

NGUYỄN QUANG CHIÊU

Thiết kế TƯỜNG CHẴN ĐẤT



NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

NGUYỄN QUANG CHIÊU

THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT


Trương Mạnh Hà

21-05-2011

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
HÀ NỘI - 2004

Chịu trách nhiệm xuất bản:

TS. NGUYỄN XUÂN THỦY

Biên tập và sửa bài:

VŨ VĂN BÁI

Sắp chữ điện tử:

PHẠM THU HÀ

Trình bày bìa:

VƯƠNG THẾ HÙNG

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo – Hà Nội

ĐT: 9423345 - Fax: 8224784

MS $\frac{(075)(6V)}{GTVT - 04}$ 105/09-04

In 520 cuốn, khổ 19 x 27 cm, tại Công ty in Giao thông - NXB GTVT.

Giấy chấp nhận KHXB số 105/XB-QLXB cấp ngày 9/2/2004.

In xong và nộp lưu chiểu tháng 10 năm 2004.

LỜI NÓI ĐẦU

Tường chắn đất (gọi tắt là tường chắn) là một kết cấu kiểu tường để chống đỡ đất đắp nền đường hoặc mái đất sườn núi. Trên các đoạn bố trí tường chắn đất phải căn cứ vào các tài liệu hữu quan và yêu cầu thiết kế để chọn vị trí, hình thức và cấu tạo của tường chắn và vẽ sơ đồ bố trí. Khi thiết kế tường chắn nếu có bản vẽ tiêu chuẩn thì có thể sử dụng và tiến hành kiểm toán độ ổn định chống trượt và chống lật và ứng suất trong mặt cắt thân tường. Do đó cần xác định hệ lực tác dụng trên tường chắn, đặc biệt là tính toán áp lực đất chủ động của khối đất sau lưng tường trong các trường hợp khác nhau.

Tài liệu này sẽ trình bày các nội dung nói trên, ngoài ra còn giới thiệu việc tính toán kết cấu tường chắn kiểu đất có cốt dưng ở trong và ngoài nước.

Khi nghiên cứu tài liệu này cần lưu ý:

1- Tìm hiểu cấu tạo của các loại tường chắn đất, đặc điểm và trường hợp sử dụng, hiểu được yêu cầu và phương pháp bố trí tường chắn đất.

2- Làm rõ nguyên lý tính toán áp lực đất chủ động của Rankine và Coulomb và điều kiện áp dụng, đồng thời có thể vận dụng sơ đồ ứng suất nén của đất để tiến hành tính toán áp lực đất.

3- Nắm vững các nội dung kiểm toán tường chắn và có thể tiến hành tính toán kết cấu đất có cốt.

Đất có cốt là một tiến bộ kỹ thuật đang được sử dụng ngày càng rộng rãi để làm tường chắn và mố cầu trong xây dựng đường. Tuy nhiên cơ cấu chịu lực của đất có cốt khá phức tạp, hiện chưa có phương pháp thiết kế thống nhất. Vì vậy ngoài phương pháp thiết kế tính toán viết ở chương 4, chúng tôi giới thiệu thêm phụ chương "Thiết kế tường chắn và mố cầu bằng đất tăng cường các loại cốt" (Trích chương 6 Tiêu chuẩn Anh quốc BS 8006-1995, bản dịch của GS Dương Học Hải) để bạn đọc tham khảo.

Tường chắn là công trình chống đỡ thường gặp trên các tuyến đường ô tô miền núi. Thiết kế và xây dựng tường chắn bảo đảm cường độ và độ ổn định trong điều kiện sụt trượt nghiêm trọng của nhiều tuyến đường miền núi hiện nay đang là một vấn đề lớn cần được nghiên cứu giải quyết. Tập tài liệu nhỏ này được biên soạn với mong muốn được góp một phần nhỏ vào việc xử lý vấn đề lớn đó.

Tác giả

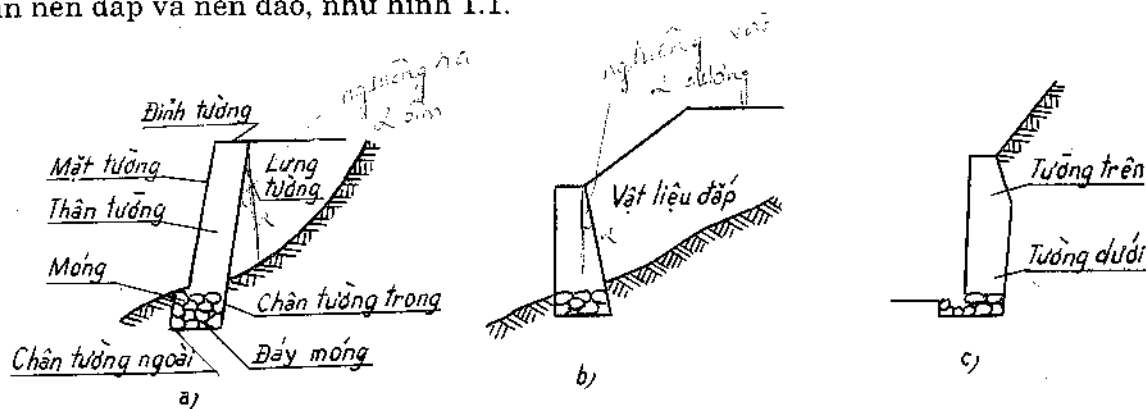
CHƯƠNG 1

CÁC LOẠI TƯỜNG CHẮN - CẤU TẠO VÀ BỐ TRÍ

1.1. LOẠI HÌNH

Tường chắn đất là chỉ khối tường chống đỡ mái đất và thu nhận áp lực ngang của đất. Tường chắn ngăn cản sự trượt của khối đất sau tường, bảo vệ nền đường và mái taluy. Trong công trình nền đường, tường chắn thường dùng để khắc phục các hạn chế về địa hình hoặc địa vật, giảm khối lượng đất đá và diện tích chiếm đất, phòng chống xói bờ sông, phòng chống sụt trượt.

Dựa theo vị trí đặt tường chắn, có thể chia tường chắn thành tường vai, tường chắn nền đắp và nền đào, như hình 1.1.



Hình 1.1. Phân loại theo vị trí đặt tường chắn

a) Tường vai; b) Tường chắn nền đắp; c) Tường chắn nền đào.

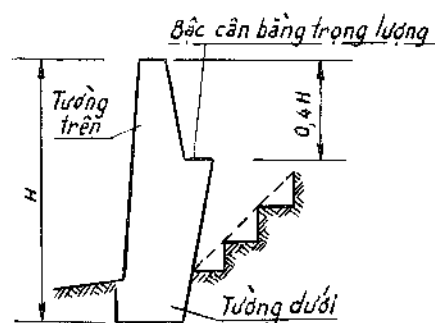
Dựa theo vật liệu và đặc điểm cấu tạo, có rất nhiều kiểu loại tường chắn, trong đó các loại được sử dụng tương đối nhiều gồm có tường chắn xây đá trọng lực, tường chắn bê tông cốt thép kiểu tường mỏng, tường chắn kiểu neo, tường chắn kiểu chống nê và tường chắn kiểu đất có cốt.

1. Tường chắn xây đá kiểu trọng lực

Tường chắn kiểu trọng lực chủ yếu dựa vào trọng lượng bản thân của tường chống lại áp lực ngang của khối đất sau tường (áp lực đất) để duy trì sự ổn định của nó. Thường xây bằng đá hộc, ở các vùng thiếu đá cũng có thể xây gạch hoặc làm bằng bê tông. Công xây của tường chắn kiểu trọng lực tương đối nhiều, nhưng kết cấu của nó giản đơn, vật liệu dễ tìm, thi công dễ nên được sử dụng rộng rãi.

Các bộ phận và tên gọi của tường chắn xây đá vẽ ở hình 1-1a. Lưng tường có thể làm thành đường thẳng hoặc đường gẫy để thích ứng với các điều kiện địa hình, địa chất và yêu cầu kinh tế khác nhau. Lưng tường nghiêng ra (hình 1-1a) thì áp lực đất thu nhận tương đối nhỏ, cho nên mặt cắt ngang của thân tường tương đối kinh tế, khi dùng cho nền đào thì lưng tường và mái đất dính chặt nhau, khối lượng đất đào móng và đất đắp lại đều tương đối ít.

Lưng tường kiểu nghiêng vào (hình 1-1b) thì áp lực đất thu nhận lớn, nhưng khi độ dốc ngang của chỗ xây tường tương đối dốc có thể làm mặt tường thẳng đứng để giảm chiều cao tường. Nếu chỉ có phần trên của lưng tường dốc vào thì sẽ thành lưng tường lồi (hình 1-1c), như vậy có thể giảm nhỏ kích thước mặt cắt ngang phần trên của tường (kể cả chiều cao tường) và thường dùng làm tường chắn của nền đào. Nếu giữa phần trên và phần dưới của lưng tường có đặt một bậc đôi trọng (bậc cân bằng trọng lượng) và dùng loại mặt tường thẳng đứng thì sẽ hình thành kết cấu kiểu đôi trọng và gọi là tường chắn kiểu đôi trọng (hình 1-2). Loại tường này có thể lợi dụng trọng lực của khối đất đắp trên bậc đôi trọng làm dịch trọng tâm của tường lùi về sau, do đó làm tăng độ ổn định của tường và giảm nhỏ kích thước mặt cắt ngang, thích hợp làm tường vai nền đắp ở những nơi mà địa hình sau lưng tường dốc đứng, cũng có thể dùng làm tường chắn của nền đào (kiếm luôn tác dụng chống đá rơi).



Hình 1.2. Tường chắn kiểu cân bằng trọng lượng (đôi trọng)

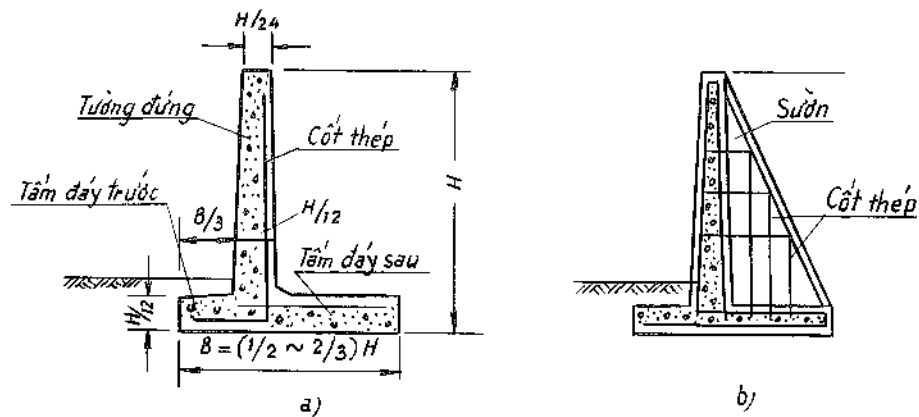
Tường chắn đá có thể là tường xây đá hoặc tường xếp khan, loại xếp khan chỉ dùng với loại tường cao dưới 6m, điều kiện nền móng tốt, ở các vùng không bị động đất, ở các đoạn sông không thông thuyền và không bị nước xói mòn.

2. Tường chắn mỏng bê tông cốt thép

Tường chắn mỏng kết cấu bê tông cốt thép có hai loại: kiểu tường hẫng và kiểu tường chắn có sườn.

Tường chắn kiểu hẫng gồm có tấm tường thẳng đứng ghép với tấm đáy làm thành (hình 1-3a). Mặt cắt kết cấu của tường tương đối mỏng, cần lợi dụng trọng lượng của đất đắp trên tấm đáy sau để đảm bảo ổn định, tấm đáy trước có tác dụng tăng năng lực chống lật và giảm nhỏ ứng suất đáy móng. Tấm tường thẳng đứng là một cấu kiện dầm hẫng có tác dụng chống lại áp lực đất. Loại tường chắn này thích hợp để làm tường vai cho nền đắp (do khối lượng đất đắp sau tường nhiều) ở các vùng thiếu đá, tình hình nền móng tương đối kém. Khi chiều cao tường đứng lớn, mô men uốn ở phần dưới của tường lớn, lượng bê tông và cốt thép tăng nhiều sẽ ảnh hưởng đến tính

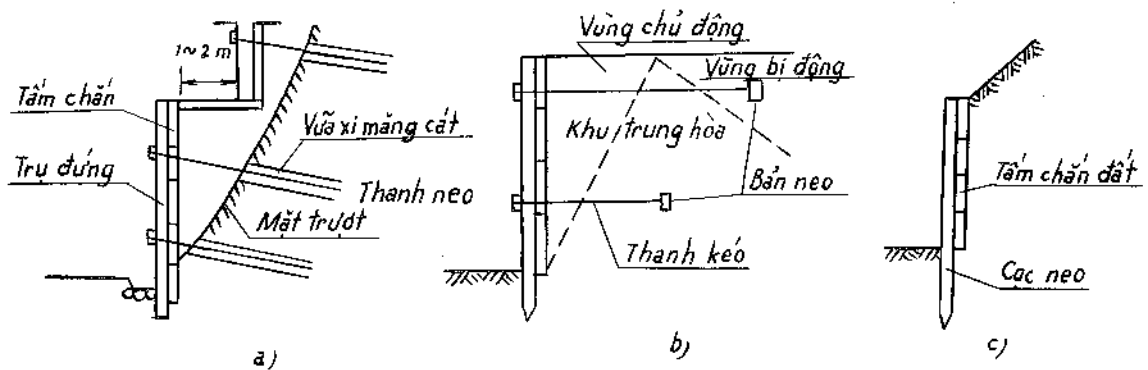
kinh tế của loại kết cấu này. Vì vậy khi chiều cao lớn hơn 6m, để tăng cường độ và độ cứng của kết cấu, cải thiện tình hình chịu lực, cứ cách một đoạn chiều dài lại làm thêm một sườn (tường cánh) liên kết tường đứng và bản đáy, thành tường chắn kiểu có sườn (hình 1-3b).



Hình 1.3. Tường chắn bê tông cốt thép

a) Tường chắn kiểu hằng; b) Tường kiểu có sườn.

3. Tường chắn kiểu neo



Hình 1-4. Tường chắn kiểu neo.

a) Kiểu neo thanh; b) Kiểu neo bản; c) Kiểu neo cọc ván.

Tường chắn kiểu neo gồm có mặt tường bê tông cốt thép (hoặc trụ đóng đứng và tấm chắn đất) và kết cấu neo hợp thành, thuộc loại tường chắn đất loại nhẹ. Dựa theo sự khác nhau của phương thức neo có thể chia thành kiểu neo thanh, kiểu neo bản và kiểu neo cọc ván. Tường chắn kiểu neo thanh dựa vào lực chống nhổ, lực chống kéo của các thanh thép neo vào trong lớp đất đá ổn định hoặc chôn trong khu vực ổn định của vật liệu đáy (khu bị động hoặc khu trung hòa) để chống lại tác dụng của áp lực đất truyền qua tấm chắn đất (hình 1-4a, b).

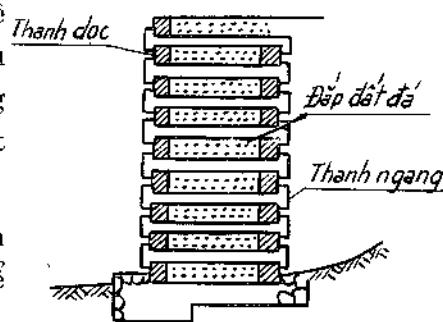
Loại tường chắn này có ứng suất ở đáy móng nhỏ, số công xây nề ít, có thể chế tạo sẵn các cấu kiện, khi chiều cao lớn có thể phân cấp để xây dựng. Loại tường chắn kiểu neo thanh thích hợp với nền đào, hai loại sau thích hợp với tường chắn của nền đắp hoặc với tường vai.

Tường chắn kiểu cọc ván là loại tường chôn cọc bê tông cốt thép vào trong lớp đất ổn định rồi ghép các tấm chắn đất vào (hình 1-4c). Loại này thích hợp với các nền móng tương đối kém, lực trượt của khối đất sau tường tương đối lớn, yêu cầu chôn cọc khá sâu, diện tích đào đất chôn cọc nhỏ nên có lợi trong việc đảm bảo ổn định khi thi công.

