻo được bọc bằng một lớp vỏ thoát nước và không bị các hạt đất làm tắc (ví dụ: vải địa kỹ thuật). Hình 6.21 giới thiệu một vài loại đường thấm chế tạo sẵn.

Trước khi thi công các đường thấm thẳng đứng (giếng cát hoặc bấc thấm) bắt buộc phải rải một lớp cát dày từ 50cm đến 1m trên nền đất yếu. Lớp đệm cát này nhằm đảm bảo việc thoát nước trong quá trình cố kết, đồng thời bảo đảm cho các thiết bị thi công di chuyển trên đó.



Hình 6.21: Các loại đường thấm chế tạo sẵn (bấc thấm)

Bấc thấm được cuộn thành từng cuộn và được ấn vào đất yếu bằng một thiết bị đặc biệt gồm một máy cắm ống lồng bấc thấm hình 6.22.

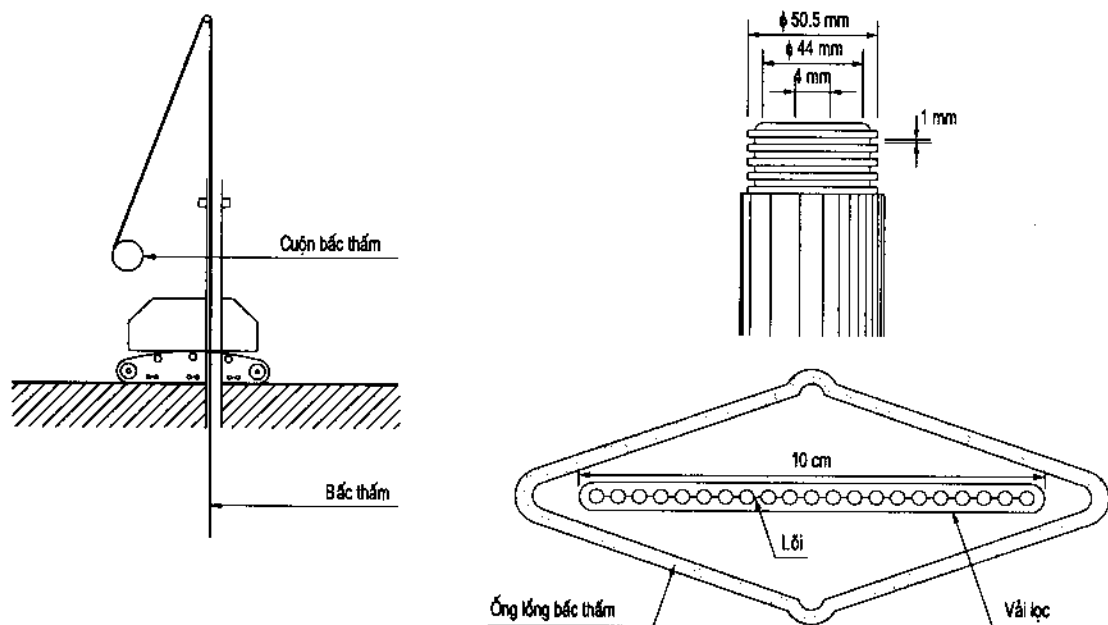
6. Ví dụ áp dụng

Vấn sử dụng ví dụ vẽ ở hình 6.7.

a) Trường hợp không tăng nhanh tốc độ cố kết, kế hoạch xây dựng nền đắp như sau:

$t = 0$: đắp nền đường cao 8m (hệ số an toàn $F = 1,45$).

$t = 20$ tháng: đắp 4m còn lại ($F = 1,5$).



Hình 6.22: Thi công bắc thấm
a) Thiết bị cảm bấm thấm; b) Ống lồng bắc thấm

Khi không có biện pháp tăng nhanh sự cố kết, độ lún tiến triển như sau:

- Độ lún cuối cùng (chỉ xem đất yếu gồm 1 lớp dày 9m):

$$S_f = 9 \frac{0,55}{2,6} \lg \frac{27,7 + 20 \times 12}{27,7} = 1,88(\text{m})$$

- Độ lún sau 20 tháng dưới tác dụng của nền đắp cao 8m:

$$S_{20\text{ tháng}} = 9 \frac{0,55}{2,6} \lg \frac{27,7 + 20 \times 8 \times U_{20\text{ tháng}}}{27,7}$$

Ở đây $C_v = 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$; $t = 20 \text{ tháng} = 1,66 \text{ năm}$;

$$T_{v20\text{ tháng}} = \frac{C_v t}{h^2} = \frac{3 \times 10^{-3} \times \pi \times 10^7 \times 1,66}{4,5^2 \times 10^4} = 0,77$$

Tra biểu đồ được:

$$U_{20\text{ tháng}} = 87\%$$

$$S_{20\text{ tháng}} = 1,48\text{m}$$

- Độ lún sau khi đắp xong nền đường 1 năm:

+ Với 8m đầu tiên $U\% = U_{32\text{ tháng}} = U_{2,66\text{ năm}}$

$$T_v = \frac{3 \times 10^{-3} \times \pi \times 10^7 \times 2,66}{4,5^2 \times 10^4} = 1,24 \rightarrow U = 96\% \text{ (tra toán đồ ở hình 5.7)}$$

+ Với 4m cuối: $U\% = U_{1\text{ năm}}$

$$T_v = \frac{3 \times 10^{-3} \times \pi \times 10^7 \times 1}{4,5^2 \times 10^4} = 0,465 \rightarrow U = 75\%$$

$$\Delta q_{lb} = 0,96 \times 8 \times 20 + 0,75 \times 4 \times 20 = 213 \text{ kPa}$$

$$S_{32\text{tháng}} = 9 \times \frac{955}{2,6} \lg \frac{27,7 + 213}{27,7} = 1,79(\text{m})$$

Độ lún còn dư: 9cm.

b) Trường hợp tăng nhanh độ cố kết do làm cọc cát

Hệ thống các cọc cát bố trí như sau:

- Đường kính $d = 0,40\text{m}$.

- Khoảng cách giữa các tim cọc cát $L = 4,0\text{m}$.

Bố trí cọc theo mạng lưới ô vuông, đường kính vùng ảnh hưởng $D = 4,50\text{m}$.

$$n = \frac{D}{d} = \frac{4,5}{0,4} = 11$$

Tính $T_r = \frac{C_r t}{D^2}$ với các giá trị khác nhau của t .

$$\text{Lấy } C_r = 10C_v = 3 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s và } T_v = \frac{C_v t}{h^2}$$

Với $t = 1$ tháng, ta có:

$$T_r = 0,39 \rightarrow U_r = 85\%$$

$$T_v = 0,08 \rightarrow U_v = 22\%$$

Từ công thức $(1 - U) = (1 - U_r)(1 - U_v)$ ta rút ra: $U = 88\%$.

Như vậy nếu có bố trí cọc cát thì tốc độ cố kết sẽ tăng nhanh: sau một tháng đã đạt được độ cố kết bằng sau 20 tháng (nếu không có cọc cát) và ta có thể đắp lớp thứ hai sau khi đắp xong lớp thứ nhất 1 tháng.

Mặt khác, sau khi đắp lớp thứ hai 1 tháng, độ cố kết đạt như sau:

+ Với 8m đầu:

$$t = 2 \text{ tháng } T_r = 0,78 \rightarrow U_r = 98\%$$

$$T_v = 0,08 \rightarrow U_v = 32\%$$

$$U = 98\%$$

hoặc

+ Với 4m sau:

$$t = 1 \text{ tháng } U = 88\%$$

$$\text{Vậy ta có: } \Delta q' = 8 \times 20 \times 0,98 + 4 \times 20 \times 0,88 = 227 \text{ kPa}$$

$$\text{và } S = 9 \times \frac{0,55}{2,6} \lg \frac{27,7 + 227}{27,7} = 1,83(\text{m})$$

Độ lún còn lại sẽ là 5cm để đạt độ lún tổng cộng là 1,88m;

Như vậy việc sử dụng đường thấm thẳng đứng trong trường hợp này sẽ cho phép:

- Xây dựng nền đắp cao 12m thành 2 giai đoạn gián cách nhau 1 tháng. Và như vậy có thể tiến hành đắp nền đường liên tục trong thời gian từ 1 đến 2 tháng. Nếu không làm cọc cát thì giữa hai giai đoạn xây dựng phải chờ đợi 20 tháng.

- Sau khi đắp xong nền đường 1 tháng là có thể đạt đến 98% độ lún, trong lúc đó nếu không làm cọc cát thì sau khi đắp xong 1 năm vẫn chưa đạt được độ lún đó.

Ở đây nhờ làm cọc cát cho phép đưa công trình vào sử dụng dưới 6 tháng kể từ khi khởi công, trong lúc đó nếu không xử lý gì thì phải mất đến 3 năm.

7. Rãnh cát

Thay vì làm đường thấm thẳng đứng (cọc cát), ta có thể làm các rãnh để thoát nước (rãnh cát).

Rãnh cát thường được thi công thành hai bước: đào rãnh (bằng thủ công hoặc bằng máy xúc gầu ngược) rồi lấp cát vào.

Chiều sâu lớn nhất của rãnh phụ thuộc vào điều kiện ổn định của thành rãnh, thường không quá $3 \div 4\text{m}$.

Khoảng cách giữa các rãnh có thể xác định nhờ áp dụng lý thuyết cố kết. Độ cố kết của đất yếu giữa hai rãnh có liên quan với độ cố kết thẳng đứng U_v , và độ cố kết nằm ngang U_h bởi quan hệ vừa nêu ở trên.

8. Kiểm tra chất lượng

Việc kiểm tra bao gồm: kiểm tra sự toàn vẹn của đường thấm khi thi công, về độ thấm và chiều dày lớp thoát nước, về chiều dài của từng đường thấm, về độ lún bề mặt và với các dự án khó khăn còn phải kiểm tra độ lún theo chiều sâu và áp lực lỗ rỗng. Có thể phân tích các đường cong lún để kiểm tra hiệu quả của quá trình cố kết.

9. Yêu cầu đối với cát làm đường thấm, rãnh thấm và tầng cát đệm

(Theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên nền đất yếu - 22TCN 262 - 2000).

Lớp thoát nước dưới nền đắp (tầng cát đệm) được bố trí để thoát nước cố kết từ các giếng cát hoặc bậc thấm và để xe máy đi lại trong quá trình thi công.

Để bảo đảm việc thoát nước, cát làm tầng cát đệm phải bảo đảm được các yêu cầu sau:

- Cỡ hạt < 0,25mm chiếm trên 50%, cỡ hạt < 0,08mm chiếm dưới 5% và phải thoả mãn một trong hai điều kiện sau:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6 \text{ và } 1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$$

trong đó: D_{30} - cỡ hạt mà hàm lượng các hạt nhỏ hơn nó chiếm 30%;

D_{10} - cỡ hạt mà hàm lượng các hạt nhỏ hơn nó chiếm 10%.

Chiều dày tầng cát đệm ít nhất phải bằng độ lún tổng cộng S nhưng không được nhỏ hơn 50cm. Bề rộng tầng cát đệm phải rộng hơn đáy nền đắp mỗi bên khoảng $0,5 \div 1\text{m}$.

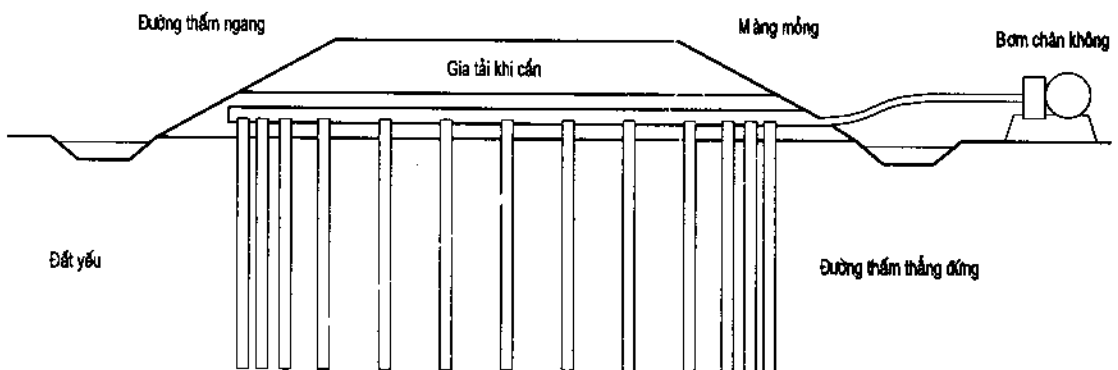
Nếu dùng giếng cát thì đỉnh giếng phải tiếp xúc trực tiếp với lớp cát đệm, nếu dùng bác thấm thì đỉnh bác thấm phải cắm xuyên qua tầng cát đệm và cát dư thêm tối thiểu là 20cm.

Cát dùng cho giếng cát và rãnh cát cũng phải đảm bảo yêu cầu như cát làm tầng cát đệm đồng thời phải thoả mãn cả hai điều kiện nói trên.

6.6.3. Cố kết bằng cách hút chân không (hình 6.23)

1. Mô tả và nguyên lý tác dụng

Đặt một màng mỏng kín trên mặt đất và bơm hút chân không. Các bơm này được nối với mạng lưới thoát nước ngang và một mạng lưới đường thấm thẳng đứng. Áp lực nước lỗ rỗng giảm dần và ứng suất có hiệu trong đất tăng bằng ứng suất tổng - Việc tạo chân không này tối đa tương đương với 4 mét đất đắp lại giảm được thời gian cố kết và không sợ mất ổn định của đất dưới tác dụng của tải trọng.



Hình 6.23: Sơ đồ cố kết bằng hút chân không

2. Phạm vi áp dụng

Xử lý cục bộ trong các khu vực đất rất mềm và không được đắp cao. Có thể kết hợp với việc đắp đất thông thường.

2. Thi công

Cần phải thi công một mạng lưới các đường thấm thẳng đứng và một lớp thoát nước nằm ngang nối liền với một hệ thống bơm. Đặt một màng mỏng kín trên mặt đất và bơm hút chân không, tạo nên một vùng áp thấp trên mặt.

3. Kiểm tra chất lượng

Theo dõi tình hình của đất trong khi bơm (độ lún, áp lực lỗ rỗng)

Kiểm tra việc giảm áp dưới màng mỏng

4. Ưu điểm và tồn tại

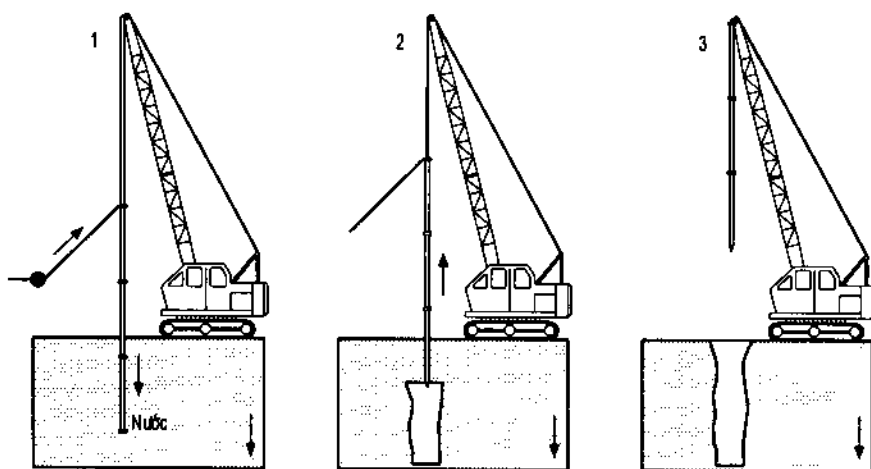
Không sợ mất ổn định khi chỉ hút chân không. Có thể phối hợp với việc đắp nền. Phải có các công ty thi công chuyên nghiệp. Tải trọng giới hạn đến 80kPa.

6.6.4. Cột balat (cột vật liệu rời)

Từ những năm 1960 người ta bắt đầu áp dụng kĩ thuật làm cột balat để gia cố các nền đất yếu bằng đất sét hoặc á sét.

Các cột balat thường được thi công thành hai bước (hình 6.24).

1) Khoan lỗ đường kính từ 0,6 - 1,0m, chiều sâu có thể đến 15 - 20m bằng "ống dùi chấn động". Ống dùi này là một ống hình trụ đường kính 30 - 40cm, dài từ 2 đến 5m trong có bố trí một thiết bị chấn động. Ống dùi xuyên vào đất dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, của chấn động kết hợp với việc xói nước ở đầu dùi. Nước bùn xói sẽ được bơm hút lên mặt đất và thoát đi.



Hình 6.24: Quá trình thi công cột balat

1) Khoan lỗ bằng chấn động và xói nước;

2) Cho vật liệu rời vào đầm chặt bằng chấn động, kết hợp kéo dãn đầm lên;

3) Cột balat đã làm xong

2) Sau khi khoan lỗ xong thì lấp ngay vật liệu rời có góc nội ma sát lớn (ví dụ đá balat) vào lỗ khoan.

Vật liệu rời sẽ lọt vào khoảng trống giữa ống dùi chấn động và thành lỗ khoan rồi tụt dần xuống mũi ống và được lèn chặt ở đây. Tiếp tục nâng thiết bị chấn động lên chậm chậm sao cho dưới tác dụng của chấn động hình thành một cột vật liệu rời được nén chặt từ dưới lên trên gọi là "cột balát".

Cột balát thường có tiết diện thay đổi theo chiều cao: tiết diện của cột sẽ to ra ở những lớp đất mềm hơn, do đó số lượng vật liệu rời sử dụng cũng thay đổi theo.

Nền đất được xử lý theo phương pháp này thường gồm các cột balát phân bố đều mỗi cột lên một diện tích khoảng 5m^2 . Các cột này có môđun biến dạng cao hơn nhiều so với môđun của nền đất thiên nhiên vì vậy khi tác dụng tải trọng lên mặt đất đã gia cố thấy có sự tập trung tải trọng trên các cột balát. Vật liệu của cột sẽ làm việc tương tự như trong thiết bị nén ba trục: áp lực hông do tác dụng của nền đất thiên nhiên và tải trọng dọc trục tác dụng từ trên bề mặt.

Xử lý bằng cột balát thì có thể tăng độ ổn định của nền đất thiên nhiên lên nhiều cũng như giảm được độ lún của công trình một cách đáng kể.

Tuy nhiên do giá thành còn cao (khoảng 220F/m) nên ngay ở Pháp cũng chỉ dùng để gia cố cục bộ nền móng thử để xử lý các đoạn đường vào cầu, móng nhà, móng kho xilô v.v...

Trong thực tế thường khó nắm chắc được tình hình cụ thể của các cột balát, vì vậy cần tổ chức kiểm tra cẩn thận việc thi công tại hiện trường, nhất là:

- Kiểm tra thể tích của đá balát chèn vào từng cao trình của cột.
- Kiểm tra tình hình cải thiện tính chất cơ học của đất yếu.

Cột balát thường được áp dụng để xử lý nền móng nhà và các bể chứa, các đoạn chuyển tiếp giữa mố cầu và đoạn đường vào cầu đắp trên đất yếu.

Chiều sâu xử lý chỉ giới hạn trong vòng 15m trở lại.

Đây là một tiến bộ kỹ thuật trong xây dựng và phải do các đơn vị thi công chuyên nghiệp tiến hành.

Trước khi thi công phải tổ chức làm thử ghi lại thời gian tạo lỗ (chấn động, bơm xói và dọn sạch lỗ), rút đá làm cọc và độ sâu, lượng nước xói, áp lực nước, lượng đá đầm rót vào lỗ v.v... Kinh nghiệm cho thấy các thông số thiết kế và các thông số liên quan đến việc khống chế thi công là các chỉ tiêu để điều khiển việc thi công cột balát.

Các loại máy thi công chủ yếu là cần cẩu, thiết bị chấn động và xói nước, máy san và bơm.

Thiết bị chấn động phải thích ứng với đường kính, chiều dài cột và khoảng cách giữa vị trí thi công và các công trình kiến trúc hiện hữu.

Phải có thiết bị cấp nước thích hợp, áp lực nước từ 400 - 600 kPa, lưu lượng từ 20 - 30m³/h.

Quá trình công nghệ thi công như sau:

San bằng mặt đất → bố trí thiết bị xói chấn động → xói lỗ → làm sạch lỗ → lấp đá và chấn động chặt → đóng máy → di chuyển máy đến vị trí mới.

Phải căn cứ vào kết quả làm thử, khống chế chặt chẽ áp lực nước, điện và thiết bị xói chấn động.

Áp lực nước xác định theo loại đất và cường độ của nó, với đất mềm cường độ thấp thì nên giảm bớt, với đất mềm cường độ cao thì tăng lên một ít. Khi tạo lỗ, áp lực nước lớn khi chấn động áp lực nước nên nhỏ. Lượng nước phải đầy lỗ để chống sụt thành vách.

Phải bảo đảm điện áp luôn ổn định, thường là $(380 \pm 20)V$, cường độ dòng điện phải căn cứ vào thí nghiệm làm thử cọc để xác định, thường bằng cường độ dòng điện không tải của động cơ điện cộng thêm 10 - 15A hoặc bằng 90% dòng điện định mức.

Thời gian chấn động tại một độ sâu nhất định nào đó của thiết bị xói chấn động thường từ 10 ÷ 20s.

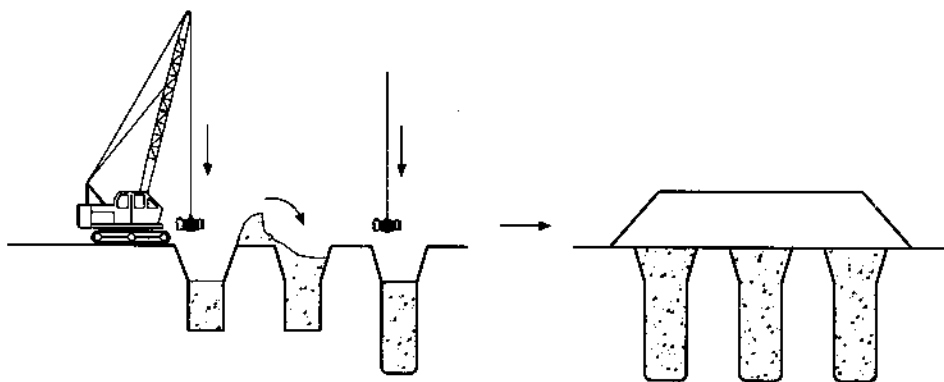
Vật liệu đắp phải rót từng đợt, không nên đắp một lần quá nhiều, bảo đảm lượng vật liệu đã xác định khi làm thử, tránh phát sinh hiện tượng cột vật liệu bị gián đoạn.

Vật liệu đắp phải là đá dăm, sỏi sạn sạch, không bị phong hoá, kích cỡ 20/40mm, hàm lượng bùn không quá 10%.

6.6.5. Hào balát

1. Mô tả và nguyên lí tác dụng

Việc tạo ra các hào rộng bằng vật liệu tốt đầm chặt qua lớp đất yếu sẽ hạn chế được độ lún và cải thiện độ ổn định. Các hào này cũng sử dụng làm đường thấm và được tạo nên bằng phương pháp thả đầm rơi.



Hình 6.25: Quá trình thi công hào balát

2. Phạm vi áp dụng

Các nền đắp có môi trường thông thoáng trên nền đất yếu từ 6 đến 7 mét sâu.

3. Thi công

Thi công bằng phương pháp nện bằng đầm rơi: máy đào bánh xích thả một khối nặng khoảng 15 tấn. Các hào sẽ gồm đá balát chở từ xa tới chiều sâu đến 7m và mặt cắt từ 4 đến 5m².

4. Kiểm tra chất lượng

Kiểm tra các thông số thi công và làm các thí nghiệm hiện trường xác định các đặc trưng cơ học đạt được.

5. Ưu điểm và tồn tại

Phương pháp này sẽ tiết kiệm nếu thi công trên một diện tích lớn.

Cần một môi trường ít nhạy cảm với chấn động.

Chiều sâu xử lý giới hạn đến 6 hoặc 7 mét.

Có thể sử dụng các vật liệu tận dụng: vật liệu phá bỏ các công trình cũ, vật liệu đá khai thác mỏ.

Cần đơn vị thi công chuyên nghiệp.

6.6.6. Cột đất gia cố vôi và cột đất gia cố xi măng

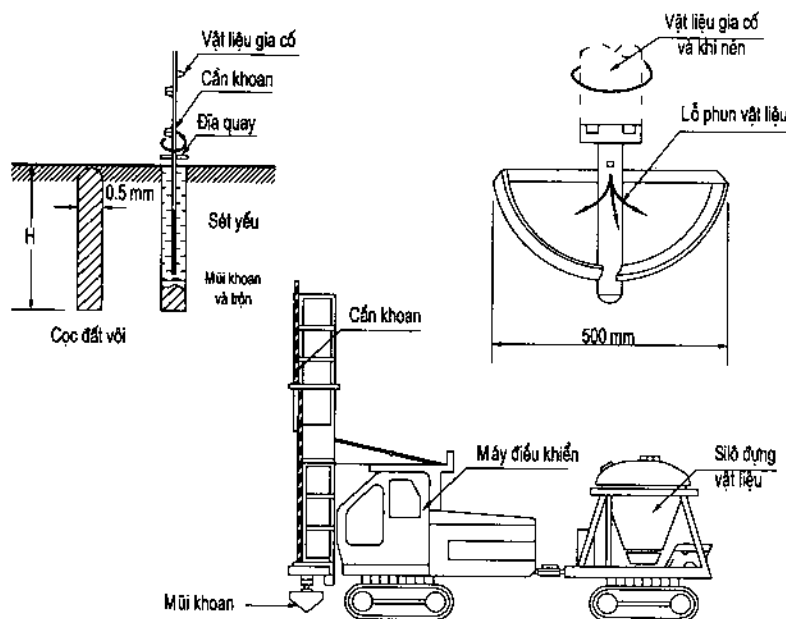
Từ lâu ta đã biết nếu trộn đất sét với một lượng vôi, xi măng hoặc chất liên kết vô cơ tương tự thì sẽ được một vật liệu có tính chất cơ học cao hơn hẳn đất không gia cố.

Kĩ thuật đất gia cố vôi đầu tiên được áp dụng và phát triển mạnh mẽ trong việc xây dựng các lớp móng đường. Gần đây người ta bắt đầu áp dụng kĩ thuật này để cải thiện tính chất cơ lí của đất sét yếu trong nền thiên nhiên.

Trước đây người ta thường gia cố nền đất yếu bằng cọc vôi. Để thi công cọc vôi, người ta đào (hoặc khoan) lỗ có đường kính 30 - 50cm cách nhau 2-5m rồi cho vôi cục chưa tòi vào. Khi tác dụng với nước, vôi sống được tòi sẽ tăng thể tích (có khi tăng đường kính cọc lên 60-80%), do đó có tác dụng nén chặt đất xung quanh. Đồng thời vôi còn có tác dụng gia cố đất xung quanh cọc làm tăng cường độ, hút nước rồi toả nhiệt, làm nước bốc hơi và làm giảm độ ẩm của đất yếu xung quanh cọc vôi. Tuy nhiên, do độ thấm của đất nhỏ nên sự lan truyền của vôi trong khối đất bị hạn chế, nên việc cải thiện tính chất của đất yếu của cột vôi còn rất cục bộ.

Để khắc phục nhược điểm này, năm 1975, các chuyên gia Thụy Điển đã trực tiếp trộn vôi với đất sét mềm ngay trong nền đất yếu, làm thành các cọc đất gia cố vôi. Kĩ thuật thi công của gia cố vôi của Thụy Điển là xây dựng ngay trong nền đất yếu các cột đường kính 50cm bằng một thiết bị trộn đặc biệt, kiểu khoan đĩa hoặc thiết bị giống như dụng cụ khuấy trứng khổng lồ. Khoan được xoắn vào trong đất đến độ sâu yêu cầu tương ứng với chiều dài thiết kế của cọc và được rút lên khi xoay ngược chiều. Tốc độ quay và khả năng chuyển vật liệu (có thể chuyển vào khoảng 7 - 10% vôi sống và trộn nó với đất dính) được điều chỉnh thích ứng với bước của dụng cụ để giảm sự xáo động của đất. Vôi sống sẽ được chuyển đồng thời với khí nén từ hệ thống xilô qua ống dẫn trong cần khoan vào trong đất. Tốc độ rút lên (có liên quan với hiệu quả khuấy trộn vật liệu) có thể điều khiển theo tính chất của đất. Quá trình khuấy trộn đồng thời cũng làm chặt đất trong cọc. Tác dụng hoá lí giữa vôi và đất xảy ra, quá trình rắn chắc của đất gia cố phát triển theo thời gian tạo thành các cọc có sức chịu tải nhất định.

Một trong những thiết bị thường dùng để thi công cọc đất gia cố vôi ở Thụy Điển hiện nay là máy LPS-3 do hãng Linden-Alimak sản xuất (hình 6.26). Máy này đã được nhập vào Việt Nam và được Viện khoa học công nghệ xây dựng kết hợp với Tổng công ty xây dựng và phát triển hạ tầng (Bộ Xây dựng) nghiên cứu sử dụng thành công trong việc thi công cọc đất gia cố vôi và cọc đất gia cố xi măng đường kính 500mm sâu 10m.



Hình 6.26: Máy thi công cọc đất gia cố vôi (xi măng) LPS3
a) Sơ đồ; b) Mũi khoan; c) Dạng chung

Chất liên kết dùng để gia cố đất có thể là xi măng, vôi sống, vôi - tro bay - chất lượng và quy cách của chúng phải phù hợp với yêu cầu thiết kế.

Vôi sống phải là vôi nghiền, cỡ hạt lớn nhất nhỏ hơn 0,2cm, hàm lượng MgO và CaO phải không dưới 85%, trong đó hàm lượng CaO phải không nhỏ hơn 80%.

Xi măng dùng loại xi măng portland hoặc xi măng xỉ lò cao, phù hợp tiêu chuẩn nhà nước. Không được dùng xi măng quá hạn, ẩm ướt, vón cục. Cũng có thể dùng cột đất gia cố vôi - tro bay.

Hàm lượng SiO_2 , Al_2O_3 trong tro bay phải lớn hơn 70%, lượng mất khi nung phải nhỏ hơn 10%, hàm lượng vôi trong hỗn hợp vôi - tro bay phải vào khoảng 15 - 20%.

