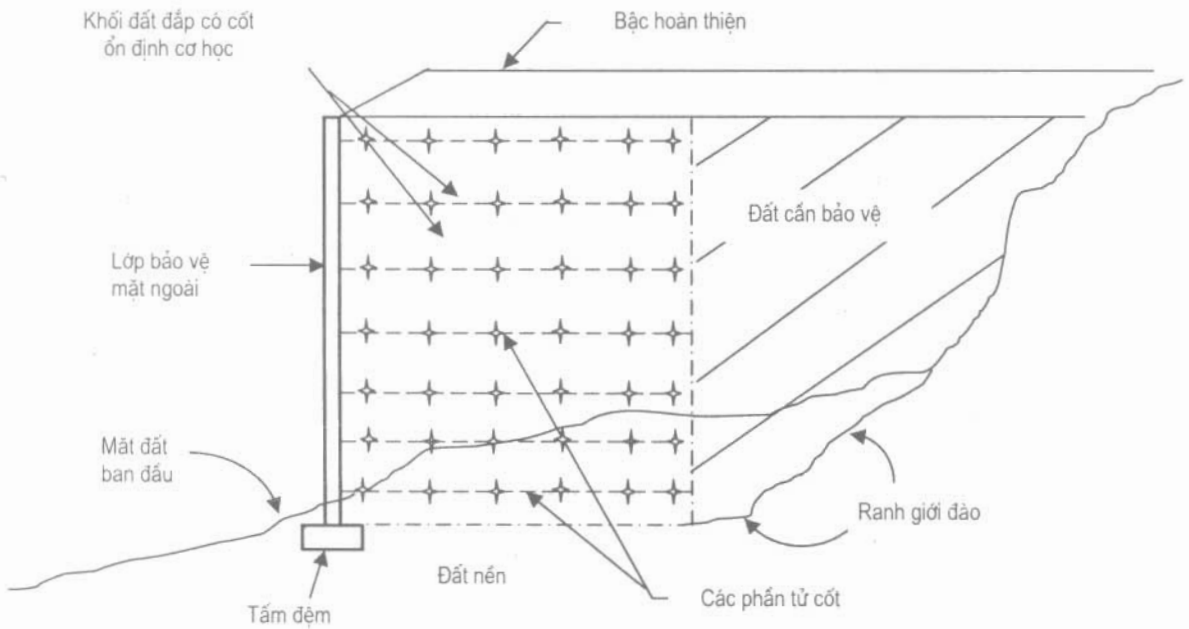


## Chương 7

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

### 7.1. MỞ ĐẦU

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



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

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

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

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

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

### **1) Hình dạng cốt**

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

#### **a) Dạng thanh mỏng một chiều**

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

#### **b) Dạng một chiều hỗn hợp**

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

#### **c) Dạng hai chiều phẳng**

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

### **2) Vật liệu cốt**

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

#### **a) Cốt kim loại**

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

#### **b) Cốt phi kim loại**

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

### **3) Độ kéo dãn của cốt**

Phân thành hai loại theo khả năng kéo dãn:

#### **a) Cốt không kéo dãn**

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

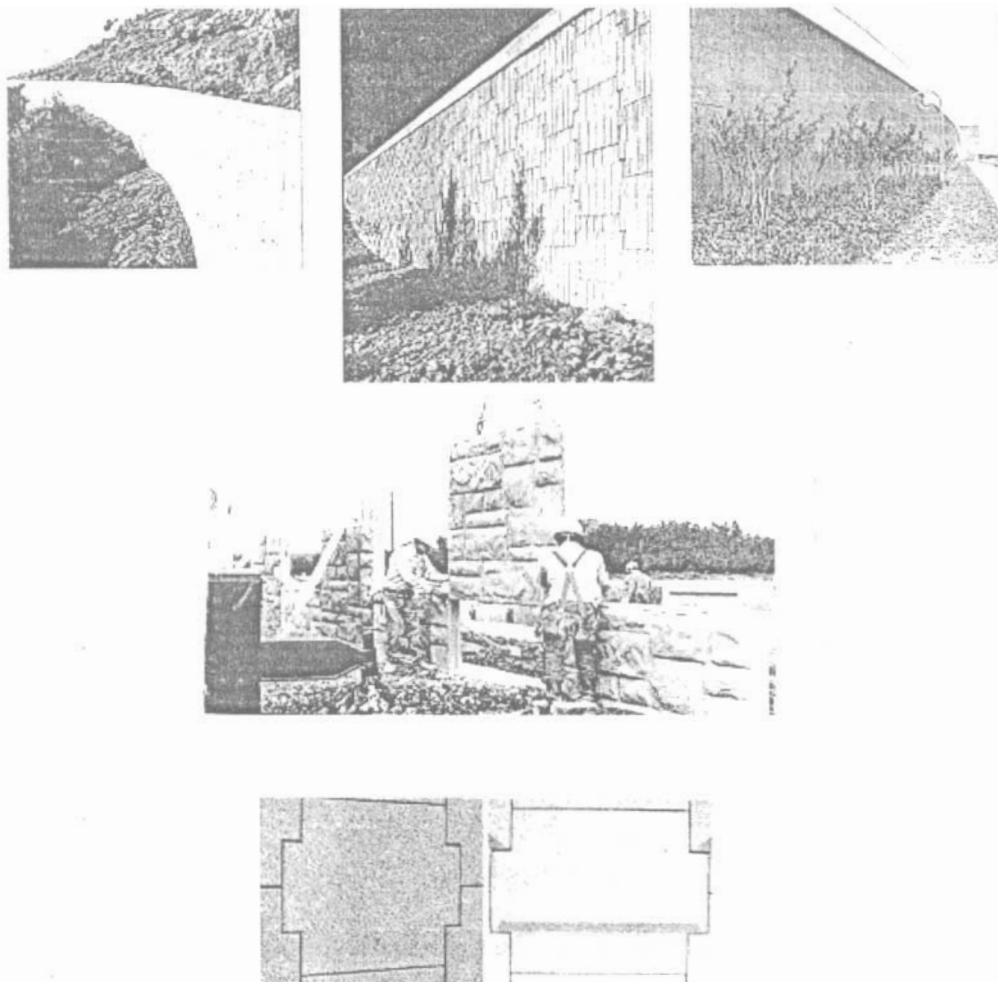
#### **b) Cốt kéo dãn**

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

### **7.2.2. Hệ thống bảo vệ bề mặt**

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

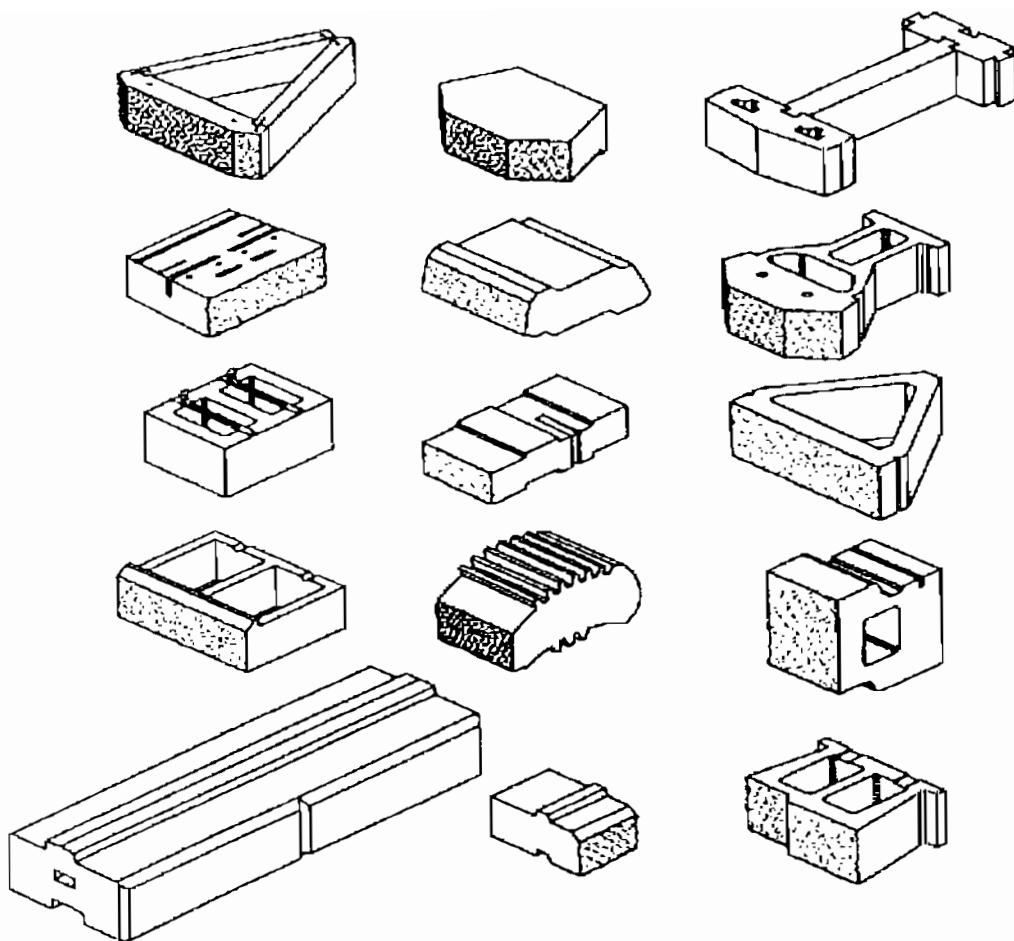
1) Những tấm bê tông đúc sẵn như minh họa trên hình 7.2. Những tấm bê tông đúc sẵn này có chiều dày nhỏ nhất là 140 mm và có dạng hình chữ thập, hình vuông, hình chữ nhật, hình thoi, hay hình lục giác. Tính chịu nhiệt và tính chịu kéo của cốt đòi hỏi phải thay đổi theo kích thước của các tấm bê tông.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



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

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

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



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

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

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

### 4) Lưới sợi hàn

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

### 5) Lớp bảo vệ bề mặt bằng rọ đá

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



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

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

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

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

### **7.2.3. Các loại cốt**

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

#### **1) Thanh thép dạng bản mỏng**

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

#### **2) Lưới thép**

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

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

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

Đây là loại lưới địa kỹ thuật chế tạo một trục và có sẵn.

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

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

#### **c) Vải địa kỹ thuật**

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

#### 7.2.4. Vật liệu đắp có cốt

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

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

#### 7.2.5. Tiêu chuẩn có hiệu lực

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

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

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

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

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

## 1. Ổn định ngoài:

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

## 2. Ổn định trong:

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

### 7.2.6. Tuổi thọ tính toán

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

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

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

## 7.3. TRÌNH TỰ THI CÔNG

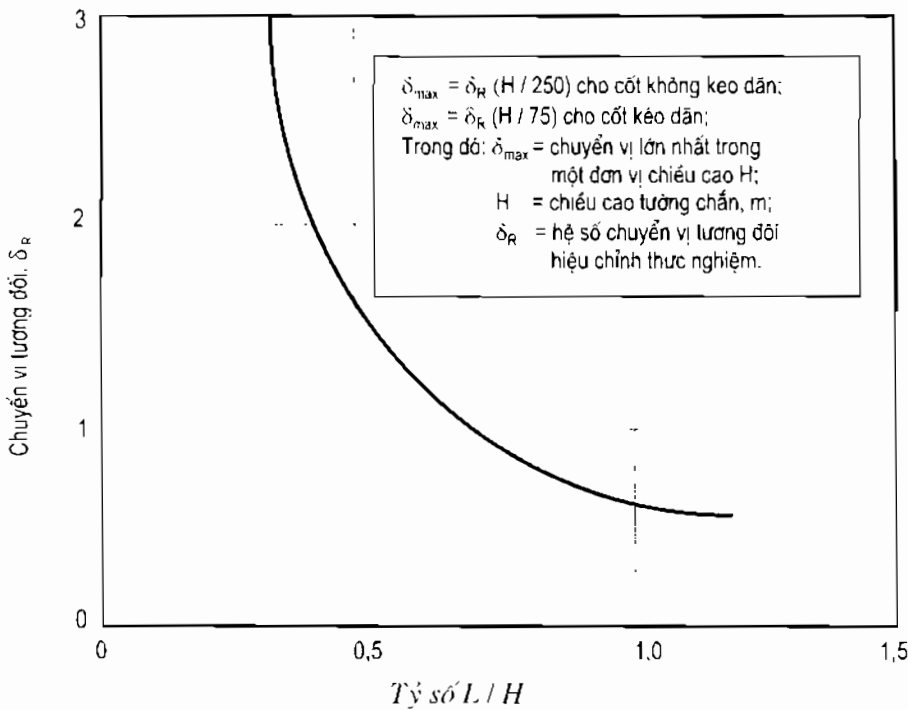
Dưới đây là một phác thảo trình tự có tính nguyên tắc thi công cho những hệ thống MSEW đặc trưng, những yêu cầu phụ cũng như yêu cầu riêng của công trình.

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

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

#### 1) Chuẩn bị nền đất

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



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

Dựa trên các tường chắn cao 6 m, chuyển vị tương đối tăng xấp xỉ 25% cho từng 20 kPa phụ tải.

Thực nghiệm chỉ ra rằng, đối với các tường chắn cao hơn, thì tác dụng của phụ tải có thể lớn hơn.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

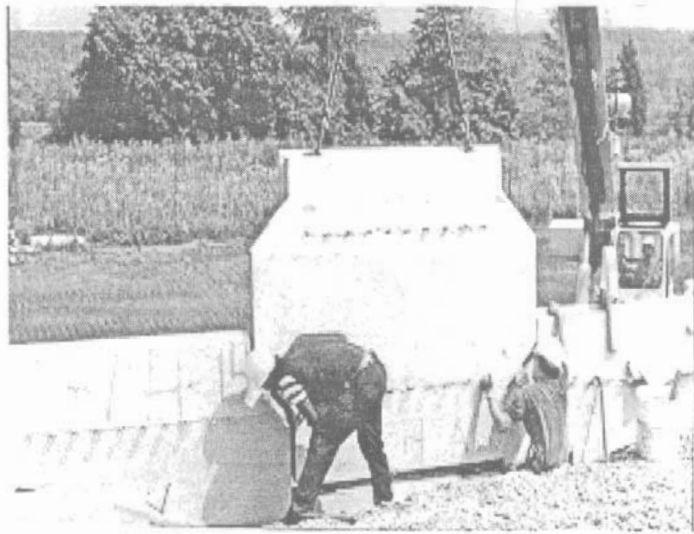
Bước thi công cuối cùng được thực hiện sau khi đã lắp đặt xong những tấm bảo vệ bề mặt cuối cùng, và hoàn chỉnh lớp đất đắp đỉnh tường chắn.

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

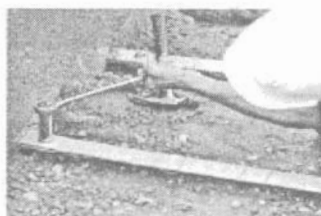
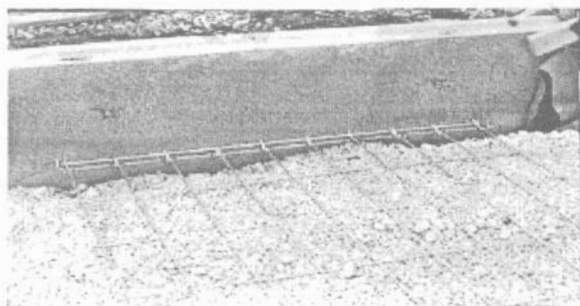
### **7.3.2. Thi công xây dựng các hệ thống MSEW có lớp bảo vệ mặt ngoài mềm**

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

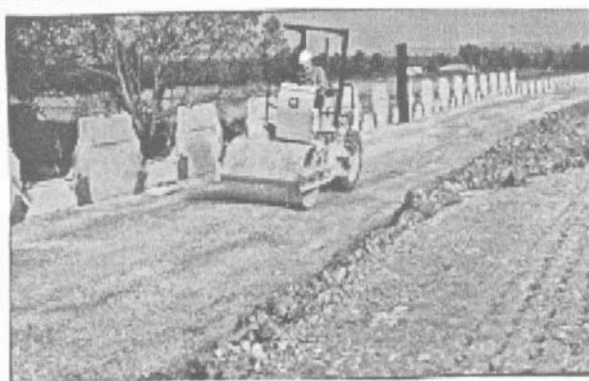
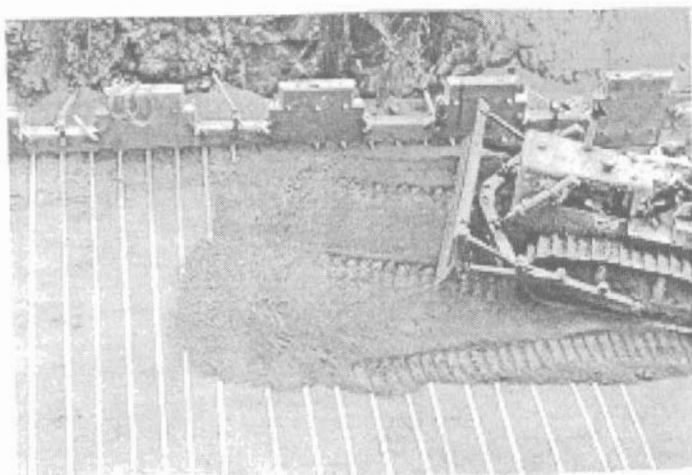
Công tác thi công loại tường chắn đất có cốt mặt tường mềm được tiến hành như sau:



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



*Hình 7.6. Rải đất đắp và nổi cốt.*



*Hình 7.7. Công tác đầm chặt đất đắp.*

### 1) Lắp đặt lớp cốt đầu tiên

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

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

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

### 2) Thi công lớp bề mặt

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

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

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

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

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

### 7.4.1. Khái quát

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

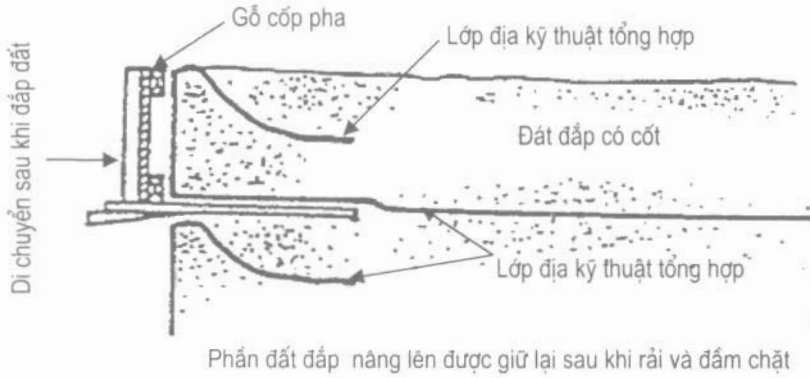
#### 1) Các phần tử cốt

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

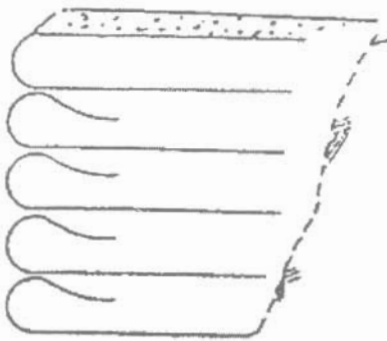


dun bằng bê tông đúc sẵn, rọ đá, lưới dạng sợi hàn, bê tông đổ tại chỗ, vữa phun, thực vật hay địa kỹ thuật tổng hợp.

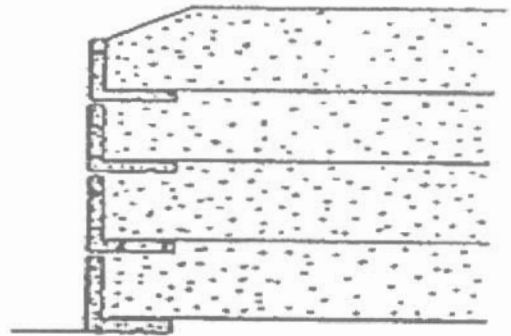
2) Đất đắp có cốt chú ý tới vật liệu đất đắp trong vùng cốt



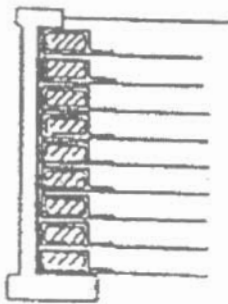
Hình 7.8. Tuần tự thi công lớp mới cho tường chắn MSE được bảo vệ bằng chất địa kỹ thuật tổng hợp.



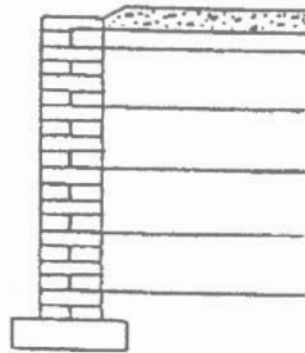
a) Lớp bảo vệ bề mặt bằng bê tông đúc sẵn/khối xây



b) Lớp bảo vệ bề mặt thẳng đứng bằng cấu kiện bê tông đúc sẵn



c) Lớp bảo vệ bề mặt bằng bê tông đúc sẵn / khối xây



d) Lớp bảo vệ bề mặt MBW thẳng đứng

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

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

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

#### **7.4.2. Khái niệm về đất có cốt**

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

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

##### **1) Cơ chế truyền ứng suất**

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

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

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

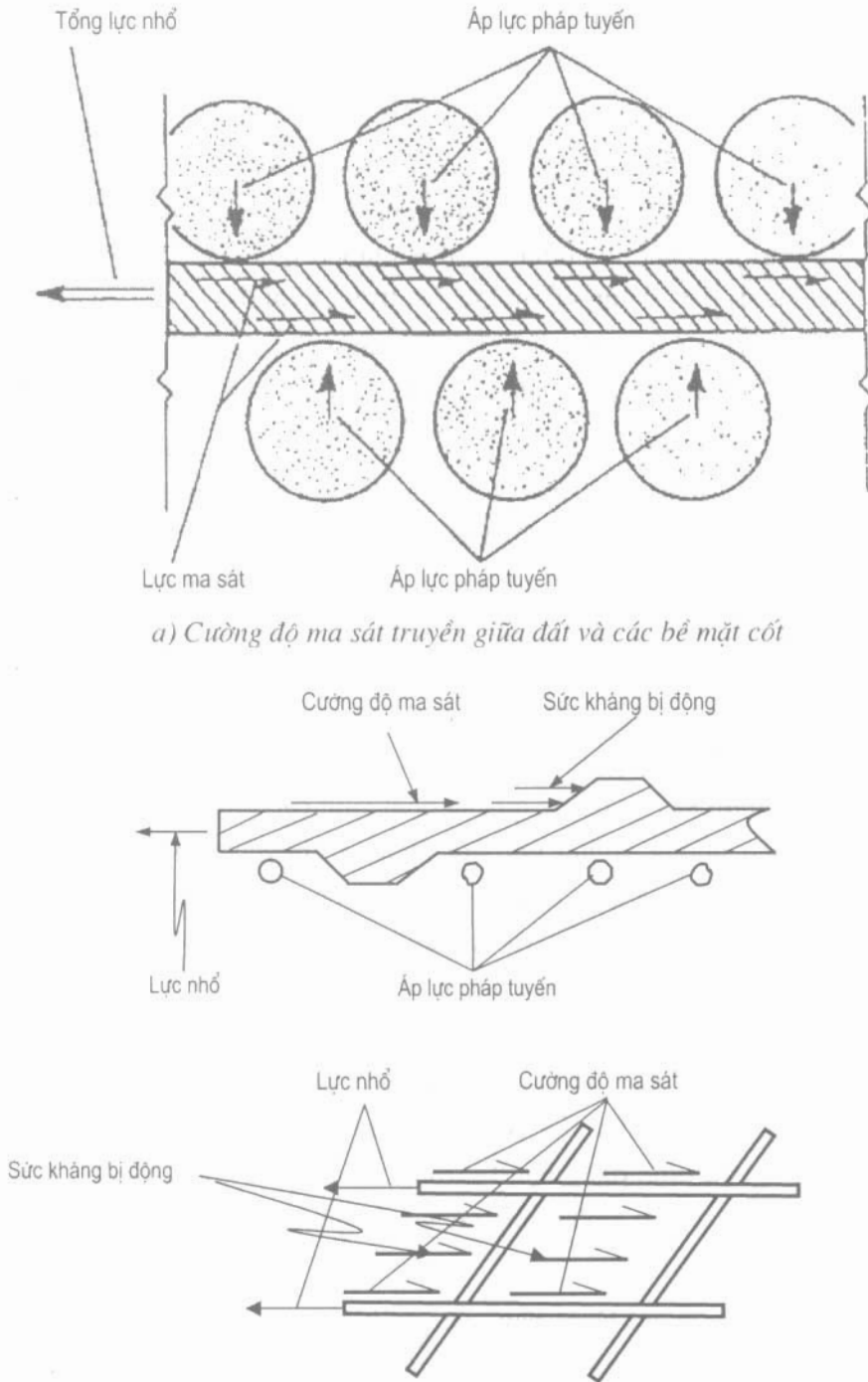
Sự tham gia của từng cơ chế truyền cho từng cốt riêng sẽ phụ thuộc vào độ nhám bề mặt (ma sát bên), ứng suất pháp hữu hiệu, kích thước lỗ lưới, chiều dày của các cấu kiện ngang, và đặc trưng độ giãn dài của cốt. Đặc trưng của đất, bao gồm kích thước hạt, thành phần cấp phối hạt, hình dạng hạt, tỷ trọng,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

##### **2) Kiểu tác dụng của cốt**

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

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

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



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

bị *Cắt và uốn*. Những phần tử cốt "ngang" đều phải có một độ cứng nhất định, chúng có khả năng chống lại các môment cắt và uốn.

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

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

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

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

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

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

$L_c$  - chiều dài neo của cốt trong vùng kháng nhỏ sau bề mặt trượt;

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

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

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

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

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

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

hay,

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \text{tg}\varphi_r \quad (7.2)$$

Trong đó:  $\alpha_\beta$  - hệ số chịu tải bị động, mà hệ số này lấy theo chiều dày trên một đơn vị chiều rộng của cấu kiện chịu tải;

$\varphi_r$  - góc ma sát trong tương tác giữa cốt và đất.

Những tham số khả năng chịu tải cho phương trình (7.2) được minh hoạ trên hình 7.11.

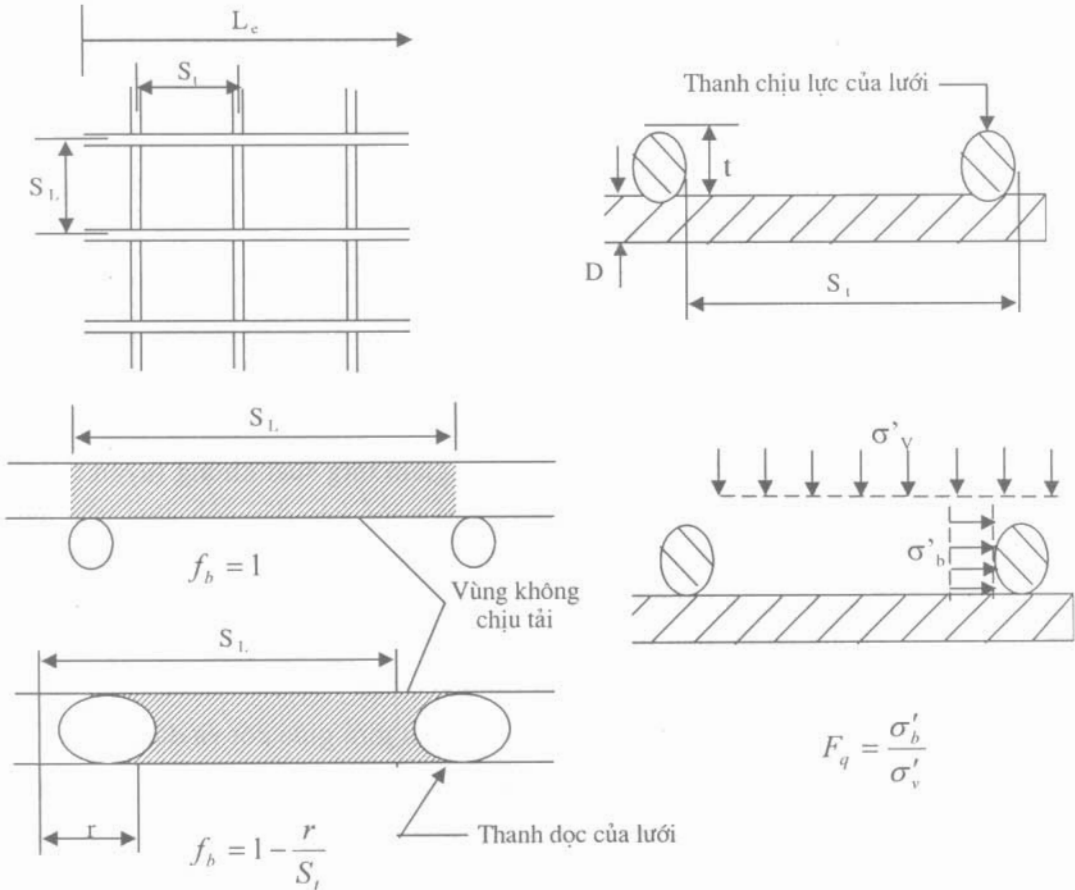
\* Đối với cốt thép có gờ, hệ số kháng nhỏ  $F^*$  thường được tính:

$$F^* = tg\varphi_r = 1,2 + \log C_u \text{ tại đỉnh tường lấy lớn nhất} = 2,0 \quad (7.3)$$

$$F^* = tg\varphi \text{ tại độ sâu bằng 6 m và sâu hơn} \quad (7.4)$$

Trong đó:  $C_u =$  hệ số đồng nhất của đất đắp ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ). Nếu đặc trưng  $C_u$  của đất đắp tường chắn tại thời điểm thiết kế chưa biết, thì có thể giả thiết  $C_u = 4$  (tức là,  $F^* = 1,8$  tại đỉnh tường chắn).

\* Đối với lưới cốt thép có khoảng cách ngang  $S_1 \geq 150 \text{ mm}$  (xem hình 7.11)



$S_L =$  khoảng cách giữa các thanh dọc

$S_1 =$  khoảng cách giữa các thanh ngang

$\sigma'_b =$  cường độ chịu tải phát sinh trên thanh ngang

$\sigma'_v =$  ứng suất thẳng đứng hữu hiệu

$D =$  đường kính sợi hay thanh cốt.

**Hình 7.11.** Cách xác định các kích thước lưới để tính khả năng chịu nhỏ.

$F^*$  là hàm số của hệ số khả năng chịu tải hay hệ số ngàm ( $F_q$ ), được tính như sau:

$$F^* = F_q \alpha_\beta = 40 \alpha_\beta = 40 (t / 2S_t) = 20 (t / S_t) \quad \text{tại đỉnh tường chắn} \quad (7.5)$$

$$F^* = F_q \alpha_\beta = 20 \alpha_\beta = 20 (t / 2S_t) = 10 (t / S_t) \quad \text{tại độ sâu bằng hay lớn 6 m} \quad (7.6)$$

Trong đó:  $t$  - chiều dày của thanh ngang.

$S_t$  phải đồng nhất suốt chiều dài của cốt, còn các thanh cốt ngang chỉ được liên kết trong vùng ổn định.

*\* Đối với lưới địa kỹ thuật tổng hợp (tức là, lưới địa kỹ thuật và vải địa kỹ thuật)*

Cường độ kháng nhỏ của các loại cốt này được dựa trên sự giảm hệ số ma sát của đất, hệ số này thường tương tự như hệ số tương tác,  $C_r$ . Khi không có các số liệu thí nghiệm, thì trị số  $F^*$  cho cốt địa kỹ thuật tổng hợp thường lấy như sau :

$$F^* = 2 / 3 \tan \varphi \quad (7.7)$$

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất đắp vụn thô lựa chọn để đắp tường chắn; đôi khi có thể lấy  $\varphi = 34^\circ$ .

### 7.5.2. Trượt theo bề mặt tiếp xúc

Trượt theo bề mặt tiếp xúc giữa lưới địa kỹ thuật tổng hợp (vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật và đường tiêu nước bằng chất địa kỹ thuật tổng hợp) với đất thường nhỏ hơn góc ma sát của bản thân đất và có thể hình thành bề mặt trượt. Do đó, hệ số ma sát tiếp xúc  $\tan \varphi_i$  cần được xác định nhờ đánh giá trượt dọc theo bề mặt của cốt địa kỹ thuật tổng hợp với đất đắp cân gia cường. Góc ma sát tiếp xúc  $\varphi_i$  được xác định bằng các thí nghiệm cắt trực tiếp đất- lưới địa kỹ thuật tổng hợp theo ASTM D 5321. Khi không có các kết quả thí nghiệm trong phòng, thì hệ số ma sát tiếp xúc thường được lấy bằng ( $\tan \varphi_i$ ) cho vải địa kỹ thuật và các hợp chất thoát nước bằng loại lưới địa kỹ thuật. Những loại lưới địa kỹ thuật tổng hợp như màng chống thấm địa kỹ thuật và một số lõi thoát nước bằng hỗn hợp địa kỹ thuật có thể có các trị số tương tác thấp, nên cần phải thực hiện những thí nghiệm một cách hợp lý.

## 7.6. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT XÂY DỰNG DỰA TRÊN KHẢO SÁT VÀ THÍ NGHIỆM KHU VỰC

### 7.6.1. Đất nền

Việc xác định các tính chất xây dựng của đất nền cần tập trung vào đánh giá khả năng chịu tải, khả năng lún, và cao độ mực nước dưới đất. Để xác định khả năng chịu tải, đòi hỏi phải xác định được những tham số của đất: góc ma sát trong,  $\varphi$ , lực dính,  $C$ , trọng lượng đơn vị,  $\gamma$ . Để tính khả năng chịu tải của đất nền cần tuân theo tiêu chuẩn chuyên ngành Cầu - Đường cao tốc, và những tiêu chuẩn xây dựng hiện hành khác. Tác dụng của độ nghiêng tải trọng và hình dạng móng có thể bỏ qua, và hệ số an toàn nhỏ nhất có thể lấy bằng 2,5 cho tải trọng nhóm I.

Để xác định độ lún của nền, những kết quả phân tích độ lún truyền thống theo số liệu thí nghiệm trong phòng, có thể sử dụng hệ số cố kết,  $C_v$ , kết hợp với trị số nén lún gần đúng,  $C_c$ , nhận được từ các tương quan thí nghiệm các chỉ tiêu của đất (độ ẩm, các giới hạn Atterberg). Cần sử dụng các kết quả phân tích độ lún, nhất là độ lún lệch, để xác định khả năng của lớp bảo vệ bề mặt và hệ thống liên kết nhằm khắc phục được những chuyển dịch hay cần đưa ra những phương pháp dự tính các chuyển dịch khác nhau.

Đòi hỏi phải lựa chọn các phương pháp kỹ thuật cải tạo đất để khắc phục những nhược điểm cơ bản và tính nén lún của đất, để có được khả năng chịu tải đạt yêu cầu, tổng độ lún hay độ lún lệch nằm trong giới hạn cho phép.

Việc đánh giá những vấn đề cơ bản trên đây, không ngoài việc nghiên cứu công dụng mà hệ thống tường chắn đem lại. Những đánh giá kiểu này là trách nhiệm của tập thể các kỹ sư hay các nhà tư vấn thiết kế địa kỹ thuật.

### 7.6.2. Đất đắp có cốt

Những yêu cầu dưới đây sẽ phù hợp với thực tế ngày nay:

#### 1) Lựa chọn vật liệu đất đắp dạng hạt cho vùng có cốt

Tất cả vật liệu đất đắp được sử dụng để xây dựng tường chắn MSE một cách phù hợp, thì các giới hạn cấp phối hạt được xác định theo AASHTO T- 27 (hay tiêu chuẩn ngành hiện hành) phải tuân thủ như sau:

a) Kích thước rây của Mỹ	Phần trăm lọt rây <sup>(a)</sup>
102 mm <sup>(a, b)</sup>	100
0,425 mm (No. 40)	0 ÷ 60
0,075 mm (No.200)	0 ÷ 15
Chỉ số dẻo, $I_p$ , không được lớn hơn 6.	

<sup>(a)</sup> Để sử dụng các trị số định trước  $F^*$ , thì  $C_u$  phải lớn hơn hay bằng 4.

<sup>(b)</sup> Bằng nghiên cứu mới đây về xây dựng, sự duy trì của cốt địa kỹ thuật tổng hợp, và các loại cốt bọc epoxy chỉ ra rằng, kích thước hạt lớn nhất của vật liệu đất đắp có cốt phải giảm tới 19 mm đối với cốt địa kỹ thuật tổng hợp, và các loại cốt bọc epoxy và PVC, nếu không, cần tiến hành các thí nghiệm để đánh giá phạm vi phá hoại hỗn hợp đất đắp và cốt của tường chắn.

#### b) Trạng thái bền vững

Phải loại bỏ những loại đất yếu, các hạt có tuổi thọ thấp ra khỏi vật liệu đất đắp có cốt. Vật liệu cần có độ ăn mòn sunfat manhê nhỏ hơn hoặc bằng 30% sau bốn chu kỳ (hay trị số sunfat natri nhỏ hơn 15% sau năm chu kỳ). Thí nghiệm cần tuân theo AASHTO T-104.

Theo tiêu chuẩn AASHTO T - 99, độ đầm chặt đất đắp phải đạt 95%, và độ ẩm tối ưu,  $W_{L,U} \pm 2\%$ .

Đối với những tường chắn MSE được xây dựng bằng đất đắp có cốt chứa trên 15% hạt lọt lỗ sàng 0,075 mm (#200) hoặc chỉ số dẻo lớn hơn 6, thì cần đánh giá chính xác

cả hai tham số tổng độ bền và độ bền cắt hữu hiệu để có được một trị số ứng suất ngang, trượt, phá hoại tổng thể (sau và trong vùng có cốt), cũng như ảnh hưởng của hệ thống tiêu nước đến phương pháp phân tích. Cần tiến hành cả hai thí nghiệm nhỏ lâu dài và nhỏ tức thời giống như các thí nghiệm ma sát tương tác giữa cốt và đất. Cần phải đánh giá những đặc trưng lún một cách cẩn thận, đặc biệt chú ý tới sự giảm ứng suất xảy ra tại những chỗ nổi trên bề mặt và độ lún của các kết cấu đỡ. Phải tiến hành đánh giá cẩn thận những yêu cầu của hệ thống tiêu nước đặt ở phía sau, trên bề mặt và ngay phía dưới vùng có cốt (ví dụ, sử dụng mạng lưới dòng thấm để đánh giá ảnh hưởng của các lưu lượng thấm và áp lực thủy tĩnh).

## 2) Đất đắp cần được bảo vệ

Những tính chất xây dựng chủ chốt yêu cầu là độ bền và trọng lượng đơn vị, chúng được xác định dựa trên việc tính toán và thí nghiệm các chỉ tiêu của đất nền. Góc ma sát trong ( $\varphi$ ) và trọng lượng đơn vị ( $\gamma$ ) có thể xác định được hoặc từ các thí nghiệm cắt trực tiếp thoát nước hoặc từ các thí nghiệm ba trục cố kết thoát nước. Không thể lấy được những mẫu đất nguyên dạng, nên góc ma sát trong của đất có thể nhận được bằng thí nghiệm hiện trường hay bằng cách hiệu chỉnh những chỉ tiêu tính chất. Tính bền rất cần cho việc xác định hệ số áp lực đất thường được sử dụng trong thiết kế. Đồng thời, vị trí mực nước dưới đất nằm trên đáy công trình dự kiến cần xác định để lập sơ đồ mặt bằng tiêu nước. Đối với phần lớn đất đắp cần bảo vệ, trị số góc ma sát thấp, các trị số này bằng 28 đến 30 độ là vừa phải cho các loại đất vụn thô và đất dính có độ dẻo thấp. Đối với các loại đất cần bảo vệ có độ dẻo cao ( $I_p > 40$ ), thậm chí độ dẻo thấp hơn thì cần phải đánh giá cả hai điều kiện thoát nước và không thoát nước.

## 7.7. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT TÍNH TOÁN KẾT CẤU TƯỜNG CHẮN

Các tính chất tính toán kết cấu của vật liệu cốt là hàm số của những đặc trưng hình học, độ bền và độ cứng, tuổi thọ, và loại vật liệu. Dưới đây, chúng ta sẽ nghiên cứu hai trong số những tính chất phổ biến nhất, là:

### 7.7.1. Đặc trưng hình học

Có hai loại cốt được nghiên cứu như sau:

#### 1) Tấm, thanh và lưới thép

Một lớp các tấm, thanh, hay lưới thép được đặc trưng bằng diện tích tiết diện ngang, chiều dày và chu vi của phần tử cốt, khoảng cách ngang tâm đến tâm giữa các phần tử cốt (đối với các lưới thép, chỉ cần xét các thanh dọc đặt vuông góc với tường chắn).

#### 2) Vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật

Một lớp những tấm địa kỹ thuật tổng hợp được đặc trưng bằng chiều rộng của tấm và khoảng cách tâm đến tâm giữa chúng. Không cần xét đến diện tích tiết diện ngang, khi đó độ bền của tấm địa kỹ thuật tổng hợp được thể hiện bằng lực kéo trên một đơn vị



chiều rộng, thích hợp hơn là bằng ứng suất. Thường gặp khó khăn trong việc đo chiều dày của những tấm mỏng, và ngăn ngừa được tính biến dạng tương đối cũng như xác định chính xác ứng suất của lưới.

Hệ số che phủ,  $R_c$ , được sử dụng để liên hệ lực trên một đơn vị chiều rộng của một cốt riêng với lực trên một đơn vị chiều rộng ngang qua toàn bộ kết cấu:

$$R_c = b / S_n \tag{7.8}$$

Trong đó:  $b$  - tổng chiều rộng của tấm, mảng hay lưới, và

$S_n$  - khoảng cách ngang tâm đến tâm giữa các tấm, mảng, hay lưới.

( $R_c = 1$  trong trường hợp cốt liên tục, tức là từng lớp lưới sẽ che phủ toàn bộ bề mặt ngang của khối đất có cốt).

### 7.7.2. Tính chất bền

#### 1) Cốt thép

Đối với các loại cốt thép, tuổi thọ thiết kế đạt được do sự giảm tiết diện ngang của cốt, tổn thất do ăn mòn dự tính trên một chu kỳ tuổi thọ được dùng trong tính toán thiết kế, và nó được xác định như sau:

$$E_C = E_n - E_R \tag{7.9}$$

Trong đó:  $E_C$  - chiều dày của cốt tại thời gian đầu của tuổi thọ tính toán;

$E_n$  - chiều dày danh định tại thời điểm thi công, và

$E_R$  - chiều dày hao mòn của kim loại do bị ăn mòn trong quá trình sử dụng kết cấu.

Lực kéo cho phép trên một đơn vị chiều rộng của cốt,  $T_a$ , được tính như sau:

$$T_a = 0,55 \frac{F_Y A_C}{b} \quad \text{cho các thanh thép mỏng} \tag{7.10}$$

và,

$$T_a = 0,48 \frac{F_Y A_C}{b} \quad \text{cho lưới thép được nối với} \tag{7.11}$$

*các tấm hay khối bê tông*

(Chú ý: có thể dùng  $0,55 F_Y$  cho các lưới thép có lớp bảo vệ bề mặt là mềm).

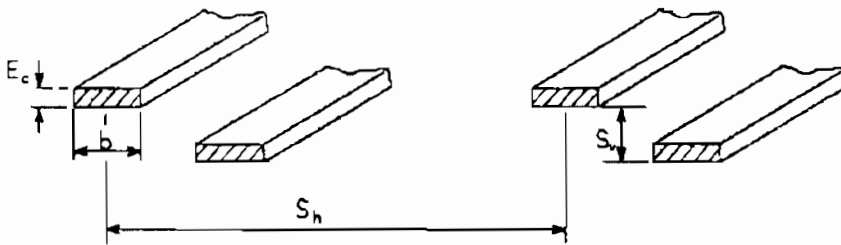
Trong đó:  $b$  - tổng chiều rộng của thanh mỏng, mảng hay lưới;

$F_Y$  - ứng suất giới hạn chảy của thép;

$A_C$  - tiết diện ngang tính toán của thép, được xác định như tiết diện ngang ban đầu trừ đi chiều dày bị ăn mòn xảy ra trong quá trình tuổi thọ tính toán của tường chắn. Những chi tiết thiết kế thi công để xác định  $A_C$  cho các thanh thép mỏng và lưới thép như chỉ ra trên hình 7.12.

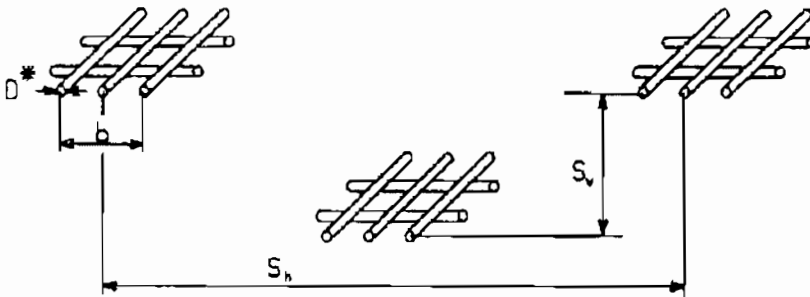
## 2) Cốt địa kỹ thuật tổng hợp

Việc chọn  $T_a$  đối với cốt địa kỹ thuật tổng hợp khó hơn nhiều so với cốt thép. Các tính chất kéo của cốt bằng địa kỹ thuật tổng hợp chịu tác động bởi những yếu tố môi trường, ví dụ như từ biến (mỏi), phá hoại do lắp đặt, lão hoá, nhiệt độ, và ứng suất nén. Hơn nữa, những đặc trưng của sản phẩm địa kỹ thuật tổng hợp được sản xuất bằng chất polymer cơ bản giống nhau, chúng có thể thay đổi nhiều, và những chi tiết về sự làm việc của polymer để sử dụng trong đất chưa hiểu được một cách đầy đủ. Một cách lý tưởng hoá,  $T_a$  cần xác định thông qua nghiên cứu độ dài, khả năng từ biến (mỏi) và mọi cơ chế làm giảm độ bền có thể xảy ra.



$$A_c = b E_c$$

$E_c$  - chiều dày thanh mỏng được hiệu chỉnh cho tổn thất do ăn mòn.



$$A_c = (\text{số thanh dọc}) \times \pi \frac{(D^*)^2}{4}$$

$D^*$  - đường kính thanh hay sợi đã hiệu chỉnh đối với hao tổn do ăn mòn;

$b$  - chiều rộng đơn vị của cốt (nếu cốt liên tục thì số thanh tính toán cho chiều rộng cốt bằng 1 đơn vị).

$$T_{\max} \leq T_a R_C = \frac{FS \cdot A_c \cdot F_Y \cdot R_C}{b}$$

Trong đó:  $T_a$  - độ bền kéo lâu dài cho phép của cốt (độ bền / đơn vị chiều rộng cốt);

FS - hệ số an toàn (= 0,55 hay 0,48);

$F_Y$  - độ bền giới hạn chảy của thép;

$R_C$  - hệ số phủ kín của cốt,  $R_C = b/S_h$ ; lấy  $R_C = 1$  đối với cốt liên tục (tức là  $S_h = b = 1$  đơn vị chiều rộng);

$T_{\max}$  - tải trọng lớn nhất tác dụng lên cốt (tải trọng/một đơn vị chiều rộng; tường chắn).

**Hình 7.12.** Các tham số để tính toán độ bền của cốt.

Mặc dù, cốt polymeric không nhạy cảm đối với tính ăn mòn, mà nó chỉ có thể giảm độ bền do hoạt tính hoá - lý xảy ra trong đất, như sự thủy phân, oxy hoá, và nứt nẻ do ứng suất môi trường là tùy thuộc vào loại polymer. Đồng thời, những vật liệu này dễ bị hư hỏng trong quá trình lắp đặt và tác dụng của nhiệt độ cao tại lớp bảo vệ bề mặt và những chỗ nối. Nhiệt độ có thể cao tới 50<sup>0</sup> C , so với khoảng nhiệt độ bình thường trong đất chỉ có 12<sup>0</sup> ở những vùng hàn đối , còn trong vùng khí hậu sa mạc nhiệt độ này chỉ đạt 30<sup>0</sup>C.

Đối với các loại cốt địa kỹ thuật tổng hợp, tuổi thọ tính toán đạt được là nhờ sự phát sinh tải trọng tính toán cho phép, mà tải trọng đó có xét tới sự giảm độ bền theo thời gian trên chu kỳ tuổi thọ tính toán, được biểu diễn như sau:

$$T_a = \frac{T_{th}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS} \quad (7.12)$$

Trong đó:  $T_a$  - độ bền kéo lâu dài tính toán của cốt ứng với trạng thái giới hạn;

$T_{th}$  - độ bền kéo tới hạn của cốt địa kỹ thuật tổng hợp;

RF - là tích số của tất cả các hệ số giảm khi làm việc;

FS - tổng hệ số an toàn;

$T_{al}$  - độ bền lâu dài của vật liệu, hay chi tiết hơn:

$$T_{al} = \frac{T_{th}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (7.13)$$

Trong đó:  $T_{al}$  - độ bền kéo lâu dài chịu tải trọng nén trên một đơn vị chiều rộng cốt, và  $T_{th}$  được lấy trực tiếp từ nhà sản xuất;

$RF_{CR}$  - hệ số giảm từ biến là tỷ số của độ bền tới hạn ( $T_{th}$ ) với độ bền giới hạn từ biến có được bằng thí nghiệm từ biến trong phòng cho từng sản phẩm;

Khoảng dao động tiêu biểu của các hệ số giảm thiểu là hàm số của loại polymer, như chỉ ra dưới đây:

<i>Loại polyme</i>	<i>Hệ số giảm do từ biến</i>
Polyester	2,5 đến 1,6
Polypropylene	5,0 đến 4,0
Polyethylene tỷ trọng cao	5,0 đến 2,6

$RF_D$  - hệ số giảm tuổi thọ. Nó phụ thuộc vào tính nhạy cảm của chất địa kỹ thuật tổng hợp đối với vi sinh vật, hoá chất, oxy hoá nhiệt, thủy phân, và nứt do ứng suất, và nó thay đổi chủ yếu từ 1,1 đến 2,0. Hệ số giảm nhỏ nhất có thể là 1,1.