4. Tường chắn kiểu chồng nề

Loại tường chắn này thường dùng các thanh bê tông cốt thép đúc sẵn xếp chồng lên nhau theo kiểu chồng nề, bên trong đắp đất đá, dựa vào trọng lượng bản thân của nó để chống lại lực đẩy của khối đất sau tường (hình 1-5).

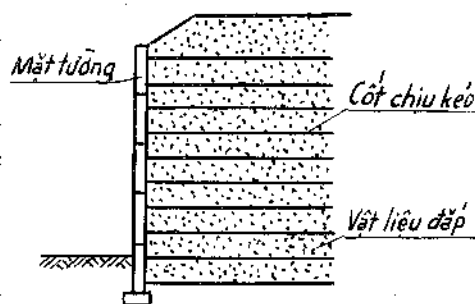
Loại tường chắn này thuộc kết cấu kiểu mềm cho phép sản sinh một biến dạng nhất định, có thể xây dựng trên nền móng có năng lực chịu tải thấp, nhưng nếu đáy móng bị lún không đều khá lớn thì các thanh bê tông cốt thép sẽ bị nứt gãy. Tường chắn kiểu xếp chồng nề thi công nhanh, có thể làm tường vai hoặc tường chắn của nền đắp.



Hình 1.5. Tường chắn kiểu xếp chồng nề

5. Đất có cốt

Tường chắn kiểu đất có cốt do ba bộ phận: mặt tường thẳng đứng (tấm mặt), cốt chịu kéo nằm ngang và đất đắp trong tường hợp thành (hình 1-6a). Nó thông qua lực ma sát giữa cốt và đất đắp mà giữ chặt mặt tường không cho đất đắp bị sụp đổ, hình thành một kết cấu phức hợp hoàn chỉnh, dựa vào trọng lượng bản thân của nó để chống lại tác dụng của áp lực đất sau tường. Đây là một kết cấu mới do kỹ sư Pháp H. Vidal phát minh năm 1963. Tường chắn đất có cốt ít tốn vật liệu, thi công đơn giản, yêu cầu đối với năng lực chịu tải của nền móng tương đối thấp, có khả năng chống động đất tốt, là một loại tường chắn rẽ, thích hợp để làm tường vai và tường chắn của nền đắp.



Hình 1.6a. Tường chắn đất có cốt

Xây dựng các nền đắp bằng đất có cốt là một phương pháp khác cũng cho phép làm được các tường chắn kiểu trọng lực.

Sự mất ổn định của taluy nền đắp có độ dốc vượt quá một trị số nào đó sẽ xảy ra do đất rời không có cường độ chịu kéo, hoặc có cường độ chịu kéo thấp và do cường độ chịu kéo của đất dính không duy trì được với trị số không đổi.

Để có thể làm được những taluy đứng hơn, cần tạo cho nền đắp có cường độ chịu kéo vốn bị thiếu này. Cường độ này có thể đạt được nhờ làm cho các hạt vật liệu dính kết với nhau. Đây là trường hợp tường chắn bằng bê tông. Nhưng người ta cũng có thể dựa theo nguyên lý của bê tông cốt thép bằng cách chôn trong nền đắp những thanh giằng làm việc nhờ sức ma sát. Đó chính là nguyên lý của đất có cốt.

Do đó, một khối đất có cốt sẽ được tạo thành bằng những lớp đất nằm ngang, trong đó cốt thép bằng kim loại được đặt với khoảng cách đều (ví dụ 0,5m) trong nền đắp. Ngoài ra còn phải bố trí vỏ tường, là lớp vách ngoài rất nhẹ, chỉ cốt để giữ cho phần đất đắp giữa hai lớp cốt thép khỏi tụt.

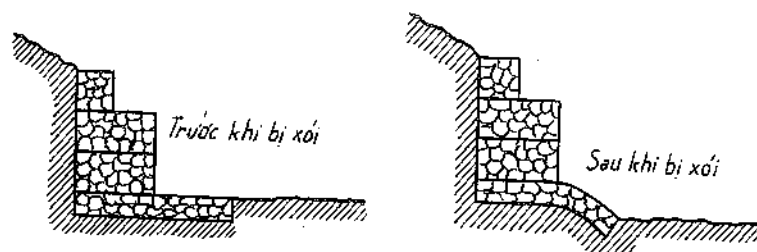
Đầu tiên lớp vỏ này làm bằng tôn cùng loại với cốt thép, nhưng nếu tường ở vào môi trường xâm thực, thì lớp vỏ thép này có vấn đề vì dễ bị gỉ. Hiện nay lớp vỏ kim loại đã được thay bằng các tấm bê tông cốt thép kiểu vảy cá, loại này có khả năng rất tốt về trang trí kiến trúc và có thể chế tạo trước tại chỗ.

Ở nước ta tường chắn đất có cốt đã được xây dựng trên đường vào cầu vượt Lạch Tray trên Quốc lộ 5 (Hải Phòng) từ năm 1998.

6. Tường chắn bằng rọ đá

Dùng rọ đá là một giải pháp có lợi để làm tường chắn kiểu trọng lực. Thông thường loại này rẻ hơn tường xây đá, lại có ưu điểm là loại công trình mềm và thích hợp hơn trong trường hợp đất dễ bị lún.

Đặc biệt nên dùng tường chắn bằng rọ đá trong trường hợp công trình được làm ở bờ sông, trên đất có thể dễ bị xói lở. Trong trường hợp này, nên làm những bệ móng mềm nhô ra phía sông đủ rộng để khi bị xói thì phần bệ móng bằng rọ đá này sẽ bị uốn cong xuống và vẫn bảo vệ được cho phần đất ở dưới tường (xem hình 1-6b).



Hình 1.6b. Tường chắn bằng rọ đá

Tường bằng rọ đá cũng có thể được dùng để chống đỡ đất rắn chắc; nhưng trong trường hợp này nên xét đến các ưu điểm và nhược điểm của chúng (ưu điểm là tính mềm và giá rẻ; nhược điểm là có thể trong tương lai sẽ bị hư hỏng do thép đan rọ bị gỉ). Đối với trường hợp tường có chiều cao thấp (dưới 6 m), nhược điểm này tương đối không quan trọng, vì thông thường công trình có thể được làm lại không mấy khó khăn, nếu thấy là cần thiết. Ngược lại, trong trường hợp taluy có chiều cao lớn, vấn đề phải được xem xét cẩn thận hơn.

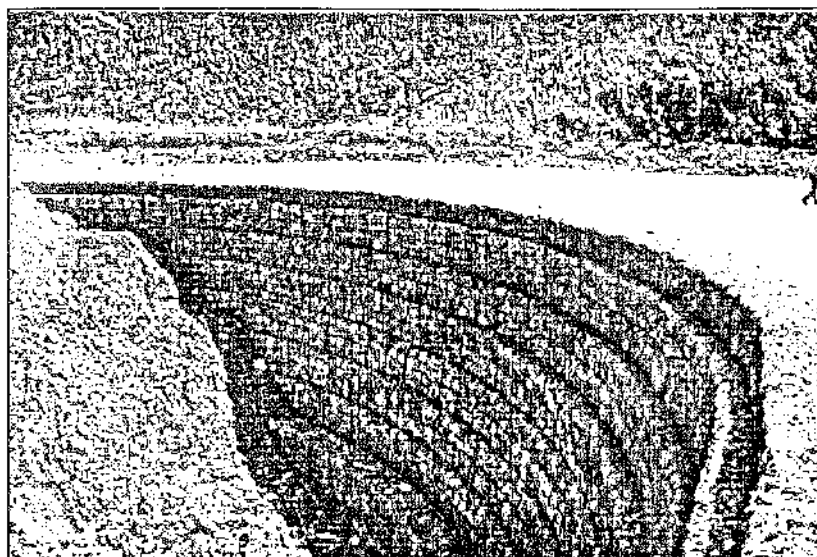
Thời hạn tồn tại của tường bằng rọ đá phụ thuộc đáng kể vào việc thi công có cẩn thận không. Nếu được thi công tốt, chúng phải được xem như là các loại tường xếp đá khan và chỉ tác dụng lực không nhiều đến các lưới kim loại đan rọ. Do đó, tường rọ đá có thể kéo dài thời gian phục vụ rất lâu. Trong trường hợp ngược lại, lớp lưới đan rọ phải chịu những lực tác dụng lớn thì rọ đá có thể bị vỡ và lúc đó công trình hoàn toàn bị sụp đổ.

Cần chú trọng thi công cẩn thận các công trình bằng rọ đá, vì thường những người thi công có xu hướng làm ẩu do họ nghĩ rằng vỏ rọ kim loại phải làm nhiệm vụ giữ cho đá khỏi đổ xô ra ngoài, như vậy thì chẳng cần gì phải xếp đá cẩn thận trong các vỏ rọ.

Để khắc phục các nhược điểm trên đây cả về mặt cấu tạo và kết cấu của tường chắn bằng rọ đá, gần đây nhiều tác giả đã nghiên cứu cải tiến độ bền và đổi mới kết cấu rọ đá khi xây dựng tường chắn. Ví dụ hãng Maccaferry (Cộng hoà Italia) đã cải tiến tăng độ bền và đổi mới kết cấu rọ thép: dùng loại rọ bằng sợi thép tráng kẽm bọc nhựa PVC được liên kết chặt chẽ bằng lưới neo trong khối đắp sau lưng tường, khi đó kết cấu làm việc theo nguyên lý tường chắn đất có cốt với mặt tường bằng rọ đá mà hãng Maccaferry gọi là Terramash.

Bằng các loại rọ đá kiểu mới này có thể xây dựng được các tường chắn có chiều cao đến 20m có độ bền cao mà giá thành chỉ bằng khoảng 70 - 80% giá thành tường chắn bê tông cùng quy mô.

Gần đây kết cấu tường chắn dùng rọ đá kiểu Terramash, tạm gọi là "rọ đá neo" đã được áp dụng vào một số đoạn trên đường Hồ Chí Minh. Ảnh dưới đây chụp tường chắn bằng rọ đá neo tại ngã ba khe Ve (km 461 + 647) trên đường Hồ Chí Minh.



Tường chắn rọ đá neo tại nút giao ngã ba Khe Ve Km 461 + 647,27

7. Sử dụng các loại vải địa - kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật

Từ vài năm nay, nếu nói một cách tổng quát, đã có một sự phát triển kỹ thuật về việc sử dụng vải địa - kỹ thuật trong lĩnh vực xây dựng dân dụng. Vải địa - kỹ thuật được dùng để giải quyết vấn đề ổn định đất, phòng hộ chống xói, thoát nước để bảo đảm ổn định của taluy và của tường chắn.

Tường chắn đất được bảo đảm ổn định bằng cách tạo nên một khối được tăng cường nhờ sức ma sát giữa đất và các lớp vải địa - kỹ thuật có thể tạo được những taluy dốc lớn hoặc thậm chí dốc thẳng đứng.

Có một kỹ thuật khác, gọi là phương pháp "tăng cường khối đất bằng lớp vỏ bọc ngoài"; nội dung của phương pháp này là: bố trí các khối vật liệu đắp thành từng lớp dày 50 cm ở bên trong một lớp vỏ bọc bằng vải địa - kỹ thuật được neo giữ vào trong thân khối đắp. Để chống lại tác dụng bức xạ của các tia cực tím, bề mặt lớp vải lộ ra phải được bảo vệ thường xuyên (phun bê tông, trồng cây trên taluy).

Cũng có phương pháp kỹ thuật khác là xây dựng một lớp vỏ lát bằng khối bê tông đúc sẵn tự chèn nhám, vừa bảo vệ vải chống lại tia cực tím, vừa bảo đảm neo vào trong đất các cốt bằng vải địa - kỹ thuật.

Trong trường hợp đất cát, có một phương pháp thiết kế với nội dung hoàn toàn khác, đó là dùng các sợi nhỏ làm cốt bố trí trong đất. Công nghệ và các loại thiết bị để thực hiện hiện nay đã được hoàn chỉnh và trong một số trường hợp nhất định, có thể tạo ra được một giải pháp rất kinh tế.

1.2. CẤU TẠO TƯỜNG CHẤN

Về mặt cấu tạo, tường chấn gồm các bộ phận: thân tường, móng, thiết bị thoát nước và khe nối tiếp.

1. Thân tường

Khi cấu tạo thân tường chấn phải căn cứ vào yêu cầu bảo đảm cường độ và độ ổn định, dựa vào nguyên tắc hợp lý về kết cấu, mặt cắt kinh tế và thi công thuận lợi để xác định.

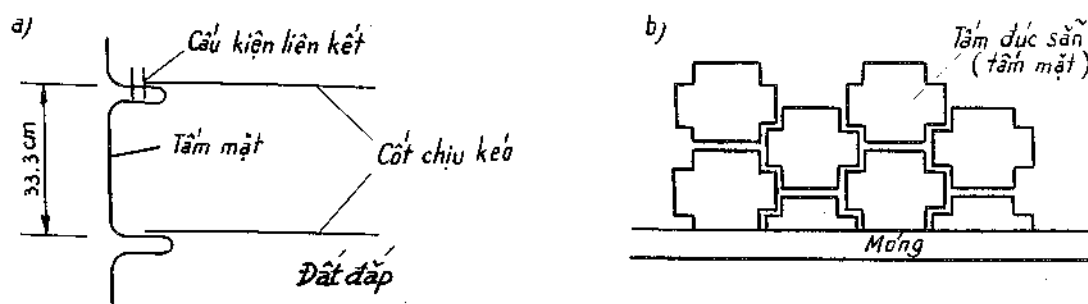
Cấu tạo thân tường chấn xây (xếp khan) đá kiểu trọng lực tương đối đơn giản. Độ dốc nghiêng ra của lưng tường thường từ $1: 0,15 \div 1: 0,25$, không nên thoải hơn $1: 0,30$ để tránh khó thi công. Độ dốc của bộ phận nghiêng vào thường từ $1: 0,20 \div 1: 0,40$. Tỷ lệ chiều cao của tường trên và tường dưới của tường chấn kiểu cân bằng trọng lực thường là $2: 3$ (xem hình 1-2). Mặt tường thường có dạng đường thẳng, độ dốc của nó phải phù hợp với độ dốc của lưng tường. Khi độ dốc ngang của mặt đất dốc, mặt tường có thể dốc $1: 0,05 \div 1: 0,20$. Khi mặt đất bằng phẳng dùng độ dốc $1: 0,15 \div 1: 0,35$ là kinh tế. Chiều rộng của đỉnh tường xây vào không được nhỏ hơn $0,50\text{m}$, đỉnh tường xếp khan không được nhỏ hơn $0,6\text{m}$. Đỉnh tường xếp khan nên xây vữa trong khoảng $0,5\text{m}$ cao để đảm bảo ổn định. Khi đỉnh tường cao hơn mặt đất từ 6m trở lên hoặc ở các nơi địa thế hiểm trở mà chiều dài tường vai dài trên 20m thì phải bố trí cọc hoặc tường phòng hộ để bảo đảm an toàn giao thông.

Tỷ lệ gần đúng của kích thước các bộ phận mặt cắt của tường chấn bê tông cốt thép như vẽ ở hình 1-3a, độ dốc của mặt tường thường lấy $1: 0,02 \div 1: 0,05$ còn lưng tường thì có thể thẳng đứng, chiều rộng đỉnh tường thường không được nhỏ hơn $0,15\text{m}$, với tường vai không được nhỏ hơn $0,20\text{m}$. Chiều dày của mút bản đáy không được nhỏ hơn $0,30\text{m}$. Khoảng cách giữa các tường cánh thường lấy từ $1/2 - 1/3$ chiều cao tường, chiều dày tường cánh không được nhỏ hơn $0,20\text{m}$. Bố trí cốt thép mặt cắt thân tường như ở hình 1-3b.