- Trước khi thi công cọc đất gia cố phải tiến hành thí nghiệm đúc cọc để thu thập các số liệu sau:

- Các thông số kỹ thuật đảm bảo yêu cầu về liều lượng chất thiết kế, tốc độ khoan, tốc độ kéo lên, tốc độ trộn, áp lực phun, lượng chất liên kết cho một đơn vị thời gian...

- Xác định độ đồng đều của việc trộn;
- Biết được sức cản khi hạ khoan và nâng khoan lên để chọn biện pháp kỹ thuật hợp lý.
- Căn cứ vào tình hình địa tầng, địa chất để xác định phạm vi phun trộn, và số cọc thí nghiệm để xác định quy trình công nghệ làm cọc. Thường thì số cọc làm thử tối thiểu là 5 cọc.

• Việc hoá cứng và lượng chất liên kết sử dụng trong quá trình thi công thực tế phải thông qua thí nghiệm trong phòng để xác định xem có phù hợp với yêu cầu của thiết kế mới được sử dụng.

- Công nghệ thi công được tiến hành theo trình tự:

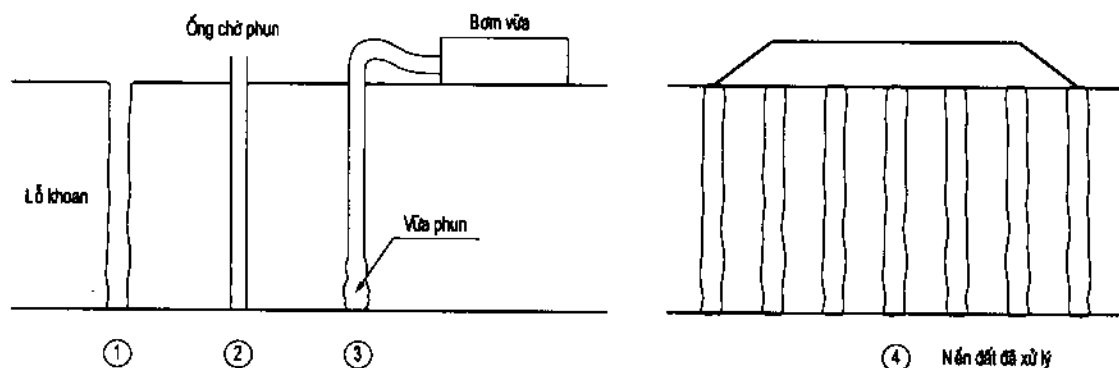
San bằng mặt đất → định vị máy khoan → khoan lỗ → phun chất liên kết (hoặc vữa) → trộn cưỡng bức → trộn lại → rút cần khoan lên → di chuyển.

Trước khi thi công phải đo chiều dài cần khoan, dán thước đo lên cần khoan để biết được chiều sâu khoan trộn, bảo đảm chiều dài thiết kế.

6.6.7. Phun chất rắn (nén ngang)

1. Mô tả và nguyên lý tác dụng

Phương pháp là dùng lực đưa vào trong đất một hồ vữa rất nhớt, bằng cách phun có áp trong một ống nhỏ đặt trong lỗ khoan. Do độ sệt của nó, vữa này không thể tự thấm vào đất mà áp lực sẽ phụt và nén vữa theo hướng ngang. Sau đó vữa đông cứng tạo thành các cột thẳng đứng khá cứng. Như vậy ta đã kết hợp một tác dụng tăng cường theo hướng thẳng đứng của từng cột với một tác dụng nén khối đất. Tỷ lệ phun vữa thường không quá 5 đến 6% khối lượng xử lý.



Hình 6.27: Quá trình xử lý bằng cách phun vữa theo hướng ngang

2. Phạm vi sử dụng

Tăng cường độ của đất dưới nhà cửa và công trình.

Xử lý cục bộ dưới các nền đắp.

3. Thi công

Khoan lỗ đường kính nhỏ rồi bơm cao áp một dung dịch vữa nhót.

4. Kiểm tra chất lượng

Kiểm tra các thông số thi công (áp lực phun, thể tích phun, độ sệt của vữa).

5. Ưu điểm và tồn tại

Kỹ thuật này khá tốn kém với các nền đắp

Cần các đơn vị thi công chuyên nghiệp.

6.6.8. Nền đắp trên móng cọc (hình 6.28)

1. Mô tả và nguyên lý làm việc

Tải trọng của nền đắp được truyền xuống nền cứng thông qua các cọc đóng cách nhau, trên mỗi cọc gắn một tấm nhỏ nhằm truyền một phần tải trọng của nền đắp lên cọc. Kỹ thuật này cho phép cải thiện độ ổn định và giảm độ lún.

2. Phạm vi áp dụng

Nền đắp của đường vào cầu có móng cọc

Các khu vực cục bộ cần phải khống chế chặt chẽ độ lún đến vài centimet.

3. Thi công

Có thể sử dụng tất cả các kiểu cọc quen thuộc, kể cả các cọc nhỏ (cọc tre, cọc tràm). Việc chọn cọc phụ thuộc vào tính chất của đất

yếu phải vượt qua. Các cọc thường được gắn các tấm nhỏ bê tông cốt thép cách rời nhau để thu nhận tải trọng của nền đắp. Đôi khi cũng làm một mũ móng liên tục trên các cọc. Có thể rải một lớp thảm vải địa kỹ thuật trên các tấm nhỏ bê tông cốt thép làm thành một đệm phân bố tải trọng trên các cọc.

4. Kiểm tra chất lượng

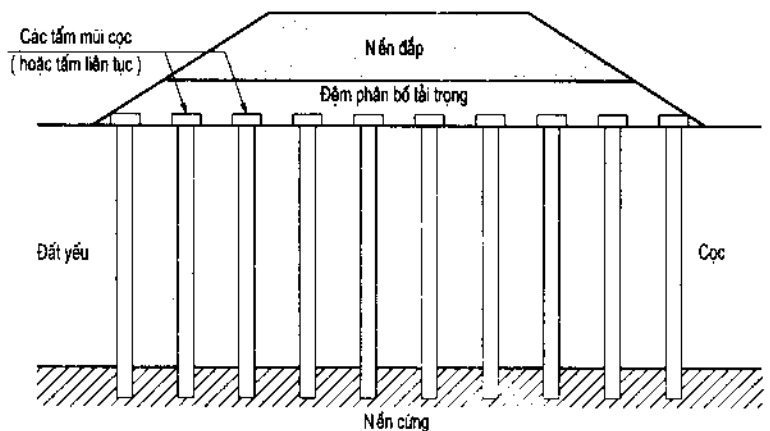
Các kỹ thuật sử dụng để kiểm tra các cọc.

5. Ưu điểm và tồn tại

Dễ thi công và có hiệu quả.

Tính toán phức tạp nhưng tin cậy.

Kỹ thuật đất tiền, cần đơn vị thi công chuyên nghiệp.

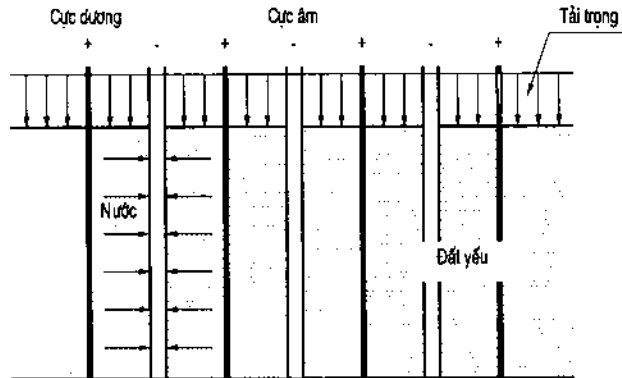


Hình 6.28: Sơ đồ của nền đắp trên móng cọc

6.6.8. Điện thấm (hình 6.29)

1. Mô tả và nguyên lý tác dụng

Một mạng các điện cực âm và điện cực dương (các ống rỗng) được bố trí theo một mạng lưới đều đặn trong khối đất cần xử lý (xem hình vẽ). Tác dụng một hiệu số điện thế giữa các cực dương và các cực âm sẽ sinh ra một dòng chảy về các điện cực âm và nước sẽ được thoát đi từ đây. Việc thoát nước này sẽ làm giảm độ ẩm trung bình trong đất gây lún và làm tăng cường độ kháng cắt của đất.



Hình 6.29: Nguyên lý của phương pháp điện thấm

2. Phạm vi áp dụng

Phương pháp này đã được sử dụng trên một vài công trường để ổn định nền móng hoặc các nền đường vào cầu khó khăn và không thể xử lý bằng các phương pháp thông dụng khác.

Kinh nghiệm cho thấy phương pháp điện thấm chỉ có hiệu quả đáng kể với các loại đất có độ thấm đủ nhỏ ($< 10^{-6}$ m/s) mà đại bộ phận các hạt là hạt bụi.

3. Thi công

Bố trí các điện cực dương và điện cực âm. Cấp điện liên tục với công suất lớn. Bảo dưỡng các điện cực (chống tan rã).

4. Kiểm tra chất lượng

Đo hiệu số điện thế giữa các cực dương và cực âm liên tục. Đo độ ẩm và lực dính không thoát nước trong đất.

5. Ưu điểm và tồn tại

Phương pháp này hiệu quả nhưng đắt. Khó dự báo hiệu quả xử lý trước khi khởi công.

Chương 7

KIỂM TRA THI CÔNG HIỆN TRƯỜNG VÀ THEO DÕI CÔNG TRÌNH ĐÃ HOÀN THÀNH

7.1. MỞ ĐẦU

Việc theo dõi các công trường xây dựng nền đường đắp trên đất yếu được tiến hành theo hai cấp: theo dõi việc xây dựng nền đắp đơn thuần, gần giống với việc kiểm tra công tác làm đất ngoài khu vực đất yếu và theo dõi tình hình về ổn định và lún của đất nền thiên nhiên và của nền đắp. Khi kết thúc việc xây dựng thì các vấn đề về ổn định và lún cũng hết tồn tại, nhưng lún và chuyển vị ngang của đất yếu thì còn tiếp tục trong nhiều tuần, nhiều năm, thậm chí hàng chục năm và việc đo đạc các chuyển vị có thể còn phải làm trong một thời gian tương đối dài.

Việc kiểm tra công tác làm đất đã quy định trong tiêu chuẩn kỹ thuật liên quan, không nêu ở phần này.

Về những kiểm tra tiến hành trên nền đất yếu trong và sau khi thi công xong, chương này cho các chỉ dẫn về các mục tiêu phải theo dõi, về các thiết bị đo...

7.2. KIỂM TRA VIỆC XÂY DỰNG NỀN ĐẮP

7.2.1. Mục tiêu của việc đo đạc kiểm tra xây dựng

Việc đo đạc tiến hành khi xây dựng nền đắp trên đất yếu có hai mục đích chính:

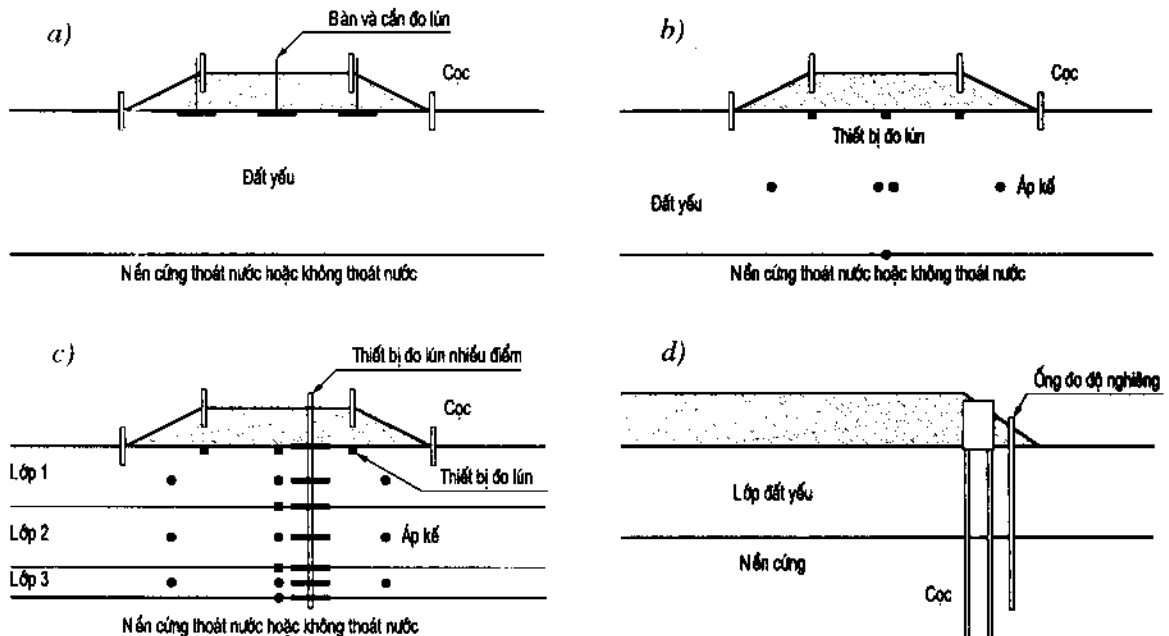
- 1) Kiểm tra thể tích vật liệu đắp bằng việc đo độ lún bề mặt của mặt đất thiên nhiên dưới nền đắp;
- 2) Đánh giá các kết quả nghiên cứu địa kỹ thuật và tính toán thiết kế và rút ra các thông tin cần thiết để chỉ đạo thi công.

7.2.2. Các sơ đồ bố trí thiết bị đo điển hình và chương trình đo

Tùy theo tầm quan trọng của vấn đề, tính chất của những sai sót và mục đích bố trí thiết bị đo đã xác định mà kiểu loại, số lượng và vị trí của các thiết bị đo có thể rất khác nhau. Hình 7.1 là 4 cách bố trí các thiết bị đo thường dùng với các nền đắp trên đất yếu. Trường hợp đắp đất trong các khu vực rộng thì có thể mở rộng cách bố trí giống như dưới tim nền đắp ở hình 7.1.

Các thiết bị đo thường sử dụng dưới nền đắp là:

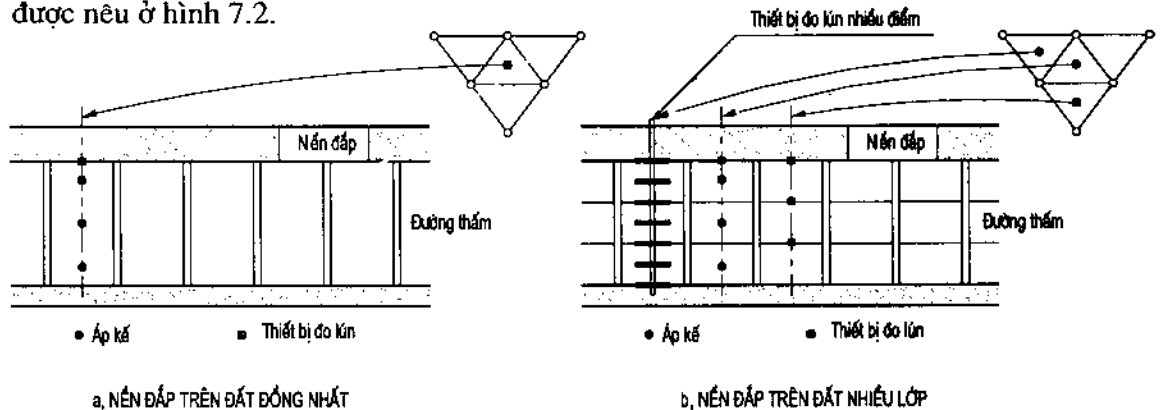
- Các cọc và móc đo đặc bề mặt;
- Các thiết bị đo lún bề mặt hoặc đo lún sâu;
- Các thiết bị đo lún nhiều điểm (đo lún ở nhiều điểm trên cùng một trục thẳng đứng).
- Các áp kế kín để đo áp lực nước lỗ rỗng;
- Các ống đo độ nghiêng, trong đó có đầu đo độ nghiêng.



Hình 7.1:

- a) Kiểm tra độ lún bằng tấm và cọc đo lún;
b) Kiểm tra một nền đắp trên đất đồng nhất;
c) Kiểm tra nền đắp trên nền thiên nhiên nhiều lớp;
d) Kiểm tra các chuyển vị ngang ở gần móng sâu

Một số kĩ thuật xây dựng cần các thiết bị đo đặc biệt. Trong trường hợp các đường thấm thẳng đứng (để tăng nhanh tốc độ lún cố kết của đất), các thiết bị đo điển hình được nêu ở hình 7.2.



Hình 7.2: Các sơ đồ bố trí thiết bị đo cho các nền đắp trên đường thấm thẳng đứng
a) nền đắp trên đất đồng nhất; b) Nền đắp trên đất nhiều lớp

Đặc điểm của các kỹ thuật đo khác nhau được viết trong mục 7.4 của chương này.

Tần suất đo phụ thuộc vào kiểu đo và mục tiêu bố trí thiết bị đo. Tùy theo độ nhạy của các phản ứng đo, trước tiên có thể chọn một hệ thống đo tự động hoặc hệ thống đo gián đoạn được thực hiện theo một chương trình đo xác định trước. Tuy nhiên các chương trình đo phải tôn trọng một số nguyên tắc sau đây:

- Tất cả các thiết bị đo phải được đặt trước khi bắt đầu thi công (có thể cần một mặt bằng làm việc).
- Nền đường phải đắp thành lớp gián cách nhau từ vài giờ đến vài ngày. Phải tiến hành đo ngay trước và ngay sau mỗi đợt đắp nền đường theo chiều thẳng đứng của thiết bị đo, ghi cẩn thận các đợt đắp liên tiếp.
- Nói chung, nên tiến hành tất cả việc đo cùng một lúc (thực tế là cùng một ngày) để có một loạt các hình ảnh gắn với các trạng thái liên tiếp của đất và của nền đắp.

7.2.3. Giải thích và sử dụng các kết quả đo

Việc giải thích các kết quả đo lún, biến dạng ngang và áp lực nước lỗ rỗng phải do một chuyên gia địa kỹ thuật đảm nhận. Tùy theo các vấn đề đặt ra khi lập dự án ta có thể sử dụng các biên độ lún hoặc các đường cong phát triển độ lún theo thời gian hoặc các tương quan giữa các chuyển vị thẳng đứng và nằm ngang, hoặc các tỉ số gia tăng áp lực nước lỗ rỗng với việc tăng tải trọng tác dụng.

Các kết quả đo được trình bày theo các kiểu khác nhau:

- Các đường cong ngày tháng chất tải và các kết quả đo (hình 7.3).
- Các đường cong đẳng trị về sự phân bố các trị số đo được của cùng một thông số (áp lực nước lỗ rỗng, độ lún) trong không gian ở một thời điểm (ngày hoặc giờ) đã xác định.
- Các đường cong biểu thị sự thay đổi của một thông số phụ thuộc vào một thông số khác, ví dụ sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng theo tải trọng tác dụng trên mặt đất (hình 7.3d) hoặc sự tăng chuyển vị ngang lớn nhất theo độ lún của nền đắp.

Các đường cong này phải được cập nhật sau mỗi lần đo mới, được kỹ sư địa kỹ thuật phân tích và chuyển lên chủ công trình cùng với các nhận xét cần thiết. Chúng được dùng để kiểm tra sự tiến triển của dự án so với các dự báo và xử lý các điểm dừng dự kiến trong kế hoạch chất lượng công trình.

Sử dụng phương pháp phân tích độ tin cậy đối với các kết quả đo:

- Phân tích tỉ số độ tăng áp lực nước lỗ rỗng với độ tăng của tải trọng tương ứng cho phép kiểm tra được độ ổn định của nền đắp trong thi công.
- Trong trường hợp các lớp đất yếu đồng nhất và chiều dày mỏng và trong trường hợp làm các đường thấm thẳng đứng để tăng nhanh độ cố kết, việc phân tích các đường cong lún theo thời gian (dưới tải trọng không đổi) cho phép xác định độ lún cuối cùng của cốt kết sơ cấp và độ cố kết trung bình của các lớp đất yếu.

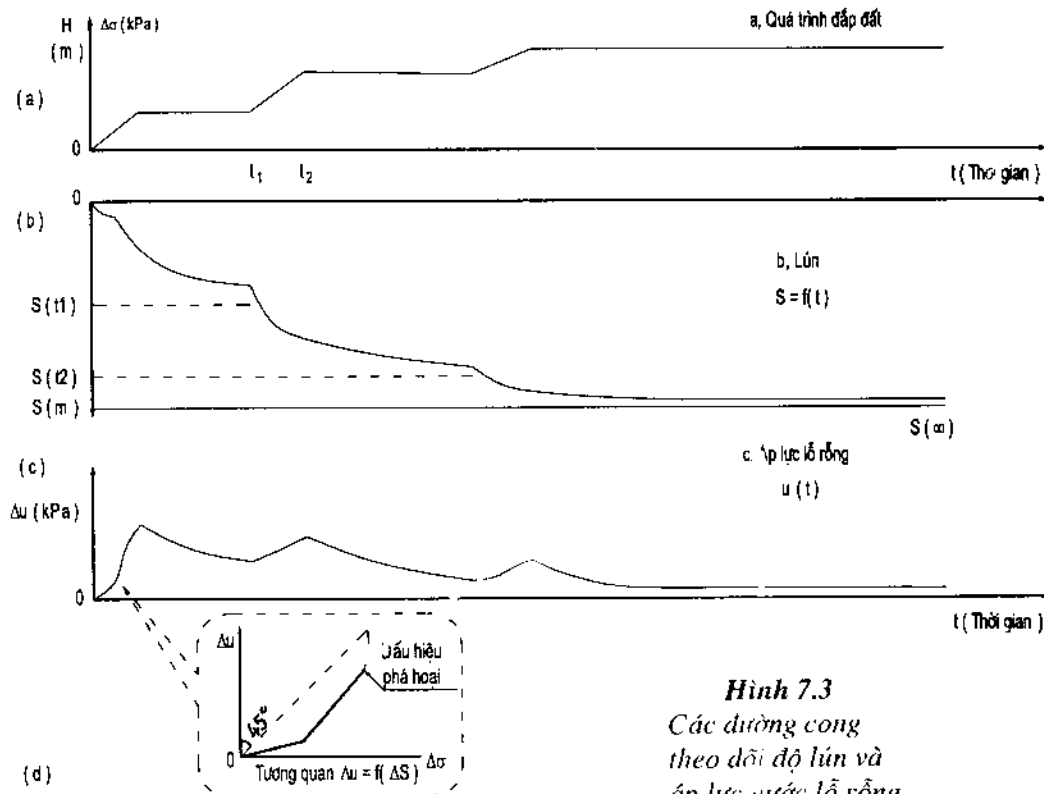
- Trong các trường hợp phức tạp hơn thì phải nghiên cứu và bố trí thiết bị đo cẩn thận, sử dụng các chương trình tính toán số (cố kết một chiều và các tính toán hai và ba chiều bằng phần tử hữu hạn) để tính lại các giá trị của các thông số tính toán đã chọn khi nghiên cứu địa kỹ thuật các điểm quan sát.

Với mỗi phương pháp xây dựng, kế hoạch bố trí thiết bị đo phải thích ứng với các điểm còn nghi ngờ của phương pháp chọn và các quy trình phân tích có thể khác nhau và đo kỹ thuật viên địa kỹ thuật đảm nhiệm.

7.3. KIỂM TRA TRẠNG THÁI CỦA CÔNG TRÌNH ĐÃ LÀM XONG

7.3.1. Mục tiêu của việc đo đạc tiến hành sau khi thi công

Từ khi kết thúc xây dựng (đắp lớp đất cuối cùng trên đất yếu), sự rủi ro do mất ổn định của nền đắp trở thành thứ yếu và việc đo đạc chỉ hạn chế vào việc kiểm tra sự tiến triển của độ lún, của chuyển vị ngang và áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian. Trạng thái của đất yếu và của nền đắp khi đưa vào sử dụng có thể hữu ích với người phụ trách khai thác và bảo dưỡng công trình.



Hình 7.3

Các đường cong theo dõi độ lún và áp lực nước lỗ rỗng dưới nền đắp trên đất yếu: ngày tháng (lịch sử) đắp đất, độ lún theo thời gian, sự tiến triển của áp lực nước lỗ rỗng.

7.3.2. Các sơ đồ bố trí thiết bị đo điển hình và các chương trình đo

Các kỹ thuật đo trạng thái của công trình đã làm xong cũng là các kỹ thuật đo trong giai đoạn xây dựng và thường sử dụng cùng các thiết bị đo khi thi công (nếu các thiết bị này không bị hư hỏng trong quá trình thi công).

Chỗ khác nhau chủ yếu so với thời kỳ thi công là tần suất đo: thường là hàng tuần, rồi hàng tháng, do tốc độ chuyển động của đất dưới công trình đã hoàn thành thường rất chậm.

Ngược lại đối với việc đo này thì các mốc đối chứng và việc khắc phục sai sót khi đo có một vai trò rất quan trọng đối với chất lượng đo và do đó đối với độ tin cậy của việc nhận xét chúng.

7.3.3. Nhận xét và sử dụng các kết quả đo

Nhận xét việc đo đặc tiến hành trên công trình đã làm xong thường chỉ giới hạn trong việc kiểm tra xem các độ lún hoặc chuyển vị ngang sau khi đưa công trình vào sử dụng có nhỏ hơn các trị số lớn nhất quy định khi thiết kế hay không. Việc kiểm tra này có thể do đơn vị khai thác hoặc do kỹ thuật viên địa kỹ thuật của công trình tiến hành.

Trường hợp rất khó khăn thì phải cung cấp toàn bộ các số liệu cho một kỹ sư địa kỹ thuật có kinh nghiệm đánh giá sự nghiêm trọng của vấn đề và ước lượng sự phát triển có thể của đất và công trình sau này.

7.4. CÁC THIẾT BỊ

Chất lượng đo phụ thuộc nhiều vào chất lượng của các thiết bị đo và chất lượng của việc lắp đặt các thiết bị đó. Việc lắp đặt các thiết bị đo yêu cầu phải có kinh nghiệm và phải thực hiện phù hợp quy trình.

7.4.1. Đo độ lún

Các độ lún được đánh giá so với một điểm cố định nằm ngoài khu vực đất yếu, hoặc trên một mốc cố định hiện hữu (ví dụ công trình trên cọc) hoặc cọc mốc để đo lún (cọc nhỏ neo trong đá gốc) - Có thể sử dụng các kỹ thuật đo khác nhau:

- Đo đặc các chuyển vị của các thước đo đặt ở bề mặt nền đắp hoặc trên mặt đất thiên nhiên hoặc các cần đo cố định với các bàn đo lún đặt ở dưới nền đắp,
- Các thiết bị đo lún thủy lực, hơi ép hoặc điện đặt trên mặt đất thiên nhiên, trong nền đắp hoặc trong đất yếu.
- Thiết bị đo lún nhiều điểm đo bằng từ hoặc điện, đo độ lún của các mốc bố trí trên một trục thẳng đứng;
- Thiết bị đo lún liên tục cho phép theo dõi độ lún của mặt đất thiên nhiên.

Các ưu điểm và tồn tại của các thiết bị đo khác nhau được tóm tắt trong bảng 7.1.

Thực tế, độ chính xác của việc đo vào khoảng $\pm 1\text{ cm}$.

Bảng 7.1. Các thiết bị đo lún

Loại thiết bị đo lún	Ưu điểm	Nhược điểm
Thước đo lún (tấm và cần đo)	Đơn giản, giá rẻ, đọc trực tiếp	Cần phải bảo vệ trong khi đắp đất, phải kết hợp với cao đạc
Thiết bị đo lún thủy lực ở bề mặt (sử dụng một lần)	Đơn giản, rẻ, bền (> 10 năm), đọc trực tiếp	Phải đặt cẩn thận, có thể rò rỉ, độ chính xác kém khi sử dụng lâu dài
Thiết bị đo lún điện ở bề mặt	Đọc nhanh, dễ tự động hoá	Đo gián tiếp, nhạy cảm với nhiệt độ, độ tin cậy thấp
Các mốc cao đạc	Có khả năng theo dõi X, Y, Z. Thiết bị rất bền	Không thể theo dõi các giai đoạn đắp đất
Thước đo (các mốc ở sâu)	Đọc trực tiếp	Phải kết hợp với đo cao - Bố trí phức tạp (phải neo vào đất) khó bảo vệ khi thi công
Thiết bị đo lún sử dụng một lần chôn trong đất	Như thiết bị đo lún bề mặt	Như thiết bị đo lún bề mặt
Thiết bị đo lún nhiều điểm	Đọc trực tiếp	Khó đặt - khó bảo vệ khi thi công

7.4.2. Đo chuyển vị ngang

Các chuyển vị ngang của đất có thể đo bằng thiết bị đo độ dãn (extensometre) hoặc các cọc mốc địa hình và bằng thiết bị đo độ nghiêng (bảng 7.2). Thường đo bằng thiết bị đo độ nghiêng trong các ống cắm vào trong đất yếu và ăn sâu vào lớp đất cứng nhiều mét. Việc chọn loại vữa chèn là rất quan trọng và phải cẩn thận khi bố trí. Nếu bảo đảm tất cả các điều kiện trên thì sai số của việc đo chuyển vị ngang không quá $1\text{ cm}/10\text{ m}$.

Bảng 7.2. Thiết bị đo chuyển vị ngang

Loại thiết bị đo	Ưu điểm	Nhược điểm
Chuyển vị ở bề mặt thiết bị đo độ dãn	Chính xác. Bố trí đơn giản	
Chuyển vị ở bề mặt cọc hoặc mốc địa hình	Có thể theo dõi X, Y, Z. Thiết bị rất bền	Không theo dõi được các giai đoạn đắp đất
Đo sâu: thiết bị đo độ nghiêng	Chính xác nếu neo chân thiết bị chính xác	Phải đặt cẩn thận, việc chèn vữa rất quan trọng

7.4.3. Đo áp lực nước lỗ rỗng

Đặt các áp kế kín trong đất yếu (ngược với các ống áp kế hở, trong các ống này có thể đánh dấu mực nước từ đỉnh ống, nhưng như vậy thì thời gian cho kết quả rất lâu. Các áp kế kín là các đầu đo thể tích nhỏ được đặt trong các lỗ khoan, phải tránh tất cả các dòng chảy dọc theo lỗ khoan. Các đầu đo này với những công nghệ khác nhau có độ chính xác khoảng 1 kPa. Bảng 7.3 nêu các ưu điểm và tồn tại của các loại đầu đo chính hiện hữu.