$RF_{ID}$  - hệ số giảm do hư hỏng khi lắp đặt. Hệ số này nằm trong khoảng từ 1,05 đến 3,0 là tùy thuộc vào cấp phối đất đắp và khối lượng sản phẩm trên một đơn vị trọng lượng. Hệ số giảm thiểu nhỏ nhất lấy bằng 1,1 để tính cho những trường hợp không có số liệu thí nghiệm.

FS - tổng hệ số an toàn để tính đến sự không rõ ràng về hình dạng của kết cấu công trình, tính chất đất đắp, tính chất của cốt, và các tải trọng tác dụng ngoài. Đối với tường chắn vĩnh cửu, chỉ riêng các công trình MSEW, hệ số an toàn nhỏ nhất lấy bằng 1,5 (như vậy,  $T_a = T_a/1,5$ ).

## 7.8. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN MSE - ĐIỀU KIỆN TỈNH

Phần này được sắp xếp một cách tuần tự như sau:

- Khái quát các phương pháp tính toán.
- Đánh giá ổn định ngoài.
- Đánh giá ổn định trong.
- Thiết kế chi tiết.
- Ví dụ tính toán.

### 7.8.1. Các phương pháp tính toán

- Đánh giá ổn định ngoài cho các kết cấu tường chắn MSE, tiết diện có cốt được xem như một khối đất hỗn hợp đồng nhất, và đánh giá ổn định theo các kiểu phá hoại truyền thống như đối với hệ thống tường chắn kiểu trọng lực. Những điều khác nhau trong thực tế hiện tại là tính toán ổn định trong, mà ổn định trong này quyết định bởi cốt, nguyên tắc phát sinh ứng suất ngang bên trong cốt, và giả thiết về vị trí của bề mặt trượt tiêu biểu nhất.

- Ổn định trong được nghiên cứu như độ nhảy của riêng các cấu kiện trong khối đất. Điều này cho thấy rằng, các biến dạng được kiểm tra thông qua các cốt tốt hơn toàn bộ khối, bởi vì toàn khối sẽ xuất hiện tính không nhất quán lớn hơn nhiều so với cốt trong đất. Do đó, những phân tích biến dạng, nói chung, sẽ được trình bày theo các phương pháp hiện hành.

- Trong thập niên sau này, người ta đã giới thiệu tính hợp lý của các phương pháp tính toán và nghiên cứu khác nhau. Điều này chỉ có thể đạt được, khi một trong những phương pháp tính toán hoàn chỉnh bao gồm những nội dung dưới đây:

#### **1) Phân tích các ứng suất làm việc đối với các kết cấu của MSEW**

Một phân tích các ứng suất làm việc bao gồm:

- Lựa chọn vị trí đặt cốt và kiểm tra các ứng suất trong khối đất đã gia cường, mà các ứng suất này tương ứng với tính chất của đất và các hỗn hợp đất.
- Đánh giá ổn định cục bộ tại vị trí của từng cốt và dự báo sự phá hoại sẽ phát sinh.

#### **2) Phân tích cân bằng giới hạn**

Phương pháp phân tích cân bằng giới hạn bao gồm việc kiểm tra ổn định tổng thể của công trình. Các kiểu ổn định cần nghiên cứu, đó là: ổn định ngoài, ổn định trong, cụ thể là:

- Ổn định ngoài bao gồm ổn định tổng thể của toàn bộ khối đất gia cường, nó được xem như một khối đồng nhất và được tính theo mặt trượt nằm ngoài khối đất gia cường.

- Ổn định trong bao gồm việc đánh giá các bề mặt trượt tiềm ẩn trong khối đất có cốt.

- Trong một số trường hợp, bề mặt trượt tới hạn có một phần nằm ngoài và một phần nằm trong khối đất gia cường, và do đó có thể phải tiến hành gộp hai phân tích ổn định trong và ổn định ngoài thành một.

### **3) Tính toán biến dạng**

Phân tích độ nhạy biến dạng cho phép đánh giá hiệu quả thực sự của của công trình có xét tới dịch chuyển ngang và đứng. Đồng thời, có thể đánh giá được những ảnh hưởng và thay đổi trong từng loại cốt đến hiệu quả làm việc của công trình. Những phân tích biến dạng ngang là vô cùng khó khăn và chỉ có được phương pháp phân tích hiệu quả thấp nhất. Trong nhiều trường hợp, những phân tích trên đây chỉ là gần đúng hay chúng được giả thiết đơn giản rằng, thông thường những hệ số an toàn chống phá hoại ổn định ngoài và ổn định trong sẽ đảm bảo sao cho các biến dạng nằm trong các giới hạn cho phép. Những phân tích biến dạng đứng nhận được từ tính toán lún thông thường, có nhấn mạnh riêng đến độ lún lệch xảy ra dọc bề mặt tường chắn, và vuông góc với bề mặt tường chắn đến tận cuối của khối đất có cốt. Những kết quả này có thể ảnh hưởng tới việc lựa chọn lớp bảo vệ bề mặt, mối liên kết bề mặt hay trình tự thi công đất đắp tường chắn.

### **4) Phương pháp thiết kế, Các cốt không kéo dãn**

Phương pháp phân tích cân bằng giới hạn hiện tại sử dụng cách phân tích kết cấu trọng lực thuần túy để xác định ổn định ngoài của toàn bộ khối đất gia cường, giống như cách phân tích kết cấu trọng lực thông thường hay truyền thống. Để đánh giá ổn định trong, phương pháp này xét tới bề mặt trượt tới hạn gồm hai đoạn thẳng, và bề mặt trượt này sẽ phân chia khối đất có cốt ra vùng trượt và vùng ổn định. Đồng thời, cần chỉ ra trạng thái cân bằng đạt được cho thiết kế hoàn chỉnh.

Trạng thái ứng suất cho ổn định ngoài, được giả thiết tuân theo trạng thái ứng suất Coulomb với góc ma sát của tường chắn,  $\delta = 0^{\circ}$ . Đối với ổn định trong, trạng thái ứng suất thay đổi từ bội số  $k_a$  đến trạng thái áp lực đất chủ động được dùng trong thiết kế. Nghiên cứu mới đây (FHWA RD 89 - 043) đã tập trung vào trạng thái ứng suất cho ổn định trong, ví dụ chức năng của  $k_a$ , loại cốt sử dụng (vải địa kỹ thuật, lưới địa kỹ thuật, các thanh kim loại mỏng hay lưới kim loại), và độ sâu so với mặt đất. Những kết quả từ cố gắng trên đây sẽ được tổng hợp trong *Phương pháp trọng lực đơn giản hoá*.

### **5) Phương pháp thiết kế, Các cốt kéo dãn được**

- Để tính toán ổn định ngoài, phương pháp thông dụng giả thiết rằng, sự phân bố áp lực đất giống như những phương pháp được sử dụng cho các loại cốt không kéo dãn.

- Để tính toán ổn định trong theo *Phương pháp trọng lực đơn giản*, hệ số áp lực đất trong, như đã giới thiệu trên, là hàm số của loại cốt, mà ở đó hệ số nhỏ nhất ( $k_{a-min}$ ) được

dùng cho tường chắn xây dựng bằng vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật liên tục. Đối với ổn định trong, bề mặt phá hoại trượt sẽ được xét theo tiêu chuẩn Rankine, do các cốt kéo dãn có thể dài hơn đất trước khi bị phá hoại.

**7.8.2. Tính toán ổn định ngoài và trong của các tường chắn có mái đất đắp đỉnh tường nằm ngang và tải trọng giao thông**

Giống như các tường chắn trọng lực cổ điển và tường chắn bán trọng lực, bốn cơ chế phá hoại ngoài tiềm ẩn thường được trình bày trong tính toán các tường chắn MSE, như chỉ ra trên hình 7.13. Những cơ chế phá hoại này là:

- Trượt theo đáy tường chắn;
- Xác định vị trí của tổng các lực (Lật);
- Khả năng chịu tải;
- Ổn định sâu (mặt trượt tròn xoay hay trượt dọc theo bề mặt yếu nhất).

**1) Ổn định ngoài**

Tính toán ổn định cho tường chắn có mặt ngoài thẳng đứng - sườn dốc đất đắp nằm ngang và có tải trọng giao thông, như chỉ ra trên hình 7.15.

*a) Áp lực đất chủ động – lý thuyết Coulomb*

Áp lực đất chủ động là áp lực ngang giới hạn nhỏ nhất phát sinh vào lúc đầu hình thành phá hoại trượt mạnh nhất, do tường chắn di chuyển tách rời khỏi khối đất phía sau lưng theo hướng của áp lực đất chủ động (độ quay của tường ở mức tối thiểu đủ để tính áp lực đất chủ động vào khoảng 2 mm/m của chiều cao tường chắn).

Ký hiệu quy ước để tính áp lực đất được giới thiệu trên hình 7.14.

Áp lực đất chủ động được tính theo công thức sau:

$$F_a = k_a \cdot \sigma_z - 2 \cdot C' \cdot k_{ac} \tag{7.14}$$

Trong đó:  $\sigma_z$  - ứng suất địa tĩnh thẳng đứng;

$C'$  - lực dính hữu hiệu của đất;

$k_a$  - hệ số áp lực đất chủ động;

$k_{ac}$  - hệ số áp lực đất chủ động do lực dính gây ra.

Hệ số áp lực đất chủ động được tính cho tường chắn thẳng đứng (xác định giống như tường chắn có bề mặt dốc nhỏ hơn  $8^\circ$ ) và mái đất đắp nằm ngang, là:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \tag{7.15}$$

Hệ số áp lực đất chủ động do lực dính gây ra,  $k_{ac}$ , được cho bằng:

với  $\alpha < \pi / 4$ : 
$$k_{ac} = \frac{k_{abc}}{\cos(\delta + \alpha)} \tag{7.16}$$

$$k_{abc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot [1 + \operatorname{tg}(-\alpha) \cdot \operatorname{tg} \beta]}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)} \quad (7.17)$$

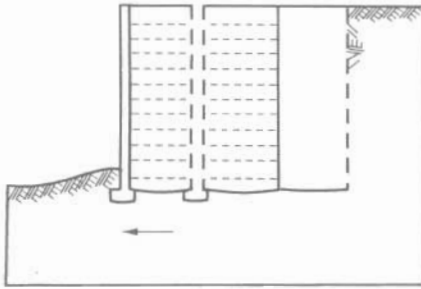
với  $\alpha > \pi / 4$ :  $k_{ac} = \sqrt{k_a}$  (7.18)

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong của đất;

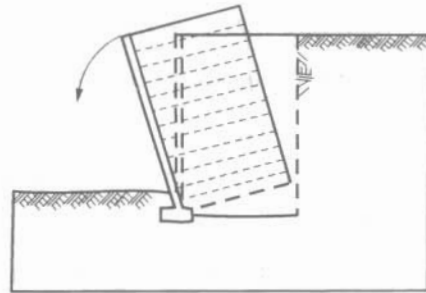
$\delta$  - góc ma sát giữa tường chắn và đất;

$\beta$  - góc nghiêng của mái dốc đất đắp;

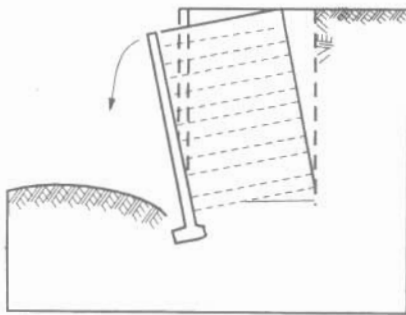
$\alpha$  - góc nghiêng của bề mặt sau tường chắn.



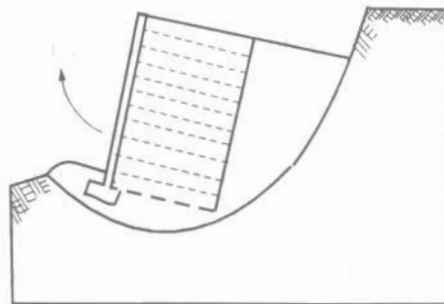
(a) Trượt



(b) Lật (hay lệch tâm)

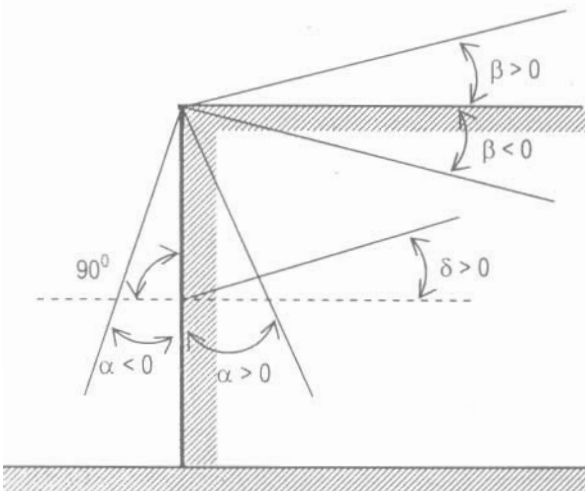


(c) Khả năng chịu tải



(d) Ổn định sâu (xoay)

**Hình 7.13.** Các cơ chế phá hoại ngoài tiềm ẩn đối với tường chắn MSE.



**Hình 7.14.** Ký hiệu quy ước để tính các áp lực đất.

Những thành phần áp lực đất bị động nằm ngang và thẳng đứng được lấy:

$$F_{ah} = F_a \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (7.19)$$

$$F_{av} = F_a \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (7.20)$$

Giả thiết đất không dính ( $C = 0$ ) và bề mặt mái đất đắp nằm ngang ( $\beta = 0$ ), theo lời giải của Rankine, áp lực đất chủ động được tính:

$$F_a = k_a \cdot \sigma_z \quad (7.21)$$

và hệ số áp lực đất chủ động là:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.22)$$

Trong đó:  $\varphi$  = góc ma sát trong của đất.

### b) Áp lực đất bị động – lý thuyết Coulomb

Áp lực đất bị động là áp lực ngang giới hạn lớn nhất phát sinh vào lúc đầu hình thành phá hoại trượt mạnh nhất, do tường chắn di chuyển (nhấn sâu) theo hướng ngược với phương áp lực đất chủ động (độ quay nhỏ nhất của tường chắn đủ để tính áp lực đất bị động vào khoảng 10 mm/m chiều cao tường chắn). Trong hầu hết những biểu thức dùng để tính áp lực đất bị động, ký hiệu quy ước được giả thiết như sau, các trị số góc ma sát giữa tường chắn và đất thường dùng,  $\delta$ , ứng với phương đứng của tổng hợp lực ma sát là âm.

Áp lực đất bị động được tính theo công thức sau :

$$F_p = k_p \cdot \sigma'_z + 2C\sqrt{k_p} \quad (7.23)$$

Trong đó:  $\sigma'_z$  - ứng suất địa tĩnh hữu hiệu;

$C$  - lực dính của đất;

$k_p$  - hệ số áp lực đất bị động theo Coulomb.

Hệ số áp lực đất bị động,  $k_p$ , được tính:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7.24)$$

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong của đất;

$\delta$  - góc ma sát giữa đất và lưng tường chắn;

$\beta$  - góc nghiêng của mái dốc đất đắp;

$\alpha$  - góc nghiêng của lưng tường chắn.

Các thành phần áp lực đất bị động nằm ngang và thẳng đứng được tính:

$$F_{ph} = F_p \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (7.25)$$

$$F_{pv} = F_p \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (7.26)$$



Giả thiết đất không dính ( $C = 0$ ) và bề mặt mái đất đắp nằm ngang ( $\beta = 0$ ) theo lời giải của Rankine, áp lực đất bị động được tính:

$$F_p = k_p \cdot \sigma_z = k_p (\gamma \cdot Z) \cdot k_p \quad (7.27)$$

và hệ số áp lực đất bị động là:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7.28)$$

Trong đó:  $\varphi$  - góc ma sát trong của đất;

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

$Z$  - độ sâu giả định.

Các bước tính toán ổn định ngoài của tường chắn thẳng đứng có bề mặt mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông phân bố đều (xem hình 7.15), bao gồm:

#### A. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NGOÀI

**Bước 1. Tính toán các tải trọng:**

$$V_1 = \gamma_r HL \quad (7.29)$$

$$V_2 = qL \quad (7.30)$$

$$N = \sum_1^n V_i = V_1 + V_2 \quad (7.31)$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_f H^2 K_a \quad (7.32)$$

$$F_2 = qH K_a \quad (7.33)$$

Trong đó:  $K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2)$ .

**Bước 2. Tính toán các moments:**

1) Moment gây lật ( $M_o$ ):

$$M_o = F_1 (H/3) + F_2 (H/2) \quad (7.34)$$

2) Moment kháng lật ( $M_R$ ):

$$M_R = V_1 (L/2) \quad (7.35)$$

3) Tổng moment kháng lật dùng trong tính toán khả năng chịu tải ( $M_{RBP}$ ):

$$M_{RBP} = V_1 (L/2) + V_2 (L/2) \quad (7.36)$$

**Bước 3. Tính toán trượt tại đáy tường chắn:**

$$FS_{sl} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \varphi}{F_1 + F_2} \geq 1,5 \quad (7.37)$$

**Bước 4. Tính toán lật tường chắn ( $FS_{ov}$ ):**

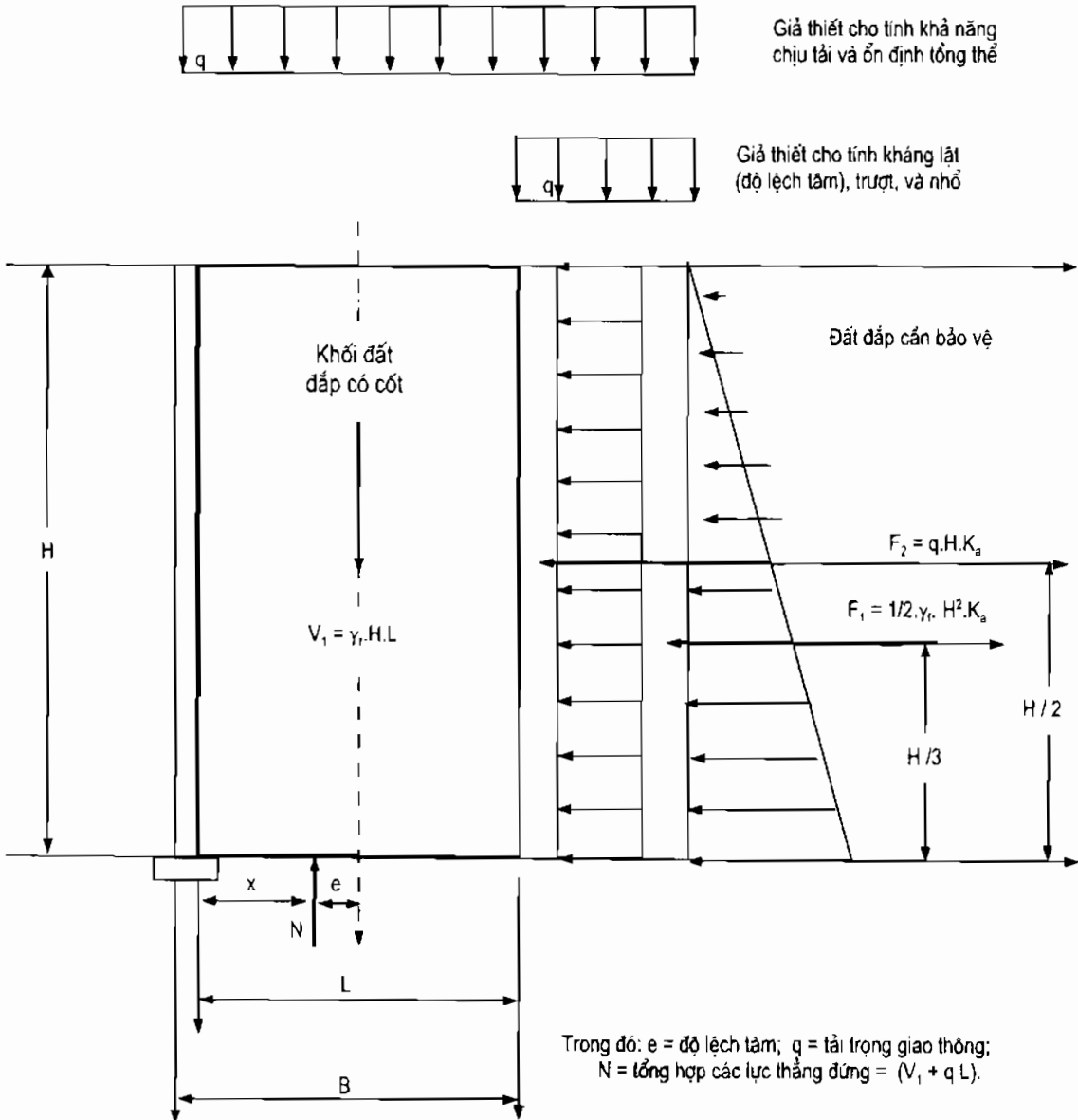
$$FS_{ov} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} = \frac{V_1 (L/2)}{F_1 (H/3) + F_2 (H/2)} \geq 1,5 \quad (7.38)$$

**Bước 5. Tính toán khả năng chịu tải lớn nhất :**

1) Tính độ lệch tâm tại đáy,  $e$ :

$$e = \frac{L}{2} - \left( \frac{\sum M_{RBP} - \sum M_D}{\sum V_i} \right) \quad (7.39)$$

Đất đắp dinh tường nằm ngang có tải trọng giao thông



*Hình 7.15. Phân tích ổn định ngoài: áp lực đất/độ lệch tâm; mái dốc đất đắp nằm ngang có tải trọng giao thông.*

2) Tính chiều dài thực của cốt:

$$L' = L - 2e \quad (7.40)$$

3) Tính tổng ứng suất thẳng đứng tại đáy:

$$\sigma_v = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e} \quad (7.41)$$

4) Tính khả năng chịu tải tới hạn của đất nền ( $q_{th}$ ):

$$q_{th} = C_f N_C + q N_q + 0,5 (L - 2e) \gamma_f N_f \quad (7.42)$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất nền;

$\gamma_f$  - trọng lượng đơn vị của đất nền;

$N_C$ ,  $N_q$  và  $N_f$  - các hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên (xem bảng 7.1).

5) Tính khả năng chịu tải ( $FS_{B,C}$ ):

$$FS_{B,C} = q_{ult} / \sigma_v \geq 2,5 \quad (7.43)$$

### **Bước 6. Tính toán độ lún :**

Phương pháp phân tích độ lún truyền thống bao gồm: độ lún tức thời, độ lún cố kết ban đầu, và độ lún cố kết thứ cấp của tường chắn, các trị số độ lún này phải nhỏ hơn độ lún yêu cầu của công trình.

## **B. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH TRONG**

**Bước 7.** Hiện nay, trong các tiêu chuẩn và hướng dẫn thiết kế có ba phương pháp cơ bản tính ổn định trong, đó là: phương pháp trọng lực kết hợp (AASHTO, 1996); phương pháp dây neo (AASHTO, 1996), và phương pháp độ cứng kết cấu FHWA (Christospher và cộng sự, 1990).

### **1) Phương pháp trọng lực kết hợp**

Phương pháp này lần đầu tiên do Juran và Schlosser (1978), Schlosser (1978), và Schlosser và Segrestin (1979) đưa ra để xác định các ứng suất trong cốt cho tường chắn MSE được gia cường bằng những thanh thép mỏng, và bề mặt tường được bảo vệ bằng những tấm bê tông đúc sẵn. Họ đã sử dụng những khái niệm, mà những khái niệm này được Meyerhof (1953) đưa ra để xác định áp lực thẳng đứng dưới móng bê tông chịu nén lệch tâm. Phương pháp Meyerhof áp dụng cho khối đất gia cường. Phương pháp giả thiết rằng, khối đất có cốt làm việc giống như một khối cứng, nó cho phép tải trọng ngang tác dụng tại phía sau (lưng) vùng đất có cốt để làm tăng ứng suất thẳng đứng lớn hơn  $\gamma Z$  do moment gây lật tạo ra. Ứng suất nằm ngang truyền lên cốt được xác định bằng cách nhân ứng suất thẳng đứng với hệ số áp lực đất ngang, mà hệ số này được tính bằng góc ma sát trong của đất. Ứng suất truyền lên từng lớp cốt được giả thiết bằng áp lực ngang của đất trên toàn bộ diện tích che phủ của lớp cốt. Điều này dựa trên giả thiết rằng, cốt hoàn toàn được đỡ ngay dưới bề mặt thẳng đứng của tường chắn, về bản chất, nó là loại dây neo.

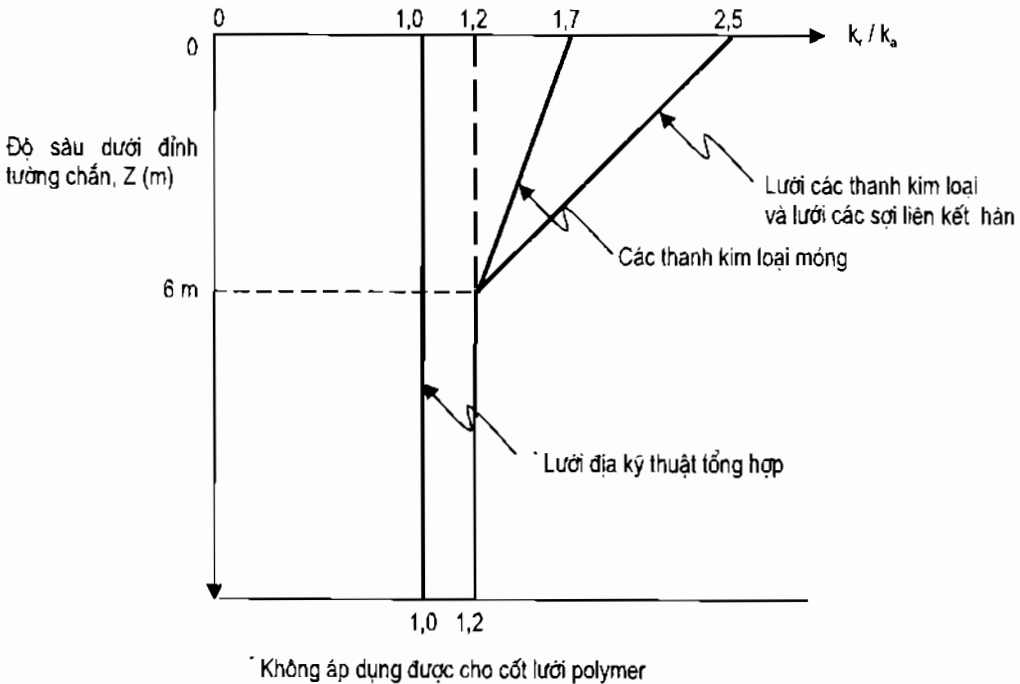
Hệ số áp lực đất ngang giả thiết tại đỉnh tường chắn bằng  $k_0$ , giảm xuống  $k_a$  ở độ sâu 6 m so với đỉnh tường chắn. Những số liệu trên hình 7.16 giới thiệu tỷ số  $k_1 / k_a$ , và từ hình này, Schlosser (1978) khẳng định rằng, có thể dùng các trị số  $k_0$  và  $k_a$  để tính toán-thiết kế tường chắn MSE. Tuy nhiên, chú ý rằng, phương trình tiêu biểu dùng để tính  $k_0$  cho các loại đất cố kết bình thường, và sau khi được đầm chặt có thể tạo ra loại đất có tính chất giống như đất quá cố kết.

Phương pháp luận tính toán được tổng hợp trong các phương trình 7.44 đến 7.49, và các hình 7.18 và 7.19. Những hệ thống tường chắn khác, ví dụ như tường chắn gia cường bằng lưới thanh kim loại (Neely, 1993), và tường chắn gia cường bằng lưới địa kỹ thuật (từ năm 1983 đến 1987) (Netlon, 1983) đều chấp nhận phương pháp luận tính toán này. Hệ thống tường chắn MSE lưới liên kết kiểu hàn lần đầu sử dụng phương pháp giả dây neo (Mitchell và Villet, 1987; Anderson và cộng sự, 1987). Hệ thống tường chắn sợi liên kết kiểu hàn tiêu biểu sử dụng ứng suất ngang cao hơn mô hình trọng lực kết hợp, mà mô hình này dựa trên kết cấu dụng cụ tỷ lệ 1:1 (Mitchell và Villet, 1987). Tuy vậy, chỉ có AASHTO mới áp dụng mô hình tường trọng lực kết hợp không phân biệt loại cốt, các hệ thống tường chắn gia cường bằng sợi liên kết hàn sẽ đại diện cho phương pháp luận này.

$$T_{\max} = S_v R_C (\sigma_v K_r) \quad (7.44)$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.45)$$

$$e = \frac{F_T (\cos \delta) H_1 / 3 - F_T (\sin \delta) L / 2 - V_2 (L / 6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta} ; \text{ (xem hình.7.17)} \quad (7.46)$$



**Hình 7.16.** Sự thay đổi hệ số ứng suất theo độ sâu trong tường chắn MSE (theo AASHTO, 1999).

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \quad (7.47)$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2) \quad (7.48)$$

$$H = h + \frac{0,3 H \operatorname{tg} \beta}{1 - 0,3 \operatorname{tg} \beta}; \quad (\text{xem hình. 7.18}) \quad (7.49)$$

Trong đó:  $T_{\max}$  - lực kéo lớn nhất của từng lớp cốt;

$S_v$  - khoảng cách đứng giữa các lớp cốt;

$R_c$  - tỷ số che phủ của cốt (một đơn vị chiều rộng cốt/khoảng cách ngang cốt);

$\sigma_v$  - ứng suất thẳng đứng tại từng lớp cốt được xác định theo các phương trình (7.41);

$k_1$  - thay đổi từ  $k_0$  đến  $k_a$  dựa trên tính chất đất trong vùng có cốt như chỉ ra trên hình 7.18 ( $k_a$  được xác định bằng giả thiết khối đất đắp sau lưng tường nằm ngang và không có ma sát giữa tường và đất trong mọi trường hợp);

$\varphi$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất đắp có cốt;

$e$  - độ lệch tâm của tổng hợp lực, và mọi thay đổi khác như chỉ ra trên hình 7.17.

## 2) Phương pháp dây neo

Bell và cộng sự (1975) và Cục lâm nghiệp Mỹ (Steward và cộng sự, 1977), phương pháp dây neo được áp dụng cho tường chắn gia cường bằng chất tổng hợp địa kỹ thuật và các hệ thống lưới liên kết hàn. Phương pháp này đã được Lec và cộng sự (1973) phát triển, và tổng hợp những nét cơ bản để tính toán tường chắn MSE được gia cường bằng lưới thép. Những mô hình tường chắn thu nhỏ trong phòng thí nghiệm (Bell và cộng sự, 1975), ở đó các mô hình này đã được dùng để kiểm tra thử tính hợp lý của mô hình do Lee và cộng sự đưa ra (1973), và một số thử nghiệm trước đây để kiểm tra những giả thiết tính toán sử dụng cho các mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1 (Steward và cộng sự, 1977; Bell và cộng sự., 1983).

Trong phương pháp dây neo, người ta đã đưa ra giả thiết tính toán ổn định trong cho tường mềm. Do đó, các áp lực đất nằm ngang ở phía sau khối đất có cốt không gây ảnh hưởng đến ứng suất thẳng đứng trong vùng tường có cốt, và một cách đơn giản ứng suất thẳng đứng trong tường được lấy bằng  $\gamma Z$ . Do vậy, phương pháp này được áp dụng cho loại cốt địa kỹ thuật tổng hợp kéo dãn. Phương pháp giả thiết rằng, mọi biến dạng cho phép tạo ra trạng thái ứng suất chủ động. Từ đây, hệ số áp lực ngang của đất,  $k_a$ , được nhân với ứng suất thẳng đứng cho ta ứng suất ngang. Đầu tiên, thông qua hệ số  $k_0$  để tính các loại tường chắn này (Bell và cộng sự., 1975). Bell và cộng sự (1983) còn chỉ ra rằng, phương pháp này có thể dùng cho cả mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1, khi đó chỉ cần thay  $k_0$  bằng  $k_a$ . Hệ số  $k_a$  được xác định bằng giả thiết mái đất đắp nằm ngang và không có ma sát giữa đất và lưng tường chắn ( $\delta = 0^\circ$ ) trong mọi trường hợp, vùng hoạt động (vùng trượt) được xác định bằng mặt trượt phẳng Rankine.

$T_{max}$  được xác định bằng phương trình 7.50 dưới đây:

$$T_{max} = S_v R_C K_a (\gamma Z + S + q) \quad (7.50)$$

Trong đó:  $\gamma$  - trọng lượng đơn vị của đất;

$Z$  - chiều sâu tính từ bề mặt tường chắn đến vị trí từng lớp cốt;

$S$  - chiều dày lớp đất đắp thêm (phụ tải) trên đỉnh tường chắn;

$q$  - ứng suất thẳng đứng do tải trọng giao thông gây ra, và mọi biến số khác được xác định như ở phần trên.

Thực tế phương pháp trọng lực kết hợp, mỗi lớp cốt được tính toán nhằm chống lại ứng suất ngang bên trong vùng gia cường, tính chất này cũng giống như mỗi lớp cốt trong phương pháp dây neo.

### 3) Phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA

Phương pháp độ cứng kết cấu được phát triển như kết quả của một khối lượng lớn những công trình nghiên cứu của FHWA, trong số đó có một số tường chắn MSE tỷ lệ 1:1 đã được thi công và theo dõi. Phương pháp này tương tự như phương pháp dây neo, nhưng hệ số áp lực ngang của đất được xác định như hàm số của độ sâu dưới đỉnh tường, loại cốt, và độ cứng toàn bộ tường chắn, sẽ hay hơn so với việc sử dụng trực tiếp hệ số  $k_a$ . Mặt khác, vị trí của bề mặt trượt sử dụng giống như phương pháp trọng lực kết hợp (hình 7.18) cho các tường chắn MSE gia cường bằng cốt không kéo dãn. Phương pháp luận tính toán được tổng hợp trong các phương trình 7.51; 7.52; 7.53, và 7.54. Chú ý rằng, do ứng suất và độ bền của cốt thường thay đổi theo độ cứng của toàn bộ tường chắn, nên cần tiến hành một số phép tính lặp để xác định ứng suất kéo lớn nhất của cốt:

$$T_{max} = S_v R_C k_r (\gamma Z + S + q) \quad (7.51)$$

$$k_1 = k_a \left[ \Omega_1 \left( 1 + 0,4 \frac{S_r}{47880} \right) \left( 1 - \frac{Z}{6} \right) + \Omega_2 \frac{Z}{6} \right] \quad \text{nếu } Z \leq 6 \text{ m} \quad (7.52)$$

$$k_1 = k_a \Omega_2 \quad \text{nếu } Z > 6 \text{ m} \quad (7.53)$$

$$S_1 = \frac{EA}{(H/n)} \quad (7.54)$$

Trong đó:  $k_1$  - hệ số áp lực ngang của đất;

$S_1$  - tổng độ cứng của cốt đối với tường chắn (tức là, độ cứng trung bình của cốt trên diện tích bề mặt tường chắn);

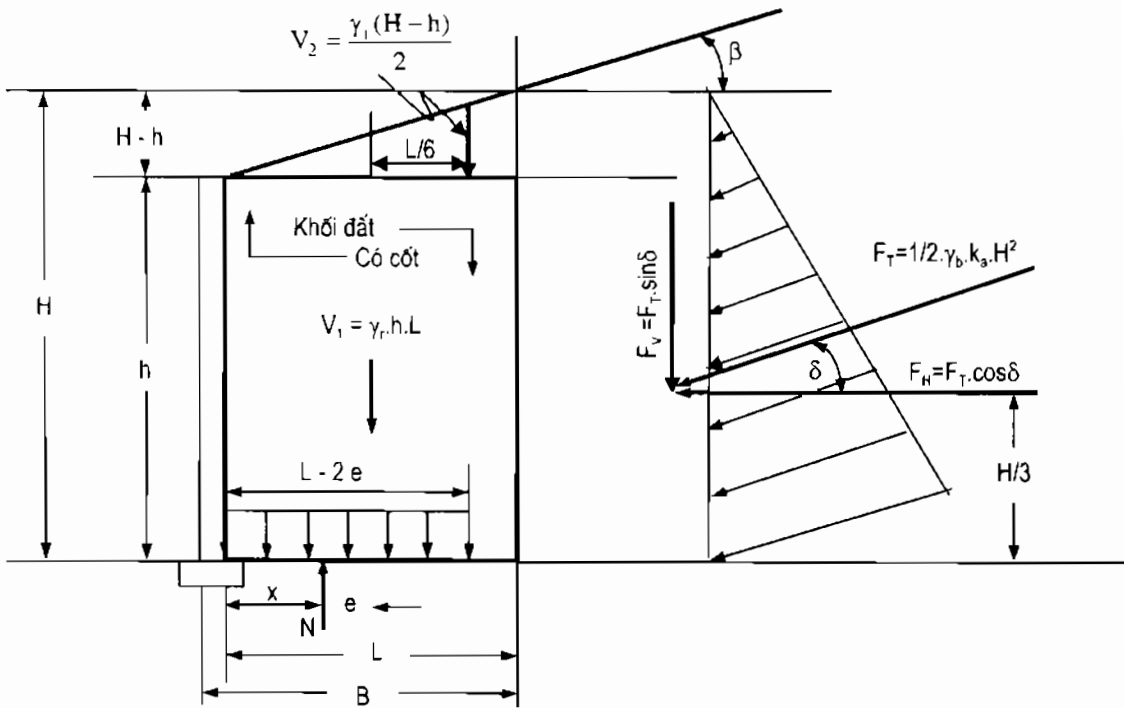
$\Omega_1$  - hệ số không thứ nguyên bằng 1,0 cho các cốt dạng thanh mỏng và dạng lưới, hay bằng 1,5 cho lưới và tấm các sợi hàn;

$\Omega_2$  - hệ số không thứ nguyên bằng 1,0 nếu  $S_1 \leq 47.880 \text{ kPa}$  hay bằng  $\Omega_1$  nếu  $S_1 \geq 47.880 \text{ kPa}$ ;

$EA$  - mô đun của cốt nhân với diện tích cốt tính bằng đơn vị lực trên một đơn vị chiều rộng của tường chắn;

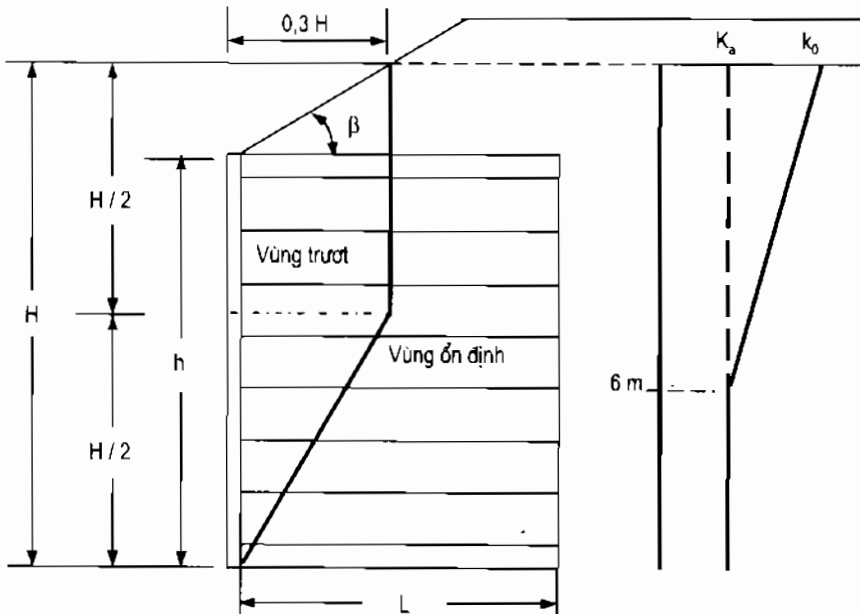
$H/n$  - khoảng cách đứng trung bình của cốt;

$n$  - tổng số các lớp cốt.



Trong đó:  $e$  = độ lệch tâm;  $q$  = tải trọng giao thông;  
 $N$  = tổng hợp lực thẳng đứng =  $(V_1 + V_2)$ .

**Hình 7.17.** Các lực và ứng suất để xác định sự phân bố ứng suất thẳng đứng của Meyerhof (nhận được từ AASHTO, 1999).



**Hình 7.18.** Xác định các hệ số áp lực ngang của đất khi bề mặt phá hoại là phẳng, để tính toán ổn định trong theo phương pháp trọng lực kết hợp (theo AASHTO, 1996).

Phương pháp độ cứng kết cấu dựa trên rất nhiều quan sát các mô hình tường chắn tỷ lệ 1:1, và chúng chỉ ra rằng, hiện đang tồn tại tương quan chặt chẽ giữa độ cứng và các trị số ứng suất của cốt, đồng thời phương pháp này đã được kiểm tra bằng các thí nghiệm mô hình và mô hình số.

#### 4) Sự phát triển phương pháp đơn giản hoá

Sự phát triển phương pháp đơn giản hóa nhằm tập hợp những tình huống tốt nhất và đơn giản nhất của những phương pháp khác nhau, sau khi được phép của quy trình kỹ thuật AASHTO, đã gộp chúng lại thành một phương pháp. Ví dụ, một điều mong muốn là làm sao tính toán được những khác nhau giữa các loại cốt khác nhau và tổng độ cứng tiêu biểu của chúng, nhằm đơn giản hoá việc tính toán và loại bỏ cách tính lặp nhiều lần mật độ cốt, mà vẫn đảm bảo xác định chính xác ứng suất và khả năng chịu tải của cốt thích hợp cho tường chắn. Mặt khác, phương pháp trọng lực kết hợp chưa đưa ra cách tính cho những loại cốt khác nhau, từ đó có thể sử dụng trực tiếp  $k_s$  và  $k_0$  trong phương pháp này để tính những ứng suất của một loại cốt nào đó. Cần phải có một phương pháp, mà phương pháp đó sớm đưa ra cách lựa chọn các loại cốt thích hợp cho một tường chắn MSE mới. Chính vì vậy, mục đích của phương pháp này là đưa ra một đường cong  $k_r / k_s$  đơn giản cho từng loại cốt riêng biệt. Chú ý rằng, khái niệm sử dụng tỷ số  $k_r / k_s$  để xác định ứng suất bên trong của hệ thống tường chắn MSE không có gì mới so với phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA, ví dụ, Schlosser (1978) là người đầu tiên đã đưa ra một tóm tắt những ứng suất của cốt trong tường chắn MSE theo phương pháp tỷ số  $k_r / k_s$  này để thiết lập quy trình thiết kế tường chắn đất có cốt (xem hình 7.16).

Một bước quan trọng về sự phát triển của phương pháp đơn giản là đưa ra được những số liệu tường chắn MSE tỷ lệ 1:1 hợp lý, đồng thời phương pháp đã giới thiệu những chi tiết của các số đo tường chắn MSE.

Phương pháp luận cho phương pháp đơn giản giống với phương pháp độ cứng kết cấu của FHWA và phương pháp dây neo. Phương trình 7.51 có thể sử dụng để xác định  $T_{max}$ , ngoài ra, tỷ số  $k_r / k_s$  được xác định trực tiếp từ hình 7.16 sẽ tốt hơn so với các phương trình 7.51; 7.52 và 7.53 đã trình bày trên đây.

#### Bước 8. Tính ổn định trong có chú ý tới phá hoại nhỏ của cốt

Ổn định trong có chú ý tới phá hoại nhỏ của cốt cần thoả mãn tiêu chuẩn an toàn sau:

$$T_{max} \leq \frac{1}{FS_{PO}} (F^* \cdot \gamma \cdot Z \cdot L_c \cdot R_c \cdot \alpha) \quad (7.55)$$

Trong đó:  $FS_{PO}$  - hệ số an toàn kháng nhỏ  $\geq 1,5$ ;

$T_{max}$  - lực kéo lớn nhất của cốt;

$C$  - 2 cho cốt dạng thanh mỏng, lưới, và tấm;

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh tỷ lệ;

$F^*$  - hệ số kháng nhỏ,  $F^* = (2/3 \text{ đến } 4/5) \text{ tg}\varphi$ ;



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

$Z$  - độ sâu so với đỉnh tường chắn;

( $\gamma Z$  - áp lực tầng phủ, bao gồm tải trọng ngoài phân bố đều, không tính tải trọng giao thông);

$L_c$  - chiều dài của cốt trong vùng ổn định (tức là, nằm ngoài mặt trượt tiềm ẩn;

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh hiệu quả tỷ lệ ( $\alpha = 1,0$  được xác định trên lưới địa kỹ thuật bằng thí nghiệm trong phòng);

$R_c$  - % che phủ của cốt (có thể thay đổi từ 100 % đến 71 %).

Thật vậy, chiều dài neo yêu cầu trong vùng kháng trượt (tức là, ngoài mặt trượt tiềm ẩn) có thể được xác định:

$$L_c \geq \frac{1.5 T_{\max}}{C F^* \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq 1 \text{ m} \quad (7.56)$$

Chú ý rằng, không bao gồm tải trọng giao thông và các tải trọng động khác cho tính toán nhỏ như chỉ ra trên hình 7.15.

Nếu tiêu chuẩn không an toàn cho tất cả các loại cốt, thì phải tăng chiều dài cốt hay phải sử dụng cốt có độ bền kháng nhỏ trên một đơn vị chiều rộng lớn hơn, hoặc có thể giảm khoảng cách đứng giữa các lớp cốt để giảm  $T_{\max}$ .

Tổng chiều dài của cốt,  $L$ , đủ để ổn định trong được tính:

$$L = L_a + L_c \quad (7.57)$$

Trong đó:  $L_a$  nhận được từ hình 7.20 cho kết cấu đơn giản không chịu tác dụng của tải trọng ngoài như mố cầu. Dựa trên hình vẽ này, có thể nhận được các tương quan đối với  $L_a$  dưới đây:

a) Đối với tường chắn MSE có cốt kéo dãn, bề mặt tường chắn thẳng đứng và đất đắp trên đỉnh tường nằm ngang:

$$L_a = (H - Z) \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) \quad (7.58)$$

Trong đó:  $Z$  = độ sâu tính đến vị trí đặt cốt so với đỉnh tường.

b) Đối với tường chắn MSE có cốt không kéo dãn, bề mặt tường chắn thẳng đứng và đất đắp trên đỉnh tường nằm ngang:

\* Từ đáy lên đến  $H/2$ :

$$L_a = 0,6 (H - Z) \quad (7.59)$$

\* Đối với nửa trên cùng của tường chắn có cốt không kéo dãn:

$$L_a = 0,3 H \quad (7.60)$$

Để giảm nhẹ cho công tác thi công, nên chọn chiều dài cốt đồng đều trên cơ sở chiều dài yêu cầu lớn nhất. Tuy nhiên, nếu ổn định trong được kiểm tra, thì chiều dài cốt có thể thay đổi từ đáy, và trên cơ sở tổng hợp những yêu cầu ổn định ngoài và ổn định trong cần tăng chiều dài cốt theo chiều cao của tường cho tới chiều dài yêu cầu tối đa.

Khoảng cách đứng giữa các lớp cốt được xác định như sau:

$$\sigma_H \cdot S_V = \frac{T_a}{FS} \quad (7.61)$$

$$S_V = \frac{T_a}{\sigma_H \cdot (FS)} \quad (7.62)$$

Trong đó:  $\sigma_H$  - tổng áp lực ngang tại độ sâu nghiên cứu;

$T_a$  - ứng suất cho phép trong cốt (đôi khi lấy bằng 1/3 độ bền kéo,  $T_a = T_K / 3$ );

FS - hệ số an toàn (lấy bằng 1,3 đến 1,5).

### 7.8.3. Tính toán ổn định ngoài và trong của các tường chắn đất đắp nằm nghiêng và có tải trọng giao thông

Các bước tính toán cho tường chắn MSE có mái dốc đất đắp nghiêng (xem hình 7.19) là:

**Bước 1.** Tính toán các tải trọng:

$$F_T = 1/2 K_{af(\phi, \beta)} \gamma_f H^2 \quad (7.63)$$

Trong đó:

$$H = h + L \operatorname{tg} \beta \quad (7.64)$$

**Bước 2.** Tính toán độ lệch tâm,  $e$ , của phân lực tại đáy tường, bằng tổng các moment của khối lượng tiết diện đất có cốt quanh đường trục của tường chắn. Chú ý rằng, N trong hình 7.19 bằng tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên khối đất đắp có cốt, điều kiện này được viết:

$$e = \frac{F_T (\cos \delta) H / 3 - F_T (\sin \delta) L / 2 - V_2 (L / 6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta} \quad (7.65)$$

**Bước 3.** Độ lệch tâm phải nhỏ hơn  $L/6$  cho đất, hay nhỏ hơn  $L/4$  cho đá. Nếu  $e$  có giá trị lớn hơn những trị số này, thì phải kéo dài cốt:

**Bước 4.** Tính toán ứng suất thẳng đứng phân bố đều tương đương trên đáy tường,  $\sigma_v$  :

$$\sigma_v = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.66)$$

Meyerhof là người đầu tiên đưa ra phương pháp này, ông giả thiết rằng, tổng hợp lực nén lệch tâm do phân bố lại áp lực đồng đều trên diện tích giảm thiểu tại đáy tường chắn. Diện tích này được xác định bằng chiều rộng của tường chắn trừ đi hai lần độ lệch tâm, như chỉ ra trên hình 7.19.