Tường chấn kiểu neo thanh mỗi cấp thường cao $5 - 6\text{m}$, giữa hai cấp chừa một bậc bằng rộng $1 - 2\text{m}$ (xem hình 1-4a). Để tiện chôn trụ và lắp đặt các tấm chắn đất, mặt tường thường làm thẳng đứng. Khoảng cách giữa các trụ được xác định theo thiết bị cầu lắp hiện trường và năng lực chống nhổ của neo, thường từ $2,5 - 3,5\text{m}$. Tuỳ theo chiều cao mỗi trụ có thể bố trí từ $2 - 3$ thanh neo, vị trí của thanh neo phải tận dụng phân bố đều mô men uốn của trụ để tiện bố trí cốt thép. Thanh neo là một thanh hoặc một số thanh cốt thép làm thành, có thể cắm ngang vào lớp đất, cũng có thể cắm dốc xuống dưới $10^\circ \div 45^\circ$, lỗ neo chèn vữa xi măng cát, do đó mà cố định thanh neo trong lớp đất. Chiều dài cố định hữu hiệu thanh neo trong lớp đá thường không nhỏ

hơn 4m, trong lớp đất không được nhỏ hơn 5m. Kích thước mặt cắt của cột và của tấm chắn đất xác định bằng tính toán.

Mặt tường của tường chắn đất có cốt có thể dùng cấu kiện tấm kim loại hoặc tấm bê tông đúc sẵn (hình 1-7). Tấm kim loại nhẹ, cường độ chịu kéo lớn, sử dụng thích hợp trong trường hợp vận chuyển khó khăn hoặc chỉ có thiết bị cẩu lắp loại nhẹ, cấu kiện thường dài 10m, chiều cao hữu hiệu là 33,3 hoặc 25cm, chiều dày 3 - 5mm, mặt cắt thường dùng loại nửa elíp. Tấm mặt bê tông không bị gỉ, tuổi thọ dài, thường có các kiểu chữ thập, chữ nhật (có thể chia thành tấm có cùng chiều dày, tấm hình lòng máng, tấm hình chữ L) và kiểu hình lục giác; kích thước của tấm chủ yếu phụ thuộc vào năng lực cẩu lắp và tình hình chịu lực, thường cao và rộng từ 0,5 - 1,5m, , dày 8 - 25cm, các tấm này khá thích ứng với sự thay đổi địa hình và với mặt tường cong, do đó được sử dụng rộng rãi. Cốt chịu kéo có thể dùng đai thép (gồm mặt tròn và mặt có gờ mạ kẽm chống gỉ; chiều dày không nhỏ hơn 3mm, chiều rộng không nhỏ hơn 30mm), đai bê tông cốt thép (chia thành đoạn đúc sẵn, dày 6 - 10cm, rộng 10 - 25cm), đai composit (dày > 0,8mm, rộng > 18mm) và đai thép tấm đục lỗ. Khoảng cách theo chiều ngang của cốt chịu kéo là 0,5 - 1,0m, lớn nhất không quá 1,50m, khoảng cách theo chiều thẳng đứng từ 0,25 - 0,75m. Kích thước cốt chịu kéo được xác định qua tính toán ổn định bên trong và bên ngoài của khối đất có cốt, nhưng chiều dài tối thiểu là 3m và thỏa mãn yêu cầu $0,4H$ (H là chiều cao khối đất có cốt). Giữa cấu kiện mặt tường và cốt chịu kéo có thể liên kết với nhau bằng bulông, đầu neo, đinh tán hoặc bằng cách kẹp, hàn, dán. Ngoài ra còn có thể dùng geotextile làm vật liệu mặt tường và cốt chịu kéo, thực hiện một kiểu liên kết mềm tổng thể.



Hình 1.7. Mặt tường của tường chắn kiểu đất có cốt

a) Tấm sắt mạ kẽm; b) Tấm bê tông cốt thép đúc sẵn.

2. Móng

Móng các tường chắn phải căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất, bảo đảm chiều sâu chôn móng đủ sâu để bảo đảm ổn định của tường chắn. Đối với nền móng đất

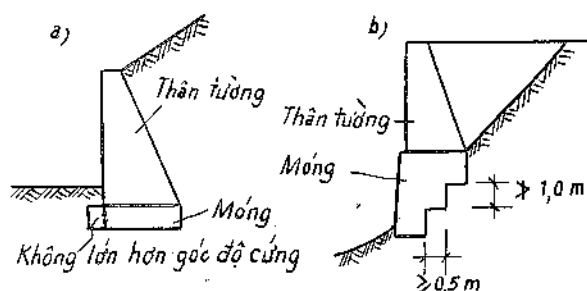
chiều sâu chôn móng tường chắn phải ở dưới mặt đất thiên nhiên ít nhất 1m (móng của tấm mặt của tường chắn kiểu đất có cốt không được nhỏ hơn 0,6m), khi bị nước xói phải nằm dưới đường xói lở ít nhất 1m. Đối với nền móng đá, phải đào bỏ lớp đá phong hoá, khi lớp phong hoá tương đối dày khó đào bỏ toàn bộ, có thể căn cứ vào mức độ phong hoá của đá và sức chịu tải cho phép tương ứng của nó mà đặt móng tường chắn nằm trong lớp đá phong hoá. Khi độ dốc ngang của mặt đất trước tường chắn tương đối lớn, lớp móng ngoài việc phải cắm vào trong lớp đá một chiều sâu nhất định, còn phải chừa lại một chiều rộng ở mép đủ rộng để đề phòng phá hoại cắt trước móng như quy định cụ thể ở bảng 1-1.

Khi tường chắn nằm trên các đoạn địa chất không tốt, có khả năng xuất hiện mặt trượt trong nền móng, đáy của móng tường phải chôn sâu dưới mặt trượt (chiều sâu trong lớp đá ổn định phải không nhỏ hơn 0,5m, chiều sâu trong lớp đất ổn định phải không nhỏ hơn 2m) hoặc phải áp dụng các biện pháp khác không cho tường chắn trượt theo mặt trượt.

Bảng 1-1. Yêu cầu lớp móng cắm vào tầng đá

Tình hình lớp đá nền móng	Chiều sâu chôn móng h (m)	Chiều rộng mép bên L (m)	Sơ đồ chôn móng
Đá cứng phong hoá nhẹ	0,2	0,2 - 0,6	
Đá phong hoá hoặc đá mềm	0,4	0,4 - 1,0	
Đất hạt thô đầm chặt	1,0	1,0 - 2,0	

Thường thì các tường chắn đều trực tiếp xây dựng trên nền móng thiên nhiên. Khi năng lực chịu tải của nền móng tương đối thấp, địa hình bằng phẳng và thân tường tương đối cao, để giảm nhỏ ứng suất đáy móng và tăng năng lực chống lật, thường dùng móng mở rộng (hình 1-8a). Chiều rộng mở rộng móng thường không nhỏ hơn 0,20m, chiều cao móng dựa theo yêu cầu của cường độ chống cắt và chống kéo uốn của bộ phận mở rộng hoặc góc độ cứng của vật liệu (với đá xây vữa là 35° , với bê tông là 40°) mà xác định. Khi gặp nền móng mềm yếu có thể áp dụng các biện pháp gia cố thủ công.



Hình 1.8. Các kiểu móng của tường chắn

a) Móng mở rộng; b) Móng bậc cấp.

Khi xây dựng tường chắn trên nền móng đá tương đối cứng và độ dốc ngang khá

dốc, để giảm khối lượng đào móng và tiết kiệm công xây nê, có thể làm móng kiểu bậc cấp (hình 1-8b). Tỷ lệ giữa chiều cao và chiều rộng các cấp không nên lớn hơn 2:1, chiều rộng cấp không nên nhỏ hơn 0,5m.

Khi tường chắn bị khống chế bởi sự ổn định chống trượt, có thể dùng đáy móng nghiêng hoặc đáy móng lồi để tăng năng lực chống trượt.

3. Vật liệu đắp

Vật liệu đắp sau tường phải dùng cát sỏi thoát nước tốt hoặc vật liệu đá dăm, không dùng đất có tính trương nở. Đối với đất có cốt để tăng lực ma sát giữa cốt chịu kéo và vật liệu đắp nên chọn dùng cát sỏi có góc nội ma sát bão hoà nước lớn hơn 25° , nhưng kích cỡ hạt lớn nhất không lớn quá 25cm, trong đó các hạt lớn hơn 15cm không được quá 25%. Khi sử dụng mặt tường và cốt chịu kéo kim loại để phòng gỉ còn phải hạn chế trị số pH và điện trở suất của vật liệu đắp.

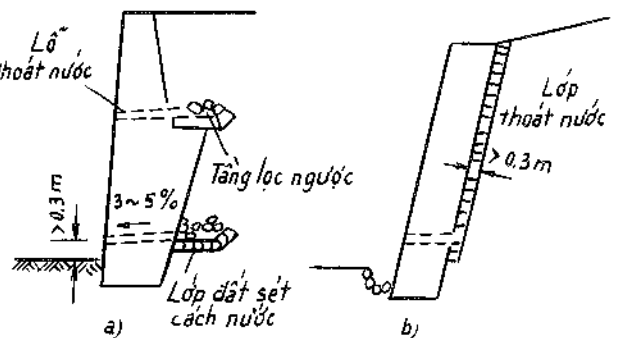
4. Thoát nước

Tường chắn đất phải có biện pháp thoát nước thích đáng để phòng nước mưa thấm xuống và xói rỗng đất sau tường, làm giảm năng lực chịu tải của nền móng, tăng lực đẩy sau tường và tăng nhanh tốc độ gỉ của cốt chịu kéo.

Phải làm tốt việc thoát nước mặt dốc sau lưng tường và mặt đỉnh khối đất có cốt như bố trí rãnh đỉnh (thoát nước), đầm chặt đất xấp bề mặt và làm lớp cách ly để giảm nhỏ lượng nước thấm và nước chảy trên bề mặt. Rãnh biên ở chân tường chắn nền đào phải gia cố bằng lát đá xây vữa không cho nước trong rãnh thấm xuống nền móng.

Thân tường xây đá hoặc đổ bê tông cũng phải đặt lỗ thoát nước (hình 1-9) để thoát nhanh nước đọng sau lưng tường. Lỗ thoát nước có thể là lỗ tròn đường kính 5 - 10cm hoặc các lỗ chữ nhật 5 x 10cm, 10 x 10cm, 15 x 20cm, khoảng cách giữa các lỗ từ 2 - 3m, bố trí xen kẽ trên dưới. Cửa thoát nước của lỗ thoát nước dưới cùng phải cao hơn mặt đất 0,3m. Miệng vào của lỗ thoát nước phải bố trí tầng lọc ngược để chống ứ tắc.

Tường chắn đá xếp khan và tường chắn đất, có cốt, do thân tường và mặt tường thấm nước nên không phải làm lỗ thoát nước.



Hình 1.9. Lỗ thoát nước và tầng thoát nước của tường chắn

- a) Hai hàng lỗ thoát nước;
- b) Lớp thoát nước liên tục.

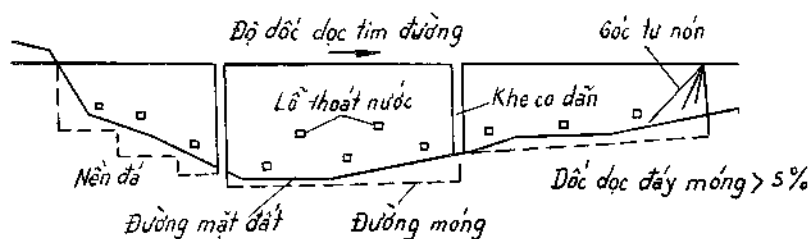
Khi vật liệu đắp kém thấm nước (dùng đất hạt mịn) dễ đọng nước hoặc có khả năng đông chướng, phải bố trí thoát nước sau lưng tường và tấm mặt tường, làm lớp lọc ngược (xem hình 1-9b) để tăng nhanh việc thoát nước, ngăn ngừa nước cuốn trôi các hạt mịn, giảm nhỏ áp lực nước tác dụng sau lưng tường và sau tấm mặt tường.

5. Khe nổi

Nhằm tránh việc nền móng lún không đều ảnh hưởng bất lợi đến tình hình chịu lực của thân tường cần phải bố trí các khe phòng lún ở các chỗ tính chất nền móng thay đổi hoặc chiều cao thay đổi. Thường bố trí khe phòng lún và khe co giãn kết hợp với nhau.

Nên căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất để phân đoạn thiết kế và thi công tường chắn. Với các nền móng không phải là đá cứng cách 10 - 15m (với tường chắn đất có cốt là 30m) nên bố trí một khe phòng lún và co giãn, với nền móng đá khoảng cách giữa các khe co giãn có thể tăng lên thích đáng. Chiều rộng khe phòng lún và co giãn thường từ 2 - 3cm, làm suốt từ đỉnh tường đến móng tường và dùng nhựa matit để chèn kín ở mặt trong, mặt ngoài và đỉnh tường với chiều sâu không dưới 15cm. Với tường chắn xếp khan phải dùng đá phẳng để lát ở hai đầu khe. Khe lún của tường chắn bê tông cốt thép dùng loại khe ngầm, khoảng cách giữa các khe không quá 30m, giữa hai khe dân bố trí các khe co chữ V, cách nhau 10m bằng cách làm giảm yếu tiết diện bề mặt bằng các rãnh chữ V (không cắt cốt thép).

1.3. BỐ TRÍ TƯỜNG CHẮN



Hình 1.10. Bố trí theo hướng dọc tường chắn đất

Tại các đoạn bố trí tường chắn phải căn cứ vào tình hình địa hình, địa chất, thủy văn ở vị trí chân tường, xem xét tình hình vật liệu và điều kiện thi công kết hợp với việc so sánh kinh tế kỹ thuật để tiến hành bố trí và thiết kế tường chắn. Việc bố trí tường chắn đất nền đường thường tiến hành theo hướng ngang và hướng dọc. Khi bố

trí theo hướng ngang thì chọn vị trí và loại tường chắn trên bản vẽ mặt cắt ngang nền đường, xác định mặt cắt thân tường, loại móng và chiều sâu chôn móng, xác định biện pháp thoát nước, chọn vật liệu đắp sau tường... và vẽ các mặt cắt ngang tường chắn đại diện.

Việc bố trí theo hướng dọc được tiến hành trên bản vẽ mặt cắt dọc vị trí tường, sau khi bố trí vẽ thành bản vẽ mặt chính diện của tường chắn (hình 1-10), nội dung gồm:

1- Xác định điểm bắt đầu tường chắn và chiều dài tường; chọn hình thức nối tiếp giữa tường với nền đường hoặc với các kết cấu khác. Đầu mút tường có thể trực tiếp cắm vào sườn núi hoặc có thể nối tiếp với nền đắp bằng một mái đất góc tư nón.

2- Dựa theo tình hình nền móng và địa hình để tiến hành phân đoạn, xác định vị trí khe phòng lún và khe co giãn.

3- Bố trí móng tường chắn các đoạn. Khi mặt đất ở chân tường có độ dốc dọc thì đáy móng tường chắn có thể làm với độ dốc dọc không quá 5%, còn khi nền móng là đá, để giảm bớt khối lượng đào đá cũng có thể làm thành các bậc cấp theo hướng dọc, kích thước của cấp thay đổi theo địa hình nhưng tỉ lệ giữa chiều cao và chiều rộng không nên lớn hơn 1: 2.

4- Xác định vị trí các lỗ thoát nước, bao gồm số lỗ, khoảng cách và kích thước lỗ. Đối với các đoạn địa hình, địa chất phức tạp hoặc với tường chắn cong chạy ven sông, khối lượng công trình lớn thì ngoài việc bố trí theo hướng ngang và hướng dọc cần phải tiến hành thiết kế mặt bằng trên bản đồ địa hình, xác định vị trí mặt bằng của tường chắn trên bản đồ.

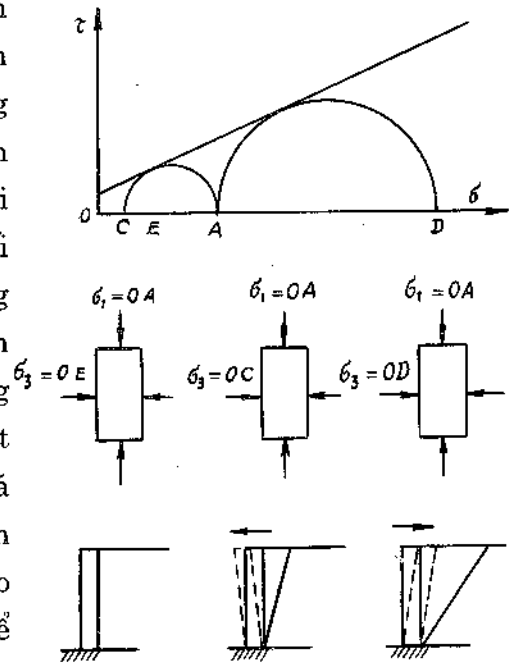
Khi thiết kế mặt cắt tường chắn, nếu sử dụng các bản thiết kế định hình thì cần phải tiến hành kiểm toán ổn định và tính toán kết cấu mặt cắt.

