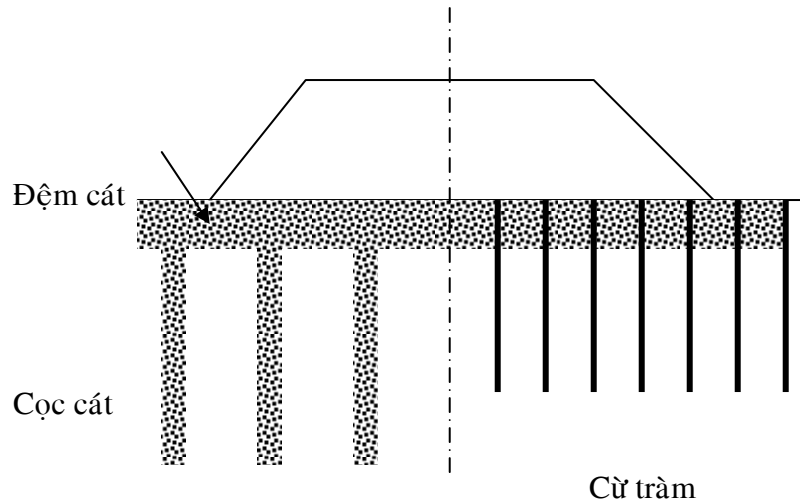


IX . GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU BẰNG CỪ TRÀM HOẶC CỌC CÁT

9.1 Cấu tạo



Hình IX.1: Gia cố nền bằng cừ tràm hoặc cọc cát

9.2 Đặc điểm và phạm vi sử dụng

Cọc cát :

Đây là loại cọc vật liệu rời có độ cứng không lớn hơn nhiều so với đất nền xung quanh. Nén chặt đất bằng cọc cát là một phương pháp có hiệu quả khi xây dựng đường hoặc đường vào cầu đi qua vùng đất yếu

Tác dụng cơ bản của cọc cát là làm giảm độ rỗng, và độ ẩm của đất nền. Trọng lượng thể tích, mô đun biến dạng, lực dính và góc ma sát trong của đất tăng lên .

Kết quả là sức chịu tải được tăng lên, độ lún và độ biến dạng của nền đất dưới đáy móng công trình giảm đi một cách đáng kể. Ngoài ra, cọc cát còn có thể làm việc như hệ thống giếng cát, do đó làm tăng nhanh mức độ cố kết của nền.

Cừ tràm :

Cừ tràm là loại cọc gỗ có đường kính bé dùng thích hợp và có hiệu quả để xử lý nền đất yếu dưới các công trình dân dụng và công nghiệp cũng như các công trình cầu nhỏ và cống với quy mô vừa và nhỏ khi ứng suất trung bình dưới đế móng không vượt quá 80 kPa .

Các loại đất yếu dùng thích hợp cho cừ tràm và móng cừ tràm có thể bao gồm các loại cát nhỏ, cát bụi ở trạng thái rời bão hòa nước, các loại đất dính (cát pha sét, sét pha cát và sét) ở trạng thái dẻo mềm, dẻo chảy và chảy ; các loại đất bùn, đất than bùn và than bùn .

Tùy theo trị số và tính chất tác dụng của tải trọng công trình cũng như tùy theo sơ đồ địa chất cụ thể ở khu vực xây dựng mà lựa chọn đường kính, chiều dài và mật độ cừ thích hợp.

Đường kính cừ tràm thường dùng từ 8cm đến 10cm ; chiều dài cừ tràm nên chọn từ 3m đến 5m ; mật độ cừ tràm (số cọc /m²) tùy theo loại đất và trạng thái của nó cũng như độ lớn của tải trọng mà có thể sử dụng từ 16 cọc/m² đến 49 cọc/m².

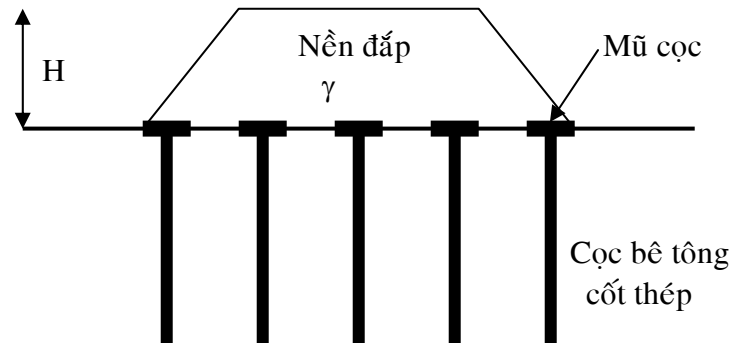
Thông thường đối với các loại cát nhỏ, cát bụi ở trạng thái rời và bão hòa nước có thể sử dụng mật độ từ 16 cọc/m² đến 25 cọc/m² ; đối với các loại cát pha sét và sét pha cát ở trạng thái dẻo mềm, chảy dẻo hoặc chảy có thể sử dụng từ 25 cọc/m² đến 36 cọc/m² ; còn đối với các loại đất sét ở trạng thái chảy và các loại bùn sét , đất than bùn và than bùn có thể sử dụng từ 36 cọc/m² đến 49 cọc/m².

Đỉnh cừ tràm khi thiết kế luôn luôn phải đảm bảo nằm dưới mực nước ngầm thấp nhất và nước ngầm không có tính chất xâm thực. Ở những nơi có thủy triều lên xuống thất thường, khi thiết kế cần phải đảm bảo đỉnh cọc tràm ở dưới mực nước thấp nhất.

Gỗ tràm dùng làm cọc phải có tuổi từ 6 năm trở lên và đường kính ngọn khi khai thác không được nhỏ hơn 5 cm khi chiều dài cừ tràm không nhỏ hơn 4 m. Thân cọc tràm phải thẳng để hạn chế khả năng uốn dọc khi chịu tải trọng. Lõi cọc tràm khi sử dụng phải tươi, không bị mục và không bóc vỏ ngoài. Các cọc tràm trước khi dùng phải được tưới ẩm và dưỡng hộ theo các quy định cụ thể trong quy trình thi công.

Cừ tràm có thể đóng thẳng đứng hoặc đặt nằm ngang trong nền. Hiện nay tính toán và thiết kế cừ tràm vẫn chưa có tiêu chuẩn pháp qui.

Khi xây dựng đoạn đường lên cầu, ta cũng có thể dùng cọc rời bằng vật liệu khác: đá dăm, đất + vôi, đất + xi măng



Hình IX.2: Gia cố nền bằng cọc bê tông cốt thép có mũ cọc

Hình IX.2 giới thiệu biện pháp dùng cọc cứng (cọc BTCT) hoặc dùng cọc gỗ có đường kính lớn hơn (20 ÷ 30) cm để gia cố cho nền đất. Để truyền tải của nền đắp lên cọc càng nhiều càng tốt người ta làm các mũ cọc. Mũ cọc có hình dạng tròn hoặc vuông. Nếu tải trọng nền đất đắp là γH , thì một phần tải trọng này sẽ truyền vào đất nền và phần còn lại sẽ truyền vào mũ cọc

X . BIỆN PHÁP LÀM ĐỆM CÁT

10.1 Nội dung : Giữa nền đắp với nền đất yếu có thể làm một lớp đệm bằng cát để giảm áp lực và phân bố đều đặn tải trọng hơn lên nền đất yếu.

Đệm cát là giải pháp nền nhân tạo được áp dụng rộng rãi ở những vùng có sẵn vật liệu làm đệm.

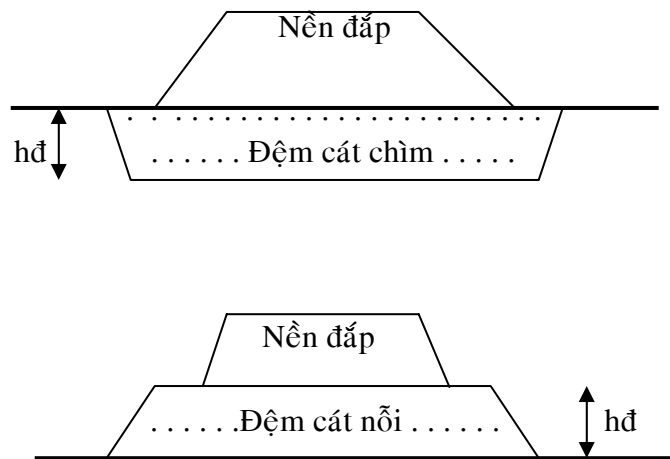
10.2 Tác dụng của lớp đệm cát

- Giảm độ lún của nền
- Làm tăng khả năng chịu lực của nền

- Làm tăng nhanh quá trình cố kết
- Tăng khả năng ổn định của công trình

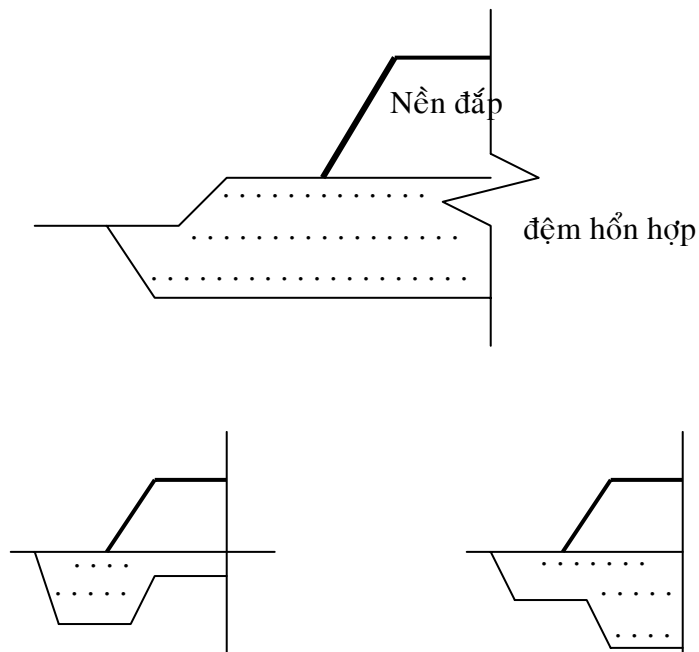
10.3 Cấu tạo :

Có hai dạng đệm cát chính: chìm và nổi. (hình X.1)



Hình X.1: Loại đệm cát nổi hoặc chìm hoàn toàn trong nền đất

Các loại khác như trên hình vẽ X.2:



Hình X.2: Các dạng cấu tạo khác của đệm cát

Chiều dày đệm h_d phụ thuộc vào độ lún của nền đất yếu, có thể xác định theo bảng giá trị như sau:

$S_{(m)}$	1,5	1,5÷2	>2,0
$h_{d(m)}$	0,8	1,0	1,2

Hoặc h_d phụ thuộc vào ứng suất trên mặt lớp đệm do tải trọng p gây ra:

$p(\frac{daN}{cm^2})$	<1,0	1÷1,5	1,5÷2	2÷3,0
$h_{d(m)}$	1÷1,5	2÷2,5	2,5÷3	3÷4

10.4 Thi công :

Vật liệu : Cát vàng, rải từng lớp mỏng và phải đầm chặt, tùy theo thiết bị đầm, chiều dày từng lớp 20÷40 cm.

Thi công lớp đệm cát đơn giản, không đòi hỏi các thiết bị phức tạp. Độ chặt là chỉ tiêu quan trọng nhất mà thi công cần phải đạt được.

10.5 Điều kiện áp dụng :

- Chiều cao nền đắp không quá 9m
- Lớp đất yếu bên dưới không quá dày
- Nguồn cung cấp cát thuận tiện
- Nội dung tính giống như đắp đất trên nền đất yếu.

Phải hết sức thận trọng khi dùng biện pháp này tại những nơi có mực nước ngầm thay đổi thường xuyên, hoặc nước ngầm có áp vì cát trong lớp đệm có khả năng dịch chuyển.

XI . BIỆN PHÁP ĐÀO BỎ ĐẤT YẾU

11.1 Nội dung:

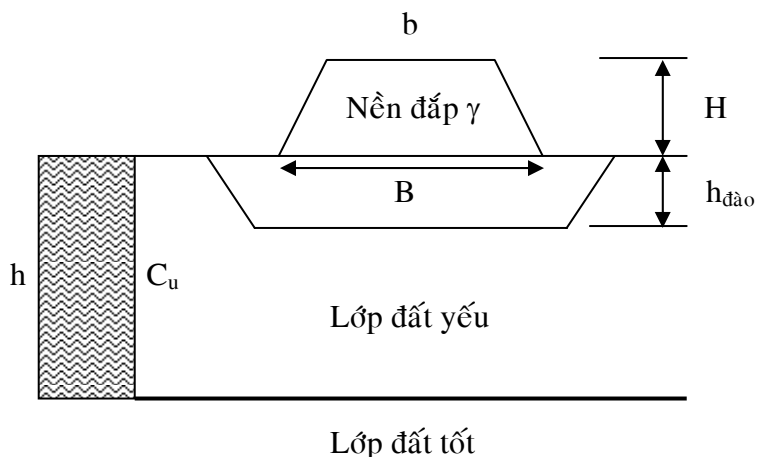
Đào và bỏ đi toàn bộ hoặc một phần lớp đất yếu trên mặt và thay vào đó một lớp đất tốt hơn, lớp đất tốt hơn này có cường độ cao hơn và khả năng biến dạng nhỏ hơn sẽ khắc phục được toàn bộ hoặc một phần đáng kể các vấn đề về lún và ổn định của nền đất yếu (hình XI.1)

11.2 Nội dung tính toán:

Bài toán đặt ra là chiều sâu cần thiết phải đào bằng bao nhiêu để nền đắp ổn định về lún và độ bền. Theo đó $h_{\text{đào}}$ xuất phát từ điều kiện tải trọng lớn nhất q_{max} của nền đắp truyền lên nền đất yếu phải nhỏ hơn sức chịu tải giới hạn q_{gh} (có xét hệ số an toàn), nghĩa là:

$$q_{\text{max}} = \frac{q_{\text{gh}}}{1,5} \quad (11.1)$$

Từ đó tìm được $h_{\text{đào}}$



Hình XI.1: Phương án thay một phần đất yếu

Trong đó:

$$q_{\text{gh}} = \frac{C_u \cdot B}{h} \quad (\text{tải qui đổi tam giác}) \quad (11.2)$$

$$q_{\text{max}} = \gamma \cdot H_{\text{max}} \quad (11.3)$$

$$H_{\max} = \frac{b+B}{B} H \quad (11.4)$$

$$q_{\max}^* = q_{\max} + \gamma \cdot h_{\text{dao}} \quad (11.5)$$

Từ (11.1) có thể lập được phương trình để tìm h_{dao}

$$\frac{C_u \cdot B}{h - h_{\text{dao}}} = 1.5(q_{\max} + \gamma \cdot h_{\text{dao}}) \quad (11.6)$$

11.3 Thi công

- Thi công cơ giới, thường dùng máy xúc gầu ngược để đào bỏ đất yếu.
- Đào đúng độ sâu thiết kế
- Thay đất và lấp lại, lu lèn thành từng lớp
- Đất yếu sau khi đào lên được đổ về hai phía có tác dụng như bộ phản áp.

11.4 Phạm vi áp dụng

Với lớp đất yếu có chiều dày nhỏ (2÷3)m thì chúng ta nên đào bỏ hẳn lớp đất yếu. Nếu lớp đất yếu dày hơn nên nghiên cứu đào bỏ một phần ($h_{\text{dao}} \leq (\frac{1}{2} - \frac{2}{3})H_{\text{dy}}$)

Có thể áp dụng biện pháp đào bỏ đất yếu trong những trường hợp sau đây:

- Khi thời hạn đưa công trình vào sử dụng là rất ngắn.
- Khi các đặc trưng cơ học vật lý 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.

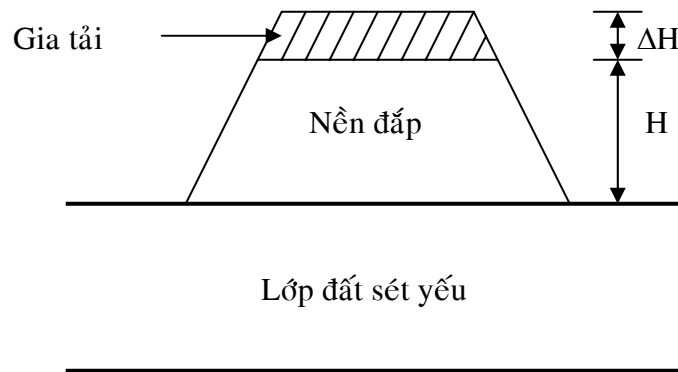
- Khi cao độ thiết kế của nền đắp gần với cao độ thiên nhiên, không thể đắp nền đường đủ dày để đảm bảo cường độ cần thiết dưới kết cấu mặt đường

XII . BIỆN PHÁP GIA TẢI TẠM THỜI

12.1 Nội dung:

Xét một nền đắp như hình XII.1, để tăng nhanh độ cố kết mà vẫn đảm bảo điều kiện bền của nền đất yếu, chúng ta có thể đắp thêm ở trên mặt nền đất một lớp đất chiều dày ΔH , rồi sau một thời gian cần thiết lại dỡ bỏ đi.