Bảng 7.3. Các thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng

Kiểu áp kế	Ưu tiên	Nhược điểm
Áp kế thủy lực	Đơn giản - rẻ, đọc trực tiếp	Đọc chậm, nhạy cảm với nhiệt độ
Áp kế hơi	Đọc trực tiếp, không bị lệch	Có thể bị rò rỉ - có nguy cơ rỉ đầu đo
Áp kế điện	Đọc nhanh, dễ tự động hoá	Đo gián tiếp, phải cho về không, nhạy cảm với nhiệt

Để phân tích sự tiến triển của độ cố kết của đất, ta nghiên cứu hiệu số giữa áp lực đo được và áp lực cân bằng khi chưa đắp nền đường. Để theo dõi sự tiến triển của áp lực tự nhiên của nước trong đất, cần đặt một áp kế ở ngoài khu vực ảnh hưởng của nền đắp, ngoài các áp kế đã đặt ở dưới nền đắp.

Phụ lục I

THÍ NGHIỆM NÉN KHÔNG NỞ HÔNG CHẤT TẢI TỪNG CẤP

(Phương pháp thí nghiệm của LPC, 1985)

I. THỰC HÀNH THÍ NGHIỆM

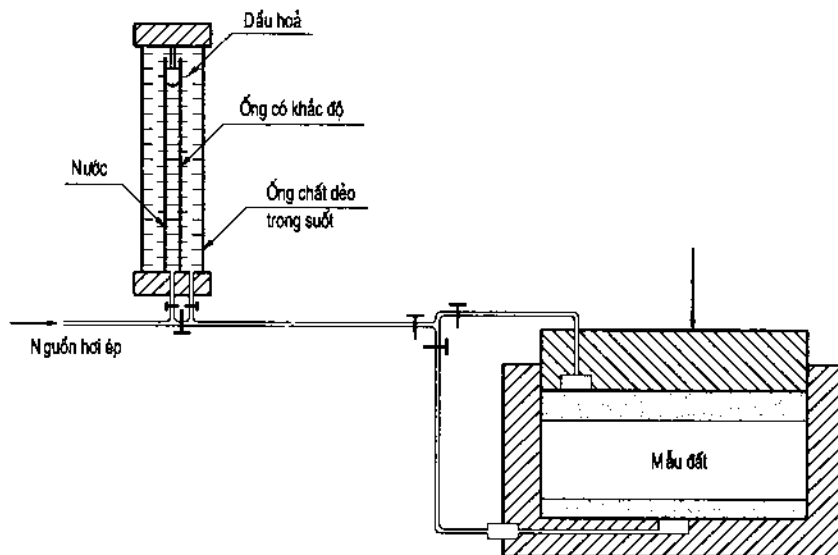
I.1. Thiết bị và các thao tác khác nhau

I.1.1. Thiết bị

Thí nghiệm nén lún theo từng cấp từ lâu được tiến hành bằng các thiết bị nén không nở hông các loại. Có thể chia thành hai loại chính tùy theo việc có cho hoặc không cho tác dụng một đối áp lực (contre-pressure) - Ở đây giới thiệu loại thiết bị có tác dụng một đối áp lực.

I.1.2. Làm bão hoà mẫu thí nghiệm

Để làm bão hoà mẫu thí nghiệm phải tác dụng một đối áp trong suốt cả thời gian thí nghiệm. Để xác định giá trị của đối áp lực cần thiết ở đây đặt một ống đo kiểu Bishop trên đường thoát nước nối với đối áp lực (hình 1), tăng dần đối áp và ghi lại thể tích nước thấm vào mẫu đất. Khi thể tích nước vào mẫu đất là không đáng kể khi tăng đối áp lực thì xem đất hoàn toàn bão hoà và giữa giá trị đối áp lực đó trong suốt quá trình thí nghiệm. Sau khi đã làm bão hoà mẫu phải đợi vài giờ mới bắt đầu làm thí nghiệm để cho hơi trong lỗ rỗng hoà tan hết trong nước.



Hình 1:

Bố trí kiểm tra độ bão hoà của mẫu

Chú ý: Với các mẫu đất yếu nằm dưới mực nước ngầm, độ bão hoà tự nhiên đã gần bằng 1 thì không cần làm bão hoà mẫu và cho phép sử dụng các thiết bị nén không nở hông không đối áp.

1.1.3. Cân sau khi thí nghiệm

Cuối thí nghiệm sẽ xác định trọng lượng đất khô W_d bằng cách cân mẫu đất sau khi sấy 24 giờ ở 105°C (đất hữu cơ sấy ở 65°C).

1.2. Tiến hành thí nghiệm

Thí nghiệm gồm có việc đặt lên mẫu đất một loạt tải trọng xác định dưới đây và đo độ lún của đất theo thời gian dưới từng tải trọng đó.

1.2.1. Quy luật chất tải

Quy luật chất tải được xác định bằng sự liên tục của các ứng suất có hiệu σ'_n tác dụng lên mẫu đất cuối mỗi cấp chất tải - Ứng suất có hiệu σ'_n cuối cấp chất tải thứ n là:

$$\sigma'_n = \sigma_n - u_{cp}$$

với σ_n - ứng suất tổng cộng tác dụng (áp lực truyền qua pittông);

u_{cp} - đối áp lực (giữ không đổi trong quá trình thí nghiệm);

Ứng suất có hiệu σ'_n được gọi là "tải trọng tác dụng ở cấp thứ n ".

Suất tăng tải được xác định bởi tương quan:

$$i = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_n}{\sigma'_n}$$

a) Chất tải lên mẫu thí nghiệm

Quy luật chất tải phụ thuộc vào giá trị của ứng suất có hiệu thẳng đứng ban đầu σ'_{vo} tồn tại trong mẫu đất trước khi lấy mẫu.

Tải trọng tác dụng đầu tiên lên mẫu phải nhỏ so với σ'_{vo} , thường lấy 5 kPa. Tải trọng tác dụng sẽ tăng đều dần $\frac{\sigma'_{vo}}{2}$, $\frac{3\sigma'_{vo}}{4}$, σ'_{vo} . Nếu mẫu quá cố kết thì tiếp tục tăng tải với suất tăng 0,5 cho tới σ'_p .

Áp lực σ'_p này thường chưa biết khi thí nghiệm, cần phải vẽ đường cong quan hệ giữa độ lún tương đối $\Delta H/H$ và ứng suất có hiệu tác dụng. Áp lực trước cố kết σ'_p nằm gần chỗ có độ cong lớn nhất của đường cong này.

Đến mức tải trọng này thì giảm tải cho đến tải trọng ban đầu σ'_1 , và dừng lại ở tải trọng trung gian σ' sao cho khoảng cách giữa σ' và σ'_p gần bằng khoảng cách giữa σ'_1 và σ' trên thang logarit. Sau đó tiếp tục thí nghiệm bằng cách chất tải dần với suất tăng tải là 1.

Bảng 1 dưới đây giới thiệu chương trình chất tải của một mẫu đất đã chịu một áp lực trong đất là $\sigma'_{vo} = 40\text{kPa}$. Áp lực trước cố kết chưa biết.

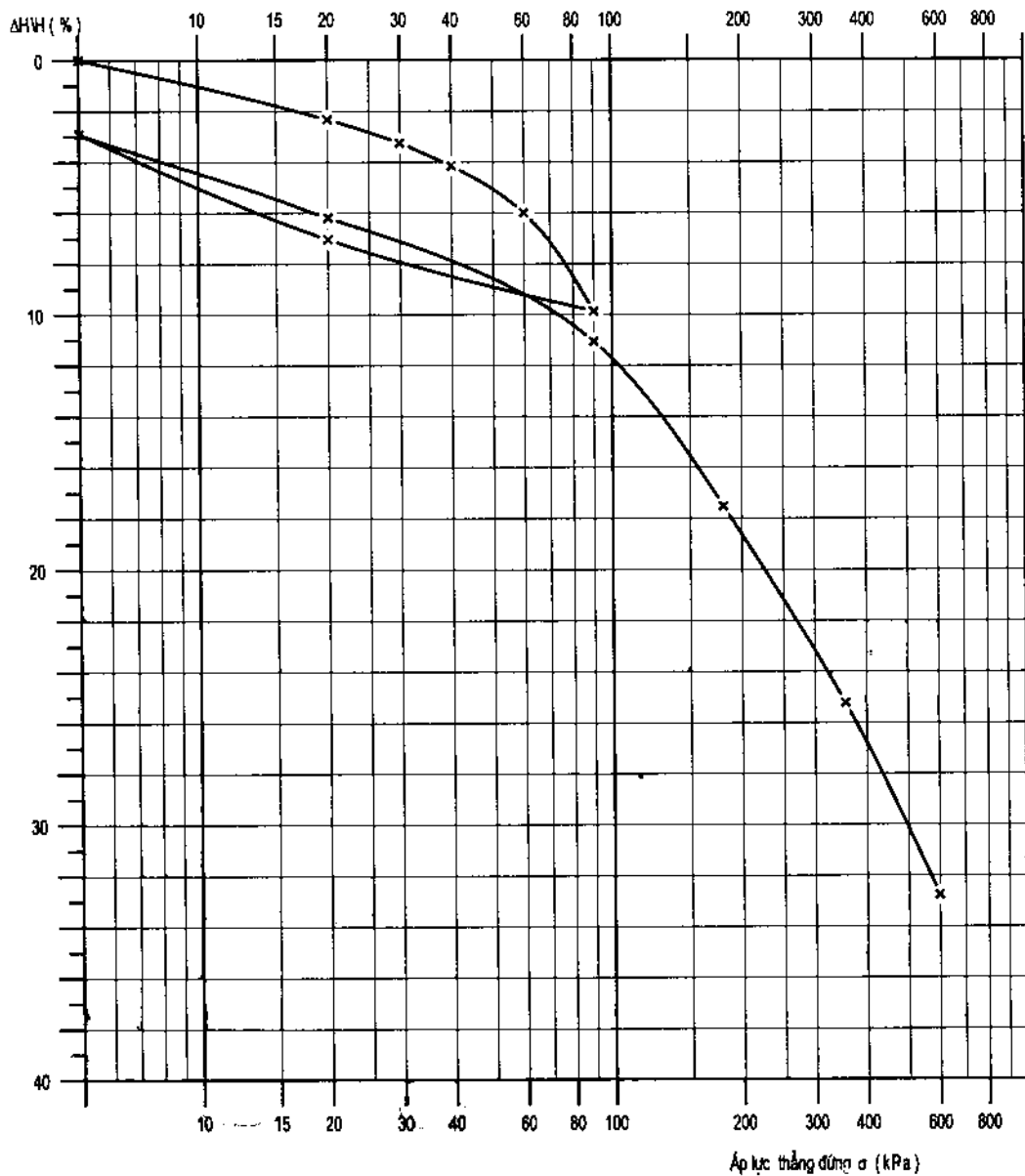
Trong trường hợp này đường cong nén lún tương đối theo logarit của ứng suất có hiệu được vẽ liên tục theo việc chất tải và cho phép vẽ đường giảm tải khi đạt đến áp lực 90kPa (hình 2).

Trường hợp đất rất quá cố kết (σ'_p rất cao so với σ'_{vo}) ta có thể hạn chế số lần chất tải bằng cách xác định cấp chất tải đầu tiên từ một áp lực σ'_1 gần với giá trị dự đoán của σ'_p . Chương trình chất tải khi này sẽ là (cho đến chu kỳ dỡ tải - đặt tải lại):

$$5\text{kPa}, \frac{1}{2}\sigma'_r, \frac{3}{4}\sigma'_r, \sigma'_r, \frac{3}{2}\sigma'_r$$

Trường hợp đất chịu các ứng suất có hiệu nhỏ tại hiện trường thì có thể khó thực hiện các cấp chất tải. Ta có thể chọn chương trình chất tải với 2 hoặc 3 cấp giữa σ'_{vo} và σ'_p .

Trong mọi trường hợp ta sẽ lấy nhịp độ chất tải tiêu chuẩn (chất tải gấp đôi) sau chu kì giảm tải và chất tải lại.



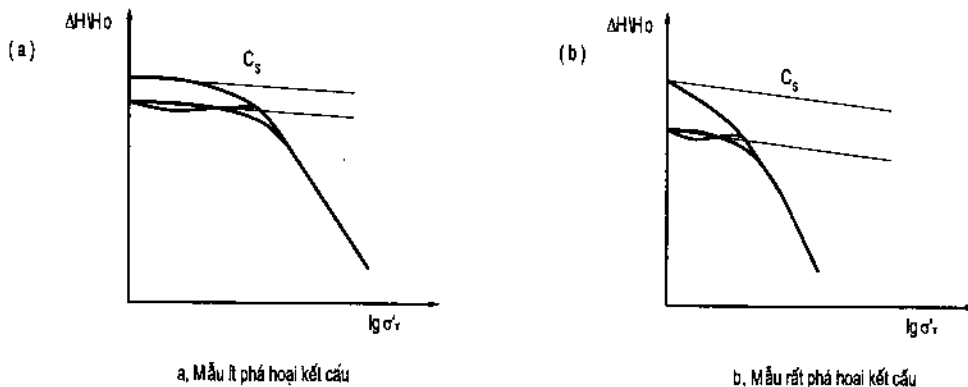
Hình 2: Đường cong độ lún tương đối $\frac{\Delta H}{H}$ phụ thuộc vào ứng suất có hiệu

Bảng 1

Thứ tự chất tải	Biểu thức của tải trọng	Giá trị kPa	Tỉ lệ tăng tải
1	Tùy theo thiết bị	5	
2	$\sigma'_{vo}/2$	20	
3	$\frac{3}{4}\sigma'_{vo}$	30	(0,5)
4	σ'_{vo}	40	(0,33)
5	$\sigma'_{vo} + \frac{\sigma'_{vo}}{2} = \frac{3}{2}\sigma'_{vo}$	60	(0,5)
6	$\frac{3}{2}\sigma'_{vo} + \frac{3}{4}\sigma'_{vo} = \frac{9}{4}\sigma'_{vo}$	90	(0,5)
7		20	dỡ tải
8		5	dỡ tải
9		20	chất tải lại
10	$\frac{9}{4}\sigma'_{vo}$	90	chất tải lại
11	$\frac{9}{2}\sigma'_{vo}$	180	1
12	$9\sigma'_{vo}$	360	1
13	$19\sigma'_{vo}$	720	1

Chú thích: Vòng dỡ tải - chất tải lại là do sự nở sinh ra khi giảm tải trên mẫu đất từ σ'_p xuống σ'_{vo} - vòng này phải nằm gần σ'_p .

Độ dốc trung bình của vòng này cũng là một tiêu chuẩn của sự phá hoại kết cấu. Thật vậy, nếu độ dốc này khác rất nhiều với độ dốc của đường cong nén lún thu được giữa σ'_{vo} và σ'_p , ta có thể kết luận là mẫu đã bị phá hoại kết cấu. Trong thực tế ta xem mẫu đất không bị phá hoại kết cấu khi đường thẳng với độ dốc C_s kẻ từ điểm đầu tiên của đường cong và song song với đường dỡ tải - chất tải lại, cắt đường cong nén lún (hình 3).



Hình 3: Tiêu chuẩn của sự phá hoại kết cấu
a) Mẫu ít phá hoại kết cấu; b) Mẫu rất phá hoại kết cấu

b) Tải trọng lớn nhất

Tải trọng lớn nhất tác dụng lên mẫu đất nén không nở hông sẽ được xác định từ 2 tiêu chuẩn:

- Cần phải thu được 3 điểm thẳng hàng trong phần phải của đường cong nén lún.
- Tải trọng cuối cùng phải lớn hơn tải trọng thực tế dự kiến tác dụng lên mặt đất thiên nhiên.

c) Trường hợp riêng của đất trương nở

Nếu mẫu đất có xu hướng trương nở khi gặp nước thì tác dụng ngay tức thời và tăng dần tải trọng cho đến khi xuất hiện lún, để ngăn cản sự nở - Áp lực tương ứng và các tiến hành thí nghiệm như đã viết ở trên.

1.2.2. Thời gian của các cấp chất tải

Mỗi tải trọng sẽ được tác dụng trong thời gian 24h. Thời gian này có thể giảm bớt với các cấp tải trọng của chu kỳ dỡ tải - chất tải lại với điều kiện biết chắc là các biến dạng đã ổn định trước khi thay đổi tải trọng.

Chú ý: Thời gian kéo dài của các cấp tải trọng là một giá trị rút ra được sau hơn 50 năm sử dụng kiểu thí nghiệm này. Ta có thể nghĩ là với một số đất ít thấm thời gian này là không đủ trong lúc đó với các loại đất khác thì lại quá dài. Tuy nhiên chúng tôi không muốn thay đổi quá trình thí nghiệm này và người ta đã có nhiều kinh nghiệm để làm các thí nghiệm khác (ví dụ thí nghiệm với tốc độ biến dạng không đổi hoặc thí nghiệm nhanh bằng sấy nóng) nếu muốn giảm thời gian thí nghiệm nén không nở hông.

1.2.3. Đo độ lún theo thời gian

Tiến hành đọc các thiên phân kế theo các thời gian sau:

0 - 15s - 30s - 1 phút - 2 phút - 4 phút - 8 phút - 15 phút - 30 phút - 60 phút - 2h - 4h - 8h - 24h.

Cần phải tôn trọng thời gian quy định trên và đặc biệt phải ghi rõ thời gian đọc thực tế.

Ghi lại các trị số độ lún từ centimet đến milimet.

Việc đo này không cần thiết trong quá trình dỡ tải, chất tải lại.

II. TÍNH TOÁN VÀ KẾT QUẢ

II.1. Các tính toán đơn giản

Các tính toán đơn giản một mặt nhằm xác định hệ số rỗng của đất trước khi thí nghiệm và sự thay đổi của nó trong quá trình cố kết, mặt khác xác định các thông số vật lý chính đặc trưng cho mẫu đất.

II.1.1. Tính hệ số rỗng

Có thể sử dụng hai phương pháp để tính hệ số rỗng của mẫu đất:

$$e = \frac{H - h_p}{h_p}$$

H - chiều cao mẫu đất lúc xét;

h_p - chiều cao cốt đất tương đương.

Phương pháp số 1: h_p được cho bởi tương quan:

$$h_p = \frac{W_d}{\gamma_s S}$$

W_d - trọng lượng của đất khô xác định bằng cách cân mẫu đất sau khi qua tủ sấy.

S - tiết diện ngang của mẫu;

γ_s - trọng lượng thể tích các hạt. Nói chung có thể lấy $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ nhưng việc đo γ_s là không thể bỏ qua với đất hữu cơ.

Phương pháp số 2: h_p được cho bởi tương quan:

$$h_p = H_o - \frac{W - W_d}{S \gamma_w}$$

H_o - chiều cao ban đầu của mẫu;

W - trọng lượng ẩm ban đầu của mẫu.

W_d - trọng lượng đất khô thu được bằng cách cân mẫu đất sau khi sấy;

S - tiết diện ngang của mẫu.

h_p cũng có thể được tính toán từ các đặc trưng cuối cùng.

Phương pháp số 2 này chỉ thích hợp nếu mẫu đất bão hoà.

Hệ số rỗng ban đầu e_1 thu được bằng cách cho $H = H_o$ trong biểu thức tính e .

Nhận xét:

Phương pháp thứ hai có ưu điểm là không cần biết γ_s . Ngược lại trọng lượng ẩm ban đầu (hoặc cuối) chỉ có thể xác định chính xác với thiết bị nén không nở hông có lắp thêm vòng. Trường hợp với các thiết bị khác như cối Terzaghi, việc cân toàn bộ ống và pittông nói chung không xác định được lượng hàm nước đủ chính xác.

e_1 : độ rỗng ban đầu của đất trong phòng thí nghiệm trước khi thí nghiệm. Nó khác với độ rỗng ban đầu e_o của đất tại hiện trường (phá hoại kết cấu, bị nở ra do không chịu nén bởi các lớp đất phía trên nữa).

Không thể biết giá trị thực của hệ số rỗng e_o tại hiện trường. Trong mục II. 2.3 giới thiệu một phương pháp xác định e_o với giả thiết mẫu đất ít bị phá hoại kết cấu.

II.1.2. Xác định các thông số vật lý

Mẫu dùng trong thí nghiệm nén không nở hông sẽ được đặc trưng bằng các thông số sau đây:

- Lượng hàm nước ban đầu của mẫu $\omega = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100$

- Trọng lượng thể tích ban đầu của đất khô $\gamma_d = \frac{W_d}{SH_o}$

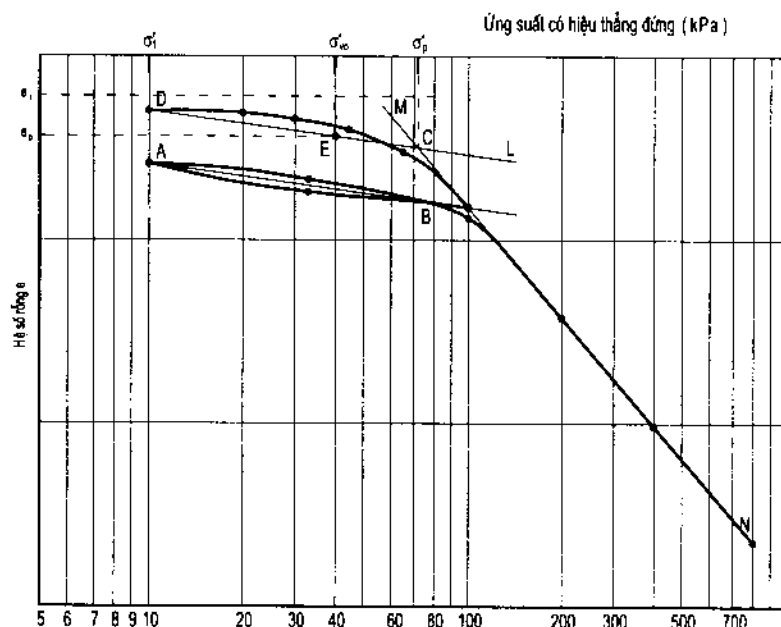
- Trọng lượng thể tích ban đầu: $\gamma = \frac{W}{SH_o}$

II.2. Các đặc trưng nén lún

II.2.1. Đường cong nén lún (hình 4)

Ta biểu thị trong một đồ thị $e - \lg \sigma'$ các điểm (e_n, σ'_n) , e_n là độ rỗng đạt được cuối cấp chất tải với tải trọng σ'_n .

Kẻ đường thẳng MN nối liền phần thứ hai của đường cong nén lún thực nghiệm.



Nếu $\sigma'_p = \sigma'_{vo}$ đất cố kết bình thường.

Nếu $\sigma'_p < \sigma'_{vo}$ thì đó là trường hợp không bình thường, nói chung giá trị của σ'_{vo} là thiếu tin cậy (thường do sai sót trong việc đo áp lực lỗ rỗng) hoặc do đất đá bị phá hoại kết cấu khi lấy mẫu và thí nghiệm cho các kết quả thiếu chính xác.

Chú ý 2:

Có thể xác định áp lực trước cố kết bằng các phương pháp của Burmister, của Schmertmann, của Casagrande.

Các phương pháp này đã viết trong các giáo trình chung về cơ học đất. Nói chung chúng đều cần có kinh nghiệm trong việc nén lại mẫu đất sau lần dỡ tải đầu tiên. Tất cả các phương pháp này đều có nhược điểm là phụ thuộc nhiều vào người thao tác (nhất là với phương pháp Casagrande là phương pháp thường sử dụng).

Phương pháp đề nghị ở đây cho cùng một kết quả không phụ thuộc vào người làm thí nghiệm và được chuẩn bị chương trình trên máy tính (chu kỳ dỡ tải - chất tải lại được thay bằng các cung). Tuy nhiên nó có nhược điểm là phụ thuộc vào việc chọn tải trọng đầu tiên.

Chu kỳ dỡ tải - chất tải lại được thực hiện trong phòng thí nghiệm nhằm tương tự hóa chu kỳ đã xảy ra trong đất trước đây :

- σ'_p đến σ'_{vo} : nếu đất quá cố kết;
- σ'_{vo} đến 0 : quá trình lấy mẫu;
- 0 đến σ'_p : quá trình chất tải trong phòng thí nghiệm.

Việc chọn σ'_i là tùy ý và ít ảnh hưởng đến kết quả. Nó chỉ nhằm thuận tiện cho việc vẽ biểu đồ trên thang nửa logarit.

Kết quả cũng phụ thuộc vào giá trị của tải trọng mà từ đó ta thực hiện chu kỳ dỡ tải - chất tải. Chính vì vậy mà nên thực hiện chu kỳ này từ một tải trọng gần với áp lực trước cố kết σ'_p dự đoán như đã viết ở mục I.2.1.

Cuối cùng cần nhấn mạnh là tất cả các phương pháp xác định σ'_p đều không hoàn thiện, đặc biệt là áp lực trước cố kết có thể bị ảnh hưởng bởi thời gian thí nghiệm và việc chọn suất tăng tải trọng.

II.2.4. Hệ số rỗng tại hiện trường

Với đất cố kết bình thường và quá cố kết, điểm E của đường thẳng DL với hoành độ là σ'_c sẽ cho giá trị e_o trên trục tung là giá trị gần với hệ số rỗng tại hiện trường.

II.2.5. Đường cong nén lún đã sửa chữa

Hai cung thẳng EC và CN hợp thành đường cong nén lún đã sửa lại của mẫu đất làm thí nghiệm.

Chú ý: Với đất quá cố kết, các điểm E và C là khác nhau.

Với đất cố kết bình thường các điểm E và C trùng lên nhau.

II.2.6. Môđun nén không nở hông

Môđun nén không nở hông E_{oed} có định nghĩa $E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta H/H_o}$. Môđun này thay đổi theo ứng suất có hiệu σ' và cần phải chính xác cho từng giá trị thay đổi ứng suất tương ứng. Ví dụ:

$$E_{oed}(\sigma'_1, \sigma'_2) = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{(H_1 - H_2)/H_0}$$

trong đó H_1 và H_2 là chiều cao của mẫu đất chịu các ứng suất thẳng đứng σ'_1 và σ'_2 tương ứng và H_0 là chiều cao ban đầu của mẫu.

Từ một thí nghiệm nén lún theo từng cấp tải trọng ta có thể xác định:

- Một môđun nén không nở hông cho mỗi cấp đặt tải

$$E_{oed}(\sigma'_n, \sigma'_{n+1}) = \frac{\sigma'_{n+1} - \sigma'_n}{(H_n - H_{n+1})/H_0} = \frac{(\sigma'_{n+1} - \sigma'_n)(1 + e_n)}{e_n - e_{n+1}}$$

- Các môđun cắt tuyến giữa hai điểm của đường cong nén lún

$$E_{oed}(\sigma'_1, \sigma'_2) = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_1}{(H_1 - H_2)/H_0} = \frac{(\sigma'_2 - \sigma'_1)(1 + e_0)}{e_1 - e_2}$$

- Một môđun tiếp cho mỗi điểm của đường cong nén lún

$$E_{oed}(\sigma') = \frac{2,3 \sigma'(1 + e_0)}{C_c \text{ hoặc } C_s}$$

II.3. Các đường cong "độ lún - thời gian"

Việc khai thác các đường cong cố kết (độ lún - thời gian) chỉ làm với $\sigma' > \sigma'_{vo}$.

II.3.1. Xây dựng đồ thị (phương pháp Taylor)

Với một tải trọng đã cho ta kẻ đường cong độ lún S ($= \Delta H$) theo căn bậc hai của thời gian (hình 5). Sẽ không xét tới số đọc ban đầu S_0 trong việc xây dựng biểu đồ sau này.

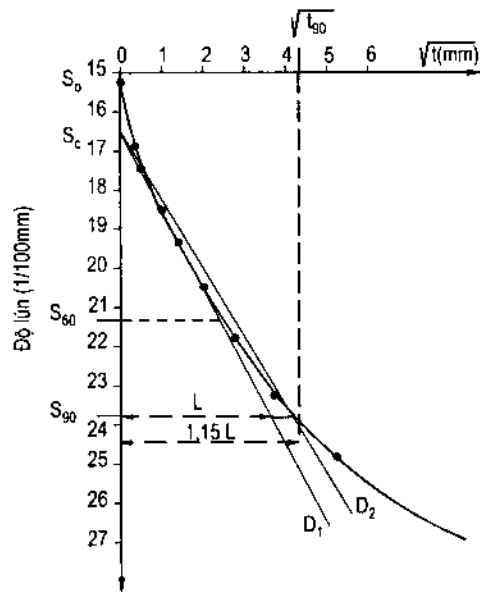
Ta kẻ đường thẳng D_1 tương ứng với phần đoạn thẳng bắt đầu của đường cong lún. Đường thẳng này cắt trục tung độ ở điểm S_c là điểm O sửa chữa.

Từ điểm S_c này ta kẻ một đường thẳng D_2 với độ dốc thoải hơn 1,15 lần độ dốc của đường D_1 . Giao điểm của đường D_2 với đường cong cho ta điểm tương ứng với 90% độ cố kết sơ cấp (điểm có tọa độ S_{90}).

Nghiệm lại điểm cuối của phần đường thẳng của đường cong lún là gần với độ cố kết 60% (điểm có tung độ S_{60}):

$$\frac{S_{60} - S_c}{S_{90} - S_c} \approx \frac{6}{9}$$

Nếu không nghiệm đúng điều trên, ta phải làm lại một hoặc nhiều lần cho tới khi thỏa mãn tiêu chuẩn này.



Hình 5: Đường cong lún theo thời gian ($\sqrt{t}$). Nguyên lý khai thác trên đồ thị

Thời gian tương ứng với độ cố kết 90% được kí hiệu là t_{90} .

Chú ý:

Một phương pháp thường sử dụng để xác định C_v là dựa trên việc biểu thị độ lún theo logarit thời gian (phương pháp của Casagrande đã viết trong các giáo trình cơ học đất).

Trong một số trường hợp phương pháp Casagrande không thích hợp:

- Trường hợp đất có độ nén lún thứ cấp lớn.
- Độ tăng tải trọng nhỏ.
- Giá trị của C_v lớn ($C_v > 10^{-7}$ đến $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Việc áp dụng phương pháp Taylor trên đây là thích hợp trong trường hợp đất có độ nén lún thứ cấp lớn, ngược lại phương pháp này cần các số đo chính xác lúc bắt đầu thí nghiệm.

Phương pháp Taylor chỉ được áp dụng đúng nếu đoạn thẳng đầu trùng với độ cố kết 60%.