CHƯƠNG 2

TÍNH ÁP LỰC ĐẤT

2.1. ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG, BỊ ĐỘNG VÀ TÍNH

Áp lực đất tác dụng lên tường chắn là căn cứ chủ yếu để thiết kế hoặc phân tích độ ổn định của tường chắn. Trước mắt ứng dụng phương pháp phân tích theo "phương pháp cân bằng dẻo" từ định nghĩa đường bao phá hoại của vòng tròn Mohr. Như ở hình 2-1 mô tả khối đất chịu tác dụng của ứng suất thẳng đứng $\sigma_1 = OA$, nếu ứng suất hông của nó σ_3 giảm dần (tương tự với khối tường chắn chuyển động ra phía ngoài) thì khi $\sigma_3 = OC$ khối đất sẽ đạt đến trạng thái cân bằng dẻo và xuất hiện phá hoại; nếu ứng suất hông của nó tăng dần (tương ứng với khối tường chắn di động vào trong) thì khi $\sigma_3 = OD$ khối đất cũng có thể xuất hiện phá hoại.



Hình 2.1. Trạng thái cân bằng dẻo của đất

Ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 của trường hợp đầu gọi là ứng suất nén chủ động của đất, nó có quan hệ với ứng suất thẳng đứng σ_1 như sau:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-1)$$

$$\text{hoặc} \quad \sigma_3 = k_a \sigma_1 - 2C \sqrt{k_a} \quad (2-2)$$

trong đó C và φ là lực dính và góc nội ma sát của đất, k_a là hệ số áp lực đất chủ động.

Ứng suất chính lớn nhất σ_3 của trường hợp sau gọi là ứng suất nén bị động của đất, nó có quan hệ với ứng suất thẳng đứng σ_1 như sau:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2C \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2-3)$$

$$\text{hoặc} \quad \sigma_3 = k_p \sigma_1 + 2C \sqrt{k_p} \quad (2-4)$$

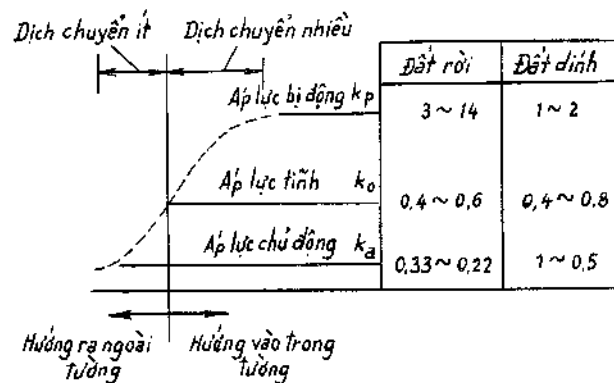
trong đó k_p là hệ số áp lực đất bị động. Giữa hai trường hợp trên, khi khối đất không đạt tới trạng thái cân bằng dẻo thì áp lực hông của đất σ_3 nằm giữa ứng suất nén chủ động và bị động, áp lực hông của đất tương đương với trường hợp khối tường bất động và gọi là áp lực đất tĩnh. Quan hệ của nó với ứng suất thẳng đứng σ_1 có thể viết:

$$\sigma_3 = k_0 \sigma_1 \quad (2-5)$$

trong đó k_0 gọi là hệ số áp lực đất tĩnh.

Phạm vi thay đổi của các hệ số áp lực đất chủ động, bị động và tĩnh cho ở hình 2-2.

Phương pháp tính toán áp lực đất tiến hành theo nguyên lý trên đây hiện được sử dụng rộng rãi nhất là phương pháp của Coulomb và phương pháp của Rankine.



Hình 2.2. Phạm vi thay đổi của các hệ số áp lực đất

2.2. LÝ LUẬN ÁP LỰC ĐẤT CỦA COULOMB

Lý luận do Coulomb đề ra năm 1776 là một trong các phương pháp tính toán áp lực đất sớm nhất. Coulomb giả thiết:

- 1) Vật liệu đắp là vật liệu rời, đồng chất, đẳng hướng, chỉ có nội ma sát, bề mặt vật liệu đắp là mặt nằm ngang;
- 2) Khi thân tường nghiêng ra ngoài có thể xuất hiện mặt trượt đi qua chân tường, mặt phá hoại này là mặt phẳng;
- 3) Khối đất trên mặt trượt là khối cứng, khi nó trượt tồn tại lực ma sát với lưng

tường, góc ma sát là δ ; lực ma sát dọc phân bố đều dọc theo mặt phá hoại, góc ma sát của nó là φ ;

4) Do việc tính toán được tiến hành cho một đoạn tường đơn vị của khối tường dài vô hạn nên có thể xem mặt trượt là mặt phẳng.

Dựa vào các giả thiết trên đây, căn cứ và điều kiện cân bằng tĩnh lực, có thể xác định áp lực đất chủ động khi khối đất trên mặt trượt ở vào trạng thái cân bằng giới hạn (hình 2-3):

$$E_a = \frac{W \sin(90^\circ - \theta - \varphi)}{\sin(\theta + \psi)} \quad (2-6)$$

Trong đó:

W - Trọng lượng khối đất trượt (khi trên khối đất trượt có tải trọng ô tô thì bao gồm cả tải trọng của xe);

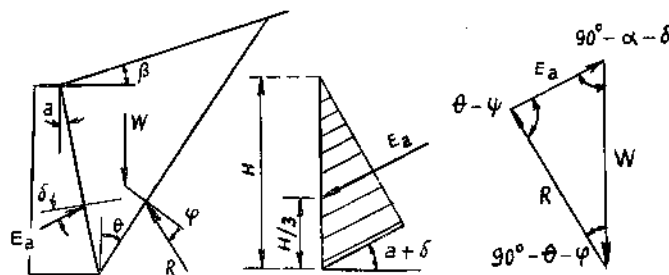
θ - Góc kẹp giữa mặt trượt với đường thẳng đứng;

φ - Góc nội ma sát của vật liệu đắp

$\psi = \varphi + \alpha + \delta$

α - Góc nghiêng của lưng tường, khi nghiêng ra đằng trước lấy dấu âm, nghiêng về phía sau lấy dấu dương;

δ - Góc ma sát của vật liệu đắp với lưng tường.



Hình 2.3. Sơ đồ tính áp lực đất chủ động theo Coulomb

Từ công thức trên có thể thấy trị số áp lực đất là hàm số của góc trượt θ , $E_a = f(\theta)$. Giả thiết có một số mặt trượt đi qua chân tường và mặt trượt cho áp lực đất chủ động lớn nhất sẽ là mặt trượt nguy hiểm nhất. Từ đó:

$$\frac{dE_a}{d\theta} = 0 \quad (2-7)$$

Từ điều kiện này có thể tìm được vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất (góc θ) và trị số áp lực đất chủ động.

Khi bề mặt khối đất sau tường là mặt phẳng nghiêng một góc β so với mặt phẳng nằm ngang, dựa vào công thức (2 - 6) và công thức (2 - 7) tìm được công thức xác định góc trượt và áp lực đất chủ động:

$$\theta = 90^\circ - \varphi - \varepsilon \quad (2-8)$$

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{\sqrt{\operatorname{tg}(\varphi - \beta) [\operatorname{tg}(\varphi - \beta) + \operatorname{ctg}(\varphi - \alpha)] [1 + \operatorname{tg}(\alpha + \delta) \operatorname{ctg}(\varphi - \alpha)] - \operatorname{tg}(\varphi - \beta)}}{1 + \operatorname{tg}(\alpha + \delta) [\operatorname{tg}(\varphi - \beta) + \operatorname{ctg}(\varphi - \alpha)]} \quad (2-9)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (2-10)$$

Ở đây: γ là dung trọng đất;

H là chiều cao tường.

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad (2-11)$$

Khi đã biết các thông số φ , α , β và δ thì có thể tra được các trị số k_a và θ từ bảng 2-1.

Bảng 2-1. Bảng tra giá trị của hệ số áp lực đất chủ động k_a và góc trượt θ theo Coulomb

φ	α											
	-11°29'(1:0.20)		-5°43'(1:0.10)		0		5°43'(1:0.10)		11°19'(1:0.20)		21°48'(1:0.40)	
	θ	k_a	θ	k_a	θ	k_a	θ	k_a	θ	k_a	θ	k_a
$\beta = 0^\circ, \delta = 1/2\varphi$												
25	40°39'	0.295	38°20'	0.330	36°02'	0.367	33°48'	0.409	31°42'	0.455	28°04'	0.561
30	37°47'	0.229	35°27'	0.264	33°08'	0.301	30°54'	0.343	28°48'	0.390	25°11'	0.497
35	34°58'	0.176	32°36'	0.209	30°16'	0.246	28°01'	0.288	25°55'	0.334	22°18'	0.441
40	32°07'	0.133	29°45'	0.164	27°24'	0.199	25°08'	0.239	23°02'	0.284	19°25'	0.390
45	29°19'	0.098	26°55'	0.127	24°33'	0.160	22°17'	0.198	20°09'	0.241	16°33'	0.345
$\beta = 11^\circ19' (1:5), \delta = 1/2\varphi$												
25	44°19'	0.347	42°36'	0.389	40°57'	0.437	39°26'	0.490	38°05'	0.550	36°04'	0.693
30	40°14'	0.263	38°21'	0.304	36°33'	0.350	34°53'	0.402	33°22'	0.461	31°03'	0.601
35	36°37'	0.198	34°38'	0.236	32°43'	0.281	30°55'	0.331	29°18'	0.387	26°46'	0.524
40	33°16'	0.147	31°12'	0.182	29°11'	0.224	27°13'	0.271	25°36'	0.325	22°53'	0.457
45	30°06'	0.106	27°57'	0.138	25°52'	0.176	23°54'	0.221	22°07'	0.272	19°16'	0.399
$\beta = 29^\circ45' (1:1.75), \delta = 1/2\varphi$												
30	56°20'	0.519	56°11'	0.598	56°04'	0.690	55°59'	0.799	55°58'	0.926	56°03'	1.258
35	43°08'	0.290	42°13'	0.350	41°24'	0.419	40°43'	0.499	40°12'	0.593	39°43'	0.831
40	37°00'	0.194	35°42'	0.245	34°31'	0.304	33°29'	0.373	32°38'	0.454	31°36'	0.662
45	32°23'	0.130	30°48'	0.174	29°21'	0.225	28°04'	0.286	26°59'	0.359	25°32'	0.545

Từ công thức (2-10) và (2-11) có thể thấy là hệ số áp lực đất chủ động k_a không phụ thuộc vào chiều cao tường, còn áp lực đất chủ động thì lại tỉ lệ thuận với bình phương của chiều cao tường. Từ đó có thể thấy là ứng suất nén của đất phân bố tuyến tính theo chiều cao tường. Trong trường hợp ở hình 2-3 ứng suất nén của đất phân bố theo hình tam giác, tức:

$$\sigma_z = \gamma z k_a \quad (2-12)$$

Hợp lực của nó (tức là áp lực đất) tác động ở điểm $H/3$ và làm với pháp tuyến của lưng tường một góc δ .

Vi dụ 1:

Nền đào sâu phải làm tường chắn, chiều cao tường 6m, góc nghiêng bề mặt khối đất lưng tường là $1:5$ ($11^\circ 19'$), góc nội ma sát của khối đất là 40° , dung trọng 18 kN/m^3 . Chọn góc nghiêng của lưng tường là $1:0.20$. Hãy tính áp lực đất chủ động tác dụng lên lưng tường.

Giải:

Giả thiết góc ma sát của khối đất với lưng tường là $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ tức $\delta = 0,5 \times 40^\circ = 20^\circ$. Từ bảng 2-1 với $\alpha = -11^\circ 19'$, $\beta = 11^\circ 19'$, $\delta = 20^\circ$ và $\varphi = 40^\circ$ tra được $k_a = 0,147$. Từ công thức 2-10, ta có:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 6^2 \times 0,147 = 47,628 \text{ kN}$$

Từ công thức (2-12), ứng suất nén của đất ở gót tường là:

$$\sigma_a = \gamma z k_a = 18 \times 6 \times 0,147 = 15,876 \text{ kN/m}^2$$

Điểm tác dụng của E_a cách gót tường là $H/3 = 6/3 = 2\text{m}$. Phương hướng tác dụng làm với đường pháp tuyến của lưng tường một góc kẹp là 20° hoặc làm một góc kẹp với đường nằm ngang là $20^\circ + 11^\circ 19' = 31^\circ 19'$.

2.3. LÝ THUYẾT ÁP LỰC ĐẤT CỦA RANKINE

Lý thuyết tính áp lực đất của Rankine (1857) khảo sát áp lực bên σ_z tại một độ sâu z bất kỳ trong khối đất ở trạng thái cân bằng dẻo. Giả thiết bề mặt đất đắp là mặt phẳng nằm ngang, đất đắp là đất không dính, giữa lưng tường và đất đắp không có lực ma sát. Sử dụng vòng tròn Mohr đã lập (hình 2.1, trường hợp $\beta = 0$) có thể tìm được công thức tính ứng suất nén chủ động của đất khi lưng tường dịch vị ngang ra phía ngoài.

$$\sigma_z = \gamma z k_a$$

$$k_a = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \right] \quad (2-13a)$$

trong đó k_a là hệ số áp lực đất chủ động, là hàm số của β và φ , các trị số của k_a ứng với một vài trị số của β và φ cho ở bảng 2-2.

Bảng 2-2. Các giá trị của hệ số áp lực đất chủ động của Rankine

β	φ				
	25	30	35	40	45
0°	0.408	0.333	0.271	0.217	0.172
$5^\circ 43' (1:10)$	0.414	0.338	0.274	0.220	0.173
$11^\circ 19' (1:5)$	0.439	0.354	0.285	0.227	0.178
$18^\circ 26' (1:3)$	0.516	0.399	0.313	0.245	0.190
$29^\circ 45' (1:1.75)$		0.754	0.436	0.313	0.231
$33^\circ 41' (1:1.5)$			0.583	0.365	0.258
$45^\circ (1:1.0)$				0.528	0.316

Khi bề mặt của khối đất nằm ngang, tức $\beta = 0$ thì

$$k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2-13b)$$

Từ công thức trên có thể thấy áp lực đất chủ động tăng tuyến tính theo chiều sâu. Từ đó có thể tìm được áp lực đất.

$$E_a = \int_0^H \gamma z k_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (2-14)$$

Điểm tác dụng của nó là trọng tâm của biểu đồ phân bố ứng suất nén hình tam giác, tức $z = H/3$ - Hướng tác dụng song song với bề mặt của đất đắp, tức là làm với mặt phẳng nằm ngang một góc β .

Ví dụ 2:

Các số liệu như của ví dụ 1, lưng tường thẳng đứng. Hãy tính ứng suất nén chủ động và áp lực đất.

Giải:

Từ bảng 2-2 khi $\beta = 11^\circ 19'$ và $\varphi = 40^\circ$ tra được $k_a = 0,227$. Ứng suất nén của đất tại chân tường là:

$$\sigma_z = \gamma z k_a = 18 \times 6 \times 0,227 = 24,516 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực đất chủ động là:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 6^2 \times 0,227 = 73,548 \text{ kN}$$

Điểm tác dụng của E_a là $H/3 = 6/3 = 2m$, hướng tác dụng làm với mặt phẳng nằm ngang một góc $11^\circ 19'$.

2.4. TÍNH ÁP LỰC ĐẤT TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP KHÁC NHAU

Lý thuyết của Coulomb và Rankine sử dụng các giả thiết khác nhau và phương pháp xác định công thức tính áp lực đất cũng không giống nhau, vì vậy điều kiện sử dụng thích hợp chúng cũng khác nhau. Dưới đây kết hợp với đặc điểm ứng dụng thực tế vào tường chắn đất nền đường để bàn về phạm vi thích dụng của chúng.