**Bước 5.** Kế thêm ảnh hưởng của phụ tải và tải trọng tập trung,  $\sigma_v$ :

**Bước 6.** Tính toán ổn định trượt:

Việc kiểm tra tính toán đầu tiên có chú ý đến trượt tại đáy, đó là chiều sâu tới hạn:

$$FS_{Sl.} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1,5 \quad (7.67)$$

Trong đó:  $P_R$  - lực kháng trượt trên một đơn vị chiều dài tường chắn:

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \delta) \cdot \mu \quad (7.68)$$

ở đây:  $\mu = \min[\text{tg}\varphi_r, \text{tg}\varphi_t, \text{hay (đối với cốt liên tục) } \text{tg}\rho]$

Tác dụng của tải trọng ngoài lên khối MSE sẽ làm tăng sức kháng trượt, vậy chỉ nên tính đến nó nếu đó là tải trọng tác dụng lâu dài. Ví dụ, tải trọng giao thông động phải loại bỏ.

$P_d$  = lực đẩy (lực gây trượt):

$$P_d = F_H = F_T \cos \delta \quad (7.69)$$

**Bước 7. Tính toán ổn định lật:**

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 2,0 \quad (7.70)$$

Trong đó:  $\sum M_R = V_1 (L/2) + V_2 (2/3L) + F_T \sin \delta$ .  $L$  = tổng moment kháng lật;

$$\sum M_O = F_T \cos \delta (h/3) = \text{tổng moment gây lật.}$$

**Bước 8. Tính toán phá hoại khả năng chịu tải:**

Hiện đang tồn tại hai kiểu phá hoại khả năng chịu tải, đó là trượt tổng thể và phá hoại cục bộ:

a) *Trượt tổng thể:*

Để trình bày sự phá hoại khả năng chịu tải, cần tính ứng suất thẳng đứng theo sự phân bố kiểu Meyerhof, như đã mô tả trong phần 7.8.2 ở trên, và nó không được vượt quá khả năng chịu tải cho phép của đất nền. Hệ số an toàn về khả năng chịu tải nên lấy bằng 2,5 ứng với tải trọng nhóm I:

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{th}}{FS} \quad (7.71)$$

Có thể dùng trị số FS nhỏ hơn, nếu như chứng minh được bằng phân tích địa kỹ thuật trị số độ lún tính toán nằm trong giới hạn cho phép.

Những bước tính toán cho tường chắn có đỉnh tường dốc nghiêng như sau:

- Sau khi có được độ lệch tâm,  $e$ , của tổng hợp lực tại đáy tường chắn. Nhớ rằng, nếu độ lệch tâm,  $e > L/6$ , thì cần phải tăng chiều dài cốt.

- Xác định ứng suất thẳng đứng,  $\sigma_v$ , tại đáy tường chắn theo sự phân bố kiểu Meyerhof:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \delta}{L - 2e} \quad (7.72)$$

- Xác định khả năng chịu tải tối hạn,  $q_{th}$ , theo phương pháp cơ học đất cổ điển, ví dụ, chân tường nằm ngang và không xét tới ảnh hưởng của nước dưới đất, ta có:

$$q_{th} = C_f N_c + q N_q + 0,5(L) \gamma_f N_f \quad (7.73)$$

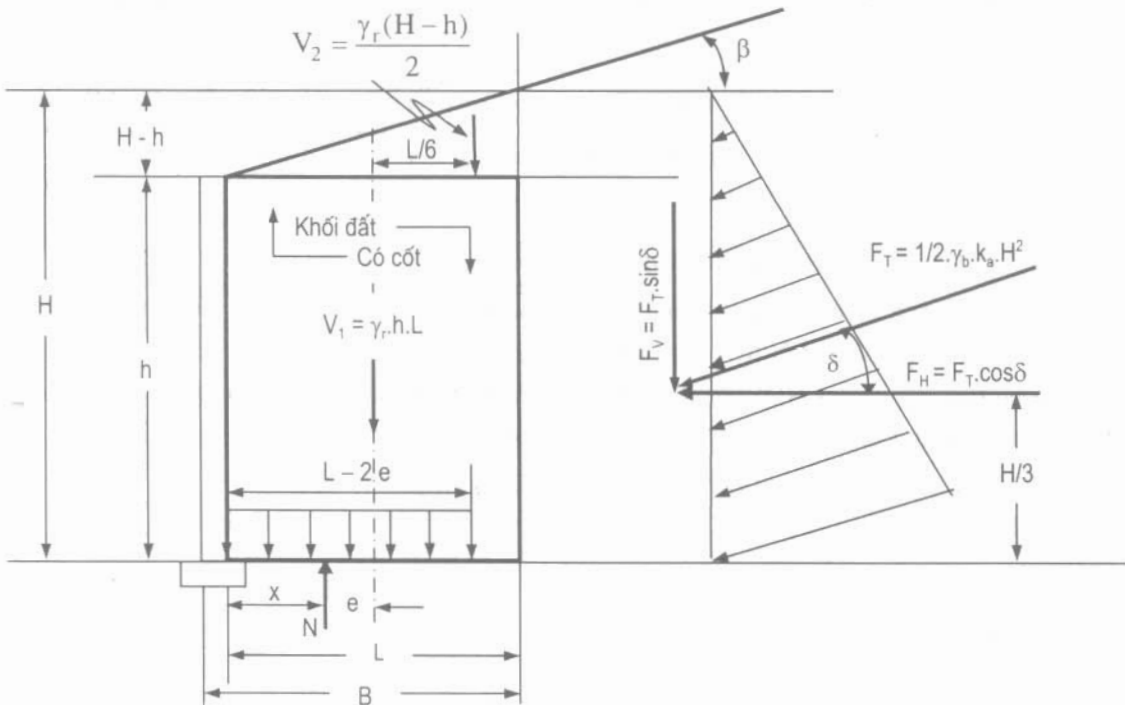
Trong đó:  $C_f$  và  $\gamma_f$  - lực dính và trọng lượng đơn vị của đất nền, tương ứng;

$q = \gamma D$  - phụ tải tác dụng trên bề mặt đất;

$N_c$ ,  $N_q$  và  $N_f$  - các hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên (xem bảng 7.1).

- Kiểm tra điều kiện:

$$\sigma_v \leq q_a = q_{th} / FS \quad (7.74)$$



Phương trình của Coulomb (trạng thái tĩnh):

$$k_{af} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Trong đó:  $\beta$  - góc nghiêng đỉnh tường chắn;

$\alpha$  - góc nghiêng của bề mặt tường chắn;

$\delta$  - góc ma sát giữa mặt sau tường chắn và đất đắp;

$\varphi$  - góc ma sát trong dựa trên phân tích tổng ứng suất.

Chú ý: Đối với những cấu kiện bảo vệ bề mặt tường chắn tương đối dày (ví dụ, những khối bê tông), thì có thể kể đến kích thước và trọng lượng của chúng trong tính toán trượt và lật (tức là, phải lấy "B" thay cho "L").

Hình 7.19. Tính toán ứng suất thẳng đứng  $\sigma_v$  tại bề mặt nền.

b) Trượt cục bộ:

Để biểu diễn những chuyển vị ngang lớn nhất của kết cấu trên đất dính yếu :

$$\gamma H \leq 3C \quad (7.75)$$

Nếu như các điều kiện tương ứng không đạt được yêu cầu, thì cần tiến hành cải tạo nền đất.

**Bước 9. Đánh giá ổn định trong:**

Phương pháp phân tích ổn định trong ở trường hợp này như đã trình bày trong phần 7.8.2 (tường chắn có dính tường nằm ngang).

*Chú ý:* Đối với những tường có bề mặt nghiêng một góc bằng hay lớn hơn  $10^\circ$  so với phương đứng, có:

$$\text{Tg}(\psi - \varphi) = \frac{-\text{tg}(\varphi - \beta) + \sqrt{\text{tg}(\varphi - \beta) \left[ \text{tg}(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \beta - 90^\circ) \right] \left[ 1 + \text{tg}(\delta + 90 - \theta) \cot(\varphi + \theta - 90) \right]}}{1 + \text{tg}(\delta + 90 - \theta) \left[ \text{tg}(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \theta - 90) \right]}$$

với  $\delta = \beta$  (7.76)

**Ví dụ 7.1.** Phương pháp tính thủ công

Hãy thiết kế một tường chắn vãi địa kỹ thuật cao 7 m để mang được tải trọng tĩnh quy đổi của kho chứa bằng  $20 \text{ kN/m}^2$  (xem hình 7.21). Tường chắn được đắp bằng đất dạng hạt có các tính chất:  $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^\circ$ ;  $C = 0 \text{ kPa}$ . Dựng định dùng vãi địa kỹ thuật dạng tấm dẹt hờ lơ có độ bền kéo kẹp,  $T_s$ , bằng  $60 \text{ kN/m}$  để sử dụng trong công trình này.

Giả thiết,  $H = 7 \text{ m}$ ;  $B = L = 0,7 H = 5 \text{ m}$ ;  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ .

*Bài giải:*

1. Tính toán ổn định ngoài - điều kiện tĩnh

$$H = 7 \text{ m}$$

$$B = L = 5 \text{ m} \text{ [giả thiết, } L \geq 0,7 H = 0,7 (7 \text{ m}) = 5 \text{ m]}.$$

1.1. Tính các tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r HL = (19,6)(7)(5,0) = 686 \text{ kN / m}$$

$$V_2 = qL = (20)(5) = 100 \text{ kN / m}$$

$$N = \sum V = V_1 + V_2 = 686 + 100 = 786 \text{ kN / m}$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_b H^2 k_a = (0,5)(19,6)(7)^2 (0,333) \approx 160 \text{ kN / m}$$

$$F_2 = qHk_a = (20)(7)(0,333) \approx 47 \text{ kN / m}$$

1.2. Tính các moment:

+ Moment gây lật,  $M_0$ :

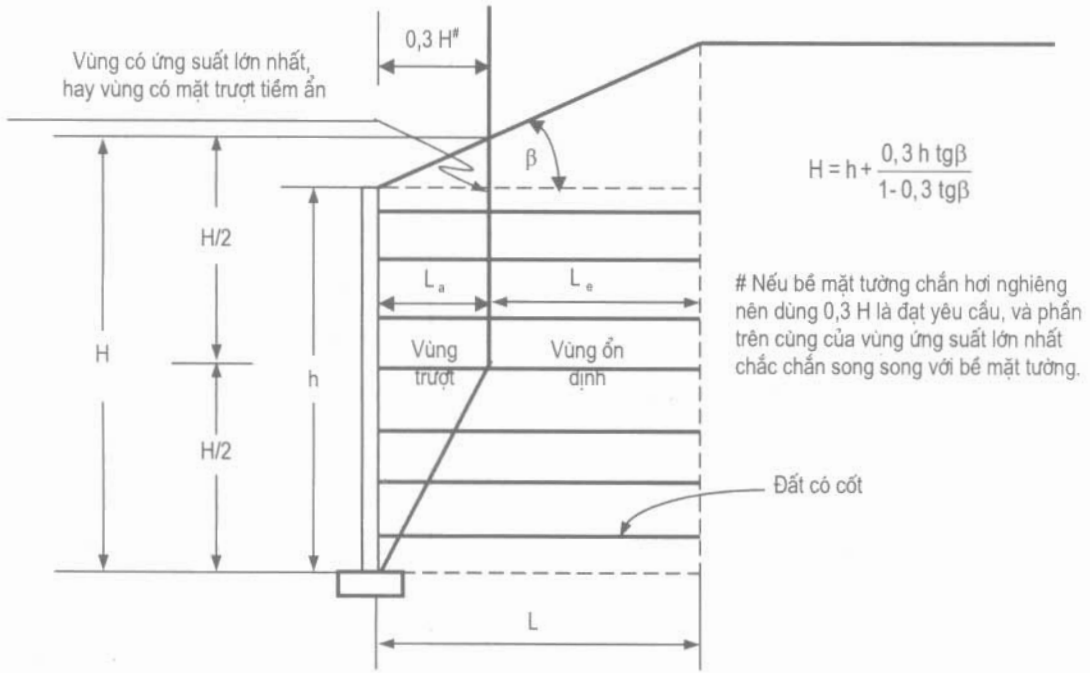
$$M_0 = F_1(H/3) + F_2(H/2) = (160)(7/3) + (47)(7/2) \approx 538 \text{ kN.m / m}$$

+ Moment kháng lật,  $M_R$ :

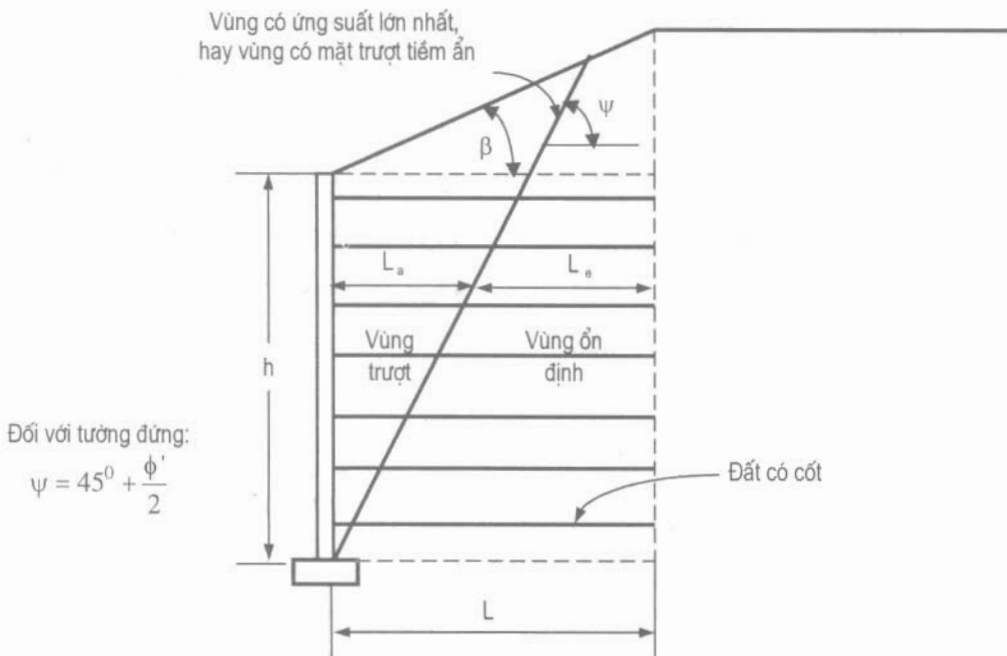
$$M_R = V_1(L/2) = (686)(5/2) \approx 1715 \text{ kN.m / m}$$

**Bảng 7.1. Các hệ số khả năng chịu tải**

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,90
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88	-	-	-	-



(a) Các loại cốt không co dãn được



(b) Các loại cốt co dãn được

**Hình 7.20.** Vị trí bề mặt trượt tiềm ẩn để tính toán ổn định trong của các tường chắn MSE

+ Moment kháng lật dùng trong tính toán khả năng chịu tải,  $M_{RRP}$ :

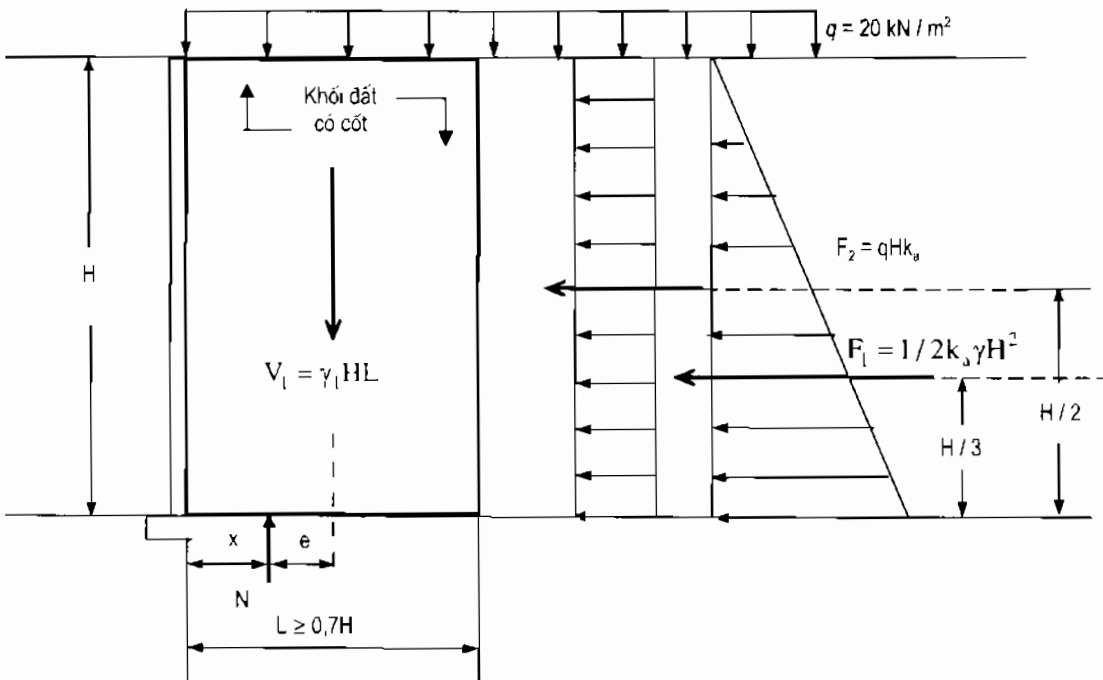
$$M_{RRP} = V_1(L/2) + V_2(L/2) = (686(5/2) + (100)(5/2) \approx 1965 \text{ kN.m / m}$$

+ Bây giờ, để tính hệ số an toàn lật chúng ta cần lấy moment xung quanh điểm chân tường chắn,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \sum \frac{M_R}{M_O} = \sum \frac{1715}{538} \approx 3,2 > 3,0 - \text{đạt yêu cầu}$$

+ Đối với trượt, để tính hệ số an toàn kháng trượt,  $FS_{SL}$ , chúng ta dùng biểu thức sau:

$$FS_{SL} = \sum \frac{V_i \text{tg}(C_i + \varphi_i)}{(F_1 + F_2)} = \sum \frac{686 \text{tg}(0,8 \times 34^0)}{160 + 47} \approx 1,7 > 1,5 - \text{đạt yêu cầu}$$



Các tính chất đất:

- 1) Đất có cốt:  $\gamma_r = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi_r = 34^0$ ;  $C_r = 0 \text{ kN/m}^2$
- 2) Đất đắp cân bảo vệ:  $\gamma_b = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi_b = 30^0$ ;  $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$
- 3) Đất nền:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi_f = 30^0$ ;  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$

$$K_a = \text{tg}^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$K_r = \text{tg}^2(45 - 34/2) = 0,28$$

$$H = 7 \text{ m}; B = L = 5 \text{ m}; q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Hình 7.21.



3) Khả năng chịu tải lớn nhất:

$$L/6 = 5/6 \approx 0,833 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{(M_{RBP} - M_0)}{V_1 + V_2} = \frac{5}{2} - \frac{1965 - 538}{686 + 100}$$

$$= 0,68 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 0,833 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu}$$

$$L' = L - 2e = 5 - 2(0,68) = 3,64 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + qL}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L'} \quad (\text{AASHTO 97})$$

$$\sigma_v = \frac{686 + 100}{3,64} \approx 2,16 \text{ kN/m}^2$$

Khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{th}$  được tính như sau:

$$q_{th} = C_f N_C + 0,5(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$

Với  $\varphi_f = 30^\circ$ , và  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$ ; tra bảng 7.1, ta nhận được hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên của đất nền là,  $N_\gamma = 22,40$ . Vậy chúng ta tính được:

$$q_{th} = 0,5 L' \gamma_f N_\gamma = (0,5)(3,64)(19,6)(22,4) \approx 799 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow FS = \frac{q_{th}}{\sigma_v} = \frac{799}{216} \approx 3,70 > 2,5 - \text{đạt yêu cầu}$$

2. Tính toán ổn định trong - điều kiện tĩnh

2.1. Xác định áp lực ngang như hàm số của độ sâu, Z:

$$k_{ar} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 34^\circ/2) \approx 0,28$$

$\sigma_H = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$  = tổng áp lực ngang tại độ sâu nghiên cứu

$$\sigma_H = k_{ar} \gamma Z + k_{ar} q = 0,28 (19,6) (Z) + 0,28 (20)$$

$$\sigma_H = 5,5 (Z) + 5,6$$

và, độ bền kéo kẹp cho phép của vải địa kỹ thuật,  $T_a$ , được tính:

$$T_a = \frac{1}{3} T_s = \frac{1}{3} 60 = 20 \text{ kN/m}$$

2.2. Xác định khoảng cách đúng,  $S_v$ :

• Tại  $Z = 7 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_H (FS)} = \frac{T_a}{[(K_{ar} \gamma Z + K_{ar} q)] (FS)}$$

$$S_v = \frac{20}{[5,5 (7) + 5,6] (1,5)} \approx 0,30 \text{ m} - \text{chọn } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(6) + 5,6](1,5)} \approx 0,34 \text{ m} - \text{chọn } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(5) + 5,6](1,5)} \approx 0,40 \text{ m} - \text{không chấp nhận, giữ nguyên ở } 0,3 \text{ m}$$

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(4) + 5,6](1,5)} \approx 0,48 \text{ m} - \text{không chấp nhận, giữ nguyên } 0,3 \text{ m}$$

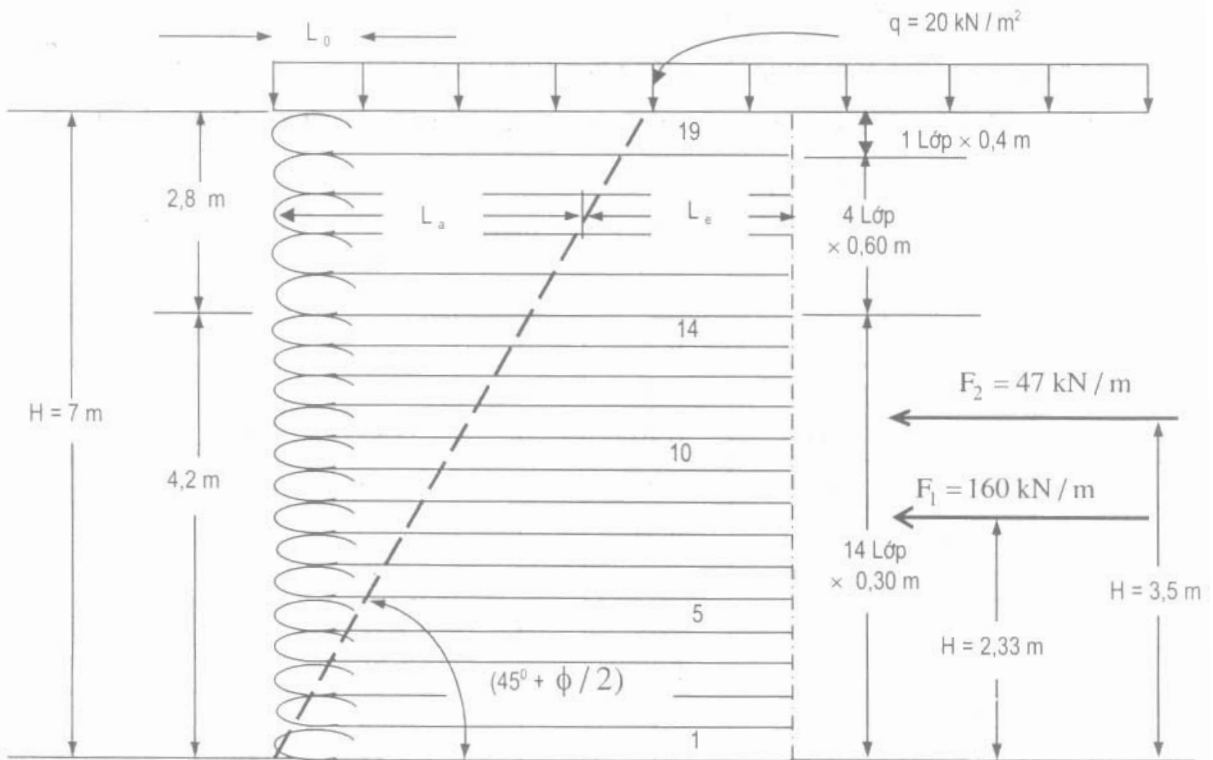
\* Tại  $Z = 3 \text{ m}$ :

$$S_V = \frac{20}{[5,5(3) + 5,6](1,5)} \approx 0,60 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu, mở ra khoảng cách } 0,6 \text{ m, và bố trí}$$

khoảng cách  $0,6 \text{ m}$  cho phân đỉnh tường.

Thật vậy, các lớp vải địa kỹ thuật được bố trí như trên hình 7.22.

2.3. Xác định chiều dài vải địa kỹ thuật,  $L_e$ , với  $\delta = 0,8 (34^\circ) = 27,2^\circ$  (xem bảng 7.2):



Không theo tỷ lệ

Hình 7.22.

Chú ý, theo điều kiện phá hoại của Rankine,  $L_c$  được xác định theo phương trình sau:

$$S_V \cdot \sigma_H \cdot (FS) = 2 \cdot \tau \cdot L_c = 2 (C_a + \sigma_V \cdot \text{tg} \delta) L_c$$

$$\Rightarrow L_c = \frac{S_V \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{2 (C_a + \sigma_V \cdot \text{tg} \delta)} = \frac{S_V [(5,5) (Z) + 5,6] (1,5)}{2 [0 + (19,6) (Z) \text{tg} 27,2^0]}$$

$$L_c = \frac{S_V [(5,5) (Z) + 5,6] (1,5)}{20 (Z)}$$

và,

$$L_a = (H - Z) \text{tg} (45 - \varphi / 2) = (7 - Z) \text{tg} (45 - 34 / 2)$$

$$L_a = (7 - Z) (0,532)$$

2.4. Kiểm tra chiều dài vải địa kỹ thuật gập lại,  $L_0$ , không được nhỏ hơn 1 m và được tính theo phương trình sau:

$$L_0 = \frac{S_V \cdot (1/2) \sigma_H \cdot (FS)}{2 (C + \gamma Z \text{tg} \delta)} = \frac{S_V \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{4 (0 + 19,6 \cdot Z \cdot \text{tg} 27,2^0)}$$

Trị số này lớn nhất ở lớp trên cùng tại độ sâu  $Z = 0,40$  m:

$$L_0 = \frac{0,40 [(8,62) (0,40) + 8,8] (1,30)}{4 (19,6) (0,40) (0,514)} = 0,395 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu, và nên chọn } 1,0 \text{ m}.$$

Các bước tính toán cuối cùng được tổng hợp trong bảng 7.2.

**Bảng 7.2. Tổng hợp các kết quả tính toán tường chắn đất có cốt vải địa kỹ thuật**

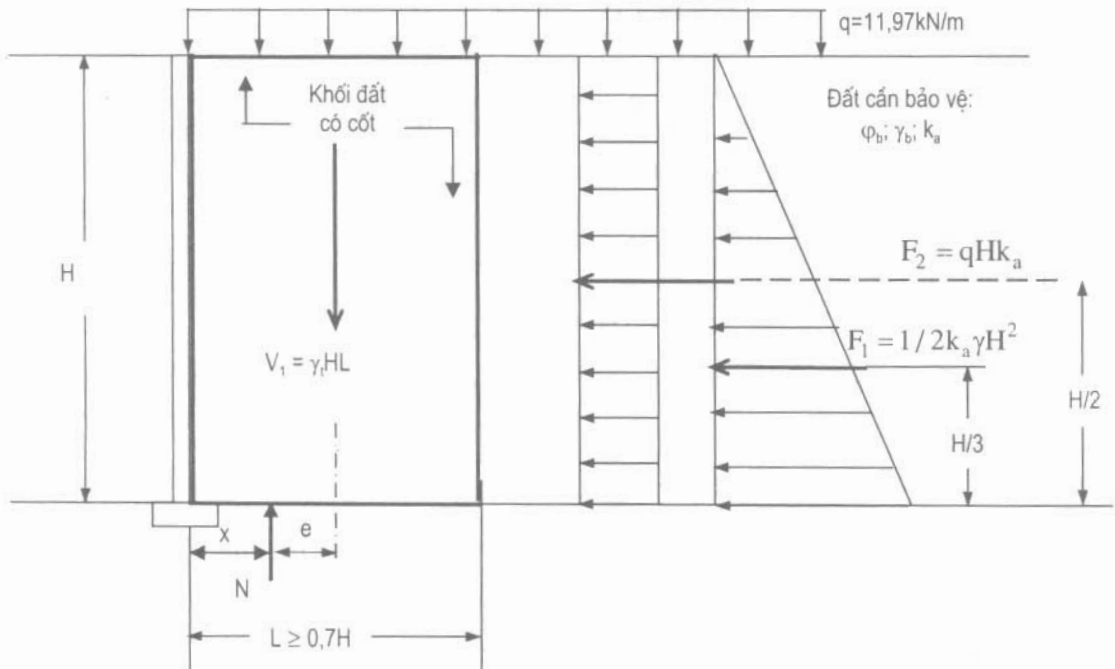
Lớp vải địa kỹ thuật, No.	Độ sâu, Z, (m)	Khoảng cách đứng, S <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>e(min)</sub> (m)	L <sub>a</sub> (m)	L = L <sub>a</sub> + L <sub>c</sub> (m)	
19	0,40	0,40	0,59	1	3,51	4,10	chọn 5
18	1,00	0,60	0,50	1	3,20	3,70	chọn 5
17	1,60	0,60	0,40	1	2,87	3,27	chọn 5
16	2,20	0,60	0,36	1	2,55	2,91	chọn 5
15	2,80	0,60	0,34	1	2,23	2,57	chọn 5
14	3,10	0,30	0,16	1	2,07	2,23	chọn 5
13	3,40	0,30	0,16	1	1,92	2,08	chọn 5
12	3,70	0,30	0,16	1	1,76	1,92	chọn 5
11	4,00	0,30	0,16	1	1,60	1,76	chọn 5
10	4,30	0,30	0,15	1	1,44	1,59	chọn 5
9	4,60	0,30	0,15	1	1,28	1,43	chọn 5
8	4,90	0,30	0,15	1	1,12	1,27	chọn 5

**Bảng 7.2. (tiếp theo)**

Lớp vải địa kỹ thuật, No.	Độ sâu, Z, (m)	Khoảng cách đứng, S <sub>v</sub> (m)	L <sub>e</sub> (m)	L <sub>e(min)</sub> (m)	L <sub>a</sub> (m)	L = L <sub>a</sub> + L <sub>e</sub> (m)		
7	5,20	0,30	0,15	1	0,96	1,16	chọn	5
6	5,50	0,30	0,15	1	0,80	0,95	chọn	5
5	5,80	0,30	0,15	1	0,64	0,79	chọn	5
4	6,10	0,30	0,14	1	0,48	0,62	chọn	5
3	6,40	0,30	0,14	1	0,32	0,46	chọn	5
2	6,70	0,30	0,14	1	0,16	0,30	chọn	5
1	7,00	0,30	0,14	1	0,00	0,14	chọn	5

**Ví dụ 7.2.**

Một tường chắn đất ổn định cơ học như chỉ ra trên hình 7.23, cho  $H = 9$  m, chiều rộng của tường chắn MSE,  $B = L = 7,5$  m, và có mái đất đắp nằm ngang,  $\beta = 0^\circ$ , tải trọng giao thông,  $q = 11,97$  kN.m<sup>2</sup>. Giả thiết, đất sau lưng tường chắn MSE là cát sạch có góc ma sát trong,  $\phi_b = 30^\circ$ , tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_b = 19,6$  kN/ m<sup>3</sup>, và không có ma sát giữa lưng tường chắn MSE với đất đắp phía sau (tức là,  $\delta = 0$ ); còn đất có cốt có tổng trọng lượng



**Hình 7.23. Phương pháp tính toán tĩnh cho tường chắn ổn định cơ học có mái dốc đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông (Cập nhật từ các tiêu chuẩn kỹ thuật ngành Cầu - Đường cao tốc, AASHTO 1996).**

đơn vị,  $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , góc ma sát trong,  $\varphi = 34^\circ$ , và lực dính,  $C_1 = 0 \text{ kPa}$ . Đất nền có tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_t = 19,6 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi_t = 30^\circ$ , và lực dính,  $C_t = 0 \text{ kPa}$ .

Cường độ kháng nhổ cho phép của cốt địa kỹ thuật tổng hợp là,  $T_a = 30 \text{ kN/m}$ .

Hãy tính hệ số an toàn đối với trượt, lật và khả năng chịu tải cho điều kiện tĩnh?

**Bài giải:**

#### A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

Một tường chắn MSE có mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 7.23.

##### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những tham số hình học của tường chắn MSE là:

$$H = 9 \text{ m}; B = L = 7,5 \text{ m (giả thiết, } L \geq 0,7 H).$$

##### 1.1. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_t HL = (19,6 \text{ kN/m}^3)(9\text{m})(7,5\text{m}) = 1323 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = qL = (11,97 \text{ kN/m}^2)(7,5\text{m}) = 89,78 \text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = 1323 + 89,78 \text{ kN/m} = 1412,78 \text{ kN/m}.$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_h H^2 k_a$$

Trong đó:  $k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,333$

Thật vậy,

$$F_1 = 1/2(19,6)(9)^2(0,333) = 264,34 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = k_a qH = (0,333)(11,97)(9) = 35,87 \text{ kN/m}$$

##### 1.2. Xác định các moment:

- Moment lật,  $M_u$ :

$$M_u = F_1(H/3) + F_2(H/2)$$

$$M_u = (264,335 \text{ kN/m})(9\text{m}/3) + (35,87 \text{ kN/m})(9\text{m}/2) \approx 954,44 \text{ kN.m/m}.$$

- Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$M_R = V_1(L/2)$$

$$M_R = (1323 \text{ kN/m})(7,5\text{m}/2) \approx 4961,25 \text{ kN.m/m}$$

- Moment kháng lật để tính khả năng chịu tải,  $M_{RBP}$ :

$$M_{RBP} = V_1(L/2) + V_2(L/2)$$

$$M_{RBP} = (1323 \text{ kN/m})(7,5\text{m}/2) + (89,78 \text{ kN/m})(7,5\text{m}/2) \approx 5298 \text{ kN.m/m}$$

### 1.3. Xác định các hệ số an toàn, FS

a) Phân tích ổn định trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \varphi_b}{F_1 + F_2} = \frac{1323 \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 30^\circ)}{264,34 \text{ kN/m} + 35,87 \text{ kN/m}}$$

$\approx 2,54 > 1,5$  - hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.

b) Phân tích ổn lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_1(H/3) + F_2(H/2)} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{4961,25}{954,00} \approx 5,2 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

### 1.4. Xác định áp lực thẳng đứng lớn nhất, $\sigma_{V(\max)}$ :

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e}$$

Trong đó:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{N} = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{V_1 + V_2} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{7,5\text{m}}{2} - \left( \frac{5298 \text{ (kN.m/m)} - 954,42 \text{ (kN.m/m)}}{1323 \text{ (kN/m)} + 89,78 \text{ (kN/m)}} \right)$$

$e \approx 0,67 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,25 \text{ m}$  - hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.

$$\Rightarrow \sigma_{V(\max)} = \frac{1323 \text{ kN/m} + 89,78 \text{ kN/m}}{7,5\text{m} - 2(0,67\text{m})} \approx 230 \text{ kN/m}^2$$

### 1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền, $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_c + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2c) \gamma_f N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  = lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_\gamma$  = hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, với  $\varphi_t = 30^\circ$ ,

tra theo bảng 7.1, ta có:  $N_q = 18,4$ ;  $N_\gamma = 22,4$ .

$$\Rightarrow q_{th} = (1/2)[7,5\text{m} - 2(0,67\text{m})](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,4) \approx 1352 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn khả năng chịu tải được xác định như sau:

$$FS_{RC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{1352 \text{ kN/m}^2}{230 \text{ kN/m}^2} \approx 5,90 > 2,0 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

## 2. Tính toán ổn định trong có chú ý tới Lực kháng nhổ của cốt

2.1. Xác định khoảng cách đứng,  $S_v$ , giữa các lớp cốt ứng với chiều sâu khác nhau theo phương trình dưới đây:

$$S_v = \frac{T_a}{K_{ar}(\gamma(Z) + S + q)(FS)R_c}$$

Trong đó:  $k_{ar} = \text{tg}^2(45^\circ - 34^\circ/2) \approx 0,28$ .

$$R_c = 1.$$

$$T_a = 30 \text{ kN/m}$$

$$FS = 1,5.$$

$$\Rightarrow S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(Z) + 11,97](1,5)}$$

\* Tại  $Z = 9 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(9) + 11,97](1,5)} \approx 0,38 \text{ m}$$

Chọn  $S_v = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 8 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 8 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(8) + 11,97](1,5)} \approx 0,42 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 7 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 7 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(7) + 11,97](1,5)} \approx 0,48 \text{ m}$$

Không chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,35 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 6 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(6) + 11,97](1,5)} \approx 0,55 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách  $S_v = 0,50 \text{ m}$  ở giữa tầng chần.

Kiểm tra tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(5) + 11,97](1,5)} \approx 0,65 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,50 \text{ m}$ , kiểm tra tại  $Z = 4 \text{ m}$ .

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,28[(19,6)(4) + 11,97](1,5)} \approx 0,79 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_V = 0,50$  m, kiểm tra tại  $Z = 3$  m.

\* Tại  $Z = 3$  m:

$$S_V = \frac{30}{0,28 [(19,6)(3) + 11,97]} (1,5) \approx 1,00 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách  $S_V = 1,00$  m ở đỉnh tường chắn.

Thật vậy, các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp được bố trí như trên hình 7.24 và bảng 7.3 dưới đây.

2.2. Tính toán lực kéo lớn nhất tại từng lớp lưới,  $T_{(MAX)}$ :

$$T_{MAX} = \sigma_H R_C S_V$$

$$\sigma_H = k_{AR} (\gamma_f d_i + q)$$

Chú ý: Độ bền cho phép của lưới địa kỹ thuật được tính theo phương trình sau:

$$\text{Độ bền cho phép} = \frac{T_{th} \times R_C}{FS_{po} \times RF_{ID} \times RF_D \times RF_{CR}}$$

Trong đó:  $FS_{po}$  - hệ số an toàn kháng nhỏ = 1,5.

$RF_{ID}$  - hệ số giảm thiểu do phá hoại khi lắp đặt = 1,1 ÷ 1,2 tùy loại cốt.

$RF_D$  - hệ số giảm thiểu tuổi thọ do tác động của môi trường = 1,1.

$RF_{CR}$  - hệ số giảm từ biến = 3,10.

$R_C$  - tỷ số phần trăm che phủ của cốt (trong ví dụ này giả thiết = 100%).

$T_{th}$  - độ bền tới hạn (hay chảy) theo thí nghiệm lưới băng rộng,...

Lớp 1:  $T_{MAX1} = (0,28) [(19,6)(8,65) + 11,97] (0,35) \approx 17,79 \text{ kN / m}$

Lớp 2:  $T_{MAX2} = (0,28) [(19,6)(8,30) + 11,97] (0,35) \approx 17,12 \text{ kN / m}$

Lớp 3:  $T_{MAX3} = (0,28) [(19,6)(7,95) + 11,97] (0,35) \approx 16,44 \text{ kN / m}$

Lớp 4:  $T_{MAX4} = (0,28) [(19,6)(7,60) + 11,97] (0,35) \approx 15,77 \text{ kN / m}$

Lớp 5:  $T_{MAX5} = (0,28) [(19,6)(7,25) + 11,97] (0,35) \approx 15,10 \text{ kN / m}$

Lớp 6:  $T_{MAX6} = (0,28) [(19,6)(6,90) + 11,97] (0,35) \approx 14,43 \text{ kN / m}$

Lớp 7:  $T_{MAX7} = (0,28) [(19,6)(6,55) + 11,97] (0,35) \approx 13,75 \text{ kN / m}$

Lớp 8:  $T_{MAX8} = (0,28) [(19,6)(6,20) + 11,97] (0,35) \approx 13,08 \text{ kN / m}$

Lớp 9:  $T_{MAX9} = (0,28) [(19,6)(5,85) + 11,97] (0,35) \approx 12,41 \text{ kN / m}$

Lớp 10:  $T_{MAX10} = (0,28) [(19,6)(5,35) + 11,97] (0,50) \approx 16,36 \text{ kN / m}$

Lớp 11:  $T_{MAX11} = (0,28) [(19,6)(4,85) + 11,97] (0,50) \approx 14,98 \text{ kN / m}$

Lớp 12:  $T_{MAX12} = (0,28) [(19,6)(4,35) + 11,97] (0,50) \approx 13,61 \text{ kN / m}$

Lớp 13:  $T_{MAX13} = (0,28) [(19,6)(3,85) + 11,97] (0,50) \approx 12,24 \text{ kN / m}$



$$\text{Lớp 14: } T_{\text{MAX}14} = (0,28) [(19,6)(3,35) + 11,97] (0,50) \approx 10,87 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 15: } T_{\text{MAX}15} = (0,28) [(19,6)(2,85) + 11,97] (0,50) \approx 9,50 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 16: } T_{\text{MAX}16} = (0,28) [(19,6)(1,85) + 11,97] (1,00) \approx 13,50 \text{ kN / m}$$

$$\text{Lớp 17: } T_{\text{MAX}17} = (0,28) [(19,6)(0,85) + 11,97] (1,00) \approx 8,02 \text{ kN / m}$$

2.3. Tính toán nhỏ tại từng vị trí lớp cốt :

Tính ổn định có xét đến lực nhỏ của cốt phải tuân theo tiêu chuẩn an toàn dưới đây:

$$T_{\text{max}} \leq \frac{1}{\text{FS}_{\text{PO}}} (F^* \cdot \gamma Z_p \cdot L_c \cdot C \cdot R_c \cdot \alpha)$$

Trong đó:  $\text{FS}_{\text{PO}}$  - hệ số an toàn kháng nhỏ  $\geq 1,5$ ;

$T_{\text{max}}$  - lực kéo lớn nhất của cốt;

$\alpha$  - hệ số hiệu chỉnh tỷ lệ ( $\alpha$  được xác định trong phòng trên các lưới , trong ví dụ này giả thiết  $\alpha = 1,0$ );

$F^*$  - hệ số sức kháng nhỏ (hay cường độ ma sát tương tác). Đối với mọi loại cốt được xác định theo phương trình sau :

$$F^* - \text{Sức kháng bị động} + \text{cường độ ma sát, hay, } F^* = C_1 \text{ tg}\phi,$$

$R_c$  - phần trăm che phủ của cốt (có thể thay đổi từ 100% đến 71 %), trong ví dụ này giả thiết  $R_c = 100\%$ ;

$C_1$  - hệ số tương tác được xác định bằng thí nghiệm nhỏ cho từng loại cốt riêng,  $C_1 = 0,80$ ;

$C$  - 2 cho các loại lưới địa kỹ thuật;

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

$Z$  - chiều sâu so với đỉnh tường chắn;

$L_c$  - chiều dài cốt ở trong vùng ổn định, và được tính như sau:

$$\text{Lớp 1: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \text{ tg}\phi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(17,79)}{(2)(\text{tg}34^0)(0,8)(19,6)(8,65)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,145 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 2: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \text{ tg}\phi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(17,12)}{(2)(\text{tg}34^0)(0,8)(19,6)(8,30)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,146 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 3: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{\text{MAX}}}{C \text{ tg}\phi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(16,44)}{(2)(\text{tg}34^0)(0,8)(19,6)(7,95)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,146 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 4: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(15,77)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(7,60)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,147 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 5: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(15,10)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(7,25)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,147 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 6: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(14,43)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(6,90)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,148 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 7: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,75)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(6,55)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,148 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 8: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,50)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(6,20)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,154 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 9: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(12,41)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(5,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,150 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 10: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(16,36)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(5,35)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,216 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 11: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(14,98)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(4,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,219 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 12: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,61)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(4,35)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,222 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 13: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(12,24)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(3,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,225 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 14: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_i \cdot \gamma Z \cdot R_c \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(10,87)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(3,35)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,230 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 15: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(9,50)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(2,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,236 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 16: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(13,50)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(1,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,517 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Lớp 17: } \begin{cases} L_c \geq \frac{1,5 T_{MAX}}{C \operatorname{tg} \varphi \cdot C_1 \cdot \gamma Z \cdot R_C \cdot \alpha} \geq \frac{(1,5)(8,02)}{(2)(\operatorname{tg} 34^0)(0,8)(19,6)(0,85)(1,0)(1,0)} \\ L_c > 0,669 \geq 1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow L_c = 1 \text{ m.}$$

2.4. Tính  $L_a$  tại từng lớp lưới:

$$L_a = (9 - Z_j) \operatorname{tg} (45^0 - \varphi / 2)$$

$$\text{Cho lưới địa kỹ thuật: } \operatorname{tg} (45^0 - 34/2) = 0,532$$

$$L_{a1} = (9 - 0,35)(0,532) = 4,60 \text{ m}$$

$$L_{a2} = (9 - 0,70)(0,532) = 4,42 \text{ m}$$

$$L_{a3} = (9 - 1,05)(0,532) = 4,23 \text{ m}$$

$$L_{a4} = (9 - 1,4)(0,532) = 4,04 \text{ m}$$

$$L_{a5} = (9 - 1,75)(0,532) = 3,86 \text{ m}$$

$$L_{a6} = (9 - 2,10)(0,532) = 3,67 \text{ m}$$

$$L_{a7} = (9 - 2,45)(0,532) = 3,48 \text{ m}$$

$$L_{a8} = (9 - 2,80)(0,532) = 3,30 \text{ m}$$

$$L_{a9} = (9 - 3,15)(0,532) = 3,11 \text{ m}$$

$$L_{a10} = (9 - 3,65)(0,532) = 2,85 \text{ m}$$

$$L_{a11} = (9 - 4,15)(0,532) = 2,58 \text{ m}$$

$$L_{a12} = (9 - 4,65)(0,532) = 2,31 \text{ m}$$

$$L_{a13} = (9 - 5,15)(0,532) = 2,05 \text{ m}$$

$$L_{a14} = (9 - 5,65)(0,532) = 1,78 \text{ m}$$

$$L_{a15} = (9 - 6,15)(0,532) = 1,52 \text{ m}$$

$$L_{a16} = (9 - 7,15)(0,532) = 0,98 \text{ m}$$

$$L_{a17} = (9 - 8,15)(0,532) = 0,45 \text{ m}$$

2.5. Tính  $L_T$  tại từng lớp lưới :

(Từ điều kiện ban đầu của bài toán, giả thiết  $L = 7,5 \text{ m}$ )

$$\text{Lớp 1: } L_{T1} = 1 + 4,60 = 5,60 < 7,5: \text{ dùng } 7,5 \text{ m}$$

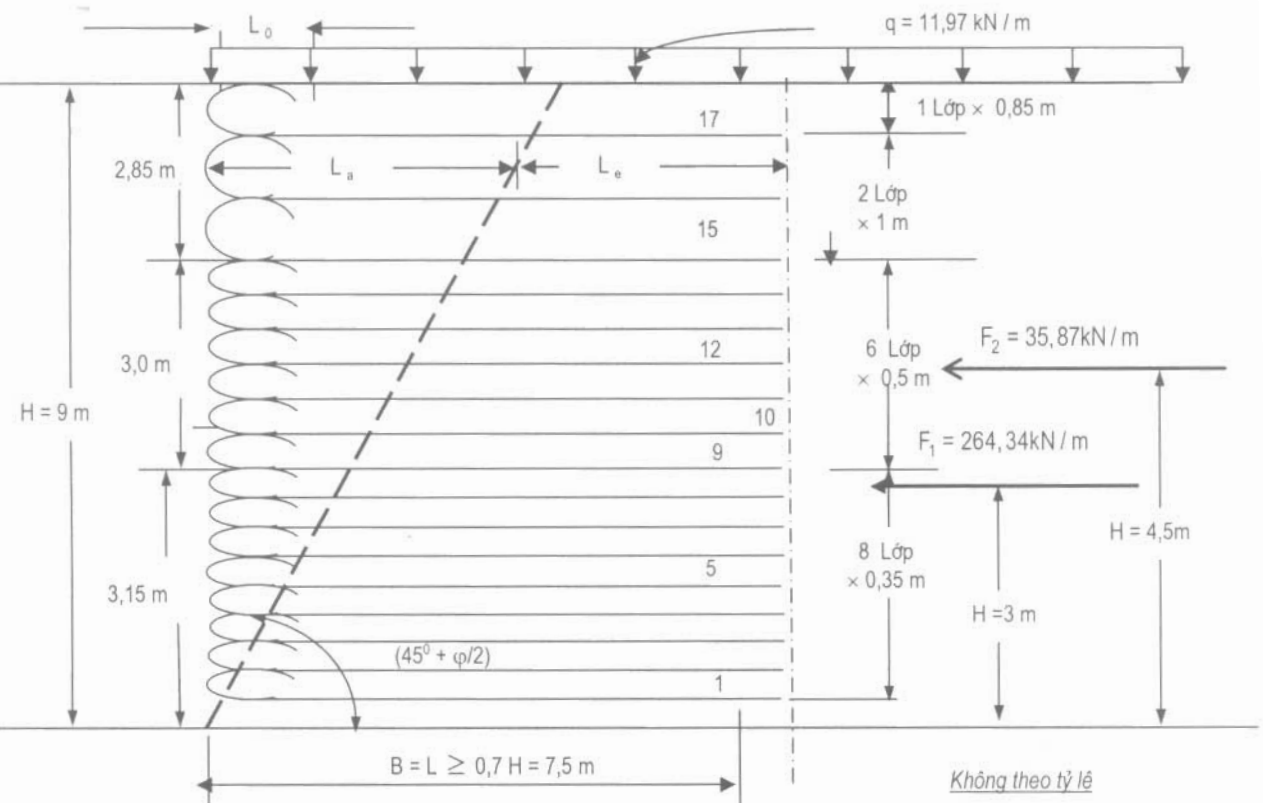
$$\text{Lớp 2: } L_{T2} = 1 + 4,42 = 5,42 < 7,5: \text{ dùng } 7,5 \text{ m}$$

- Lớp 3:  $L_{T3} = 1 + 4,23 = 5,23 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 4:  $L_{T4} = 1 + 4,04 = 5,04 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 5:  $L_{T5} = 1 + 3,86 = 4,86 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 6:  $L_{T6} = 1 + 3,67 = 4,67 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 7:  $L_{T7} = 1 + 3,48 = 4,48 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 8:  $L_{T8} = 1 + 3,30 = 4,30 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 9:  $L_{T9} = 1 + 3,11 = 4,11 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 10:  $L_{T10} = 1 + 2,85 = 3,85 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 11:  $L_{T11} = 1 + 2,58 = 3,58 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 12:  $L_{T12} = 1 + 2,31 = 3,31 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 13:  $L_{T13} = 1 + 2,05 = 3,05 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 14:  $L_{T14} = 1 + 1,78 = 2,78 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 15:  $L_{T15} = 1 + 1,52 = 2,52 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 16:  $L_{T16} = 1 + 0,98 = 1,98 < 7,5$  : dùng 7,5 m
- Lớp 17:  $L_{T17} = 1 + 0,45 = 1,45 < 7,5$  : dùng 7,5 m

2.6. Kiểm tra ổn định trượt tại đáy tường chắn:

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \operatorname{tg} \varphi_b}{F_1 + F_2} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{1323 \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 30^\circ)}{264,34 \text{ kN/m} + 35,87 \text{ kN/m}} \approx 2,54 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu.}$$



Hình 7.24.