Về nguyên tắc việc sử dụng phương pháp Taylor hoặc Casagrande chỉ phù hợp với một giá trị đại diện cho các hệ số cố kết C_v được xác định với các tải trọng $\sigma' > \sigma'_p$.

Với các tải trọng $\sigma'_{v0} < \sigma' < \sigma'_p$, hệ số cố kết sẽ được tính từ việc ngoại suy quy luật kinh nghiệm $e = f(\lg k)$ viết ở mục II.4.

II.3.2. Tính hệ số cố kết

Hệ số cố kết C_v là một nhân tố xuất hiện trong lý thuyết cố kết cho phép liên hệ thời gian lún với chiều dày của lớp đất đang xét.

Nó được xác định bằng công thức: $C_v = \frac{T_v d^2}{t}$

T_v - nhân tố thời gian, là hàm của độ cố kết U ;

t - thời gian cần thiết để đạt một độ cố kết U ;

d - khoảng cách thấm nước (chiều dày hoặc nửa chiều dày của mẫu đất tùy theo việc thấm nước là một chiều hoặc hai chiều).

Với $U = 90\%$ $T_v = 0,848$

Từ đó $C_v = \frac{0,848 d^2}{t_{90}}$

II.3.3. Tính hệ số thấm

Với độ tăng tải từ σ'_n đến σ'_{n+1} , hệ số thấm K_{vn} được cho bởi công thức:

$$K_{vn} = C_{vn} \cdot m_{vn} \cdot \gamma_w$$

trong đó: C_{vn} là hệ số cố kết xác định với độ tăng tải từ σ'_n đến σ'_{n+1} ;

$$m_{vn} = \frac{1}{1 + e_{mn}} \frac{e_n - e_{n+1}}{\sigma'_n - \sigma'_{n+1}} \quad (\text{hệ số nén lún})$$

e_n là hệ số rỗng lấy trên đường cong nén lún với $\sigma' = \sigma'_n$.

$e_{mn} = \frac{e_n + e_{n+1}}{2}$ là độ rỗng trung bình.

II.4. Xác định hệ số thấm và hệ số cố kết đã sửa chữa

Vẽ trên biểu đồ nửa logarit hệ số rỗng e_m thay đổi theo logarit của hệ số thấm k_{vn} (xem ví dụ ở hình 7). Chuyển các điểm đại diện thành một đường thẳng bằng cách loại bớt các điểm (σ'_{v0} , σ'_p) thường hay phân tán. Như vậy ta sẽ được các hệ số e_K và c_K của phương trình:

$$e = e_K + c_K \lg K_v$$

Kéo dài đường thẳng cho tới $e = e_0$

Ta cũng thu được một biểu đồ thay đổi hệ số thấm theo hệ số rỗng. Đã biết được sự thay đổi của e theo tải trọng σ' (đường cong nén lún), từ đó ta có thể rút ra được quy luật thực nghiệm về sự thay đổi hệ số thấm k_v theo tải trọng.

Quy luật này cho phép tính các giá trị của hệ số cố kết C_{vn} đã sửa chữa nhờ các quan hệ:

$$C_v = \frac{K_v(1+e)}{0,434C_s\gamma_w} \sigma' \quad \text{với } \sigma'_{v0} < \sigma' < \sigma'_p$$

$$C_v = \frac{K_v(1+e)}{0,434C_v\gamma_w} \sigma' \quad \text{với } \sigma'_p < \sigma'$$

Trong các tương quan này:

- e là hệ số rỗng tương ứng với tải trọng σ' lấy ở trên đường cong nguyên thủy;
- K_v là hệ số thấm, lấy trên đường thẳng xác định trên đây;
- C_c và C_s là các hệ số nén và hệ số nở.

II.5. Trình bày các kết quả

Với mỗi thí nghiệm nén lún theo từng cấp tải trọng cần phải lập một hồ sơ, gồm:

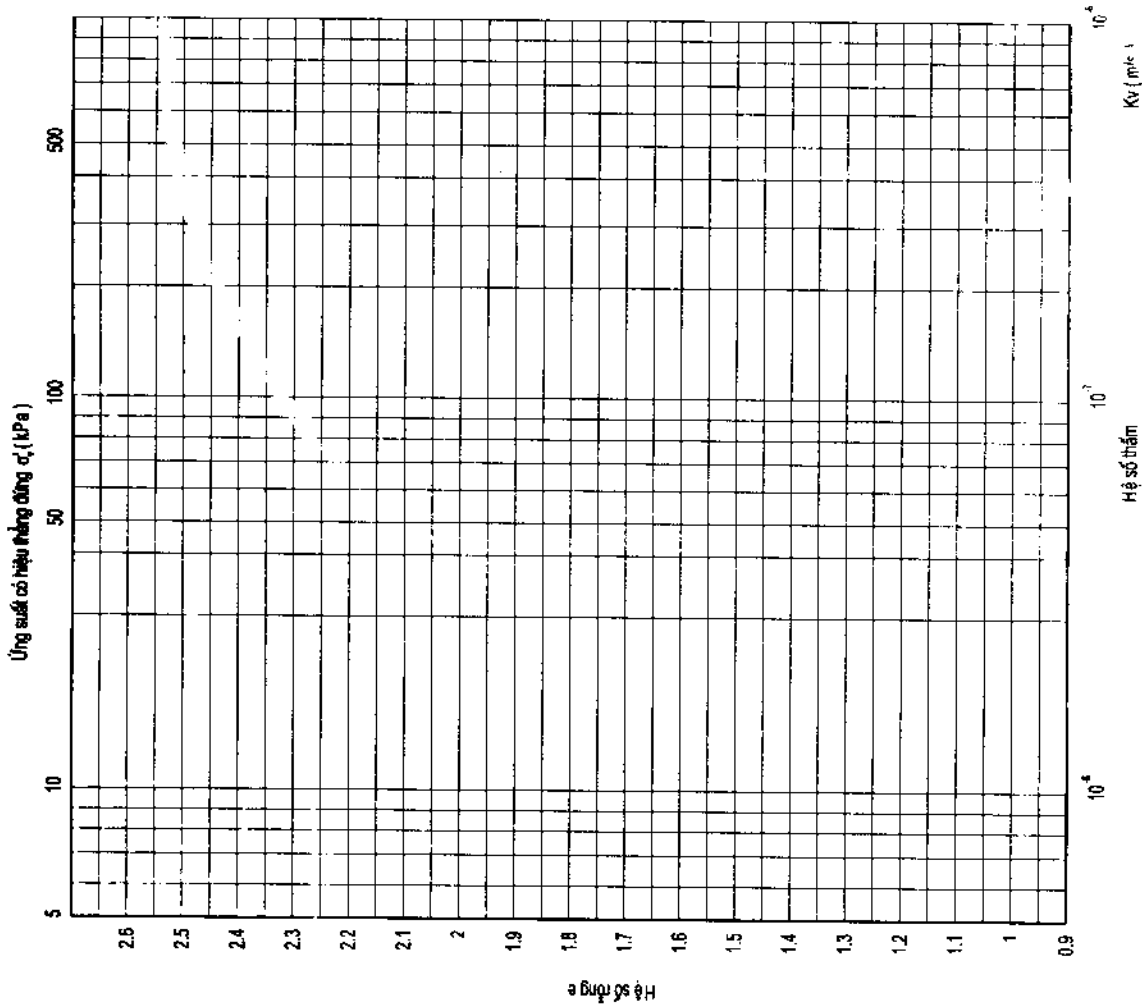
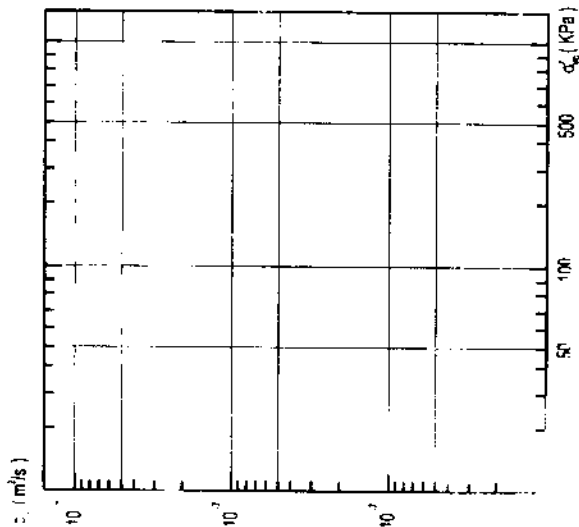
- Các bước thí nghiệm (kết quả cân và chú thích chi tiết về việc chuẩn bị thí nghiệm chương trình đặt tải, bảng đọc độ lún theo thời gian cho từng cấp chất tải).
 - Đường cong độ lún tương đối theo tải trọng vẽ từng điểm một trong khi thí nghiệm.
 - Đường cong lún theo thời gian cho từng cấp tải trọng, theo cách vẽ của Taylor cho mỗi đường cong và kết quả tính C_v .
 - Biểu đồ " e - $\lg K$ " thu được khi thí nghiệm.
 - Biểu đồ về sự thay đổi của C_v theo ứng suất có hiệu σ' ;
 - Đường cong nén lún và qua đó biết được σ' , C_c và C_s ;
- Cần tổng hợp các kết quả vào một tờ tổng hợp như ở hình 6.

II.6. Ví dụ

Các đặc trưng của mẫu thí nghiệm được ghi lại ở phần trên của hình 7. Bảng 2 ghi lại các tính toán bước đầu và các kết quả chưa xử lý của thí nghiệm. Từ các kết quả này, ta có thể vẽ đường cong nén lún $e = f(\lg \sigma')$ và xác định các giá trị của σ'_p , C_s và C_c (hình 7).

Thí nghiệm nén lún đất lõi theo từng cấp

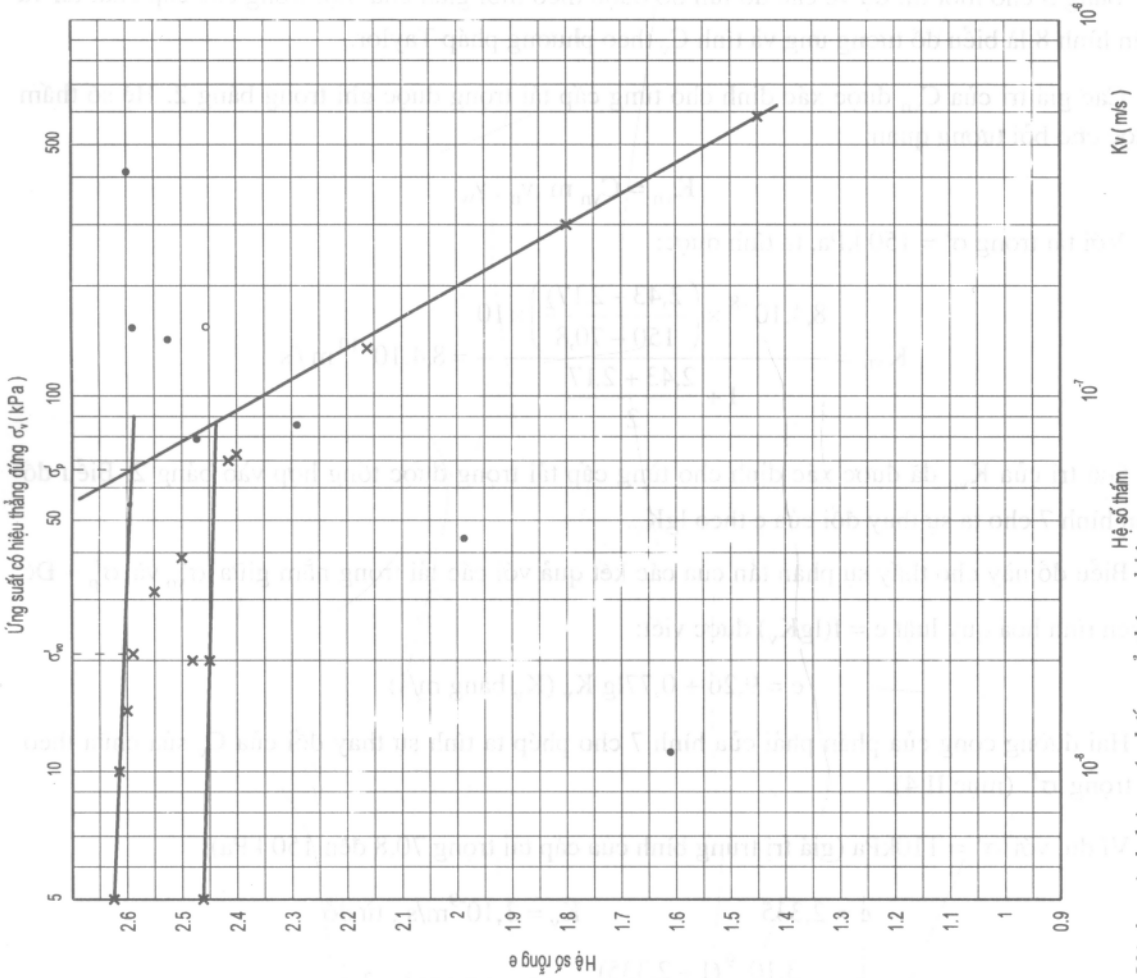
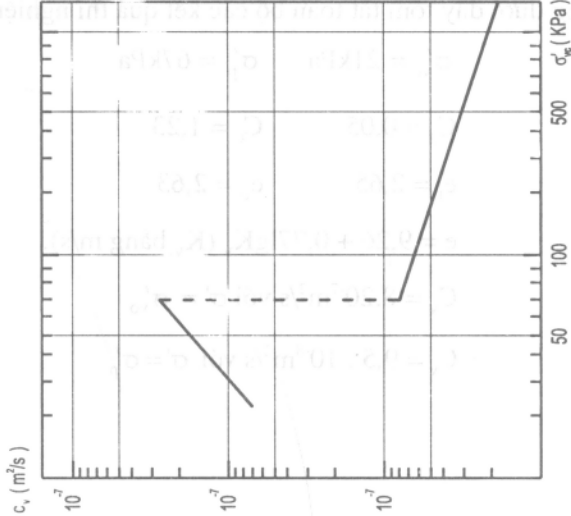
LỖ KHOAN	
MẪU	
ĐỘ SÂU	
LOẠI ĐẤT	
ϵ	$\theta_0 =$
w	$C_u =$
S_u	$C_c =$
σ'_{av}	$\sigma'_0 =$
γ_d	$\theta_1 =$
γ_s	$C_v =$



Hình 6: Mẫu béc-ê tổng hợp các kết quả của thí nghiệm nén lún theo từng cấp tải trọng

Thí nghiệm nén lún đặt tải theo từng cấp

LỖ KHOAN CPS 21	
MẪU 2	
ĐỘ SÂU 1.75 m ĐẾN 1.8 m	
LOẠI ĐẤT : SÉT MÉM	
$e_i = 2.64$	$e_o = 2.62$
$w = 106.2 \%$	$C_u = 0.05$
$S_r = 100 \%$	$C_c = 1.23$
$\sigma'_{ve} = 21 \text{ kPa}$	$\sigma'_p = 67 \text{ kPa}$
$\gamma_o = 6.8 \text{ kN/m}^3$	$e_k = 9.36$
$\gamma_s = 26.5 \text{ kN/m}^3$	$C_k = 0.77$



Hình 7: Ví dụ trình bày các kết quả thí nghiệm

Bảng 3 cho một thí dụ về các độ lún đo được theo thời gian của một trong các cấp chất tải và trên hình 8 là biểu đồ tương ứng và tính C_v theo phương pháp Taylor.

Các giá trị của C_{vn} được xác định cho từng cấp tải trọng được ghi trong bảng 2. Hệ số thấm được cho bởi tương quan:

$$K_{vn} = C_{vn} m \cdot v_n \cdot \gamma_w$$

Với tải trọng $\sigma' = 150 \text{ kPa}$, ta tính được:

$$K_{vn} = \frac{8,4 \cdot 10^{-8} \times \left(\frac{2,43 - 2,17}{150 - 70,8} \right) \times 10}{1 + \frac{2,43 + 2,17}{2}} = 8,4 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

Giá trị của K_{vn} đã được xác định cho từng cấp tải trọng được tổng hợp vào bảng 2. Biểu đồ trên hình 7 cho ta sự thay đổi của e theo $\lg K_v$.

Biểu đồ này cho thấy sự phân tán của các kết quả với các tải trọng nằm giữa σ'_{vo} và σ'_p - Để tuyến tính hoá quy luật $e = f(\lg K_v)$ được viết:

$$e = 9,26 + 0,77 \lg K_v \quad (K_v \text{ bằng m/s})$$

Hai đường cong của phần phải của hình 7 cho phép ta tính sự thay đổi của C_v sửa chữa theo tải trọng σ' (mục II.4).

Ví dụ, với $\sigma' = 110 \text{ kPa}$ (giá trị trung bình của cấp tải trọng 70,8 đến 150 kPa):

$$e = 2,335 \quad K_v = 3,10^{-9} \text{ m/s}, \text{ từ đó}$$

$$C_v = \frac{3,10^{-9} (1 + 2,335)}{0,434 \times 1,23 \times 10} \times 110 = 6,8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Toàn bộ các kết quả $C_v = f(\sigma')$ được vẽ ở biểu đồ bên trái của hình 7. Việc chọn toạ độ logarit chỉ là để vẽ cho thuận tiện.

Bảng dưới đây tóm tắt toàn bộ các kết quả thí nghiệm của mẫu đất trên.

$$\sigma'_{vo} = 21 \text{ kPa} \quad \sigma'_p = 67 \text{ kPa}$$

$$C_s = 0,05 \quad C_c = 1,23$$

$$e_i = 2,65 \quad e_o = 2,63$$

$$e = 9,26 + 0,77 \lg K_v \quad (K_v \text{ bằng m/s}).$$

$$C_v = 8,20 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} \text{ với } \sigma' = \sigma'_{vo}$$

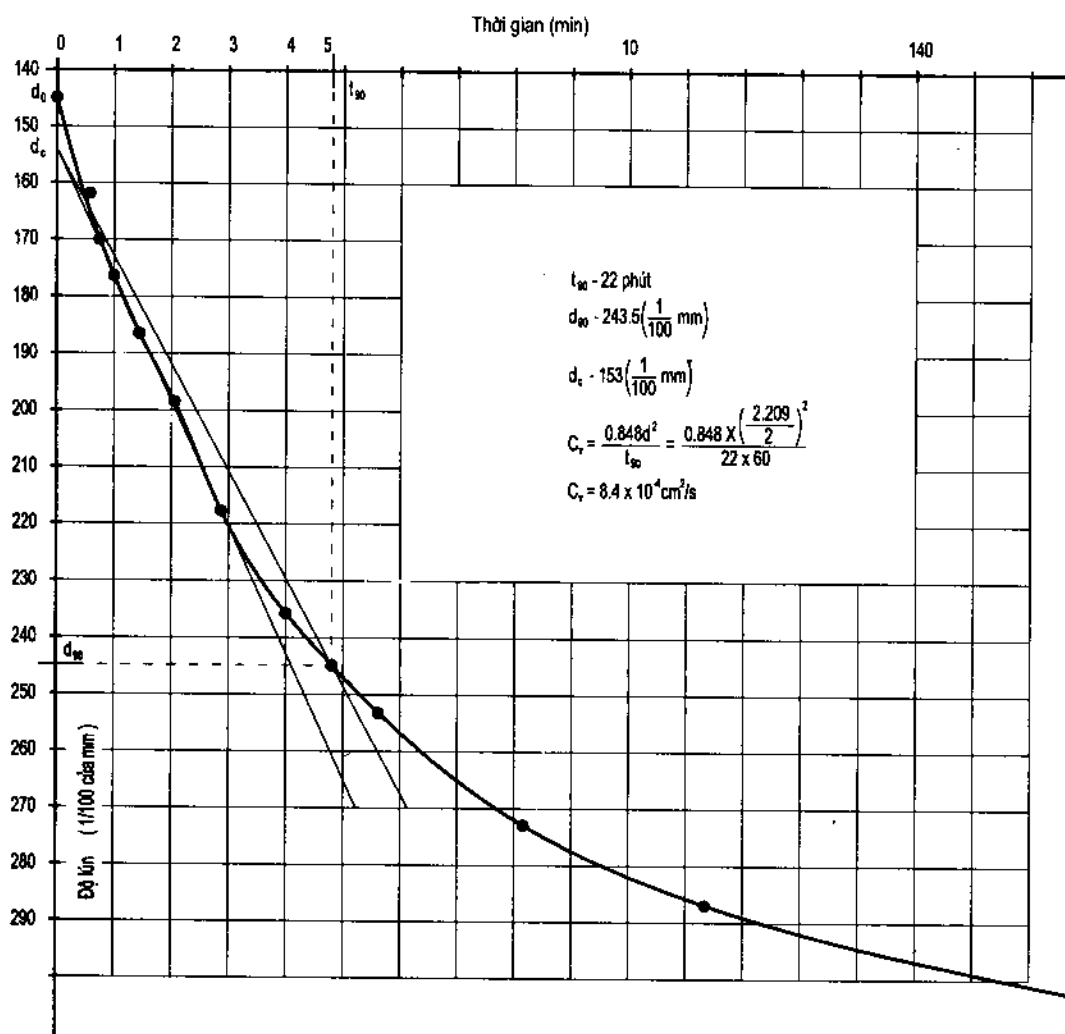
$$C_v = 9,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s} \text{ với } \sigma' = \sigma'_p$$

Bảng 2

Lỗ khoan N ^o : C.P.S 21 Mẫu N ^o 2 Cao độ: 1,75 đến 1,8m Loại đất: sét mềm W ẩm tổng cộng: 1,5351N W khô tổng cộng: 0,855N Bao bì: 0,215N W nước: 0,6801N W _d : 0,64N				Hồ sơ N ^o FAER 1.06.126 Đồ án: CUBZAC nền đắp B Mẫu S = 38,5cm ² $H_o = 24,34\text{mm}$ $h_p = \frac{W_d}{\gamma_s S} = 6,68\text{mm}$ $e_i = \frac{H_o - h_p}{h_p} = 2,64$ $W = 106,2$			
Ngày tháng	Áp lực (kPa)	Độ lún $H\left(\frac{1}{100}\text{mm}\right)$	$H = H_o - H$ (mm)	$e = \frac{H - h_p}{h_p}$	e_{mn}	Các trị số chưa điều chỉnh	
						c_v (m ² /s)	k_v (m/s)
14.3.77	0	-	24,34	2,641	2,638	-	-
14.3.77	5	4	24,30	2,635	2,628	-	-
15.3.77	10,4	14,1	24,20	2,620	2,614	-	-
16.3.77	15	23	24,11	2,607	2,603	-	-
17.3.77	21	28,25	24,06	2,599	2,580	$8,3 \cdot 10^{-7}$	$3,0 \cdot 10^{-9}$
18.3.77	31,5	54,25	33,80	2,560	2,535	$1,4 \cdot 10^{-7}$	$1,4 \cdot 10^{-9}$
21.3.77	47,2	88	23,46	2,510	2,473	$1,6 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-9}$
22.3.77	70,8	137	22,97	2,436	2,451	$8,9 \cdot 10^{-8}$	$8,0 \cdot 10^{-10}$
23.3.77	19	117,75	23,16	2,465	2,479	-	-
23.3.77	5	99,75	23,34	2,492	2,489	-	-
24.3.77	19	104	23,30	2,486	2,456	-	-
24.3.77	70,8	144,5	22,89	2,425	2,296	$4,6 \cdot 10^{-7}$	$1,6 \cdot 10^{-9}$
25.3.77	150	317	21,17	2,167	1,982	$8,4 \cdot 10^{-8}$	$8,3 \cdot 10^{-10}$
28.3.77	300	564,75	18,69	1,797	1,616	$4,1 \cdot 10^{-8}$	$3,4 \cdot 10^{-10}$
29.3.77	600	806,5	16,27	1,435		$2,6 \cdot 10^{-8}$	$1,2 \cdot 10^{-10}$

Bảng 3. Độ lún đo được theo thời gian

Thời gian (phút)	0	0,25	0,5	1	2	4	8
Độ lún $\left(\frac{1}{100}\text{mm}\right)$	144,5	163	168,5	175,5	185	198	215,25
Thời gian (phút)	15	30	60	120	240	480	1440
Độ lún $\left(\frac{1}{100}\text{mm}\right)$	234	252,25	271	285	297	305	319



Hình 8: Ví dụ vẽ đường cong lún thay đổi theo $\sqrt{t}$ cho một cấp chất tải - Xác định C_v

Phụ lục II

II.1. CÁC TOÁN ĐỒ TÍNH ỔN ĐỊNH TALUY NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU (Đắp bằng vật liệu rời)

I. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

I.1. Đặt bài toán

Đó là bài toán tính ổn định của taluy nền đắp trên đất yếu (bùn, than bùn, sét)

Taluy có chiều cao H và làm với đường nằm ngang một góc β , vật liệu của nền đắp có trọng lượng đơn vị thể tích γ và góc ma sát trong φ . Đất nền thiên nhiên là đồng nhất, dính thuần túy với lực dính C_u , chiều dày của đất nền là H_B .

Các thông số γ , H và C_u được đưa vào trong nhân tố ổn định $N = \frac{C_u}{\gamma H}$ là một đại lượng không thứ nguyên.

Sơ đồ này chỉ là một hình vẽ đơn giản của bài toán thực tế nhưng nói chung đủ dùng trong giai đoạn thiết kế sơ bộ (hình 1).

Phương pháp tính toán sử dụng đã được trình bày trong Bull de Liaison LCPC N°10.

Ở đây xin nhắc lại những điểm chủ yếu:

- Khi xem nền đắp tương tự như một móng nông thì hệ số an toàn là

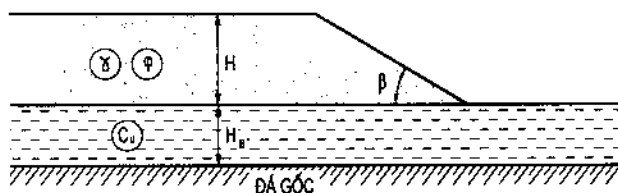
$$F = \frac{(\pi + 2)}{\gamma H} = 5,14 \times N$$

Công thức này không xét đến độ dốc taluy cũng như các đặc trưng cơ học của vật liệu nền đắp, tuy nhiên qua đó ta thấy là khi $N < 0,2$; hệ số an toàn sẽ nhỏ hơn 1.

- Sử dụng các toán đồ của Fellenius và xem lực dính như là giá trị trung bình gần đúng của cường độ kháng cắt trong nền đắp và trong nền thiên nhiên, ta thấy khi độ dốc taluy từ 1/1 đến 2/1 thì:

$$5,5N < F < 0,2N$$

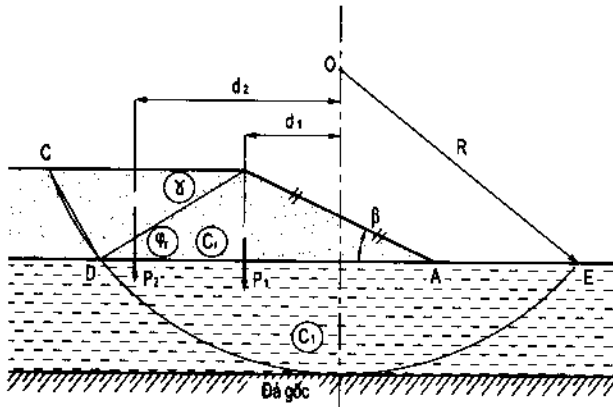
- Theo định nghĩa, hệ số an toàn là tỉ số giữa mômen giữ và mômen gây trượt, ta có thể sử dụng mối quan hệ gần đúng sau đây cho một cung trượt:



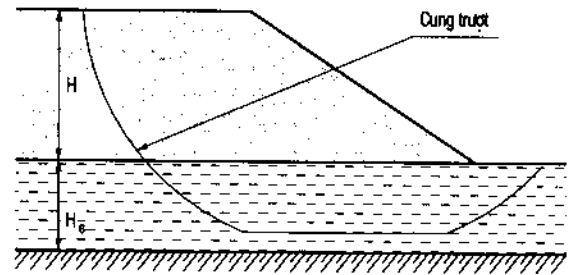
Hình 1: Mặt cắt ngang

$$F = R \left[\frac{\widehat{ED} + C_u + DC \left(\frac{\gamma H \tan \phi}{2} + C_r \right)}{P_1 \cdot d_1 + P_2 \cdot d_2} \right]$$

(xem hình 2) - cuối cùng tiến hành tính trên máy tính điện tử.



Hình 2: Các thông số tính toán theo một phương pháp gần đúng



Hình 3: Dạng đường cong phá hoại khi các giá trị H_B/H nhỏ

1.2. Phương pháp tính toán sử dụng

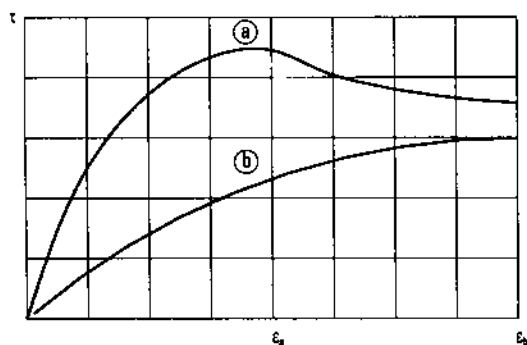
Việc tính toán được tiến hành theo phương pháp "cung trượt" cổ điển. Do chiều dài của nền đắp khá dài nên đã chọn giả thiết tính toán hai chiều (bài toán phẳng).

Sự phá hoại theo một mặt trượt gần giống cung tròn chỉ xảy ra nếu đất tương đối đồng nhất, cũng như khi chiều dày của nền đất thiên nhiên không nhỏ hơn chiều cao nền đắp nhiều quá, khi đó cung trượt sẽ có dạng như vẽ ở hình 3. Khi tỉ số $\frac{H_B}{H}$ càng nhỏ thì các kết quả tính toán sử dụng cung trượt theo giả thiết này sẽ càng không tự nhiên (không đúng).