2.4.1. Khi có tải trọng tác dụng trên mặt đất nằm ngang đỉnh tường

Khi đỉnh mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều, có thể tính đổi tải trọng này thành chiều dày lớp đất tương đương h_0 có cùng dung trọng. Khi đó có thể sử dụng lý thuyết của Coulomb hoặc Rankine (khi lưng tường thẳng đứng) để phân tích áp lực đất chủ động. Ứng suất nén thẳng đứng tác dụng tại bề mặt của đất đắp là γh_0 , ứng suất hướng ngang của nó là $\gamma h_0 k_a$, tác dụng trên toàn lưng tường (hình 2-4). Do đó biểu đồ ứng suất nén chủ động của đất biến thành hình thang, áp lực đất là tổng diện tích hình thang, tức:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a k_1 \quad (2-15)$$

trong đó: k_1 là tỉ lệ do tải trọng làm tăng áp lực đất. Khi tải trọng phân bố đều, áp lực đất tăng $\gamma h_0 H k_a$, cho nên:

$$k_1 = 1 + \frac{2h_0}{H} \quad (2-16)$$

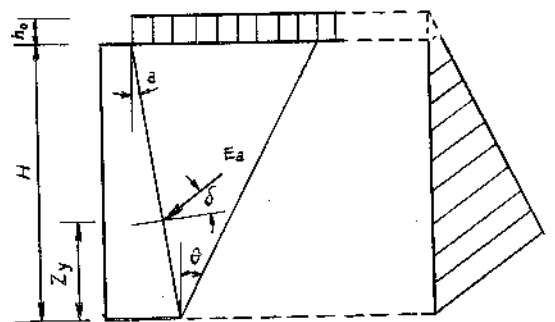
Điểm tác dụng của áp lực đất là tâm hình của biểu đồ ứng suất nén hình thang, tức là cách gót tường:

$$Z_y = \frac{H}{3} + \frac{h_0}{3k_1} \quad (2-17)$$

Khi tải trọng phân bố cục bộ trên mặt đất, không thể dùng lý thuyết Rankine tính áp lực đất, thì có thể sử dụng lý thuyết của Coulomb, sau khi cho thêm tải trọng cục bộ vào bộ phận tải trọng của nê đất $W^{(*)}$ trong công thức (2-6) thì tìm được công thức tính toán góc trượt θ và áp lực đất chủ động E_a :

$$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \psi \pm \sqrt{(\operatorname{ctg} \varphi + \operatorname{tg} \psi)(\operatorname{tg} \psi + A)} \quad (2-18)$$

(*) tải trọng của nê đất W : trọng lượng của khối đất trượt hình nê.



Hình 2.4. Sơ đồ tính áp lực đất khi có tải trọng phân bố đều trên mặt đất

$$A = \frac{-2b_0h_0}{H^2} - \operatorname{tg}\alpha$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a k_1 \quad (2-19)$$

$$k_a = \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \psi)} (\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha) \quad (2-20)$$

$$k_1 = 1 + \frac{2h_0h_2}{H^2} \quad (2-21)$$

Điểm tác dụng của áp lực đất sau khi thông qua việc vẽ biểu đồ ứng suất nén của đất, có thể căn cứ vào tâm hình của nó để xác định. Giả thiết ảnh hưởng của tải trọng cục bộ đối với lưng tường song song với phương hướng của mặt trượt (hình 2-5) thì từ đó có thể vẽ được biểu đồ ứng suất nén của đất. Vị trí tâm hình của biểu đồ là:

$$Z_y = \frac{4}{3} + \frac{h_0h_2(4H - 6h_1 - 3h_2)}{3H^2k_1} \quad (2-22)$$

$$h_1 = \frac{d}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$$

$$h_2 = \frac{b_0}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$$

trong đó b_0 là chiều rộng của tải trọng phân bố đều cục bộ, d là khoảng cách từ cạnh bên của tải trọng đến mép trong của đỉnh tường.

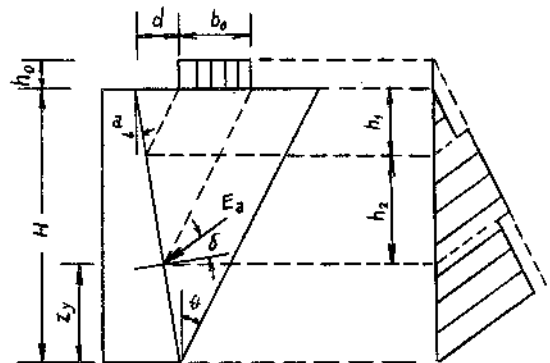
Ví dụ 3:

Tường vai cao 6m. Cách mép trong đỉnh tường 1m có một tải trọng phân bố đều cục bộ rộng 1,5m tác dụng, chiều dày lớp đất tương đương của nó là 1m. Góc nội ma sát của đất đắp là 40° , dung trọng là 18kN/m^3 , lưng tường nghiêng vào trong 1:0,20. Hãy tính áp lực đất chủ động.

Giải:

Giả thiết góc ma sát của đất đắp và lưng tường là $\delta = \varphi/2 = 40^\circ/2 = 20^\circ$.

Từ công thức (2-18) được:



Hình 2.5. Biểu đồ tính áp lực đất khi có tải trọng phân bố cục bộ trên mặt đất

$$\psi = \varphi + \alpha + \delta = 40^\circ + 11^\circ 19' + 20^\circ = 71^\circ 19' = 71,317^\circ$$

$$A = \frac{-2b_0h_0}{H^2} - \operatorname{tg}\alpha = \frac{2 \times 1,5 \times 1}{6^2} - \operatorname{tg} 11^\circ 19' = -0,283$$

$$\begin{aligned}\operatorname{tg}\theta &= -\operatorname{tg}\psi \pm \sqrt{(\operatorname{ctg}\varphi + \operatorname{tg}\psi)(\operatorname{tg}\psi + A)} \\ &= -\operatorname{tg} 71,317^\circ \pm \sqrt{(\operatorname{ctg} 40^\circ + \operatorname{tg} 71,317^\circ)(\operatorname{tg} 71,317^\circ - 0,283)} \\ &= 0,3737\end{aligned}$$

$$\theta = 20^\circ 30'$$

Từ công thức (2-20) được:

$$\begin{aligned}k_a &= \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \psi)} (\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha) = \frac{\cos(20,5^\circ + 40^\circ)}{\sin(20,5^\circ + 71,317^\circ)} (\operatorname{tg} 20,5^\circ + \operatorname{tg} 11,317^\circ) \\ &= 0,284\end{aligned}$$

Từ công thức (2-21) được:

$$k_1 = 1 + \frac{2h_0h_2}{H^2} = 1 + \frac{2 \times 1 \times 1,5}{6^2} = 1,083$$

Từ công thức (2-19) tìm được áp lực đất chủ động là:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a k_1 = \frac{1}{2} \times 18 \times 6^2 \times 0,284 \times 1,083 = 99,65 \text{ kN}$$

Điểm tác dụng của áp lực đất là:

$$Z_y = \frac{H}{3} + \frac{h_1h_2(4H - 6h_1 - 3h_2)}{3H^2k_1}$$

$$h_1 = \frac{d}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha} = \frac{1}{0,3737 + 0,20} = 1,7431 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{b_0}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha} = \frac{1,5}{0,3737 + 0,20} = 2,6146 \text{ m}$$

$$Z_y = \frac{6}{3} + \frac{1 \times 2,6146 (4 \times 6 - 6 \times 1,7431 - 3 \times 2,6146)}{3 \times 6^2 \times 1,083} = 2,13 \text{ m}$$

Hướng tác dụng của áp lực đất làm với mặt nằm ngang một góc $(\alpha + \delta)$, tức $11^\circ 19' + 20^\circ = 31^\circ 19'$.

2.4.2. Khi mặt đất trên đỉnh tường không quy cách

Lý thuyết tính toán của Rankine chỉ thích hợp với trường hợp mặt đất nằm ngang. Nếu mặt đất là mặt gầy hoặc mặt không quy cách thì sau khi tính gần đúng được phạm vi của khu vực ứng suất Rankine, có thể dùng mặt phẳng nằm ngang gần đúng thay thế cho mặt đất không quy cách này. Với tường chắn của nền đắp thì phương pháp gần đúng này có thể có sai số tương đối lớn. Khi đó có thể dùng lý thuyết của Coulomb, dựa vào diện tích của nêm đất trượt trên mặt trượt, dùng công thức (2-6) và công thức (2-7) tính ra công thức tính toán của góc trượt và áp lực đất chủ động. Hình thức của công thức này hoàn toàn giống với công thức (2-18), (2-19) và (2-20) nhưng A trong công thức này là:

$$A = \frac{ab - H(H + 2a)\operatorname{tg}\alpha}{(H + a)^2}$$

và công thức (2-21) sửa thành:

$$k_1 = 1 + \frac{2a}{H} \left(1 - \frac{h_3}{2H} \right) \quad (2-23)$$

$$h_3 = \frac{b - a\operatorname{tg}\theta}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$$

Điểm tác dụng của áp lực đất, sau khi dựa vào phương pháp trên đây để vẽ đồ thị áp lực đất (xem hình 2-6), thì dựa vào vị trí của tâm hình để xác định:

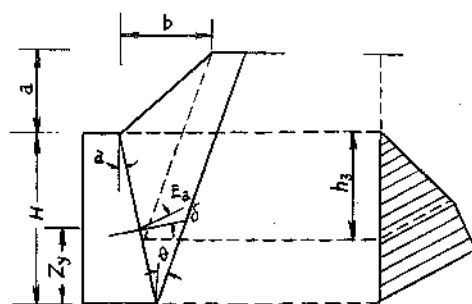
$$Z_y = \frac{H}{3} + \frac{a(H - h_3)^2}{3H^2k_1} \quad (2-24)$$

a và b trong công thức xem ở hình 2-6.

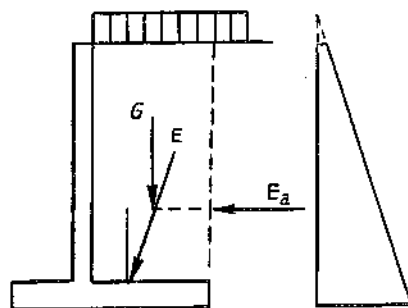
2.4.3. Khi lưng tường là đường gầy

Khi lưng tường là đường gầy theo lý thuyết thì không thể dùng hai lý thuyết trên để tính áp lực đất. Đối với tường chắn kiểu dầm hẫng và tường chắn kiểu vách chống, thường dùng lý thuyết Rankine để tính áp lực đất E_a trên phần tường thẳng đứng (hình 2-7).

Sau đó xác định hợp lực E của E_a với trọng lượng bản thân của vật liệu đắp trên bản đáy của tường G.



Hình 2.6. Đồ thị tính áp lực đất của tường chắn nền đắp



Hình 2.7. Sơ đồ tính toán tường chắn đất kiểu dầm hẫng

Đối với lưng tường kiểu hình lõm và kiểu cân bằng trọng lượng, thường dùng lý thuyết Coulomb, phân biệt tính áp lực đất của tường trên, tường dưới rồi hợp lại mà thành. Đương nhiên do góc nghiêng của lưng tường trên và dưới khác nhau, biểu đồ ứng suất nén của tường trên và dưới tại chỗ phân giới sẽ không liên tục.

2.4.4. Khi đất đắp là đất dính

Khi vật liệu đắp là đất dính, sự tồn tại của lực dính có một ảnh hưởng tương đối lớn đối với độ lớn của áp lực đất chủ động.

Từ công thức (2-2) có thể biết, khi thân tường di động ra phía ngoài mà vật liệu đắp ở vào trạng thái cân bằng dẻo thì áp lực đất chủ động cách mặt đất các độ sâu khác nhau là:

$$\sigma_3 = \gamma z k_a - 2C\sqrt{k_a}$$

Tại vị trí ở gần bề mặt, khi $\gamma z k_a$ nhỏ hơn về phải thì ứng suất mang dấu âm, tức là xuất hiện ứng suất kéo. Dưới tác dụng của ứng suất kéo trong lớp vật liệu đắp có thể xuất hiện đường nứt. Độ sâu của đường nứt có thể đến vị trí mà ứng suất kéo bằng 0. Như vậy từ công thức trên có thể rút ra chiều sâu H_t của khu vực bị nứt là:

$$H_t = \frac{2C}{\gamma\sqrt{k_a}} \quad (2-25)$$

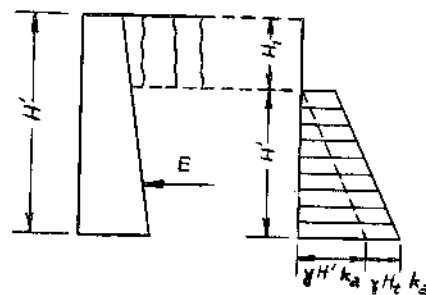
Từ các biện pháp xử lý khác nhau đối với khu vực bị nứt mà sinh ra nhiều phương pháp tính toán áp lực đất khi đất đắp là đất dính.

Ở đây giới thiệu một phương pháp tính toán tương đối an toàn. Xem lớp đất của vùng bị nứt là vật liệu đắp, cũng tức là tải trọng phân bố γH_t , tính toán áp lực đất ở chiều cao $H - H_t$ (hình 2-8).

2.4.5. Tham số tính toán

Việc chọn giá trị góc nội ma sát của vật liệu đắp có ảnh hưởng tương đối lớn đến kết quả tính toán áp lực đất. Khi thiết kế tường chắn đất phải căn cứ vào tính chất của vật liệu đắp và trạng thái độ chặt độ ẩm của nó, mà thông qua thí nghiệm để xác định.

Khi không có điều kiện có thể tham khảo các trị số ở bảng 2-3.



Hình 2.8. Sơ đồ tính toán áp lực đất khi đất đắp là đất dính

Bảng 2-3. Cường độ kháng cắt hữu hiệu bình quân của đất đầm chặt

Loại đất	Dung trọng khô lớn nhất (kg/m ³)	Độ ẩm tốt nhất (%)	Lực dính khi nén chặt (kPa)	Lực dính bão hòa (kPa)	Góc nội ma sát (°)
Sỏi sạn sạch cấp phối tốt, hỗn hợp cát sỏi	> 1906	<13,3	(*)	(*)	>38
Sỏi sạn, hỗn hợp cát sỏi cấp phối tối	>1762	<12,4	(*)	(*)	>37
Sỏi sạn lẫn đất bụi, cát sỏi lẫn đất bụi cấp phối tối	>1826	<14,5	(*)	(*)	>34
Sỏi sạn lẫn sét, cát sỏi lẫn sét cấp phối tối	>1842	<14,7	(*)	(*)	>31
Cát sạch, cát sỏi cấp phối tốt	1906 ± 80	13,3 ± 2,5	43,97 ± 4,29	(*)	38 ± 1
Cát sạch, hỗn hợp cát sỏi cấp phối tối	1762 ± 32	12,4 ± 1,0	25,74 ± 6,43	(*)	37 ± 1
Cát bụi, hỗn hợp cát - đất bụi cấp phối kém	1826 ± 16	14,5 ± 0,4	56,84 ± 6,43	22,52 ± 7,5	34 ± 1
Cát hạt nhỏ hơi dẻo - đất bụi - đất sét	1906 ± 16	12,8 ± 0,5	22,52 ± 7,51	16,09 ± 6,43	33 ± 3
Cát sét, hỗn hợp cát - đất sét cấp phối tối	1842 ± 16	14,7 ± 0,4	83,66 ± 17,16	12,87 ± 6,43	31 ± 3
Đất bụi, đất bụi pha sét	1650 ± 16	19,2 ± 0,7	75,03 ± 10,72	9,65 ± (*)	32 ± 2
Hỗn hợp đất bụi và đất sét	1746 ± 16	16,8 ± 0,7	70,79 ± 19,3	24,67 ± (*)	32 ± 2
Đất sét có độ dẻo thấp đến vừa	1730 ± 16	17,3 ± 3	97,6 ± 11,8	15 ± 2,14	28 ± 2
Đất bụi lẫn sét, đất sét đàn tính	1313 ± 64	36,3 ± 3,2	81,51 ± 33,25	22,52 ± 9,65	25 ± 3
Đất sét hầu như cơ có độ dẻo cao	1346 ± 32	25,5 ± 1,2	114,76 ± 37,54	12,87 ± 6,43	19 ± 5
Chú thích: 1) Theo tiêu chuẩn đầm nén Proctor tiêu chuẩn; (*) Không đủ số liệu.					