**Bảng 7.3. Các kết quả tính toán tường chắn có cốt địa kỹ thuật tổng hợp**

Lớp N' =	Độ sâu, Z (m)	K/cách, S <sub>i</sub> (m)	L <sub>q</sub> , (m)	L <sub>emin</sub> , (m)	L <sub>a</sub> , (m)	L = L <sub>a</sub> + L <sub>c</sub> (m)
17	0,85	0,85	0,669	1	4,60	5,60 → 7,5
16	1,85	1,00	0,517	1	4,42	5,42 → 7,5
15	2,85	1,00	0,236	1	4,23	5,23 → 7,5
14	3,35	0,50	0,230	1	4,05	5,05 → 7,5
13	3,85	0,50	0,225	1	3,86	4,86 → 7,5
12	4,35	0,50	0,222	1	3,67	4,67 → 7,5
11	4,85	0,50	0,219	1	3,48	4,48 → 7,5
10	5,35	0,50	0,216	1	3,30	4,30 → 7,5
9	5,85	0,50	0,150	1	3,11	4,11 → 7,5
8	6,20	0,35	0,154	1	2,85	3,85 → 7,5
7	6,55	0,35	0,148	1	2,58	3,58 → 7,5
6	6,90	0,35	0,148	1	2,31	3,31 → 7,5
5	7,25	0,35	0,147	1	2,05	2,05 → 7,5
4	7,60	0,35	0,147	1	1,78	2,78 → 7,5
3	7,95	0,35	0,146	1	1,52	2,52 → 7,5
2	8,30	0,35	0,146	1	0,98	1,98 → 7,5
1	8,65	0,35	0,145	1	0,45	1,45 → 7,5

## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bằng cách dùng phần mềm Mastars 2000, các bước tính toán được tiến hành như sau:

### 1) Bước 1: nhập số liệu đầu vào

Các tính chất của đất: Bằng cách lựa chọn *Số liệu đầu vào* trong của sổ chính, nhập các số liệu của tính chất đất dưới đây (xem hình 7.25).

### 2) Thiết lập các tầng (lớp) đất nền:

Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được mặt cắt đất nền theo yêu cầu của bài toán. Những tham số đầu vào được chỉ ra trong hình 7.26.

### 3) Các khối tường chắn:

Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được các khối tường chắn bảo vệ phần đất sau lưng tường được ổn định. Những khối đất này sẽ được giữ ổn định bằng các loại cốt khác nhau tùy theo nhu cầu thực tế (xem hình 7.27).

Mọi giả thiết về các khối tường chắn có cốt trong phần này cũng tương tự như đã trình bày trong phần tính thủ công ở trên.

Ưu điểm của phần mềm này sẽ giúp chúng ta giảm rất nhiều khối lượng tính toán, mà tính thủ công khó thực hiện được.

**Soil Properties** [X]

Label: **FS** [v]

Description: Foundation Soil

Assign Soil Parameters for Settlement Calculation

Colour [ ]

Cohesion: 0      Friction angle [°]: 30      Ru: 0

Bulk unit weight [KN/m³]

Saturated weight: 19.6      Natural weight: 19.6

[ ]

[ ]

OK  
New  
Delete  
Rename  
Cancel  
?

Hình 7.25. Cửa sổ để nhập các tính chất đất.

**Strata configuration** [X]

Label: **FS** [v]

Description: Foundation soil

	X [m]	Y [m]
1	0	10
2	20	10
3	45	10

Bed rock

Soil: **FS** [v]

Foundation soil

OK  
New  
Delete  
Rename  
Cancel  
?

Hình 7.26. Cửa sổ để thiết lập mặt cắt đất nền.

**Block Dimension**

Label:   Segmental wall Friction Angle between [°] Block and reinforcement:

Main reinforcement

Manufacturer:  Product Family:  Product Model:

Reinforcement Length [m]:  Gabion height [m]:  Gabion width [m]:

Lying over block:  External Face Inclination [°]:  Hill side:

Block origin [m]: Block dimensions [m]:

Abscissa	Ordinate	Base Length	Height
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Hình 7.27. Cửa sổ để thiết lập các khối tường chắn có cốt để bảo vệ.

#### 4. Các loại đất đá của toàn bộ công trình:

Lựa chọn này cho phép thiết lập tất cả các loại đất đá của công trình (xem hình 7.28).

**Block Associate Soils**

Label:  Class of Structural Embankment:

Structural Embankment:  Reinforced soil

Backfill:  Retaining Embankment

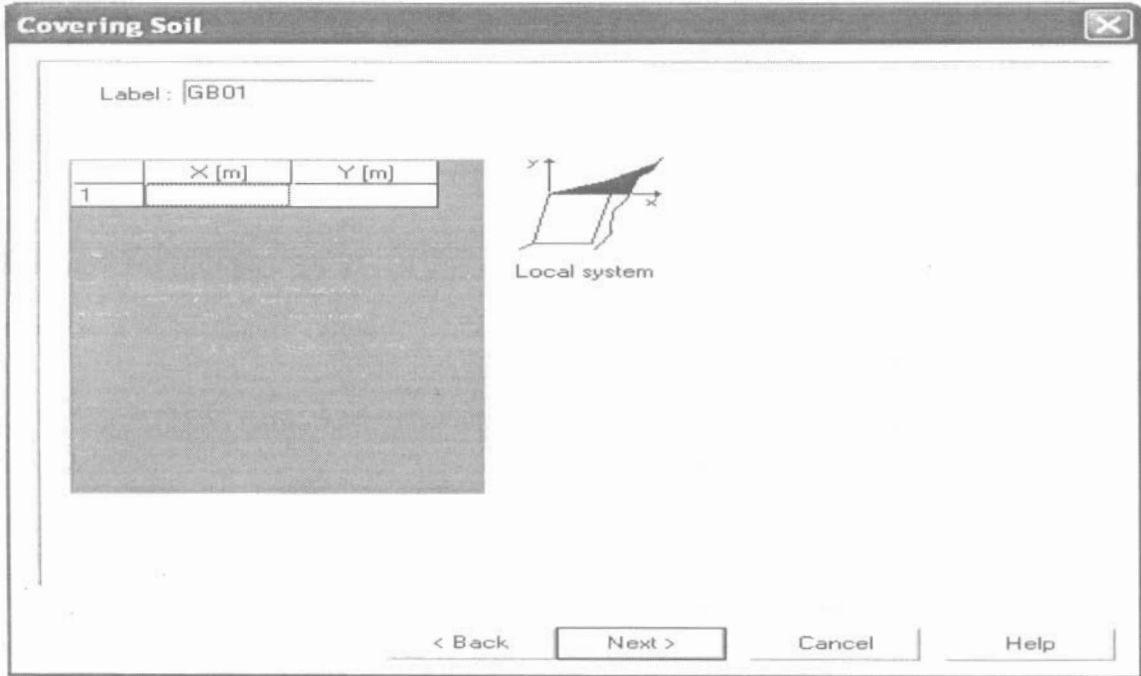
Block Covering Soil:  Retaining Embankment

Block Foundation Soil:  Foundation soil

Gabions Filling Soil:  Reinforced soil

Hình 7.28. Cửa sổ để thiết lập các lớp đất đá của toàn bộ công trình.

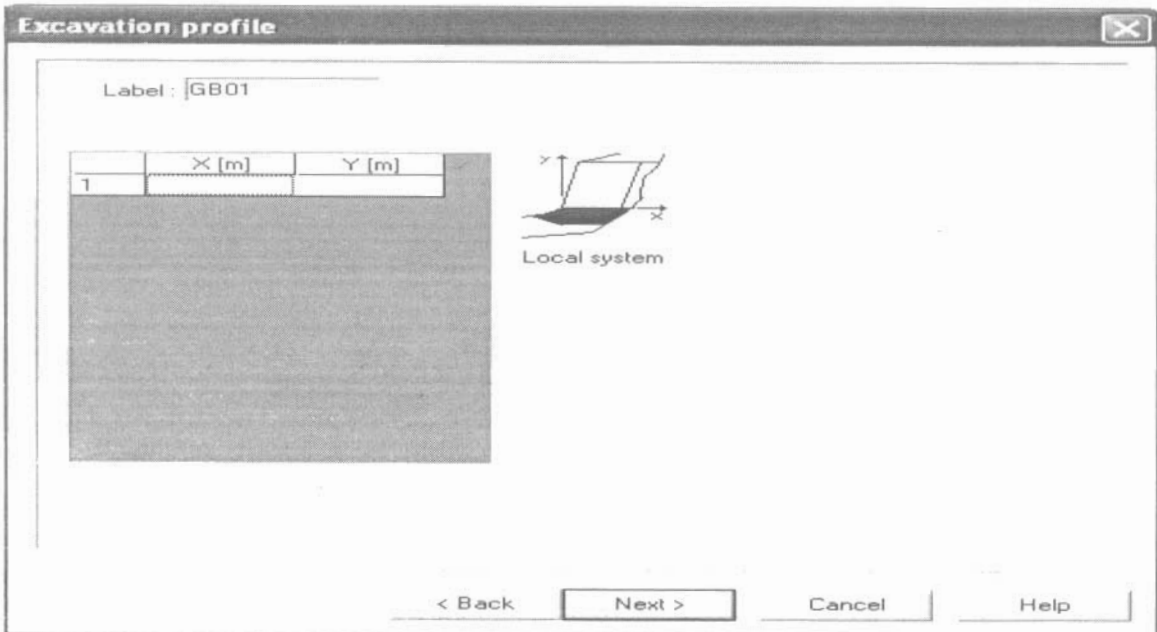
5. Đất phủ bề mặt: Lựa chọn này cho phép xác định lớp đất phủ (xem hình 7.29).



Hình 7.29. Cửa sổ để xác định lớp đất phủ bề mặt.

6. Mặt cắt hố đào:

Lựa chọn này cho phép xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn.



Hình 7.30. Cửa sổ để xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn.



## Bước 2: TÍNH TOÁN

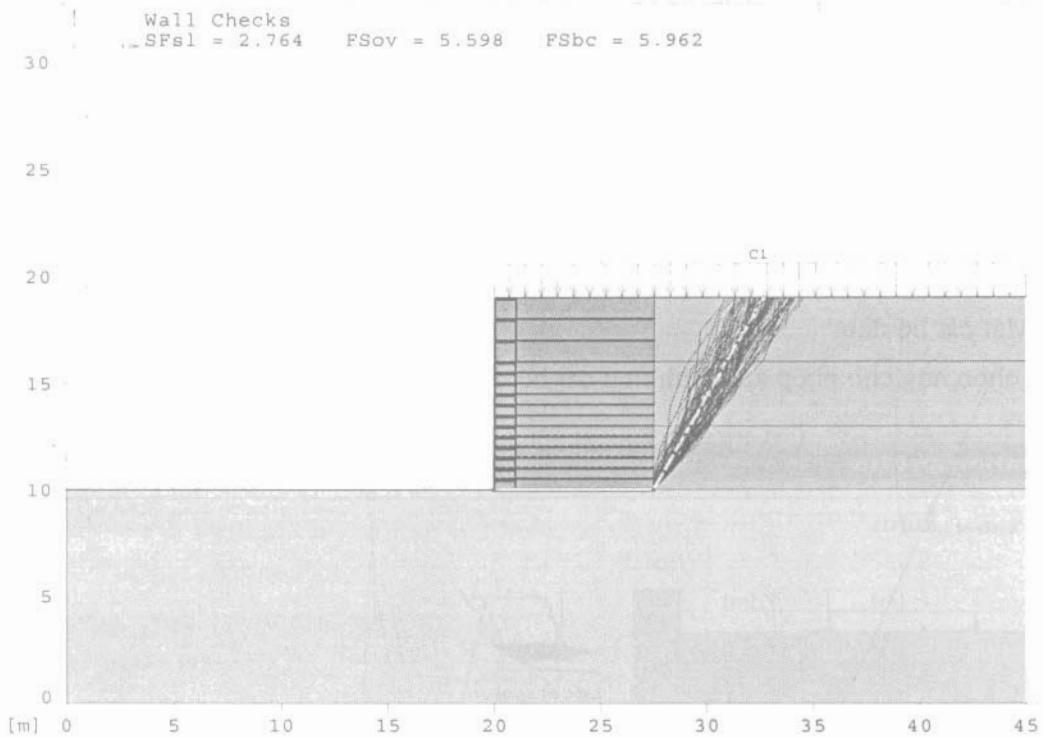
Bằng cách lựa chọn phần hỗ trợ tính toán, chương trình sẽ đưa ra tính toán ổn định một cách nhanh chóng.

Trước khi cho máy chạy, cần kiểm tra phần kết cấu tường chắn, chương trình sẽ xác định độ nghiêng trung bình của đất đắp tường, đó là độ nghiêng của bề mặt tường chắn. Nếu độ nghiêng này nhỏ hơn  $70^{\circ}$ , chương trình sẽ không khai báo và không dùng được (xem hình 7.31).

Mỗi khi kết thúc tính toán, chương trình tự động cho ra các kết quả tính toán như chỉ ra trên các hình ảnh dưới đây:

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Các kết quả kiểm tra ổn định ngoài được chỉ ra dưới đây (xem hình 7.31).

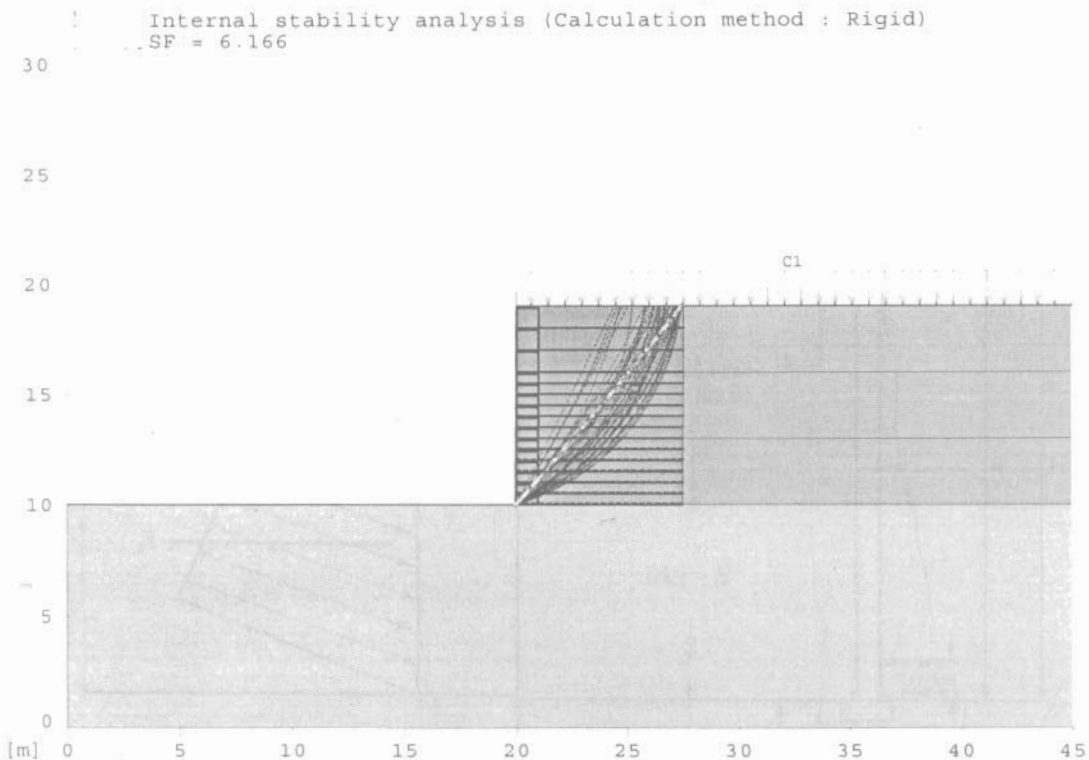


Khả năng chịu tải tối hạn của đất nền:..... [kN/m<sup>2</sup>].....: 1352,00  
Lực đẩy ngang lớn nhất:.....[kN/m].....: 295,31  
Hệ số an toàn kháng trượt:.....: 2,764  
Moment gây lật lớn nhất:.....[kN.m/m] : 958,42  
Hệ số an toàn kháng lật: .....: 5,598  
Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền:.....[kN/m<sup>2</sup>].....: 226,79  
Hệ số khả năng chịu tải của đất nền:..... : 5,962

**Hình 7.31.**

## 2. Tính toán ổn định trong

Những lực tác dụng chủ động của cốt tuân theo phương pháp tường cứng. Phân tích ổn định trượt có mặt trượt cong tròn hình trụ theo phương pháp Bishop, các kết quả được giới thiệu trên hình 7.32.



Hệ số an toàn kháng trượt:.....: 6,166.

Hình 7.32.

### Ví dụ 7.3 – Phương pháp tính thủ công

Một tường chắn đất ổn định cơ học (MSEW) như chỉ ra trên hình 7.33, cho  $h = 9$  m; chiều rộng của MSEW,  $B = L = 9,0$  m, và có mái đất đắp nằm nghiêng một góc,  $\beta = 18,4^\circ$ , không có tải trọng ngoài (tức là,  $F_2 = 0$  kPa). Giả thiết, đất sau lưng tường MSE là cát sạch có góc ma sát,  $\varphi_b = 30^\circ$ , tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_b = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>, và không có ma sát giữa lưng tường và đất sau lưng tường (tức là,  $\delta = 0^\circ$ ). Giả thiết khối đất có cốt có tổng trọng lượng,  $\gamma_r = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>; góc ma sát,  $\varphi_r = 34^\circ$ , và lực dính,  $C_r = 0$  kPa. Đất nền có tổng trọng lượng đơn vị,  $\gamma_f = 19,6$  kN/m<sup>3</sup>;  $\varphi_f = 30^\circ$  và  $C_f = 0$  kPa.

Cường độ kháng nhổ cho phép của cốt địa kỹ thuật tổng hợp là,  $T_a = 30$  kPa.

1) Hãy tính hệ số an toàn kháng trượt và kháng lật, hệ số khả năng chịu tải của đất nền?

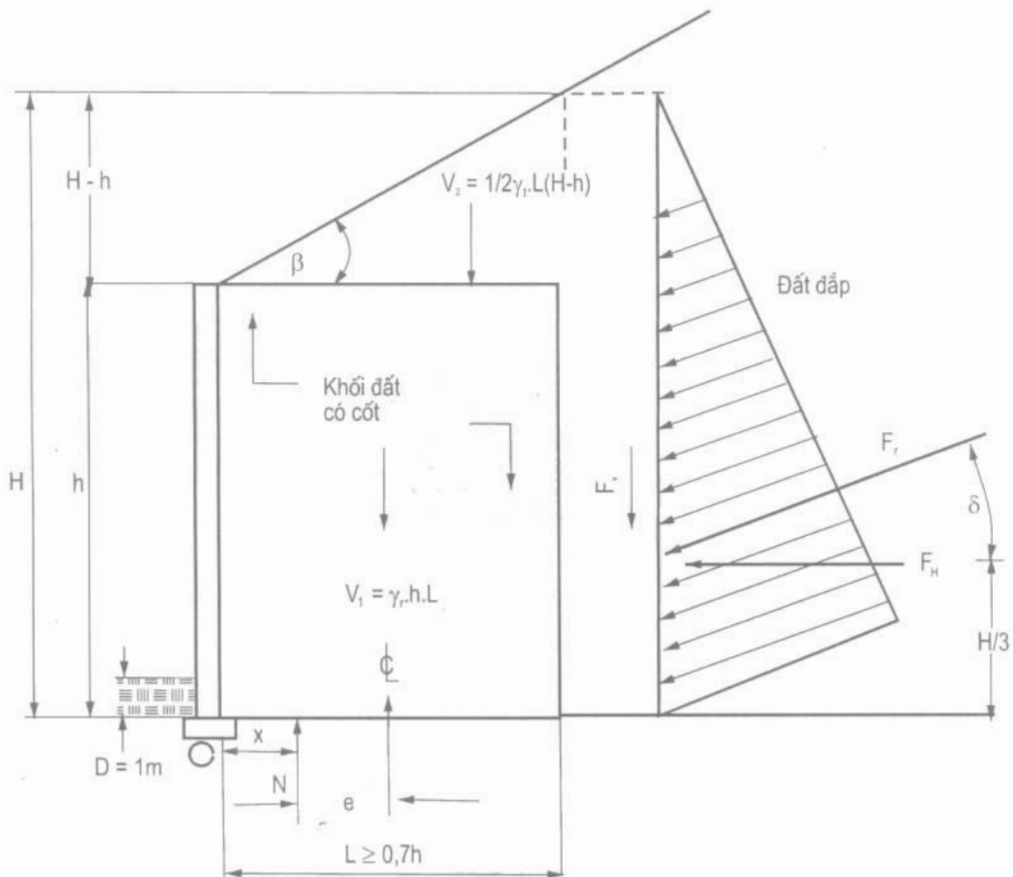
2) Xác định hệ số an toàn ổn định trong của MSEW?

Bài giải:

1. Tính toán ổn định ngoài

Những tham số hình học của MSEW được cho như sau:

$$H = h + L \operatorname{tg} \beta = 9\text{m} + 9 \operatorname{tg} 18,4^\circ \approx 12\text{m}; B = L = 9\text{m} \quad (L \geq 0,7H).$$



**Hình 7.33.** Phân tích tĩnh cho tường SME có mái đất đắp nghiêng (theo tiêu chuẩn kỹ thuật chuyên ngành Cầu- Đường cao tốc, AASHTO 1996.).

1.1. Tính toán các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r hL = (19,6\text{kN/m})(9\text{m})(9\text{m}) = 1587,6\text{ kN/m}$$

$$V_2 = 1/2 \gamma_b L(H-h) = 1/2 (19,6\text{kN/m})(9\text{m})(12\text{m} - 9\text{m}) = 264,6\text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = 1587,6\text{ kN/m} + 264,6\text{ kN/m} = 1852,2\text{ kN/m}$$

$$F_r = 1/2 g_b (H)^2 k_{ab}$$

Trong đó:

$$k_{ab} = \frac{\operatorname{Cos}^2(\phi - \alpha)}{\operatorname{Cos}^2 \alpha \operatorname{Cos}(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\operatorname{Sin}(\phi + \delta) \operatorname{Sin}(\phi - \beta)}{\operatorname{Cos}(\alpha + \delta) \operatorname{Cos}(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{ub} = \frac{\text{Cos}^2(30^0 - 0^0)}{\text{Cos}^2 0^0 \text{Cos}(0^0 + 0^0) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sin}(0^0 + 30^0) \text{Sin}(30^0 - 18,4^0)}{\text{Cos}(0^0 + 0^0) \text{Cos}(18,4^0 - 0^0)}} \right]^2} \approx 0,427$$

$$\Rightarrow F_T = 1/2(19,6\text{kN/m})(12\text{m})^2(0,427) \approx 602,58\text{kN/m}$$

$$F_H = F_T \text{Cos}\delta = F_T \text{Cos}0^0 = 602,58\text{kN/m}$$

$$F_V = F_T \text{Sin}\delta = 602,58\text{kN/m} (\text{Sin } 0^0) = 0\text{kN/m}$$

$$F_p = 1/2 \gamma_f(D)^2 k_p$$

Trong đó:  $D = 1\text{m}$ ;

$$K_p = \text{tg}^2(45^0 + \varphi_1/2) = \text{tg}^2(45^0 + 30^0/2) \approx 3$$

$$F_p = 1/2(19,6\text{kN/m}^3)(1\text{m})^2(3) = 29,4\text{kN/m}$$

$$\Rightarrow \bar{F}_p = F_p/2 = (29,4\text{kN/m})/2 = 14,7\text{kN/m}$$

1.2. Hệ số kháng trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{N \text{tg}\varphi_1 + \bar{F}_p}{F_H} = \frac{1852,2\text{kN/m} \text{tg}30^0 + 14,7\text{kN/m}}{602,58\text{kN/m}} \approx 1,8 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu}$$

1.3. Hệ số ổn định lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1,5$$

Trong đó:  $M_R$  = moment kháng lật

$$\begin{aligned} M_R &= V_1(L/2) + V_2(L/2) + F_V(L) \\ &= (1587,6\text{kN/m} + 264,6\text{kN/m})(9\text{m}/2) \\ &\approx 8335\text{kN.m/m} \end{aligned}$$

$M_O$  = moment gây lật

$$\begin{aligned} M_O &= F_H(H/3) = 602,58\text{kN/m}(12\text{m}/3) \\ &= 2410,32\text{kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow FS_{OV} = \frac{8335\text{kN.m/m}}{2410,32\text{kN.m/m}} \approx 3,46 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu}$$

1.4. Áp lực lớn nhất tác dụng lên đáy tường chắn:

$$\sigma_{V(\text{max})} = \frac{\sum V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2 + F_V}{L - 2e}$$

Trong đó:  $e$  = độ lệch tâm,  $e$ , được xác định bằng phương trình tổng các moment quanh chân tường chắn:

$$N.x + F_H(H/3) - [V_1(L/2) + V_2(2L/3) + F_V(L)] = 0$$

hay,

$$x = \frac{V_1(L/2) + V_2(2L/3) + 0 - F_H(H/3)}{N}$$
$$x = \frac{1587,6 \text{ kN/m}(9\text{m}/2) + 264,6 \text{ kN/m}(2(9\text{m})/3) - 602,58 \text{ kN/m}(12\text{m}/3)}{1852,2 \text{ kN/m}} \approx 3,41 \text{ m}$$
$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{9\text{m}}{2} - 3,41 \text{ m} = 1,09 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9\text{m}}{6} = 1,5 \text{ m} - \text{đạt yêu cầu}$$

Do đó:

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e} = \frac{1587,6 \text{ kN/m} + 602,6 \text{ kN/m}}{9\text{m} - 2(1,09\text{m})} \approx 321,14 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tối hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = 1/2(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$
$$\rightarrow q_{th} = 1/2[9\text{m} - 2(1,09\text{m})](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,4) \approx 1497,13 \text{ kN/m}^2$$

1.6. Hệ số an toàn về khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ :

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{1497,13 \text{ kN/m}^2}{321,14 \text{ kN/m}^2} \approx 4,66 > 2,5 - \text{đạt yêu cầu}$$

2. Tính toán ổn định trong

2.1. Tính khoảng cách đứng giữa các lớp cốt,  $S_v$ , ứng với các chiều sâu khác nhau:

$$S_v = \frac{T_a}{K_{ar} [\gamma_r (Z) + 0,5(\gamma_r)(L \text{ tg}\beta) + q](FS) R_C}$$

Trong đó:  $k_{ab} = 0,427$

$$\text{tg } \beta = \text{tg } 18,4^\circ \approx 0,333$$

$$R_C = 1$$

$$T_a = 30 \text{ kN/m}$$

$$FS = 1,5.$$

$$\Rightarrow S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(Z) + (0,5)(19,6)(9)(0,333)](1,5)}$$
$$= \frac{30}{0,427 [(19,6)(Z) + 29,4](1,5)}$$

\* Tại  $Z = 9 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(9) + 29,4](1,5)} \approx 0,23 \text{ m}$$

Chọn  $S_x = 0,3 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 6 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(6) + 29,4] (1,5)} \approx 0,32 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,3 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 5 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(5) + 29,4] (1,5)} \approx 0,37 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,3 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 4 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(4) + 29,4] (1,5)} = 0,43 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách mới,  $S_v = 0,45 \text{ m}$  cho phần giữa tường.

\* Tại  $Z = 3 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(3) + 29,4] (1,5)} = 0,53 \text{ m}$$

Chấp nhận, giữ nguyên  $S_v = 0,45 \text{ m}$ , và kiểm tra tại  $Z = 2 \text{ m}$ :

\* Tại  $Z = 2 \text{ m}$ :

$$S_v = \frac{30}{0,427 [(19,6)(2) + 29,4] (1,5)} = 0,68 \text{ m}$$

Chấp nhận, mở ra khoảng cách mới,  $S_v = 0,65 \text{ m}$  cho phần đỉnh tường.

Thật vậy, các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp của tường chắn được bố trí như trên hình 7.34 dưới đây.

2.2. Tính toán chiều dài neo yêu cầu trong vùng ổn định (tức là, ngoài mặt trượt tiềm ẩn)

Tính toán chiều dài các lớp lưới địa kỹ thuật tổng hợp,  $L$ , với  $\varphi'_r = (0,80) (34^\circ) = 27,2^\circ$  cho trường hợp lưới đặt trong cát. Chú ý,  $L_c$  và  $L_e$  được xác định theo điều kiện bề mặt trượt của Rankine, như sau:

$$L_c = \frac{S_v \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{2(C + \gamma_r Z \operatorname{tg} \varphi'_r)}$$

$$L_c = \frac{S_v [(0,28)(19,6)(Z) + (0,28)(29,4)] (1,5)}{2[0 + (19,6)(Z) \operatorname{tg} 27,2^\circ]}$$

$$L_e = \frac{S_v [(5,5)(Z) + 8,23] (1,5)}{20(Z)}$$

và,

$$L_n = (H - Z) \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi / 2) = (9 - Z) (0,532)$$

Những kết quả tính toán cuối cùng được tổng hợp trong bảng 7.4 dưới đây.

2.3. Kiểm tra chiều dài gập lại,  $L_0$ , sao cho nó không được nhỏ hơn 1 m, và được tính theo phương trình dưới đây:

$$L_0 = \frac{S_V \cdot (1/2) \sigma_H \cdot (FS)}{2(C + \gamma Z \operatorname{tg} \varphi'_r)}$$

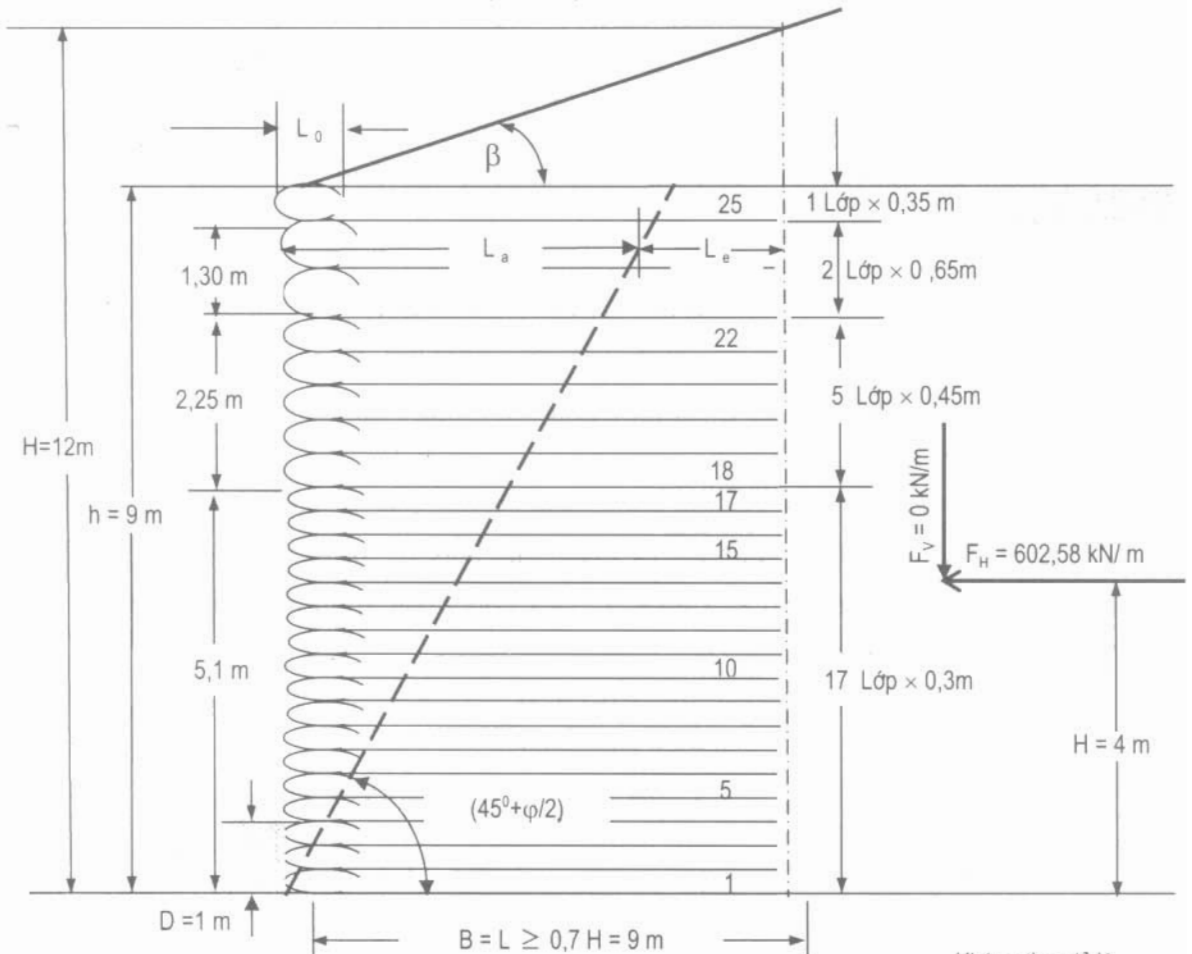
$$L_0 = \frac{S_V \cdot \sigma_H \cdot (FS)}{4(0 + 19,6(Z) \operatorname{tg} 27,2^\circ)}$$

Tham số  $L_0$  sẽ đạt giá trị lớn nhất tại lớp cốt trên cùng, với  $Z = 0,35$  m:

$$L_0 = \frac{0,35 [(19,6)(0,35) + 12,55] (1,5)}{4(19,6)(0,35)(0,514)} \approx 0,72 \text{ m}$$

Chấp nhận được, nên chọn  $L_0 = 1,0$  m.

2.4. Kiểm tra ổn định trượt tại đáy tường chắn,  $FS_{SL}$ :



Hình 7.34.

$$FS_{SL} = \frac{Ntg\phi_r + \bar{F}_p}{F_{II}} = \frac{1852,2kN/m \operatorname{tg}30^{\circ} + 14,7kN/m}{602,58kN/m}$$

$FS_{SL} \approx 1,8 \geq 1,5 - \text{chấp nhận được.}$

**Bảng 7. 4. Những kết quả tính toán tường chắn có cốt địa kỹ thuật tổng hợp**

Lớp No.	Z, (m)	S <sub>c</sub> , (m)	L <sub>c</sub> , (m)	L <sub>c-Tkết</sub> , (m)	L <sub>av</sub> , (m)	L = L <sub>c</sub> + L <sub>a</sub>	
						L <sub>Ttoán</sub> , (m)	L <sub>Tkết</sub> , (m)
25	0,35	0,35	1,16	1,16	4,60	5,76	9
24	1,00	0,65	1,02	1,02	4,26	5,28	9
23	1,65	0,65	0,78	1	3,91	4,69	9
22	2,10	0,45	0,48	1	3,67	4,15	9
21	2,55	0,45	0,45	1	3,43	3,88	9
20	3,00	0,45	0,42	1	3,19	3,61	9
19	3,45	0,45	0,40	1	2,95	3,35	9
18	3,90	0,45	0,39	1	2,71	3,10	9
17	4,20	0,30	0,25	1	2,55	2,80	9
16	4,50	0,30	0,25	1	2,39	2,64	9
15	4,80	0,30	0,25	1	2,23	2,48	9
14	5,10	0,30	0,24	1	2,07	2,31	9
13	5,40	0,30	0,24	1	1,92	2,16	9
12	5,70	0,30	0,24	1	1,76	2,00	9
11	6,00	0,30	0,23	1	1,60	1,83	9
10	6,30	0,30	0,23	1	1,44	1,64	9
9	6,60	0,30	0,23	1	1,28	1,51	9
8	6,90	0,30	0,23	1	1,12	1,35	9
7	7,20	0,30	0,23	1	0,96	1,19	9
6	7,50	0,30	0,22	1	0,80	1,02	9
5	7,80	0,30	0,22	1	0,64	0,86	9
4	0,81	0,30	0,22	1	0,48	0,70	9
3	8,40	0,30	0,22	1	0,32	0,54	9
2	8,70	0,30	0,22	1	0,16	0,38	9
1	9,00	0,30	0,22	1	0,00	0,22	9

**Ví dụ 7.4.** Phương pháp tính thủ công

Một tường chắn đường ô tô thành phố được thiết kế bằng các cốt thép thẳng không kéo dãn, và các tấm bê tông đúc sẵn bảo vệ bề mặt tường chắn được thiết kế theo phương pháp phân đoạn như đã phác họa trên (xem hình 7.35).



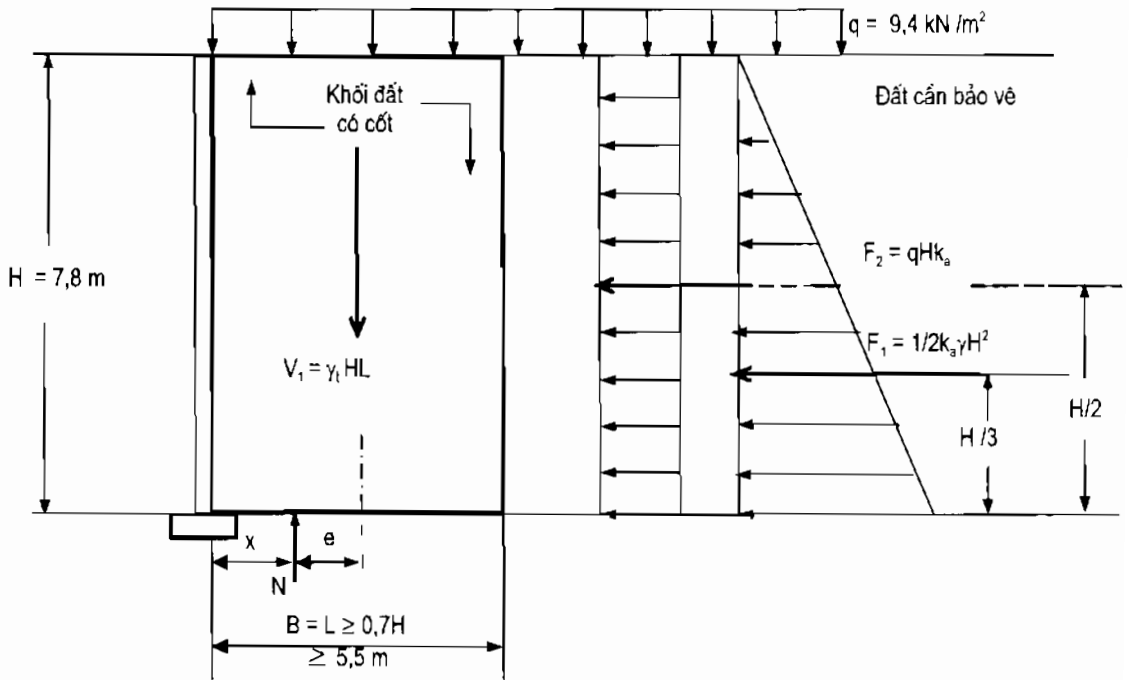
Tổng chiều cao tính đến rãnh thu nước đỉnh tường,  $H = 7,8 \text{ m}$ .

Chiều cao lớp bê tông bảo vệ bề mặt tường theo phương đứng  $= 7,5 \text{ m}$ .

Tải trọng giao thông,  $q = 9,4 \text{ kN/m}^2$ .

Barrie được đúc sẵn bằng các cấu kiện bê tông.

Hệ số địa chấn  $= 0,05 \text{ g}$ , nên không cần phải tính trong thiết kế tường chắn.



Hình 7.35.

Các tính chất của đất:

1) Đất có cốt :  $\gamma_r = 18,8 \text{ kN/m}^3$  ;  $\phi_r = 34^0$  ;  $C_r = 0 \text{ kN/m}^2$

2) Đất đắp sau lưng tường :  $\gamma_b = 18,8 \text{ kN/m}^3$  ;  $\phi_b = 30^0$  ;  $C_b = 0 \text{ kN/m}^2$

3) Đất nền :  $\gamma_f = 18,8 \text{ kN/m}^3$  ;  $\phi_f = 30^0$  ;  $C_f = 0 \text{ kN/m}^2$

$$k_a = \text{tg}^2(45 - 30/2) = 0,333$$

$$k_r = \text{tg}^2(45 - 34/2) = 0,28$$

Độ lún lệch cho phép bằng  $1/300$ .

Bài giải :

Theo điều kiện bài toán, đây là một kiểu tường MSE có mái đất đắp nằm ngang và tải trọng giao thông, như chỉ ra trên hình 7.35.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

#### 1.1. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_r HL = (18,8 \text{ kN/m}^3)(7,8 \text{ m})(5,5 \text{ m}) = 806,5 \text{ kN/m}$$

$$V_2 = qL = (9,4 \text{ kN/m}^2)(5,5 \text{ m}) = 51,7 \text{ kN/m}$$

$$N = V_1 + V_2 = (806,5 + 51,7) \text{ kN/m} = 858,2 \text{ kN/m}$$

$$F_1 = 1/2 \gamma_b H^2 k_a$$

Trong đó:  $k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) \approx 0,333$ .

Vậy,

$$F_1 = 1/2 (18,8) (7,8)^2 (0,333)$$

$$= 190 \text{ kN/m}$$

$$F_2 = k_a q H = (0,333)(9,4)(7,8)$$

$$= 24,42 \text{ kN/m}$$

### 1.2. Xác định các moment:

- Moment gây lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_1(H/3) + F_2(H/2)$$

$$= (190 \text{ kN/m})(7,8 \text{ m}/3) + (24,42 \text{ kN/m})(7,8 \text{ m}/2)$$

$$\approx 589 \text{ kN.m/m}$$

- Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$M_R = V_1(L/2)$$

$$= (806,5 \text{ kN/m})(5,5 \text{ m}/2)$$

$$\approx 2218 \text{ kN.m/m}$$

- Moment kháng dùng trong tính toán khả năng chịu tải,  $M_{RBP}$ :

$$M_{RBP} = V_1(L/2) + V_2(L/2)$$

$$= (806,5 \text{ kN/m})(5,5 \text{ m}/2) + (51,7 \text{ kN/m})(5,5 \text{ m}/2)$$

$$\approx 2360 \text{ kN.m/m}$$

### 1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{V_1 \text{tg}\varphi_b}{F_1 + F_2} = \frac{806,5 \text{ kN/m} (\text{tg}30^\circ)}{190 \text{ kN/m} + 24,42 \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} \approx 2,17 > 1,5 - \text{chấp nhận được.}$$

b) Đối với phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} = \frac{V_1(L/2)}{F_1(H/3) + F_2(H/2)} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{2218}{589} \approx 3,77 > 1,5 - \text{chấp nhận được.}$$

1.4. Xác định ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên nền đất,  $\sigma_{V(\max)}$ :

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{\sum_1^n V_i}{L - 2e} = \frac{V_1 + V_2}{L - 2e}$$

Trong đó:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{N} = \frac{L}{2} - \frac{M_{RBP} - M_0}{V_1 + V_2} < \frac{L}{6}$$

$$e = \frac{5,5\text{m}}{2} - \left( \frac{2360 \text{ (kN.m/m)} - 589 \text{ (kN.m/m)}}{806,5 \text{ (kN/m)} + 51,7 \text{ (kN/m)}} \right)$$

$$\approx 0,69 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,92 \text{ m} - \text{chấp nhận được.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{V(\max)} = \frac{806,5 \text{ kN/m} + 51,7 \text{ kN/m}}{5,5\text{m} - 2(0,69\text{m})} \approx 208 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_f + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_1 N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất,  $C_f = 0$  kPa;

$N_\gamma$  - hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, với  $\varphi_f = 30^\circ$ , thì  $N_\gamma = 22,4$ .

$$\Rightarrow q_{ult} = (1/2)[7,5\text{m} - 2(0,67\text{m})](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,4) \approx 1352 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ , được xác định như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{1352 \text{ kN/m}^2}{230 \text{ kN/m}^2} \approx 5,90 > 2,0 - \text{chấp nhận được.}$$

## 2. Tính toán ổn định trong

2.1. Lựa chọn loại vật liệu bảo vệ bề mặt, khoảng cách đứng và loại cốt:

- Dựa vào vị trí đường phố, nên chọn lớp bảo vệ bề mặt tường chắn bằng bê tông đúc sẵn có mỹ quan. Để đẹp về thẩm mỹ, nên chọn các cấu kiện bê tông đúc sẵn có kích thước là  $1,5 \times 1,5$  m có mạch xây nối không lớn hơn 19 mm. Khi độ lún lệch dọc theo tường chắn cho phép bằng 1/300, thì các tấm bê tông đúc sẵn trên đây và có mạch nối bằng 19 mm là chấp nhận được.

- Do có nhiều khả năng gây cản trở thoát nước mặt, thì những loại cốt dạng thanh có gờ mạ kẽm là thích hợp nhất và sẽ được dùng trong tính toán đầu tiên. Ngoài ra, các loại cốt khác lại có lợi về mặt kỹ thuật.

- Kích thước các tấm bê tông đúc sẵn bảo vệ bề mặt hiệu quả nhất là loại 0,75 m, và mỗi tấm bê tông cho phép đặt hai hàng cốt.

2.2. Xác định chiều dài các thanh cốt đầu tiên:

Đối với mái đất đắp nằm ngang,  $L = 0,7 H$  là hợp lý; do đó:

$$L = 0,7 H = 0,7 (7,8 \text{ m}) = 5,5 \text{ m}.$$

2.3. Tính toán ổn định trong tại mỗi lớp cốt và khoảng cách ngang yêu cầu:

Tính trị số  $k$  tại từng vị trí, ví dụ, tại  $Z = 2,92 \text{ m}$  so với bề mặt đỉnh tường:

$$\begin{aligned} k_a &= \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi_r/2) \\ &= \text{tg}^2 (45^\circ - 34^\circ/2) \\ &= 0,28 \text{ cho đất đắp.} \end{aligned}$$

Từ hình 7.16, và tại  $Z = 2,92 \text{ m}$ , ta có:

$$\begin{aligned} \frac{x}{1,7-1,2} &= \frac{6-2,92}{6} \\ \rightarrow x &= \frac{3,08 (0,5)}{6} \approx 0,26 \end{aligned}$$

Vậy,

$$k = (1,2+0,26) k_a \approx 0,41.$$

2.4. Tính  $\sigma_H$  tại độ sâu 2,92m cho một đơn vị chiều rộng:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma Z + q = (18,8)(2,92) + 9,4 \approx 64,3 \text{ kPa.} \\ \Rightarrow \sigma_H &= k \sigma_v = 0,41 (64,3) \approx 26,4 \text{ kPa.} \end{aligned}$$

Tác dụng của các chấn đường sẽ không truyền ứng suất lên thể tích cốt vì chúng được đúc thành kết cấu ổn định lâu dài và đặt khắp chiều rộng của tuyến đường.

2.5. Khoảng cách ngang trước tiên được xác định từ nghiên cứu nhỏ, để phù hợp hơn nên dùng khoảng cách trên 2 lần chiều rộng tấm tính cho tâm mỗi lớp cốt sẽ tốt hơn một đơn vị chiều rộng và hệ số che phủ của cốt,  $R_c$ . Lực lớn nhất tác dụng lên diện tích giữa hai tấm bê tông bảo vệ bề mặt,  $A_t$ , là:

$$\begin{aligned} A_t &= S_v \times 2 \text{ chiều rộng tấm} \\ A_t &= 0,75 \times 2 (1,5) = 2,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Lực lớn nhất tác dụng lên chiều dài hay diện tích giữa hai tấm bê tông bảo vệ bề mặt tường là:

$$T_{\max} = \sigma_H \cdot A_t = 26,4 (2,25) \approx 59,4 \text{ kN}.$$

Nếu hệ số an toàn kháng nhỏ  $FS \geq 1,5$ , thì cường độ kháng nhỏ  $P_R$  sẽ là:

$$\begin{aligned} P_R &\geq \sigma_H \cdot A_t \cdot FS = 59,4 (1,5) \\ P_R &\geq 89,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.6. Số thanh cốt,  $N$ , đủ đảm bảo an toàn, thì sức kháng nhỏ nhỏ nhất có thể được xác định:

$$N \geq \frac{P_R}{2b \cdot F^* \cdot L_c \cdot \sigma'_v}$$

Trong đó:  $b = 50 \text{ mm} = 0,05 \text{ m}$ ;

$$L_c = 5,5 - 0,3 (7,8) = 3,16 \text{ (xem hình 7. 20,a)};$$

$$\sigma'_v = \gamma \cdot Z \text{ (để tính nhỏ, bỏ qua tải trọng động)};$$

$$F^* = 1,35 \text{ ( thu được theo cách nội suy, bằng 2,0 tại } Z = 0 \text{ m đến tg } \varphi \text{ tại } Z = 6 \text{ m.}$$

Chú ý rằng, đối với cốt thép có gờ, hệ số sức kháng nhỏ,  $F^*$ , thường được lấy:

$$F^* = \text{tg } \rho = 1,2 + \log C_u \text{ tại đỉnh tường, và lớn nhất } = 2,0.$$

$$F^* = \text{tg } \varphi \text{ tại độ sâu bằng 6 m và sâu hơn.}$$

Trong đó:  $C_u$  là hệ số đồng nhất của đất đắp ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ). Nếu trị số  $C_u$  riêng cho đất đắp tường chẵn biết trước, và giả thiết  $C_u = 4$ , thì  $F^* = 1,8$  tại đỉnh tường chẵn.