Về một mặt nào đó, biện pháp này giống nền đắp theo hai giai đoạn chỉ khác là phần đắp giai đoạn hai ΔH sẽ dỡ bỏ đi. Đây là biện pháp cho phép đạt được độ cố kết yêu cầu trong một thời gian tương đối ngắn.



Hình XII.1: Sử dụng phương pháp gia tải tạm thời

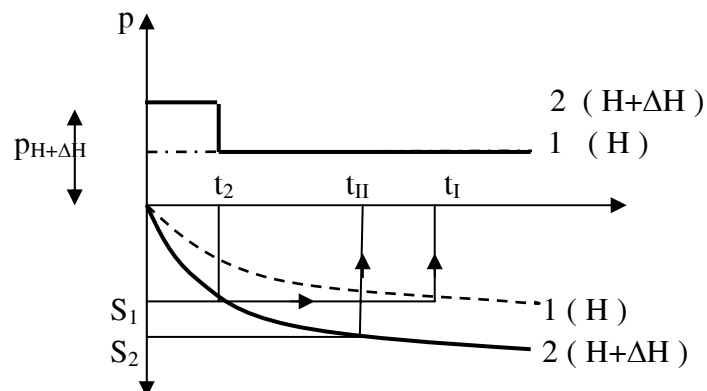
12.2 Nội dung tính toán

Nội dung cần tính toán cơ bản là xác định chiều cao đắp ΔH và thời gian giữ tải tạm thời t .

Các bước tính toán chủ yếu:

- Xuất phát từ điều kiện không phá hỏng của nền đất yếu, ta xác định hệ số an toàn đối với nền đắp và xác định chiều cao đắp.
- Xác định độ lún ổn định của nền đất dưới nền đắp.
- Xác định độ lún theo thời gian của nền đất trong trường hợp có đắp gia tải và không có gia tải.

Trên hình XII.2 thể hiện việc nền đất đạt được độ lún S_1 như thiết kế cần phải đắp nền đất với chiều cao H đến thời điểm t_I , nhưng nếu muốn đạt độ lún như thế thì cần đắp nền đất cao hơn với giá trị là $H+\Delta H$ đến thời điểm t_2

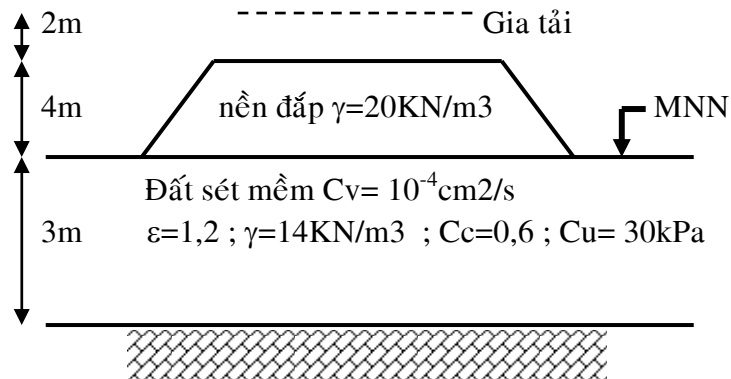


Hình XII.2: Gia tải ΔH được lấy đi tại thời điểm t_2 khi đạt độ lún S_1

12.3 Phạm vi sử dụng: Đất nền không quá yếu, đường đắp không quá cao.

Nếu nền đắp có chiều cao lớn thì không nên đắp thêm gia tải để đảm bảo điều kiện ổn định. Chiều dày lớp đất yếu lớn thì đắp thêm gia tải cũng không mang lại hiệu quả. Chiều dày đất yếu nhỏ (3-4m) và nếu đất thấm được theo cả phía trên và phía dưới thì đắp gia tải mới mang lại hiệu quả.

Ví dụ: cho một nền đắp có chiều cao và các chỉ tiêu của đất nền như trên hình vẽ. Hãy xác định mức độ tăng nhanh cố kết trong trường hợp đắp thêm gia tải tạm thời cao 2m trên mặt khối đất đắp cao 4m.



Giải

Hệ số an toàn đối với nền đắp cao 4m là:

$$F = \frac{(\pi + 2)Cu}{\gamma H} = \frac{5,14 \times 30}{4 \times 20} = 1,9$$

Khi đắp thêm một lớp gia tải cao 2m, hệ số an toàn sẽ là:

$$F = \frac{(\pi + 2)Cu}{\gamma H} = \frac{5,14 \times 30}{6 \times 20} = 1,3$$

Như vậy ta đắp nền đường một lần cao 6m, rồi sau một thời gian sẽ lấy 2m gia tải đi.

1. Sự tăng độ lún của nền đường theo thời gian trong trường hợp không gia tải:

Độ lún tổng cộng được tính theo công thức :

$$S = \frac{h}{1 + \varepsilon_o} C_c \lg \frac{\sigma_z + \sigma_{zy}}{\sigma_{zy}}$$

Ở đây :

$$\frac{h}{1 + \varepsilon_o} C_c = 300 \times 0,6 / (1 + 0,2) = 82 \text{ cm}$$

$$\sigma_z = 4 \times 20 = 80 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{zy} = 1,5(14 - 10) = 6 \text{ kPa}$$

Vậy :
$$S = \frac{h}{1 + \varepsilon_o} C_c \lg \frac{\sigma_z + \sigma_{z\gamma}}{\sigma_{z\gamma}} = 95 \text{ cm}$$

Với mỗi thời gian t ta tính được nhân tố thời gian $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$.

Từ T_v ta tìm được các độ cố kết tương ứng U_t (trên đồ thị) và ta tìm được công thức tính độ lún theo thời gian

$$S_t = \frac{h}{1 + \varepsilon_o} C_c \lg \frac{U_t \gamma H + \sigma_{z\gamma}}{\sigma_{z\gamma}} = 82 \lg \frac{6 + 80U_t}{6}$$

Vì bên dưới nền là tầng đất không thấm : $H = 3 \text{ m}$ và $T = 0,035 t_{\text{năm}}$

Bảng tính độ lún của nền theo thời gian

$t_{\text{năm}}$	0,5	1	2	3	5
T_v	0,017	0,035	0,07	0,105	0,175
$U\%$	15	21	30	35	47
$S \text{ (cm)}$	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

$$S_t = \frac{h}{1 + \varepsilon_o} C_c \lg \frac{U_t \gamma H + \sigma_{z\gamma}}{\sigma_{z\gamma}} = 82 \lg \frac{6 + 120U_t}{6}$$

Giả thiết là hệ số cố kết C_v tăng ít khi gia tải và độ cố kết theo thời gian t vẫn là độ cố kết khi chưa gia tải, và ta cũng thành lập bảng tính sau:

Bảng tính độ lún của nền theo thời gian có 2m gia tải

$t_{\text{năm}}$	0,5	1	2	3	5
T_v	0,017	0,035	0,07	0,105	0,175
$U\%$	15	21	30	35	47
$S \text{ (cm)}$	49	59	69	74	80

Như vậy ta có nhận xét khi gia tải thì độ lún còn dư sau 2 năm là 26cm so với 38 cm khi không gia tải

XIII . MÓNG MỐ TRỤ CẦU TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

13.1 MÓNG NÔNG (Mố cầu)

1.1 Xác định ứng suất trong nền (σ_{zp})

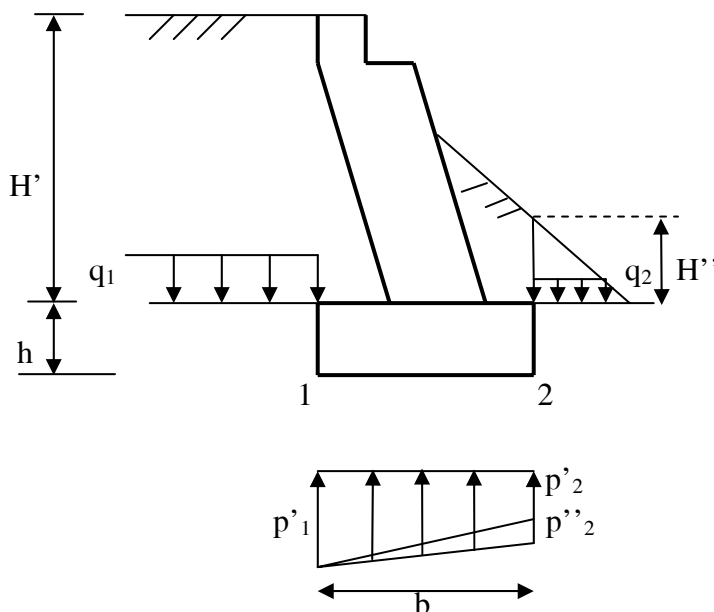
1. Đặc điểm truyền tải lên nền của mố cầu

Mố cầu là một bộ phận chắn giữ khối đất đắp đường lên cầu.

Tải trọng do mố cầu truyền cho nền không phải là tải trọng phân bố hình băng vì kích thước móng theo chiều ngang cầu là hữu hạn.

Ngoài tải trọng của mố, còn phải xét ảnh hưởng của khối đất đắp đường lên cầu, cũng như khối đất đắp phía trước và hai bên mố.

2. Cách xác định phản lực nền



Hình XIII. 1: Xác định phản lực nền dưới đáy móng mố cầu

Ngoài phản lực nền do mố gây ra, ở đây sẽ giới thiệu cách xác định phản lực nền phụ thêm do khối đất đắp đường lên cầu và khối đất đắp trước mố gây ra (xem hình XIII.1)

Phản lực nền do khối đất đắp lên cầu :

Trong đó:

$$q_1 = \gamma H' \text{ gây ra thành phần } p_1', p_2' \quad (13.1)$$

$$p_1' = \alpha_1' \gamma H' \quad (13.2)$$

$$p_2' = \alpha_2' \gamma H' \quad (13.3)$$

Phản lực nền do khối đất đắp trước mố:

Từ điểm 2 kẻ đường thẳng vuông góc cắt mặt đất trước mố lên tạo điểm có chiều cao H''

Trong đó:

$$q_2 = \gamma H'' \text{ gây ra thành phần } p_1'', p_2'' \quad (13.4)$$

$$p_1'' = 0$$

$$p_2'' = \alpha_2'' \gamma H'' \quad (13.5)$$

các hệ số $\alpha_1', \alpha_2', \alpha_2'' = f(h, H', H'', b)$ tra bảng.

Khi tính móng nông ở mố cầu mà chiều cao khối đắp $H' \geq 10m$, chiều sâu chôn móng $h \geq 5m$, $b \geq 5m$ thì cần phải tính phản lực nền phụ thêm do khối đất đắp phía trước và phía sau mố. Biểu đồ phản lực này được dùng để tính lún cũng như kiểm tra độ bền của nền dưới móng của mố cầu.

1.2 Một số cách xử lý nền đất yếu dưới móng nông của mố cầu

Có thể áp dụng các biện pháp xử lý nền dưới móng mố cầu hay cống nhỏ như:

1. Đệm cát: (nội dung biện pháp này xem ở mục X)
2. Cừ tràm (nội dung biện pháp này xem ở mục IX)

Chú ý:

Theo kinh nghiệm gia cố cừ tràm dùng cho những mố cầu, cống có qui mô nhỏ. Áp lực không quá 0.6 kG/cm^2

Mật độ cừ : Số cừ / 1m^2 : 25 cây/ m^2

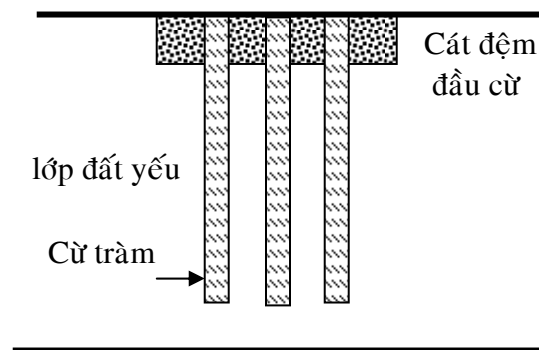
Cách tính toán cừ tràm hiện nay chưa có qui chuẩn thống nhất: Thường có các xu hướng tính toán:

- Xem như cừ tràm như là cọc cứng (gỗ) $\rightarrow$ có sức kháng bên, có sức kháng mũi có xét ảnh hưởng nhóm.
- Xem cừ tràm và đất yếu như là loại đất mới, có sức chịu tải lớn hơn.
- Xem cừ tràm giống như cọc cát có tác dụng làm chặt đất yếu: hệ số rỗng tự nhiên ε_0 giảm $\rightarrow \varepsilon_{nc}$. Từ đó tính được mật độ cừ tràm dưới móng.

Cần lưu ý rằng cho đến nay vẫn chưa có tiêu chuẩn và hướng dẫn thiết kế cừ tràm nên phải thận trọng khi ứng dụng vào các công trình xây dựng giao thông.

Cấu tạo: (Xem hình XIII.2)

- + Cát đệm cao bằng đầu cừ.
- + Cừ tràm nằm trong đất có độ ẩm không đổi.



Hình XIII. 2: Cừ tràm đóng trong lớp đất yếu; đầu cừ có lớp cát đệm

Trong dự thảo về tiêu chuẩn thiết kế nghiệm thu cừ tràm có yêu cầu đầu cừ luôn nằm dưới mực nước thấp nhất.

13.2 MÓNG CỌC

Móng cọc trong xây dựng cầu đường có thể có hai loại:

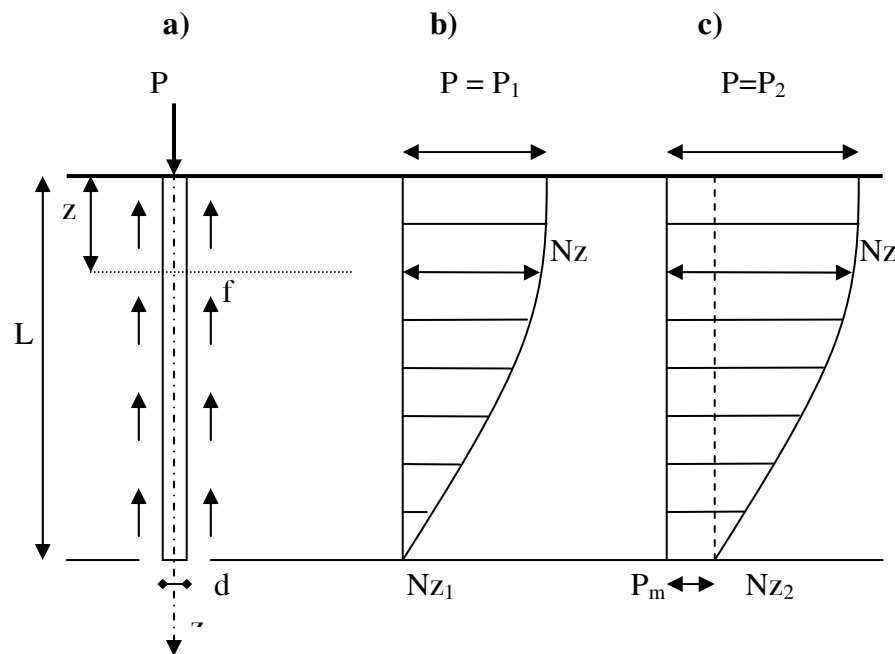
Bê cứng : Phần lớn cho các mố trụ cầu

Bê mềm : Dùng cho các trụ cầu vượt và một số công trình khác.

2.1 Cơ chế về sức chịu tải của cọc (theo điều kiện đất nền)

Xét một cọc kích thước tiết diện d , chiều dài L , đóng ngáp trong nền đất. Trên đầu cọc tại O chịu tác dụng một lực thẳng đứng là P . Khi giá trị $P = P_1$ đủ lớn để sức kháng bên trở thành lực ma sát f . Độ lún của cọc ứng với trạng thái này là độ lún trượt, $S_{tr} = 5 - 25\text{mm}$

Nếu gọi N_z là lực dọc trục tại tiết diện z thì biểu đồ phân bố của nó theo chiều dài cọc có dạng như hình XIII.3b



Hình XIII. 3: Cơ chế về sức chịu tải thẳng đứng của cọc

Tiếp tục tăng tải P , khi $P = P_2 \rightarrow$ Lúc này độ lún của cọc S_0

$$S_0 = S_{gh} = (10 \div 20)\% d$$

thì sức kháng mũi đạt giá trị cực đại (hình XIII.3c)

Sức chịu tải nén giới hạn của cọc được xác định trong trạng thái sức kháng bên và sức kháng mũi đạt giá trị giới hạn, nghĩa là:

$$\phi_{gh} = \phi_{gh(mb)} + \phi_{gh(m)}$$

Trong đó $\phi_{gh(mb)}$ là sức chịu tải giới hạn mặt bên và $\phi_{gh(m)}$ là sức chịu tải giới hạn tại mũi cọc.