Góc ma sát với lưng tường phải căn cứ vào độ nhám của lưng tường, tính chất của vật liệu đắp sau tường và điều kiện thoát nước mà xác định. Có thể tham khảo các trị số sau:

Lưng tường nhẵn và điều kiện thoát nước không tốt	$\delta = 0$.
Lưng tường bê tông	$\delta = 0 \div \varphi/2$.
Lưng tường xây đá tình hình thoát nước tốt	$\delta = \varphi/2 \div 2\varphi/3$.
Lưng tường xây đá kiểu bậc cấp, thoát nước tốt	$\delta = 2\varphi/3$.

CHƯƠNG 3

NGHIỆM TOÁN ĐỘ ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG CHẮN

Bản thân tường chắn phải có đủ độ ổn định tổng thể để chống lại lực đẩy của khối đất sau tường. Căn cứ vào kinh nghiệm, để bảo đảm ổn định của tường phải tiến hành các nghiệm toán sau:

- 1) Nghiệm toán ổn định trượt;
- 2) Nghiệm toán ổn định lật;
- 3) Nghiệm toán độ lệch tâm;
- 4) Nghiệm toán ứng suất đáy móng.

3.1. NGHIỆM TOÁN ỔN ĐỊNH TRƯỢT

Hệ lực tác dụng trên thân tường như ở hình 3-1.

Độ ổn định trượt của tường chắn theo đáy móng được biểu thị bằng hệ số k_0 với giá trị của nó không được nhỏ hơn 1,3.

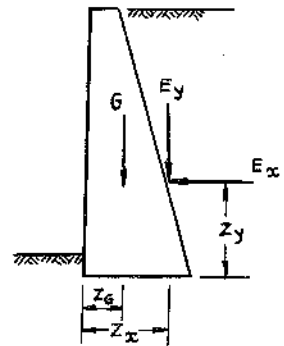
$$k_0 = \frac{\text{Lực chống trượt}}{\text{Lực đẩy}} = \frac{(G + E_y)f}{E_x} \geq 1,3 \quad (3-1)$$

Trong đó:

G - Trọng lượng bản thân của thân tường (kN);

E_x, E_y - Phân lực nằm ngang và thẳng đứng của áp lực đất chủ động (kN);

f - Hệ số ma sát của đáy móng, thay đổi theo loại móng, có thể tham khảo ở bảng 3-1.



Hình 3.1. Các lực tác dụng lên tường

Bảng 3-1. Trị số tham khảo của hệ số ma sát đáy móng f

Loại đất đá ở đáy móng		f
Đất dính	Trạng thái dẻo mềm	0,25
	Trạng thái dẻo cứng	0,25 - 0,30
	Trạng thái nửa cứng	0,30 - 0,40
Cát		0,40
Đất lẫn cuội sỏi		0,40 - 0,50
Nham thạch mềm		0,40 - 0,60
Nham thạch cứng, bề mặt thô nháp		0,60 - 0,70

Giá trị của hệ số f của các loại đá phiến, đá sét, điệp thạch và của các nham thạch khác đã phong hoá thành đất thì phải dựa vào tình hình phong hoá và trạng thái ẩm ướt của nó, tham khảo các trị số của đất dính mà chọn dùng.

Áp lực đất bị động k_p của khối đất trước mũi tường thường được bỏ qua, không tính vào lực chống trượt.

Khi hệ số ổn định trượt $k_0 < 1,3$ phải áp dụng các biện pháp tăng lực chống trượt. Các biện pháp thường dùng là:

1) Sử dụng biện pháp thay đất cải thiện nền móng để tăng hệ số ma sát của đáy móng, như dùng đá dăm thay cho đất sét.

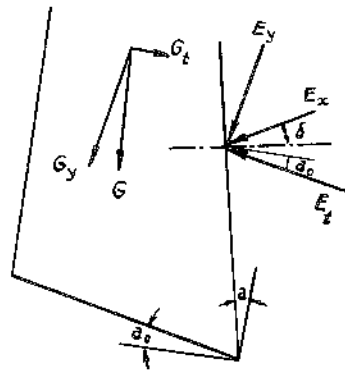
2) Làm móng nghiêng - Đáy móng của tường chắn kiểu trọng lực có thể làm nghiêng vào trong, hệ số ổn định trượt k_0 của nó từ đó có thể tăng lên thành (hình 3-2):

$$k_0 = \frac{[G \cdot \cos \alpha_0 + E \cdot \sin(\alpha + \delta + \alpha_0)]f}{E \cdot \cos(\alpha + \delta + \alpha_0) - G \cdot \sin \alpha_0} \quad (3-2)$$

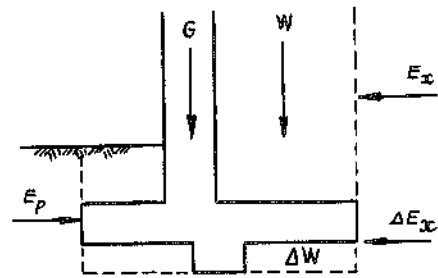
trong đó α_0 là góc nghiêng của đáy móng.

Độ nghiêng của đáy móng không nên quá lớn để tránh cho khối đất dưới đáy móng và trước mũi tường phát sinh phá hoại do cắt. Thông thường khi đáy móng là đất không được dốc quá 0,2:1 ($\alpha_0 \leq 11^\circ 19'$), khi đáy móng là đá không được dốc quá 0,3:1 ($\alpha_0 \leq 16^\circ 42'$).

3) Làm đáy móng lồi - Dưới đáy móng làm một mấu lồi cùng với móng làm thành một khối chĩnh thể (hình 3-3), lợi dụng áp lực đất bị động của khối đất trước mấu lồi để tăng độ ổn định.



Hình 3.2. Các lực tác dụng
khi đáy móng nghiêng



Hình 3.3. Đáy móng lồi

Trong trường hợp này k_0 là:

$$k_0 = \frac{(G + W + \Delta W)f + E_p}{E_x + \Delta E_x} \quad (3-3)$$

3.2. NGHIỆM TOÁN ỔN ĐỊNH LẬT

Độ ổn định chống lật của tường chắn quanh mũi tường được biểu thị bằng tỉ số của mômen ổn định và mômen lật (gọi là hệ số ổn định chống lật k_0), hệ số này không được nhỏ hơn 1,5 - k_0 được xác định theo công thức (xem hình 3-1):

$$k_0 = \frac{\text{Mômen ổn định}}{\text{Mômen lật}} = \frac{G \cdot z_G + E_y \cdot z_x}{E_x \cdot z_y} \geq 1,5 \quad (3-4)$$

Trong đó: z_x và z_y là cánh tay đòn của phân lực nằm ngang E_x và phân lực thẳng đứng E_y của áp lực đất đến mũi tường; z_G là cánh tay đòn của trọng lượng tường G đối với mũi tường.

Khi hệ số ổn định chống lật không thoả mãn yêu cầu trên đây, có thể sử dụng các biện pháp dưới đây:

1) Mở rộng đáy móng, nhất là mũi tường để tăng cánh tay đòn. Đây là một biện pháp tương đối tốt, nhưng khi độ dốc ngang của mặt đất tương đối dốc thì lại làm tăng chiều cao tường;

2) Sửa đổi hình thức và độ dốc của lưng tường, ví dụ làm lưng tường nghiêng hoặc kiểu cân bằng trọng lượng để giảm áp lực đất hoặc tăng cánh tay đòn.

3.3. NGHIỆM TOÁN ĐỘ LỆCH TÂM

Cự ly từ điểm tác dụng của hợp lực trên đáy móng đến trung tuyến của đáy móng gọi là độ lệch tâm e . e không được quá lớn để tránh gây ra lún không đều quá lớn. Thường quy định độ lệch tâm của đáy móng đất không được quá $B/6$ (B là chiều rộng đáy móng), độ lệch tâm của đáy móng đá không được lớn hơn $B/4$.

Có thể xác định độ lệch tâm e theo công thức:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{G.z_G + E_y.z_x - E_x.z_y}{G + E_y} \leq \frac{B}{6} \text{ (đất) hoặc } \frac{B}{4} \text{ (đá)} \quad (3-5)$$

Khi độ lệch tâm quá lớn, có thể mở rộng mũi tường hoặc dùng các biện pháp tương tự biện pháp tăng độ ổn định chống lật để cải thiện.

3.4. NGHIỆM TOÁN ỨNG SUẤT ĐÁY MÓNG

Tuỳ theo độ lệch tâm lớn hay nhỏ mà sự phân bố ứng suất ở đáy móng sẽ khác nhau. Hình 3-4 là các sơ đồ phân bố ứng suất khi độ lệch tâm khác nhau. Ứng suất lớn nhất σ_1 ở đáy móng trong các trường hợp có thể phân biệt xác định theo các công thức sau:

1) $0 < e < \frac{B}{6}$ (phân bố hình thang)

$$\sigma_{1,3} = \frac{G + E_y}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (3-6)$$

2) $e = \frac{B}{6}$ (phân bố hình tam giác)

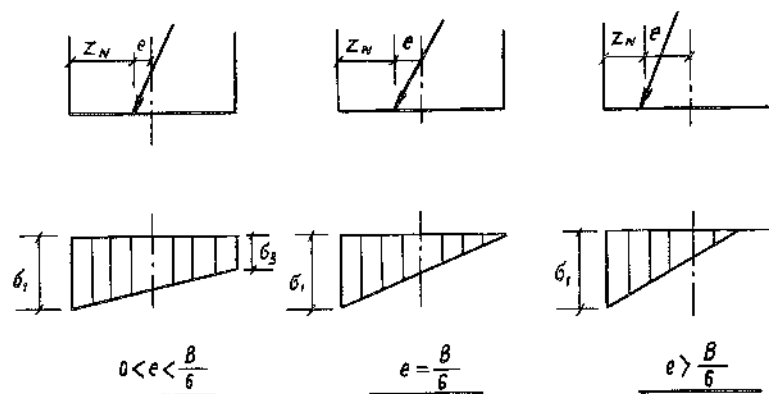
$$\sigma_1 = \frac{2(G + E_y)}{B} \quad (3-7)$$

3) $e > \frac{B}{6}$ (phân bố hình tam giác, xuất hiện vùng chịu kéo)

Giữa đáy móng và nền đất thường không thể chịu ứng suất kéo, nên thường bỏ qua không tính, khi đó ứng suất ở đáy móng được phân bố lại.

$$\sigma_1 = \frac{2(G + E_y)}{3z_N} \quad (3-8)$$

trong đó: $z_N = \frac{B}{2} - e$



Hình 3.4. Các sơ đồ phân bố ứng suất nén ở đáy móng

Ứng suất lớn nhất σ_1 ở đáy móng tính được trong các trường hợp đều không được lớn hơn lực chịu tải cho phép của đất nền $[R]$, tức là:

$$\sigma_1 \leq [R] \quad (3-9)$$

Lực chịu tải cho phép của các loại đất nền có thể tham khảo trong các quy phạm hữu quan như "Quy phạm thiết kế nền móng cầu cống đường ô tô JTJ024-85" của Trung Quốc hoặc tra theo bảng 3-2.

Khi ứng suất đáy móng lớn hơn lực chịu tải cho phép của đất nền có thể áp dụng các biện pháp tăng lực chịu tải như mở rộng đáy móng để giảm ứng suất hoặc cải thiện đất nền (thay đất).

Ví dụ 4:

Dựa theo ví dụ 3, nghiệm toán độ ổn định của tường chắn. Cho biết dung trọng của thân tường $\gamma_G = 22 \text{ kN/m}^3$, nền đất là đất sỏi sạn, hệ số ma sát là 0,45, lực chịu tải của đất nền là 600 kN/m^2 .

Giải:

Chọn mặt cắt ngang của thân tường như sau: chiều rộng đỉnh 0,8m, độ dốc lưng tường 1:0,2, độ dốc mặt tường 1:0,1.

1. Tính trọng lượng thân tường và cánh tay đòn:

Thể tích thân tường $V = 0,5 \times (0,8 + 2,60) \times 6 = 10,2 \text{ m}^3$

Trọng lượng thân tường $G = 10,2 \times 22 = 224,4 \text{ kN}$

Cánh tay đòn $z_G = 1,18 \text{ m}$

2. Độ ổn định trượt:

Từ công thức (3-1) được:

$$k_0 = \frac{224,4 + 99,65 \sin 30^{\circ}19'}{99,65 \cos 30^{\circ}19'} \times 0,45 = 1,46 > 1,30$$

3. Độ ổn định chống lật:

Từ công thức (3-4) được:

$$k_u = \frac{224,4 \times 1,18 + 99,65 \sin 30^{\circ}19' \times 2,174}{99,65 \cos 30^{\circ}19' \times 2,13} = 2,08 > 1,50$$

4. Nghiệm toán độ lệch tâm:

Từ công thức (3-5)

$$e = \frac{2,60}{2} - \frac{224,4 \cdot 1,18 + 99,65 \sin 30^{\circ}19' \cdot 2,174 - 99,65 \cos 30^{\circ}19' \cdot 2,13}{224,4 + 99,65 \sin 30^{\circ}19'}$$

$$= 0,593 \text{ m} > \frac{B}{6} (= 0,433 \text{ m}), < \frac{B}{4} (= 0,65 \text{ m})$$

5. Lực chịu tải của đất nền

Từ công thức (3-8) được:

$$\sigma_1 = \frac{2(224,4 + 99,65 \sin 30^{\circ}19')}{3(1,3 - 0,593)} = 260,44 \text{ kN/m}^2 < 600 \text{ kN/m}^2$$

Từ các kết quả nghiệm toán trên đây có thể thấy độ ổn định chống trượt, chống lật và năng lực chịu tải của đất nền của tường chắn đất có mặt cắt đã chọn, đều thỏa mãn yêu cầu, chỉ có độ lệch tâm của đáy móng là hơi lớn. Có thể áp dụng các biện pháp như mở rộng mũi tường hoặc thay đổi độ dốc của lưng tường để giảm nhỏ độ lệch tâm này.

Bảng 3-2. Lực chịu tải cho phép (R) của đất nền

Loại đất nền		Tình trạng của đất nền		[R] (kN/m ²)
Đất dính thông thường		Trạng thái chặt dẻo cứng		300 - 450
		Trạng thái dẻo mềm chặt, trạng thái dẻo cứng xốp rời		190 - 380
		Trạng thái dẻo mềm xốp rời		120 - 240
Đất loại cát	Cát mịn, cát bột	Chặt và chặt vừa	Ẩm ướt	200 - 350
			Bão hoà	100 - 300
	Cát sỏi, cát to, cát trung	Chặt và chặt vừa		350 - 550
Đất sỏi cuội		Xốp rời		300 - 500
		Chặt vừa		600 - 1000
		Chặt		1000 - 1200
Đất đá dăm		Xốp to		200 - 400
		Chặt vừa		500 - 800
		Chặt		800 - 1000
Nham thạch	Mềm	Cường độ kháng nén 5 ÷ 30MPa	Phong hoá và nứt nghiêm trọng	600 - 1000
			Phong hoá và nứt nhẹ đến vừa	1000 - 3000
	Rất mềm	Cường độ kháng nén <5MPa	Phong hoá và nứt nghiêm trọng	400 - 600
			Phong hoá và nứt vừa	600 - 800

CHƯƠNG 4

TÍNH TOÁN KẾT CẤU ĐẤT CÓ CỐT

Cơ cấu chịu lực của tường chắn đất có cốt tương đối phức tạp, hiện chưa có phương pháp thiết kế thống nhất, hoàn chỉnh. Dưới đây chủ yếu giới thiệu nguyên lý làm việc của đất có cốt đã được công nhận và phương pháp thiết kế thường dùng.