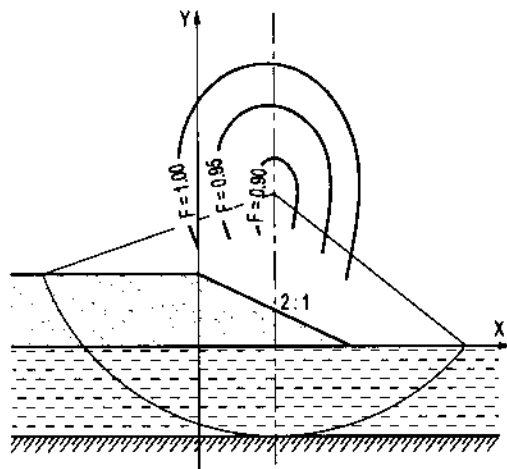
Đường cong ứng suất - biến dạng của một vật liệu rời đầm chặt nói chung có một điểm cực đại (đường cong a, hình 4); ngược lại đường cong đối với đất yếu thì thay đổi đều đều (đường cong b); như vậy các đặc trưng của vật liệu sẽ khác nhau tùy theo việc chọn biến dạng ε_A hoặc ε_B , ta thấy là biến dạng kiểu ε_B thích hợp với định nghĩa của hệ số an toàn về các giá trị giới hạn của cường độ kháng cắt (tính theo phá hoại) hơn.

Các tính toán bằng số đã được tiến hành theo phương pháp Bishop nhờ chương trình cải tiến để xử lý tự động các số liệu bằng số nhỏ nhất. Thực tế chỉ tính cho các vòng tròn nằm trên đường thẳng đi qua điểm giữa taluy, xem như một trục đối xứng của các đường cong đẳng F (hình 5).

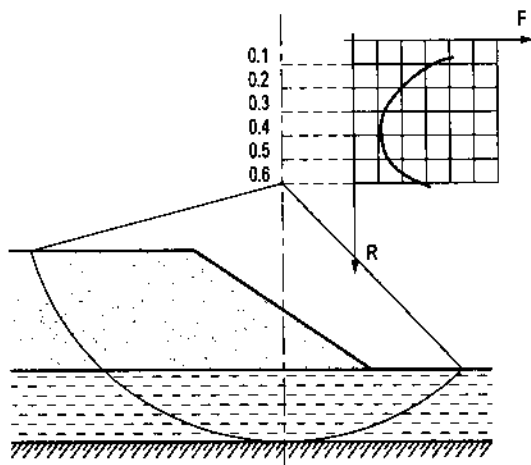
Ta chỉ xét các cung trượt sâu tiếp tuyến với lớp đá gốc với các bước của cung trượt là $0,2H$. Các giá trị của những hệ số an toàn trên được vẽ ở hình 6. Ta thấy là xung quanh trị số cực tiểu, F thay đổi ít. Điều đó thường gặp trong tính ổn định taluy và giải thích vì sao người ta không lập các toán đồ với các thông số cung trượt bất lợi nhất như trong các toán đồ của Bishop (1960) và của Morgenstern (1963).



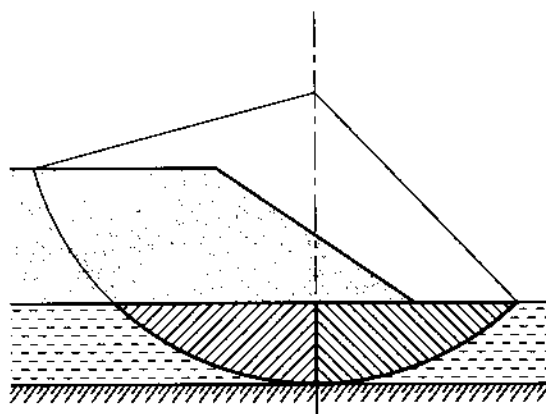
Hình 4: Các dạng đường cong ứng suất biến dạng của vật liệu



Hình 5: Các đường cong đẳng F (F - hệ số an toàn)



Hình 6: Sự thay đổi của hệ số an toàn



Hình 7: Sự tham gia của trọng lượng đơn vị thể tích đất nền trong tính ổn định

II. CÁC TOÁN ĐỒ ỔN ĐỊNH

II.1. Các thông số của toán đồ

Bài toán gồm 6 thông số: H và β với taluy, γ và φ với vật liệu nền đắp, C_u và H_B với đất nền thiên nhiên - Trọng lượng đơn vị thể tích của đất nền không ảnh hưởng đến hệ số an toàn; nó không tham gia vào mômen gây trượt, hai vùng gạch chéo tham gia vào với các dấu ngược nhau (hình 7), nó cũng không tham gia vào mômen giữ bởi vì $\tan \varphi = 0$ trong đất nền.

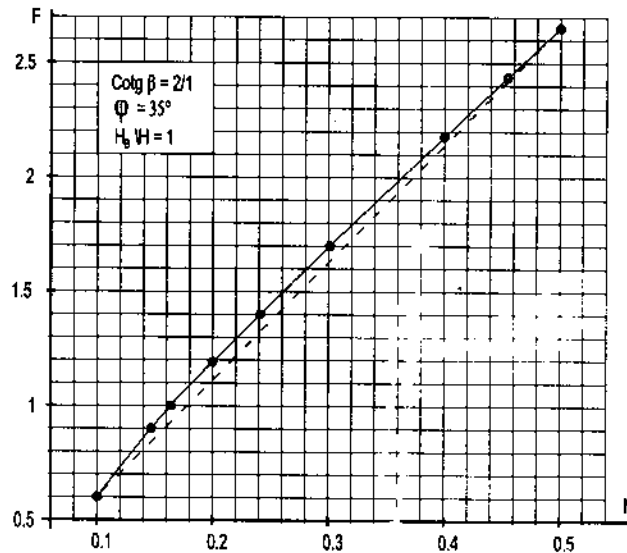
Gọi $N = \frac{C_u}{\gamma H}$, ta chỉ còn lại 4 thông số β , φ , H_B và N hoặc dưới một dạng khác $\cot \beta$, φ , $\frac{H_B}{H}$

và N .

Cotg β được đưa vào theo các giá trị không liên tục (3/2 ; 2/1 v.v...), các thông số khác thì với các giá trị liên tục.

Các tính toán cho thấy là F thay đổi gần tuyến tính theo N: trên hình 8 ta đã vẽ đường $F = f(N)$ ứng với cotg $\beta = 2/1$, $\varphi = 35^\circ$, $\frac{H_B}{H} = 1$.

Như vậy có thể giải bài toán với một vài giá trị của N rồi sau đó làm một phép nội suy tuyến tính cũng đủ chính xác.



Hình 8: Sự thay đổi của hệ số an toàn F theo N ($N = \frac{C_u}{\gamma H}$)

II.2. Giới thiệu các toán đồ

Mỗi tờ toán đồ lập cho một độ dốc taluy: độ dốc taluy tg β có các giá trị 3/2; 2/1, 2,5/1, 3/1. Như vậy có 4 tờ toán đồ, mỗi tờ được lập với các giá trị N = 0,5; 0,333; 0,2; 0,1. Cuối cùng mỗi tờ toán đồ cho một giá trị của hệ số an toàn F theo H_B/H ứng với một giá trị cho trước của φ_R - Tỷ số H_B/H thay đổi từ 0,3 ÷ 2,0, dưới 0,3 sai số so với giả thiết cung trượt tròn sẽ tăng lên, từ 2 trở đi F sẽ thay đổi rất nhanh. Các giá trị của φ_R là 25° , 30° , 35° và 40° ; tuy nhiên với cotg $\beta = 3/2$ và $2/1$ giá trị nhỏ nhất tương ứng với độ ổn định giới hạn của bản thân nền đắp là $\varphi = 34^\circ$ và 27° .

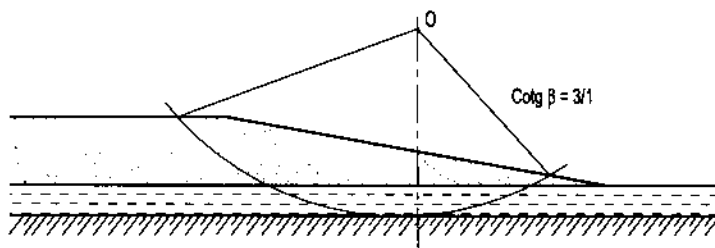
Từ các toán đồ ta ghi nhận các chi tiết sau đây:

- Trong một số trường hợp, các đường cong ứng với các giá trị lớn của N có đường dây cung song song với trục hoành; điều đó chứng tỏ là vòng tròn bất lợi nhất không tiếp tuyến ở lớp đá gốc, nó tiếp tuyến ở cao trình tương ứng với giá trị của $\frac{H_B}{H}$ lấy làm gốc của dây cung.

- Với cotg $\beta = 3/2$, các giá trị của F tương ứng với $\varphi = 34^\circ$ và 35° khác nhau rất ít, sau các đường chấm chấm thực tế chúng trùng nhau.

- Ảnh hưởng của góc ma sát trong nền đắp giảm: khi chiều dày của nền đắp tăng.

- Với $\cotg\beta = 3/1$, phần chấm chấm của các đường cong tương ứng với các vòng tròn cắt qua phần trong chân taluy (hình 9).



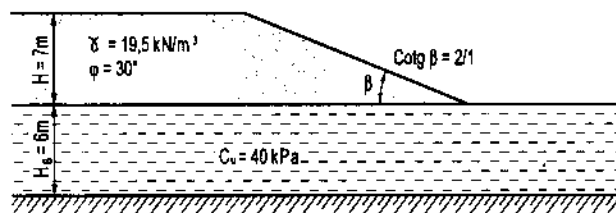
Hình 9: Cung trượt cắt qua trong chân taluy (với $\cotg\beta = 3/1$)

II.3. Sử dụng các toán đồ

Sau khi tính các giá trị của N và $\frac{H_B}{H}$ của bài toán, chọn $\cotg\beta$ và xác định φ thì sẽ đọc được F trên hai toán đồ mà giá trị của N nằm ở giữa. Kết quả sẽ được F_1 và F_2 . Như vậy sẽ tìm được giá trị của hệ số an toàn F bằng cách nội suy F_1 và F_2 theo N .

Ví dụ: Tính hệ số ổn định của nền đắp vẽ ở hình 10 với các đặc trưng:

$\cotg\beta = 2/1$; $H = 7\text{m}$; $\varphi = 30^\circ$; $\gamma = 19,5\text{kN/m}^3$; $H_B = 6\text{m}$; $C_u = 40\text{kPa}$.



Hình 10: Ví dụ áp dụng toán đồ

Ta tìm được: $N = \frac{C_u}{\gamma H} = 0,293$ và $\frac{H_B}{H} = 0,86$

Với $N = 0,200$ $F = 1,15$

Với $N = 0,333$ $F = 1,82$

Từ đó: $F = 1,15 + (1,82 - 1,15) \frac{0,293 - 0,200}{0,333 - 0,200} = 1,15 + 0,47 = 1,62$

Chú thích:

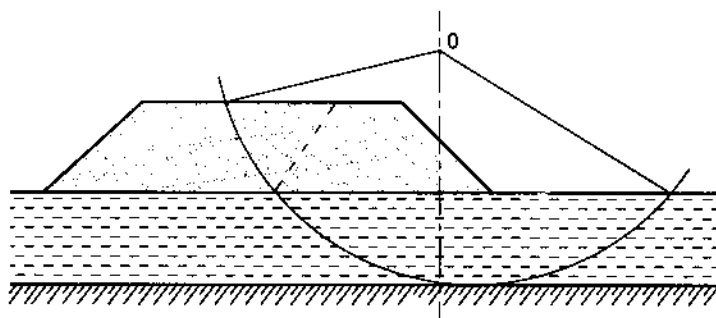
- Các toán đồ chỉ thích hợp trong trường hợp nền đắp đủ rộng để cho cung trượt cắt qua thân nền đường (hình 11) - chúng sẽ không thích hợp với đường taluy chấm chấm. Chúng tôi đã kiểm toán thấy

chúng cho kết quả phù hợp với xa lộ loại IV (nền đường rộng 27m) và càng thích hợp với xa lộ loại III (nền đường rộng 34m).

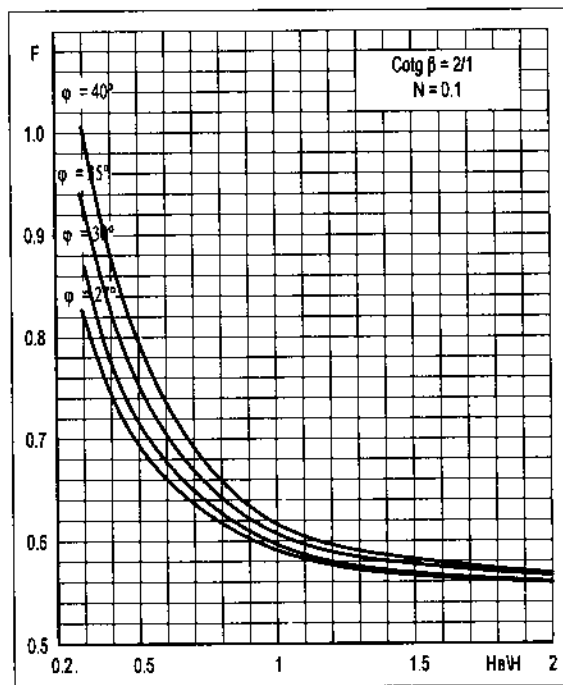
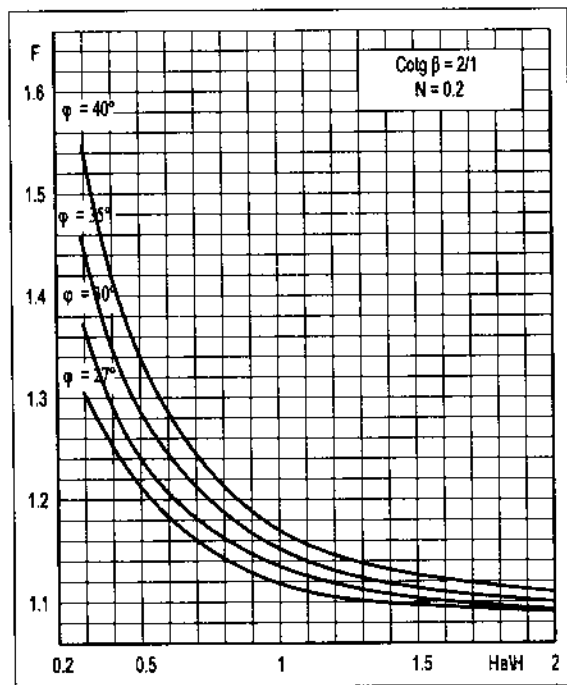
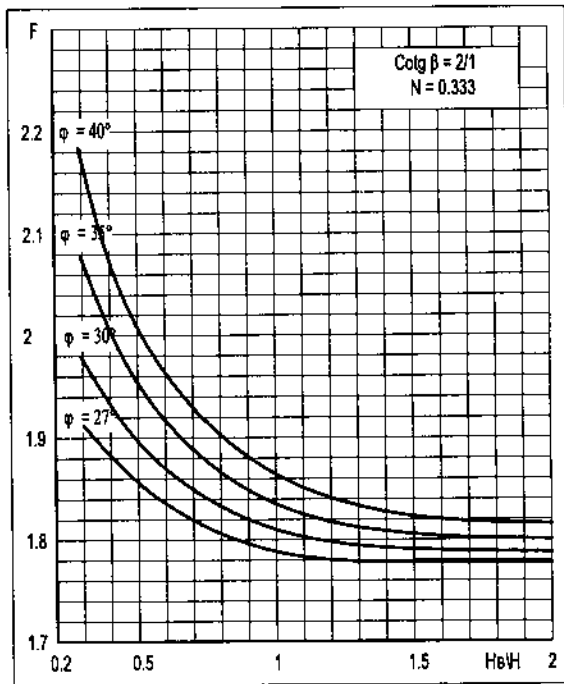
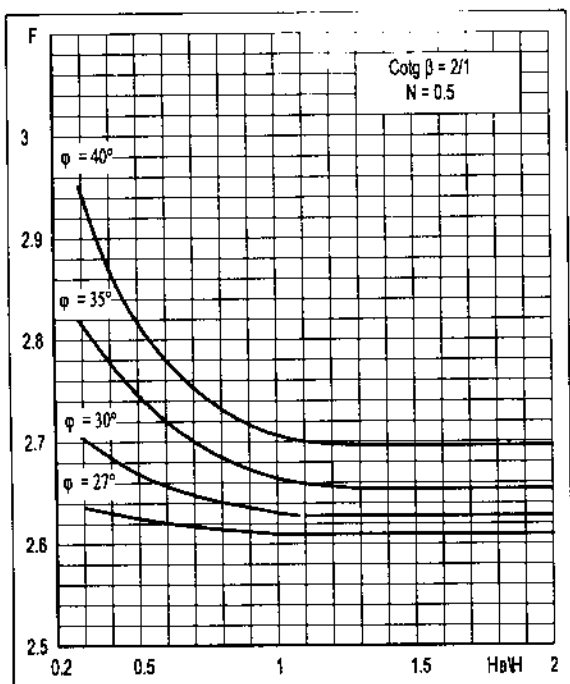
- Các toán đồ được thiết lập với giả thiết là nền đất thiên nhiên đồng nhất - Điều đó đúng khi nền đắp được xây dựng một lần hoặc đúng với giai đoạn đầu khi xây dựng theo nhiều giai đoạn, nó chỉ là gần đúng cho các giai đoạn xây dựng sau, bởi vì sự cố kết sẽ không đồng đều ở mọi điểm của đất nền.

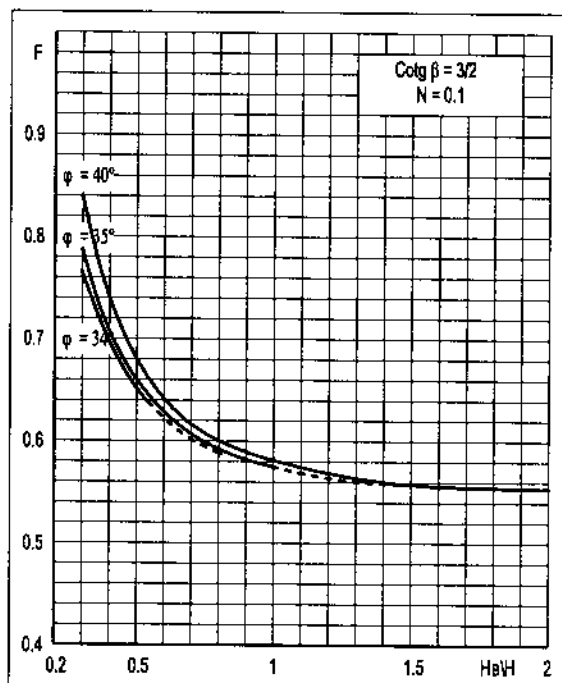
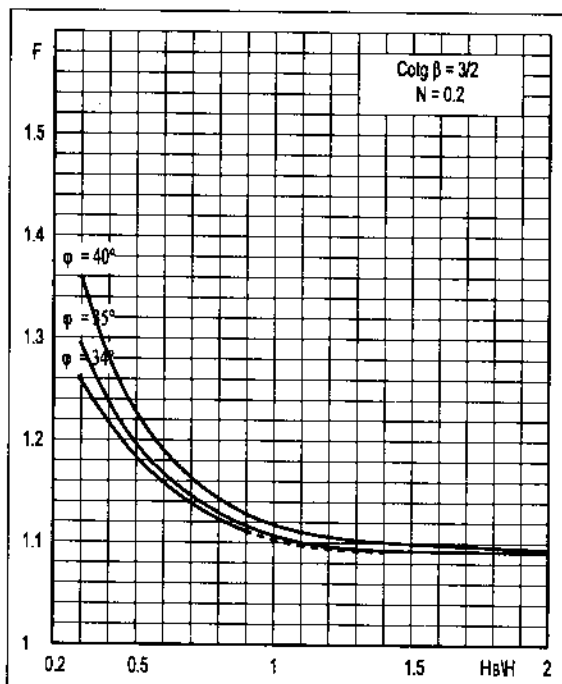
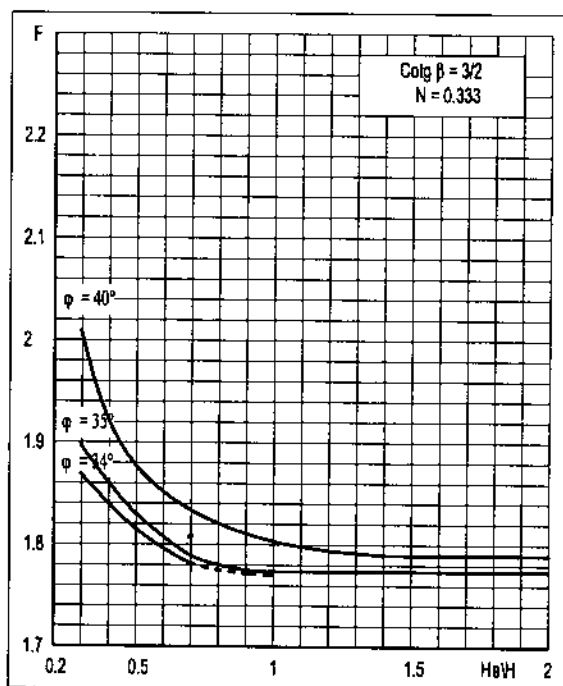
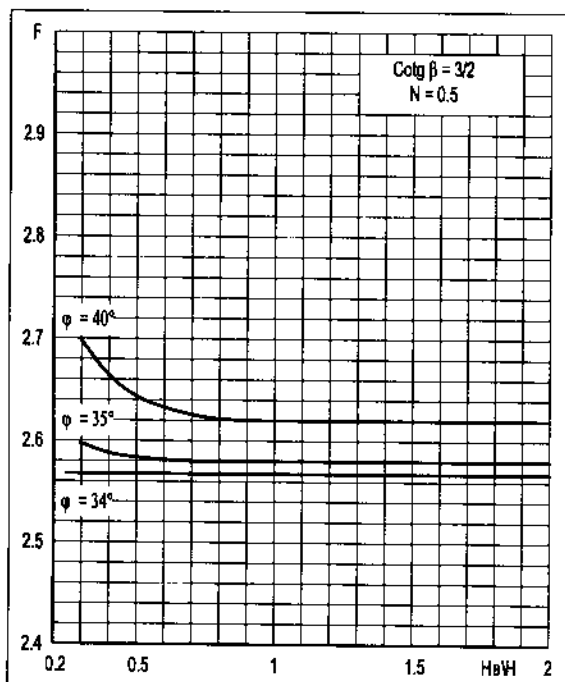
- Độ chính xác của các điểm tính F vào khoảng $\pm 0,005$

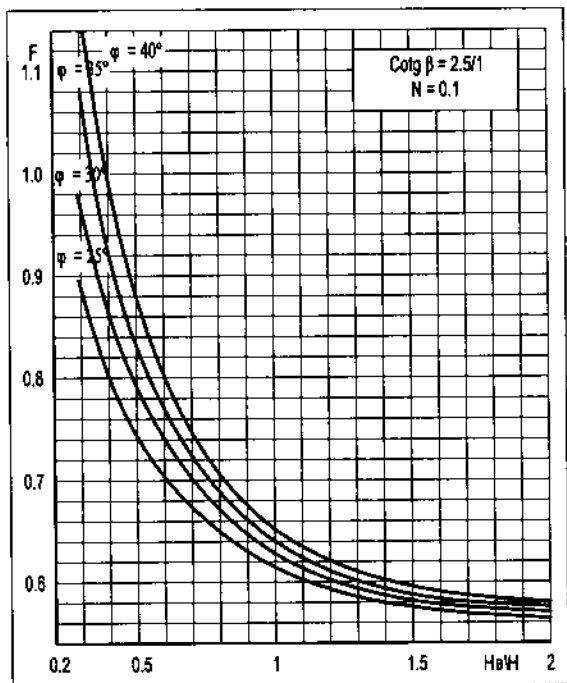
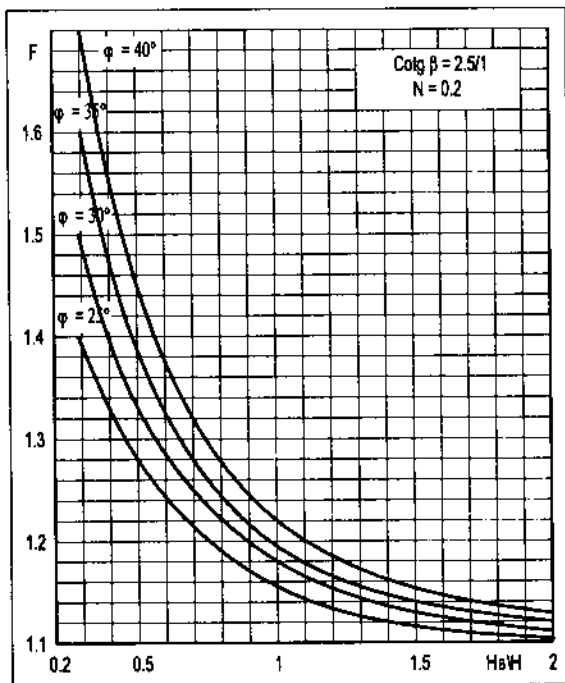
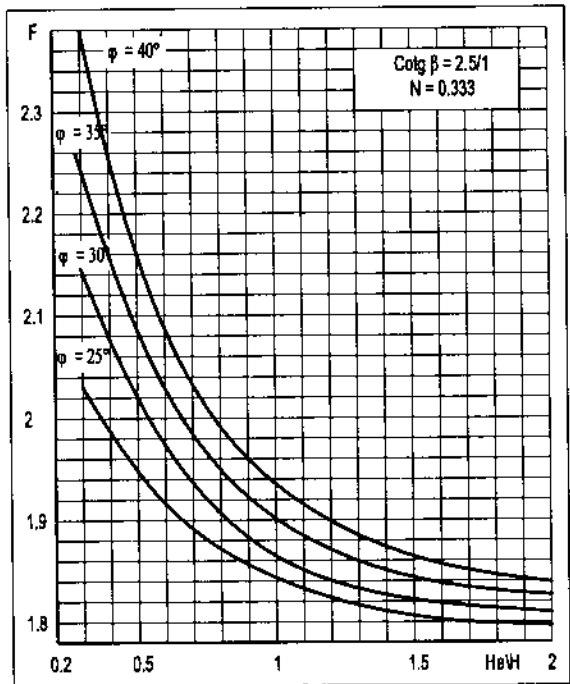
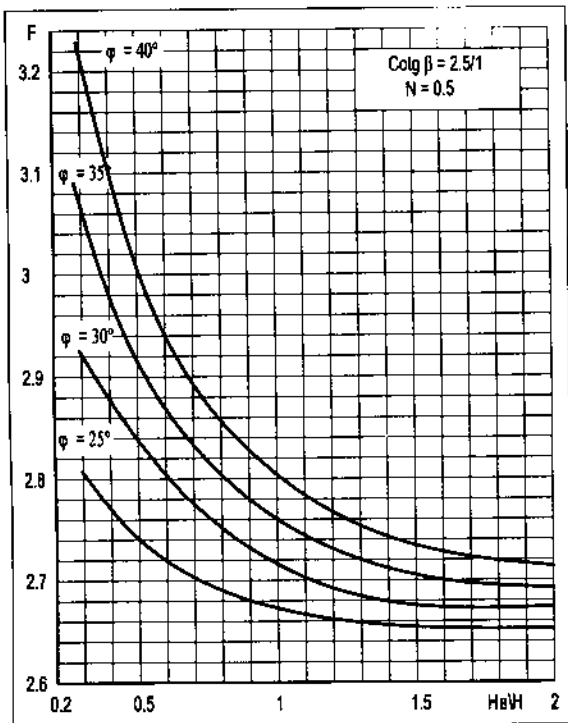
- Để lập toán đồ này đã tính toán cho hơn 2000 cung trượt.