Tại độ sâu bằng 2,92 m, chúng ta sẽ tính được số thanh cốt,  $N$ , như sau:

$$N \geq \frac{89,10}{2 (0,05) (1,35) (3,16) (18,8) (2,92)} \approx 3,80$$

$N = 4$  thanh trên diện tích giao nhau với  $FS > 1,5$  và đặt thành hai hàng trên hai tấm.

2.7. Kiểm tra ứng suất trong cốt dựa trên hiệu số giữa chiều dày danh định trừ đi chiều dày đã bị ăn mòn do môi trường,  $E_s$ . Mức thấp nhất về tổn thất chiều dày trong một năm là:

$$\begin{aligned} \text{Ăn mòn của kẽm} &= 15 \mu\text{m (2 năm đầu)} \\ &= 4 \mu\text{m (những năm tiếp theo)} \end{aligned}$$

$$\text{Ăn mòn của thép} = 12 \mu\text{m}$$

Tuổi thọ của cốt mạ kẽm (86  $\mu\text{m}$ ) là:

$$\begin{aligned} \text{Tuổi thọ} &= 2 \text{ năm} + \frac{86 - 2 (15)}{4} \\ &= 2 \text{ năm} + 14 \text{ năm} \\ &= 16 \text{ năm.} \end{aligned}$$

Thép cacbon bazơ sẽ mất tiết diện trong khoảng thời gian:

75 năm - 16 năm = 59 năm với tốc độ bằng 12  $\mu\text{m} / \text{năm} / \text{cạnh}$ . Do đó, hao mòn dự tính là:

$$E_R = 12 (59)(2) = 1,416 \text{ mm, và}$$

$$E_C = 4.000 - 1.416 = 2,584 \text{ mm, và}$$

$$\text{Diện tích tiết diện} = 129,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Nếu sử dụng thép loại 60, } F_Y = 413,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Và } f_{all} = 0,55 (F_Y) = 227,5 \text{ MPa.}$$

Ứng suất kéo tại từng thanh có thể được tính như sau:

$$f_s = \frac{T}{N \cdot E_C} = \frac{59,4}{4 (0,000129) (1000)} \approx 115,12 \text{ MPa} < 227,5 \text{ MPa.}$$

2.8. Tính toán ổn định trong từng lớp cốt và xác định số thanh cốt trên diện tích giao nhau giữa các lớp cốt.

Các kết quả cho từng chiều sâu lớp cốt được giới thiệu trong bảng 7.5 dưới đây:

**Bảng 7.5. Các kết quả tính toán tường chắn đất có cốt thép không kéo dãn**

Độ sâu, Z, (m)	Áp lực đứng, $\sigma_v$ (kPa)	K	F'	Áp lực đứng, $\sigma_h$ (kPa)	Số thanh N,	Ứng suất kéo, $f_s$ (MPa)	Hệ số an toàn nhỏ, $FS_{FO}$
0,675	22,09	0,46	1,85	10,27	5	35,75	1,61
1,425	36,19	0,45	1,69	16,18	4	70,44	1,57
2,175	50,29	0,43	1,52	21,59	4	94,01	1,62
2,925	64,39	0,41	1,35	26,50	4	115,42	1,58
3,675	78,49	0,39	1,19	30,93	4	134,65	1,49
4,425	92,59	0,38	1,02	34,85	4	151,72	1,51
5,175	106,69	0,36	0,86	38,27	4	166,61	1,52
5,925	120,79	0,34	0,69	41,19	5	143,47	1,82
6,675	134,89	0,34	0,67	45,76	4	199,24	1,59
7,425	148,99	0,34	0,67	50,55	4	220,06	1,75

### Các bài tập chương 7

7.5. Hãy giải ví dụ 7.1, nếu tải trọng giao thông bằng  $12 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.6. Hãy giải ví dụ 7.2, nếu  $H = 10 \text{ m}$ ;  $B = 8 \text{ m}$ , và tải trọng giao thông,  $q = 20 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.7. Hãy giải ví dụ 7.3 với  $h = 10 \text{ m}$ , và sẽ có lực cắt dọc theo mặt sau lưng thẳng đứng của MSEW (tức là,  $\sigma = 15^0$ ), còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

7.8. Hãy giải ví dụ 7.4, nếu  $H = 9 \text{ m}$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 8

# TƯỜNG CHẮN BẰNG RỌ ĐÁ - ĐIỀU KIỆN TÍNH

### 8.1. MỞ ĐẦU

Các loại lưới địa kỹ thuật có thể dùng làm thành những cái túi để đổ đá vào trong phục vụ chống trượt sườn (mái) dốc của khu vực, người ta thường gọi là “ rọ đá” (xem hình 8.1). Đá tiêu chuẩn dùng làm rọ đá, thường có kích thước bằng 100 đến 200 mm, thậm trí có thể dùng đá balát đường tàu. Phần lớn chiều dày rọ đá có thể đạt tới 50 cm, điều này có liên quan tới tính ổn định trong của nó. Một số tường chắn lớn hơn (như các mố cầu), theo phương pháp này có thể làm thành các tường rọ đá cao tới 10 m. Những tường chắn rọ đá làm bằng vật liệu polymer có ưu điểm vượt trội so với các rọ đá làm bằng lưới kim loại ở chỗ, kim loại thường dễ bị ăn mòn , nhưng polymer có nhược điểm dễ bị phá hoại từ biến (mỏi) và dễ bị đứt trong khi thi công.

Khi thiết kế, ổn định ngoài của các tường chắn rọ đá được tính toán giống như bất kỳ loại tường chắn trọng lực nào khác. Loại tường chắn rọ đá chắc chắn là loại tường mềm. Do vậy, nên sử dụng các điều kiện áp lực đất chủ động và nếu đất đắp sau lưng tường bị lún so với tường, góc ma sát của tường và đất đắp sau lưng tường sẽ lấy bằng góc ma sát trong của đất (tức là,  $\delta = \varphi$ ).

Ổn định trong của tường chắn rọ đá có thể được kiểm tra nhờ sự hỗ trợ của :

- Lý thuyết trạng thái giới hạn;
- Hệ số an toàn.

Việc kiểm tra các chỗ nối giữa những khối riêng biệt được thực hiện theo từng bước. Kết cấu từng khối được xác định bằng áp lực chủ động và, những lực tương ứng sẽ được xác định theo phương pháp giống như kiểm tra toàn bộ tường chắn. Trong phân tích, có thể sử dụng đất đắp tới xấp, còn đá đổ bằng máy, nên có thể lấy góc ma sát trong của đá là rất cao. Điều này có thể giả thiết rằng, sau một thời gian do tác dụng của hỗn hợp đất đắp, ứng suất trong lưới sẽ bị hạ xuống. Do những thay đổi này mà có khả năng làm thay đổi độ dốc của hệ thống bề mặt tường chắn , nhiều trường hợp làm tăng độ dốc của bề mặt tường ( $\alpha$ ).

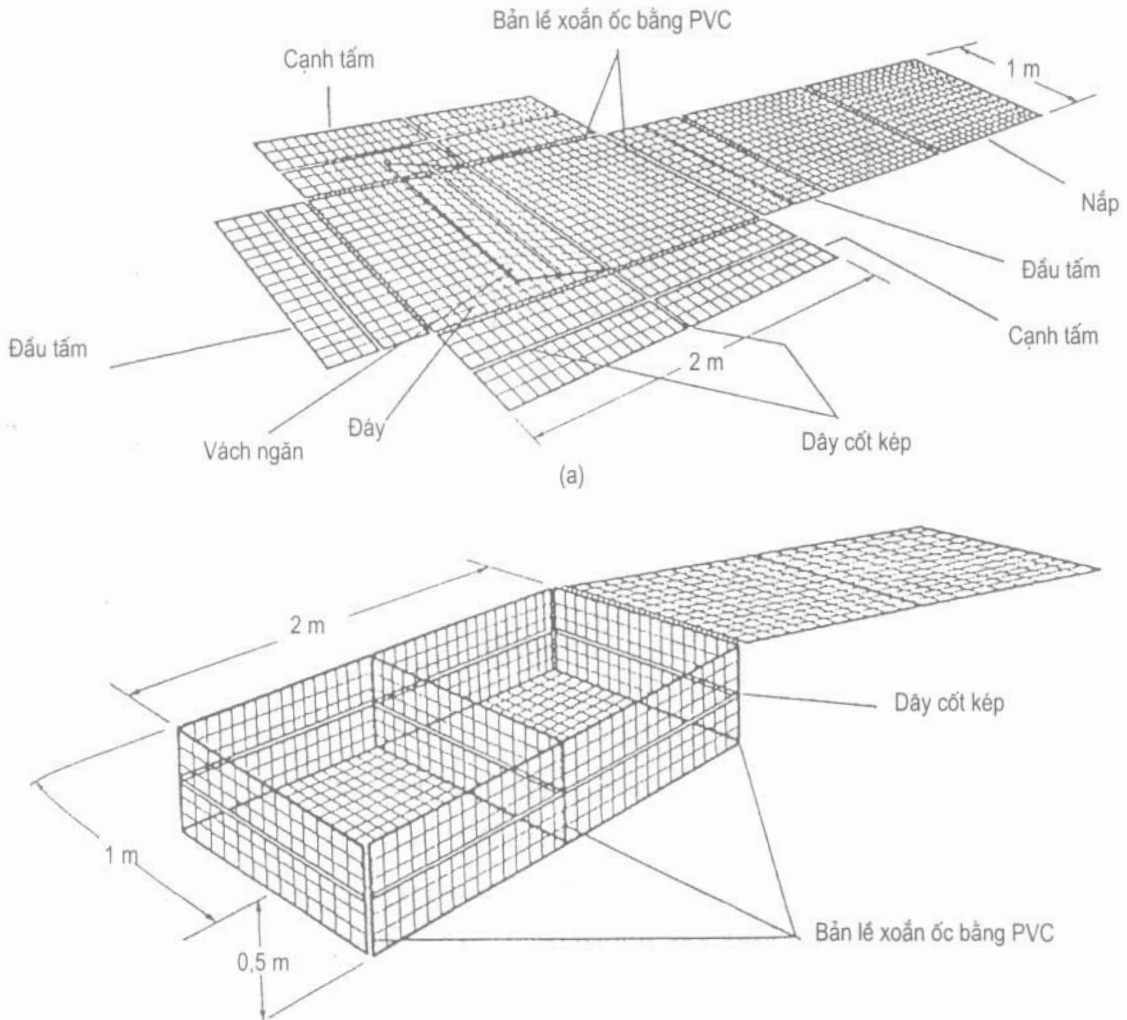
## 8.2. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẢN RỌ ĐÁ - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 8.2.1. Ổn định ngoài

Giả thiết tải trọng tác dụng lên khối đáy tường chắn được minh họa bằng sơ đồ như trên hình 8.2.

Ứng suất pháp tại tâm của khối đáy được cho bởi:

$$\sigma = \frac{N}{B - 2e} + \frac{\gamma h \cos \alpha}{2} \quad (8.1)$$



Hình 8.1. Rọ đá bằng lưới địa kỹ thuật (trải ra và gập lại)  
(Theo lời mời của công ty TNHH. Netlon, Anh Quốc).

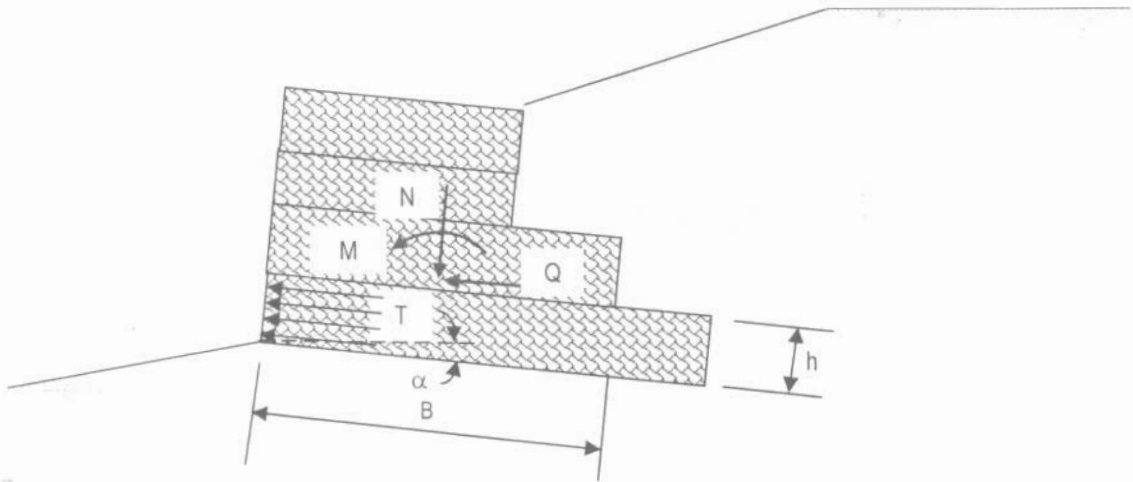
$$e = \frac{M}{N} \quad (8.2)$$

Trong đó: N - tổng tải trọng pháp tuyến tác dụng lên khối đáy tường chắn;  
B - chiều rộng khối nằm trên;



- e - độ lệch tâm;
- M - moment tác dụng lên khối đá;
- h - chiều cao khối đá;
- $\gamma$  - trọng lượng đơn vị của vật liệu khối đá;
- $\alpha$  - độ dốc của rọ đá.

Áp lực tác dụng lên khối đá của tường chắn được xác định bằng trị số gia tăng áp lực chủ động:



Hình 8.2. Tải trọng tác dụng lên khối đá.

$$T = 0,5 T_0 + 0,5 T_a \quad (8.3)$$

$$T_0 = k_0 \sigma \quad (8.4)$$

$$T_a = k_a \sigma - 2C_d \sqrt{k_a} \quad (8.5)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_d \quad (8.6)$$

$$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi_d/2) \quad (8.7)$$

Trong đó: T - trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt khối đá;

$\sigma$  - ứng suất pháp lớn nhất tác dụng lên khối đá;

$C_d$  - lực dính tính toán của vật liệu khối đá;

$\varphi_d$  - góc ma sát trong tính toán của vật liệu khối đá.

Chiều rộng lỗ lưới của khối đá trên một mét dài của tường chắn rọ đá là:

$$D_k = 1 \quad (8.8)$$

$$D_n = h/v + 1 \quad (8.9)$$

Trong đó:  $D_k$  - chiều rộng lỗ lưới trên cùng giữa các khối khi bị kéo;

$D_n$  - tổng chiều rộng của lỗ lưới khi bị nén bởi lực T;

h - chiều cao khối đá;

v - khoảng cách của các lỗ lưới theo phương đứng.

## 8.2.2. Ổn định trong của tường rọ đá - theo trạng thái giới hạn

### 1) Kiểm tra ổn định lật:

$$M_R > M_0 \quad (8.10)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng lật;

$M_0$  - moment gây lật.

### 2) Kiểm tra ổn định trượt:

$$N \operatorname{tg} \varphi_d + C_d B > Q \quad (8.11)$$

Trong đó:  $N$  - lực pháp tuyến tác dụng lên điểm trên cùng của khối đá;

$\varphi_d$  - góc ma sát trong tính toán của vật liệu khối đá;

$B$  - chiều rộng khối trên;

$C_d$  - lực dính tính toán của vật liệu khối đá;

$Q$  - lực gây cắt =  $P_d$ .

### 3) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý tới áp lực ngang:

$$S < S_U \quad (8.12)$$

$$S = \frac{T b h}{D_n} \quad (8.13)$$

Trong đó:  $S$  - lực tác dụng trên một mét dài đường liên kết;

$S_U$  - khả năng chịu tải của mối liên kết;

$b$  - chiều rộng = 1m.

### 4) Kiểm tra khả năng chịu tải của mỗi nối giữa các khối:

$$N_d < N_U \quad (8.14)$$

$$N_d = \frac{T b h}{D_n} + \frac{\max(Q - Q_R)}{D_k} \quad (8.15)$$

$$Q_R = k_t N \tan \varphi_d + C_d B \quad (8.16)$$

Trong đó:  $N_d$  - lực kéo trên một mét dài của đường nối trên cùng của khối đá;

$N_U$  - độ bền của lưới;

$Q_R$  - lực kháng cắt do ma sát và lực dính giữa các khối;

$k_t$  - hệ số giảm ma sát giữa các khối (trị số mặc định là 0,66).

## 8.2.3. Ổn định trong của tường rọ đá - theo hệ số an toàn

Những trường hợp dưới đây sẽ dùng khái niệm hệ số an toàn khi kiểm tra ổn định trong của tường chắn rọ đá:

### 1) Kiểm tra ổn định lật:

$$FS_{ov} > \frac{M_R}{M_0} \quad (8.17)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng lật;  
 $M_0$  - moment gây lật;  
 $F_{OV}$  - hệ số an toàn kháng lật.

**2) Kiểm tra ổn định trượt:**

$$FS_{SL} > \frac{Ntg\varphi + C.B}{Q} \quad (8.18)$$

**3) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý tới áp lực ngang:**

$$FS_{mesh} > \frac{S_U}{S} \quad (8.19)$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n} \quad (8.20)$$

Trong đó:  $T$  - trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt khối đá;  
 $S$  - lực tác dụng trên một mét dài đường nối liên kết;  
 $S_U$  - khả năng chịu tải của mỗi liên kết;  
 $FS_{mesh}$  - hệ số an toàn của lưới khi chịu kéo (trị số ấn định là 1,5);  
 $b$  - chiều rộng = 1m.

**4) Kiểm tra khả năng chịu tải của mỗi nối giữa các khối:**

$$FS_{mesh} > \frac{N_U}{N_d} \quad (8.21)$$

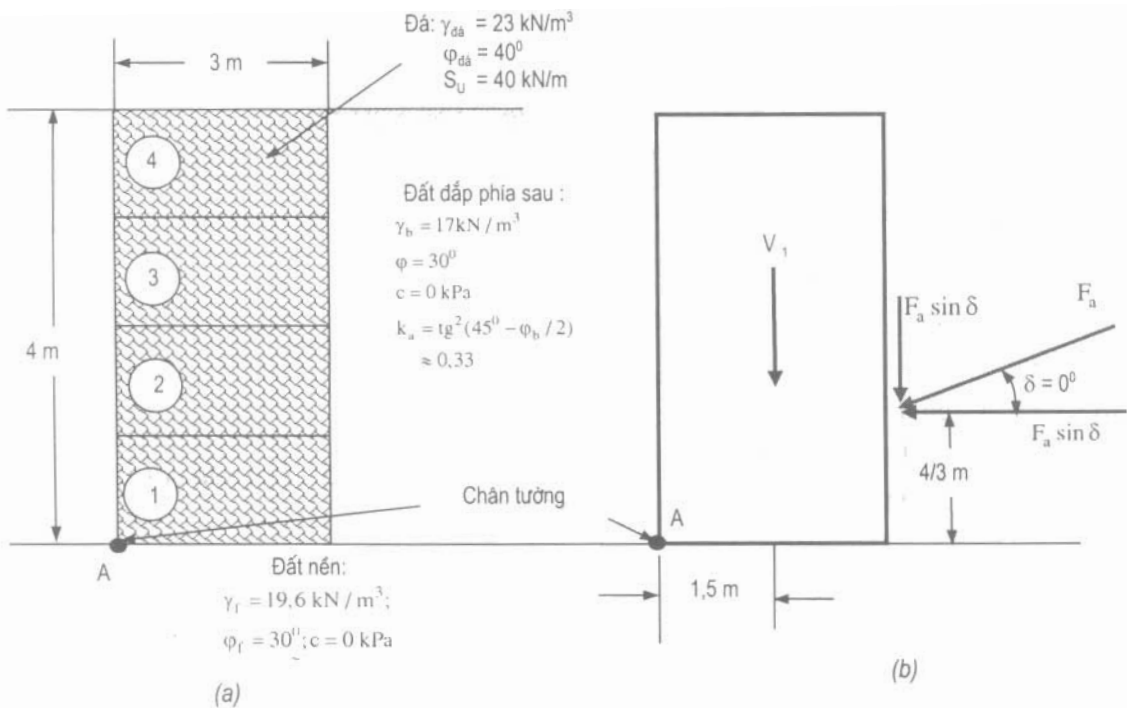
$$N_d = \frac{T b h}{D_n} + \frac{\max(Q - Q_R)}{D_k} \quad (8.22)$$

$$Q_R = k_t N \tan \varphi_d + C_d B \quad (8.23)$$

Trong đó:  $N_d$  - lực kéo trên một mét dài của đường nối trên cùng của khối đá;  
 $N_U$  - độ bền của lưới;  
 $Q_R$  - lực kháng cắt do ma sát và lực dính giữa các khối;  
 $k_t$  - hệ số giảm ma sát giữa các khối ( trị số mặc định là 0,66);  
 $FS_{mesh}$  - hệ số an toàn của lưới khi chịu kéo (trị số ấn định là 1,5).

**Ví dụ 8.1.**

Hãy tính toán ổn định ngoài và ổn định trong cho tường chắn rọ đá dưới đây (hình 8.3), và không có ứng suất gây cắt (tức là,  $\delta = 0^0$ ). Giả thiết, khả năng chịu tải của mỗi nối,  $S_u$ , bằng 40 kN/m, và góc ma sát trong của vật liệu đá,  $\varphi_{đá} = 40^0$ .



Hình 8.3.

**Bài giải:**

**A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG**

Một tường chắn rọ đá có mái đất đắp nằm ngang như chỉ ra trên hình 8.3.

*1. Tính toán ổn định ngoài*

1.2. Xác định các tham số tải trọng:

$$V_1 = \gamma_{\text{đá}} \cdot H \cdot L = (23 \text{ kN/m}^3)(4 \text{ m})(3 \text{ m})$$

$$= 276 \text{ kN/m}$$

$$F_a = 1/2 (17 \text{ kN/m}^3) (4 \text{ m})^2 (0,33)$$

$$\approx 44,88 \text{ kN/m}$$

$$F_{a(h)} = F_a \cdot \cos \delta = 44,88 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ)$$

$$\approx 44,88 \text{ kN/m}$$

$$F_{a(v)} = F_a \cdot \sin \delta = 44,88 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ)$$

$$\approx 0 \text{ kN/m}$$

$$N = \sum V_i = V_1 + F_{a(v)}$$

$$= 276 \text{ kN/m}$$

1.2. Xác định các moment xung quanh chân tường chắn (điểm A):

a) Moment lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_{a(h)}(H/3) = (44,88 \text{ kN/m})(4 \text{ m}/3) \\ \approx 60,0 \text{ kN.m/m}.$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ :

$$M_R = V_1(L/2) = (276 \text{ kN/m})(3 \text{ m}/2) \\ = 414 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Xác định các hệ số an toàn, FS :

a) Để phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} = \frac{V_1(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{414 \text{ kN.m/m}}{60 \text{ kN.m/m}} \approx 6,9 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{(V_1 + F_{a(v)}) \text{tg}\phi_f + c_f(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{276 \text{ kN/m} (\text{tg}30^\circ) + 0}{44,88 \text{ kN/m}} \approx 3,55 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

1.4. Xác định áp lực lớn nhất tác dụng lên đáy tường chắn,  $\sigma_{v(max)}$ :

Vị trí tổng hợp lực, N, được xác định như sau:

$$\sum M_A = \sum M_R - F_1(H/3) - N(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{414 - 60}{276} \approx 1,283 \text{ m}$$

$$L/3 = 3 \text{ m}/3 = 1,0 \text{ m}, \text{ and } 2L/3 = 2(3 \text{ m})/3 = 2,0 \text{ m}$$

$$1,0 \text{ m} < 1,283 \text{ m} < 2,0 \text{ m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

Do đó, tổng hợp lực, N, hoàn toàn nằm trong khoảng 1/6 chiều dài đáy tường chắn, và:

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,0 \text{ m}}{2} - 1,283 \text{ m} \approx 0,22 \text{ m} < \frac{3,0 \text{ m}}{6} = 0,50 \text{ m} - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

$$\rightarrow \sigma_{v(max)} = \frac{N}{L - 2e} = \frac{276}{3,0 - 2(0,22)} \approx 107,81 \text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_1 N_{c(f)} + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_t N_\gamma$$

Trong đó:  $C_1$  - lực dính của đất nền,  $C_1 = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_{(\gamma;c,q)}$  - các hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, với  $\phi_1 = 30^\circ$ , tra bảng 7.1, chúng ta có thể nhận được:  $N_c = 30.14$ ;  $N_q = 18.40$  and,  $N_\gamma = 22.40$ .

vậy,

$$q_{th} = ((1/2)[3m - 2(0,22 m)](19,6 \text{ kN/m}^3)(22,40) \approx 561,97 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn về khả năng chịu tải,  $FS_{BC}$ , được xác định như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(max)}} = \frac{561,97 \text{ kN/m}^2}{107,81 \text{ kN/m}^2} \approx 5,21 > 2,0 \text{ — Đạt yêu cầu.}$$

## 2. Tính toán ổn định trong

### 2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 1:

a) Để phân tích lật,  $FS_{OV}$ :

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_{a(th)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(3)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(3)^2(0.33)(3/3) \text{ kN.m/m}}$$

$$FS_{OV} = \frac{310,5 \text{ kN.m/m}}{25,245 \text{ kN.m/m}} \approx 12,30 > 1,5 \text{ — Hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu.}$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{(69)(3) \text{ kN/m} (\tan 40^\circ) + 40(3) (69)(3) \text{ kN/m} (\tan 40^\circ) + 40(3)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN/m} \quad 1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{293,673 \text{ kN/m}}{25,245 \text{ kN/m}} \approx 11,63 > 1,5 \text{ — Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang:

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0.\sigma) + 0,5(k_a.\sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi_s = 1 - \sin 40^\circ = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \phi_s/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 40^\circ/2) = 0,217$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(3) + 0,5(0,217)(17)(3)$$

$$\approx 14,64 \text{ kN/m}^2$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{14,64 \cdot (1) \cdot (1)}{3} = 4,88$$

Thật vậy, ta có:

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 2:

a) Để phân tích lật,  $FS_{\text{OV}}$ :

$$FS_{\text{OV}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(2)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(2)^2(0,33)(2/3) \text{ kN.m/m}}$$

$$FS_{\text{OV}} = \frac{207 \text{ kN.m/m}}{7,48 \text{ kN.m/m}} \approx 27,67 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{\text{SL}}$ :

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N(\text{tg}\varphi_f + c_d(L))}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{(23)(3)(2) \text{ kN/m} (\text{tg}40^0) + 40(3)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN/m}} = \frac{235,78 \text{ kN/m}}{11,22 \text{ kN/m}}$$

$$\approx 21,01 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang:

T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(2) + 0,5(0,217)(17)(2)$$

$$\approx 9,76$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và

$$S = \frac{9,6(1)(1)}{3} \approx 3,25 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{3,25 \text{ kN/m}} \approx 12,31 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối số 3:

a) Để phân tích lật,  $FS_{\text{OV}}$ :

$$FS_{\text{OV}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} = \frac{V_1(L/2)}{F_{a(h)}(H/3)} = \frac{(23)(3)(1)(3/2) \text{ kN.m/m}}{1/2(17)(1)^2(0,33)(1/3) \text{ kN.m/m}}$$

$$FS_{OV} = \frac{103,5 \text{ kN.m/m}}{0,935 \text{ kN.m/m}} \approx 110,70 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Để phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\phi_f + c_d(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(23)(3)(1) \text{ kN/m} (\text{tg}40^0) + 40(3)}{1/2(17)(1)^2(0,33) \text{ kN/m}} = \frac{177,89 \text{ kN/m}}{2,805 \text{ kN/m}}$$

$$\approx 63,42 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang:

T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đất, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(1) + 0,5 (0,217)(17)(1)$$

$$\approx 4,88$$

$$D_n = 3 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{4,88 (1)(1)}{3} \approx 1,63 \text{ kN/m}$$

Thật vậy, ta có:

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{1,63 \text{ kN/m}} \approx 24,54 > 1,5 - \text{hoàn toàn thoả mãn yêu cầu.}$$

## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bằng cách dùng phần mềm Mastars 2000, các bước tính toán được tiến hành như sau:

**Bước 1:** Nhập số liệu đầu vào

1) Các tính chất của đất: Bằng cách lựa chọn *Số Liệu Đầu Vào* trong của sổ chính, nhập các số liệu đã hiệu chỉnh của tính chất đất dưới đây (xem hình 8.4).

2) Thiết lập các tầng (lớp) đất nền:

Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được mặt cắt đất nền theo yêu cầu của bài toán. Những tham số đầu vào được chỉ ra trong hình 8.5.

3) Các khối tường chắn:

Lựa chọn này cho phép chúng ta thiết lập được các khối tường chắn bảo vệ phần đất sau lưng tường được ổn định. Những khối đất này sẽ được giữ ổn định bằng các loại cốt khác nhau tùy theo nhu cầu thực tế (xem hình 8.6).

Mọi giả thiết về các khối tường chắn có cốt trong phần này cũng tương tự như đã trình bày trong phần tính thủ công ở trên.



Ưu điểm của phần mềm này sẽ giúp chúng ta giảm khối lượng lớn tính toán, mà tính thủ công khó thực hiện được.

**Soil Properties**

Label: **FS**

Description: Foundation Soil

Assign Soil Parameters for Settlement Calculation

Colour

Cohesion: 0      Friction angle [\*]: 30      Ru: 0

Saturated weight: 19.6      Bulk unit weight [KN/m<sup>3</sup>]:      Natural weight: 19.6

Buttons: OK, New, Rename, Cancel, ?

Hình 8.4. Cửa sổ để xác định các tính chất của đất.

**Strata configuration**

Label: **FS**

Description: Foundation Soil

	X [m]	Y [m]
1	0	4
2	20	4

Bed rock

Soil: **FS**

Foundation Soil

Buttons: OK, New, Delete, Rename, Cancel, ?

Hình 8.5. Cửa sổ để thiết lập hình dạng tầng đất nền.

**Block Dimension**

Label:   Segmental wall Friction Angle between [°]  
Block and reinforcement

Main reinforcement

Manufacturer:  Maccaferri  Product Family:  Gabions H=1.00  Product Model:  Width P - 3.00

Reinforcement Length [m]:  3  Gabion height [m]:  1  Gabion width [m]:  3

Lying over block:  External Face Inclination [°]:  0  Hill side:  On the right

Block origin [m]:

Abscissa:  4  Ordinate:  4  Base Length:  3  Height:  1

Show reinforcement database

Next >  Cancel  Help

Hình 8.6. Cửa sổ để xác định kích thước các khối tường chắn.

4) Các loại đất đá của toàn bộ công trình:

Lựa chọn này cho phép thiết lập tất cả các loại đất đá của công trình (xem hình 8.7).

**Block Associate Soils**

Label:  GB01  Class of Structural Embankment:  Gravel

Structural Embankment:  GB  Gabion Wall

Backfill:  RE  Retaining Embankment

Block Covering Soil:  RE  Retaining Embankment

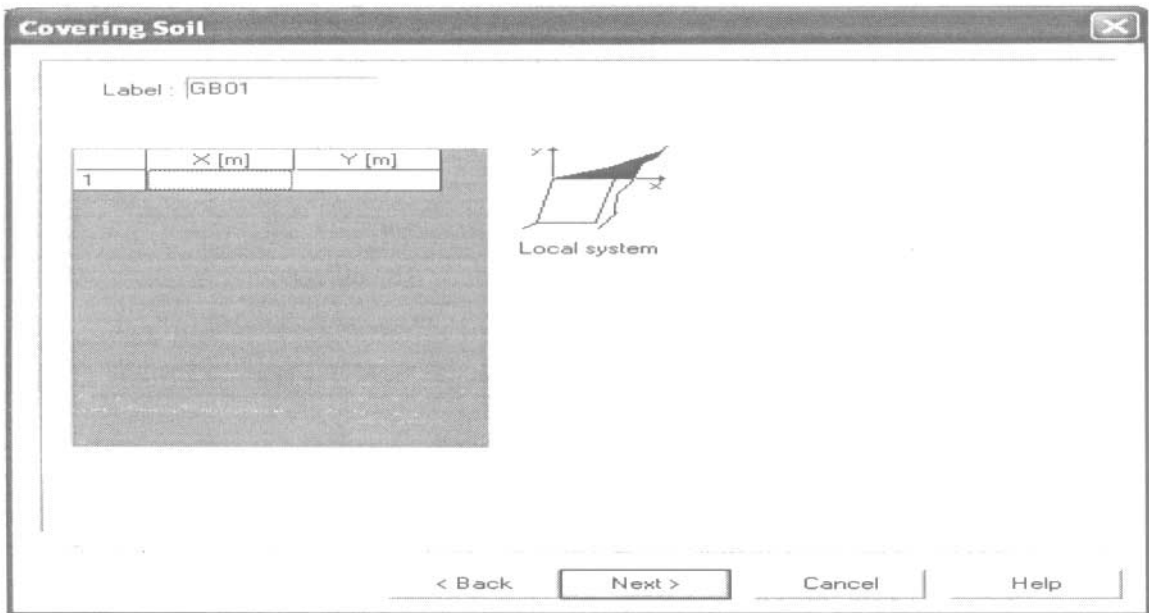
Block Foundation Soil:  FS  Foundation Soil

Gabions Filling Soil:  GB  Gabion Wall

< Back  Next >  Cancel  Help

Hình 8.7. Cửa sổ để thiết lập các lớp đất đá của toàn bộ công trình.

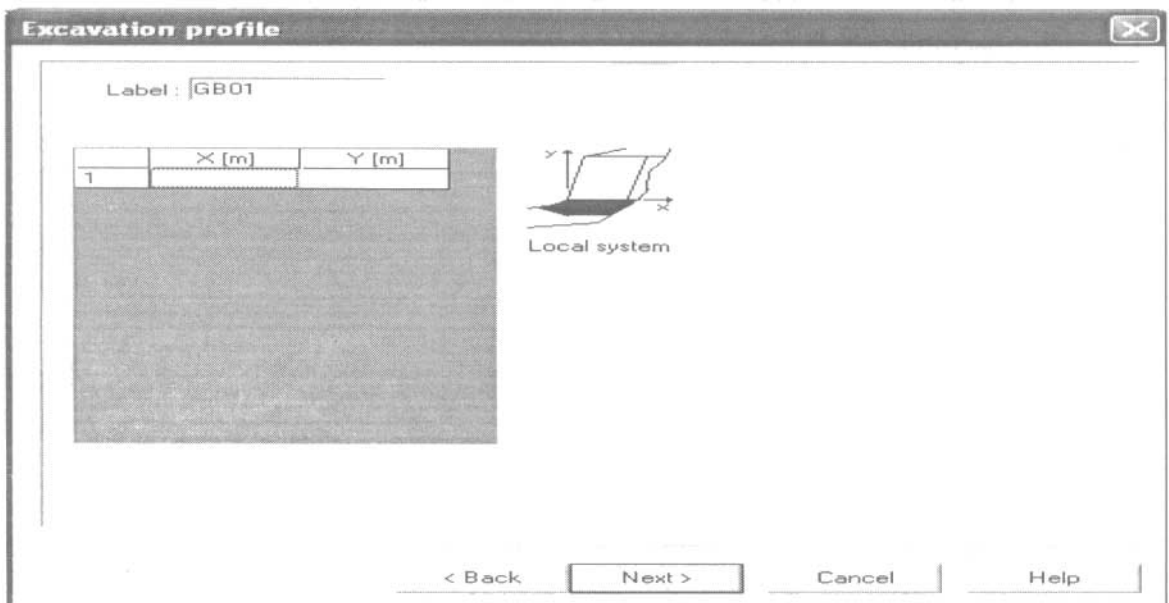
5) Đất phủ bề mặt: Lựa chọn này cho phép xác định lớp đất phủ (xem hình 8.8).



Hình 8.8. Cửa sổ để xác định lớp đất phủ bề mặt.

6) Mặt cắt hố đào:

Lựa chọn này cho phép xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn (xem hình 8.9).



Hình 8.9. Cửa sổ để xác định mặt cắt hố đào trước khi thi công tường chắn.

## Bước 2: TÍNH TOÁN

Bằng cách lựa chọn phần hỗ trợ tính toán, chương trình sẽ đưa ra tính toán ổn định tường chắn rọ đá nói riêng và tường chắn đất có cốt nói chung một cách nhanh chóng.

Trước khi cho máy chạy, cần kiểm tra phần kết cấu tường chắn, chương trình sẽ xác định độ nghiêng trung bình của đất đắp tường, đó là độ nghiêng của bề mặt tường chắn. Nếu độ nghiêng này nhỏ hơn  $70^{\circ}$ , chương trình sẽ không khai báo và không dùng được (xem hình 7.3).

Mỗi khi kết thúc tính toán, chương trình tự động cho ra các kết quả như chỉ ra trên các hình ảnh dưới đây:

### Kiểm tra tường chắn:

Hệ số an toàn kháng trượt của bề mặt nghiên cứu và đồ thị tiêu biểu của các bề mặt trượt có hệ số an toàn nằm giữa trị số nhỏ nhất và bằng 1,2 lần hệ số an toàn nhỏ nhất (xem hình 8.10).

#### 1. Tính toán ổn định ngoài

Các kết quả kiểm tra ổn định ngoài được chỉ ra dưới đây (xem hình 8.10).

Khả năng chịu tải tới hạn của đất nền:..... [kN/m<sup>2</sup>] .....: 561,97

Lực đẩy ngang lớn nhất:..... [kN/m] .....: 44,54

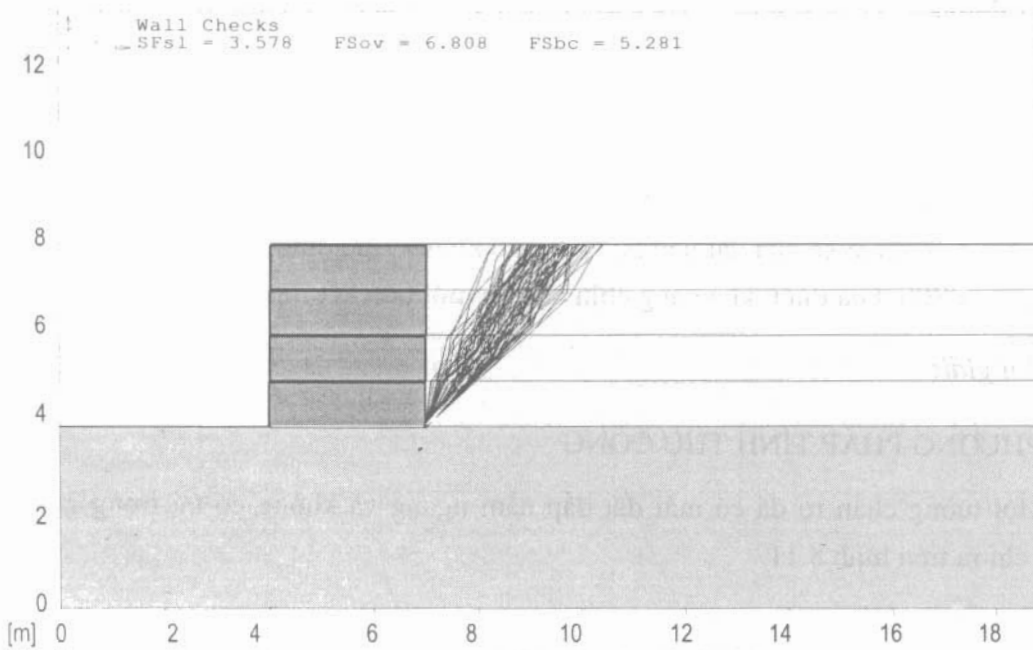
Hệ số an toàn kháng trượt:.....: 3,578

Moment gây lật lớn nhất: ..... [kN\*m/m] : 61,62

Hệ số an toàn kháng lật: ..... : 6,808

Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền: ..... [kN/m<sup>2</sup>]....: 106,42

Hệ số khả năng chịu tải của đất nền:.....: 5,281



Hình 8.10. Kiểm tra ổn định ngoài của tường chắn rọ đá.

## 2. Tính toán ổn định trong

Những kết quả kiểm tra ổn định ngoài và ổn định trong của bài toán này theo phương pháp tính thủ công và theo phần mềm máy tính điện tử, như giới thiệu trong bảng 8.1.

**Bảng 8.1. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong của tường chắn rọ đá**

Phân tích	Các hệ số an toàn	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<i>I. Ổn định ngoài:</i>		
1) Đối với lật, $FS_{OV}$	6,808	6,90
2) Đối với trượt, $FS_{SL}$	3,578	3,55
3) Khả năng chịu tải, $FS_{BC}$	5,281	5,21
<i>II. Ổn định trong :</i>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	12,515	11,63
2) Khối GB.03 trên GB.02	21,554	21,01
3) Khối GB.04 trên GB.03	63,369	63,42

### ***Ví dụ 8.2.***

Hãy xác định ổn định ngoài và ổn định trong của tường chắn rọ đá dưới đây (xem hình 8.11), và sẽ không có ứng suất cắt ( $\delta = 0^0$ ). Vật liệu của tường rọ đá có trọng lượng đơn vị,  $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C = 0 \text{ kPa}$ , góc ma sát trong,  $\varphi_s = 400$ . Đất cần bảo vệ có các chỉ tiêu:  $\gamma_b = 17 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_b = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_b = 30^0$ . Các tham số của đất nền là:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_f = 300$ . Giả thiết, khả năng chịu tải của mối liên kết rọ đá,  $S_u = 40 \text{ kN/m}$ .

### ***Bài giải:***

#### **A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG**

Một tường chắn rọ đá có mái đất đắp nằm ngang và không có tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 8.11.

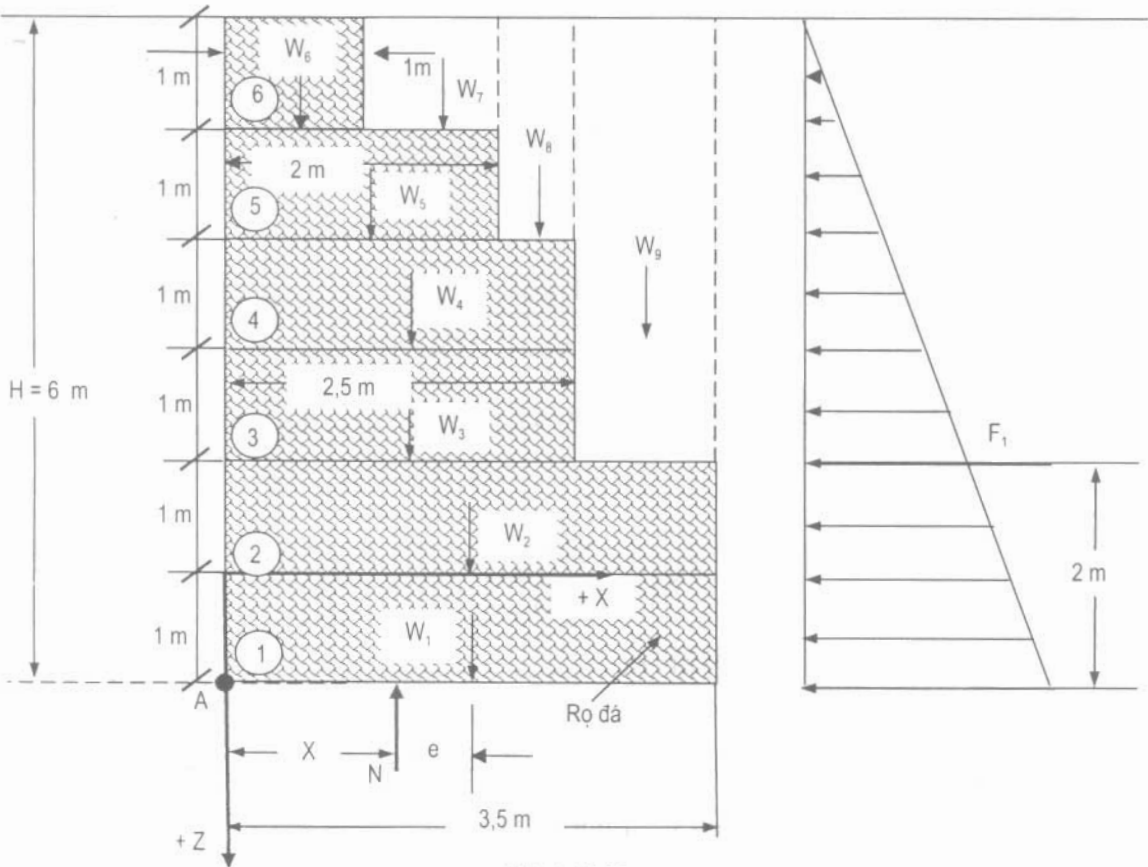
##### *1. Tính toán ổn định ngoài*

Tính toán các lực tác dụng lên tường chắn rọ đá như giới thiệu trong bảng 8.2:

**Bảng 8.2. Các trị số chính xác của các lực tác dụng trên một đơn vị chiều rộng tường chắn rọ đá**

Các tính toán	Các lực, kN/m	Cánh tay đòn, m	Moment kháng, $M_R$ kN-m/m
<i>I. Trọng lượng tường:</i>			
$W_1 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_2 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_3 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	1,25	73,44
$W_4 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	1,25	73,44
$W_5 = (1)(2)(23,5)$	47,00	1,00	47,00
$W_6 = (1)(1)(23,5)$	23,50	0,50	11,75
<i>II. Trọng lượng đất:</i>			
$W_7 = (1)(1)(17)$	17,00	1,50	25,50
$W_8 = (0,5)(2)(17)$	17,00	2,25	38,25
$W_9 = (1)(4)(17)$	68,00	3,00	204,00
	$\sum W_T = 454,5$		$\sum M_R = 761,26$

1.1. Xác định các tham số tải trọng



Hình 8.11.