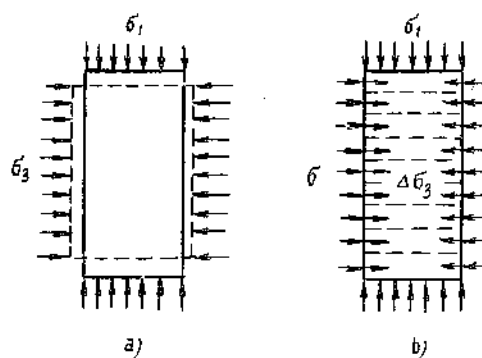
4.1. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC

Nguyên lý làm việc của đất có cốt là tác dụng ma sát giữa cốt chịu kéo và đất đắp (thường là vật liệu hạt), có thể giải thích như sau:

1. Đất có cốt được xem là một loại vật liệu phức hợp do cốt chịu kéo và đất làm thành. Thí nghiệm nén ba trục cho thấy đối với mẫu đất cát khô chịu áp lực thẳng đứng thì sẽ bị nở hông (xem hình 4.1a), nhưng sau khi bố trí các cốt chịu kéo nằm ngang trong đất thì do tác dụng ma sát giữa cốt và đất khiến cốt thu nhận lực kéo nên chuyển vị theo hướng ngang của các hạt đất bị khống chế, tương tự như tác dụng một áp lực hông $\Delta\sigma_3$ lên mẫu (xem hình 4.1b). Khi tăng áp lực thẳng đứng thì lực chống nở hông sẽ tăng theo cho đến khi xuất hiện sự trượt giữa đất và cốt hoặc đứt cốt chịu kéo thì mẫu mới bị phá hoại. Vì vậy cường độ của đất có cốt được tăng lên tương ứng.

Để tăng lực chống nở hông một mặt phải tăng lực ma sát trên mặt tiếp xúc của đất và cốt, cũng tức là phải dùng vật liệu đắp có đường kính hạt khá lớn và cốt chịu kéo dẹt và nhám; mặt khác phải sử dụng vật liệu ít bị dẫn nở làm cốt chịu kéo. Dùng vật liệu có độ dẫn dài lớn thì cốt chịu kéo sẽ cùng chuyển vị ngang theo hạt đất, mất đi tác dụng chống nở hông và không thể tăng cường độ của đất. Vì vậy ứng suất kéo cho phép của cốt bị khống chế bởi tỉ lệ dẫn dài quy định khi thiết kế ($\leq 2\%$).

Tác dụng chủ yếu của cốt chịu kéo trong đất là giữ không cho các hạt đất nở hông;

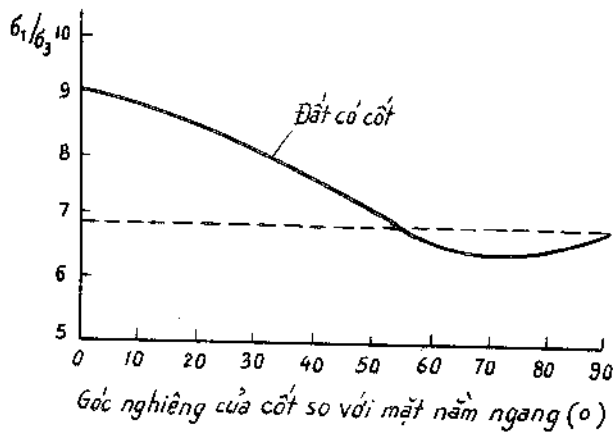


Hình 4.1. Cơ cấu tác dụng của đất có cốt

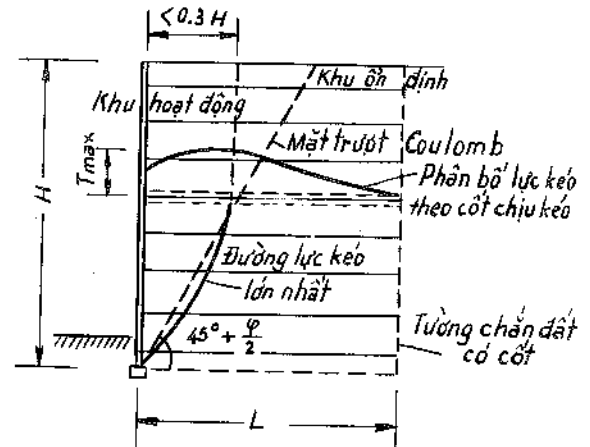
a) Đất thường; b) Đất có cốt.

vì vậy phải bố trí cốt trong khu vực có biến dạng lớn của khối đất và hướng của cốt phải song song với hướng của ứng biến kéo chủ, nếu không hiệu quả của cốt sẽ bị giảm.

Kết quả thí nghiệm vẽ ở hình 4-2 cho thấy khi góc nghiêng của hướng cốt chịu kéo so với mặt nằm ngang càng lớn thì cường độ của đất có cốt càng thấp, khi góc nghiêng lớn hơn 55° thì cường độ của đất có cốt còn thấp hơn đất thường, cũng tức là việc bố trí cốt có tác dụng ngược lại là làm giảm yếu cường độ của đất. Do đó cốt chịu kéo thường bố trí nằm ngang và thẳng góc với mặt tường.



Hình 4.2. Ảnh hưởng của phương hướng cốt chịu kéo đến với cường độ



Hình 4.3. Đường cong phân bố lực kéo của cốt chịu kéo

2. Kết cấu đất có cốt được xem là một kết cấu loại neo. Kết quả thực đo được tiến hành với thí nghiệm tường chắn đất có cốt nguyên hình (cùng kích thước) và thí nghiệm mô hình cho thấy (hình 4-3) lực kéo T mà cốt chịu kéo thu nhận phân bố dạng hình cung theo chiều dài L , trị số lớn nhất của nó $T_{\max}$ phải xuất hiện ở chỗ thay đổi hướng tác dụng của ứng suất cắt τ ở bề mặt cốt chịu kéo. Đường nối các điểm có lực kéo lớn nhất trong cốt chịu kéo các lớp (gọi là quỹ tích các lực kéo lớn nhất) chứa mặt trượt trong đó (khác với mặt trượt thẳng đứng Coulomb của đất thường) và chia vật liệu đắp thành vùng hoạt động (chủ động) và vùng cố định (neo giữ). Ứng suất cắt bề mặt cốt chịu kéo trong vùng hoạt động hướng về phía mặt tường khi mặt tường và vật liệu đắp dịch chuyển theo hướng hông có thể kéo bật cốt chịu kéo ra ngoài (kéo nhỏ); cốt chịu kéo trong vùng ổn định do tác dụng ma sát giữa cốt và vật liệu đắp sẽ được vật liệu đắp giữ chặt. Vì vậy cốt chịu kéo trong vùng ổn định phải đủ dài để phòng cốt bị kéo bật.

4.2. MÔ HÌNH PHÁ HOẠI

Sự phá hoại của kết cấu đất có cốt có hai loại: mất ổn định bên ngoài và mất ổn

định bên trong. Mất ổn định bên ngoài là khi kết cấu đất có cốt bị phá hoại toàn bộ (tương tự với tường chắn kiểu trọng lực): xuất hiện trượt theo đáy móng, trượt theo lớp sâu hoặc năng lực chịu tải của nền móng không đủ. Mất ổn định bên trong là các phá hoại do cốt chịu kéo bị đứt, bị nhổ bật gây ra.

Thiết kế kết cấu đất có cốt chính là để đảm bảo cho khối đất có cốt đủ độ ổn định bên ngoài và độ ổn định bên trong. Khi phân tích ổn định bên ngoài có thể xem khối đất giữa đường nối điểm mút các cốt chịu kéo và mặt tường là kết cấu chỉnh thể và dùng phương pháp đã nói ở trên. Việc phân tích độ ổn định bên trong gồm có:

1, Tính lực kéo mà cốt chịu kéo thu nhận, xác định tiết diện cần thiết của cốt để cho ứng suất kéo không lớn hơn trị số cho phép.

2, Xác định lực ma sát giữa cốt chịu kéo và đất đắp, xác định chiều dài cần thiết của cốt để cân bằng với lực kéo mà cốt thu nhận.

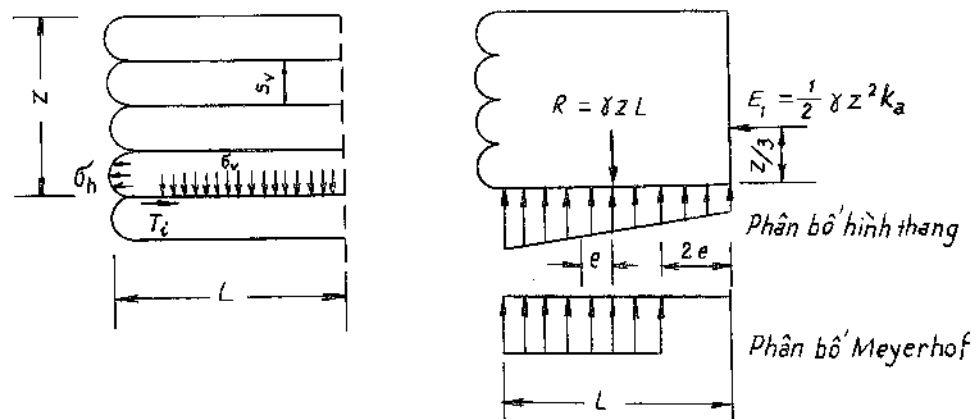
4.3. TÍNH TOÁN LỰC KÉO CỦA CỐT CHỊU KÉO

Giả thiết khối đất trong vùng hoạt động của vật liệu đắp ở vào trạng thái giới hạn, dùng phương pháp cân bằng cục bộ để phân tích lực kéo mà mỗi lớp cốt chịu kéo thu nhận. Như vẽ ở hình 4-4 lớp cốt chịu kéo thứ i chịu tác dụng của ứng suất nén thẳng đứng σ_v của vật liệu đắp ở mặt trên nó, mặt tường thì chịu ứng suất nén theo hướng hông của nó σ_h từ đó khiến cho cốt thép lớp này chịu lực kéo:

$$T_i = \sigma_h S_h S_v \quad (4-1)$$

Trong đó:

S_h và S_v - Khoảng cách theo hướng nằm ngang và hướng thẳng đứng của các cốt chịu kéo.



Hình 4.4. Tính lực kéo theo phương pháp cân bằng cục bộ

Ứng suất theo hướng hông σ_h có thể tính theo công thức sau:

$$\sigma_h = k_i \sigma_v \quad (4-2)$$

Trong đó hệ số áp lực hông k_i có quan hệ với trạng thái ứng suất của vật liệu đắp ở đó. Căn cứ vào các số liệu đo được bằng đầu đo áp lực gắn trên mặt tường có thể phát hiện được trạng thái ứng suất nén tĩnh của đất tại vị trí gần lớp trên của vùng hoạt động, còn lớp dưới thì ở vào trạng thái ứng suất nén đất chủ động của Rankine.

Từ kết quả quan trắc một số thí nghiệm, có thể tìm được quan hệ kinh nghiệm sau:

$$k_i = k_0 + \frac{z}{6} (k_a - k_0) \quad (4-3)$$

Trong đó: z - Chiều sâu đặt cốt chịu kéo (m), khi $z > 6\text{m}$, thì lấy $z = 6\text{m}$ để tính,

k_0 - Hệ số áp lực đất tĩnh, có thể tính theo góc nội ma sát của vật liệu đắp.

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4-4)$$

k_a - Hệ số áp lực đất Rankine, tính theo công thức (2-13b).

Ứng suất thẳng đứng σ_v dựa theo các giả thiết khác nhau tính toán như sau:

1. *Phân bố đều*, không tính tác dụng của áp lực đất sau tường chắn đất có cốt, thì ứng suất thẳng đứng sẽ là ứng suất do trọng lượng bản thân, tức:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (4-5)$$

Trong đó: γ - Dung trọng của vật liệu đắp (kN/m^3).

2. *Phân bố hình thang*, giả thiết áp lực đất sau tường có ảnh hưởng đối với mômen uốn sinh ra trong mặt cắt tính toán, từ công thức chịu nén lệch tâm tìm được ứng suất nén thẳng đứng lớn nhất tại mặt tường:

$$\sigma_v = \gamma z \left(1 + k_0 \frac{z^2}{L^2} \right) \quad (4-6)$$

Trong đó: L - Chiều dài lớp cốt chịu kéo tính toán (m).

3. *Phân bố theo Meyerhof*, giả thiết ứng suất thẳng đứng phân bố đều trong phạm vi $L-2e$ (xem hình 4-4), e là độ lệch tâm của hợp lực trên mặt cắt tính toán. Từ công thức (3-5) ta có:

$$e = \frac{k_0 z^2}{6L} \quad (4-7)$$

cho nên

$$\sigma_v = \frac{\gamma z L}{L - 2e} = \frac{\gamma z}{1 - \frac{k_0 z^2}{3L^2}} \quad (4-8)$$

Khi tính toán lực kéo T_i (kN) do cốt chịu kéo thu nhận thì ứng suất nén thẳng đứng do vật liệu đắp và xe cộ tác dụng trên cốt cũng như ứng suất hướng bên hông tăng thêm do tác dụng động đất được tính toán theo quy phạm thiết kế hữu quan φ .

Diện tích cần thiết của mặt cắt ngang cốt chịu kéo A_i (mm²) tính như sau:

$$A_i = \frac{T_i \cdot 10^2}{k_s [\sigma_s]} \quad (4-9)$$

Trong đó: $[\sigma_s]$ - Ứng suất kéo cho phép của cốt chịu kéo (MPa);

k_s - Hệ số tăng ứng suất cho phép của cốt chịu kéo, lấy theo bảng 4-1.

Bảng 4-1. Hệ số tăng ứng suất cho phép của cốt chịu kéo

Trường hợp tải trọng	Đai thép, cốt thép, bê tông	Đai composit
Tổ hợp chủ yếu	1,00	1,00
Tổ hợp phụ	1,25	1,30
Tổ hợp động đất	1,50	2,00

Đối với cốt chịu kéo kim loại kích thước mặt cắt ngang thực tế sử dụng phải trừ đi chiều dày hạn gỉ dự kiến như bảng 4-2.

Bảng 4-2. Chiều dày hạn gỉ một mặt của đai thép (mm)

Phân loại công trình	Có mạ kẽm	Không mạ kẽm
Công trình không có nước	0,5	1,5
Công trình ngập nước ngọt	0,75	2,0
Công trình ngập nước mặn	-	2,5

4.4. TÍNH CHIỀU DÀI CỐT CHỊU KÉO

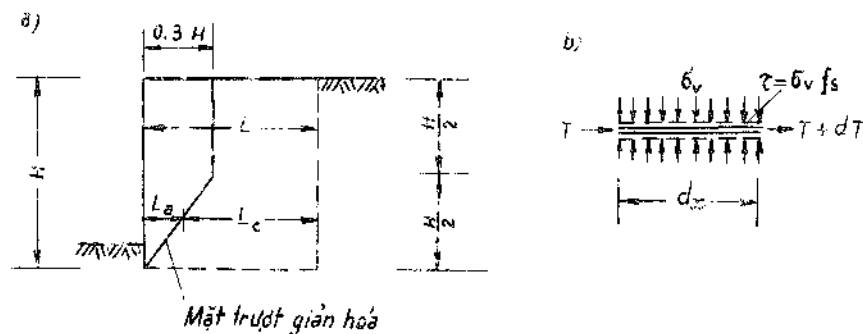
Để đề phòng cốt chịu kéo bị nhổ bật khi làm việc, mỗi thanh cốt chịu kéo phải đủ chiều dài L. Chiều dài L này gồm hai phần:

$$L = L_a + L_c \quad (4-10)$$

Trong đó: L_a và L_c - Chiều dài cốt chịu kéo chôn trong vùng hoạt động và trong vùng ổn định.

Nhiều tài liệu thí nghiệm cho thấy mặt trượt của khối đất có cốt (đường nối các điểm có lực kéo lớn nhất) đại thể như vẽ ở hình 4-3. Thường giản hoá như sau: phần trên của mặt trượt song song với mặt tường cao $0,3H$, còn phần dưới thì đi qua chân tường và làm với mặt nằm ngang một góc là $45^\circ + \varphi/2$. Có một số tài liệu còn đơn giản hơn: xem điểm gãy nằm ở điểm giữa chiều cao tường (hình 4.5a) tức:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Khi } z < \frac{1}{2}H, \quad L_a = 0,3H \\ \text{Khi } z > \frac{1}{2}H, \quad L_c = 0,6(H - z) \end{array} \right\} \quad (4-11)$$



Hình 4.5. Tính chiều dài cốt chịu kéo

a) Giản hoá mặt trượt; b) Phân tích tình hình chịu lực của cốt chịu kéo.