2.2 Ba bài toán về SCT của cọc trong nền đất yếu (theo Dalmatov)

Xét một cọc đóng ngập vào nền đất gồm ba lớp đất như hình vẽ. Lớp đất thứ nhất là lớp đất tốt (bên trên), lớp đất thứ hai là lớp đất yếu (ở giữa) lớp đất thứ ba là lớp đất tốt (bên dưới). Chúng ta hãy xem sự tồn tại lớp đất yếu ở giữa hai lớp đất tốt có ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc như thế nào.

Một số khái niệm:

- Độ lún giới hạn S_{gh} : độ lún lớn nhất cho phép của cọc; tùy thuộc vào qui định của từng ngành cụ thể, ví dụ $S_{gh} \leq 40\text{mm}$ (ngành cầu đường) và 80mm (ngành xây dựng dân dụng)
- Độ lún giới hạn một là $S_{gh1} = S_{lr} = (5 \div 25)\text{mm}$ là độ lún cần thiết để sức kháng bên phát triển thành sức kháng ma sát.
- Độ lún của lớp đất yếu $S_{đy} = S_{\infty}$ độ lún ổn định của lớp đất yếu, có thể tính gần đúng theo bài toán nén lún một chiều (hình XIII.4d)

$$S_{đy} \approx \frac{0.8\alpha.f.h_{\text{ny}}}{E_{\text{oňy}}} \quad (13.6)$$

α tra bảng ; f : lực ma sát bên của lớp đất một.

- Độ lún $S_d = S_{\infty} = F_1(z)$: độ lún toàn bộ của ba lớp đất trong nền đất yếu dưới tải phân bố đều q trên mặt đất (bài toán nén lún một chiều) (hình XIII.4c)

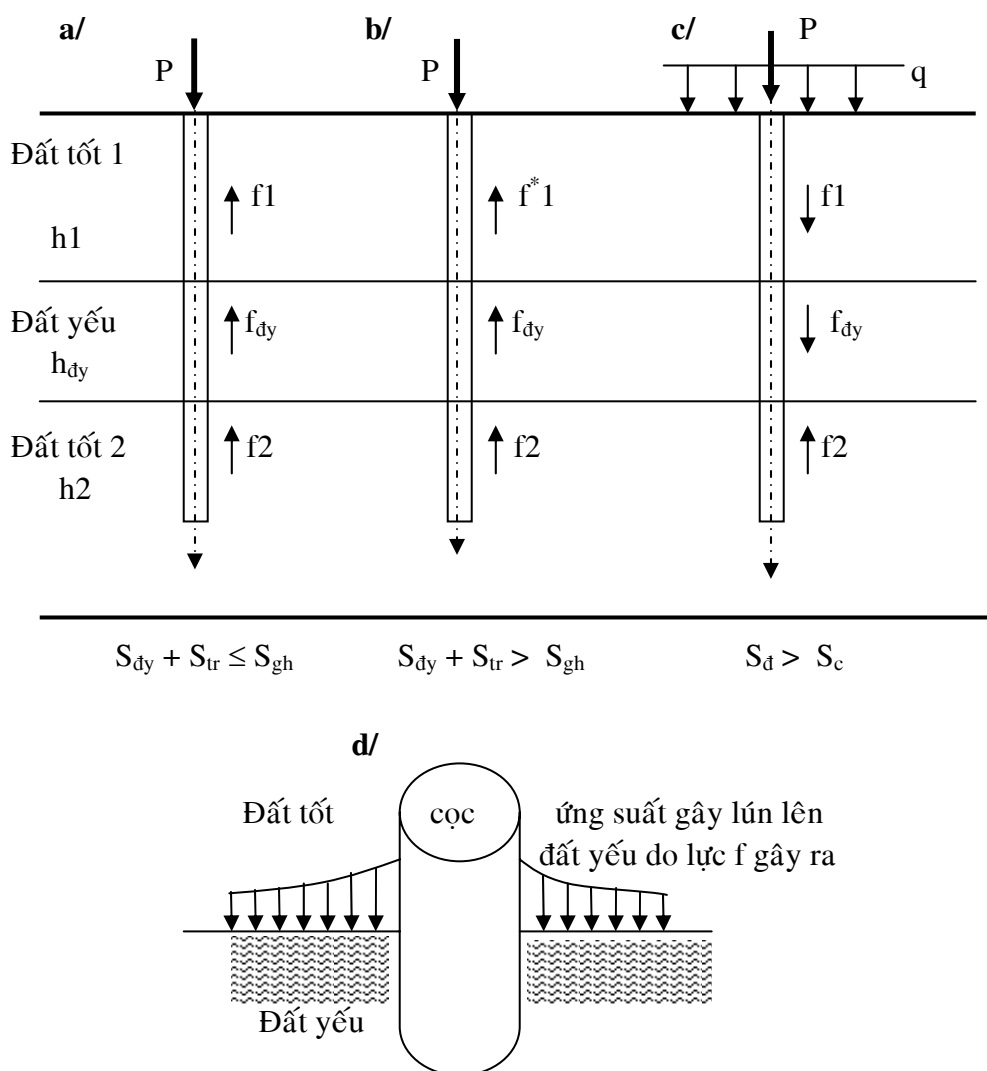
- Độ lún của cọc $S_c = F_2(z)$
 Ảnh hưởng của lớp đất yếu có thể dẫn đến ba bài toán sau:

Bài toán 1:

Nếu xảy ra trường hợp:

$$S_{đy} + S_{tr} \leq S_{gh} \quad (13.7)$$

Suy ra: $S_{tr} \leq S_{gh} - S_{đy} \quad (13.8)$



Hình XIII.4: Ba bài toán về sức chịu tải thẳng đứng của cọc

Do vậy lực ma sát trên toàn bộ mặt bên cọc có hướng ngược với hướng chuyển dịch của cọc và hướng lên trên. Ma sát như vậy là ma sát dương và ta quen gọi là sức kháng ma sát.

Như thế, trong trường hợp này, lớp đất yếu không ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc.

Trường hợp này tính sức chịu tải của cọc bình thường.

Bài toán 2:

Nếu xảy ra trường hợp:

$$S_{dy} + S_{tr} > S_{gh} \quad (13.9)$$

$$\text{Suy ra: } S_{tr} > S_{gh} - S_{dy} \quad (13.10)$$

Từ (13.10) cho thấy sức kháng bên chưa phát triển thành lực ma sát, nghĩa là:

$$f_1^* < f_1$$

Có thể tính gần đúng f_1^* theo f_1 bởi công thức sau:

$$f_1^* = k \cdot f_1 \quad (13.11)$$

$$\text{Hệ số chiết giảm } k \leq 1; \quad k = \frac{S_{gh} - S_{dy}}{S_{tr}} \quad (13.12)$$

Như thế, tồn tại lớp đất yếu làm giảm sức kháng bên của lớp đất một và do đó giảm sức chịu tải của cọc.

Bài toán 3:

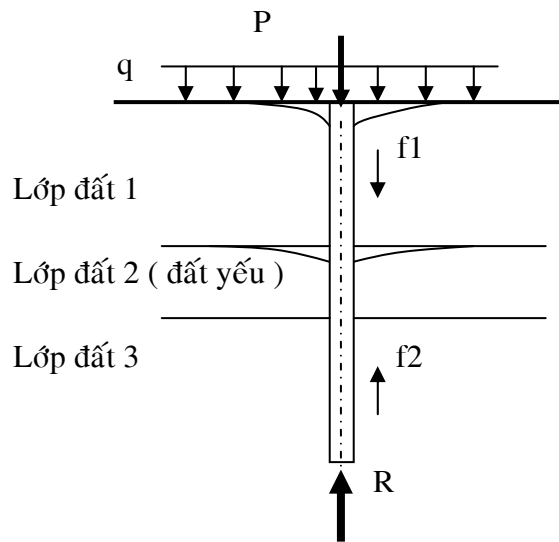
Trường hợp này ngoài lực P tác dụng lên cọc còn có tải phân bố đều khắp q trên mặt đất xung quanh cọc.

Dưới tác dụng của các lực này cả đất lẫn cọc đều chuyển dịch xuống phía dưới nhưng với các tốc độ khác nhau.

Gọi $V_c^{(z)}$ là vận tốc chuyển dịch của cọc, $V_d^{(z)}$ là vận tốc chuyển dịch của đất ở độ sâu z nào đó.

Do nén lún mạnh của lớp đất yếu mà trong phạm vi lớp đất tốt một : $V_c^{(z)} < V_d^{(z)}$; còn trong lớp đất tốt hai $V_c^{(z)} > V_d^{(z)}$. Kết quả là sức kháng ma sát trong lớp đất một, f_1 hướng xuống dưới và được gọi là ma sát âm (xem hình XIII.5)

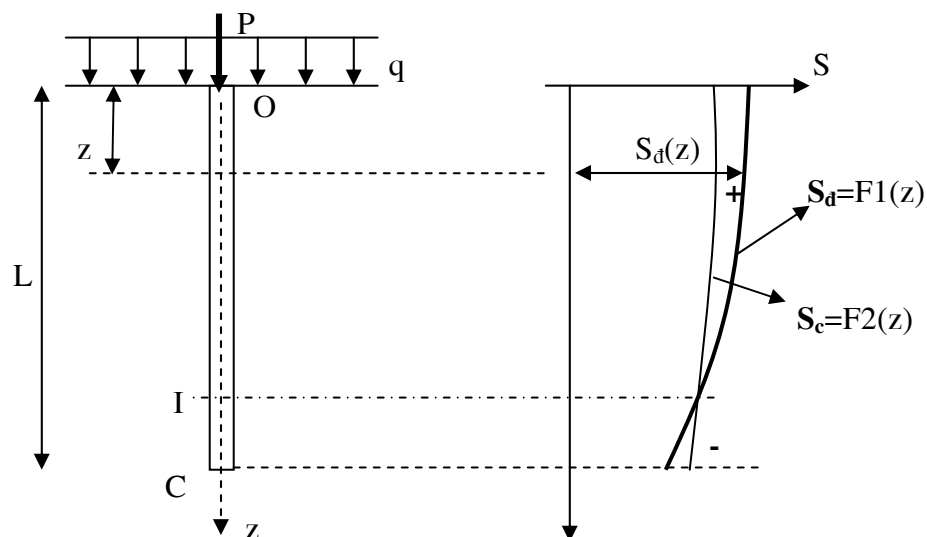
Cần phải xét đến ảnh hưởng của ma sát âm vì nó làm giảm sức chịu tải của cọc, làm tăng tải trọng truyền qua mũi cọc. Điều này dẫn đến ứng suất của đất dưới mũi cọc tăng lên, do vậy có thể làm tăng độ lún của cọc và đôi khi gây chọc thủng lớp đất đặt mũi cọc nếu lớp đất này không đủ chiều dày.



Hình XIII.5: Hiện tượng ma sát âm của cọc

Theo qui phạm hiện hành, tải trọng q phân bố đều trên mặt đất có cọc có thể do các nguyên nhân sau đây:

- Tôn nền bằng đất đắp, chiều cao đắp lớn hơn 1m.
- Chất tải trực tiếp trên nền kho có $q > 2T/m^2$.
- Chất tải trên nền gần móng cọc với $q > 10T/m^2$ (thường xảy ra đối với mố cầu, nếu đường đắp lên cầu cao).
- Hạ mực nước ngầm tại nơi có móng cọc (γ tăng lên)



Hình XIII.6: Bản chất hiện tượng ma sát âm

2.3 Tính ma sát âm theo tiêu chuẩn hiện hành (Hình XIII.7)

Chú ý rằng ma sát âm chỉ xuất hiện trong cọc treo (cọc ma sát) mà thôi.

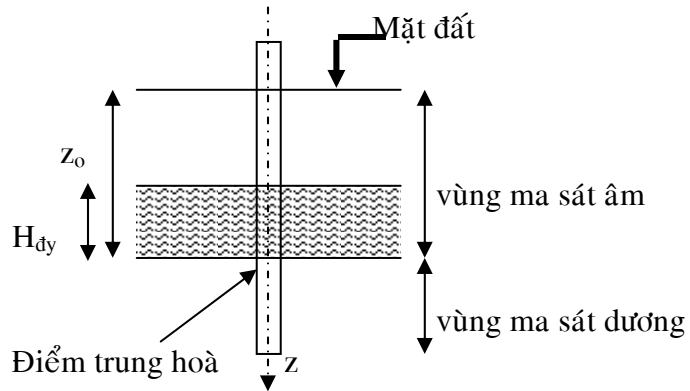
- Có hai vấn đề cần phải xác định khi tính ma sát âm:

1/ Phạm vi xảy ra ma sát âm là độ sâu kể từ mặt đất z_0 . Điểm ranh giới giữa vùng ma sát âm và ma sát dương gọi là điểm trung hoà.

2/ Giá trị ma sát âm

- Thời điểm tính ma sát âm là lúc kết thúc công việc xây dựng và đưa công trình vào khai thác

Nếu lớp đất yếu là đất dính bão hoà nước thì điểm trung hoà có thể thay đổi do quá trình nén lún xảy ra theo thời gian.



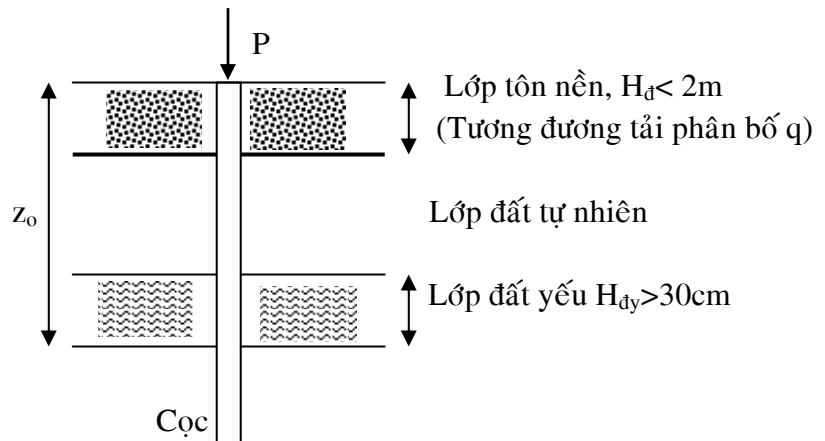
Hình XIII.7: Vùng ma sát âm, dương theo TCVN

Gọi $\Delta S = S_d - \frac{1}{2} S_{gh}$: chênh lệch độ lún đất và nửa độ lún giới hạn

Theo điều kiện: $\Delta S = 0$ ta xác định z_0

Nếu trong phạm vi chiều dài cọc có lớp than bùn $H_{dy} > 30\text{cm}$, ở trên mặt đất có đất tôn nền hoặc trên mặt có tải q tương đương thì z_0 sẽ được tính từ đáy lớp than bùn lên mặt.

- Sơ đồ a (Hình XIII.8)

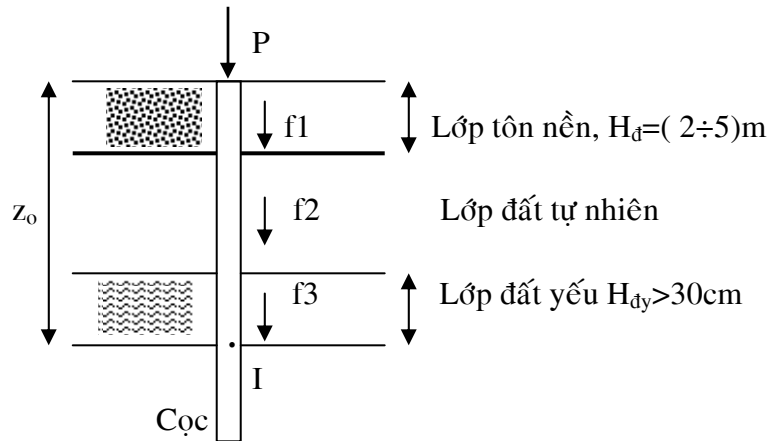


Hình XIII.8: Tính ma sát âm theo sơ đồ a

Không xảy ra ma sát âm.

Việc tính toán sức chịu tải cọc theo sơ đồ a giống tính sức chịu tải cọc chịu ma sát dương bình thường với các chú ý: Sức kháng ma sát bên trong lớp đất tôn nền là $f_1 = 0$, $f_2 > 0$, $f_3 = 0$.