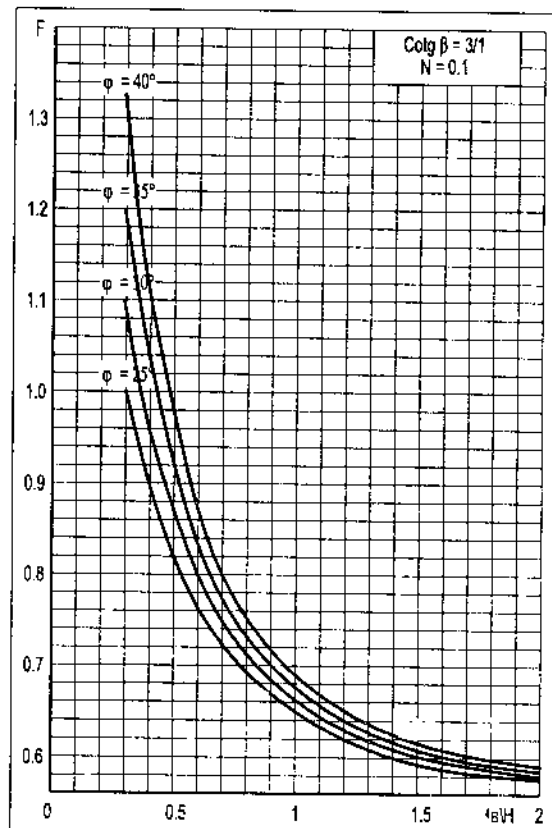
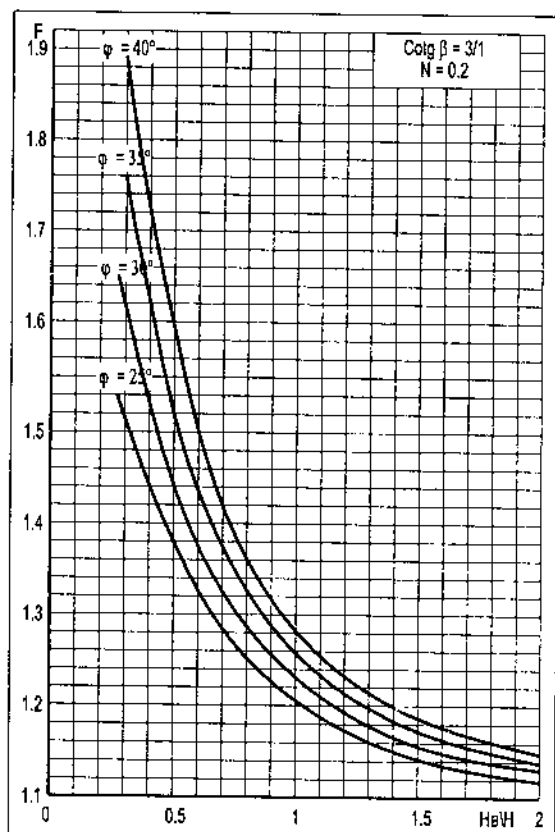
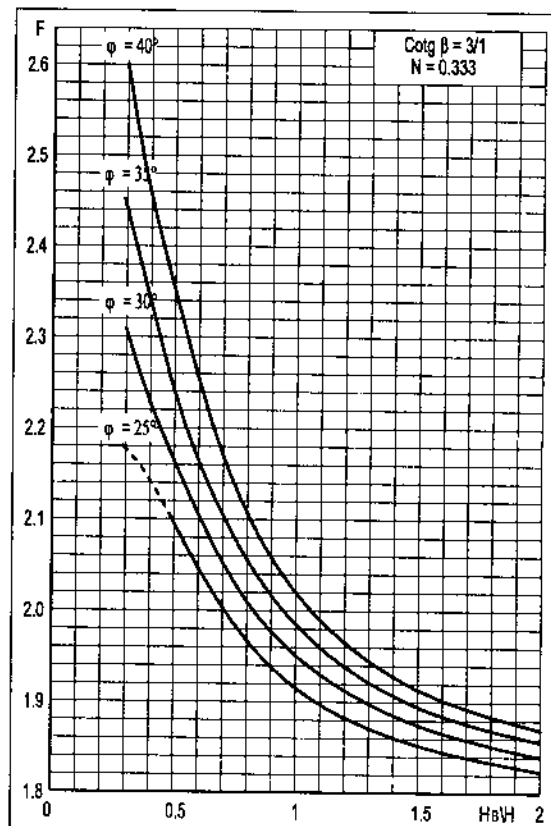
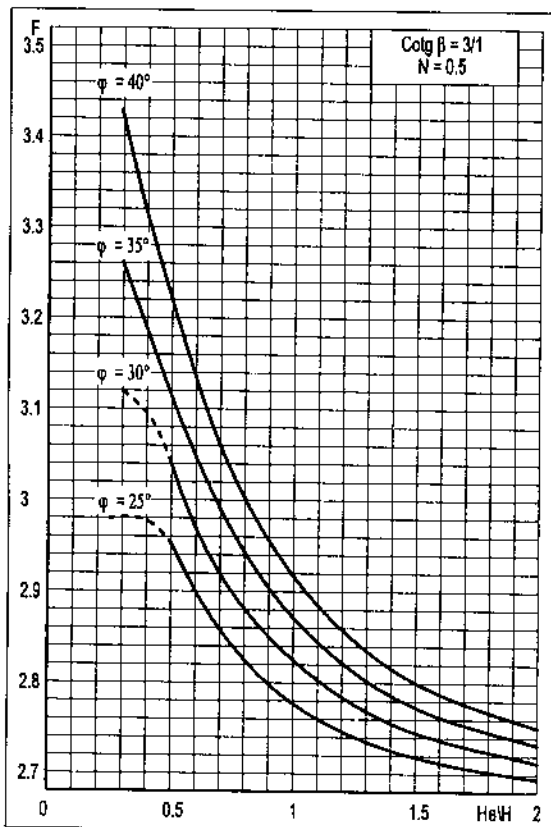


Hình 11: Điều kiện áp dụng toán đồ









II.2. CÁC TOÁN ĐỒ TÍNH ỔN ĐỊNH NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

(Vật liệu đắp là đất rời, có xét lực dính)

I. MỞ ĐẦU

Trong các trường hợp mà việc đắp nền đường trên đất yếu có khó khăn, khi độ lún và biến dạng của nền đường lớn thì nên cố gắng xây dựng nền đắp bằng đất rời thuần túy. Khi đó việc tính ổn định taluy sẽ tiến hành theo các toán đồ đã nêu ở trên.

Nhưng thường thì các vật liệu tại chỗ rẻ tiền không phải là vật liệu rời thuần túy mà thường có một lực dính nhất định, cần phải xét đến trong tính ổn định ngắn hạn. Khi đó các toán đồ đã thiết lập cho trường hợp nền đường đắp bằng đất rời sẽ không còn thích hợp nữa.

Các toán đồ nêu dưới đây sẽ cho phép ta nghiên cứu sự cân bằng của taluy của nền đường đắp bằng vật liệu rời nhưng có một lực dính nhất định, còn nền thiên nhiên thì đồng nhất và dính thuần túy.

I.1. Ảnh hưởng của lực dính

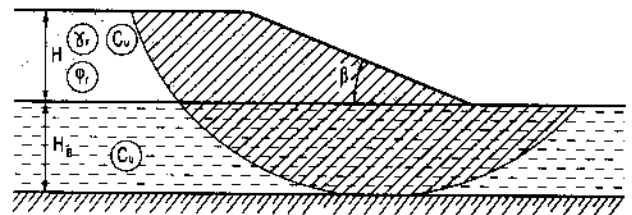
Các vật liệu dùng đắp nền đường có thể là đất á sét hoặc sỏi sạn lẫn sét. Trong trường hợp này do sự có mặt của các hạt mịn, sẽ làm xuất hiện một lực dính, nói chung là nhỏ nhưng không thể bỏ qua ảnh hưởng của nó.

Ví dụ với nền đắp vẽ ở hình 1 có chiều cao 5m, độ dốc taluy 2/1 và đắp bằng đất có $\varphi = 30^\circ$, $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ trên lớp đất sét mềm dày 5m có $C_u = 20\text{kPa}$, hệ số an toàn của nó là 1,13. Hệ số an toàn giới hạn cho phép nói chung vào khoảng 1,20 đến 1,30. Hãy tìm cách cải thiện độ ổn định của nó, ví dụ bằng cách giảm độ dốc taluy.

Nếu ta thừa nhận trong vật liệu đắp có tồn tại một lực dính 20kPa (2t/m^2) hệ số an toàn sẽ tăng lên là 1,25 - Như vậy tùy theo việc có xét hoặc không xét đến lực dính mà ta quyết định sẽ giữ nguyên hoặc sửa đổi lại thiết kế.

Tuy nhiên không được mở rộng ra cho trường hợp đất dính thuần túy (tính ổn định ngắn hạn) vì chịu ảnh hưởng của các hiện tượng khác (các đường nứt do kéo v.v...).

Các toán đồ này chỉ áp dụng thích hợp khi lực dính của nền đắp thấp hơn hoặc bằng lực dính của đất nền.



Hình 1: Mặt cắt ngang

I.2. Phương pháp tính toán

Việc tính toán đã được tiến hành theo nguyên lý cung trượt tròn cổ điển, theo phương pháp của Bishop với những điều kiện đã viết trong bài "Tính ổn định taluy bằng máy tính điện tử" (Pilot, Bull de liason LCPC, N°22).

Cần thấy rằng các giả thiết tính toán theo Bishop bị một số hạn chế. Thật vậy, với các kí hiệu trên các hình 1, 2, 3, các phương trình cân bằng của phân mảnh n (phương trình hình chiếu) dẫn tới các tương quan sau (với $V_{n+1} = V_{n-1} = 0$).

$$\begin{cases} \frac{\sigma' b}{\cos \alpha} - W \cos \alpha + (H_{n-1} - H_{n+1}) \sin \alpha = 0 \\ \frac{1}{F} (C_r + \sigma' \tan \alpha) \frac{b}{\cos \alpha} - W \sin \alpha - (H_{n-1} - H_{n+1}) \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

trong đó F là hệ số an toàn bằng tỉ số của cường độ kháng cắt lớn nhất trên cường độ thực tế dọc theo cung trượt

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \text{ (hình 3).}$$

Từ đó:

$$\sigma' = \frac{h\gamma - \frac{C_r \tan \alpha}{F}}{1 + \tan \alpha \frac{\tan \alpha'}{F}}$$

Biểu thức này cho các giá trị σ' âm khi

$$h\gamma - C_r \frac{\tan \alpha}{F} < 0$$

hoặc $C_r > \frac{h\gamma \cdot F}{\tan \alpha}$

Ta thấy là với các phân mảnh đầu tiên trong nền đắp, h nhỏ và $\tan \alpha$ lớn và điều kiện trên sẽ được thỏa mãn với các trị số C_r lớn.

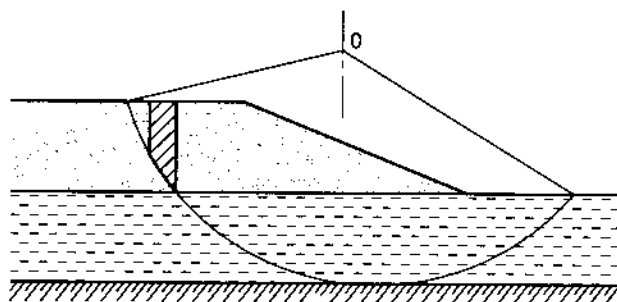
Chú ý là như ở trên hình 4 với một giá trị C_r đã cho và $\varphi_1 < \varphi_2$ ta có thể được $\tau_1 > \tau_2$ tức là cuối cùng $F_1 > F_2$.

Ví dụ trong trường hợp riêng, với phân mảnh có $h = 4,30\text{m}$, $\alpha = 69^\circ$, ta có:

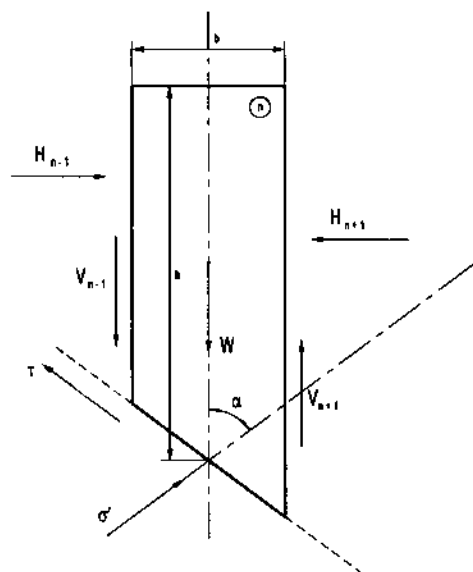
Với $\varphi_1 = 10^\circ$; $F_1 = 2,293$

$\varphi_2 = 30^\circ$; $F_2 = 2,225$

(điều kiện $C_r > \frac{h\gamma \cdot F}{\tan \alpha}$ được thỏa mãn)



Hình 2: Kiểu phân mảnh nghiêng cứu trong nền đắp



Hình 3: Các lực tác dụng trên một phân mảnh

Để tránh xuất hiện các đường nứt do kéo trong trường hợp các trị số C_r lớn, ta giới hạn tỉ số

$$\frac{C_r}{C_u} = 1.$$

Trên các toán đồ ta đã nghiệm lại:

$$\frac{\partial F}{\partial \varphi} > 0 \text{ với } \frac{C_r}{C_u} \leq 1$$

I.3. Các toán đồ tính ổn định

I.3.1. Các thông số của toán đồ (hình 1)

Với nền đắp:

- Các thông số hình học:

H - chiều cao của nền đắp.

β - góc mái taluy của nền đắp.

- Các thông số cơ học:

γ - trọng lượng đơn vị thể tích của vật liệu.

C_r - lực dính của vật liệu.

φ - góc ma sát trong của vật liệu.

Với nền đất thiên nhiên.

- Thông số hình học:

H_B - chiều dày của đất yếu.

- Thông số cơ học

C_u - lực dính không cố kết, không thoát nước của đất.

Như vậy có tất cả 7 thông số, bằng cách viết $N = \frac{C_u}{\gamma H}$, $\frac{H_B}{H}$ và $\frac{C_r}{C_u}$, ta chỉ còn lại 5 thông số.

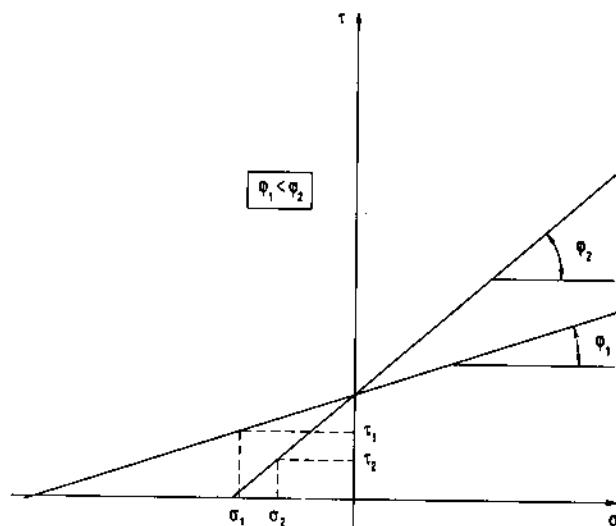
Ngoài quan hệ tuyến tính giữa F và N, ta cũng nhận thấy giữa F với $\frac{C_r}{C_u}$ cũng có mối quan hệ tuyến tính.

Trên hình 5 ta trình bày hàm $F = f\left(\frac{C_r}{C_u}\right)$ với các tỉ số $\frac{H_B}{H}$ khác nhau, còn các thông số N, γ và $\cot\beta$ thì không đổi. Ta cũng đã chọn một phạm vi thay đổi của $\frac{C_r}{C_u}$ rộng hơn phạm vi xử lý trong toán đồ.

I.3.2. Giới thiệu các toán đồ

Với từng độ dốc taluy 3/2, 2/1, 2,5/1 và 3/1 ta có các toán đồ tương ứng với các tỉ số $\frac{C_r}{C_u}$ sau: 0,2; 0,5; 1 và 0 (với các toán đồ mà đất đắp là đất rời).

Ta giữ nguyên cách trình bày trong toán đồ trước cho từng các thông số này. N mang các giá trị 0,5; 0,333; 0,2; 0,1 và $\frac{H_B}{H}$ thay đổi từ 0,3 đến 2. Ta cũng đã giảm các giá trị của φ cho đến giá trị mà ứng với C_r cho trước sẽ đạt được sự cân bằng giới hạn gần đúng của vật liệu đắp nền.



Hình 4: Sự thay đổi cường độ kháng cắt với $\sigma_1 < \sigma_2 < 0$

Để hạn chế bớt số lượng các toán đồ, đã biểu thị F dưới dạng:

$$F = A_o N + B_o$$

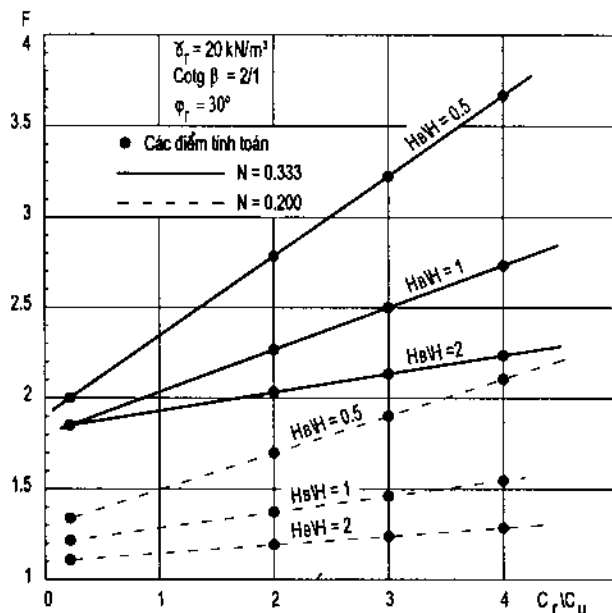
$$\text{hoặc} \begin{cases} A_o = A_o \left(\frac{H_B}{H}, \operatorname{tg} \varphi, \operatorname{tg} \beta, \frac{C_r}{C_u} \right) \\ B_o = B_o \left(\frac{H_B}{H}, \operatorname{tg} \varphi, \operatorname{tg} \beta, \frac{C_r}{C_u} \right) \end{cases}$$

và tìm các tương quan có dạng:

$$A_o = \alpha_1 \frac{C_r}{C_u} + \beta_1 \text{ hoặc } A_o = \alpha_2 \operatorname{tg} \beta + \beta_2 \dots$$

Việc xác định A_o , B_o , α_1 , β_1 hoặc α_2 , β_2 dẫn đến những sai số trên đồ thị và phải tính toán nhiều; ngoài ra nó còn đưa đến một sai số phụ thuộc vào phạm vi giữa hai thông số mà ta xem là tuyến tính (ví dụ F và N, A_o và $\frac{C_r}{C_u}$). Do những khó khăn này và do các kết quả không bảo đảm, ta đã giữ lại cách trình bày như với các toán đồ trước.

Hình 5: Quan hệ $F = f\left(\frac{C_r}{C_u}\right)$



1.3.3. Sử dụng các toán đồ

Ta tính toán hệ số an toàn cho từng giá trị $\frac{C_r}{C_u}$ trong 2 giá trị được chọn trong các số 0; 0,2; 0,5 và 1 mà giá trị chính xác của $\frac{C_r}{C_u}$ nằm giữa chúng. Sau đó tính F bằng nội suy.

$$F = F' + (F'' - F') \times \frac{\frac{C_r}{C_u} - \frac{C'_r}{C'_u}}{\frac{C''_r}{C''_u} - \frac{C'_r}{C'_u}}$$

Ví dụ: Tính ổn định của taluy nền đắp vẽ ở hình 6, với các đặc trưng:

$$H = 7\text{m}$$

$$\cot\beta = 2/1$$

$$\gamma = 19,5\text{kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ, C_r = 25\text{kPa}$$

$$H_B = 6\text{m}$$

$$C_u = 40\text{kPa}$$

Ta có:

$$N = \frac{C_u}{\gamma H} = 0,293, \quad \frac{H_B}{H} = 0,86, \quad \frac{C_r}{C_u} = 0,625$$

• Với $\frac{C_r}{C_u} = 0,5$ $N = 0,2$ $F_1 = 1,21$

$$N = 0,333 \quad F_2 = 1,96$$

$$F = 1,21 + (1,96 - 1,21) \frac{0,293 - 0,2}{0,333 - 0,2} = 1,74$$

• Với $\frac{C_r}{C_u} = 1,0$ $N = 0,2$ $F_1 = 1,28$

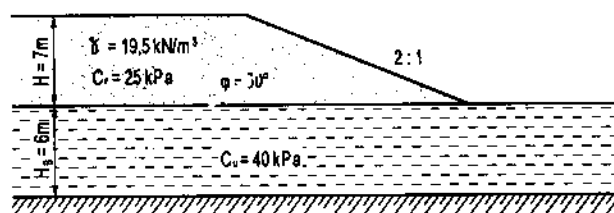
$$N = 0,333 \quad F_2 = 2,09$$

$$F'' = 1,28 + (2,09 - 1,28) \frac{0,293 - 0,2}{0,333 - 0,2} = 1,85$$

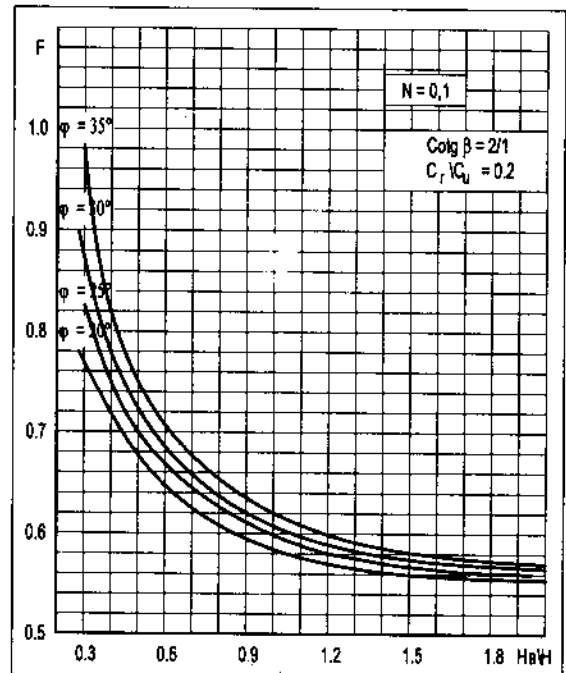
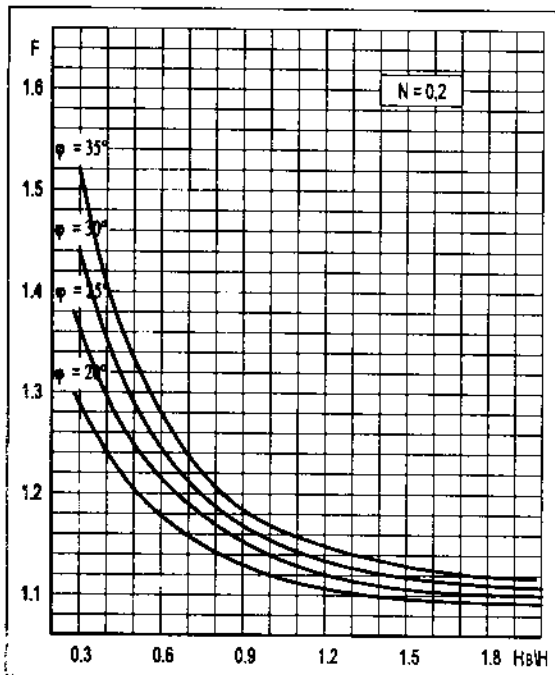
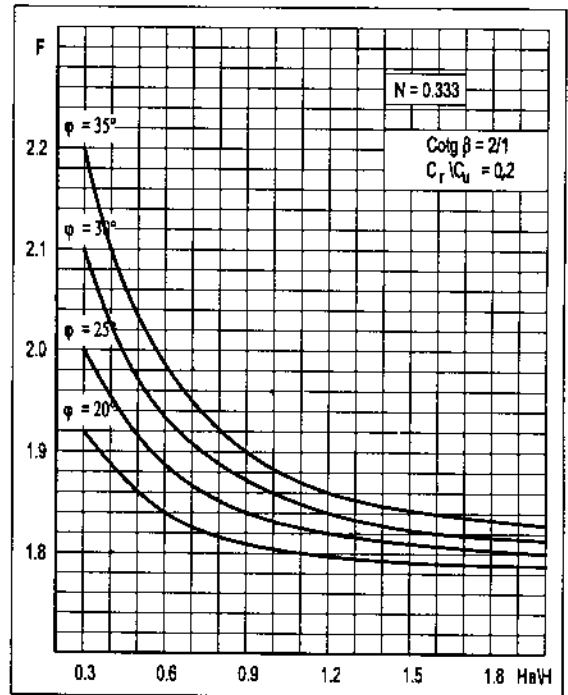
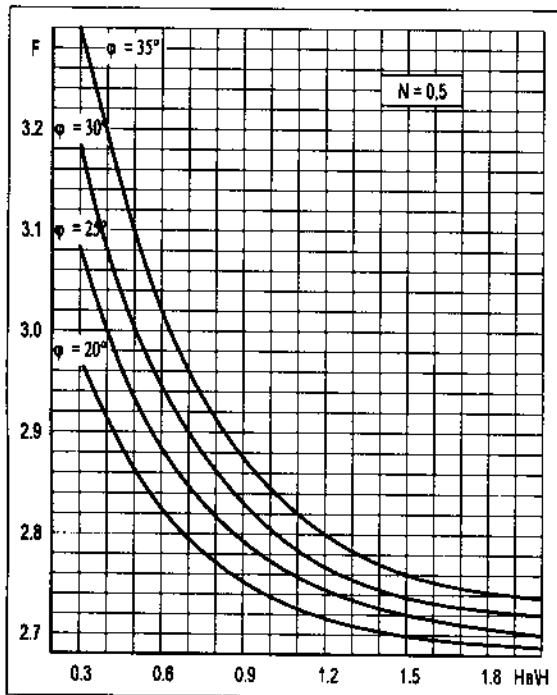
Từ đó:

$$F = 1,74 + (1,85 - 1,74) \frac{0,625 - 0,500}{1,000 - 0,500} = 1,77$$

Với $C_r = 0$ ta được $F = 1,62$



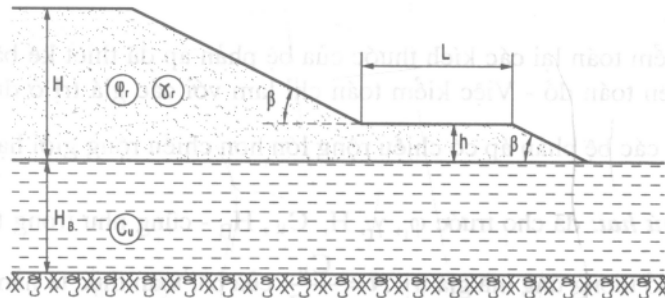
Hình 6: Ví dụ áp dụng



II.3. NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU CÓ BỆ PHẢN ÁP

CÁC TOÁN ĐỒ TÍNH ỔN ĐỊNH

Đó là việc tính toán ổn định của toàn bộ nền đắp và bộ phản áp làm bằng cùng loại vật liệu đồng nhất, rời rạc đắp trên đất đồng nhất và dính hoàn toàn (sét, bùn, than bùn...) (hình 1).



Hình 1: Các thông số hình học và địa kỹ thuật của bài toán

Nền đắp có chiều cao H và taluy của nó làm với đường nằm ngang một góc β . Bộ phản áp có chiều cao h, chiều rộng L và góc taluy β (cùng một góc với nền đường). Toàn bộ nền đường và bộ phản áp có các đặc trưng địa kỹ thuật giống nhau: góc nội ma sát ϕ_r và trọng lượng đơn vị thể tích γ_r .

Đất nền thiên nhiên gồm một lớp đất đồng nhất chiều cao H_B và lực dính C_u .

Các toán đồ được lập cho một giá trị thường gặp $\cotg\beta = 2/1$.

I. Giới thiệu các tờ toán đồ

Nhóm các toán đồ này có 3 loại, mỗi loại ứng với một giá trị của góc nội ma sát ϕ_R của vật liệu đắp ($\phi_R = 30^\circ, \phi_R = 40^\circ, \phi_R = 35^\circ$) - Mỗi loại có 4 tờ, mỗi tờ ứng với một tỉ số h/H ($h/H = 0,2; 0,3; 0,4; 0,5$).

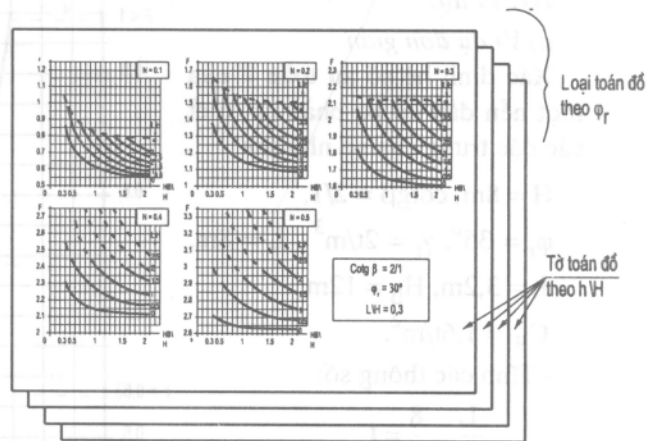
Trên mỗi tờ có 5 toán đồ, mỗi toán đồ tương ứng với mỗi giá trị của

$$N = \frac{C_u}{\gamma_R H} \quad (N = 0,1; 0,2; 0,3; 0,4;$$

0,5). Cuối cùng mỗi toán đồ cho một giá trị của hệ số an toàn F phụ thuộc vào cao độ của đá gốc (H_B/H) và chiều rộng của bộ phản áp (L/H) (hình 2).

II. Cách sử dụng

Nhờ các toán đồ này có thể giải được hai loại bài toán:



Hình 2: Giới thiệu các tờ toán đồ

- Xác định nhanh hệ số an toàn F của một hệ nền đường - bề phản áp đã biết.
- Xác định kích thước của bề phản áp để thu được hệ số an toàn F mong muốn.

Trong bài toán thứ nhất: đã biết các giá trị $\varphi_r, \gamma_r, H, L, h, C_u, H_B$ - Chọn loại toán đồ có φ_r tương ứng và tìm trong đó tờ có tỉ số h/H của bài toán. Trên tờ toán đồ này, sau khi đã tính $N = \frac{C_u}{\gamma_r H}$ ta đọc

trong ô có giá trị N tương ứng, giá trị của hệ số an toàn F phụ thuộc vào tỉ số L/H và H_B/H đã cho.

Nếu các giá trị của bài toán không trùng với các giá trị tính toán của các tờ toán đồ thì xác định F bằng nội suy.

Ta cũng có thể kiểm toán lại các kích thước của bề phản áp đã thiết kế bằng giá trị của hệ số an toàn đọc được trên toán đồ - Việc kiểm toán chỉ làm với các giá trị ở dưới đường cong giới hạn

$\frac{L}{H} = \infty$ vì tất cả các bề phản áp có chiều rộng lớn hơn chiều rộng giới hạn đó đều vô ích.

Trong bài toán thứ hai: đã cho trước $\varphi_r, \gamma_r, H, C_u, H_B$ - cũng như trong trường hợp trên ta sẽ chọn loại và tờ toán đồ tương ứng mà giá trị $N = \frac{C_u}{\gamma_r H}$ của bài toán thực tế nằm ở giữa. Từ hệ số an

toàn F yêu cầu và tỉ số $\frac{H_B}{H}$ đã

biết, ta sẽ tìm được đường cong

$\frac{L}{H}$ tương ứng ở các tờ toán đồ có

tỉ số $\frac{h}{H}$ khác nhau. Như vậy sẽ đủ

để tìm L và h thích hợp với địa hình và tiết kiệm công tác làm đất.