Những lực tác dụng lên tường chắn rọ đá được xác định như sau:

Tính toán áp lực chủ động:

$$F_1 = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot (H)^2 \cdot k_a$$

Trong đó:  $k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi_r / 2)$

$$= \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ / 2) = 0,33$$

Vậy,

$$F_1 = 1/2 (17 \text{ kN/m}^3) (6\text{m})^2 (0,33) \approx 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{1(h)} = F_1 \cos \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ) = 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{1(v)} = F_1 \sin \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) = 0 \text{ kN/m}$$

và,

$$N = \sum W_T = 454,5 \text{ kN/m}$$

1.2 Xác định các moment:

a) Moment gây lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_1 (H/3) = (100,98 \text{ kN/m}) (6\text{m}/3)$$

$$M_0 \approx 202 \text{ kN.m/m}$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ , lân cận chân tường chắn (điểm A- tham khảo bảng 8.2) là:

$$M_R = 761,26 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với trượt,  $FS_{SL}$

$$FS_{SL} = \frac{\sum N \text{tg} \varphi}{P_d} = \frac{N \cdot \text{tg} \varphi}{F_1}$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5) \cdot \text{tg} 30^\circ}{100,98} \approx 2,599 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thoả mãn.}$$

b) Đối với lật,  $FS_{OV}$

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{761,26 \text{ kN.m/m}}{202 \text{ kN.m/m}} \approx 3,77 > 1,5 - \text{Hoàn toàn thoả mãn.}$$

1.4. Xác định ứng suất lớn nhất tác dụng lên nền đất dưới đáy tường chắn,  $\sigma_{V(\max)}$ :

Vị trí của tổng hợp lực, N, được xác định như sau:

$$\sum M_A = \sum M_R - F_1 \cdot (H/3) - N(x) = 0$$

$$\sum M_A = 761,26 - 100,98(6/3) - 454,5.(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{761,26 - 202}{454,5} = \frac{552,62}{454,5} \approx 1,23\text{m}$$

$$L/3 = 3,5\text{ m} / 3 = 1,167\text{m}, \& 2L/3 = 2(3,5\text{m}) / 3 = 2,333\text{ m}$$

$$1,167\text{ m} < 1,23\text{ m} < 2,333\text{ m} - \text{Hoàn toàn thoả mãn.}$$

Do đó, tổng hợp lực, N, nằm trong phạm vi 1/6 chiều rộng đáy tường chắn, và

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,5\text{m}}{2} - 1,23\text{m} \approx 0,52\text{ m} < \frac{3,5\text{m}}{6} = 0,583\text{m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

$$\sigma_{V(\max)} = \frac{N}{L - 2e} = \frac{454,5}{3,5 - 2(0,52)}$$

$$\sigma_{V(\max)} \approx 184,76\text{ kN/m}^2$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{\text{th}}$ :

$$q_{\text{ult}} = C_f N_c + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  = lực dính của đất nền,  $C_f = 0\text{ kPa}$ ;

$N_\gamma$  = hệ số khả năng chịu tải của đất nền, với  $\varphi_f = 30^\circ$ , thì  $N_\gamma = 22,4$ .

$$q_{\text{ult}} = (1/2)[3,5\text{m} - 2(0,52\text{m})](19,6\text{kN/m}^3)(22,4) \approx 540\text{kN/m}^2$$

Hệ số khả năng chịu tải được xác định,  $FS_{\text{BC}}$ , như sau:

$$FS_{\text{BC}} = \frac{q_{\text{th}}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{540\text{kN/m}^2}{184,76\text{kN/m}^2} \approx 2,92 > 2,0 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2. Tính toán ổn định trong

2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.1:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{ov}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

$$\text{Trong đó: } \sum_1^n M_R = (761,26 - 143,94)$$

$$\approx 617,32\text{ kN.m/m}$$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(\text{h})}(5/3)$$

$$= 0,5(17)(5)^2(0,33)(5/3)$$

$$\approx 116,87\text{ kN.m/m}$$



Vậy,

$$FS_{ov} = \frac{617,32}{116,87} \approx 5,28 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{st.} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \operatorname{tg} \varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{st.} = \frac{(454,5 - 82,25) \text{ kN/m} (\operatorname{tg} 40^\circ) + 40(3,5)}{1/2(17)(5)^2 (0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{st.} = \frac{452,32 \text{ kN/m}}{70,125 \text{ kN/m}} \approx 6,45 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú ý đến áp lực ngang

$$FS_{mesh} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T= trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_S = 1 - \sin 40^\circ = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_S / 2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 40^\circ / 2) = 0,217$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(5) + 0,5(0,217)(17)(5)$$

$$\approx 24,40 \text{ kN/m}$$

$$D_n = 3,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{24,40(1)(1)}{3,5} \approx 6,97 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{mesh} = \frac{40 \text{ kN/m}}{6,97 \text{ kN/m}} \approx 5,74 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.2:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{over} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_O} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó: 
$$\sum_1^n M_R = (761,26 - 143,94 - 143,94 - 204)$$

$$\approx 269,38 \text{ kN.m / m}$$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(h)}(4/3) = 0,5(17)(4)^2(0,33)(4/3)$$

$$\approx 59,84 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{269,38}{59,84} \approx 4,50 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(454,5 - 82,25 - 82,25 - 68) \text{ kN / m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(4)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$= \frac{286,26 \text{ kN / m}}{44,88 \text{ kN / m}} \approx 6,38 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T= trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(4) + 0,5(0,217)(17)(4)$$

$$\approx 19,52 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 2,5 \text{ m}$$

và

$$S = \frac{19,52(1)(1)}{2,5} \approx 7,81 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{6,51 \text{ kN / m}} \approx 6,14 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

### 2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.3:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (761,26 - 143,94 - 143,94 - 73,44 - 204)$

$$\approx 195,94 \text{ kN.m / m}$$

$$\sum_1^n M_0 = F_{1(h)}(3/3) = 0,5(17)(3)^2(0,33)(3/3)$$

$$\approx 25,25 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{over}} = \frac{195,94}{25,25} \approx 7,76 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{sl.}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{sl.}} = \frac{(454,5 - 82,25 - 82,25 - 58,75 - 68) \text{ kN / m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{\text{sl.}} = \frac{236,97 \text{ kN / m}}{25,25 \text{ kN / m}} \approx 9,38 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(3) + 0,5(0,217)(17)(3)$$

$$\approx 14,64 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 2,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{14,64(1)(1)}{2,5} \approx 5,85 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{5,85 \text{ kN/m}} \approx 6,84 > 1,5 - \text{Đáp ứng yêu cầu.}$$

2.4. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.4:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_1(L/2)}{\sum_1^n F_l(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (47 + 11,75 + 25,5 + 38,25)$

$$\approx 122,25 \text{ kN.m/m}$$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(h)}(2/3)$$

$$= 0,5(17)(2)^2(0,33)(2/3)$$

$$\approx 7,48 \text{ kN.m/m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{over}} = \frac{122,25}{7,48} \approx 16,34 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}(\varphi_S + c_S(L))}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{(47 + 23,5 + 17) \text{ kN/m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{153,41 \text{ kN/m}}{11,22 \text{ kN/m}} \approx 13,67 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_u \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(2) + 0,5 (0,217)(17)(2)$$

$$\approx 9,76$$

$$D_n = 2 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{9,76 (1)(1)}{2} \approx 4,88 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{4,88 \text{ kN / m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.5. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.5:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i (L / 2)}{\sum_1^n F_i (H / 3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (11,75 + 25,5)$   
 $\approx 37,25 \text{ kN.m / m}$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(h)} (2 / 3)$$

$$= 0,5(17)(1)^2 (0,33)(1 / 3)$$

$$\approx 0,935 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{over}} = \frac{37,25}{0,935} \approx 39,84 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg} \varphi_S + c_S (L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(23,5) \text{ kN / m} (\text{tg} 40^\circ) + 40(1)}{1 / 2(17)(1)^2 (0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{SL} = \frac{59,72 \text{ kN / m}}{2,805 \text{ kN / m}} \approx 21,30 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_u}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đá, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(1) + 0,5 (0,217)(17)(1)$$

$$\approx 4,88$$

$$D_n = 1 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{4,88(1)(1)}{1} \approx 4,88 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{4,88 \text{ kN / m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

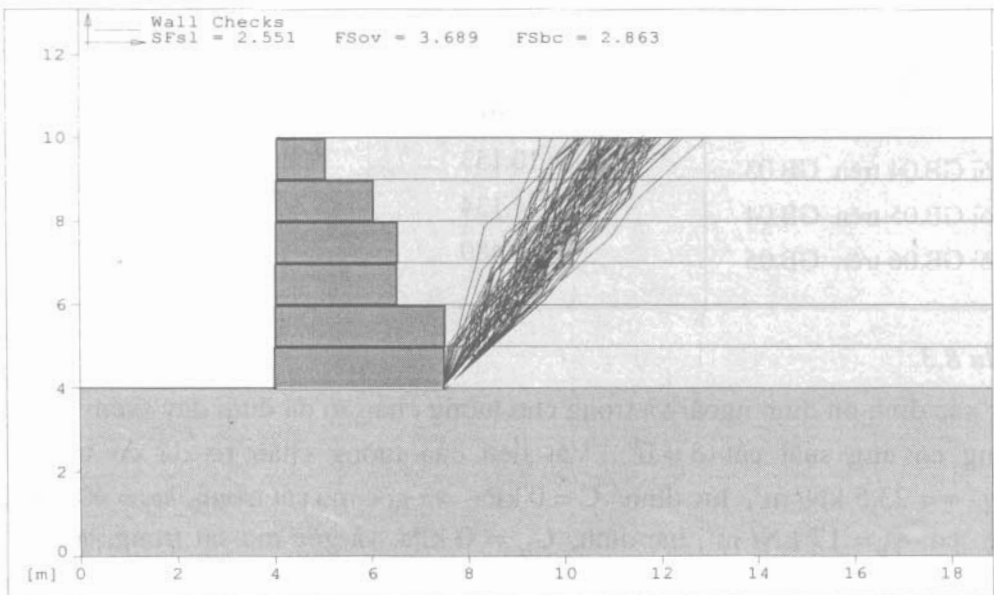
## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Những kết quả kiểm tra tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000 được giới thiệu như dưới đây.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những bước tính toán trong ví dụ này được thực hiện tương tự như các bước tính toán trong ví dụ 8.1 ở trên.

Các kiểm tra ổn định ngoài: hệ số an toàn kháng lật, hệ số an toàn kháng trượt, và hệ số an toàn về khả năng chịu tải như chỉ ra trên hình 8.12 dưới đây:



Hình 8.12. Kiểm tra ổn định ngoài tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000.

Khả năng chịu tải tới hạn của đất nền:.....  $[kN/m^2]$  ..... : 514,00  
 Lực đẩy ngang lớn nhất: .....  $[kN/m]$  ..... : 100,90  
 Hệ số an toàn kháng trượt:..... : 2,551  
 Moment gây lật lớn nhất: .....  $[kN.m/m]$  : 205,89  
 Hệ số an toàn kháng lật: ..... : 3,689  
 Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền: .....  $[kN/m^2]$  ..... : 179,51  
 Hệ số khả năng chịu tải của đất nền:..... : 2,863

## 2. Tính toán ổn định trong

Những kết quả kiểm tra ổn định trong của ví dụ này theo các phương pháp tính thủ công và tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính được giới thiệu trong bảng 8.3.

**Bảng 8.3. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong của tường chắn bằng rọ đá**

Phân tích cho:	Các hệ số an toàn , FS	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<b>I. Ổn định ngoài:</b>		
1) Đối với lật, FS <sub>ov</sub>	3,689	3,770
2) Đối với trượt, FS <sub>st</sub>	2,551	2,599
3) Khả năng chịu tải, FS <sub>bc</sub>	2,863	2,920
<b>II. Ổn định trong :</b>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	6,760	6,45
2) Khối GB.03 trên GB.02	6,594	6,38
3) Khối GB.04 trên GB.03	10,153	9,38
4) Khối GB.05 trên GB.04	14,134	13,67
5) Khối GB.06 trên GB.05	19,480	21,30

### Ví dụ 8.3.

Hãy xác định ổn định ngoài và trong cho tường chắn rọ đá dưới đây (xem hình 8.13), và không có ứng suất cắt ( $\delta = 0^\circ$ ). Vật liệu của tường chắn rọ đá có trọng lượng đơn vị,  $\gamma = 23,5 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_s = 40^\circ$ . Đất cần bảo vệ có:  $\gamma_b = 17 \text{ kN/m}^3$ , lực dính,  $C_b = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_b = 30^\circ$ . Các tham số của đất nền là:  $\gamma_f = 19,6 \text{ kN/m}^3$ , lực dính  $C_f = 0 \text{ kPa}$ , và góc ma sát trong,  $\varphi_f = 30^\circ$ . Giả thiết, khả năng chịu tải của mối liên kết,  $S_u = 40 \text{ kN/m}$ .

**Bài giải:**

**A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG**

Một tường chắn rọ đá có mái đất đắp nằm ngang và không có tải trọng giao thông như chỉ ra trên hình 8.13.

*1. Tính toán ổn định ngoài*

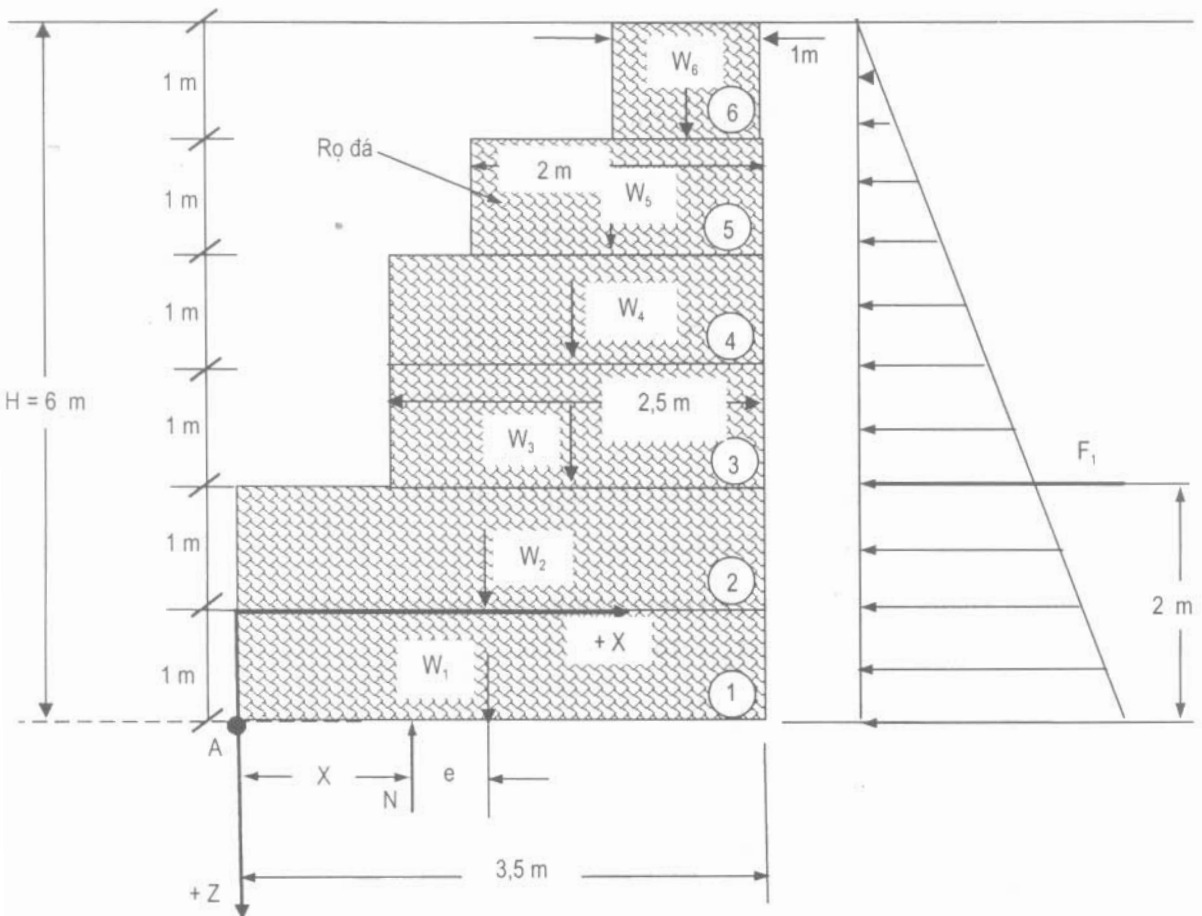
Việc tính toán các lực tác dụng lên tường chắn rọ đá được giới thiệu trong bảng 8.4 dưới đây.

**1.1. Xác định các tham số tải trọng**

Những lực tác dụng lên tường chắn rọ đá được xác định như sau:

Tính toán áp lực chủ động:

$$F_1 = 1/2 \cdot \gamma_b \cdot (H)^2 \cdot k_a$$



**Hình 8.13**



**Bảng 8.4. Các trị số chính xác của các lực tác dụng trên một đơn vị chiều rộng tường chắn rọ đá**

Các tính toán	Các lực, kN/m	Cánh tay đòn, m	$M_R$ , kN-m/ m
I. Trọng lượng tường :			
$W_1 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_2 = (1)(3,5)(23,5)$	82,25	1,75	143,94
$W_3 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	2,25	132,19
$W_4 = (1)(2,5)(23,5)$	58,75	2,25	132,19
$W_5 = (1)(2)(23,5)$	47,00	2,50	117,50
$W_6 = (1)(1)(23,5)$	23,50	3,00	70,50
	$\Sigma = 352,5$		$\Sigma 740,26$

Trong đó:  $k_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi_r / 2) = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ / 2) = 0,33$

Vậy,

$$F_1 = 1/2 (17 \text{ kN/m}^3) (6\text{m})^2 (0,33) \approx 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{1(h)} = F_1 \cos \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\cos 0^\circ) = 100,98 \text{ kN/m}$$

$$F_{1(v)} = F_1 \sin \delta = 100,98 \text{ kN/m} (\sin 0^\circ) = 0 \text{ kN/m}$$

và,

$$N = R = \Sigma W_T = 352,5 \text{ kN/m}$$

1.2 Xác định các moment:

a) Moment gây lật,  $M_0$ :

$$M_0 = F_1 (H/3) = (100,98 \text{ kN/m})(6\text{m}/3)$$

$$M_0 \approx 202 \text{ kN.m/m}$$

b) Moment kháng lật,  $M_R$ , lân cận chân tường chắn (điểm A) là:

$$M_R = 740,26 \text{ kN.m/m}$$

1.3. Tính toán các hệ số an toàn, FS:

a) Đối với phân tích trượt,  $FS_{SL}$ :

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma P_R}{\Sigma P_d} = \frac{V_1 \text{tg}\varphi_b}{F_1 + F_2} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(352,5) \cdot \text{tg}30^\circ}{100,98} \approx 2,015 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Đối với lật,  $FS_{OV}$

$$FS_{OV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \geq 1,5$$

$$FS_{OV} = \frac{740,26 \text{ kN.m/m}}{202 \text{ kN.m/m}} \approx 3,665 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

1.4. Xác định ứng suất lớn nhất tác dụng lên nền đất dưới đáy tường chắn,  $\sigma_{V(\max)}$ :

Vị trí của tổng hợp lực, N, được xác định như sau:

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= \Sigma M_R - F_1(H/3) - N(x) = 0 \\ &= 740,26 - 100,98(6/3) - 352,5(x) = 0 \\ \Rightarrow x &= \frac{740,26 - 202}{352,5} = \frac{538,26}{352,5} \approx 1,527\text{m} \end{aligned}$$

$$L/3 = 3,5 \text{ m} / 3 = 1,167\text{m}, \text{ \& } 2L/3 = 2(3,5\text{m}) / 3 = 2,333\text{m}$$

$$1,167 \text{ m} < 1,527 \text{ m} < 2,333 \text{ m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

Do đó, tổng hợp lực, N, nằm trong vùng 1/6 chiều rộng đáy tường chắn, và

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{3,5\text{m}}{2} - 1,527\text{m} \approx 0,223 \text{ m} < \frac{3,5\text{m}}{6} = 0,583\text{m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{V(\max)} &= \frac{N}{L - 2e} = \frac{352,5}{3,5 - 2(0,223)} \\ &\approx 115,42 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

1.5. Tính toán khả năng chịu tải tới hạn của đất nền,  $q_{th}$ :

$$q_{th} = C_f N_f + (\gamma_f D) N_q + 1/2(L - 2e) \gamma_f N_\gamma$$

Trong đó:  $C_f$  - lực dính của đất nền,  $C_f = 0 \text{ kPa}$ ;

$N_\gamma$  - hệ số khả năng chịu tải của đất nền, với  $\varphi_f = 30^\circ$ , thì  $N_\gamma = 22,4$ ,

$$\rightarrow q_{th} = (1/2)[3,5 \text{ m} - 2(0,223 \text{ m})] (19,6 \text{ kN/m}^3) (22,4)$$

$$q_{th} \approx 670,41 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số khả năng chịu tải được xác định,  $FS_{BC}$ , như sau:

$$FS_{BC} = \frac{q_{th}}{\sigma_{V(\max)}} = \frac{670,41 \text{ kN/m}^2}{115,42 \text{ kN/m}^2} \approx 5,81 > 2,0 - \text{Thoả mãn yêu cầu.}$$

2. Tính toán ổn định trong

2.1. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.1:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{OV} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_O} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (740,26 - 143,94)$   
 $\approx 596,32 \text{ kN.m / m}$

$$\sum_1^n M_0 = F_{l(h)}(5/3) = 0,5(17)(5)^2(0,33)(5/3) \approx 116,87 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{OV} = \frac{596,32}{116,87} \approx 5,102 \geq 1,5 -$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{SL} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \tan \varphi_s + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{SL} = \frac{(352,5 - 82,25) \text{ kN / m } (\tan 40^\circ) + 40(3,5)}{1/2(17)(5)^2(0,33) \text{ kN / m}} = \frac{366,74 \text{ kN / m}}{70,125 \text{ kN / m}}$$

$$FS_{SL} \approx 5,230 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_u}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đất, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_s = 1 - \sin 40^\circ = 1 - 0,643 = 0,357$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi_s / 2) = \tan^2(45^\circ - 40^\circ / 2) = 0,217$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(5) + 0,5(0,217)(17)(5) \approx 24,40 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 3,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{24,40(1)(1)}{3,5} \approx 6,97 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{6,97 \text{ kN / m}} \approx 5,74 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

## 2.2. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.2:

### a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (740,26 - 143,94 - 143,94)$

$$\approx 452,38 \text{ kN.m / m}$$

$$\sum_1^n M_0 = F_{1(h)}(4/3)$$

$$= 0,5(17)(4)^2(0,33)(4/3)$$

$$\approx 59,84 \text{ kN.m / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{ov}} = \frac{452,38}{59,84} \approx 7,56 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

### b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_s + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$\frac{(352,5 - 82,25 - 82,25) \text{ kN / m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(4)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{257,732 \text{ kN / m}}{44,88 \text{ kN / m}} \approx 5,743 > 1,5 - \text{Ok}$$

### c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5(0,357)(17)(4) + 0,5(0,217)(17)(4) \approx 19,52 \text{ kN / m}$$

và,

$$S = \frac{19,52(1)(1)}{2,5} \approx 7,81 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{6,51 \text{ kN/m}} \approx 6,14 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.3. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.3:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i(L/2)}{\sum_1^n F_i(H/3)} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Trong đó: } \sum_1^n M_R &= (740,26 - 143,94 - 143,94 - 132,19) \\ &\approx 320,19 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum_1^n M_0 &= F_{l(h)}(3/3) \\ &= 0,5(17)(3)^2(0,33)(3/3) \\ &\approx 25,25 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{\text{OV}} = \frac{320,19}{25,25} \approx 12,68 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_S + c_S(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{(352,5 - 82,25 - 82,25 - 58,75) \text{ kN/m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2,5)}{1/2(17)(3)^2(0,33) \text{ kN/m}}$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{208,440 \text{ kN/m}}{25,25 \text{ kN/m}} \approx 8,255 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T.b.h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đáy, và được xác định:

$$T = 0,5(k_0 \cdot \sigma) + 0,5(k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(3) + 0,5 (0,217)(17)(3) \approx 14,64 \text{ kN / m}$$

$$D_n = 2,5 \text{ m}$$

và,

$$S = \frac{14,64 (1)(1)}{2,5} \approx 5,85 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{5,85 \text{ kN / m}} \approx 6,84 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.4. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.4:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_1(L/2)}{\sum_1^n F_1(H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (117,50 + 70,50)$   
 $\approx 188,00 \text{ kN.m / m}$

$$\begin{aligned} \sum_1^n M_0 &= F_{1(h)}(2/3) \\ &= 0,5(17)(2)^2(0,33)(2/3) \\ &\approx 7,48 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{\text{OV}} = \frac{188,00}{7,48} \approx 25,134 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_S + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{(47 + 23,5) \text{ kN / m} (\text{tg}40^\circ) + 40(2)}{1/2(17)(2)^2(0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{139,15 \text{ kN / m}}{11,22 \text{ kN / m}} \approx 12,402 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_U}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đá, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(2) + 0,5 (0,217)(17)(2) \approx 9,76$$

và,

$$S = \frac{9,76 (1)(1)}{2} \approx 4,88 \text{ kN / m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN / m}}{4,88 \text{ kN / m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

2.5. Kiểm tra mối liên kết kết cấu trên khối No.5:

a) Kiểm tra ổn định lật

$$FS_{\text{over}} = \frac{\sum_1^n M_R}{\sum_1^n M_0} = \frac{\sum_1^n V_i (L/2)}{\sum_1^n F_i (H/3)} \geq 1,5$$

Trong đó:  $\sum_1^n M_R = (70,50)$   
 $\approx 70,50 \text{ kN.m / m}$

$$\begin{aligned} \sum_1^n M_0 &= F_{1(h)} (2/3) \\ &= 0,5(17)(1)^2 (0,33)(1/3) \\ &\approx 0,935 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

Vậy,

$$FS_{\text{ov}} = \frac{70,50}{0,935} \approx 75,401 \geq 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

b) Kiểm tra ổn định trượt

$$FS_{\text{SL}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} = \frac{N \text{tg}\varphi_s + c_s(L)}{F_{a(h)}} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{(23,5) \text{ kN / m} (\text{tg}40^\circ) + 40(1)}{1/2(17)(1)^2 (0,33) \text{ kN / m}}$$

$$FS_{\text{SL}} = \frac{59,72 \text{ kN / m}}{2,805 \text{ kN / m}} \approx 21,30 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu tải có chú đến áp lực ngang

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{S_u}{S} \geq 1,5$$

$$S = \frac{T \cdot b \cdot h}{D_n}$$

Trong đó: T = trị số áp lực trung bình tác dụng lên bề mặt của khối đá, và được xác định:

$$T = 0,5 (k_0 \cdot \sigma) + 0,5 (k_a \cdot \sigma)$$

$$\rightarrow T = 0,5 (0,357)(17)(1) + 0,5 (0,217)(17)(1) \approx 4,88$$

$$D_n = 2\text{m}$$

và,

$$S = \frac{4,88(1)(1)}{1} \approx 4,88 \text{ kN/m}$$

Vậy,

$$FS_{\text{mesh}} = \frac{40 \text{ kN/m}}{4,88 \text{ kN/m}} \approx 8,20 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

## B) TÍNH TOÁN CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA MÁY TÍNH

Những kết quả kiểm tra tường chắn rọ đá bằng phần mềm MacStars 2000 được giới thiệu như dưới đây.

### 1. Tính toán ổn định ngoài

Những bước tính toán trong ví dụ này được thực hiện tương tự như các bước tính toán trong ví dụ 8.2 ở trên.

Các kiểm tra ổn định ngoài: hệ số an toàn kháng lật, hệ số an toàn kháng trượt, và hệ số an toàn về khả năng chịu tải như chỉ ra trên hình 8.14 dưới đây:

Khả năng chịu tải tối hạn của đất nền:.....[kN/m<sup>2</sup>]..... : 540,00

Lực đẩy ngang lớn nhất:..... [kN/m]..... : 100,22

Hệ số an toàn kháng trượt:..... : 2,031

Moment gây lật lớn nhất:.....[kN.m/m] : 205,75

Hệ số an toàn kháng lật:..... : 3,639

Ứng suất thẳng đứng lớn nhất tác dụng lên đất nền:.....[kN/m<sup>2</sup>]..... : 114,40

Hệ số khả năng chịu tải của đất nền:..... : 4,720

### 2. Tính toán ổn định trong:

Những kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong của ví dụ này theo các phương pháp tính thủ công và tính toán có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính được giới thiệu trong bảng 8.5.



**Bảng 8.5. Tổng hợp các kết quả kiểm tra ổn định ngoài và trong của tường chắn bằng rọ đá**

Phân tích cho:	Hệ số an toàn, FS	
	Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	Phương pháp tính thủ công
<i>I. Ổn định ngoài:</i>		
1) Đối với lật, FS <sub>OV</sub>	3,639	3,665
2) Đối với trượt, FS <sub>SL</sub>	2,031	2,015
3) Khả năng chịu tải, FS <sub>BC</sub>	5,720	5,81
<i>II. Ổn định trong :</i>		
1) Khối GB.02 trên GB.01	5,277	5,230
2) Khối GB.03 trên GB.02	5,777	5,743
3) Khối GB.04 trên GB.03	8,351	8,255
4) Khối GB.05 trên GB.04	13,855	12,402
5) Khối GB.06 trên GB.05	19,480	21,30

### **Các bài tập chương 8**

8.4. Hãy giải ví dụ 8.1, nếu tải trọng giao thông bằng 11,97 kN/m<sup>2</sup> đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

8.5. Hãy giải ví dụ 8.2, nếu tải trọng giao thông bằng 11,97 kN/m<sup>2</sup> đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

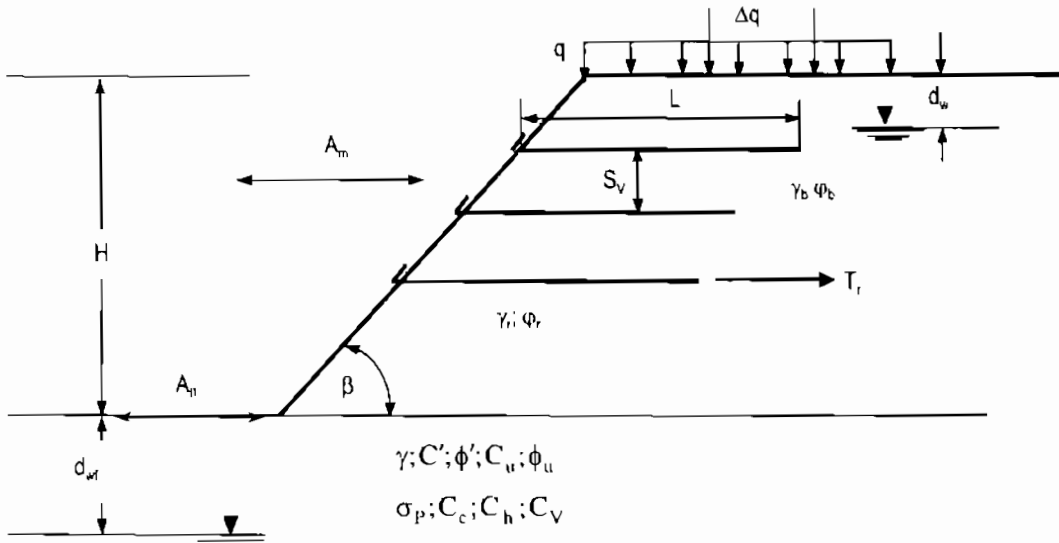
8.6. Hãy giải ví dụ 8.3, nếu tải trọng giao thông bằng 11,97 kN/m<sup>2</sup> đặt trên đỉnh tường chắn rọ đá và phần đất cần bảo vệ, còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

## Chương 9

# SƯỜN DỐC ĐẤT CÓ CỐT - ĐIỀU KIỆN TĨNH

### 9.1. MỞ ĐẦU

Sườn dốc đất có cốt (RSS - Reinforced Soil Slope) như giới thiệu trên hình 9.1.



Ký hiệu quy ước:

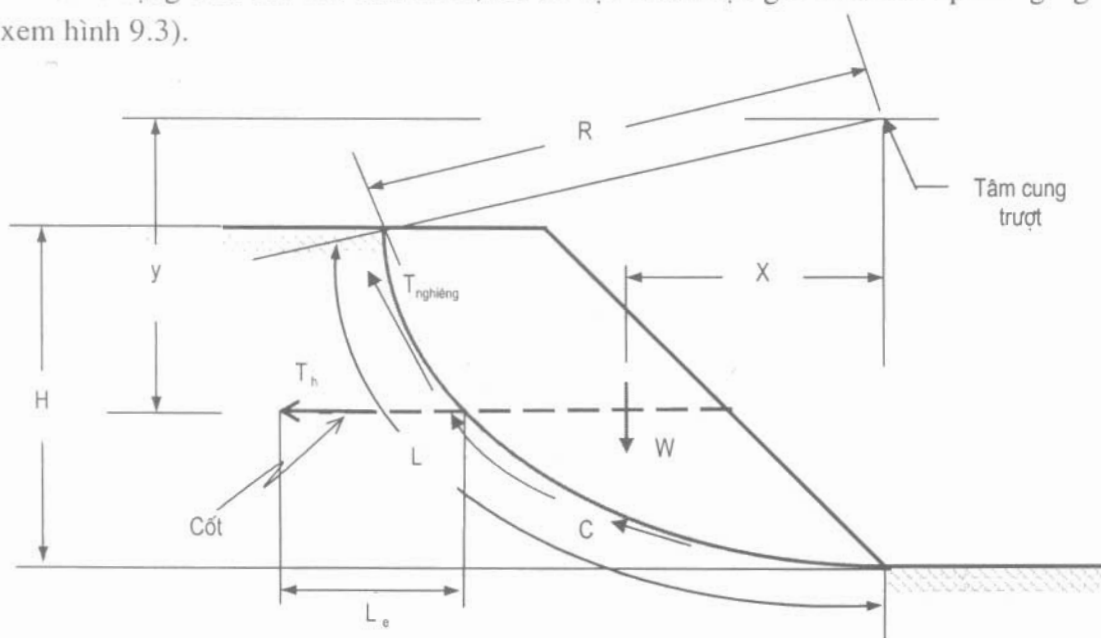
- H - chiều cao sườn dốc;
- $\beta$  - góc dốc sườn dốc;
- $T_r$  - độ bền của cốt;
- L - chiều dài cốt;
- $S_v$  - khoảng cách đứng giữa hai cốt cạnh nhau;
- q - phụ tải;
- $\Delta q$  - tải trọng động tạm thời;
- $A_m$  - gia tốc địa chấn tính toán;
- $A_0$  - hệ số gia tốc địa chấn;
- $d_w$  - chiều sâu mực nước dưới đất trong sườn dốc;
- $d_{wf}$  - chiều sâu mực nước dưới nền đất;
- $C_u$  và  $\phi_u$  hay  $C'$  và  $\phi'$  - các tham số độ bền của từng lớp đất;
- $C_c$ ;  $C_h$ ;  $C_v$  và  $\phi'_p$  - các tham số cốt kết của từng lớp đất;
- $\gamma_r$ ;  $\gamma_b$ ; và  $\gamma$  - các trọng lượng đơn vị của từng lớp đất;
- g - gia tốc lực trọng trường.

Hình 9.1. Những yếu tố cho tính toán thiết kế các sườn dốc đất có cốt.

Cốt được biểu diễn bằng lực tập trung trong khối đất và chiều dài của cốt sẽ cắt ngang qua bề mặt trượt tiềm ẩn. Lực này sẽ bổ sung sức kháng kéo mà đất bị thiếu hụt, đồng thời nó tạo ra hệ số an toàn đúng bằng hệ số an toàn ổn định nhờ truyền lên cốt. Khả năng chịu kéo của lớp cốt được lấy bằng trị số sức kháng nhỏ nhất hay độ bền tính toán cho phép lâu dài của lớp cốt ở phía sau bề mặt trượt tiềm ẩn. Hệ số an toàn về ổn định sườn dốc được lấy từ bề mặt tới hạn cân có tổng số cốt lớn nhất. Tính toán cuối cùng được thực hiện theo sự phân bố cốt trên chiều cao sườn dốc và đánh giá ổn định ngoài của sườn dốc đất có cốt.

### 9.2.1. Phương pháp Bishop cải tiến

Phương pháp duy nhất để tính toán các sườn dốc đất có cốt là xác định độ bền yêu cầu của cốt, đó là trị trung bình của các phương pháp phân tích cân bằng giới hạn chi tiết, ví dụ như phương pháp cải tiến của Bishop. Phương pháp phân tích cải tiến của Bishop có thể mở rộng có hiệu quả cho cả cốt chịu kéo. Khi bề mặt trượt cắt qua lớp cốt, một moment kháng phụ thêm sẽ bổ sung cho tổng moment cân bằng. Mô hình về mặt trượt tròn xoay được giới thiệu trên hình 9.3. Trong phương pháp gần đúng, không đưa tính biến dạng của cốt vào tính toán; do đó lực kéo được giả thiết theo phương ngang (xem hình 9.3).



Hình 9.3. Mô hình dùng cho phương pháp phân tích chi tiết sườn dốc đất có cốt.

Đối với trường hợp chưa có cốt, phương pháp yêu cầu mọi mặt trượt đều đi qua chân sườn dốc. Khi đó, giả thiết rằng, đất nền đủ bền và có khả năng chống lại tải trọng của sườn dốc, và chỉ cần kiểm tra mặt trượt cắt qua chân sườn dốc.

Hệ số an toàn kháng trượt ( $FS_0$ ) cho sườn dốc không có cốt được tính toán như sau:

$$FS_0 = \frac{M_R}{M_D} = \frac{C \times L \times R}{W \times x} \quad (9.1)$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng trượt;

$M_D$  - moment gây trượt;

$C$  - lực dính (kPa);

$L, R, W$  và  $x$  - như chỉ ra trên hình 9.3.

Việc thi công lấp đặt các lớp cốt trong sườn dốc có thể bổ sung trực tiếp cho moment kháng trượt và hệ số an toàn kháng trượt đối với tiết diện có cốt ( $FS_r$ ) được xác định như sau:

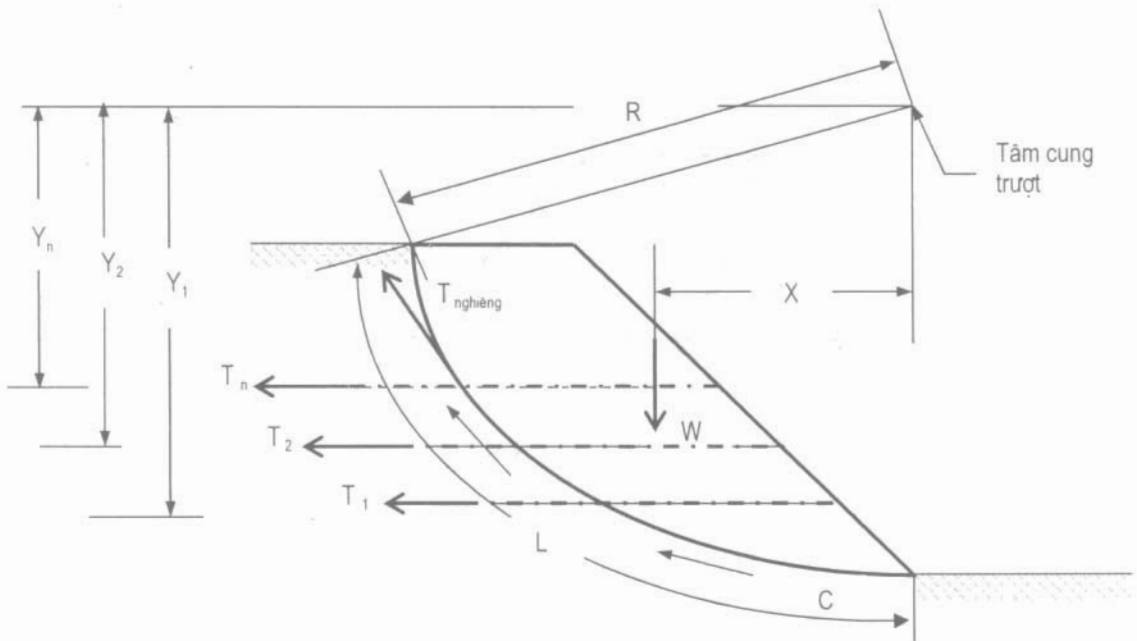
$$FS_r = \frac{M_R + M_G}{M_D} = \frac{M_R + (T_{hor} \times Y)}{W \times x} \quad (9.2)$$

Trong đó:  $M_G$  - moment kháng trượt do cốt gây ra;

$T_{hor}$ , và  $Y$  - như chỉ ra trên hình 9.3.

Chú ý rằng, phương lực kéo của cốt sẽ có ảnh hưởng tới việc tính toán moment kháng trượt do cốt gây ra, và vì vậy, lực này ảnh hưởng đến cả hệ số an toàn kháng trượt của sườn dốc. Như đã nêu trên, phương pháp nghiên cứu một cách thận trọng có xét tới lực kéo của cốt theo phương ngang ( $T_h$ ). Trị số moment lớn nhất do cốt gây ra có thể viết :

$$M_G = T_{ngang} \times R \quad (9.3)$$



**Hình 9.4.** Mô hình cho phương pháp phân tích chi tiết sườn dốc đất có cốt.

Tính toán moment kháng trượt do cốt gây ra cho sườn dốc có nhiều lớp cốt (hình 9.4), được biểu diễn như sau:

$$M_G = \sum_1^n T_i \times Y_i \quad (9.4)$$

Cuối cùng, chiều dài neo của từng lớp cốt riêng biệt nằm ngoài bề mặt trượt tới hạn phải đạt được cường độ kháng nhổ yêu cầu. Thông thường, phương trình để xác định chiều dài neo yêu cầu ( $L_e$ ) của phần tử cốt là:

$$L_e = \frac{R_{p0} \times FS}{2 \times C_1 \times \sigma_n \times \text{tg}\phi_1} \quad (9.5)$$

Trong đó:  $R_{p0}$  - cường độ kháng nhổ;

$C_1$  - hệ số tương tác đối với nhổ;

$\sigma_n$  - ứng suất pháp tác dụng trên chiều dài neo của cốt;

$\phi_1$  - góc ma sát trong lớn nhất của đất có cốt;

FS - hệ số an toàn kháng nhổ.

Tuỳ theo các tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế, chiều dài neo của cốt nhỏ nhất bằng 0,3 m đến 1 m sau mặt trượt là đạt yêu cầu.

### 9.2.2. Phương pháp hình nêm đơn giản (Schmertmann và cộng sự, 1987)

Những mô hình cân bằng giới hạn hình nêm hai phần, hay hai đoạn thẳng là phương pháp để kiểm tra nhanh các kết quả tính toán chung. Những đồ thị tính toán được phát triển dựa trên những phương pháp phân tích đơn giản các mặt trượt hình nêm hai phần và một phần, chúng được giới hạn bởi những giả thiết dưới đây:

- + Sử dụng những phần tử cốt kéo dãn được;
- + Các sườn dốc được xây dựng bằng đất không dính, đồng nhất, có:  $\varphi' \neq 0$ ,  $c' = 0$ , phương pháp phân tích là chính xác;
- + Không có áp lực nước lỗ rỗng trong sườn dốc;
- + Không có lực động đất;
- + Đất nền nằm ngang, ổn định;
- + Bề mặt sườn dốc phẳng và đỉnh sườn dốc nằm ngang;
- + Tải trọng tạm thời phân bố đều trên đỉnh sườn dốc, và
- + Các lớp cốt nằm ngang và có hệ số tương tác ( $C_1$ ) lấy bằng 0,9.

**Bước 1** : Theo định nghĩa, những lời giải đối với mô hình cân bằng giới hạn cho hệ số an toàn (FS) bằng một đơn vị. Mục đích, hay mong muốn, tổng hệ số an toàn (FS) đưa vào tính toán bằng cách nhân hay chia các độ bền cắt của đất, và được tính toán như sau:

$$\varphi'_f = \text{tg}^{-1} \left( \frac{\text{tg}\varphi'}{FS} \right) \quad (9.6)$$

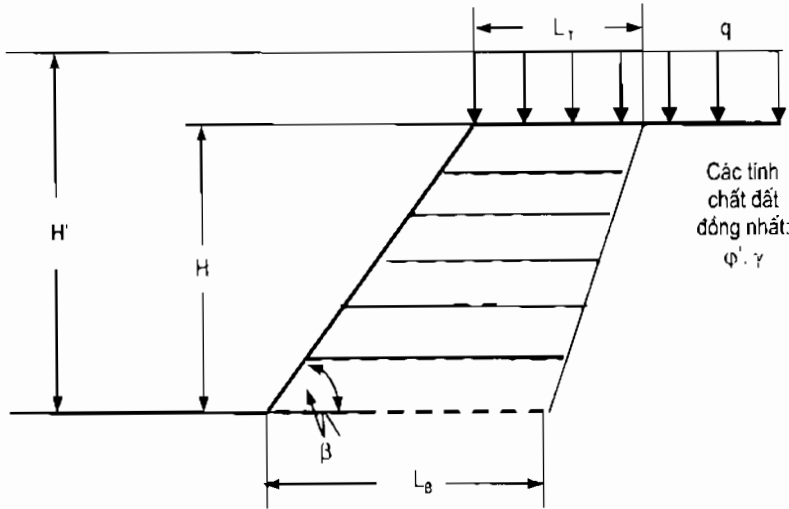
Trong đó:  $\varphi'$  - góc ma sát trong của đất;

$\varphi'_f$  - góc ma sát hiệu chỉnh của đất.

**Bước 2 :** Bước tiếp theo là tính chiều cao sườn dốc quy đổi ( $H'$ ) để đưa vào tính toán mọi tải trọng tạm thời phân bố đều tại đỉnh sườn dốc. Chiều cao sườn dốc quy đổi được tính như dưới đây :

$$H' = H + \frac{q}{\gamma} \quad (9.7)$$

Trong đó:  $H$ ,  $q$ , và  $\gamma$  được xác định trên hình 9.5.



- |  |   |
|--|---|
| $H$ - Chiều cao sườn dốc;                  | $\phi'$ - Góc ma sát trong hữu hiệu của đất;          |
| $H'$ - Chiều cao sườn dốc quy đổi;         | $\gamma$ - Trọng lượng đơn vị đất ẩm;                 |
| $q$ - Tải trọng tạm thời phân bố đều trên; | $L_B$ - Chiều dài cốt tại đáy sườn dốc đỉnh sườn dốc; |
| $\beta$ - Góc dốc của sườn dốc;            | $L_T$ - Chiều dài cốt tại đỉnh sườn dốc.              |

**Hình 9.5.** Hình dạng sườn dốc và các định nghĩa.

Từ sơ đồ trên hình 9.6 a, xác định được hệ số truyền lực  $k$ , và tính toán được lực kéo yêu cầu lớn nhất ( $T_{max}$ ) theo phương trình sau:

$$T_{max} = 0,5 \times K \times \gamma \times (H')^2 \quad (9.8)$$

Từ sơ đồ trên hình 9.6 b, xác định được chiều dài cốt yêu cầu tại đỉnh ( $L_T$ ), và tại đáy ( $L_B$ ) của sườn dốc có cốt (gọi tắt là tiết diện có cốt).

**Bước 3:** Bước tiếp theo trong phương pháp là lựa chọn lưới địa kỹ thuật chính xác đầu tiên và tính toán số lớp cốt yêu cầu. Thuật ngữ lưới địa kỹ thuật “đầu tiên” là đưa ra loại lưới địa kỹ thuật đáp ứng được an toàn ổn định trong, ngoài, và ổn định tổng thể. Trong điểm phân tích này, người thiết kế phải lựa chọn loại lưới địa kỹ thuật sao cho khoảng cách tính toán giữa các lớp lưới cho những giá trị chấp nhận được. Ví dụ, khoảng cách của các lớp lưới đầu tiên tại đáy của sườn dốc không được nhỏ hơn 0,2 m đến 0,3 m. Những trị số tương ứng này nhằm tiêu chuẩn hoá chiều dày tầng đất đắp cần đảm

nện. Thông thường, khoảng cách giữa các lớp lưới đầu tiên không được lớn hơn 1,2 m, có thể chọn khoảng cách nhỏ hơn.

Để xác định chính xác loại lưới, cần tính độ bền tính toán lâu dài (LTDS - Long - Term Design Strength) của vật liệu như sau:

$$LTDS = \frac{T_{th}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_D} \quad (9.9)$$

Trong đó:  $T_{th}$  - độ bền kéo tới hạn của cốt theo Tiêu chuẩn ASTM D 4595;

$RF_{CR}$  - hệ số giảm do từ biến;

$RF_{ID}$  - hệ số giảm do phá hoại xảy ra khi lắp đặt cốt;

$RF_D$  - hệ số giảm theo thời gian.

Số lớp lưới địa kỹ thuật nhỏ nhất đối với tiết diện có cốt, tiếp đó tính toán theo giả thiết lưới địa kỹ thuật phủ kín 100% đối với vị trí thẳng đứng đã cho:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} \quad (9.10)$$

và khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật được xác định như sau:

$$S_v = \frac{H}{N} \quad (9.11)$$

Trong đó:  $N$  - số lớp lưới địa kỹ thuật (quy tròn);

$T_{max}$  - tổng độ bền của lưới địa kỹ thuật (đối với tiết diện đã cho).

Chú ý rằng, đối với tiết diện sườn dốc thấp ( $H \leq 6$  m),  $T_{max}$  được lấy bằng tổng độ bền của lưới địa kỹ thuật yêu cầu cho toàn bộ chiều cao sườn dốc. Đối với các sườn dốc cao ( $H > 6$  m),  $T_{max}$  có thể phân bố thành những vùng khác nhau. Ví dụ, đối với tiết diện có 3 vùng, thì có thể phân bố  $T_{max}$  như sau:

$$T_B = \frac{1}{2} T_{max} \quad (9.12)$$

$$T_M = \frac{1}{3} T_{max} \quad (9.13)$$

$$T_T = \frac{1}{6} T_{max} \quad (9.14)$$

Mặt khác, tiết diện sườn dốc được chia ra ba vùng, mỗi vùng sẽ có khoảng cách và yêu cầu lưới địa kỹ thuật khác nhau. Những kết quả này rất có ích và hiệu quả kinh tế trong tính toán- thiết kế.

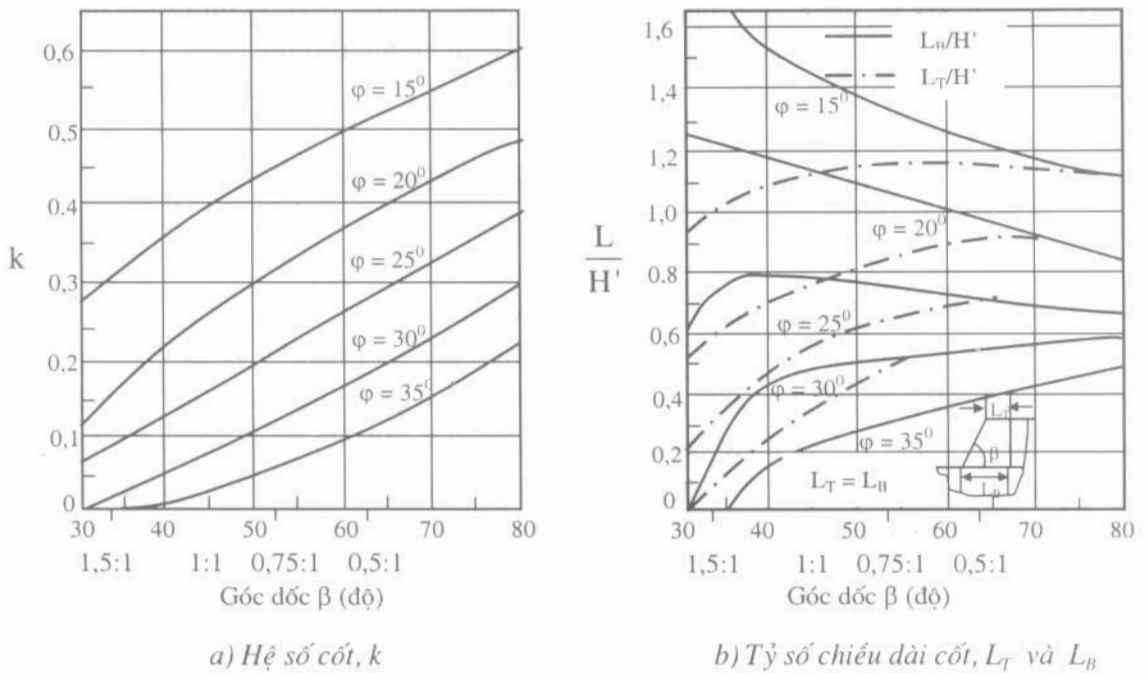
Chiều dài neo kháng nhổ được đưa vào nghiên cứu trong tổng chiều dài,  $L_1$  và  $L_B$ , như giới thiệu trên hình 9.6 b.