- Sơ đồ b : (Hình XIII.9)



Hình XIII.9: Tính ma sát âm theo sơ đồ b

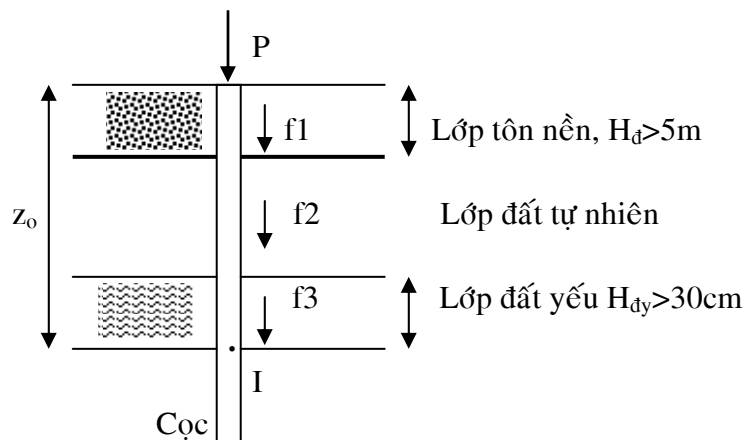
Xảy ra ma sát âm

$$f_3 = -0.5T/m^2$$

$$f_1 = -0.4 \cdot f_1$$

$$f_2 = -0.4 \cdot f_2$$

- Sơ đồ c : (Hình XIII.10)



Hình XIII.10: Tính ma sát âm theo sơ đồ c

Xảy ra ma sát âm

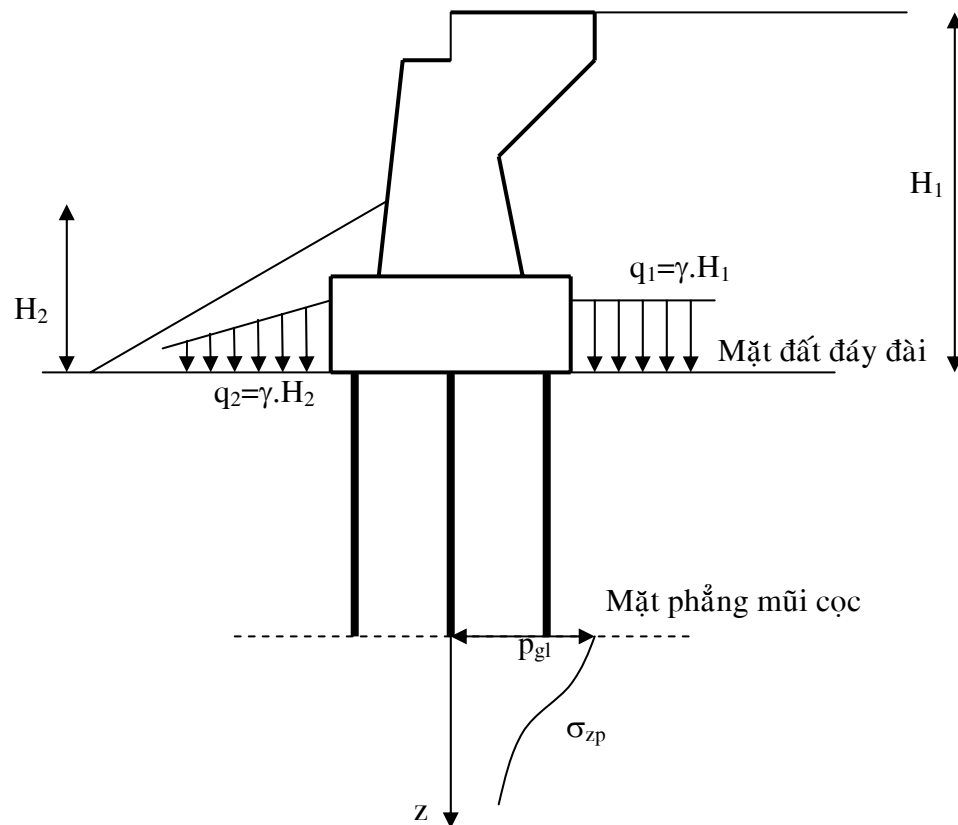
$$f_3 = -0.5 \text{ T/m}^2$$

$$f_1 = -f_1$$

$$f_2 = -f_2$$

2.4 Đặc điểm tính toán móng cọc mố cầu:

4.1 Tính lún :



Hình XIV.12: Sơ đồ tính lún mố cầu

Khối móng qui ước

Vẫn dùng khối móng qui ước như đã học trong phần móng cọc. Chú ý rằng áp lực gây lún p_{gl} ngoài lực tác dụng do tải trọng công trình còn phải kể đến do áp lực đất đắp (q_1, q_2) như ở phần móng nông.

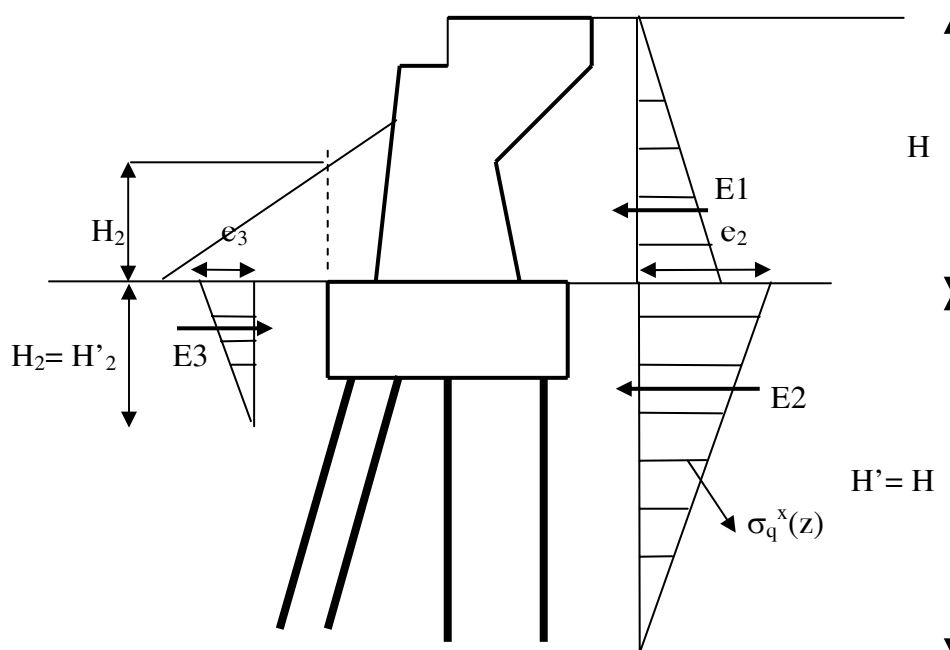
4.2 Kiểm tra trượt phẳng

Theo A.A. Luga thì khi kiểm tra trượt phẳng mố cầu ta cần phải tính các áp lực nằm ngang tác dụng lên móng cọc do đất đắp hai bên mố gây ra cho ba trường hợp:

- Mố vùi (Hình XIII.12)

- Mố vùi một nửa (Hình XIII.13)

- Mố chân dê (Hình XIII.14)



Hình XIII.12: Sơ đồ kiểm tra trượt phẳng : Mố vùi

Đất đắp sau và trước mố ngoài việc gây ra áp lực chủ động E_1 còn gây ra áp lực nằm ngang E_2 và E_3 có qui luật phân bố tam giác với tung độ lớn nhất nằm ở mặt đất, e_2 , giá trị e_2 ứng với khi mố vùi có thể tính theo bảng sau.

Kiểm tra trượt phẳng xảy ra trên đáy khối móng qui ước.

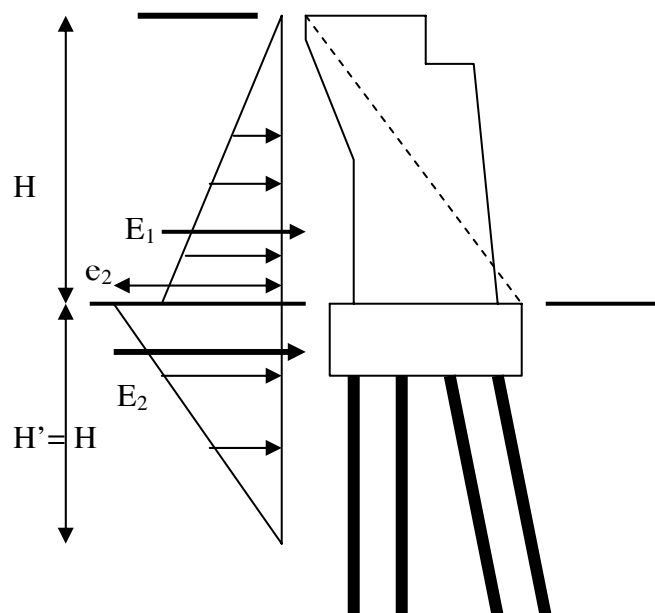
Bảng giá trị tung độ max của áp lực ngang

Loại đất	Giá trị e_2
1. Cát chặt, dăm cuội, á sét và sét nửa cứng	$0,35\gamma.H$
2. Cát và á cát chặt vừa, á sét và sét dẻo chặt	$0,5\gamma.H$
3. Cát và á cát, cát bụi xốp, á sét và sét dẻo mềm.	$0,65\gamma.H$
4. Á sét và bùn dẻo chảy và chảy	$0,75\gamma.H$

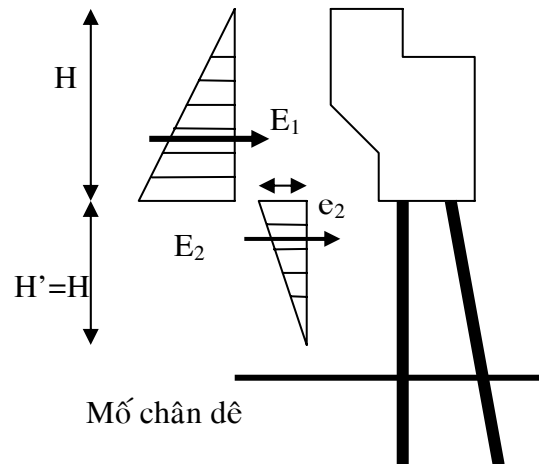
Ở đây γ : trọng lượng đơn vị của đất đắp

H: chiều cao khối đắp đường lên cầu.

Giá trị $e_3 = 2/3 e_2$ trong trường hợp mố vùi



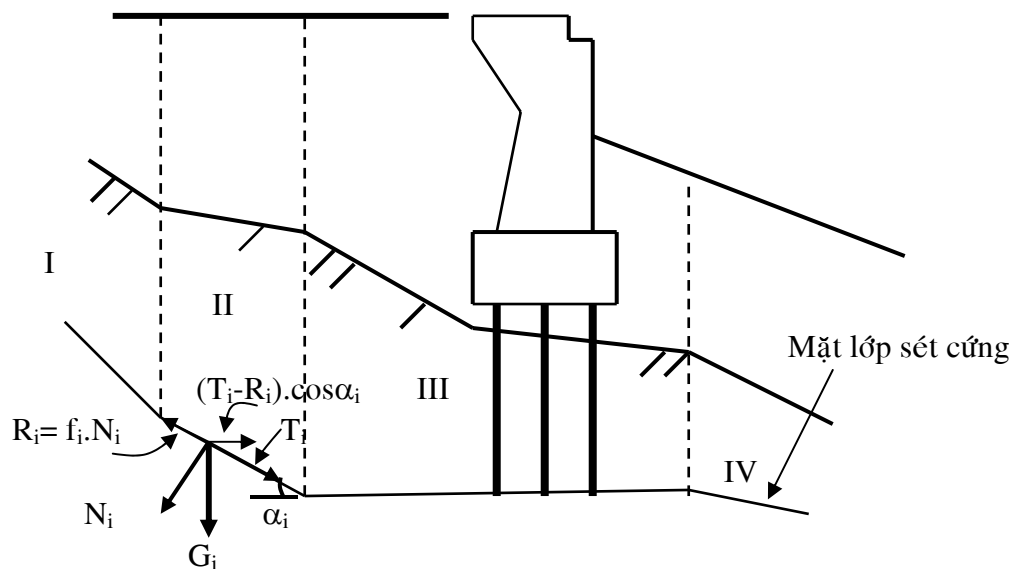
Hình XIII.13: Sơ đồ kiểm tra trượt phẳng- Mố nửa vùi



Hình XIII.14: Sơ đồ kiểm tra trượt phẳng- Mố chân dề

4.3 Kiểm tra trượt cục bộ :

Nên kiểm tra ổn định trượt cục bộ của mố cầu trong trường hợp mặt cắt địa chất có lớp đất cứng mặt nghiêng ra phía sông và trơn. Cách kiểm tra được biểu diễn trên hình XIII. 15.



Hình XIII.15 : Kiểm tra trượt cục bộ

Chia khối đất cần kiểm tra thành n phần theo góc nghiêng của mặt lớp đất cứng – trên hình XIII.15 : n=4.

Khối đất cần kiểm tra sẽ mất ổn định trượt cục bộ khi:

$$P_H = \sum_{i=1}^n (T_i - R_i) \cos \alpha_i \rightarrow 0$$

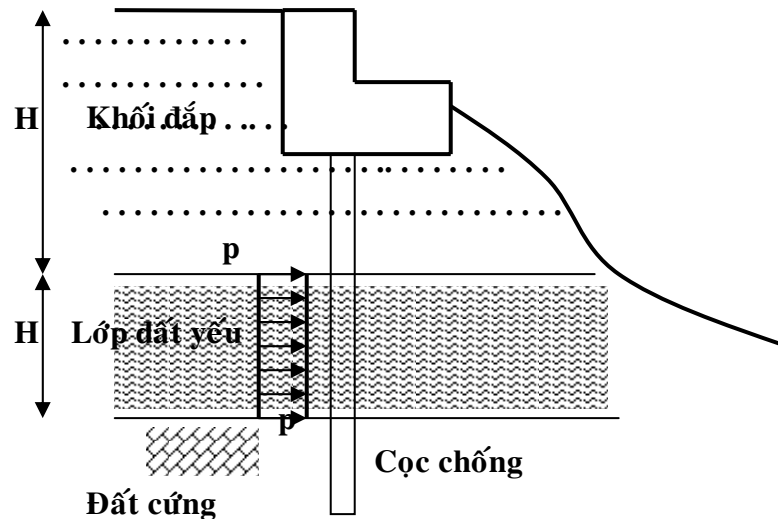
Để tiện lợi khi tính toán có thể lập bảng dạng sau:

Số thứ tự	G _i (T)	α _i (độ)	N _i = G _i cosα _i	T _i = G _i sinα _i	R _i = f _i N _i	(T _i -R _i)cosα _i
1	2	3	4	5	6	7
			$P_H = \sum_{i=1}^n (T_i - R_i) \cos \alpha_i$			

Giá trị hệ số ma sát f_i trong cột 6 có thể tra ở bảng sau

Điều kiện địa chất công trình	f _i
1. Á cát và á sét dẻo mềm trên mặt phẳng của đất sét	0,08 – 0,10
2. Á sét dẻo chảy trên mặt sét cứng ẩm	0,10 – 0,12
3. Á sét dẻo chặt trên mặt đá dolomit nứt nẻ – ẩm	0,12 – 0,15
4. Cát bùn trên sét ẩm	0,15 – 0,20
5. Á sét dẻo chặt trên mặt sét cứng	0,20 – 0,25

4.4 Tính móng cọc mố cầu chịu lực đẩy ngang của lớp đất yếu:



Hình XIII.15: Lực đẩy ngang tác dụng lên cọc dưới mố cầu xây dựng trên đất yếu

Dưới tác dụng của khối đất đắp, lớp đất yếu có xu hướng chuyển dịch ra phía sông gây ra áp lực p lên cọc. (Hình XIII.15)

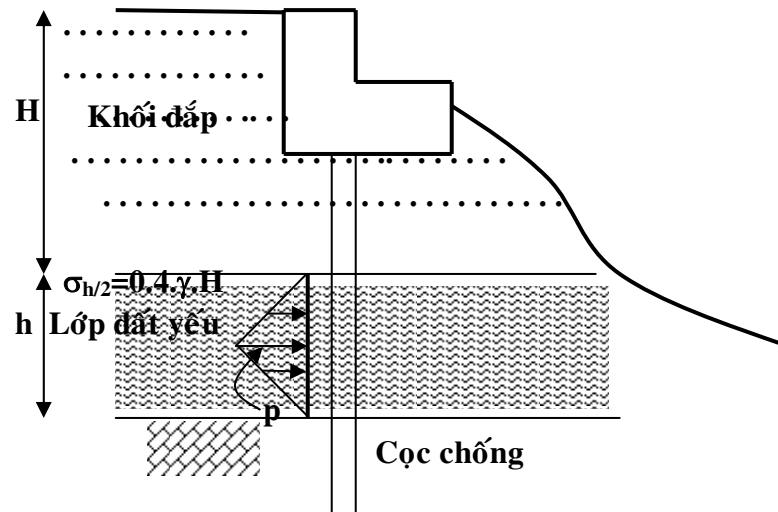
Xác định giá trị và qui luật phân bố của p là bài toán phức tạp. Theo tiêu chuẩn 72 của Pháp qui định nếu dùng phương pháp trụ tròn đơn giản để tìm hệ số ổn định trượt cung tròn mà đạt $K > 1.5$ thì áp lực p phân bố theo qui luật tam giác như hình XIII.16.