III. Ví dụ:

a) Ví dụ đơn giản

Xác định hệ số an toàn F của một nền đắp có bề phản áp, biết các đặc trưng của nó như sau:

$$H = 8\text{m}, \cot\beta = 2/1,$$

$$\varphi_r = 35^\circ, \gamma_r = 2\text{t/m}^3, L = 8\text{m},$$

$$h = 3,2\text{m}, H_B = 12\text{m},$$

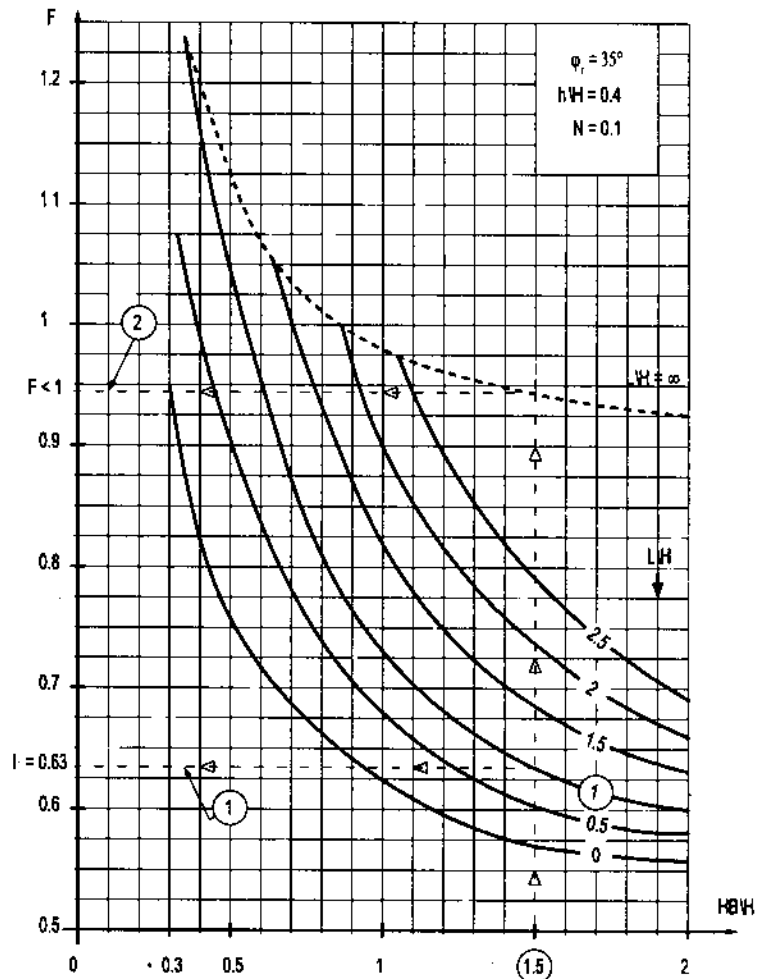
$$C_u = 1,6\text{t/m}^2.$$

- Tính các thông số:

$$\frac{L}{H} = \frac{8}{8} = 1$$

$$\frac{h}{H} = \frac{3,2}{8} = 0,4$$

$$N = \frac{C_u}{\gamma_r H} = \frac{1,6}{2 \times 8} = 0,1$$



Hình 3: Ví dụ a - Tra toán đồ

$$\frac{H_B}{H} = \frac{12}{8} = 1,5$$

Như thấy trên hình 3, giá trị của hệ số an toàn F có thể đọc trực tiếp trên toán đồ N = 0,1 của từ $h/H = 0,4$, loại $\varphi_r = 35^\circ$; F = 0,635 (mũi tên 1)

Cần thấy rằng với chiều cao h của bề phản áp trong trường hợp này, giá trị lớn nhất của hệ số an toàn F (hình 3, đường mũi tên 2) luôn nhỏ hơn 1, dù chiều rộng của bề phản áp là bao nhiêu.

b) Ví dụ có nội suy

Xác định hệ số an toàn F cho một nền đắp có bề phản áp với các đặc trưng sau đây:

H = 10m, $\varphi_r = 35^\circ$, $\gamma_r = 2,2 \text{ t/m}^2$, L = 15m, h = 2,4m, $H_B = 15\text{m}$, $C_u = 3 \text{ t/m}^2$, $\cotg\beta = 2/1$.

- Tính các thông số: $\frac{L}{H} = \frac{15}{10} = 1,5$

$$\frac{h}{H} = \frac{2,4}{10} = 0,24 \rightarrow 0,2 < \frac{h}{H} < 0,5$$

$$N = \frac{3}{2,2 \times 10} = 0,136 \rightarrow 0,1 < N < 0,2$$

$$\frac{H_B}{H} = \frac{15}{10} = 1,5$$

Như vậy phải nội suy giữa hai giá trị của $\frac{h}{H}$ cũng như giữa hai giá trị của N, bằng cách đọc trên các toán đồ tương ứng các giá trị F khác nhau (hình 4) và tóm tắt trong bảng dưới đây:

Loại $\varphi_r = 35^\circ$			
$h/H = 0,2$		$h/H = 0,3$	
N = 0,1 F = 0,645	N = 0,2 F = 1,235	N = 0,1 F = 0,665	N = 0,2 F = 1,265
Với $\frac{H_B}{H} = 1$, $\frac{L}{H} = 1,5$			

Việc nội suy có dạng

$$\begin{array}{ccccc} \text{tỉ số } k_1 & < & \text{tỉ số } k & < & \text{tỉ số } k_2 \\ \downarrow & & \downarrow & & \downarrow \\ F_1 & & F & & F_2 \end{array}$$

Ta đặt: $K = \frac{K - K_1}{K_2 - K_1}$ và $\Delta F = F_2 - F_1$

từ đó: $F = F_1 + \Delta F \cdot K$

Nội suy giữa các từ $h/H = 0,2$ và $h/H = 0,3$.

$$0,2 < h/H = 0,24 < 0,30$$

Với N = 0,1 $K = \frac{0,24 - 0,20}{0,30 - 0,20} = \frac{0,04}{0,10} = 0,4$

$$F = 0,665 - 0,645 = 0,02$$

$$F = 0,645 + 0,02 \times 0,4 = 0,653$$

$$\text{Với } N = 0,2 \quad K = 0,4$$

$$\Delta F = 1,265 - 1,235 = 0,03$$

$$F = 1,235 + (0,03 \times 0,4) = 1,247$$

Nội suy giữa hai giá trị F với $N = 0,1$ và F với $N = 0,2$

$$0,100 < N = 0,136 < 0,200$$

$$K = \frac{0,136 - 0,100}{0,200 - 0,100} = \frac{0,036}{0,100} = 0,36$$

$$F = 1,247 - 0,653 = 0,594$$

$$F = 0,653 + (0,594 \times 0,36) = 0,867$$

Với bài toán này, tìm được hệ số an toàn $F = 0,867$

c) *Thí dụ tính kích thước của bề phản áp*

Cho một nền đắp có độ dốc mái taluy $\cotg\beta = 2/1$, chiều cao 5m xây dựng trên một lớp đất yếu chiều dày $H_B = 5m$. Vật liệu của nền đắp có các đặc trưng $\varphi_r = 40^\circ$ và $\gamma_r = 2t/m^3$ - Đất nền có lực dính $C_u = 2t/m^2$. Người ta muốn cho độ ổn định của hệ thống nền đắp có bề phản áp này ít nhất tương ứng với hệ số an toàn $F = 1,5$.

- Tính các thông số $\varphi_r = 40^\circ$

$$N = \frac{C_u}{\gamma_r H} = \frac{2}{2 \times 5} = 0,2$$

$$\frac{H_B}{H} = \frac{5}{5} = 1$$

- Nghiệm toán độ ổn định của nền đắp ban đầu

Trên các toán đồ $N = 0,2$ loại $\varphi_r = 40^\circ$, ứng với $\frac{H_B}{H} = 1$, ta đọc được trên đường cong $L/H = 0$ (trường hợp nền đắp không có bề phản áp) một giá trị hệ số an toàn F bằng 1,17 (hình 5).

$$F_1 = 1,17$$

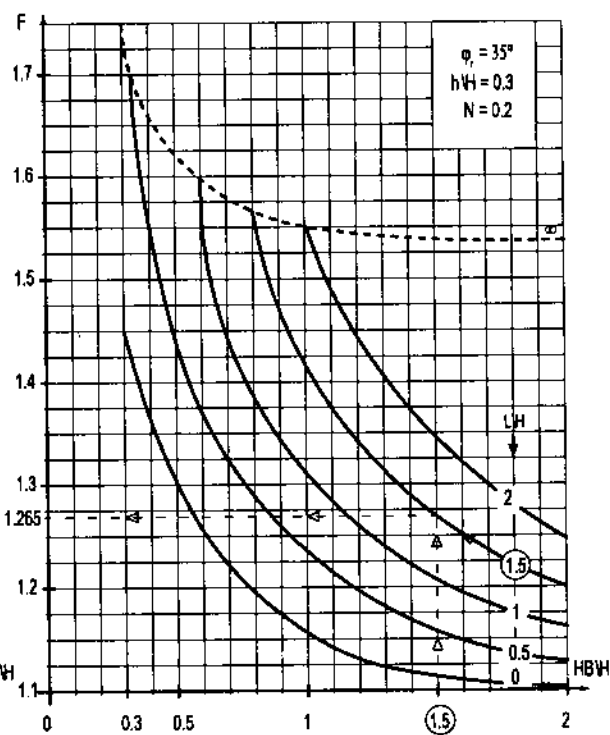
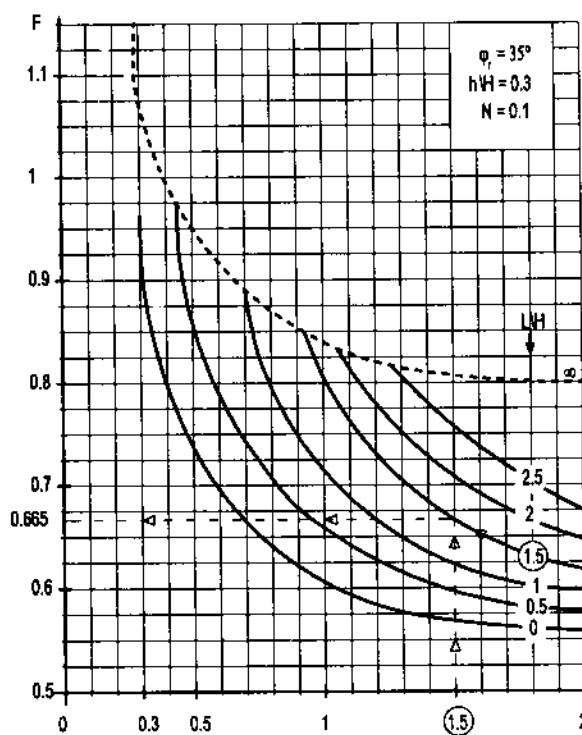
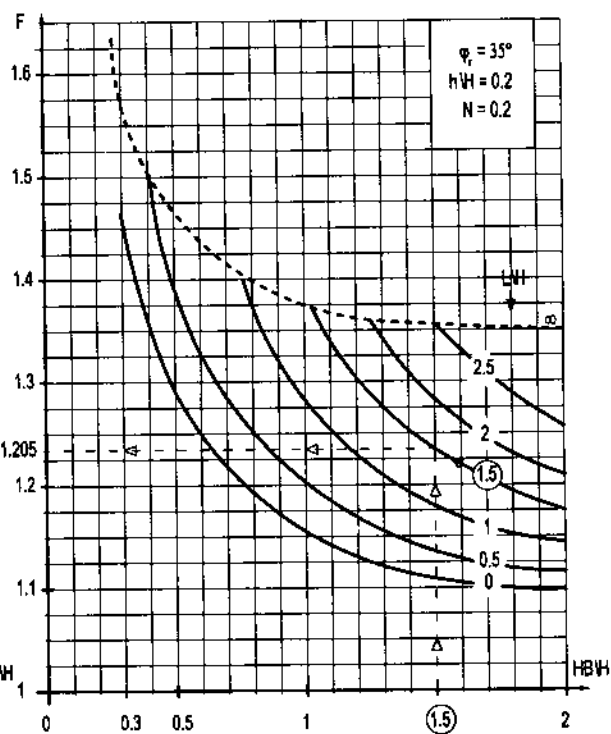
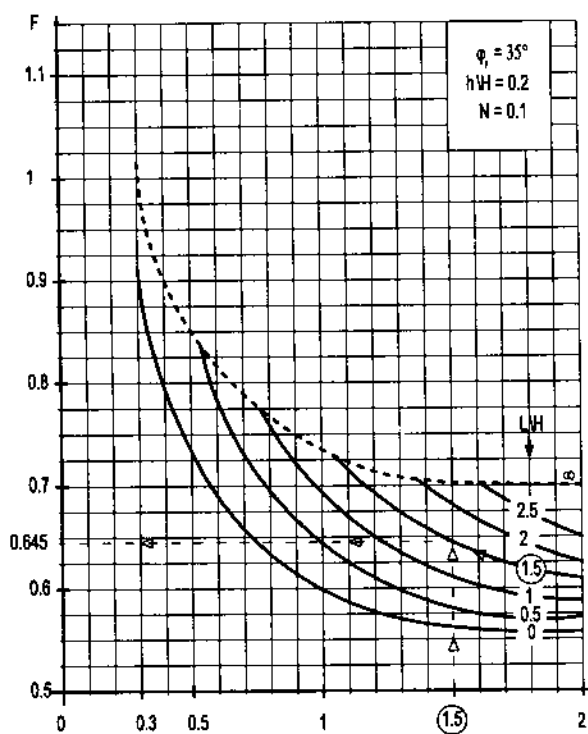
Như vậy độ dốc $\cotg\beta = 2/1$ không bảo đảm điều kiện ổn định.

- Áp dụng giải pháp đầu tiên: làm thoải độ dốc

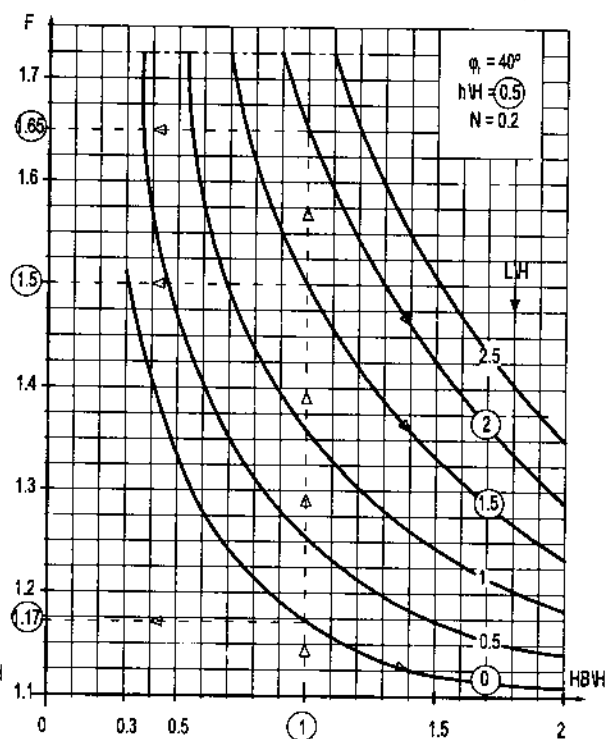
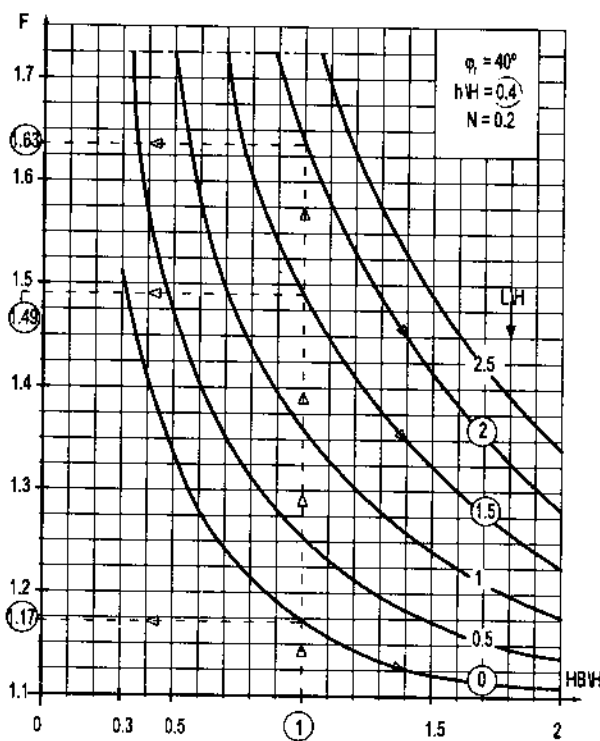
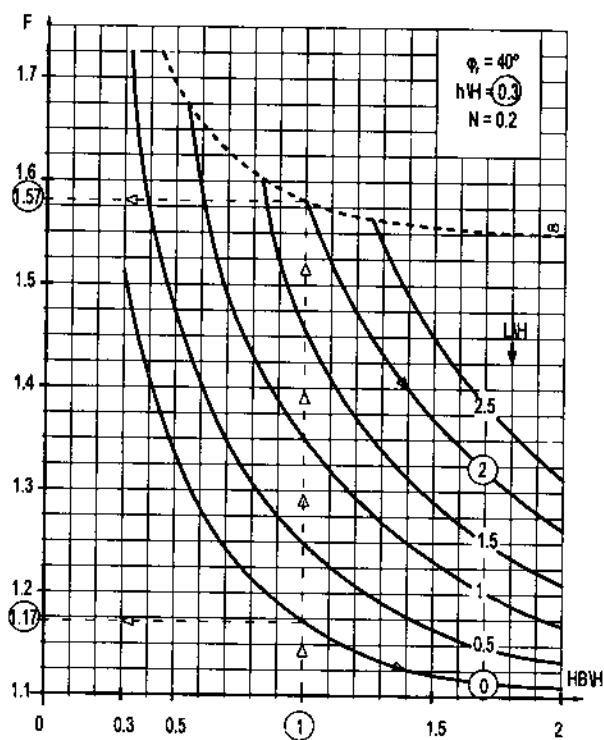
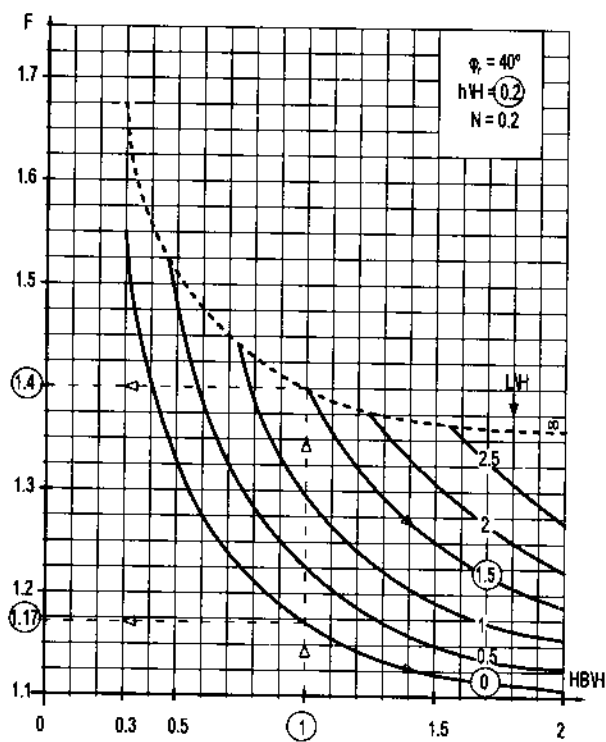
Áp dụng các toán đồ "Nền đắp trên đất yếu" ta thấy để đạt được hệ số $F = 1,5$, phải có một độ dốc taluy với $\cotg\beta > 3/1$ ($F = 1,17$ với $2/1$, $F = 1,22$ với $2,5/1$, $F = 1,28$ với $3/1$) - Giá trị $F = 1,5$ phải ứng với một độ dốc với $\cotg\beta = 4/1$.

- Áp dụng giải pháp thứ hai: tính kích thước của bề phản áp

Ta sử dụng các toán đồ loại $N = 0,2$, $\varphi_r = 40^\circ$ (hình 5) ứng với các tỉ số h/H và các giá trị L/H khác nhau:



Hình 4: Ví dụ b



Hình 5: Ví dụ C: Xác định kích thước hệ phản áp

	L/H = 0	L/H = 1	L/H = 1,5	L/H = 2	
$h/H = 0,2$	$F = 1,17$	$F = 1,30$	$F = 1,40$	$F = 1,40$	$h = 1,5m$
$h/H = 0,3$	$F = 1,17$	$F = 1,33$	$F = 1,45$	$F = 1,5$	$h = 2m$
$h/H = 0,4$	$F = 1,17$	$F = 1,36$	$F = 1,49$	$F = 1,63$	$h = 2,5m$
$h/H = 0,5$	$F = 1,17$	$F = 1,37$	$F = 1,50$	$F = 1,65$	
			L = 7,5m	L = 10m	

Từ $F = 1,50$, ta có thể có nhiều lời giải thích hợp. Để có thể so sánh lời giải này với lời giải trước, ta chọn ra hai trường hợp:

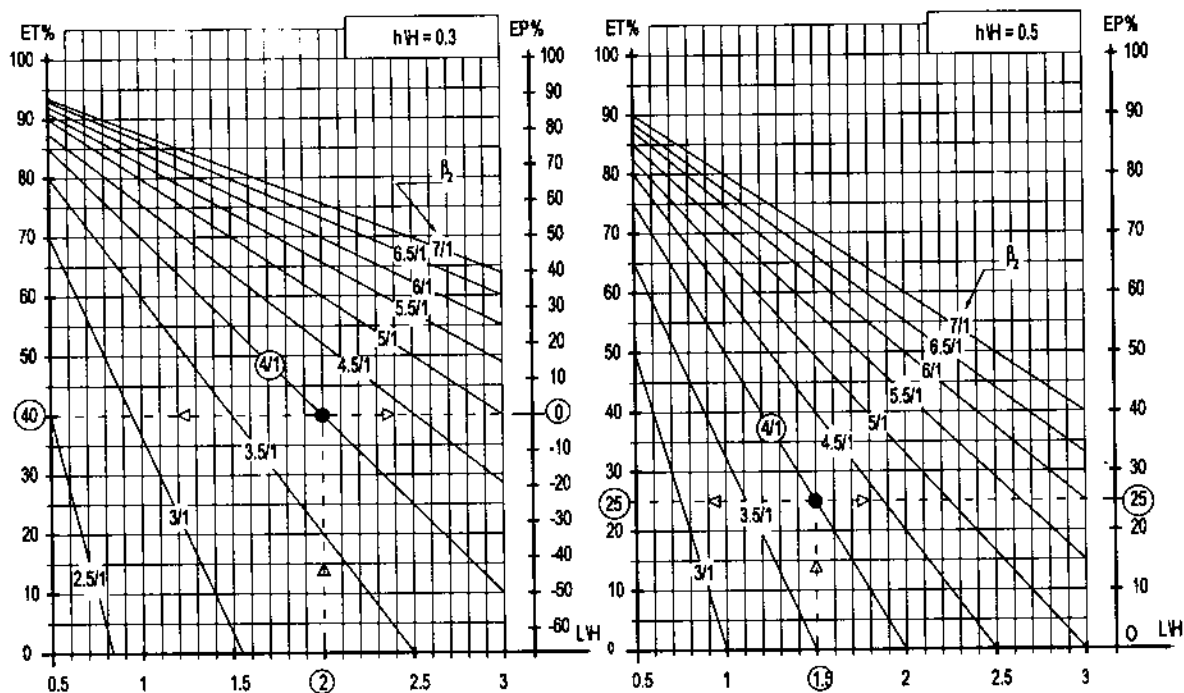
1. $F = 1,50$ với $L/H = 1,5$ và $h/H = 0,5$
 2. $F = 1,57$ với $L/H = 2$ và $h/H = 0,3$
- } Các giá trị so sánh

Chọn kích thước bề phản áp theo lời giải đầu:

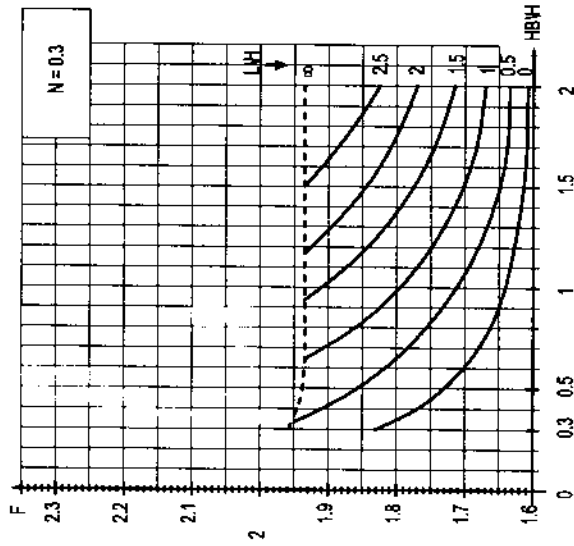
Bằng cách chọn kích thước tương đối của bề phản áp $h/H = 0,5$ và $L/H = 1,5$ ($h = 2,5m$ và $L = 7,5m$) ta tiết kiệm được về công tác làm đất là $ET\% = 25\%$ và giảm được chiều rộng chiếm đất của nền đắp là 25% ($EP\%$): (hình 6) lấy theo các đồ thị ở phụ lục 1.

Nếu ta chọn bề phản áp có $h/H = 0,3$ và $L/H = 2$ ($h = 1,5m$ và $L = 10m$) thì sẽ tiết kiệm được về công tác làm đất là $ET\% = 40\%$, nhưng lại không tiết kiệm được về diện tích chiếm đất ($EP\% = 0$) (hình 6).

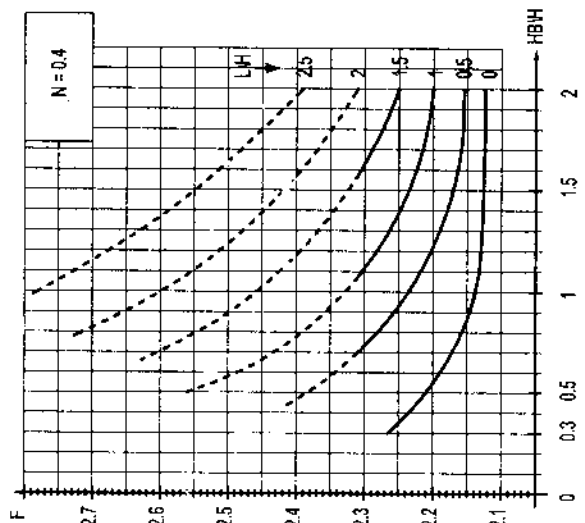
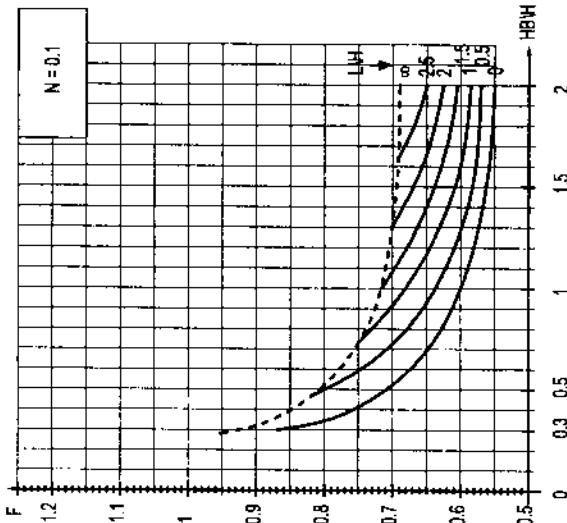
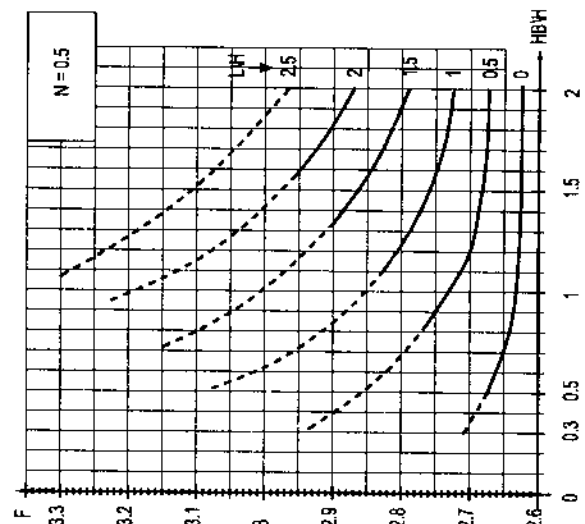
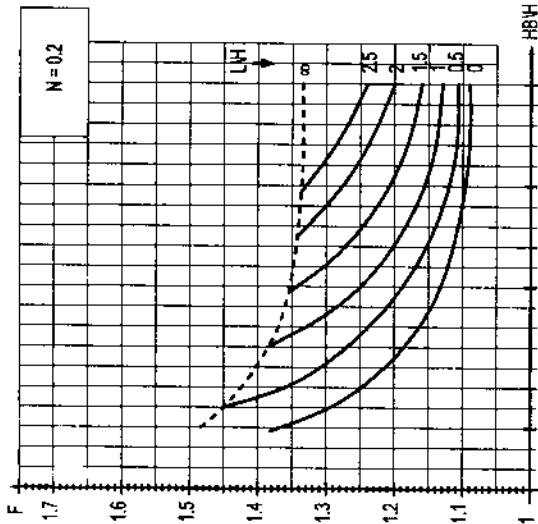
Việc so sánh này có thể tính nhanh bằng con số khi tra các toán đồ so sánh kinh tế sử dụng bề phản áp. Ta có thể chọn một trong hai lời giải này giải pháp phù hợp nhất với lợi ích của bài toán đặt ra (tiết kiệm diện tích chiếm đất hoặc tiết kiệm khối lượng công tác làm đất).