#### Ví dụ 9.1.

Cho sườn dốc có góc dốc  $45^\circ$  như chỉ ra trên hình 9.7. Giả định có những giả thiết dưới đây:

- + Sử dụng những phần tử cốt kéo dẫn được;
- + Sườn dốc được xây dựng bằng đất không dính, đồng nhất, có:  $\varphi' \neq 0$ ,  $c' = 0$ , phương pháp phân tích là chính xác;
- + Không có áp lực nước lỗ rỗng trong sườn dốc;
- + Không có lực động đất;
- + Đất nền nằm ngang, ổn định;
- + Bề mặt sườn dốc phẳng và đỉnh sườn dốc nằm ngang;
- + Tải trọng tạm thời phân bố đều trên đỉnh sườn dốc, và
- + Các lớp cốt nằm ngang và có hệ số tương tác ( $C_i$ ) lấy bằng 0,9.

Hãy xác định loại cốt thích hợp để đảm bảo sườn dốc có cốt ổn định với hệ số an toàn (FS) bằng 1,5 ?



**Hình 9.6.** Lời giải bằng sơ đồ để xác định chiều dài cốt yêu cầu (theo Schmertmann và cộng sự, 1987).

Bài giải:

### A) PHƯƠNG PHÁP TÍNH THỦ CÔNG

**Bước 1:** Xác định chiều cao quy đổi của sườn dốc

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

$$H' = 15 \text{ m} + \frac{12 \text{ kN/m}^3}{19 \text{ kN/m}^3} \approx 15,63 \text{ m}$$



**Bước 2:** Xác định góc ma sát hiệu chỉnh của đất

$$\phi' = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{\operatorname{tg} \phi'}{FS} \right) = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{\operatorname{tg} 36^\circ}{1,5} \right) \approx 25,8^\circ$$

**Bước 3:** Từ sơ đồ hình 9.6 a, thu được k

Từ hình 9.6 a, với góc dốc bằng  $45^\circ$ , chúng ta sẽ nhận được  $k = 0,15$ .

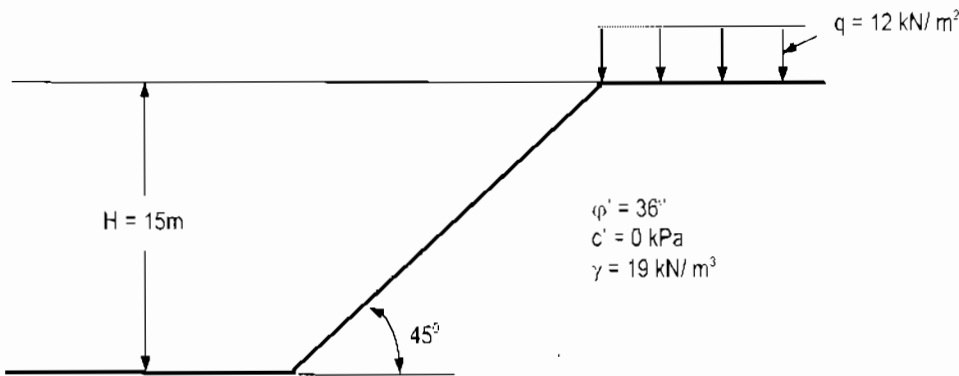
**Bước 4:** Tính toán tổng sức chịu tải của cốt

$$T_{\max} = 0,5 K \gamma (H')^2$$

$$T_{\max} = 0,5 \times 0,15 \times 19 \text{ kN/m}^3 \times (15,63)^2 \approx 348 \text{ kN/m}$$

**Bước 5:** Lựa chọn độ bền tính toán của lưới địa kỹ thuật và tính toán số lớp lưới địa kỹ thuật.

Do chiều cao nghiên cứu của sườn dốc quá cao, chúng ta sẽ sử dụng các loại lưới khác nhau để kiểm tra hiệu quả của tính toán- thiết kế. Trong trường hợp này, chúng ta sẽ chia sườn dốc ra ba vùng và áp dụng cách phân bố lực kéo cho từng vùng (xem hình 9.8):



**Hình 9.7.**

$$T_B = \frac{1}{2} T_{\max}$$

$$T_M = \frac{1}{3} T_{\max}$$

$$T_T = \frac{1}{6} T_{\max}$$

Do đó,

$$T_B = \frac{1}{2} \times 348 \text{ kN/m} = 174 \text{ kN/m}$$

$$T_M = \frac{1}{3} \times 348 \text{ kN/m} = 116 \text{ kN/m}$$

$$T_T = \frac{1}{6} \times 348 \text{ kN/m} = 58 \text{ kN/m}$$

**Đối với vùng I:** Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 7 XT (lực kháng kéo,  $T = 60 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài (LTDS):

$$LTDS = \frac{T_{ult}}{RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_D}$$

$$LTDS = \frac{60 \text{ kN/m}}{1,61 \times 1,10 \times 1,10} \approx 30 \text{ kN/m}$$

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 7 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{174 \text{ kN/m}}{30 \text{ kN/m}} = 5,8, \text{ dùng } 6 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 1,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{5,4 \text{ m}}{6} = 0,9 \text{ m}$$

**Đối với vùng 2:** Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 7 XT (lực kháng kéo,  $T = 60 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài (LTDS) = 30 kN/m.

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 7 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{116 \text{ kN/m}}{30 \text{ kN/m}} = 3,87, \text{ sử dụng } 4 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 2,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{4,8 \text{ m}}{4} = 1,2 \text{ m}$$

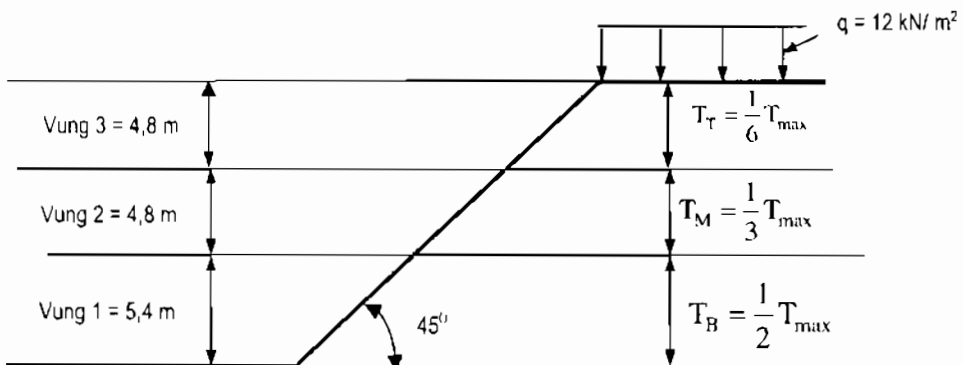
**Đối với vùng 3:** Sử dụng loại lưới địa kỹ thuật 4 XT (lực kháng kéo,  $T = 39 \text{ kN/m}$ ) có độ bền tính toán lâu dài (LTDS) = 20 kN/m.

Số lớp lưới địa kỹ thuật loại 4 XT được xác định bằng:

$$N = \frac{T_{max}}{LTDS} = \frac{58 \text{ kN/m}}{20 \text{ kN/m}} \approx 2,90, \text{ sử dụng } 3 \text{ lớp.}$$

Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật trong vùng 3,  $S_v$ , được xác định:

$$S_v = \frac{H}{N} = \frac{4,8 \text{ m}}{3} = 1,6 \text{ m ; sử dụng } 1,6 \text{ m.}$$



Hình 9.8.

**Bước 6:** Lựa chọn các tỷ số chiều dài và tính chiều dài lưới địa kỹ thuật

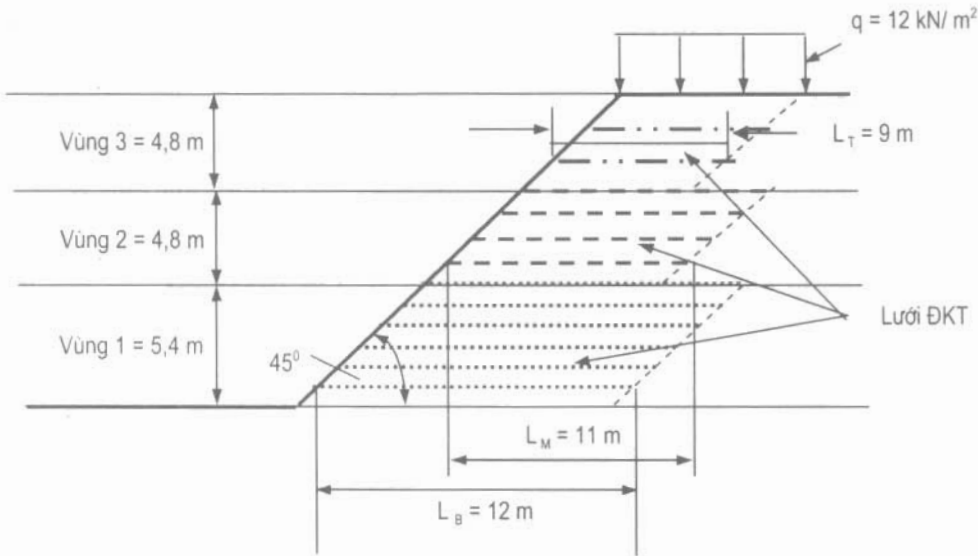
Từ sơ đồ 9.6 b,  $\frac{L_T}{H'} = 0,55$  &  $\frac{L_B}{H'} = 0,76$ , do đó ta có:

$$L_T = 0,55 \times H' = 0,55 \times 15,63 \text{ m} \approx 8,60 \text{ m, lấy } 9 \text{ m}$$

$$L_B = 0,76 \times H' = 0,76 \times 15,63 \text{ m} \approx 12 \text{ m.}$$

**Bước 7:** Vẽ mặt cắt cuối cùng

Bây giờ chúng ta cần đưa ra những phần tử cốt để hoàn thành tính toán-thiết kế ban đầu. Hình vẽ dưới đây sẽ minh họa tính toán-thiết kế trên. Chú ý rằng, chiều dài của các lớp lưới địa kỹ thuật trong các vùng riêng biệt là như nhau. Điều này sẽ tạo thuận lợi cho công tác lắp đặt các lớp cốt ngoài hiện trường. Khi đó chỉ cần cắt các lớp lưới địa kỹ thuật thành từng đoạn dài cố định cho từng vùng sẽ tốt hơn cắt thành nhiều đoạn dài ngắn khác nhau, đồng thời lại không bị nhầm lẫn và dễ lắp đặt (xem hình 9.9).



**Hình 9.9.**

## B) PHƯƠNG PHÁP TÍNH CÓ SỰ HỖ TRỢ CỦA PHẦN MỀM MÁY TÍNH

Bài toán này như chỉ ra trên hình 9.10, đây là trường hợp phân tích tổng ứng suất đơn giản không đề cập đến áp lực nước lỗ rỗng. Mặt khác, sườn dốc là đồng nhất có các tính chất đất cho trong hình 9.7. Yêu cầu xác định được hệ số an toàn và mặt trượt tương ứng với nó.

Hình 9.10 mô tả mô hình sườn dốc. Bằng cách ứng dụng phần mềm SLIDE V.05, chúng ta nghiên cứu mặt trượt đi qua chân sườn dốc, đồng thời loại bỏ những mặt trượt nông cắt bề mặt sườn dốc (những cung trượt không đi qua đỉnh sườn dốc). Mặt khác, để sườn dốc chưa gia cường có hệ số an toàn bằng 1,5 và lực chủ động bằng 348,72kN, thì mặt trượt sẽ phát triển như chỉ ra trên hình 9.10 dưới đây.

Theo phương pháp phân tích ngược, chúng ta sẽ bắt đầu bằng cách đặt lực tác dụng vào chính giữa bề mặt sườn dốc (tại cốt cao 17,5 m trên hình 9.10).

Chúng ta thay đổi chiều dài cốt của từng vùng cho đến khi nhận được một hệ số an toàn sát với trị số 1,5. Một lần nữa, yêu cầu mọi mặt trượt phân tích phải đi qua chân sườn dốc và loại bỏ những mặt trượt nông.

Chú ý, lực kéo của cốt là hàm số của:

- 1) Số lớp lưới địa kỹ thuật được bố trí.
- 2) Khả năng chịu tải (chịu kéo) của lưới địa kỹ thuật.
- 3) Khoảng cách đứng giữa các lớp lưới địa kỹ thuật.

Có nhiều tổ hợp của những tham số này để sao cho đáp ứng được nhu cầu tính toán sườn dốc là an toàn nhất.

Trong ví dụ này, một tổ hợp được xem là tối ưu, đó là:

Vùng 1 bố trí 6 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 30 kN/m.

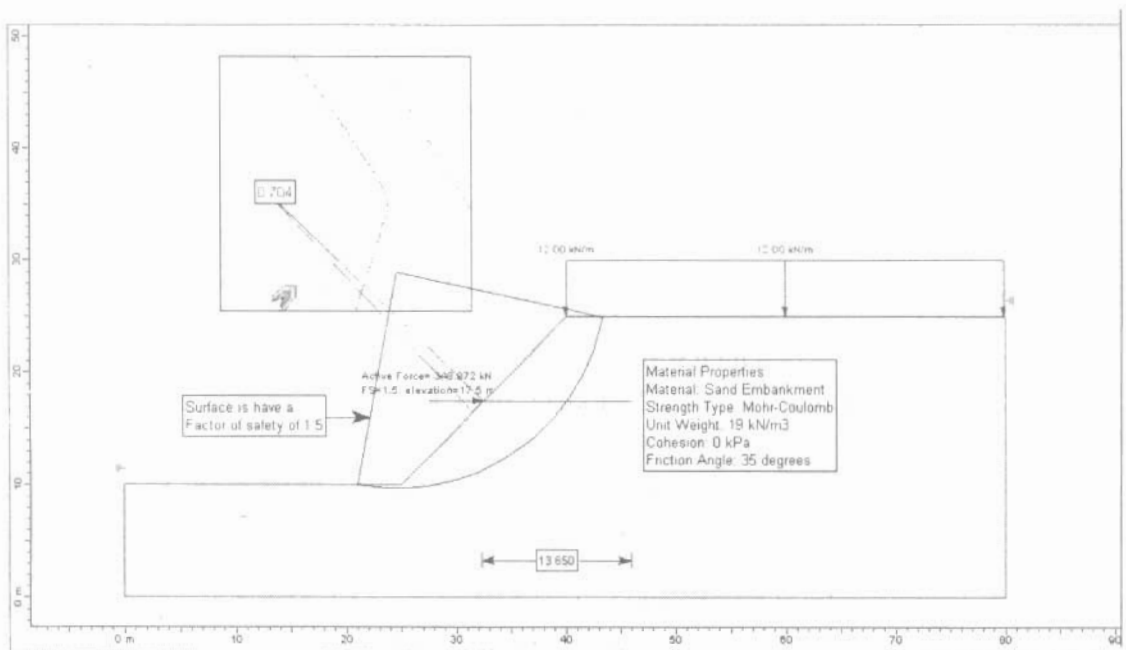
Vùng 2 bố trí 4 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 25 kN/m.

Vùng 3 bố trí 3 lớp lưới địa kỹ thuật có cùng cường độ chịu kéo bằng 23 kN/m.

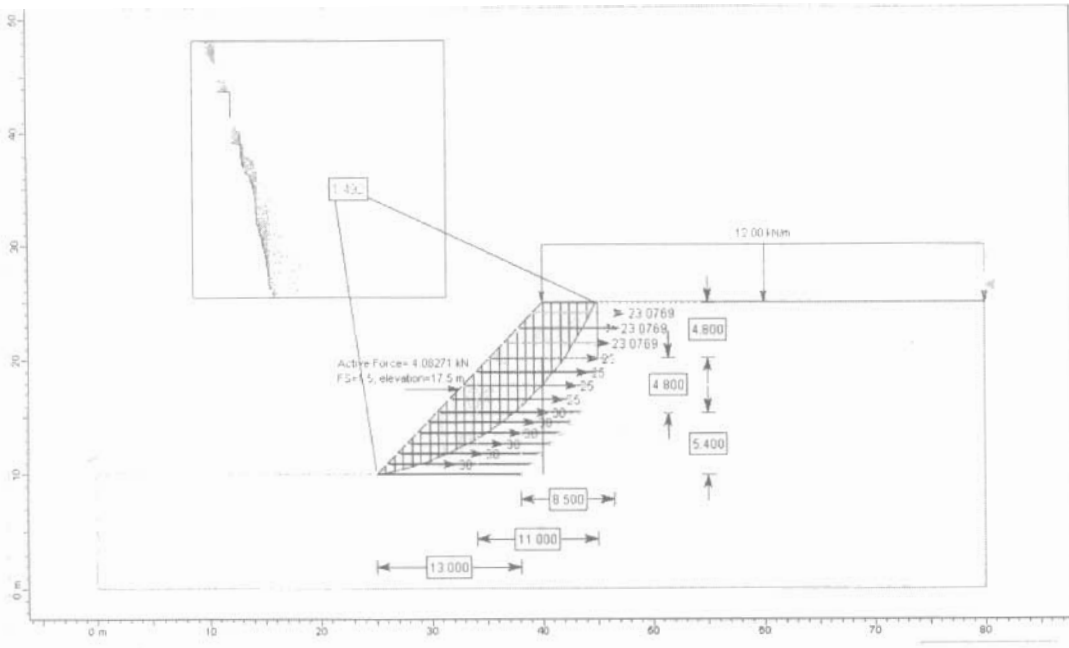
Với cách bố trí các lớp lưới địa kỹ thuật như trên, hệ số ổn định của sườn dốc đạt trị số,  $FS = 1,492$  (xem hình 9.11).

Cuối cùng, chúng ta nên nhớ rằng, phần mềm SLIDE V.05 - phương pháp phân tích ngược thường được dùng trong giai đoạn tính toán ban đầu của công tác thiết kế sườn dốc đất có cốt. Điều này cho phép xác định mặt trượt tối hạn, tương ứng với nó yêu cầu lưới địa kỹ thuật phải có cường độ chịu kéo lớn nhất để đạt được hệ số an toàn xác định.

Đối với thông tin khác về sự lựa chọn này, hãy xem hệ thống trợ giúp của phần mềm SLIDE .V.05.



Hình 9.10. Bề mặt trượt tối hạn đối với sườn dốc chưa gia cường có hệ số an toàn bằng 0,704.

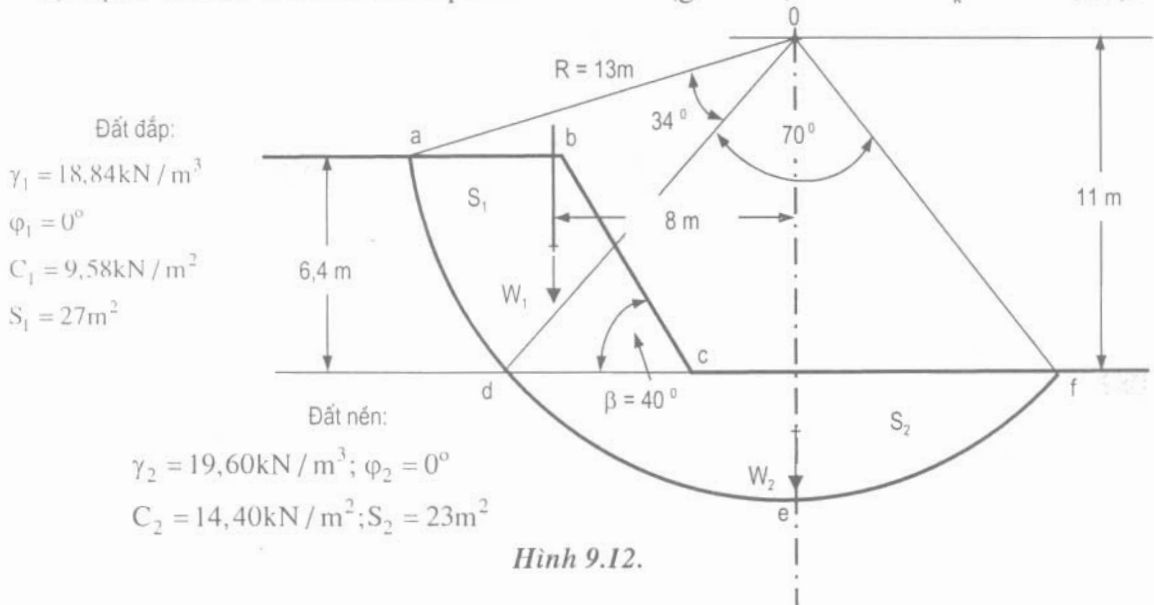


Hình 9.11. Bề mặt trượt tới hạn đối với sườn dốc sau gia cường có hệ số an toàn bằng 1,492.

**Ví dụ 9.2.** Nền đất đắp gia cường bằng vải địa kỹ thuật (VĐKT)

Một sườn dốc cao 6,40 m, có góc dốc  $40^\circ$  như chỉ ra trên hình 9.12, bao gồm nền đất đắp bằng đất sét pha bụi ( $\gamma_1 = 18,84 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi_1 = 0^\circ$ ;  $c_1 = 9,60 \text{ kN/m}^2$ , diện tích bề mặt trượt,  $S_1 = 27 \text{ m}^2$ , và tâm trọng lực như chỉ ra trên hình 9.12) nằm trên nền đất sét pha bụi ( $\gamma_2 = 19,60 \text{ kN/m}^3$ ;  $\varphi_2 = 0^\circ$ ;  $c_2 = 14,40 \text{ kN/m}^2$ , diện tích bề mặt trượt,  $S_2 = 23 \text{ m}^2$ , và tâm trọng lực như chỉ ra trên hình 9.12). Hãy xác định:

- 1) Hệ số an toàn của nền đất đắp không có cốt VĐKT?
- 2) Hệ số an toàn của nền đất đắp có cốt VĐKT? (giả thiết, VĐKT có  $T_k = 45 \text{ kN/m}^2$ ).



Hình 9.12.

Bài giải:

Những số liệu tính toán dưới đây cần dùng cho mọi phần của ví dụ này:

$$\begin{aligned}W_1 &= V_1 \cdot \gamma_1 = S_1 \cdot (1 \text{ m}) \times \gamma_1 \\ &= 27 (18,84) = 50,8,68 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W_2 &= V_2 \cdot \gamma_2 = S_2 \cdot (1 \text{ m}) \times \gamma_2 \\ &= 23 (19,60) = 450,80 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$L_1 = a\bar{d} = 2 (13) \pi \left( \frac{34}{360} \right) = 7,71 \text{ m}$$

$$L_2 = def = 2 (13) \pi \left( \frac{70}{360} \right) = 15,87 \text{ m}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_d} \geq 1,5$$

Trong đó:  $M_R$  - moment kháng trượt;

$M_d$  - moment gây trượt.

1) Nền đất đắp không có VĐKT, hệ số an toàn,  $FS_0$ , được xác định như sau :

$$\begin{aligned}FS_0 &= \frac{(C_1 \cdot L_1 + C_2 \cdot L_2) R}{W_1(x_1) + W_2(x_2)} \\ FS_0 &= \frac{(9,58 \times 7,71 + 14,4 \times 15,8)(13)}{508,68(8) + 450,8(0)}\end{aligned}$$

$$FS_0 = \frac{3.917,96}{4.069,44} \approx 0,96 < 1,5 - \text{không đạt, nền đất đắp sẽ bị trượt.}$$

2) Nền đất đắp có VĐKT, hệ số an toàn,  $FS_r$ , được xác định như sau :

Như chỉ ra trên hình 9.13 dưới đây, hệ số an toàn của nền đất đắp được gia cường bằng VĐKT,  $FS_r$ , được tính như sau :

$$FS_r = FS_0 + \sum \frac{T_i \cdot Y_i}{W_i \cdot x_i} \geq 1,5$$

hay,

$$\sum Y_i \geq \sum \frac{W_i \cdot x_i}{T_i} (1,5 - 0,96)$$

$$\sum Y_i \geq \frac{4.069,44}{45} (0,54) = 48,83 \text{ m}$$

$$\text{Đặt, } Y_1 = R \cos \frac{70^\circ}{2}$$

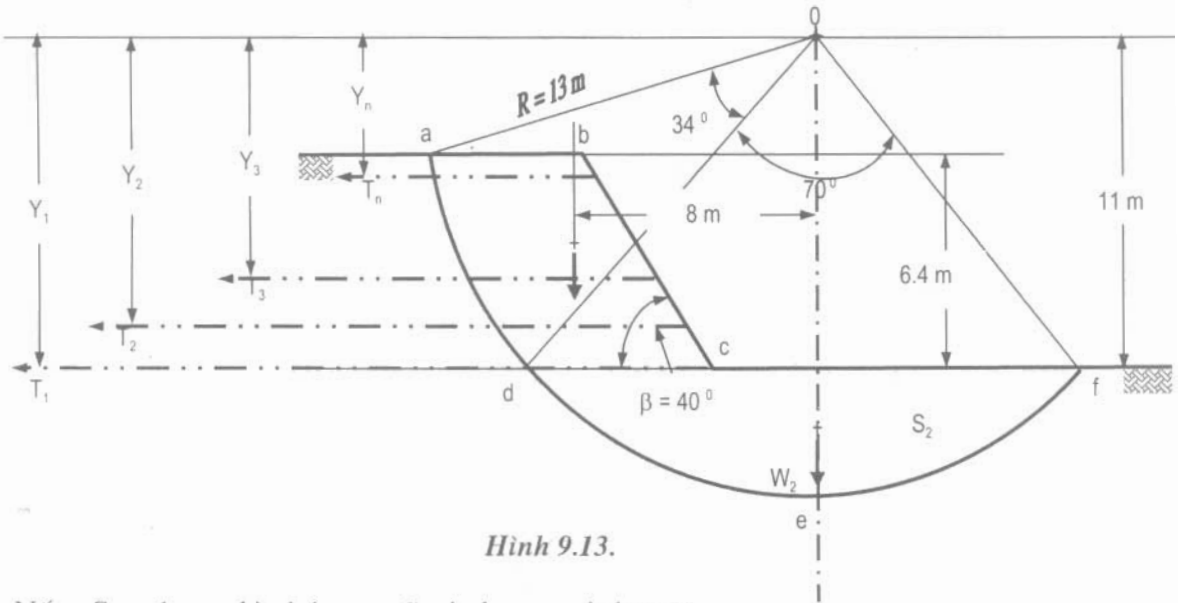
$$Y_2 = Y_1 - S_v$$

$$Y_3 = Y_1 - 2 S_v$$

⋮

$$Y_n = Y_1 - (n-1) S_v$$

$$\begin{aligned} \sum Y_i &= \frac{n(Y_1 + Y_n)}{2} = 48,83 \text{ m} \\ &= \frac{n[Y_1 + Y_1 - (n-1)S_v]}{2} \\ &= n Y_1 - \frac{n(n-1)}{2} S_v = 48,83 \text{ m} \end{aligned} \quad (*)$$



Hình 9.13.

Nếu,  $S_v = 1 \text{ m}$ , thì chúng ta sẽ có phương trình sau:

$$n^2 - 21n + 97,66 = 0$$

Phương trình trên đây sẽ có hai nghiệm:

$$n_{1,2} = -\left(-\frac{21}{2}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{21}{2}\right)^2 - 97,66}$$

$n_1 = 14,0 = 14$  lớp phải loại, vì không thoả mãn bài toán.

$n_2 = 6,95 = 7$  lớp, hoàn toàn thoả mãn yêu cầu của bài toán.

Sau khi thay  $n = 7$  lớp vào phương trình (\*), chúng ta nhận được,

$$7(11) - \frac{7(7-1)}{2}(1) = 56 \text{ m} > 48,83 \text{ m} - \text{Đạt yêu cầu.}$$

$$\sum M_R = T_K \sum Y_i$$

$$\Rightarrow \sum M_R = 45(56) = 2520 \text{ kN}$$

Thật vậy,

$$FS_r = FS_0 + \sum \frac{M_R}{M_D}$$

$$FS_t = 0,96 + \frac{2520}{4069,44} \approx 1,60 > 1,5 - \text{Đạt yêu cầu.}$$

3) Xác định độ dài neo của VĐKT nằm sau cung trượt là bao nhiêu để huy động được hết độ bền kéo cho phép của vải địa kỹ thuật :

Gia thiết rằng, hiệu quả tương tác giữa VĐKT và đất là 0,80, đồng thời dựa vào hệ số an toàn yêu cầu  $FS = 1,5$ . Mặt khác, đối với bài toán này, phương trình cân bằng các lực theo phương ngang, x, (xem hình 9.14) có thể được biểu diễn:

$$\sum F_x = 0$$

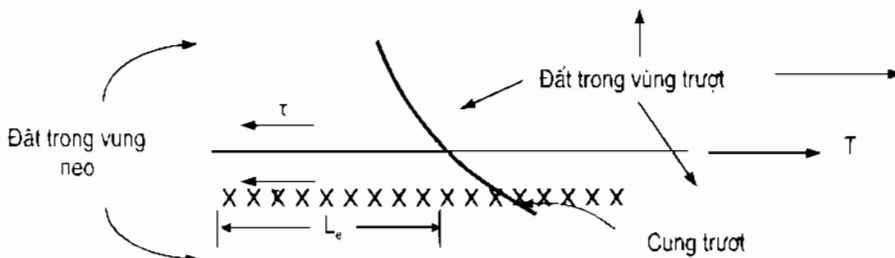
hay,

$$2 \tau E L_e = T_K (FS)$$

$$2(9,58)(0,80) L_e = 45 (1,5)$$

$$\Rightarrow L_e = \frac{45 (1,5)}{2 (9,58)(0,80)} \approx 4,40 \text{ m.}$$

Chọn  $L_e = 4,5 \text{ m}$  mới đảm bảo VĐKT đủ chiều dài neo vào đất và không bị nhỏ.



Hình 9.14.

## Các bài tập chương 9

9.3 Hãy giải ví dụ 9.1, nếu tải trọng ngoài bằng  $20 \text{ kN/m}^2$  và chiều cao sườn dốc bằng  $19 \text{ m}$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.

9.4 Hãy giải ví dụ 9.2, nếu  $H = 10 \text{ m}$ , và tải trọng giao thông,  $q = 12 \text{ kN/m}^2$ , còn mọi số liệu khác được giữ nguyên.



## Phần III

# SỬ DỤNG CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG TRONG ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

---

## Chương 10

### THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN

#### 10.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT - Standard Penetration Test) là đóng vào đất (thông qua hố khoan) một cọc kim loại gắn với mũi hình côn (hình nón) hay ống mẫu chẻ đôi cùng đường kính. Về nguyên tắc, năng lượng đập của quả búa là không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm cũng như cho từng thí nghiệm. Về việc đánh giá sức kháng xuyên của đất được xác định bằng số nhát búa va đập để cọc và mũi xuống sâu được một đoạn 15 cm. Thí nghiệm SPT được tiến hành tốt trong đất loại cát, cuội sỏi và phụ thuộc nhiều vào kinh nghiệm chuyên môn.

#### 10.2. MỤC ĐÍCH CỦA PHƯƠNG PHÁP

Thí nghiệm SPT nhằm các mục đích:

- Thành lập đường cong quan hệ giữa sức kháng xuyên và độ sâu;
- Xác định chiều dày của các lớp đất khác nhau đã xuyên qua;
- Đối với móng sâu: xác định chính xác chiều sâu của lớp đất chịu tải;
- Xác định được độ chặt, trạng thái, môđun tổng biến dạng và khả năng chịu tải của đất thông qua các đồ thị quan hệ giữa các chỉ tiêu này với sức kháng xuyên tiêu chuẩn (N).

#### 10.3. CÁC THAM SỐ CẦN ĐO

Trị số N đo được là số nhát búa cần thiết để đóng ống lấy mẫu chẻ đôi sâu vào đất một đoạn 300 mm. Hiệu suất làm việc của hệ búa có thể thu được nhờ sự so sánh động năng (KE - Kinetic Energy) (tức là,  $KE = 1/2 m V^2$ ), với thế năng (PE - Potential Energy), của hệ búa (tức là,  $PE = m g h$ ). Tỷ số năng lượng (ER - Energy Ratio) được xác định như sau:

$$ER = KE / PE$$

hay,

$$ER = \frac{1/2 m V^2}{m g h} = \frac{0,5 V^2}{g h} \quad (10.1)$$

Trong đó: m - khối lượng búa;  
 V - vận tốc búa rơi;  
 h - chiều cao búa rơi;  
 g - gia tốc lực trọng trường.

Theo thủ tục thực tế xây dựng tại Mỹ, những tương quan về tính chất xây dựng dựa trên các trị số SPT- N đo được bằng hệ thống xuyên tiêu chuẩn, mà hiệu suất làm việc của nó chỉ đạt 60%, tức là  $ER = 60\%$ .

Những trị số N tương ứng với 60% hiệu suất làm việc, và được ký hiệu là  $N_{60}$ .

Đại đa số các hệ số hiệu chỉnh với trị số N đo được là cần thiết, vì những tính không hiệu quả về năng lượng và sự thay đổi thủ tục trong thực tế. Khi mọi yếu tố được áp dụng để ghi chép trị số N tại hiện trường ( $N_{TN}$ ), thì trị số hiệu chỉnh được tính toán như sau:

$$N_{60} = N_{TN} \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \quad (10.2)$$

Trong đó:  $C_E$  - hệ số hiệu chỉnh năng lượng,  $C_E = ER / 60$ ;  
 $C_B$  - hệ số hiệu chỉnh đường kính hố khoan;  
 $C_S$  - hệ số hiệu chỉnh phương pháp lấy mẫu, và  
 $C_R$  - hệ số hiệu chỉnh chiều dài cần khoan.

Các hệ số hiệu chỉnh được giới thiệu trong bảng 10.1, bao gồm hiệu quả năng lượng ( $C_E$ ), đường kính hố khoan ( $C_B$ ), phương pháp lấy mẫu ( $C_S$ ), và chiều dài cần khoan ( $C_R$ ). Cũng cần chú ý rằng, từ bảng 10.1, các trị số hiệu chỉnh về năng lượng,  $C_E$ , dao động

**Bảng 10.1. Hiệu chỉnh xuyên tiêu chuẩn  
 (theo Skempton, 1986)**

Hệ số	Thay đổi của thiết bị	Ký hiệu	Số hiệu chỉnh
Tỷ số năng lượng	Búa Donut Búa an toàn Búa tự hành	$C_E = ER / 60$	0,5 đến 1,0 <sup>(1)</sup> 0,7 đến 1,2 <sup>(1)</sup> 0,8 đến 1,5 <sup>(1)</sup>
Đường kính hố khoan	65 đến 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1,0 1,05 1,15
Phương pháp lấy mẫu	Lấy mẫu tiêu chuẩn Lấy mẫu không tiêu chuẩn	$C_S$	1,0 1,1 đến 1,3
Chiều dài cần khoan	3 đến 4 m 4 đến 6 m 6 đến 10 m 10 đến > 30 m	$C_R$	0,75 0,85 0,95 1,0

trong phạm vi tương đối rộng. Theo cách lập luận này, việc xác định chính xác trị số  $C_E$  sẽ quan trọng hơn nhiều so với việc xác định những hệ số hiệu chỉnh khác. Để tính trị số  $C_L$  chính xác hơn có thể xác định bằng cách đo trực tiếp tỷ số năng lượng (ER) của cơ cấu SPT tại hiện trường theo phương pháp trong ASTM D 4633.

Khi các trị số N của những vật liệu như nhau sẽ tăng theo sự tăng áp lực hữu hiệu tầng phủ, thì số nhát búa hiệu chỉnh ( $N_{60}$ ) thường chuẩn hoá với 1 atmôfe (hay xấp xỉ bằng 100 kPa) áp lực hữu hiệu tầng phủ theo các sơ đồ hiệu chỉnh tầng phủ. Số nhát búa sau khi chuẩn hoá được ký hiệu là  $(N_1)_{60}$ , và lấy bằng:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (10.3)$$

Trong đó:  $C_N$  - tham số hiệu chỉnh theo ứng suất:

$$C_N = (P_a / \sigma'_{v0})^n \quad (10.4)$$

Ở đây:  $P_a$  - áp suất khí quyển cùng đơn vị với ứng suất hữu hiệu tầng phủ,  $\sigma'_{v0}$

n - số mũ ứng suất, lấy bằng 1 với sét (ví dụ, Olsen, 1977; Mayne & Kemper, 1988) và bằng 0,5 đến 0,6 đối với cát (ví dụ, Seed và cộng sự., 1983; Lao và Whitman, 1986; Olsen, 1997).

## 10.4. DIỄN GIẢI CÁC TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

### 10.4.1. Đánh giá độ chặt tương đối của cát và độ sệt của sét

Các trị số N của SPT là chỉ tiêu đánh giá độ chặt tương đối của đất không dính và độ sệt của đất dính. Những tương quan giữa các trị số N của SPT và tính chất xây dựng của đất không dính và đất dính như chỉ ra trong bảng 10.2.

**Bảng 10.2. Các tính chất của đất được hiệu chỉnh theo N của SPT (theo FHWA-SA-02-054)**

Cát (Tin cậy)		Sét (Tương đối không tin cậy)	
Số nhát búa/ 0,3 m, $N^*$	Độ chặt tương đối, $D_r$ (%)	Số nhát búa/ 0,3 m, $N^*$	Trạng thái
0-4	Rất xốp	< 2	Rất yếu
4 - 10	Tơi xốp	2 - 4	Yếu
10 - 30	Chặt trung bình	4 - 8	Trung bình
30 - 50	Chặt	8 - 15	Cứng
> 50	Rất hạt	15 - 30	Rất cứng
		> 30	Rất chắc

\* Các trị số N được đo bằng ống lấy mẫu có đường kính trong (ID) là 9,5 mm., đường kính ngoài (OD) là 51 mm, với độ cắm sâu 0,3 m và độ cao rơi búa là 0,76 m.

### 10.4.2. Đánh giá độ bền không thoát nước bằng các kết quả SPT

Bảng 10.3 giới thiệu những tương quan cơ bản để xác định độ bền không thoát nước của các đất không dính.

### 10.4.3. Đánh giá tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do của đất theo các kết quả SPT

1) Đối với đất không dính hạt thô

**Bảng 10.3. Tương quan giữa độ chặt tương đối, các trị số N của SPT và góc ma sát trong của đất không dính (theo Meyerhof, 1956).**

Trạng thái	Độ chặt tương đối, $D_r$ (%)	Sức kháng SPT, N (nhát búa / 0,3 m)	Góc ma sát trong, $\phi'$ (độ)
Rất xốp	< 20	< 4	< 30
Tơi xốp	20 - 40	4 - 10	30 - 35
Chắc	40 - 60	10 - 30	35 - 40
Chật	60 - 80	30 - 50	40 - 45
Rất chặt	> 80	> 50	> 45

Chú ý,  $N = 15 + (N' - 15)/2$  với  $N' > 15$  trong cát bụi rất nhỏ bão hoà nước, trong đó  $N'$  là số nhát búa đo được và  $N$  là số nhát búa đã hiệu chỉnh theo tác dụng của áp lực nước lỗ rỗng động trong quá trình thí nghiệm SPT.

Những tương quan giữa mô đun và trị số N của SPT đối với đất không dính hạt thô được giới thiệu trong bảng 10.4 dưới đây.

**Bảng 10.4. Tương quan giữa mô đun và các trị số N của SPT đối với đất không dính hạt thô**

Tham khảo	Tương quan <sup>(a)</sup>	Loại đất
Begemann (1974)	$E = 12(N + 6)N$ nếu $N < 15$ $E = 40 + 12(N - 6)$ nếu $N > 15$	Cuội sỏi- cát cấp phối tốt
Schmertmann (1970, 1978)	$E = 15 N$	Cuội- sỏi dưới tải trọng đối xứng trục
Schultze & Melzer (1965)	$E = v\sigma^{0.522}$ $v = 246,2 \log(N) - 253,4 \sigma'_{v0}$ $0 < \sigma'_{v0} < 1,2 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_{v0} = \text{áp lực hữu hiệu tầng phủ, kg/cm}^2$ $\sigma = \text{ứng suất tác dụng, kg/cm}^2$ $E^{(b)} = 246,2 \log(N) + 300$	Cát khô
Trofimenkov (1974)	$E = 500 \log(N)$	Cát khô
Webb (1969)	$E = 5(N + 15)$	Cát bão hoà nước
Wrench & Nowatzki (1985)	$E = 2,22 N^{0.888}$	Cuội - sỏi bão hoà nước từng phần

Ghi chú : (a)  $E = \text{kg} / \text{cm}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa}$ .

(b) Ở đây để phân tích có tính so sánh, giả thiết rằng :

$$\sigma' = 30 \text{ kPa} = 0,3 \text{ kG} / \text{cm}^2$$

$$\sigma = 100 \text{ kPa} = 1,0 \text{ kG} / \text{cm}^2$$

## 2) Đối với đất cát

Tương quan giữa mô đun biến dạng nở ngang tự do ( $E_0$ ) và các trị số  $N$  của SPT của cát có thể xác định theo công thức sau :

$$E_0 = k N_{60} \quad (10.5)$$

Trong đó:  $k$  - 5 cho cát pha sét và bụi;

$k$  - 10 cho cát sạch cố kết bình thường;

$k$  - 15 cho cát sạch quá cố kết.

## 3) Đối với đất sét

Strough (1974) chỉ ra rằng, tương quan giữa mô đun biến dạng không nở ngang và các trị số  $N$  của SPT được xác định bằng phương trình sau:

$$E_0 = 4,1 N_{60} \text{ nếu } I_p \geq 30 \quad (10.6)$$

$$E_0 = (8,6 - 0,15 I_p) N_{60} \text{ nếu } I_p < 30 \quad (10.7)$$

### 10.4.4. Đánh giá độ lún của móng nông theo các kết quả SPT

Hough (1959) đã giới thiệu phương pháp thực nghiệm để dự báo độ lún của móng nông trên đất không dính giống như phương pháp sử dụng để tính độ lún cố kết của các lớp sét. Chú ý rằng, phương pháp này chỉ áp dụng cho các loại đất không dính cố kết bình thường. Cheney và Chassie (2000) chỉ ra rằng, số nhất búa SPT sau khi hiệu chỉnh với áp lực tầng phủ trước khi lập tương quan các trị số  $N$  với chỉ số khả năng chịu tải,  $C'$ . Đất được chia thành các lớp nhỏ, và số gia ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại điểm giữa từng lớp phân tố do tải trọng ngoài gây ra, sẽ được xác định theo lý thuyết đàn hồi.

Tổng độ lún theo phương pháp Hough được tính như sau:

a) Số nhất búa SPT hiệu chỉnh đối với áp lực tầng phủ theo hình 10.1.

b) Xác định chỉ số khả năng chịu tải ( $C'$ ) từ hình 10.2 theo số nhất búa SPT đã hiệu chỉnh,  $N'$ .

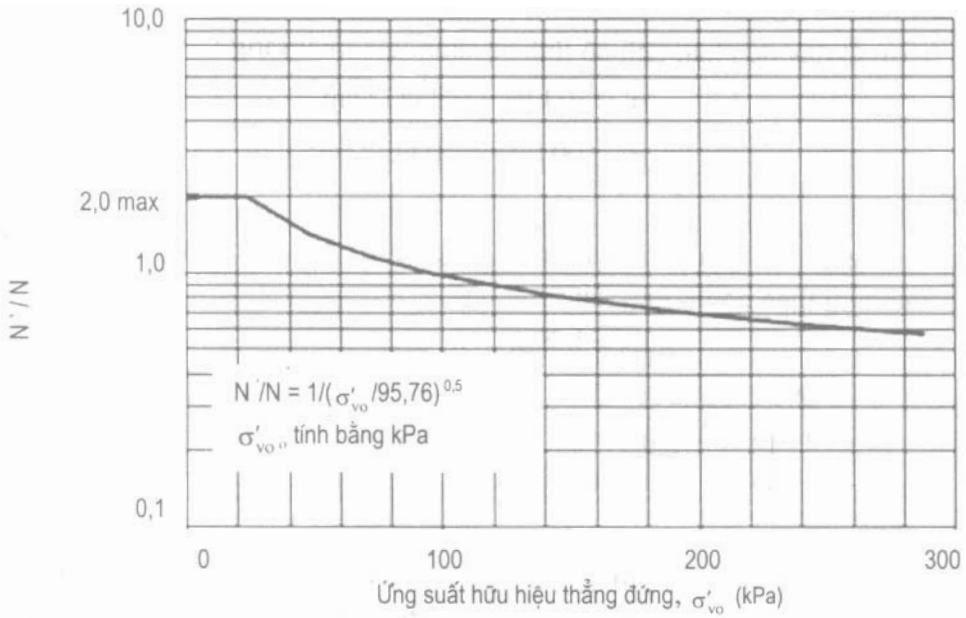
c) Dựa trên địa tầng khu vực, tiến hành phân chia mặt cắt đất nền thành các lớp có chiều dày chừng 3 m đến độ sâu bằng khoảng 3 lần chiều rộng móng.

d) Tính toán ứng suất hữu hiệu thẳng đứng,  $\sigma'_{v0}$ , tại điểm giữa từng lớp và chỉ số khả năng chịu tải cho lớp đó.

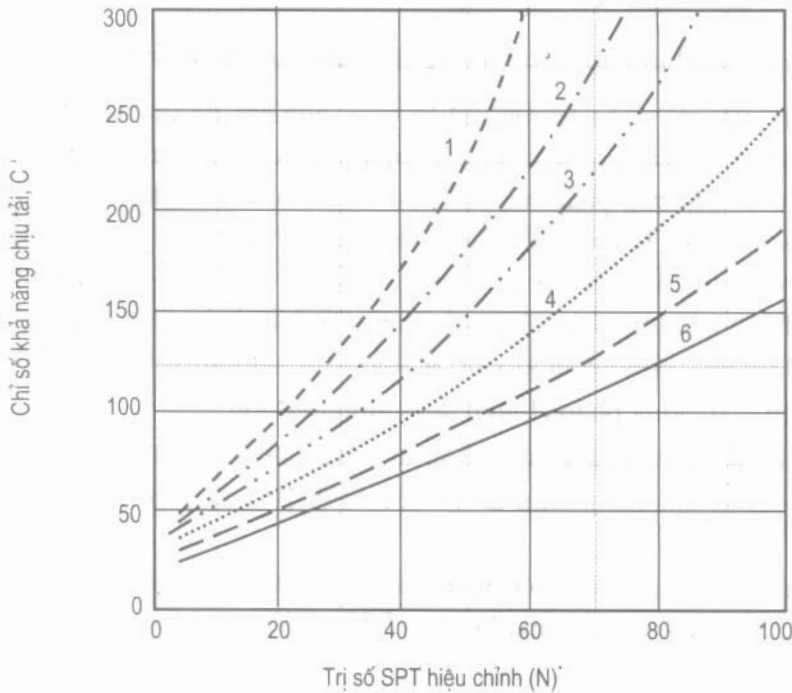
e) Tính toán số gia tầng ứng suất tại điểm giữa mỗi lớp,  $\Delta\sigma_{vf}$ .

f) Tính toán độ lún trong từng lớp,  $\Delta H$ , dưới tải trọng ngoài theo công thức sau:

$$\Delta H = H_0 \frac{1}{C'} \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (10.8)$$



**Hình 10.1.** Các trị số  $N$  của SPT được hiệu chỉnh theo áp lực hữu hiệu tầng phủ (theo Liao & Whitmann, 1986).



**Hình 10.2.** Chỉ số khả năng chịu tải,  $C'$ , thay đổi theo trị số  $N'$  của SPT hiệu chỉnh (theo Hough đã được Cheney & Chassie sửa đổi, 2000):

- 1- Cát trung đồng nhất, sạch; 2- Cuội sỏi & cát bụi cấp phối tốt; 3- Cát nhỏ đến thô cấp phối tốt, sạch;
- 4- Cát bụi nhỏ đến trung, cấp phối tốt; 5- Sét pha cát; 6- Bụi vô cơ.

Trong đó:  $H_0$  - chiều dày tầng đất nghiên cứu.

g) Cộng các số gia độ lún sẽ cho tổng độ lún phải tìm.

## Chương 11

# THÍ NGHIỆM XUYÊN TÍNH HÌNH CÔN

### 11.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Khi thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn (CPT - Cone Penetration Test), người ta dùng kích thủy lực để ấn vào đất bộ phận mũi xuyên côn gắn với cần xuyên theo tốc độ không đổi, nhằm có được mặt cắt ứng suất, các áp lực, và những số đo khác theo phương đứng. Công tác thí nghiệm được tuân thủ theo Tiêu chuẩn hiện hành của Nhà nước, hay ASTM D.5778.

Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn có thể không sử dụng bộ đo áp lực nước lỗ rỗng (tức là, CPT), hay có thể dùng thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng bằng mũi côn đo áp (tức là, CPT<sub>U</sub>).

Một số thiết bị còn có khả năng đo được sự lan truyền sóng cắt bằng mũi côn đo địa chấn, thí nghiệm này gọi là SCPT<sub>U</sub>.

### 11.2. TRANG THIẾT BỊ

- Một máy xuyên côn tiêu chuẩn có các thông số kỹ thuật sau: cần xuyên hình trụ tròn có đường kính là 35,70 mm, mũi xuyên côn có góc ở đỉnh là 60<sup>o</sup>, tiết diện ngang mũi xuyên là 10 cm<sup>2</sup>, tiết diện măng sồng đo ma sát là 150 cm<sup>2</sup>. Cần xuyên tiêu chuẩn dài 1 m có đường kính ngoài bằng 35,70 mm, và đường kính trong là 22 mm.

- Bộ cáp mũi côn được lồng trong lỗ của cần xuyên và được nối giữa mũi côn với bộ phận đo số liệu đặt trên mặt đất. Tiêu chuẩn, cứ xuyên sâu được từ 2 đến 5 cm ghi số liệu xuyên một lần .