Nếu xem đoạn cọc nằm trong lớp đất yếu là dầm đơn giản với sơ đồ phân bố áp lực dạng tam giác, áp lực lớn nhất ở giữa lớp đất yếu và bằng $p = 0.4 \cdot \gamma \cdot H$. Áp lực này tác dụng lên một chiều rộng giả định là hai lần đường kính cọc (tức bề rộng $2d$)

Mô men uốn lớn nhất gây ra ở tiết diện cọc ứng với vị trí giữa lớp đất yếu

$$M_{\max} = \frac{\sigma_{h/2} \cdot 2d \cdot h^2}{12} \quad (13.11)$$

$$M_{\max} = 0.067 \cdot \gamma \cdot H \cdot d \cdot h^2 \quad (13.12)$$



Hình XIII.16: Tính lực đẩy ngang lên cọc theo Tschebotarioff

XIV . ỨNG DỤNG LƯỚI VÀ VẢI ĐỊA KỸ THUẬT TRONG XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG

14.1 Vải và lưới địa kỹ thuật

Như đã biết, đất chỉ chịu nén và không chịu kéo. Để đất chịu kéo tốt, người ta đưa vào trong đất những vật thể làm từ các vật liệu có cường độ chịu kéo cao: thép không gỉ, thép mạ crôm, chất dẻo...

Theo điều kiện làm việc, các vật thể chịu kéo nói trên có thể được chia thành hai loại chính:

- Vải địa kỹ thuật.
- Lưới địa kỹ thuật.

Tác dụng chính của vải hoặc lưới địa kỹ thuật là :

1. Phân bố đồng đều tải trọng của công trình lên trên nền đất yếu.
2. Chuyển một phần tải trọng thẳng đứng thành lực kéo ngang, truyền vào trong vải hoặc lưới địa kỹ thuật.

Công dụng của vải và lưới địa kỹ thuật rất đa dạng: gia cường đất yếu, gia cố tường chắn, mái đất...

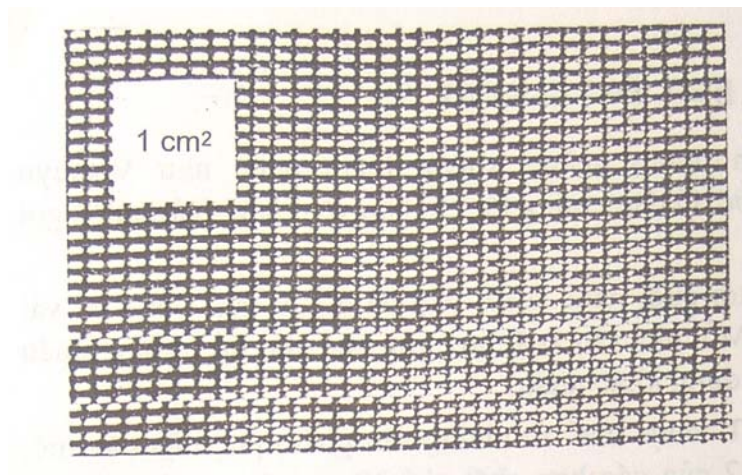
Những nội dung được trình bày trong bài giảng này là dựa trên cuốn sách : “ Ứng dụng vải và lưới địa kỹ thuật trong xây dựng công trình “ của Bùi Đức Hợp.

14.2 Vải địa kỹ thuật

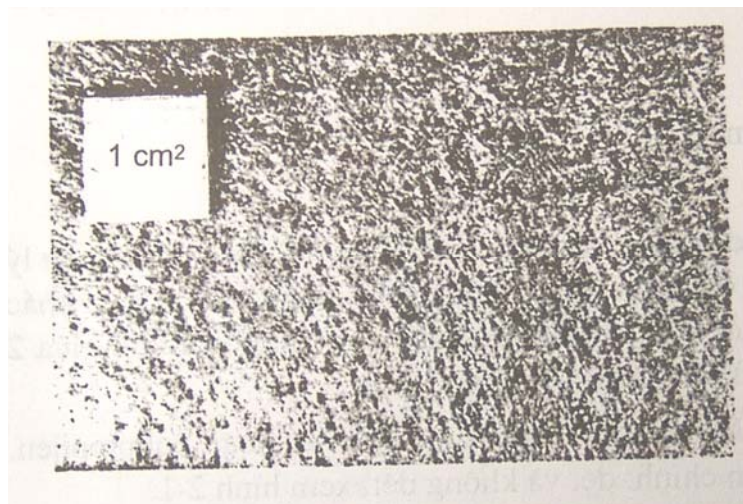
Vải địa kỹ thuật là một màng thấm nước được chế tạo từ những sản phẩm phụ của dầu mỏ, gọi là polime (polymer):

- poliestơ (polyester)
- polipropilen (polypropylene)
- poliamit (polyamide)

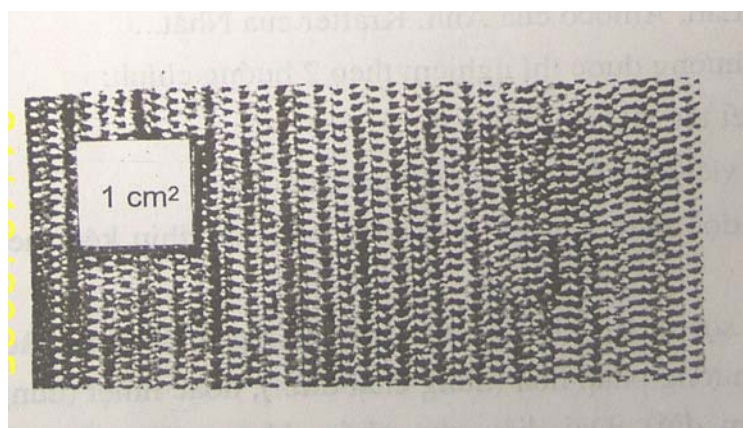
Tuỳ theo hợp chất và cách cấu tạo, mỗi loại vải ĐKT có những đặc tính cơ lý hoá như sức chịu kéo, độ dẫn, độ thấm nước, môi trường thích nghi, v.v... khác nhau. Nói chung vải poliestơ tốt hơn vải poliprppilen, còn vải poliamit ở giữa hai loại vải nói trên (vải Terrafix của Canada: 100% poliamit)



a/ Vải dệt
Nicolon 100%
Polipropilen màu
xanh



b/ Vải không dệt
trevira spunbond,
kim dùi màu xám
100% poliester



c/ Vải đan terram
RF/12 100%
Poliester màu trắng

Hình XIV.1 : Vải địa kỹ thuật.

Hầu hết các sản phẩm ở Mỹ đều chế tạo bằng poliestơ hoặc polipropilen.

Theo cách chế tạo, vải ĐKT được chia làm hai nhóm chính đó là nhóm dệt và nhóm không dệt.

- *Dệt*: gồm những sợi dọc và sợi ngang dệt lại giống như vải may mặc, ví dụ như vải Robusta, Nicolon của Hà Lan, Amoco của Anh, Krafter của Nhật...

Biến dạng của nhóm này thường được thí nghiệm theo 2 hướng chính:

+ hướng dọc máy, viết tắt MD (machine direction)

+ hướng ngang máy, viết tắt CD (cross machine direction).

Sức chịu kéo theo hướng dọc máy bao giờ cũng lớn hơn sức chịu kéo theo hướng ngang máy.

- *Không dệt*: gồm những sợi ngắn, sắp xếp không theo hướng nhất định nào, được liên kết với nhau bằng phương pháp hoá (dùng chất dính), hoặc nhiệt (dùng sức nóng) hoặc cơ (dùng kim dùi). Đại diện cho nhóm không dệt gồm vải Fiberlex của Đan Mạch, Plyfelt của Úc, Terrafix của Canada, Sodaco, Bidium của Pháp, Trevira của Đức...

Một số đặc tính chủ yếu của vải địa kỹ thuật:

Trọng lượng riêng

Chiều dày

Sức chịu kéo

Độ dẫn

Sức chịu xé

Sức chống đâm

Sức chịu vỡ theo kiểu Mullen

Hệ số thấm

Cỡ lỗ biểu kiến

Chống tia cực tím

v.v..

Khái niệm về chỉ số CBR:

Người ta làm thí nghiệm để xác định chỉ số CBR (california bearing ratio): chuẩn bị mẫu và gia trọng sau đó chúng được ép bởi một pittông có đường kính 1,95 in, di chuyển với tốc độ 0,05 in/phút. Lực ép tương ứng với mức xâm nhập 0,1; 0,2 in được ghi chép.

Theo định nghĩa chỉ số CBR được xác định bởi công thức:

$$CBR = \{ [Lực nén đơn vị ở mức xuyên sâu 0.1 in] / [1000] \}. 100\%$$

Tỉ số này để thiết kế và đánh giá các loại đất

CBR(%)	Trạng thái vật lý	Cu (psf)
<0.4	Rất mềm	< 250
0.4 – 0.9	Mềm	250 - 500
0.9 – 1.6	Trung bình	500 – 1000
1.6 – 3.2	Cứng	1000 – 2000
3.2 – 6.4	Rất cứng	2000 – 4000
>6.4	Rắn	> 4000

Ứng dụng: Vải ĐKT có 4 công dụng chính sau đây:

- *Dẫn nước*: dẫn nước từ đất chảy ra bên ngoài, nhờ vậy lực chống cắt của đất gia tăng. (Đặc điểm này chỉ có ở loại vải không dệt, kim dùi).
- *Lọc nước*: tác dụng như tầng lọc ngược cho phép nước ngầm chảy ra ống thoát nước, đồng thời ngăn chặn đất lọt qua.

- *Ngăn cách:* ngăn cách giữa hai lớp đất khác nhau, hoặc giữa khối đất đắp với nền đất yếu, được sử dụng rất nhiều trong xây dựng đường, đặc biệt là đường lên cầu.
- *Gia cố:* sức chịu kéo của vải ĐKT tăng sức chịu tải và khả năng chịu kéo của đất (gia cố nền đường, tường chắn đất, đê đập).

Gia cố nền đường: Từ nghiên cứu thí nghiệm người ta nhận thấy rằng sự tồn tại các lớp vải địa kỹ thuật trong nền làm tăng sức chịu tải và làm giảm độ lún của nền.

Cách bố trí các lớp vải địa kỹ thuật như sau: (hình XIV.2)

- Phạm vi nền đất được bố trí các lớp vải địa kỹ thuật ít nhất bằng chiều rộng móng.
- Khoảng cách từ đáy móng đến lớp thứ nhất $d = 0,35B$
- Khoảng cách giữa các lớp $\Delta H / B = 0,33$
- Chiều rộng của vải $L = 2B$

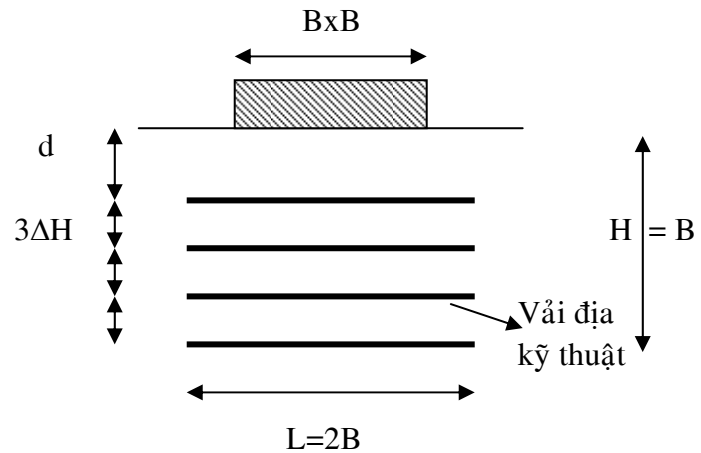
Ứng dụng các lớp vải địa kỹ thuật có thể làm giảm chiều dày lớp đá dăm móng đường ô tô.

Gia cố lớp mặt bê tông nhựa (hình XIV.3a, XIV.3b)

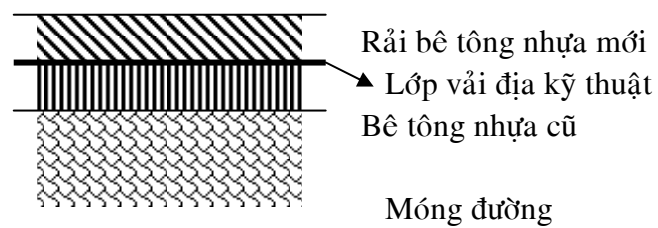
Tác dụng của lớp vải địa kỹ thuật :

- Làm chậm quá trình xuất hiện các vết nứt trên mặt lớp bê tông nhựa.

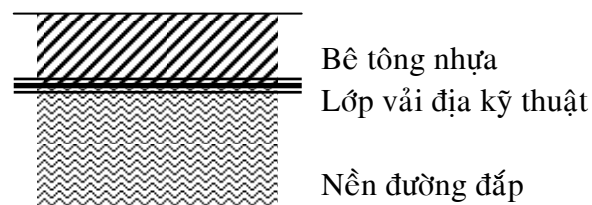
- Ngăn không cho nước thấm qua các vết nứt thâm nhập vào kết cấu áo và móng đường.
- Làm lớp ngăn cách không cho các vật liệu bên trên thâm nhập vào móng hoặc nền đường.



Hình XIV.2: Bố trí các lớp vải địa kỹ thuật trong nền dưới móng

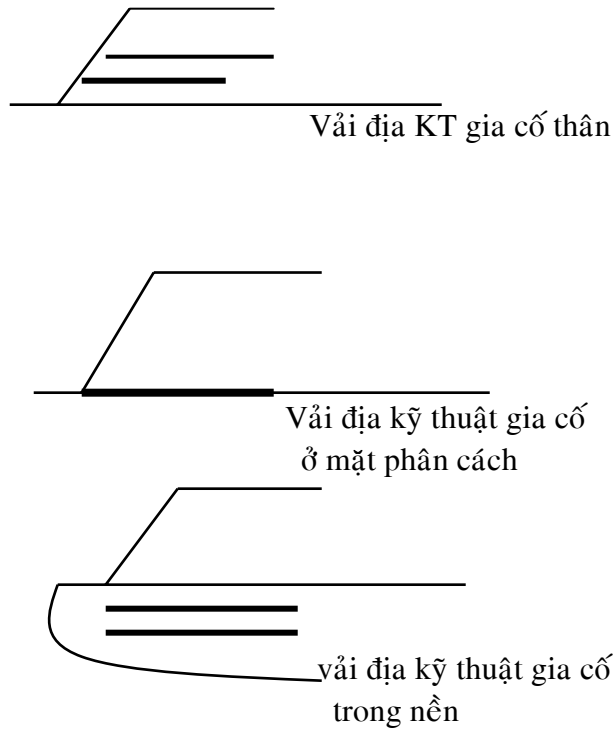


Hình XIV.3a: Lớp bê tông nhựa mới phủ chồng lên lớp bê tông nhựa cũ

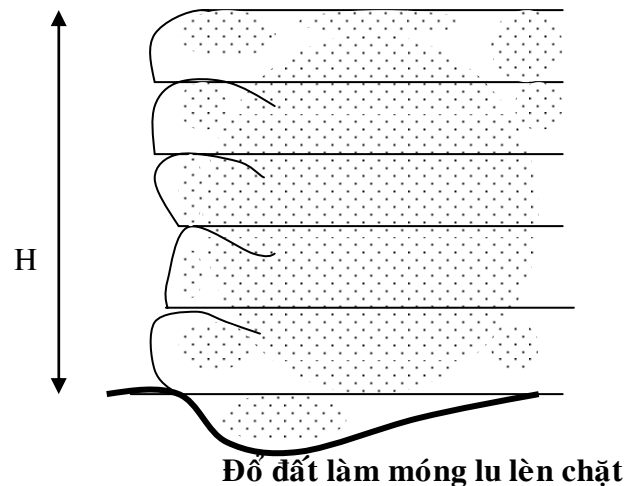


Hình XV.3b : Bê tông nhựa trên nền đất

Gia cố mái đất (hình XIV.4): vải địa kỹ thuật được đặt thành các lớp nằm ngang tại các vị trí khác nhau làm tăng hệ số ổn định k của nền



Hình XIV.4: Vải địa kỹ thuật gia cố mái đất



Hình XIV.5: Làm tường chắn đất bằng vải địa kỹ thuật

Có ba thông số cần phải lưu ý : chiều dài vải, chiều dài vải gấp, khoảng cách giữa các lớp vải

- Thiết kế tường vải địa kỹ thuật:

Có thể sử dụng vải kỹ thuật để làm tường chắn đất như hình XIV.5 và hình XIV.6 là sơ đồ tính toán của một tường chắn được cấu tạo bằng vải ĐKT gồm N lớp vải đặt cách khoảng theo phương đứng là S_v , nên có chiều cao tường là:

$$H = N S_v \quad (14.1)$$

Đất đắp sau tường là cát (góc ma sát φ và lực dính $c = 0$) áp lực chủ động ở độ sâu z là:

$$\sigma_a = K_a \gamma z \quad (14.2)$$

Lực tác động lên lớp vải ĐKT ở độ sâu z là:

$$T = K_a \gamma z S_v \quad (14.3)$$

Ở chân tường B

$$T_{\max} = K_a \gamma H S_v \quad (14.4)$$

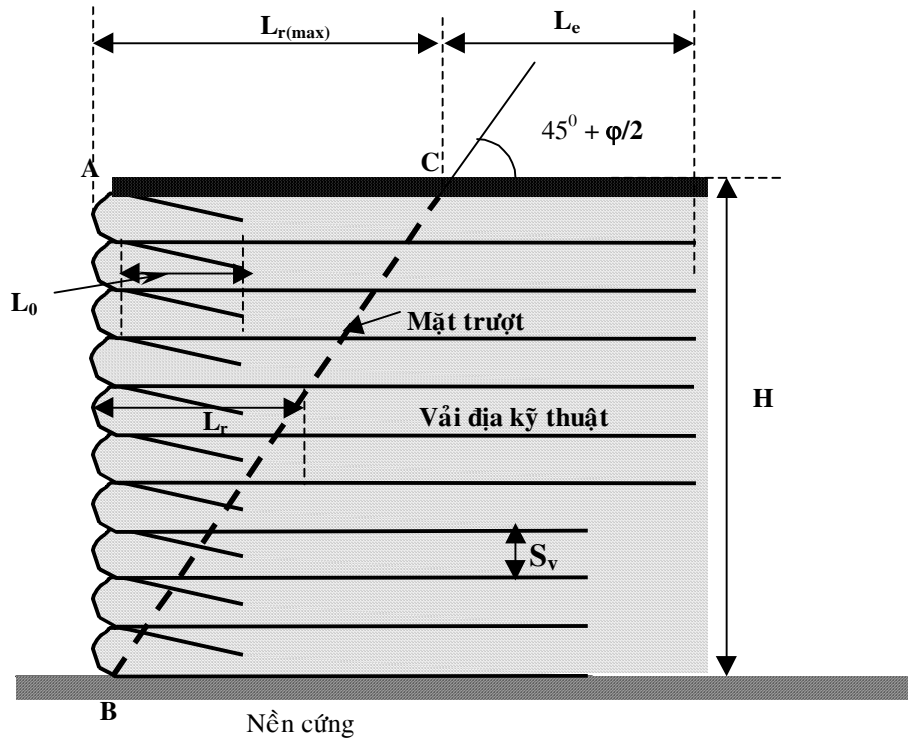
Lực căng cực đại là cơ sở để xác định loại vải ĐKT cần thiết khi đã chọn S_v hoặc với một loại vải có lực chịu kéo đứt là T_r thì khoảng cách S_v sẽ được xác định theo công thức

$$T_{\max} = K_a \gamma H S_v \leq T_r / FS \Rightarrow S_v \leq \frac{T_r}{(FS) \gamma K_a H} \quad (14.5)$$

Trong thực tế, S_v được chọn bằng 0,2m – 0,4m theo điều kiện đầm chặt tại công trường.

Chiều dài L_c được xác định theo điều kiện ngàm chặt của vải vào khối đất ổn định theo công thức của hệ số an toàn chống tuột

$$FS_p = \frac{2L_e \gamma z \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma z K_a S_v} = \frac{2L_e \operatorname{tg} \varphi'}{K_a S_v} \quad (14.6)$$



Hình XIV.6: Sơ đồ tính tường vải địa kỹ thuật

Hoặc

$$L_e = \frac{(FS_p) K_a S_v}{2 \operatorname{tg} \varphi'} \quad (14.7)$$

Chiều dài phủ bì L_0 được tính theo điều kiện cân bằng lực

$$FS_p = \frac{2L_e \sigma_v \operatorname{tg} \varphi'}{\sigma_a S_v} \quad (14.8)$$

Với σ_a tính ở độ sâu z

σ_v tính ở độ sâu $z - S_v$

φ' : góc ma sát giữa vải và đất, lấy $2/3\varphi$

Chiều dài L_r trong hình XV.6 được tính dễ dàng theo khoảng cách từ mặt tường đến mặt trượt

$$\text{Tại độ sâu } z : L_r = \frac{H - z}{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} \quad (14.9)$$

$$\text{Tổng chiều dài của 1 lớp vải ĐKT: } L = L_e + L_r + L_0 + 2S_v \quad (14.10)$$

Mặt khác, cũng phải tính ổn định của nền tường; ổn định trượt; ổn định lật của tường như tính toán thông thường.

Trình tự chung các bước tính toán tường vải địa kỹ thuật như sau:

Bước 1: xác định phân bố lực đẩy trên tường

$$\sigma_a = K_a \gamma z$$

Bước 2: chọn vải địa kỹ thuật, xác định được khả năng chịu kéo đứt của vải : T_r

Bước 3: xác định khoảng cách đứng S_v của lớp vải địa kỹ thuật.

$$S_v \leq \frac{T_r}{(FS) \gamma K_a H}$$

Bước 4: xác định chiều dài của vải

$$L' = L_e + L_r$$

Bước 5: xác định chiều dài gấp vải L_0

$$L_0 = \frac{(FS_p) K_a S_v}{4 \operatorname{tg} \varphi'}$$

Bước 6 : tính toán ổn định ngoài bao gồm:

- tính lún.
- tính lật

- tính ổn định trượt ngang
- tính ổn định trượt tổng thể.

Ví dụ: Hãy thiết kế tường vải địa kỹ thuật có chiều cao 5m. Đất đắp là đất cát có dung trọng $1,73\text{T/m}^3$ và góc ma sát trong 35° . Vải địa kỹ thuật có $T_r = 1,4\text{ T/m}$. Hệ số an toàn chống đứt của vải $FS = 1,5$; hệ số an toàn chống trượt của vải $FSp = 1,5$; góc ma sát giữa vải và đất là 24° .

Tính S_v tại các độ sâu z khác nhau:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0,26 ;$$

$$S_v = \frac{T_r}{(FS) \gamma K_a H}$$

$$\text{- Tại } H = 2,5\text{m có } S_v = \frac{1,4}{1,5 \cdot 1,73 \cdot 0,26 \cdot 2,5} = 0,83\text{m}$$

$$\text{- Tại } H = 3,75\text{m có } S_v = \frac{1,4}{1,5 \cdot 1,73 \cdot 0,26 \cdot 3,75} = 0,55\text{m}$$

Do đó chọn $S_v = 0,83\text{m}$ cho z từ 0m đến $2,5\text{m}$

$S_v = 0,5\text{m}$ cho $z > 2,5\text{m}$

Xác định chiều dài của vải

$$\begin{aligned} L' &= L_c + L_r \\ &= \frac{(FS_p) K_a S_v}{2 \tan \varphi'} + \frac{H - z}{\tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} \\ &= \frac{1,5 \cdot 0,26 \cdot S_v}{2 \cdot \tan 24^\circ} + 0,51(H - z) \\ &= 0,45S_v + 0,51(H - z) \end{aligned}$$

Ta có bảng sau:

Z (m)	$S_v(\text{m})$	$0,51(H-z)$	$0,45S_v$	L'
0,83	0,83	2,13	0,38	2,5
1,66	0,83	1,71	0,38	2,08
2,5	0,83	1,28	0,38	1,65

3,0	0,5	1,02	0,23	1,25
3,5	0,5	0,77	0,23	0,99
4,0	0,5	0,51	0,23	0,74
4,5	0,5	0,26	0,23	0,48
4,75	0,5	0,13	0,23	0,35

Dựa vào bảng trên ta lấy $L' = 2,5\text{m}$ cho độ sâu $z \leq 2,5\text{m}$ và $L' = 1,5\text{m}$ cho độ sâu $z > 2,5\text{m}$.

$$\text{Tính độ dài phủ bì : } L_o = \frac{(FS_p)K_a S_v}{4.tg\varphi'} = 0,219S_v$$

Ở độ sâu 0,8m có $L_o = 0,18\text{m} < 1\text{m}$ do vậy lấy cấu tạo là 1m

Như vậy tổng chiều dài vải địa kỹ thuật tính cho một lớp là:

$$L = L_c + L_r + L_o + 2S_v$$

Loại thứ nhất dài $L = 5,1\text{m}$

Loại thứ hai dài $L = 3,5\text{m}$

14.3 Lưới địa kỹ thuật

Cấu tạo của lưới địa kỹ thuật:

Lưới địa kỹ thuật là một loại vải địa kỹ thuật đặc biệt.

Lưới ĐKT giống như tờ bìa dày có lỗ, có thể cuộn tròn lại. Kích thước lỗ thay đổi tùy theo loại lưới ĐKT, có dạng chữ nhật hoặc bầu dục, rộng vừa đủ để cài chặt với đất đắp xung quanh.

Lưới ĐKT làm bằng chất polipipilen viết tắt PP, polietilen-teretalat (PET) với phương pháp ép và dẫn dục. Vật liệu dùng làm lưới ĐKT có sức chịu kéo đứt rất lớn 275kPa (so với sắt 250kPa).

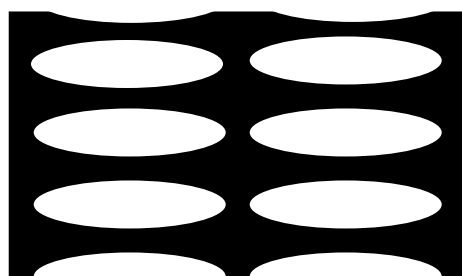
Nói chung lưới địa kỹ thuật có 2 nhóm:

- Lưới một trục

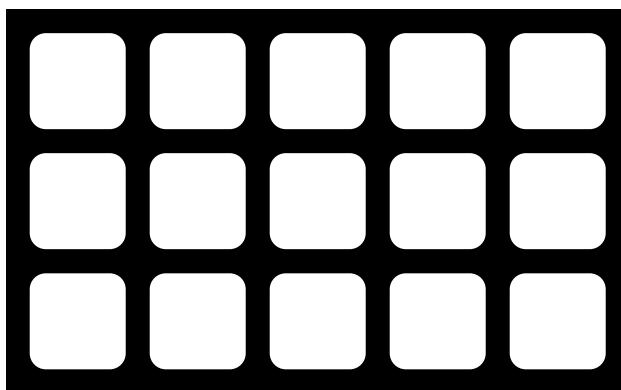
- Lưới hai trục.

Lưới một trục: có sức chịu kéo theo một hướng (hướng dọc máy), thường dùng để gia cố mái dốc, tường chắn đất v.v..

Lưới hai trục: có sức chịu kéo cả hai hướng, thường dùng để gia cố nền đường, nền móng công trình v.v... Trái ngược với vải địa kỹ thuật, ở lưới địa kỹ thuật hướng ngang máy có sức chịu kéo lớn hơn hướng dọc máy.



a. Lưới địa kỹ thuật một trục



a. Lưới địa kỹ thuật hai trục

Hình XIV.7: Lưới địa kỹ thuật

Đặc tính

Các lưới một trục đều bằng chất polipropilen có tỷ trọng cao, HDPE (high density polyethylene) còn lưới 2 trục làm bằng polietilen hoặc polipropilen hoặc cả hai.

Nói chung, các loại lưới ĐKT đều mang những đặc điểm sau:

- Sức chịu kéo lớn, không thua gì các thanh kim loại.
- Tính cài chặt với vật liệu chung quanh, tạo lên một lớp móng vững chắc, nhất là chống lại sự trượt của đất đắp dùng làm đê đập, tường chắn đất.
- Tính đa năng: hầu như thích hợp với mọi lớp đất, đá.
- Giảm giá: thi công dễ dàng, không cần máy móc, chỉ 2 người có thể trải lưới.
- Lâu dài: ít bị huỷ hoại bởi thời tiết, tia cực tím, bởi môi trường chung quanh như đất có axit, kiềm và các chất độc hại khác.

Ứng dụng

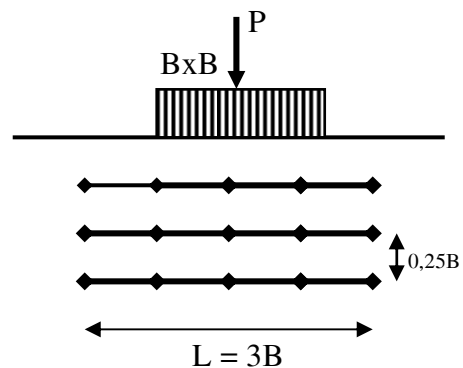
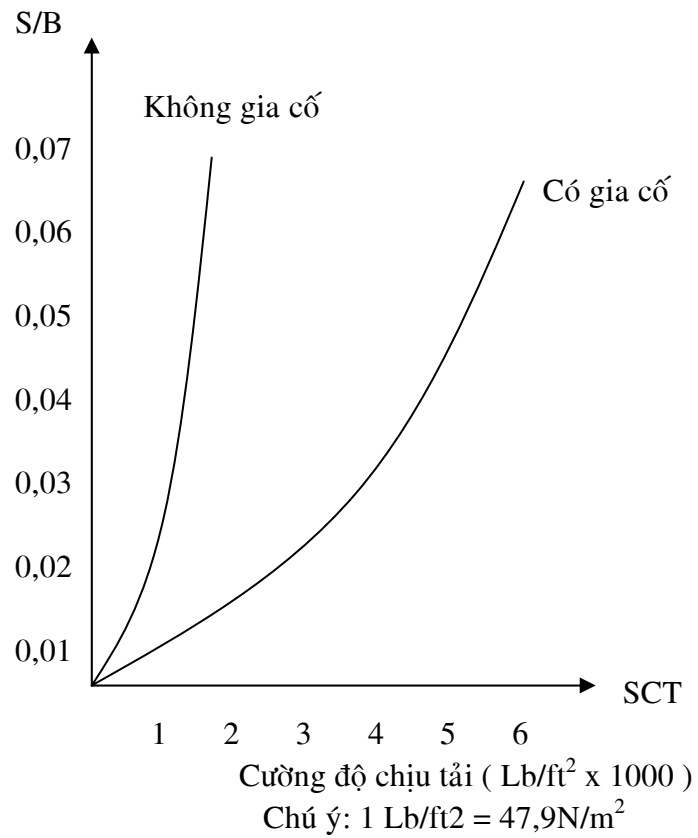
Với những đặc tính kỹ thuật trên, lưới ĐKT được áp dụng trong mọi công tác gia cố, thuộc mọi lĩnh vực khác nhau

1. **Gia cố nền đất :** Để có hiệu quả cao, các lớp lưới đặt ở chiều sâu 25% tới 75% chiều rộng của móng, B và chiều rộng của lưới bằng từ 2,5 đến 3 lần B

Trên hình XIV.8 trình bày quan hệ giữa cường độ tải trọng của nền đất và độ lún trong cả hai trường hợp: đất móng không gia cố và có gia cố bằng lưới địa kỹ thuật.

Thông thường để gia cố người ta sử dụng lưới hai trục, loại nặng. Trong trường hợp tải trọng quá lớn, dùng hai hoặc nhiều lớp lưới một trục đặt thẳng góc với nhau.

S: Độ lún của móng; B là chiều rộng của móng



Hình XIV.8: Quan hệ giữa sức chịu tải và độ lún có hoặc không gia cố lưới ĐKT

Thiết kế đường không có lớp mặt

Loại đường này thường thấy ở vùng nông thôn, mật độ lưu thông ít. Lớp móng thuộc loại đá dăm nước, đá cấp phối. Chiều dày của nó được tính như sau:

Gọi Su là cường độ chống cắt của đất nền, tính bằng psi. Su có giá trị cho trong bảng sau

Đất nền	Su (psi)	CBR
Rất mềm	< 1,7	< 0,4
Mềm	1,7 – 3,5	0,4 – 0,8
Trung bình	3,5 – 6,9	0,8 – 1,6
Cứng	6,9 – 13,9	1,6 – 3,2
Rất cứng	13,9 – 27,7	3,2 – 6,4
Rắn	> 27,7	>6,4

Ghi chú: 1 psi = 0,006895 kPa; 1 lb = 4,448 N

P : trọng lượng của bánh xe đơn hoặc đôi, tính bằng lb

p: áp lực bánh xe tính bằng psi

- a. Tính bán kính tiếp xúc hữu hiệu R của bánh xe tính bằng in:

$$R = \sqrt{\frac{P}{p \cdot \pi}}$$

- b. Cường độ chịu tải của nền đường q, tính bằng psi

dùng quan hệ chịu lực của Terzaghi cho đất dính không thoát nước, ta có:

- Đất không gia cố: $q_u = N_c \cdot Su$
- Đất gia cố bằng lưới địa kỹ thuật: $q_r = N'_c \cdot Su$

Trong đó N_c , N'_c là hệ số chịu lực cho đất không gia cố và đất gia cố

c. Chiều dày của lớp móng tính bằng in

Dùng phương trình của Boussinesq ta có:

- Đất không gia cố :

$$Z_n = \frac{R}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{q_u}{p}\right)^{0,67}} - 1}}$$

- Đất gia cố bằng lưới địa kỹ thuật

$$Z_n = \frac{R}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{q_r}{p}\right)^{0,67}} - 1}}$$

Ví dụ:

Cho P = 9000 Lb; p = 80 psi; Nc = 3,1 (đất rất mềm)

N'c = 6,2 cho đất mềm được gia cố bằng một lớp lưới địa kỹ thuật Tenxa BX 1100

$$S_u = 1,7 \text{ psi}$$

$$q_u = 3,1 \times 1,7 = 5,3 \text{ psi}$$

$$R = \sqrt{\frac{9000}{80 \cdot 3,14}} = 6in$$

$$q_r = 6,2 \times 1,7 = 10,5 \text{ psi}$$

Do đó :

Chiều dày đất không gia cố

$$Z_n = \frac{R}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{q_u}{p}\right)^{0,67}} - 1}} = \frac{6}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{5,3}{80}\right)^{0,67}} - 1}} = 28in$$

Chiều dày đất có gia cố

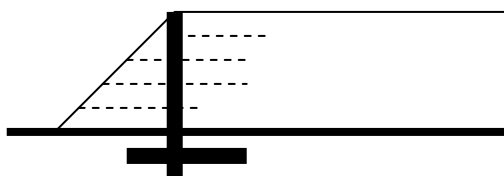
$$Z_n = \frac{6}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{10,5}{80}\right)^{0,67}} - 1}} = 19in$$

Kết luận : nếu đào lớp đất xấu và thay bằng lớp đất chọn lọc, trong trường hợp không gia cố đất đào là 28 in,, trong trường hợp có gia cố, đất đào là 19in. Như vậy tiết kiệm 9 in đất đào và đất đắp.