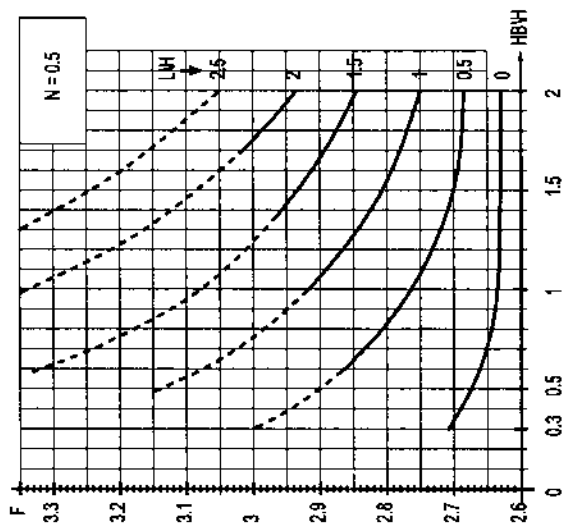
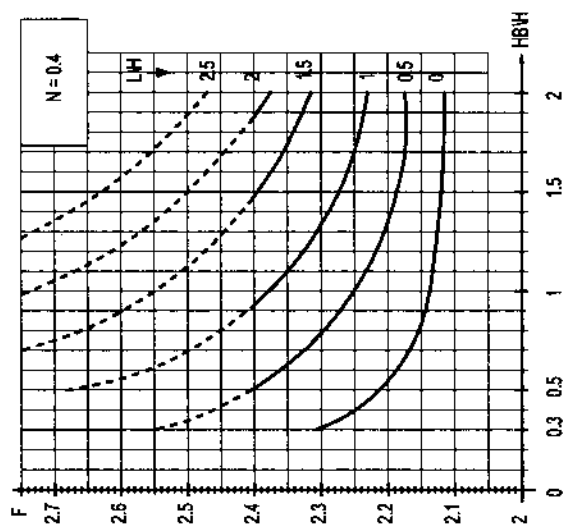
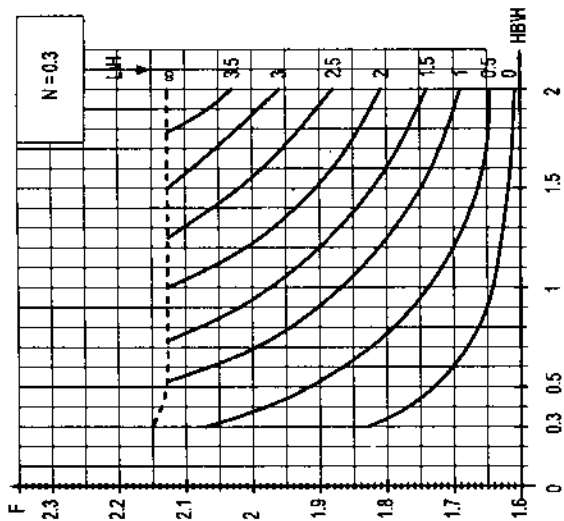
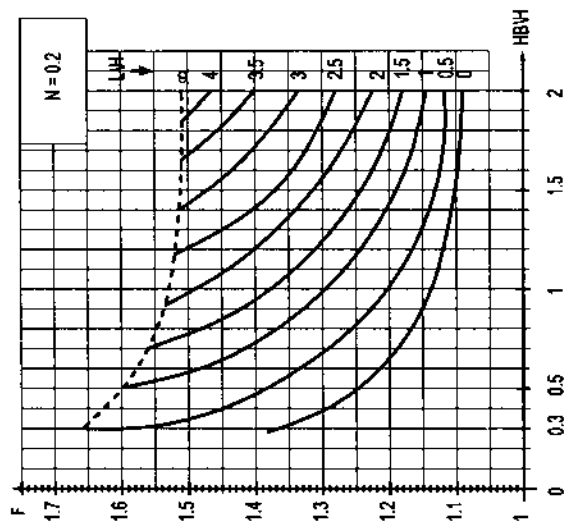
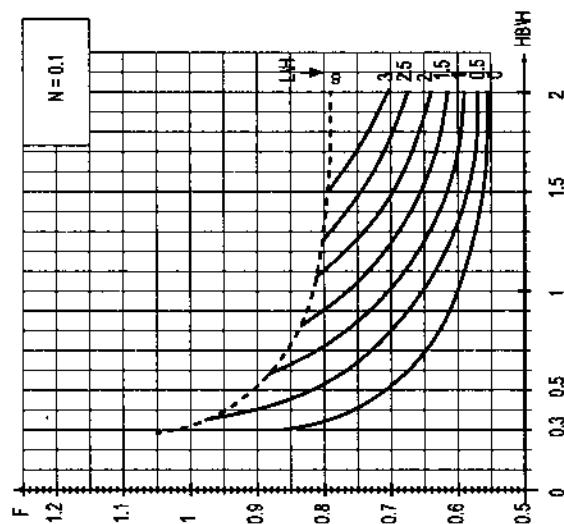


Hình 6: Sử dụng toán đồ so sánh sự tiết kiệm tương đối về công tác làm đất và chiếm đất (ví dụ C).

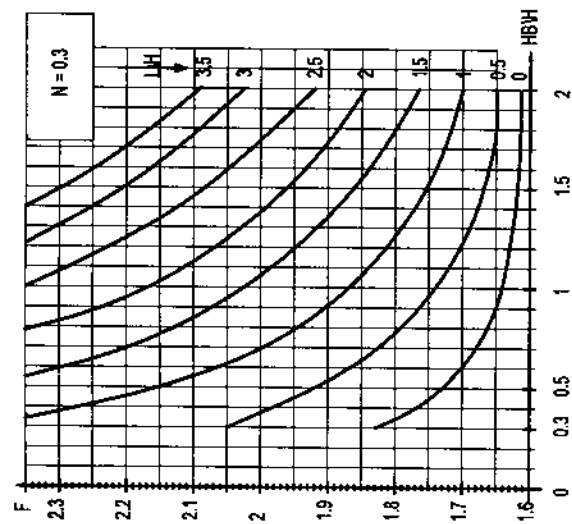


$\text{Cotg } \beta = 2/1$
 $\phi_r = 30^\circ$
 $LHM = 0.2$

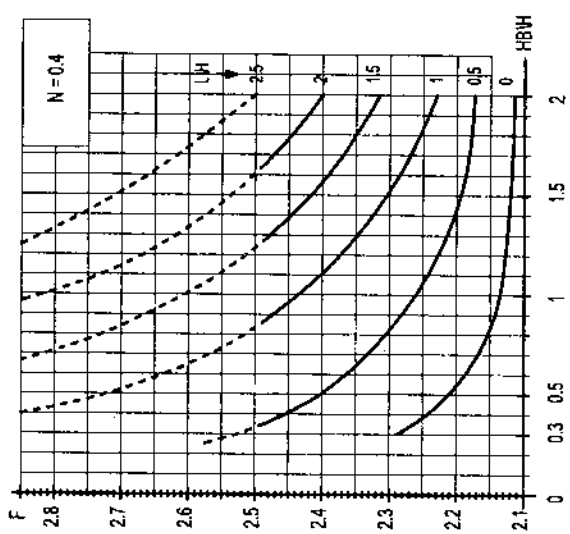
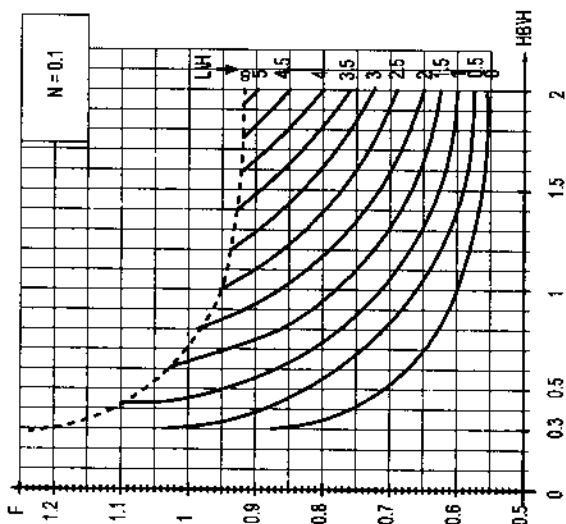
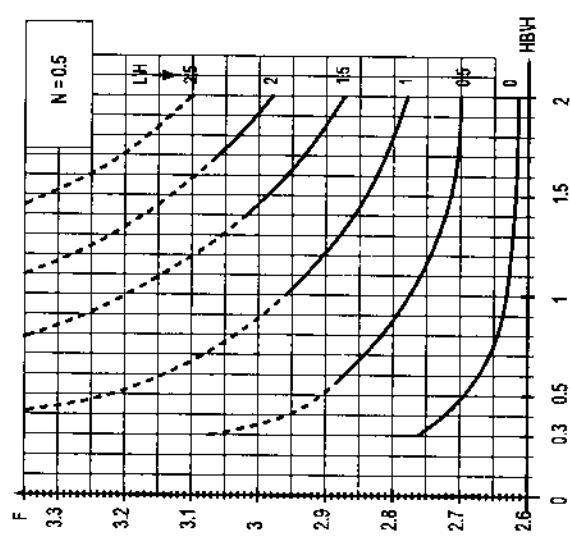
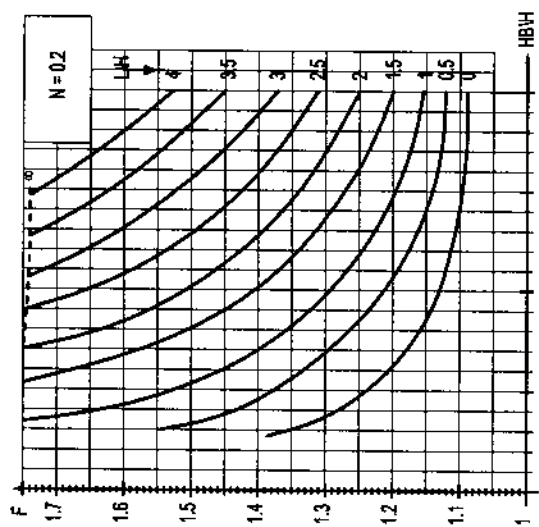


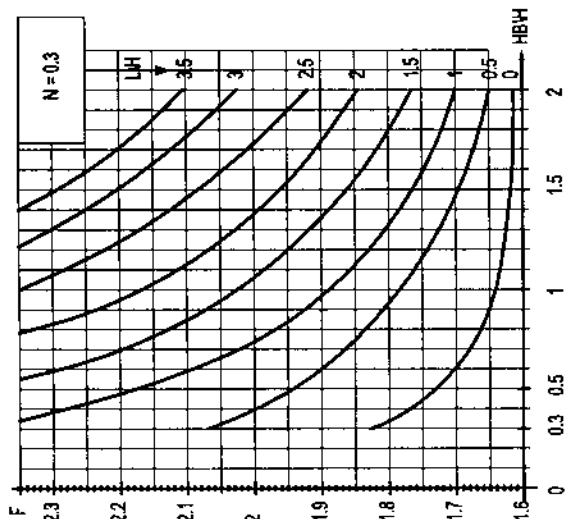


$\text{Colg } \beta = 2/1$
 $\phi_r = 30^\circ$
 $LH = 0.3$

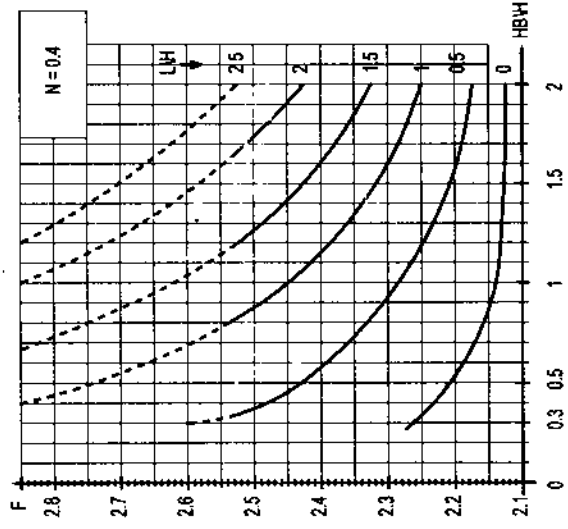
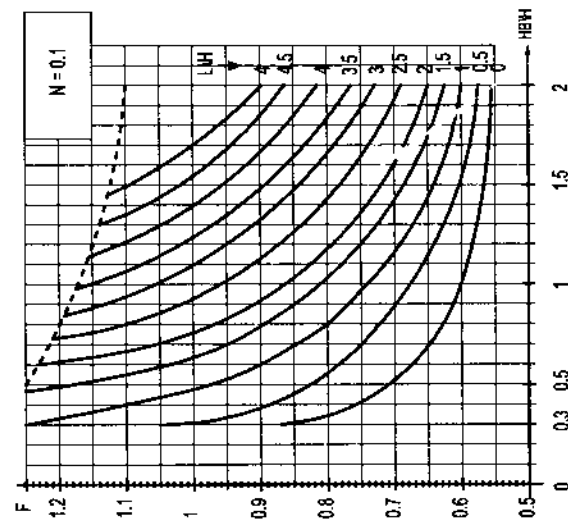
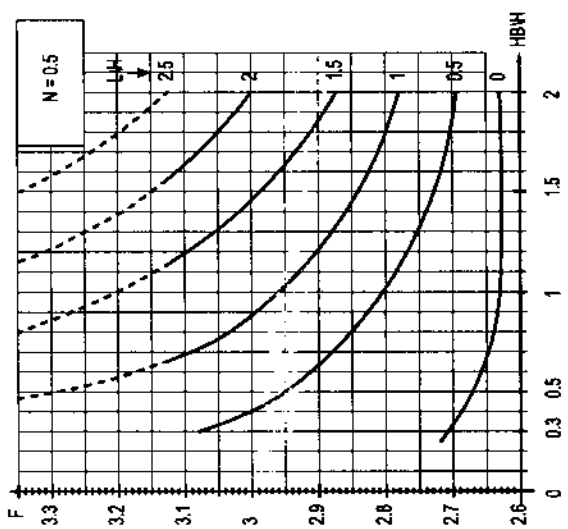
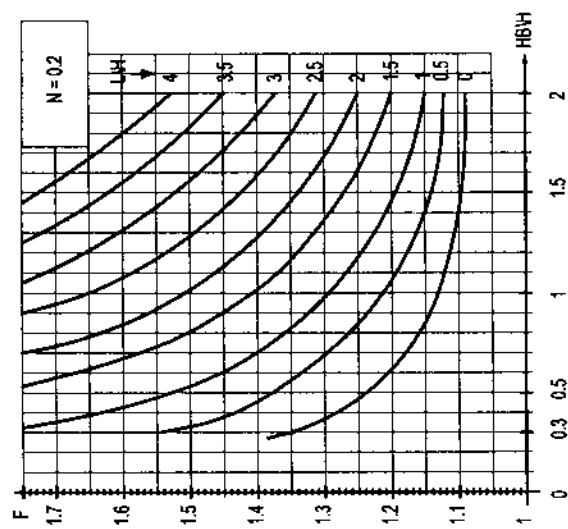


$\text{Cotg } \beta = 2/1$
 $\varphi_i = 30^\circ$
 $LH = 0.4$





$\text{Colg } \beta = 2\pi$
 $\phi_f = 30^\circ$
 $LH = 0.5$

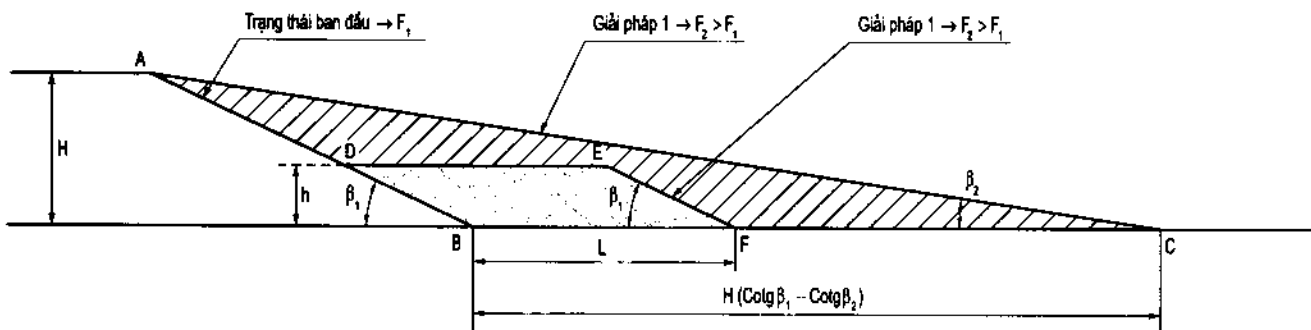


IV. So sánh kinh tế của việc sử dụng bề phản áp

Có thể cải thiện hệ số an toàn F theo hai cách khác nhau:

- Làm thoải độ dốc taluy
- Bố trí bề phản áp

Vì vậy khi tính kích thước bề phản áp cần tiến hành so sánh kinh tế theo hai giải pháp này (hình 7).



Hình 7: So sánh khối lượng công tác làm đất giữa hai giải pháp cho cùng một hệ số an toàn F_2

Lợi ích của việc so sánh này có thể dẫn tới việc tiết kiệm công tác làm đất, giảm chiều rộng chiếm đất của nền đường hoặc đồng thời cả hai.

Việc so sánh chỉ có giá trị khi các giải pháp chọn cùng dẫn tới một hệ số an toàn giống nhau.

a) Tiết kiệm công tác làm đất trên 1 mét dài của nền đắp

Như thấy ở hình 7, sự tiết kiệm này có thể tính bằng số bằng cách so sánh khối lượng công tác làm đất trên 1 mét dài cần thiết để thi công một bề phản áp và khối lượng công tác làm đất cần để xây dựng một taluy thoải hơn có cùng một hệ số an toàn F giống nhau.

$$\text{Tiết kiệm công tác làm đất (\%)} = \frac{1m \times \text{Diện tích ACFED}}{1m \times \text{Diện tích ABC}} \times 100$$

Hoặc bằng cách sử dụng các ký hiệu trên hình vẽ:

$$ET\% = \frac{\frac{H^2}{2} (\cotg\beta_2 - \cotg\beta_1) - Lh}{\frac{H^2}{2} (\cotg\beta_2 - \cotg\beta_1)} \times 100$$

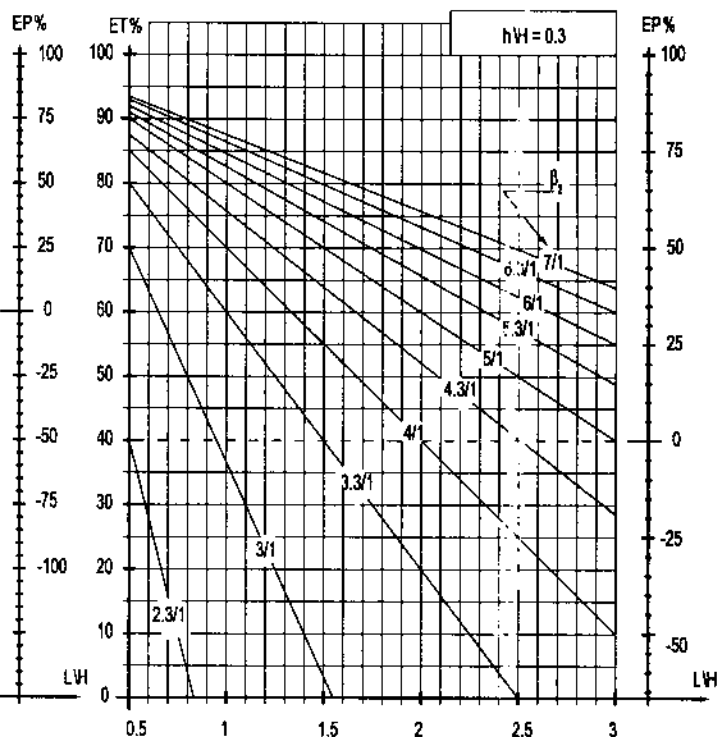
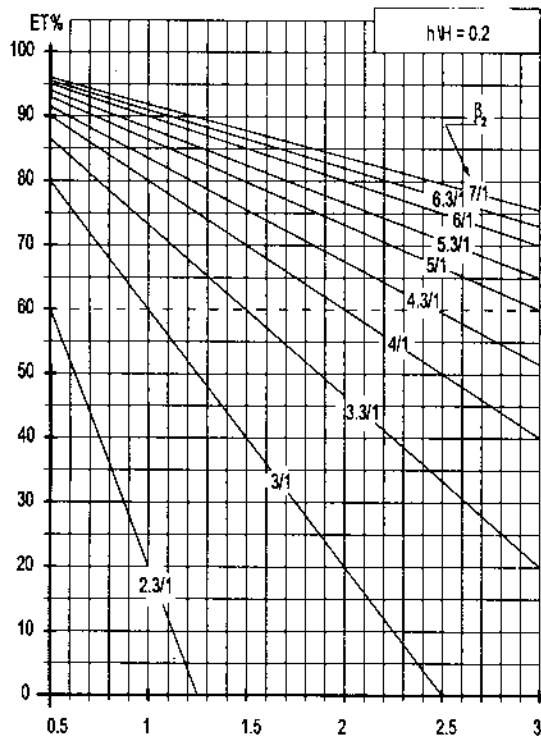
từ đó:

$$ET\% = \left(1 - \frac{L}{H} \cdot \frac{h}{H} \frac{2}{\cotg\beta_2 - \cotg\beta_1} \right) \times 100$$

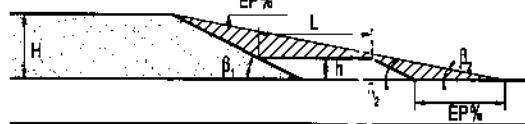
b) Tiết kiệm chiều rộng chiếm đất của nền đắp

Sự tiết kiệm này có thể biểu thị bằng cách so sánh vị trí chân taluy của nền đắp ban đầu với chân của các taluy hoặc của bề phản áp theo giải pháp đã chọn lựa.

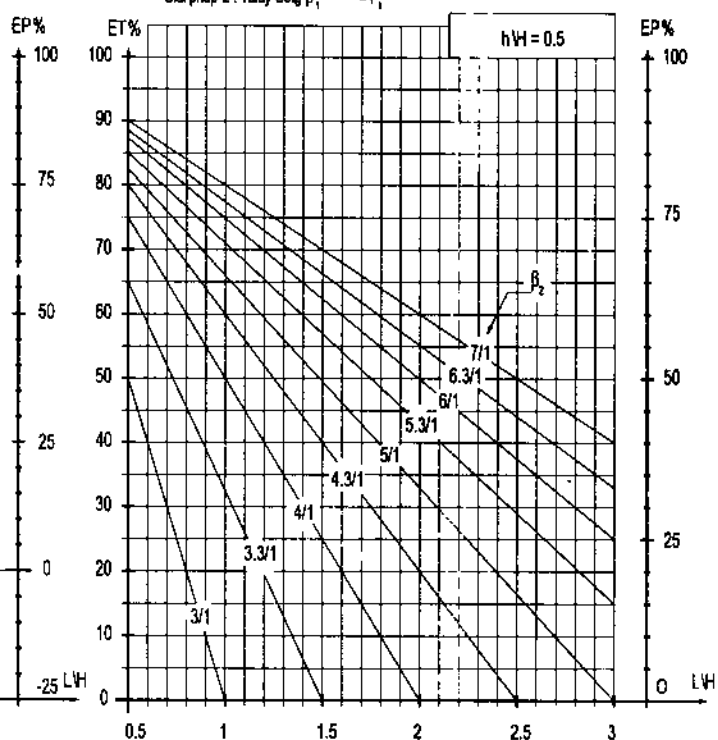
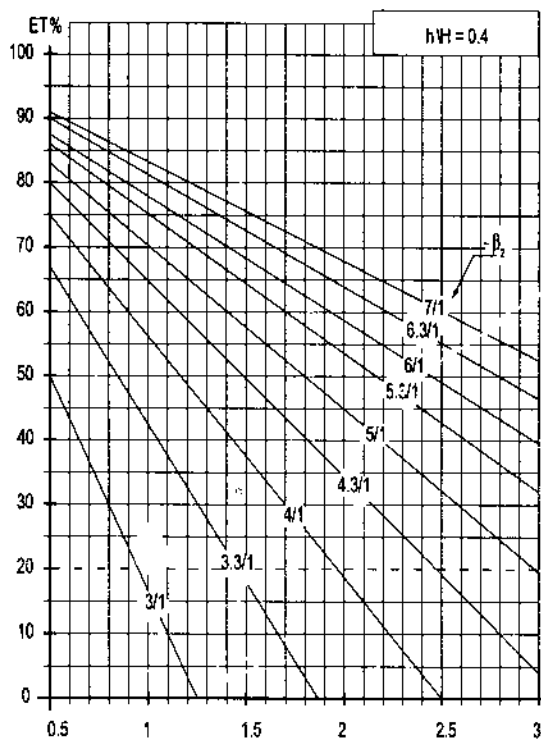
Cotg $\beta_1 = 2/1$



HÌNH 7 - TOÁN ĐỒ ĐỂ TÍNH SU TIẾT KIỂM ĐỐI VỚI CÔNG TÁC LÀM ĐẤT (ET%) VÀ ĐỐI VỚI VIỆC CHIẾM ĐẤT (EP%) BẰNG CÁCH SO SÁNH HAI GIẢI PHÁP CÓ THỂ ĐỂ ĐẠT CÙNG MỘT HỆ SỐ AN TOÀN VỚI MỘT NỀN ĐẬP TRÊN ĐẤT YẾU CÓ Cotg $\beta_1 = 2/1$



Giải pháp 1: Nén đập + Phản áp = F_1
Giải pháp 2: Taluy Cotg $\beta_1 = F_1$ } Với cùng một hệ số an toàn



$$\text{Tiết kiệm, việc chiếm đất \%} = \frac{FC}{BC} \times 100$$

Hoặc bằng cách sử dụng các ký hiệu trên hình vẽ:

$$EP\% = \frac{H(\cot\beta_2 - \cot\beta_1) - L}{H(\cot\beta_2 - \cot\beta_1)}$$

từ đó

$$EP\% = \left(1 - \frac{L}{H} \frac{1}{\cot\beta_2 - \cot\beta_1} \right) \times 100$$

Trên hình 7 ta có 4 hình vẽ cho các tỉ lệ phần trăm tiết kiệm tương đối ET% và EP% phụ thuộc vào kích thước tương đối của bề phản áp chọn $\frac{L}{H}$ và $\frac{h}{H}$. Các hình vẽ này tương ứng với các tỉ h/H của các toán đồ và cho phép nội suy tuyến tính giữa các giá trị đó. Như trình bày ở các công thức trên đây, ta thấy là chiều cao của bề phản áp có ảnh hưởng trực tiếp đối với việc tiết kiệm khối lượng công tác làm đất, và không ảnh hưởng đến việc tiết kiệm chiều rộng chiếm đất.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Remblais sur argile molles*. Leroueil S, Magnan J.P, Tavenas F Paris: Technique et Documentation-Lavoisier, 1985.
2. *Remblais routiers sur sols compressibles. Etude et construction*. G. Pilot, D.Chaput, D. Queyroi, 1988. Editeur: Ministère de la coopération et du développement.
3. *Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles-Guide technique*. SETRA et LCPC. Paris, 2000.
4. *MémoTech génie civil*. Destrac J.M, Lefaivre. D, Maldent Y, Vila S, 1996. Educavivres - Edition Casteilla - Paris.
5. *Propriétés mécaniques de sols* - Lareal. P Insa de Lyon, 1990.
6. *Cours pratiques de mécanique des sols*. Costet J, Sanglerat G. Dunod. Paris, 1975.
7. *A contribution to settlement analyses of foundations on clay*. Skempton A.W, Bjerrum LA. Géotechnique Vol. 7 N°4 - 1957.
8. LCPC-SETRA (1972) *Calcul pratique d'une fondation dans les fondations courantes d'ouvrages d'art* - Fond 72.
9. *Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam*. Lareal P. Nguyễn Thành Long, Nguyễn Quang Chiêu, Lê Bá Lương, Vũ Đức Lục. Nhà xuất bản Khoa học, Hà Nội 1996.
10. *Quy phạm kỹ thuật thiết kế và thi công nền đường ô tô trên đất yếu JTJ017-96*. (Bản Trung văn) Bộ Giao thông nước Cộng hòa nhân dân Trung Hoa, 1997.
11. *Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262-2000*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải. 2001.

MỤC LỤC

	Trang
<i>Lời giới thiệu</i>	3
Chương 1. Đất và một số khái niệm cơ bản về cơ học đất	
1.1. Các chỉ tiêu và phân loại các tính chất của đất	5
1.2. Đầm nén đất	13
1.3. Ứng suất giữa các hạt hoặc ứng suất có hiệu	14
1.4. Cố kết và lún cố kết	16
Chương 2. Đất yếu và các vấn đề đặt ra khi thiết kế và thi công nền đắp trên đất yếu	
2.1. Khái niệm về đất yếu	27
2.2. Các yêu cầu khi thiết kế nền đắp trên đất yếu	28
2.3. Các vấn đề về ổn định	29
2.4. Các vấn đề về lún	32
2.5. Các vấn đề về nối tiếp với nền móng công trình	33
Chương 3. Xác định các đặc trưng địa kĩ thuật của đất yếu	
3.1. Nhận biết và phân loại đất	35
3.2. Cường độ kháng cắt	40
3.3. Đo các đặc trưng nén lún ở trong phòng thí nghiệm	45
3.4. Nghiên cứu vật liệu của nền đắp	48
3.5. Các phương pháp thí nghiệm địa kĩ thuật ở hiện trường	51
Chương 4. Nghiên cứu về độ ổn định	
4.1. Những hư hỏng của nền đắp trên đất yếu	58
4.2. Trình tự tính toán độ ổn định (bảng 4.1)	60
4.3. Tính ổn định	65
4.4. Các phương pháp cải thiện độ ổn định	69
Chương 5. Nghiên cứu về lún và ảnh hưởng của lún đối với móng cọc	
5.1. Độ lún và các đặc tính biến dạng của đất tại chỗ	72
5.2. Tính lún	73
5.3. Tính thời gian lún	77
5.4. Nghiên cứu ảnh hưởng của lún đối với các công trình xây dựng trên các móng cọc	82

Chương 6. Kỹ thuật xây dựng nền đắp trên đất yếu	
6.1. Mở đầu	89
6.2. Giới thiệu các kỹ thuật xây dựng	89
6.3. Các tiêu chuẩn ảnh hưởng đến việc chọn lựa kỹ thuật	91
6.4. Chọn lựa các kỹ thuật theo loại công trình	93
6.5. Các biện pháp xử lý đồng thời với việc xây dựng nền đắp	95
6.6. Các biện pháp cải thiện đất yếu dưới nền đắp	114
Chương 7. Kiểm tra thi công hiện trường và theo dõi công trình đã hoàn thành	
7.1. Mở đầu	135
7.2. Kiểm tra việc xây dựng nền đắp	135
7.3. Kiểm tra trạng thái của công trình đã làm xong	138
7.4. Các thiết bị	139
Phụ lục I. Thí nghiệm nén không nở hông chất tải từng cấp <i>(Phương pháp thí nghiệm của LPC, 1985)</i>	142
I. Thực hành thí nghiệm	142
II. Tính toán và kết quả	146
Phụ lục II.	
II.1. Các toán đồ tính ổn định taluy nền đắp trên đất yếu (Đắp bằng vật liệu rời)	158
II.2. Các toán đồ ổn định nền đắp trên đất yếu (Vật liệu đắp là đất rời, có xét lực dính)	168
II.3. Nền đắp trên đất yếu có bề phản áp các toán đồ tính ổn định	174
Tài liệu tham khảo	188

THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG NỀN ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: NGUYỄN MINH KHÔI

Chế bản: PHẠM HỒNG LÊ

Sửa bản in: NGUYỄN MINH KHÔI

Trình bày bìa: H.S. NGUYỄN HỮU TÙNG

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 1537/XB-QLXB-3 ngày.03-11-2003. In xong nộp lưu chiểu tháng 01-2004.

6X-6X8	1537 - 2003
XD- 2004	

Giá : 32.000^d