### 11.3. PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM

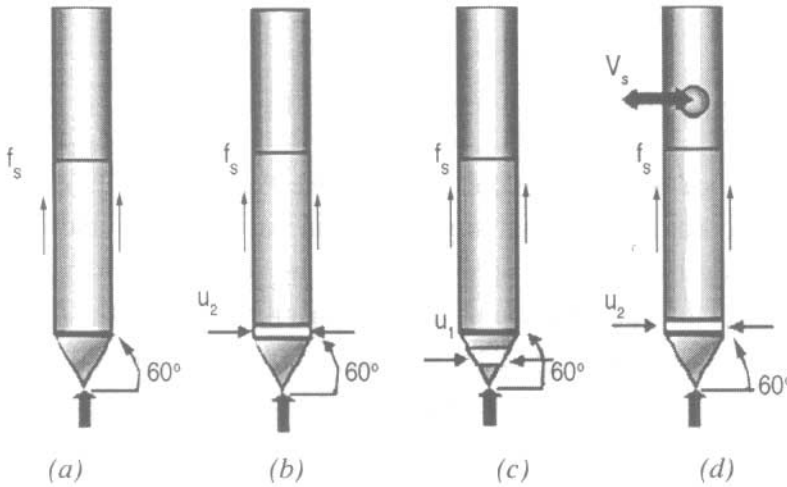
Trình tự thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn (CPT) được thực hiện bằng cách ấn mũi xuyên côn với tốc độ 2 cm/ giây ngập vào trong đất theo đúng Quy trình hiện hành của Nhà nước, hay theo ASTM D. 5778 . Những số đọc sức kháng mũi ( $q_c$ ), ma sát thành ( $f_s$ ), độ nghiêng ( $i$ ), và áp lực nước lỗ rỗng ( $U_m$ ) đều được thực hiện tối thiểu trong từng 5 cm (tức là, trong khoảng 2,5 giây).

### 11.4. NHỮNG THAM SỐ CẦN ĐO

Các máy xuyên điện và điện từ đều có những số đọc tiêu chuẩn sức kháng mũi ( $q_c$ ) và ma sát thành ( $f_s$ ), như giới thiệu trên hình 11.1 a.

Các máy xuyên piezocone sẽ đo được áp lực nước lỗ rỗng bằng bộ thấm (viên đá) đặt ở vị trí giữa mũi và áo đo ma sát ( $U_2$ ; hình 11.1 b) hay đặt ở đoạn giữa mũi ( $U_1$ ; hình 11.1 c).

Dụng cụ đo sóng địa chấn nằm ngang ở phần trên mũi xuyên côn địa chấn (hình 11.1 d) có thể sử dụng để đo một cách cơ học các sóng cắt xảy ra so với mặt đất, điều cốt yếu để xác định sóng cắt đạt được tại thời gian ( $t_s$ ) và tốc độ của sóng cắt ( $V_s$ ).



**Hình 11.1.** Những vị trí đo trên máy xuyên côn:

- a) Máy xuyên côn điện, CPT; b) Máy xuyên Piezocone (đá thấm đặt ở đỉnh mũi),  $CPT_{U_2}$ .
- c) Máy xuyên piezocone (đá thấm đặt ở giữa mũi)  $CPT_{U_1}$  và d) Piezocone địa chấn  $SCPT_{U_2}$ .

### 11.5. PHÂN LOẠI ĐẤT THEO CPT

Phân loại đất theo CPT được dựa trên những số đo sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ), và ma sát thành ( $f_s$ ), chúng được biểu diễn theo hệ số ma sát (FR):

$$FR = R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \quad (11.1)$$

Máy piezocone ( $CPT_U$ ) cũng có thể sử dụng để phân loại đất trên cơ sở áp lực nước lỗ rỗng đo được ( $U_2$ ) trong quá trình rút thiết bị xuyên lên:

$$B_q = \frac{U_2 - U_0}{q_T - \sigma_{v0}} \quad (11.2)$$

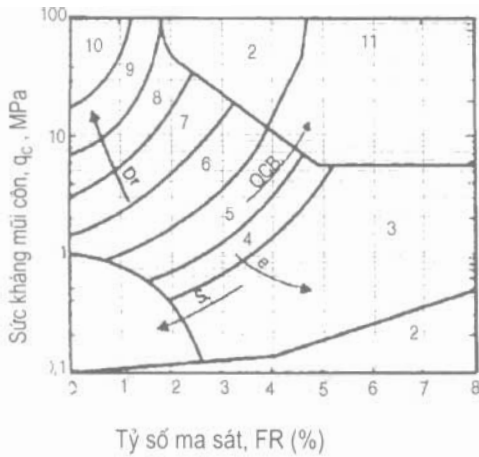
Trong đó:  $U_0$  - áp lực lỗ rỗng thủy tĩnh ở trạng thái cân bằng (tức là, các điều kiện tĩnh dựa trên vị trí mực nước ngầm).

Những ví dụ về các sơ đồ phân loại chi tiết đất được giới thiệu trên hình 11.2 và 11.3.

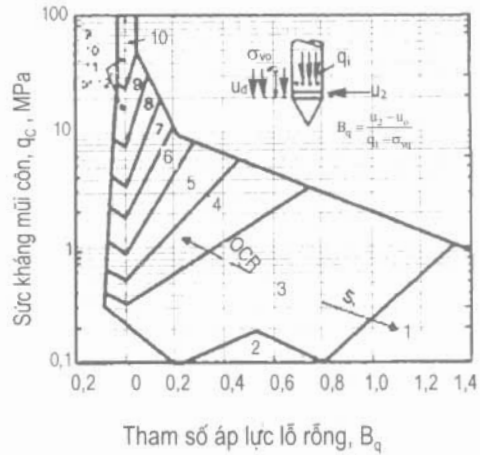
### 11.6. ĐÁNH GIÁ ĐỘ CHẶT TƯƠNG ĐỐI ( $D_r$ ) CỦA ĐẤT THEO CPT

Tương quan giữa độ chặt tương đối,  $D_r$ , và sức kháng mũi côn,  $q_c$ , của các loại cát được xác định theo Jamiolkowsky (1985) như sau:





**Hình 11.2.** Phân loại đất dựa trên  $q_c$  và FR (theo Robertson và cộng sự, 1986).



**Hình 11.3.** Phân loại đất dựa trên  $q_c$  và  $B_q$  (theo Robertson và cộng sự, 1986).

Loại đất (theo Robertson và cộng sự, 1986., Robertson và Campanella, 1988)

1- Đất hạt nhỏ có độ nhay	5- Bụi pha sét đến sét bụi	9- Cát
2- Đất hữu cơ	6- Bụi pha cát đến cát bụi	10- Cát cuội sỏi đến cát
3- Sét	7- Cát bụi đến bụi cát	11- Đất hạt rất nhỏ-cứng
4- Sét pha bụi đến sét	8- Cát đến cát bụi	12- Cát đến cát pha sét (quá cố kết hay xi măng hoá)

$$D_r \approx 66 \log(q_c / \sqrt{\sigma'_{v0}}) - 98 \quad (11.3)$$

Ghi chú: Các trị số  $q_c$  và  $\sigma'_{v0}$  đều được tính bằng T / m<sup>2</sup>.

Meyerhof (1956) đã giới thiệu tương quan giữa  $D_r$  và  $q_c$  như chỉ ra trong bảng 11.1.

**Bảng 11.1.** Tương quan giữa  $D_r$  và  $q_c$  (theo Meyerhof, 1956)

$q_c$ (kG / Cm <sup>2</sup> )	$D_r$ (%)	Trạng thái của cát
0 - 20	< 20	Rất xốp
20 - 40	20 - 40	Xốp
40 - 120	40 - 60	Chặt trung bình
120 - 200	60 - 80	Chặt
> 200	> 80	Rất chặt

## 11.7. ĐÁNH GIÁ CHỈ TIÊU ĐỘ SẾT CỦA ĐẤT DÍNH BẰNG KẾT QUẢ CPT

Tương quan giữa chỉ tiêu độ sệt ( $I_L$ ) và sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ) được giới thiệu trong bảng 11.2 dưới đây.

**Bảng 11.2. Tương quan giữa  $I_L$  và  $q_c$  (theo Szechy & Varga, 1978)**

$q_c$ ( kG/ Cm <sup>2</sup> )	$I_L$	Trạng thái
< 5	> 0,5	Trạng thái dẻo mềm
5 - 15	0,25 - 0,50	Trạng thái dẻo cứng
15 - 30	0 - 0,25	Trạng thái nửa cứng
30 - 60	- 0,5 - 0	Trạng thái cứng
> 60	< - 0,5	Trạng thái rất cứng

### 11.8. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH TỔNG MÔ ĐUN BIẾN DẠNG NỖ NGANG TỰ DO BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

1) Đối với cát cố kết bình thường:

Tương quan giữa tổng mô đun biến dạng nỡ ngang tự do ( $E_0$ ) và sức kháng mũi xuyên côn ( $q_c$ ) của cát có thể được xác định theo Robertson (1991) như sau:

$$E_0 \approx 2 q_c \quad (11.4)$$

2) Đối với sét cố kết bình thường:

$$E_0 \approx 8.25 (q_c - \sigma_{v0}) \quad (11.5)$$

3) Đối với các loại đất còn lại:

$$E_0 \approx \frac{3\pi(1+\nu)(3-4\nu)}{16(1-\nu)} \times q_c \quad (11.6)$$

Trong đó:  $\nu$  - hệ số Poisson .

### 11.9. CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH ĐỘ BỀN KHÔNG THOÁT NƯỚC BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

Phương pháp xác định độ bền không thoát nước theo kết quả CPT được biểu diễn bằng phương trình sau :

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c} \quad (11.7)$$

Trong đó:  $q_c$  - sức kháng mũi côn được hiệu chỉnh cho diện tích đầu mũi khác nhau;

$\sigma_{v0}$  - tổng ứng suất tầng phủ;

$N_c$  - hệ số mũi côn, bao gồm hệ số hình học và hệ số độ sâu, và  $N_c = 10$  cho mọi xuyên tĩnh không thoát nước (ví dụ, Yu và cộng sự, 2000).

### 11.10. ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI BẰNG CÁC KẾT QUẢ CPT

1) Đối với nền cát:

Theo Meyerhof (1956), khả năng chịu tải của đất cát được tính như sau :

$$R = \bar{q}_c \frac{B}{12} \left(1 + \frac{h_m}{B}\right) \quad (11.8)$$

Trong đó:  $\bar{q}_c$  - sức kháng mũi côn trung bình tại độ sâu bằng 1 B dưới đáy móng;

B và  $h_m$  - chiều rộng và chiều sâu đặt móng.

2) Đối với nền đất dính :

Theo Tand, Funegard và Briaut (1986), khả năng chịu tải của đất dính được xác định như sau:

$$R = R_k (\bar{q}_c - \sigma_{v0}) + \sigma_{v0} \quad (11.9)$$

Trong đó:  $R_k$  - hệ số khả năng chịu tải, và  $R_k = 0,2 - 0,6$

$\sigma_{v0}$  - tổng ứng suất thẳng đứng.

### 11.11. ĐÁNH GIÁ $C_h$ BẰNG SỐ LIỆU TIÊU TAN CPT<sub>t</sub>

Trong phần này, các phương pháp được giới thiệu để đánh giá hệ số cố kết theo phương ngang,  $C_h$ , theo kết quả thí nghiệm tiêu tan áp lực nước lỗ rỗng được xác định như sau:

$$C_h = \frac{T^* (a^2 \sqrt{I_r})}{t} \quad (11.10)$$

Trong đó:  $T^*$  - hệ số thời gian thay đổi và  $T^*$  tương ứng với mức độ cố kết U (xem bảng 11.3. Mức độ cố kết, U, được xác định tương ứng với mức độ tiêu tan áp lực nước lỗ rỗng quá mức:

$$U = 1 - \frac{U_t - U_0}{U_i - U_0} \quad (11.11)$$

Trong đó:  $U_t$  - áp lực nước lỗ rỗng tại thời gian t;

$U_i$  - áp lực nước lỗ rỗng ban đầu tại thời gian  $t = 0$ , và

$U_0$  - áp lực nước tĩnh ở trạng thái cân bằng (tức là, các điều kiện tĩnh dựa trên vị trí mực nước dưới đất):  $U_0 = \gamma_w h_w$ .

Khi  $U_t = U_i$ , mức độ cố kết bằng không, ngược lại, nếu  $U_t = U_0$  thì mức độ cố kết là 100%.

a - bán kính của mũi côn, và  $a = d^2 / D^2$  (xem hình 11.4).

$I_r$  - chỉ số độ cứng không thoát nước:

$$I_r = G / S_u \quad (11.12)$$

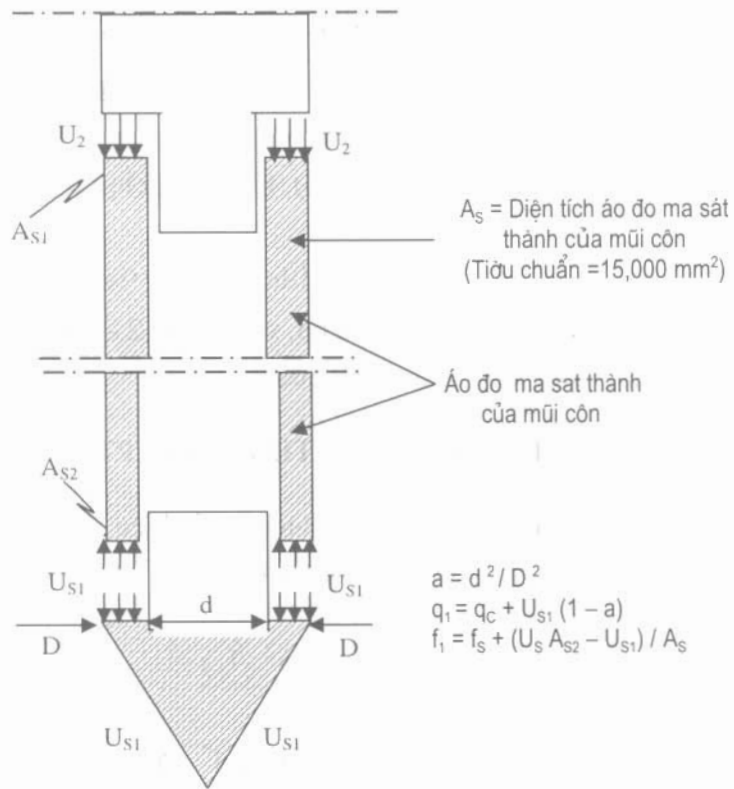
Ở đây: G - mô đun cắt của đất;

$$G_{\max} = 220(K_2) \sqrt{\sigma'_m} \quad (11.13)$$

$$K_{2(\max)} = 20 (N_{60})^{1/3} \quad (11.14)$$

$$N_{60} = C_{60} N = 0,75 N \quad (11.15)$$

$$\sigma'_m = \left[ \frac{1 + 2K_0}{3} \right] \sigma'_v \quad (11.16)$$



**Hình 11.4.** Minh họa những tiết diện mũi côn không bằng nhau của CPT (theo Kulhawy & Mayne, 1990).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (11.17)$$

$S_u$  - độ bền không thoát nước của đất;

$t$  - thời gian tại đó tiến hành đo áp lực nước lỗ rỗng.

**Chú ý:** Các trị số  $C_h$  có thể xác định theo sự thay đổi của mức độ cố kết, tuy nhiên, việc đánh giá để tính toán- thiết kế cần dựa trên mức độ cố kết bằng 50% hay lớn hơn.

**Bảng 11.3.** Hệ số thời gian hiệu chỉnh ( $T^*$ ) để phân tích số liệu tiêu tan CPT<sub>U</sub> (theo Teh & Houlsby, 1991)

Mức độ cố kết, $U$ , (%)	Áp lực lỗ rỗng quá mức hiệu chỉnh, ( $1 - U$ )	$T^*$ cho đá thấm đặt ở giữa mũi côn , $U_1$	$T^*$ cho đá thấm đặt ở đỉnh mũi côn, $U_2$
20	0,8	0,014	0,038
30	0,7	0,032	0,078
40	0,6	0,063	0,142
50	0,5	0,118	0,245
60	0,4	0,226	0,439
70	0,3	0,463	0,804
80	0,2	1,04	1,60

## Chương 12

# THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH VÀ NÉN BẰNG BÀN NÉN

### 12.1. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH (VST)

#### 12.1.1. Nguyên tắc chung

Thí nghiệm cắt cánh (VST - Vane Shear Test) bao gồm việc sử dụng bộ cánh quay để xác định độ bền cắt không thoát nước trong đất sét và bụi yếu đến cứng. Việc sử dụng VST chỉ giới hạn cho các loại đất mà ở đó tốc độ quay của cánh cắt thấp ( $6^\circ$ / phút) sẽ ảnh hưởng đến độ bền cắt không thoát nước.

#### 12.1.2. Thiết bị

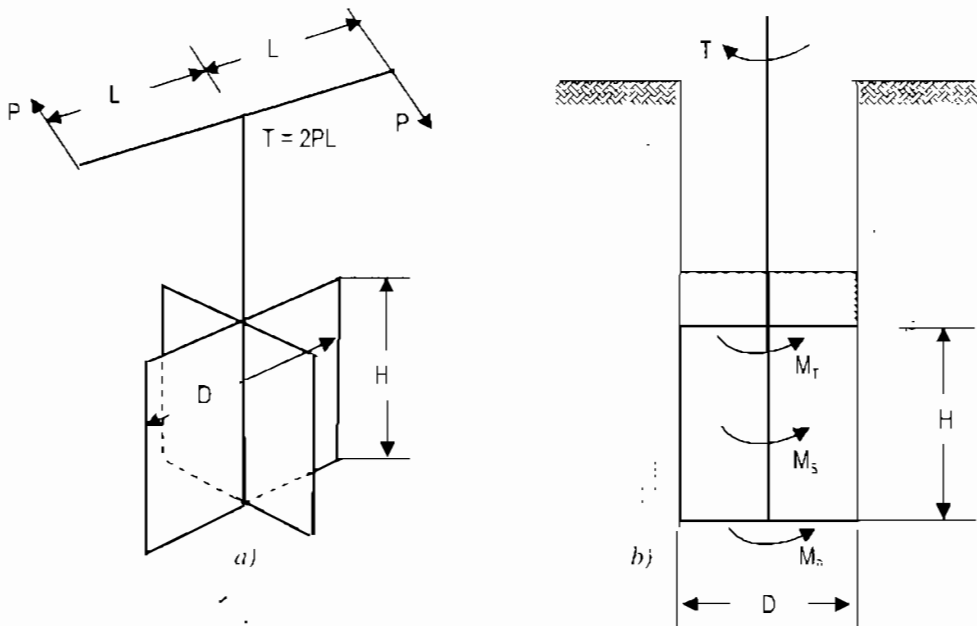
Cánh cắt tiêu chuẩn có đường kính (D) bằng 65 mm, chiều cao (H) bằng 130 mm, và chiều dày cánh (t) bằng 2 mm. Tuy nhiên, kích thước cánh bao gồm đường kính dao động từ 38 đến 92 mm, chiều cao cánh bằng 76 đến 184 mm, chiều dày cánh nằm giữa 1.6 đến 3,2 mm, và chúng được nối với cần có đường kính 12,7 mm. Đường kính cần có thể dùng thép cứng để hạn chế mức độ cong của cần trong quá trình quay. Cánh cắt có thể là hình chữ nhật, hình tam giác kép, hay hình tam giác đơn (tức là, tam giác đặt ở đáy cánh). Việc sử dụng cánh hình tam giác sẽ dễ dàng lắp đặt cánh bằng vật liệu cứng. Một bộ cánh tiêu biểu và tổng hợp những tham số hình học được dùng để nhận dạng cánh như giới thiệu trên hình 12.1.

#### 12.1.3. Trình tự thí nghiệm

Trình tự thí nghiệm cắt cánh được phác thảo trong ASTM D 2573. Tùy thuộc vào kiểu thiết bị cắt cánh được sử dụng mà nó có thể đo được lực ma sát phát sinh dọc theo cần dụng cụ. Thiết bị đo moment xoắn có thể ghi được lực ma sát này. Lực ma sát cần yêu cầu phải giảm tới mức tối thiểu và đó là lý do để dùng trong tính toán độ bền cắt. Phương pháp đặc trưng để tính toán lực ma sát cần bao gồm: 1) Các cần phải đủ bền khi chịu các ứng suất giới hạn cắt; hay 2) Thiết bị đo lực ma sát cần có khớp trượt. Nếu thí nghiệm cắt cánh được thực hiện dưới đáy hố khoan, thì độ sâu tính từ đáy hố khoan đến đỉnh cánh nên lấy bằng 4 lần đường kính hố khoan để giảm đến mức tối thiểu khả năng xáo trộn đất.

Thí nghiệm VST cần bắt đầu trong vòng 5 phút sau khi lắp đặt xong thiết bị, và cánh được quay với tốc độ  $6^\circ$  trên một phút. Thông thường, trong khoảng thời gian giữa 2 và 3 phút sẽ xảy ra hiện tượng phá hoại đất, và với khoảng thời gian tương đối nhanh như vậy

sẽ bảo vệ được những điều kiện không thoát nước của đất nền, mà thời gian xảy ra phá hoại nền có thể phải mất 10 đến 15 phút trong các loại đất sét rất yếu. Nên tiến hành đo moment xoắn trong khoảng thời gian 30 giây đến 1 phút nhằm mục đích đánh giá được độ nhạy của đất. Đồng thời, những hệ thống VST hiện nay có thể được dùng để đo moment xoắn tác dụng theo thời gian hay góc quay. Hệ thống như vậy thường dùng cơ cấu truyền động bằng bánh răng để quay cánh cắt có thể loại bỏ được một số sai sót tiềm ẩn của người thí nghiệm viên, mà vẫn đảm bảo được yêu cầu cần thiết cho thí nghiệm các loại đất rất yếu.



Hình 12.1. Sơ đồ thiết bị cắt cánh.

#### 12.1.4. Những tham số cần đo

Ba tham số có thể nhận được từ thí nghiệm cắt cánh: 1) độ bền cắt không thoát nước ( $S_{U1}$ ); 2) độ bền cắt không thoát nước của mẫu chế bị ( $S_R$ ), và 3) độ nhạy ( $S_S$ ). Độ bền cắt không thoát nước, độ bền cắt không thoát nước của mẫu chế bị, và độ nhạy sẽ khác nhau là tùy thuộc vào lực gây cắt, cũng như trị số biến dạng và mức độ đúc lại mẫu.

Thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường là một phương pháp xác định độ bền cắt không thoát nước của các loại đất dính. Thông thường, cánh cắt bao gồm bốn tấm thép mỏng được hàn nối với cần quay bằng thép (xem hình 12.1 a). Để tiến hành thí nghiệm, cánh được ấn vào đất và tác dụng các moment xoắn lên đỉnh cần quay. Moment xoắn được tăng theo từng cấp cho đến khi cắt được một trụ tròn đất có chiều cao, H, và đường kính, D (xem hình 12.1 b). Moment xoắn lớn nhất (T) tác dụng đủ để cắt đất là tổng moment kháng tại đỉnh ( $M_T$ ), và tại đáy ( $M_B$ ) của trụ đất, cộng với moment kháng ở xung quanh trụ đất ( $M_S$ ). Như vậy, ta có:

$$T = M_T + M_B + M_S \quad (12.1)$$

nhưng,

$$M_S = \pi \cdot D \cdot H \cdot \frac{D}{2} \cdot S_u \quad (12.2)$$

$$M_T = M_B = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{2}{3} \times \frac{D}{2} S_u \quad (12.3)$$

Giả thiết rằng, sự phân bố độ bền cắt không thoát ở hai đầu cánh là bằng nhau (tham khảo Carsol, 1948). Khi đó, ta nhận được,

$$T = \left[ \left( \pi D H \frac{D}{2} \right) + 2 \left( \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{2}{3} \times \frac{D}{2} \right) \right] S_u$$

hay,

$$S_u = \frac{T}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 6)} \quad (12.4)$$

Nếu chỉ có đáy cánh tham gia vào việc cắt đất sét, khi đó:  $T = M_S + M_B$ .

Vậy,

$$S_u = \frac{T}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 12)} \quad (12.5)$$

## 12.2. THÍ NGHIỆM NÉN BẰNG BÀN NÉN (PLT)

*Theo Tiêu Chuẩn của Liên Bang Nga :*

Những thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén (PLT- Plate Load Test) được thực hiện tại đó sâu bất kỳ dưới đáy hố móng và hố khoan nông (đường kính bằng 750 mm).

Như chỉ ra trên hình 12.2, thiết bị bao gồm kích thủy lực loại nhẹ được gắn với bàn nén tròn (hay vuông). Có thể dùng các bàn nén bằng bê tông cốt thép có diện tích từ 600 cm<sup>2</sup> đến 10000 cm<sup>2</sup> và chiều dày bàn nén phải đạt 20 mm.

Số cấp tải trọng nén không được nhỏ hơn 5, và số gia độ lún ở mỗi cấp tải trọng,  $\Delta S$ , không được lớn hơn 0,10 mm sau thời gian như quy định trong các Tiêu Chuẩn Xây Dựng hiện hành.

Mô đun tổng biến dạng ( $E_0$ ) của đất nền dưới bàn nén được tính như sau:

$$E_0 = (1 - \nu^2) \pi d \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (12.6)$$

Trong đó:  $\nu$  - hệ số Poisson;

$\omega$  - hệ số hình học của bàn nén, đối với bàn nén tròn,  $\omega = 0,79$ , và đối với bàn nén vuông,  $\omega = 0,80$ ;

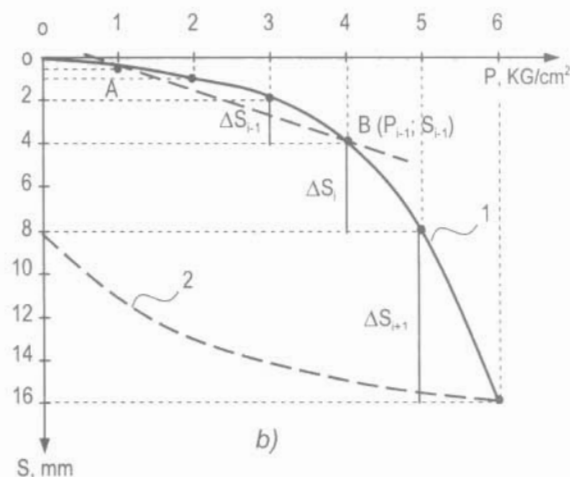
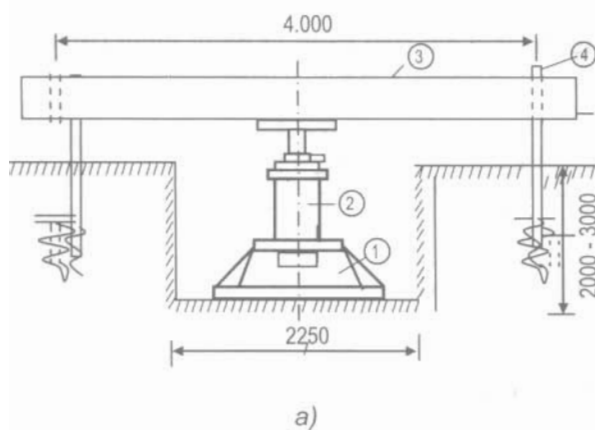
$d$  - đường kính bàn nén;

$\Delta P$  - số gia tải trọng;

$\Delta S$  - số gia độ lún.

Các trị số của tỷ số  $\frac{\Delta P}{\Delta S}$  được xác định trên đoạn thẳng  $A\bar{B}$ , trong đó điểm A là điểm đầu, và B là điểm cuối của đoạn thẳng này.

Nếu  $\Delta S_{i+1} \geq 2 \Delta S_i$ , thì toạ độ của điểm A ( $P_i ; S_i$ ), và toạ độ của điểm B ( $P_{i-1} ; S_{i-1}$ ) (trong đó,  $P_i = \gamma h =$  tổng ứng suất tầng phủ tại đáy móng).



**Hình 12.2.** Thí nghiệm nén bàn nén được thực hiện dưới đáy móng (a) và đồ thị quan hệ giữa tải trọng nén và độ lún (b): 1 - đường cong nén; 2 - đường cong dỡ tải. Các số trong vòng tròn: (1) - bàn nén bằng kim loại hay bê tông cốt thép, (2) - kích thuỷ lực; (3) - dầm ngang, và (4) các neo.

**Ví dụ 12.1.** Thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén theo phương đứng

Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh bằng nén theo phương đứng được giới thiệu trong bảng 12.1. Giả thiết rằng, diện tích bàn nén vuông cứng là 10.000 cm<sup>2</sup>, được đặt trực tiếp lên nền đất sét bão hòa nước có độ bền nén một trục nở ngang tự do là 30 kN/m<sup>2</sup>. Hãy thực hiện:

- 1) Vẽ các đường cong quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén?
- 2) Xác định mô đun tổng biến dạng của đất nền?
- 3) Tính toán khả năng chịu tải của móng vuông 2,5m × 2,5m và đặt sâu 1,5m?

**Bảng 12.1.** Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh bằng bàn nén

$N^o$	Áp lực nén, $P$ (kN / m <sup>2</sup> )	Tổng độ lún của bàn nén $S$ (mm)	Thời gian ổn định lún, $t$ (phút)
1	25	0,81	90
2	50	2,03	90
3	75	3,89	120
4	100	6,30	120
5	125	9,39	120
6	150	17,98	180
7	175	26,83	180

Giả thiết hệ số Poisson của đất nền,  $\nu = 0,35$ .



### Bài giải:

1) Vẽ các đường cong quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén (xem hình 12.3).

2) Xác định mô đun tổng biến dạng,  $E_0$  và ứng suất phá hoại.

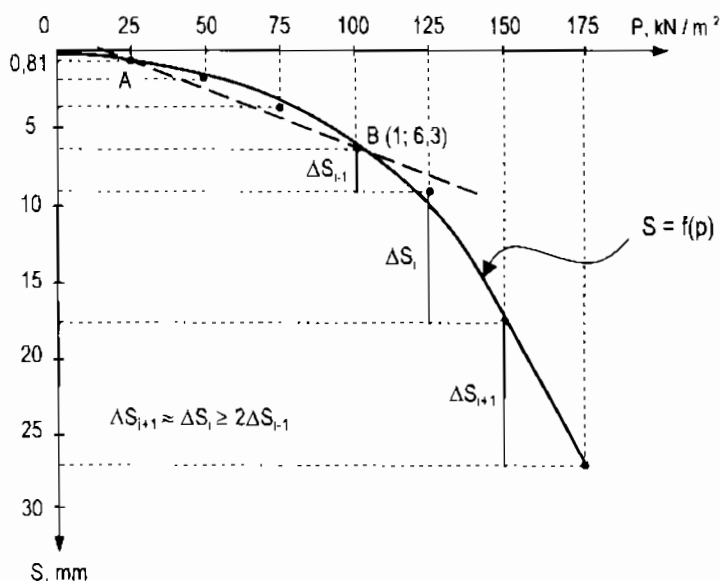
$$E_0 = (1 - \nu^2) \pi d \frac{\Delta P}{\Delta S}$$

Trong đó:  $\nu = 0,35$

$\pi = 0,80$ .

$d = 100 \text{ cm}$ .

Do  $\Delta S_6 = 8,85 \text{ cm} \approx \Delta S_5 = 8,59 \text{ cm} \geq 2\Delta S_4 = 2(3,09 \text{ cm}) = 6,18 \text{ cm}$ . Khi đó, điểm A có tọa độ A (25; 0,81), và điểm B có tọa độ B (100; 6,30).



Hình 12.3: Đồ thị quan hệ giữa độ lún và tải trọng nén.

Vậy,

$$\Delta P = P_4 - P_1 = 100 \text{ kN/m}^2 - 25 \text{ kN/m}^2 = 75 \text{ kN/m}^2,$$

và,

$$\Delta S = S_4 - S_1 = 6,30 \text{ mm} - 0,81 \text{ mm} = 5,49 \text{ mm} = 0,549 \text{ cm}.$$

Mô đun tổng biến dạng của đất nền được tính như sau:

$$E_0 = [1 - (0,35)^2] (0,80) (100 \text{ cm}) \frac{75 \text{ kN/m}^2}{0,549 \text{ cm}} = 9.590 \text{ kPa} = 9,59 \text{ MPa}$$

b) Ứng suất phá hoại:

Trong trường hợp này, ứng suất phá hoại là  $P_{tn} = 100 \text{ kN/m}^2$

3) Tính toán khả năng chịu tải của móng vuông,  $2,5\text{m} \times 2,5\text{m}$ , và độ sâu chôn móng là  $1,5\text{m}$ :

Trị số  $P_{th}$  tương ứng với biểu thức dưới đây:

$$P_{th} = \frac{1}{2} \gamma \cdot b_p \cdot N_\gamma$$

Trong đó:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $b_p =$  kích thước của bàn nén  $= 1,0 \text{ m}$ .

Vậy, ta có:  $100 \text{ kN/m}^2 = 0,5 (20 \text{ kN/m}^3) (1 \text{ m}) N_\gamma$

$$\rightarrow N_\gamma = 100 / 10 = 10$$

Theo bảng 7.1, chúng ta sẽ nhận được trị số góc ma sát trong,  $\varphi$ ,

$$\varphi = 24 + \frac{25 - 24}{10,88 - 9,44} (10 - 9,44) \approx 24,39^\circ$$

Theo Terzaghi, khả năng chịu tải của móng vuông có chiều rộng  $B = 2,5\text{m}$  và  $D_f = 1,5\text{m}$ , là:

$$P = 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q$$

Với  $\varphi = 24,39^\circ$ , tra bảng 7.1 ta nhận được các hệ số khả năng chịu tải:  $N_q = 10$ ;  $N_\gamma = 10$ .

Khi đó, ta nhận được:

$$P = 0,4 (20) (2,5) (10) + (20) (1,5) (10) = 500 \text{ kN/m}^2$$

Giả thiết, hệ số an toàn bằng 2,0 thì khả năng chịu tải an toàn được tính như sau:

$$P_{an \text{ toàn}} = P / 2 = 500 / 2 = 250 \text{ kN/m}^2$$

4) Kiểm tra xem móng có mang được tải trọng ngoài bằng  $1500 \text{ kN}$  hay không?

Từ phần 3, chỉ ra rằng, móng vuông có cạnh  $2,5 \text{ m}$  có khả năng mang được tải trọng bằng:

$$2,5 \times 2,5 \times 250 \approx 1.562,5 \text{ kN} > 1.500 \text{ kN}.$$

Do đó, móng vuông có cạnh  $2,5\text{m}$ , chôn sâu  $1,5 \text{ m}$  đủ mang được tải trọng thiết kế.

## PHỤ LỤC

# NHỮNG HỆ SỐ CHUYỂN ĐỔI TỪ ĐƠN VỊ ANH QUỐC SANG ĐƠN VỊ QUỐC TẾ (SI)

Những đơn vị Quốc Tế đầu tiên được sử dụng là:

Chiều dài.....Mét (m)

Khối lượng.....Kilôgram (kg)

Thời gian.....Giây (S)

Lực.....Newton (N) hay Kilônewton (kN)

Áp lực.....Pascal (Pa = N / m<sup>2</sup>)  
hay kilôpascal (kPa = kN / m<sup>2</sup>)

Bảng giới thiệu những hệ số chuyển đổi đơn vị được dùng trong cuốn sách này:

Đơn vị đo lường	Từ đơn vị Anh Quốc	Sang đơn vị SI	Hệ số nhân	Hỗ trợ tính nhẩm nhanh
Khối lượng	Ib	kg	0,453 592	1 Ib (k/lượng) = 0,5 kg
Lực	Ib	N	4,448 22	1 Ib (Lực) = 4,5 N
	kip	kN	4,448 22	1 kip (Lực) = 4,5 kN
Lực/chiều dài đơn vị	Plf	N/m	14,593 9	1 plf = 14,5 N/m
	klf	kN/m	14,593 9	1 klf = 14,5 kN/m
Áp lực, Ứng suất, Mô đun đàn hồi	psf	Pa	47,880 3	1 psf = 48 Pa
	ksf	kPa	47,880 3	1 ksf = 48 kPa
	psi	kPa	6,894 76	1 psi = 6,9 kPa
	ksi	MPa	6,894 76	1 ksi = 6,9 MPa
Chiều dài	inch	mm	25,4	1 in = 25 mm
	foot	m	0,3048	1 ft = 0,3 m
		mm	304,8	1 ft = 300 mm
Diện tích	Inch. <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	645,16	1 in. <sup>2</sup> = 650 mm <sup>2</sup>
	Foot <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0,09290304	1 ft <sup>2</sup> = 0,09 m <sup>2</sup>
	Yard <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	0,83612736	1 iat <sup>2</sup> = 0,84 m <sup>2</sup>
Thể tích	Inch <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	16386,064	1 In <sup>3</sup> = 16,400 mm <sup>3</sup>
	Foot <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,0283168	1 ft <sup>3</sup> = 0,03 m <sup>3</sup>
	Yard <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,764555	1yd <sup>3</sup> = 0,76 m <sup>3</sup>

**Ghi chú:** 1 kG / cm<sup>2</sup> = 100 kPa = 0,1 MPa

1 nanometer = 1 × 10<sup>-5</sup> mm = 1 × 10<sup>-9</sup> m

1 micrometer = 1 × 10<sup>-3</sup> mm = 1 × 10<sup>-7</sup> m

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 1) AASHTO (1999), "*Standard Specifications for Highway Bridge*," 16 th. Edition, Transportation Officials, Washington, D.C.
- 2) Aboshi, H., E. Ichimoto; M. Enoki, and K. Harada, "*The composer- A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of Large Diameter Sand Columns*," Paris, 1979, pp. 221-216.
- 3) ASTM (1994), "*Annual Book of ASTM Standards, Section 4, Construction*," American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, 978 p.
- 4) Baker, S (2000), "*Deformation Behaviour of Lime/Cement Stabilised Clay*," Doctoral Thesis. Chalmers Univ. of Technology. Gothenburg.
- 5) Balaam, N.P., P.T. Brown, and H.G. Poulos, "*Settlement Analysis of Soft Clays Reinforced with Granular Piles*," Bangkok, Thailand, 1997, pp.81-92.
- 6) Balaam, N.P., H.G. Poulos, "*Method of Analysis of Single Stone Columns*," Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques, Proceedings, Sydney, Australia, 1978, pp. 497- 512.
- 7) Barksdale, R.D., and R.C. Bachus, "*Site Improvement Using Stone Columns*," Phase I ( Droft Report) , FHWA Contract No.DTFH 61-80-C, School of Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, August, 1981.
- 8) Barksdale, R.D., "*Site Improvement Using Sand Compaction Piles*," Georgia Institute of Technology, Atlanta, July, 1981.
- 9) Barron, R.A., "*Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells*," Transactions, ASCE, Vol.124, 1959, pp. 709-739.
- 10) Bergado, D.T., et. Al., "*Improvement Technique of Soft Ground Subsiding and Lowland Environment*," A.AA. Balkema/ Rotterdam/ Brookfield/ 1994.
- 11) Bich, N.N., V.D. Phung, and L.T. Thanh Binh, "*Engineering Soils, Engineering Geology and Ground Improvement Techniques in Construction*," Engineering Edition, Hanoi, 2005; (Vietnamese language).
- 12) Bich, N.N., "*Geotechnical Engineering Theory and Problem*," Engineering Edition, Hanoi, 2005; (Vietnamese language).
- 13) Bishop, A.W., and L. Bjerrum, "*The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems*," Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, pp. 437-501, 1960.

- 14) British Standard (2005). *Execution of Special Geotechnical Works – Deep Mixing*. The European Standard EN 14679 : 2005 has the Status of a British Standard.
- 15) Brajam. Das, “*Advanced Soil Mechanics*,” International Edition. 1983.
- 16) Broms, B.B., and P. Boman “*Stabilisation of Soil with Lime Columns*,” *Ground Engineering*, Vol. 12, No. 4, May 1979, pp. 23- 32.
- 17) Casagrande, A., and N. Carrillo, “*Shear Failure of Anisotropic Materials*” in *Contribution to Soil Mechanics 1941- 1953*, Boston Society of Civil Engineers, Boston, 1994.
- 18) Casagrande, L., and S. Poulos, “*On the Effectiveness of Sand Drains*” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, 1968, pp. 287- 326.
- 19) “*Design and Construction of Stone Columns*, Vol. I and Vol. II, FHWA RD -83/026, Federal Highway Administration, Final Report, December, 1983.
- 20) Douglas, B.J., and R.S. Olsen (1981), “*Soil Classification using Electric Cone Penetrometer*,” *Symposium on Cone Penetration Testing and Experience*, ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, pp. 209- 227.
- 21) Edward. W. B., and P. B. Rolf, “*Soft Clay Engineering*,” Amsterdam - Oxford - New York- 1981.
- 22) EuroSoilStab (2000), “*Deep Mixing Method- Principle, Design and Construction Method to Stabilise Soft Organic Soil*” *Design Guide Soft Soil Stabilisation*. CT.97-0351. Project No. BE-96-3177. European Commission. Industrial & Materials Technological Programme ( Brite-Euram III). Brussels.
- 23) Geotechnical Engineering Circular No. 3, “*Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*,” Vol. I - Design Principle, FHWA - SA-97-076, Federal Highway Administration, may 1997.
- 24) Geotechnical Engineering Circular No. 3, “*Design Guide: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*,” Vol. II - Design Examples, FHWA - SA-97-077, Federal Highway Administration, may 1997.
- 25) “*Gesynthetic design and Construction Guidelines – Participant Notebook*,” FHWA, III-95-038, Federal Highway Administration, April 1998.
- 26) Ishihara (1993), “*Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes*,” *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp. 351-415.
- 27) Ladd, C.C., and R. Foot, “*New Design Procedure for Stability of Soft Clays*,” *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol.100, No. GT7, pp. 763-786, 1994.
- 28) “*Mechanically Stabilised Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design & Construction Guidelines*,” FHWA - NHI-00-043, National Highway Institute Office of Bridge Technology, March, 2001.

- 29) Meyerhoft, G.G., and M.A. Chaplin, *"The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Soils,"* British Journal of Applied physics, Vol. 4, January, 1953, pp. 20-26.
  - 30) Meyerhoft, G.G., *"Some Recent Research on the Bearing capacity of Foundation,"* Can. Geotech. J., Vol. 1, No.1, pp. 16-26, 1963.
  - 31) Poulos, H.G., C.Y. Lee & J.C. Small (1989), *"Prediction of Embankment Performance on Malaysian Marine Clays,"* Proc. Int. Symp. On trial Embankments on Malaysian Marine Clays, Kuala Lumpur 2, 4/ 1-4/10.
  - 32) Robert W. Day, *"Geotechnical earthquake engineering handbook."* Copyright 2002 by the McGraw- Hill Companies, Inc.
  - 33) Seed, H.B., and J.R. Booker, *"Stabilisation of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drain Systems,"* Report No. EERC 76-10, University of California, Berkeley, April, 1976.
  - 34) Seed, H.B., and K.L. Lee, *"Liquefaction of Saturated sands During Cyclic Loading,"* J. Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE, Vol. 87, No. SM6. pp.29-47, 1961.
  - 35) Seed, H.B., and J.M. Duncan (1986), *"FE analysis: Compaction – induced Stresses and Deformations,"* J. of Geotech. Eng. Div., ASCE 122,1: 23-43.
  - 36) Seed, H.B., and P. De Alba, (1986) *"Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands,"* In: Use of In-situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE echnical Special Publication No. 6, pp. 281-302.
  - 37) Skempton, A.W., (1986), *"Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation,"* Geotechnique, Vol. 36, No.3, pp. 425-447.
  - 38) Taylor, D.W., (1948), *"Fundamentals of Soil Mechanics,"* New York: Wiley and Sons, New York: Wiley.
- Terzaghi, K., and R.B. Peck et. Al., *"Soil Mechanics in Engineering Practicle,"* 3 nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 1996. The first edition was Published in 1948.

# MỤC LỤC

Trang

*Lời nói đầu*

3

## **Phần I ĐẤT XÂY DỰNG**

### **Chương 1. Thành phần và tính chất cơ bản của đất**

1.1. Khái niệm chung	5
1.2. Các tương quan thể tích - trọng lượng	5
1.3. Thành phần cấp phối hạt của đất	11
1.4. Khoáng vật sét	13
1.5. Độ sệt của đất dính	15
1.6. Độ đầm chặt của đất	16
1.7. Tính thấm nước của đất đá	17
1.8. Áp lực nước lỗ rỗng sinh ra do nén không thoát nước	31
1.9. Phân loại đất	34

### **Chương 2. Địa kỹ thuật động lực công trình**

2.1. Địa chấn và cường độ động đất	38
2.2. Các sóng địa chấn	39
2.3. Phân tích hoá lỏng và lún do động đất gây ra	42

### **Chương 3. Tác dụng cơ học của nước dưới đất lên đất, hiện tượng xói ngầm của đất**

3.1. Tác dụng cơ học của nước dưới đất lên đất	51
3.2. Hiện tượng xói ngầm	53

### **Chương 4. Trượt đất và đá trên sườn dốc, phương pháp phân tích ổn định sườn dốc**

4.1. Mục đích nghiên cứu	63
4.2. Các dạng phá hoại sườn dốc	63
4.3. Phương pháp phân tích ổn định sườn dốc	64

307

**Phần II**  
**CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG**

**Chương 5. Phương pháp gia cường đất bằng các giếng tiêu nước thẳng đứng**

5.1. Khái niệm chung	77
5.2. Gia tải trước	77
5.3. Gia cường đất bằng các trụ vật liệu rời	79
A) Phương pháp tính thủ công	117
B) Lời giải có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính điện tử	122
5.4. Giếng tiêu nước thẳng đứng bằng bắc thăm	127

**Chương 6. Phương pháp cải tạo đất yếu bằng trụ đất xi măng/ vôi - trộn sâu**

6.1. Những nguyên tắc cải tạo sâu	142
6.2. Phương pháp tính toán -thiết kế	148

**Chương 7. Tường chắn đất có cốt ổn định cơ học - điều kiện tĩnh**

7.1. Mở đầu	160
7.2. Mô tả các hệ thống tường chắn đất có cốt ổn định cơ học	160
7.3. Trình tự thi công	166
7.4. Những nguyên tắc gia cường đất và các tính chất tính toán hệ thống	171
7.5. Tương tác cốt và đất theo những khái niệm thông thường	175
7.6. Đánh giá các tính chất xây dựng dựa trên khảo sát và thí nghiệm khu vực	177
7.7. Đánh giá các tính chất tính toán kết cấu tường chắn	179
7.8. Thiết kế tường chắn MSE - điều kiện tĩnh	183
A. Tính toán ổn định ngoài	188
B. Tính toán ổn định trong	190
C. Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	216

**Chương 8. Tường chắn bằng rọ đá - điều kiện tĩnh**

8.1. Mở đầu	234
8.2. Thiết kế tường chắn rọ đá - điều kiện tĩnh	235
A) Phương pháp tính thủ công	239
B) Phương pháp tính có sự hỗ trợ của phần mềm máy tính	257

**Chương 9. Sườn dốc đất có cốt - điều kiện tĩnh**

9.1. Mở đầu	269
9.2. Tính toán - thiết kế các sườn dốc đất có cốt- điều kiện tĩnh	270



**Phần III**  
**SỬ DỤNG CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG**  
**TRONG ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG**

**Chương 10. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn**

10.1. Nguyên tắc chung	285
10.2. Mục đích của phương pháp	285
10.3. Các tham số cần đo	285
10.4. Diễn giải các tính chất của đất	287

**Chương 11. Thí nghiệm xuyên tĩnh hình côn**

11.1. Nguyên tắc chung	291
11.2. Trang thiết bị	291
11.3. Phương pháp thí nghiệm	291
11.4. Những tham số cần đo	291
11.5. Phân loại đất theo CPT	292
11.6. Đánh giá độ chặt tương đối ( $D_r$ ) của đất theo CPT	292
11.7. Đánh giá chỉ tiêu độ sệt của đất dính bằng kết quả CPT	293
11.8. Phương pháp xác định tổng mô đun biến dạng nở ngang tự do bằng các kết quả CPT	294
11.9. Các phương pháp xác định độ bền không thoát nước bằng các kết quả CPT	294
11.10. Đánh giá khả năng chịu tải bằng các kết quả CPT	294
11.11. Đánh giá $C_h$ bằng số liệu tiêu tan CPTu	295

**Chương 12. Thí nghiệm cắt cánh và nén bằng bàn nén**

12.1. Thí nghiệm cắt cánh (VST)	297
12.2. Thí nghiệm nén bằng bàn nén (PLT)	299

<b>Phụ lục. Những hệ số chuyển đổi từ đơn vị anh quốc sang đơn vị quốc tế (SI)</b>	303
<b>Tài liệu tham khảo</b>	304

# **CÁC PHƯƠNG PHÁP CẢI TẠO ĐẤT YẾU TRONG XÂY DỰNG**

*Chịu trách nhiệm xuất bản:*

**TRỊNH XUÂN SƠN**

<i>Biên tập:</i>	<b>TRẦN CƯỜNG</b>
<i>Chế bản điện tử:</i>	<b>PHẠM HỒNG LÊ</b>
<i>Sửa bản in:</i>	<b>TUẤN HOÀNG</b>
<i>Trình bày bìa:</i>	<b>VŨ BÌNH MINH</b>

---

In 300 cuốn khổ 19×27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 21-2010/CXB/701- 64/XD ngày 3/12/2009. Quyết định xuất bản số 103/QĐ-XBXD ngày 30/3/2010. In xong và nộp lưu chiểu tháng 4/2010.

6X - 6X9  
XD - 2010 21 - 2010

Giá : 88.000đ