2. **Gia cố mái đất** : tăng độ dốc taluy, giúp mở rộng mặt bằng khu đất nếu cần, tiết kiệm đất đắp.

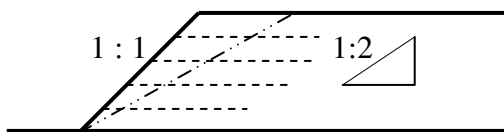
Thông thường mái dốc có góc nghỉ β rất nhỏ, từ $18^\circ - 26^\circ$ và độ dốc nhỏ 2,5 : 1 để mái dốc không bị sụp lở.

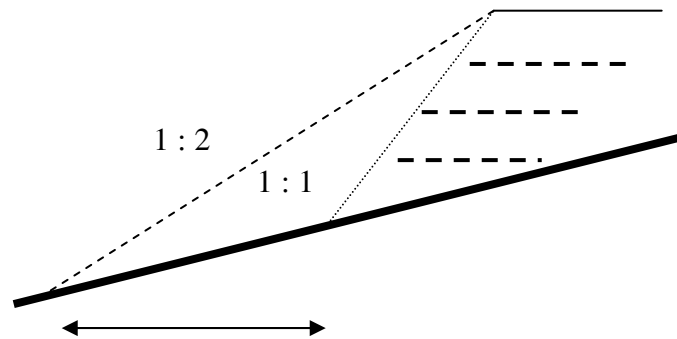
Trong trường hợp diện tích đất bị giới hạn nhất là tại thành phố, cần thực hiện những mái dốc có độ dốc lớn hơn như 1: 1 chẳng hạn, mái dốc cần được gia cố bằng lưới địa kỹ thuật như hình XIV.9



Thay thế tường chắn đất

Tạo thêm đất để sử dụng





Tiết kiệm đất đắp và lộ giới

Hình XIV.9: ứng dụng lưới địa kỹ thuật trong gia cố mái dốc

A . Đất đắp là đất dính:

Theo Taylor, mặt trượt của bờ dốc là mặt trượt trụ tròn.

Hiện tượng trượt sẽ xảy ra nếu chiều cao của đất đắp cao hơn chiều cao giới hạn H_c cho bởi công thức:

$$H_c = N_s \frac{C}{\gamma}$$

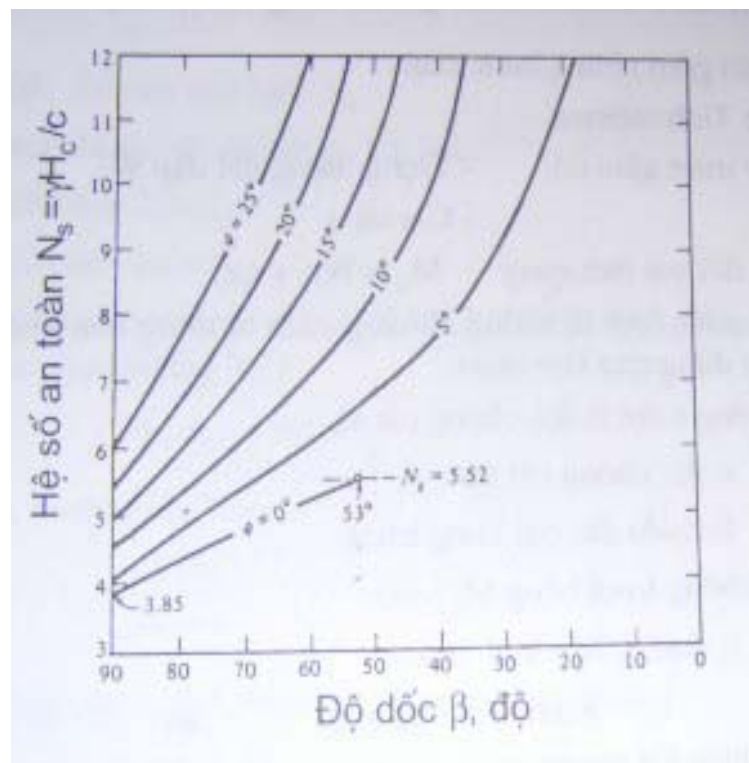
Trong đó:

N_s : hệ số ổn định tùy thuộc vào góc β và góc ma sát trong ϕ cho bởi biểu đồ như hình vẽ.

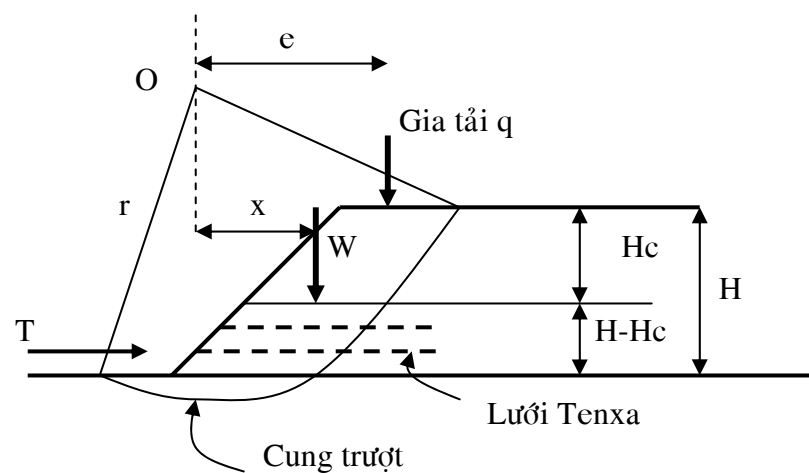
C : là lực dính đơn vị.

γ : trọng lượng riêng của đất.

Nếu chiều cao của đất đắp $H > H_c$, mái dốc cần được gia cố bằng lưới địa kỹ thuật để neo phần đất dễ trượt (sâu hơn H_c) vào phần đất bên ngoài cung trượt



Hình XIV.10: Quan hệ giữa hệ số ổn định, độ dốc β và góc ma sát trong φ



Hình XIV.11: Đất được gia cố lưới trong khoảng $H-H_c$

Tính toán gồm các bước sau đây:

Bước 1:

Dùng một trong các phương pháp tính ổn định trượt cung tròn đã biết để đánh giá xác định nhu cầu đặt lưới địa kỹ thuật.

Nếu hệ số an toàn FS nhỏ hơn hệ số yêu cầu, phần dưới mái dốc (H-Hc) cần được gia cố bằng lưới địa kỹ thuật.

Bước 2:

Gọi T là tổng số lực chịu kéo cho phép của các lớp lưới
y là cánh tay đòn (khoảng cách từ tâm quay đến trọng tâm khối đất được gia cố)

Trường hợp đất được gia cố, mô men chống trượt sẽ bằng:

$$s.l.r+T.y$$

Từ đó ta suy ra được :

$$T = \frac{FS(Wx + qe) - slr}{y}$$

FS: là hệ số an toàn thường lấy 1,6

Bước 3:

Tính số lớp lưới cần thiết

Gọi T_t là sức chịu kéo cho phép của mỗi lớp lưới được sử dụng trong thiết kế.

Tổng số lớp lưới được sử dụng

$$H = \frac{T}{T_t}$$

Bước 4: tính chiều dài neo của lưới : L_c

Lưới phải được neo đủ dài để chống lại lực kéo

Lực neo được tính bằng $2L_c \cdot C_i.s$. Trong đó C_i là hệ số tương tác giữa lưới địa kỹ thuật và đất.

$$2L_c \cdot C_i.s = F.S. T_t$$

Trường hợp này hệ số an toàn thường lấy là $F.S.=2$, và do đó:

$$L_c = \frac{F.S.T_t}{2C_i.s}$$

Chiều dài tổng cộng của lưới L ở bất kỳ chiều sâu nào

$$L = L_r + L_c$$

L_r : Chiều dài lưới trong giới hạn cung trượt của Rankine (giữa mái dốc và cung trượt)

B . Đất đắp là đất rời:

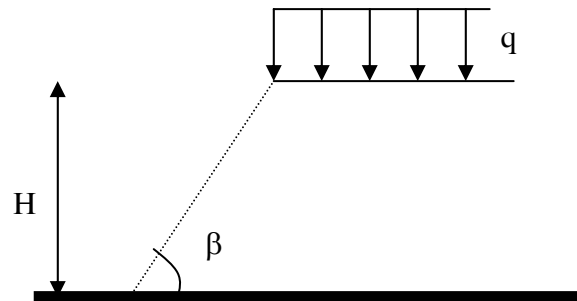
Góc ma sát trong của đất rời lớn hơn đất dính, nên cường độ chống cắt của đất rời bao giờ cũng lớn hơn đất dính. Nguyên tắc tính toán dưới đây chỉ áp dụng trong trường hợp mái dốc thoả mãn những yêu cầu kỹ thuật sau (hình vẽ XIV.12)

H : chiều cao mái dốc (ft)

q : gia trọng tải đều trên đỉnh mái lb/ ft².

β : độ nghiêng của mái (độ)

- Đất đắp là các loại đất rời như đất cát, đất sỏi lực dính $C=0$
- Đất đắp đồng nhất.
- Mái dốc phẳng, đỉnh dốc nằm ngang
- Nền đề ổn định.
- Thoát nước tốt để bảo đảm áp lực nước lỗ rỗng trong mái dốc luôn luôn bằng không.



Hình XIV.12: Các thông số để thiết kế mái dốc (H , q , β)

Gọi γ : trọng lượng riêng của đất đắp, tính bằng lb/ft³

ϕ' : góc ma sát trường kỳ của đất đắp, tính bằng độ.

S_{min} : khoảng cách đứng tối thiểu giữa hai lớp lưới, tính bằng ft, thường bằng chiều dày lớp đất đắp để đạt độ nén chặt theo qui định.

Các bước tính toán như sau:

Bước 1: tính toàn bộ lực kéo tác dụng trên lưới gia cố T.

Vì có gia tải trải đều q , chiều cao mái dốc được điều chỉnh như sau:

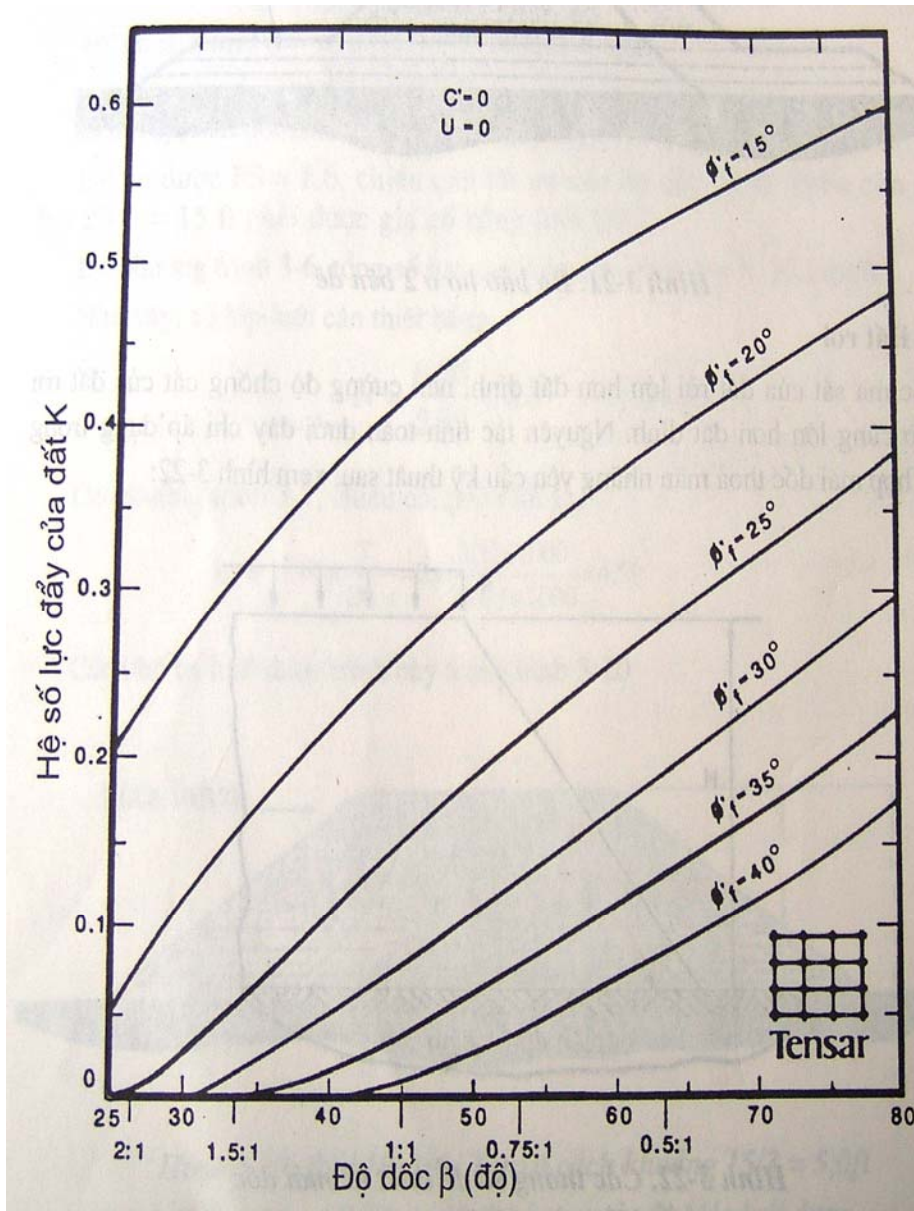
$$H' = H + \frac{q}{\gamma}$$

Công thức này chỉ có ý nghĩa khi $H' < 1,2H$

Góc ma sát của đất có thừa số ϕ'_f là góc ma sát ϕ' được điều chỉnh để bao gồm hệ số an toàn FS. Hệ số này thường lấy bằng 1,3 – 1,5

$$\phi'_f = \tan^{-1} (\tan \phi' / FS)$$

Biết ϕ'_f , β tính được hệ số lực đẩy của đất K theo toán đồ hình XIV.13



Hình XIV.13: Hệ số lực đẩy của đất K

Do đó toàn bộ lực kéo tác dụng trên lưới:

$$T = \frac{1}{2} \gamma \cdot K \cdot H'^2$$

Bước 2: Tính số lớp lưới cần thiết N

Mỗi loại lưới có sức chịu kéo thiết kế cho phép trường kỳ riêng.

Thí dụ:

Lưới SS2(BX 1200) có	Tt= 500lb/ft
Lưới SR1(UX 1100) có	Tt= 1000lb/ft
Lưới SR2(UX 1200) có	Tt= 2000lb/ft
Lưới SR3(UX 1300) có	Tt= 3000lb/ft

Do vậy số lớp lưới cần thiết là:

$$N_{\min} = \frac{T}{T_t}$$

Bước 3: tính khoảng cách cho phép tối đa của lưới thứ nhất (kể từ đáy mái dốc), v tính bằng ft

$$v = 0,6 \frac{H'}{N_{\min}}$$

Nếu $v < S_{\min}$, trở lại bước hai và dùng loại lưới có sức chịu kéo lớn hơn.

Nếu $v > 3-4\text{ft}$, dùng loại lưới có sức kéo nhỏ hơn.

Phương trình trên chỉ áp dụng cho trường hợp $N_{\min} < 5$, nếu $N_{\min} > 5$ thì khoảng cách được xác định theo hình vẽ XIV.14

Bước 4: tính chiều dài của lưới đáy L_b (bottom layer) và chiều dài của lớp lưới trên cùng L_t (top layer)

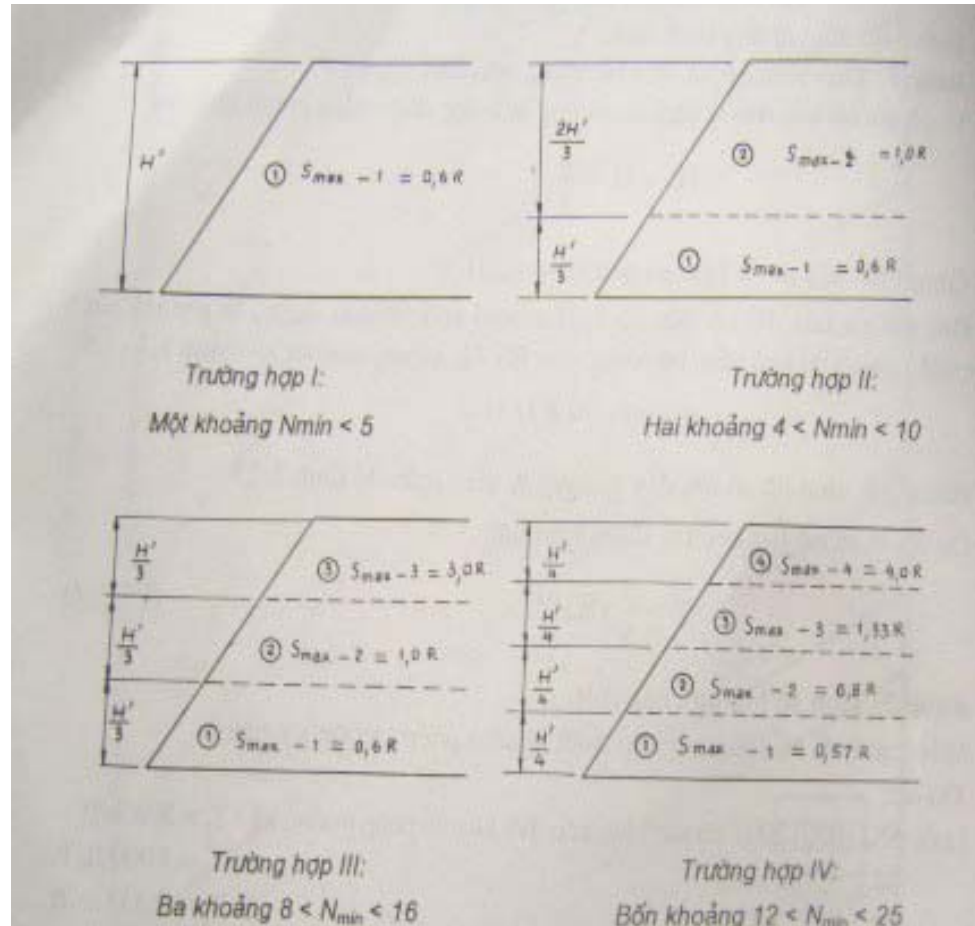
Nếu ϕ'_f từ $15^\circ - 25^\circ$, toán đồ hình XIV.14 cho ta tỉ số L/H

Nếu ϕ'_f từ $25^\circ - 40^\circ$, toán đồ hình XIV.15 cho ta tỉ số L/H

Từ đó ta suy ra:

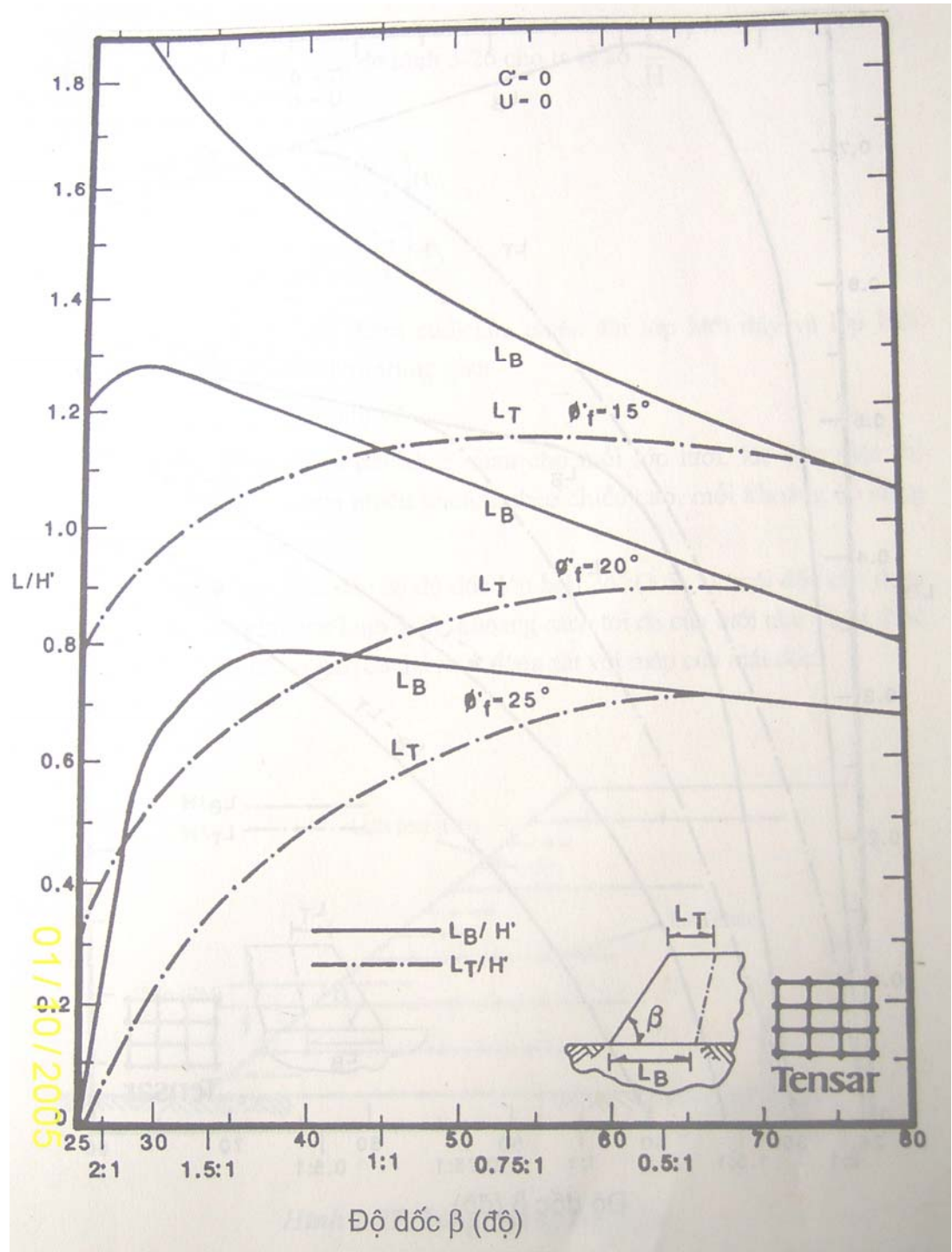
$$L_B \geq \left(\frac{L_B}{H'} \right) H'$$

$$L_B \geq \left(\frac{L_T}{H'} \right) H'$$

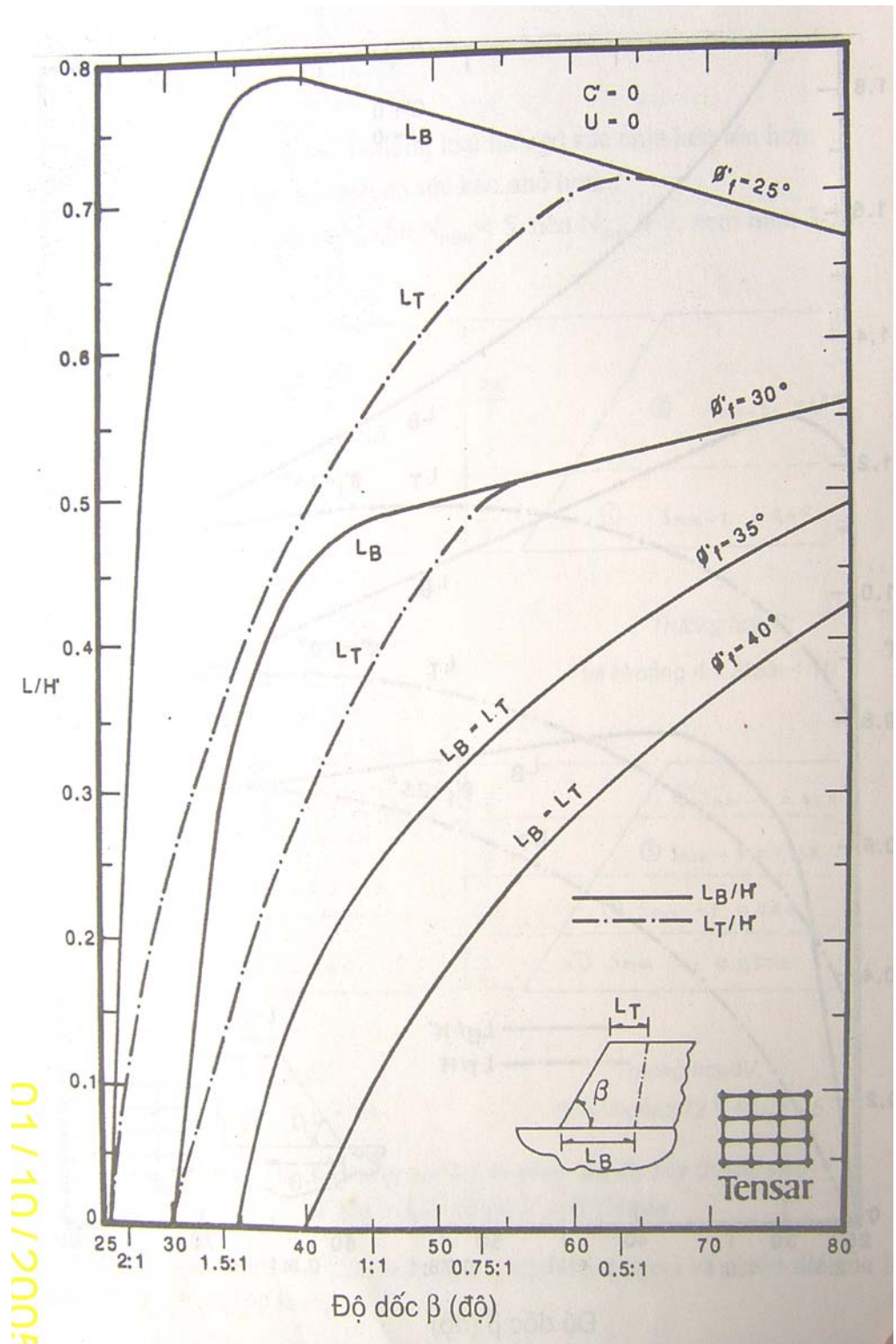


Hình XIV.14: Khoảng cách cho phép tối đa tùy thuộc vào số lớp vải tối thiểu $R = H' / N_{min}$

Kẻ một đường thẳng nối điểm cuối của chiều dài lớp lưới đáy và lớp lưới trên, ta có chiều dài của lớp lưới trung gian.



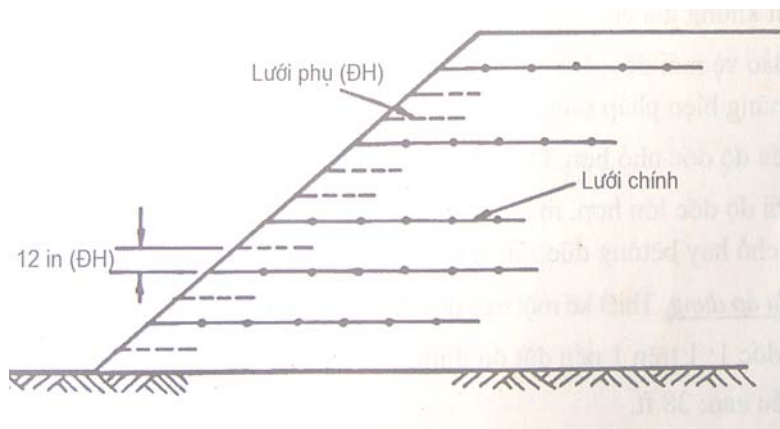
Hình XIV.15: Trị số L/H' trong trường hợp ϕ'_f từ $15^\circ - 25^\circ$



Hình XIV.16: Trị số L/H' trong trường hợp ϕ'_f từ 25° – 40°

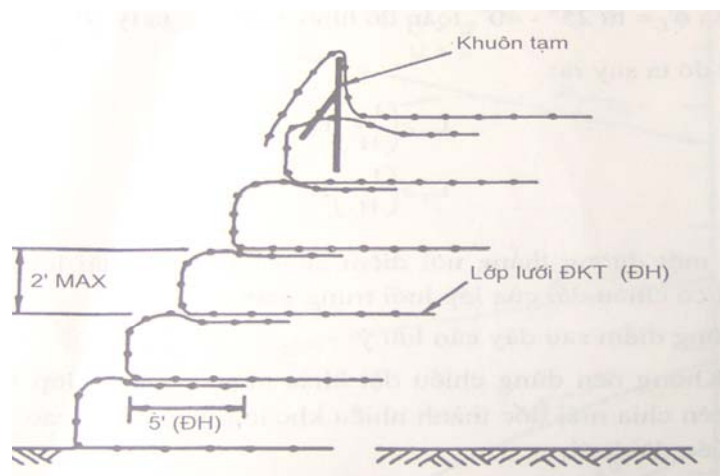
Những điều lưu ý:

- không nên dùng chiều dài khác nhau cho mỗi lớp lưới. Để tiện việc thi công , nên chia mái dốc thành nhiều khoảng theo chiều cao, mỗi khoảng có cùng chiều dài lưới.
- Trong trường hợp, mái dốc có độ dốc lớn (1,5:1), mái dốc cần được tăng cường lưới phụ (Hình XIV.17), khoảng cách tối đa của lớp lưới phụ là 12 in.



Hình XIV.17: Tăng cường lưới phụ

- Trong trường hợp, dốc lớn > (0,9: 1), mái dốc cần được bao bọc bằng lưới ĐKT như hình vẽ XIV.18



Hình XIV.18: Bọc mái dốc bằng lưới địa kỹ thuật

- Bảo vệ mái dốc: để giữ mái dốc khỏi bị xói mòn, mái dốc cần phải được bảo vệ bằng những biện pháp sau:

- Nếu độ dốc nhỏ hơn 34° , mái dốc có thể được bảo vệ bằng trồng cỏ
- Với độ dốc lớn hơn, mái dốc có thể bảo vệ bằng xít vữa, kè rọ đá, bê tông đúc sẵn hay đổ tại chỗ....

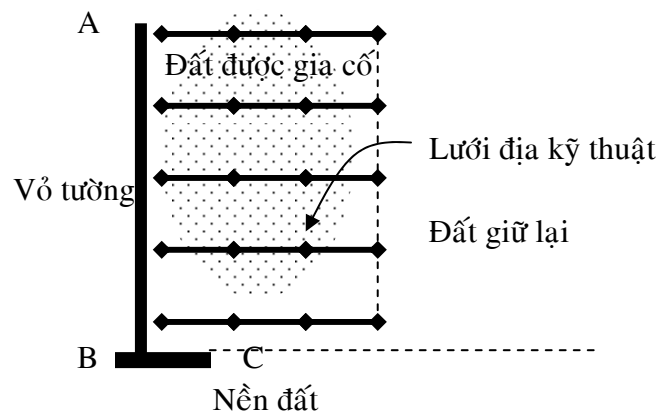
3. Làm tường chắn đất ở mố cầu, tại đoạn đường lên cầu

Cấu tạo: Tường chắn đất gia cố bằng lưới địa kỹ thuật gồm 4 thành phần, xem hình XIV.19

- phần đất đắp được gia cố (gọi tắt là đất gia cố)
- phần đất giữ lại (ở sau phần đất gia cố)
- nền đất
- vỏ tường

Nguyên tắc tính toán:

Xuất phát từ điều kiện ổn định tổng thể của tường chắn (trượt phẳng, lật, lún lệch) xác định kích thước chung của tường chắn. Ổn định cục bộ xác định chiều dài lưới, khoảng cách lưới, loại lưới.



Hình XIV.19: Tường chắn đất bằng lưới địa kỹ thuật

a. Ổn định bên ngoài

Mục đích việc phân tích ổn định bên ngoài là nhằm bảo đảm công trình bền vững chống lại áp lực ngang của đất. Phân tích ổn định bên ngoài gồm kiểm tra

1. biến dạng trượt ngang
2. biến dạng lật
3. biến dạng lún
4. biến dạng trượt tổng thể

b. Ổn định nội bộ

Lưới và đất của tường chắn đất phải liên kết nhau và tự chống đỡ dưới tác dụng của bản thân trọng lượng và những lực bên ngoài. Điều đó được thực hiện qua sự truyền lực từ đất lên lưới ĐKT. Lưới phải được chọn và bố trí như thế nào để chống lại sức kéo đứt và kéo tuột ra khỏi khối đất ở bên kia mặt trượt.

Mục đích của việc phân tích ổn định nội bộ là để kiểm tra lưới không bị kéo quá mức qui định và chiều dài neo của lưới đủ dài để khỏi bị kéo tuột.