Chiều dài của cốt chịu kéo trong vùng ổn định L_c phải đủ dài để cho lực ma sát (lực chống nhổ bật) S_i giữa cốt chịu kéo và vật liệu đắp xung quanh gây ra không được nhỏ hơn lực kéo mà cốt thu nhận T_i . Từ việc phân tích sự chịu lực của cốt trong hình 4-5b có xét đến một độ an toàn nhất định, ta có:

$$S_i = \int_{L_c}^{L_a} 2b\sigma_v f_s dx = 2bf_s \int_{L_c}^{L_a} \sigma_v dx \geq [k_r] T_i \quad (4-12)$$

Trong đó:

b - Chiều rộng của cốt chịu kéo;

σ_v - Ứng suất nén thẳng đứng tác dụng trên đoạn dx ;

f_s - Hệ số ma sát giữa cốt chịu kéo và vật liệu đắp;

$[k_r]$ - Hệ số an toàn chống nhổ cho phép, với tổ hợp tải trọng chủ yếu bằng 2,0, tổ hợp phụ bằng 1,5, tổ hợp động đất bằng 1,2.

Hệ số ma sát f_s có thể xác định bằng thí nghiệm cắt. Trị số f_s chủ yếu phụ thuộc vào độ lớn nhỏ của hạt vật liệu đắp và độ nhám bề mặt của cốt chịu kéo; với đất dính còn có tác dụng dính bám của vật liệu đắp với cốt. Kết quả thí nghiệm cho thấy với cốt chịu kéo có độ bám dính cao (đai thép có gờ và đai bê tông cốt thép) trị số f_s giảm khi ứng suất thẳng đứng tăng và dần đến ổn định. Có thể tham khảo trị số f_s trong bảng 3-1 để thiết kế.

Căn cứ vào các giả thiết khác nhau của sự phân bố ứng suất nén thẳng đứng trên cốt chịu kéo, có thể tìm được các công thức tính L_c sau đây:

1. *Phân bố đều*, mang công thức (4-5) thay vào công thức (4-12), tìm được chiều dài hữu hiệu yêu cầu của cốt chịu kéo.

$$L_c = \frac{[k_f] T_i}{2bf_s \gamma z} \quad (4-13)$$

2. *Phân bố theo hình thang*, thì được:

$$L_c = \frac{[k_f] T_i}{2bf_s \gamma z \left(1 - k_a \frac{z^2 L_a}{L^3} \right)} \quad (4-14)$$

3. *Phân bố Meyerhof*, tìm được chiều dài cần thiết của cốt trong vùng ổn định là:

$$L_c = \frac{[k_f] T_i}{2bf_s \gamma z \left(1 - \frac{k_a z^2}{3L^2} \right)} + 2e \quad (4-15)$$

Trong thực tế tính toán, cần giả định chiều dài cốt chịu kéo là L , thường lấy $L = (0,8 - 1,0)H$.

Ví dụ:

Thiết kế một tường chắn đất có cốt, chiều cao tường $H = 6\text{m}$, chiều dày lớp đất tương đương của vật liệu đắp trên đỉnh tường và của tải trọng ôtô là $h_0 = 1,0\text{m}$, vật liệu đắp là cát sỏi, dung trọng $\gamma = 20\text{kN/m}^3$, góc nội ma sát $\varphi = 40^\circ$ nền móng là đá cuội sỏi chặt vừa, lực chịu tải cho phép $[\sigma_0] = 360\text{kPa}$. Mặt tường là tấm bê tông cốt thép đúc sẵn kiểu chữ thập $1,5 \times 1,5\text{m}$, mỗi tấm bố trí 6 thanh cốt chịu kéo, $S_h = 0,50\text{m}$, $S_v = 0,75\text{m}$ (xem hình 4-6). Cốt chịu kéo là đai thép có gờ mạ kẽm, ứng suất kéo cho phép $[\sigma_s] = 135\text{MPa}$.

Giải:

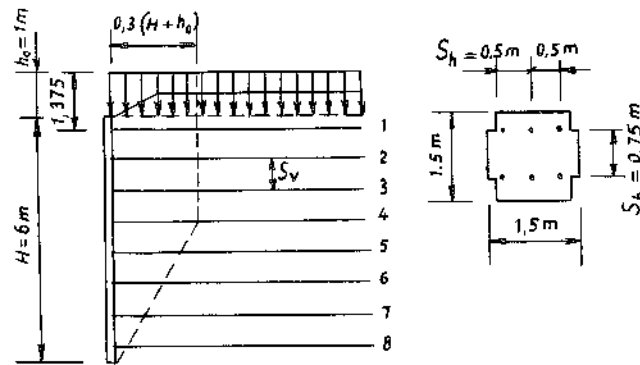
1. *Tính lực kéo của cốt chịu kéo.*

Giả thiết chiều dài cốt chịu kéo $L = 6\text{m}$, từ công thức (4-4) và công thức (2-13b).

ta được:

$$k_0 = 1 - \sin 40^\circ = 0,357$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0,217$$



Hình 4.6. Tính toán tường chắn đất có cốt

Cốt chịu kéo lớp thứ nhất: $z_1 = 1,375\text{m}$, từ công thức (4-3):

$$k_1 = 0,357 + \frac{1,375}{6} (0,217 - 0,357) = 0,325$$

Xem σ_v phân bố theo Meyerhof, từ các công thức (4-3), (4-2) và (4-1) được

$$T_1 = \frac{\gamma z_1 k_1 S_h S_v}{1 - \frac{k_a z_1^2}{3L^2}} = \frac{20 \times 1,375 \times 0,325 \times 0,5 \times 0,75}{1 - \frac{0,217 \times 1,375^2}{3 \times 6^2}} = 3,36 \text{ kN}$$

Cốt chịu kéo lớp thứ 4: $z_4 = 3,625\text{m}$

$$k_4 = 0,357 + \frac{3,625}{6} (0,217 - 0,357) = 0,272$$

$$T_4 = \frac{20 \times 3,625 \times 0,272 \times 0,5 \times 0,75}{1 - \frac{0,217 \times 3,625^2}{3 \times 6^2}} = 7,60 \text{ kN}$$

Cốt chịu kéo lớp thứ 8: $z_8 = 6,625\text{m} > 6\text{m}$, vì vậy: $k_8 = k_a = 0,217$

$$T_8 = \frac{20 \times 6,625 \times 0,217 \times 0,5 \times 0,75}{1 - \frac{0,217 \times 6,625^2}{3 \times 6^2}} = 11,83 \text{ kN}$$

2. Xác định kích thước mặt cắt của cốt chịu kéo

Như đã thấy trên đây, trị số lực kéo của cốt chịu kéo lớp thứ 8 (lớp thấp nhất) là lớn nhất, được dùng để xác định kích thước mặt cắt cần thiết của cốt chịu kéo. Chiều rộng của cốt chịu kéo lấy bằng $b = 60\text{mm}$. Từ công thức (4-9) tìm được chiều dày hữu hiệu cần thiết của cốt chịu kéo:

$$t = \frac{T_8}{k_s [\sigma_s] b} = \frac{11,83 \times 10^3}{1,0 \times 135 \times 60} = 1,5 \text{ mm}$$

Xét đến chiều dày phòng gử $1,00\text{mm}$ (chiều dày gử của một mặt là $0,5\text{mm}$), lấy chiều dày nhỏ nhất của cốt chịu kéo là $3,0\text{mm}$.

3. Xác định chiều dài cốt chịu kéo

Lấy hệ số ma sát giữa vật liệu đắp và cốt chịu kéo $f_s = 0,55$, trị số cho phép của hệ số an toàn chống nhổ bật cốt chịu kéo $[k_f] = 2,0$, dựa vào các công thức (4-11), (4-15), (4-10) để tính chiều dài cần thiết của cốt chịu kéo các lớp.

Cốt chịu kéo lớp thứ 1:

$$\begin{aligned} L_1 &= 0,3(H + h_0) + \frac{[k_f] k_1 S_h S_v}{2bf_s} + \frac{k_a z_1^2}{3L} \\ &= 0,3(6 + 1) + \frac{2,0 \times 0,325 \times 0,5 \times 0,75}{2 \times 0,06 \times 0,55} + \frac{0,217 \times 1,375^2}{3 \times 6} = 5,82 \text{ m} \end{aligned}$$

Cốt chịu kéo lớp thứ 4:

$$\begin{aligned} L_4 &= 0,6(H + h_0 - z_4) + \frac{[k_f] k_4 S_h S_v}{2bf_s} + \frac{k_a z_4^2}{3L} \\ &= 0,6(6 + 1 - 3,625) + \frac{2,0 \times 0,272 \times 0,5 \times 0,75}{2 \times 0,06 \times 0,55} + \frac{0,217 \times 3,625^2}{3 \times 6} = 5,27 \text{ m} \end{aligned}$$

Cốt chịu kéo lớp thứ 8:

$$L_8 = 0,6(6 + 1 - 6,625) + \frac{2,0 \times 0,217 \times 0,5 \times 0,75}{2 \times 0,06 \times 0,55} + \frac{0,217 \times 3,625^2}{3 \times 6} = 3,22 \text{ m}$$

Thống nhất lấy chiều dài cốt chịu kéo như giả thiết ban đầu là $6,0\text{m}$.

Ngoài ra còn phải tiến hành tính toán chiều dày bản mặt tường và kiểm toán độ ổn định bên ngoài, trong ví dụ này bỏ qua không tính.

CHƯƠNG 5

TỔNG HỢP CÁC CÔNG THỨC TÍNH ÁP LỰC ĐẤT TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP KHÁC NHAU

Xuất phát điểm của lý thuyết Rankine và Coulomb không giống nhau nên các công thức tính toán áp lực đất chủ động suy ra từ các lý thuyết này thích hợp với các điều kiện lưng tường khác nhau (hình dạng và độ dốc) và bề mặt đất đắp khác nhau. Các loại tường chắn đất phải dựa vào các điều kiện nói trên mà phân biệt chọn dùng các công thức tính toán tương ứng. Các biểu đồ ứng suất nén của đất vẽ được có thể dùng để tìm ra áp lực đất và vị trí điểm tác dụng của nó trong các trường hợp phức tạp.

Mặt cắt của tường chắn đất phải được kiểm toán về nhiều mặt trong đó mặt có tác dụng không chế thay đổi tùy theo loại tường, hình dạng và kích thước mặt cắt ngang và các điều kiện khác.

Chương này tổng hợp các công thức tính áp lực đất trong các trường hợp khác nhau theo phương pháp Rankine và phương pháp Coulomb.

5.1. TÍNH ÁP LỰC ĐẤT THEO CÔNG THỨC RANKINE

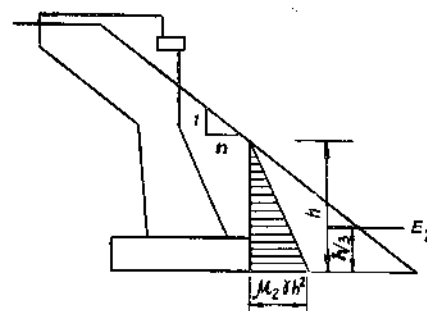
5.1.1. Áp lực đất chủ động của mái đất trước mố

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \mu_2 \gamma h^2 \quad (5-1)$$

Trong đó: φ - Góc nội ma sát của đất;

γ - Trọng lượng đơn vị (dung trọng) của đất (t/m^3);

h - Chiều cao cột đất tính toán (m).

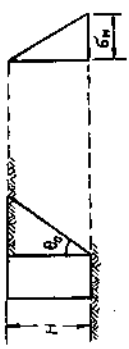
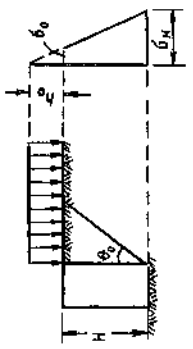
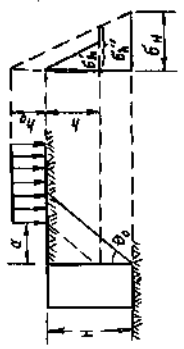


Bảng 5-1. Bảng hệ số μ_2

$\frac{1:n}{\varphi}$	27°	30°	33°	37°	40°	43°	45°
nằm ngang	0.375	0.333	0.294	0.249	0.217	0.188	0.171
1 : 2.5	0.306	0.274	0.242	0.209	0.184	0.161	0.147
1 : 2.25	0.301	0.270	0.240	0.206	0.181	0.159	0.145
1 : 2.00	0.295	0.265	0.236	0.202	0.178	0.157	0.143
1 : 1.75	0.289	0.258	0.230	0.198	0.175	0.154	0.140
1 : 1.50	0.279	0.249	0.224	0.192	0.170	0.150	0.136
1 : 1.25	0.265	0.239	0.214	0.184	0.163	0.144	0.131
1 : 1.00	0.250	0.225	0.202	0.174	0.154	0.137	0.125

5.1.2. Công thức tính áp lực đất

Bảng 5-2. Công thức tính áp lực đất

TT	Sơ đồ	Công thức xác định góc kẹp θ giữa mặt trượt nguy hiểm và mặt thẳng đứng	Hệ số lực đẩy	Lực đẩy tác dụng lên toàn bộ tường	Số liệu vẽ biểu đồ áp lực đất
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1		$\operatorname{tg} \theta_0 = \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$	$\mu_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$\sigma_H = \gamma H \mu_a$
2		$\operatorname{tg} \theta_0 = \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$	$\mu_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H} \right) \mu_a$	$\begin{aligned} \sigma_0 &= \gamma h_0 \mu_a \\ \sigma_H &= \gamma (H + h_0) \mu_a \end{aligned}$
3		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ + $\sqrt{\left(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi \right) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = \frac{2ah_0}{H(H + 2h_0)}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu'_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H} \right) \mu_a$	$\begin{aligned} h &= \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0} \\ \sigma'_h &= \gamma h \mu'_a \\ \sigma''_h &= \gamma (h + h_0) \mu''_a \\ \sigma_H &= \gamma (H + h_0) \mu'_a \end{aligned}$

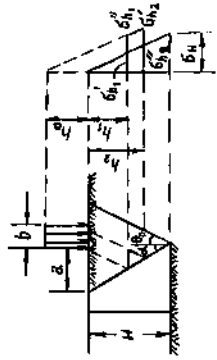
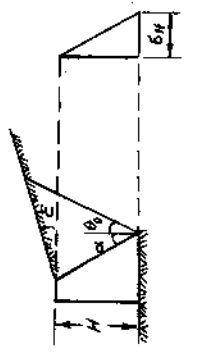
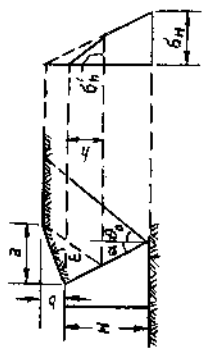
Bảng 5-2 (Tiếp theo)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
4		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 - \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = \frac{2bh_0}{H^2}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 + A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu'_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$h_1 = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0};$ $h_2 = \frac{a + b}{\operatorname{tg} \theta_0}$ $\sigma_{h_1} = \gamma h_1 \mu'_a$ $\sigma_{h_1} = \gamma (h_1 + h) \mu'_0$ $\sigma_{h_2} = \gamma (h_2 + h_0) \mu'_a$ $\sigma_{h_2} = \gamma h_2 \mu'_a$ $\sigma_H = \gamma H \mu'_a$
5		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 - \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = \frac{2bh_0}{H^2}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 + A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu'_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$h = \frac{b}{\operatorname{tg} \theta_0}$ $\sigma_0 = \gamma h_0 \mu'_a$ $\sigma'_h = \gamma (h + h_0) \mu'_a$ $\sigma''_h = \gamma h \mu'_a$ $\sigma_H = \gamma H \mu'_a$
6		$\operatorname{tg} \theta_0 =$ $= \frac{-\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}}{1 - (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi}}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi) (1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta_0)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$\sigma_H = \gamma H \mu_a$

Bảng 5-2 (Tiếp theo)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
7		$\operatorname{tg} \theta_0 = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$	$\mu_a = \cos^2 \varphi$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$\sigma_H = \gamma H \mu_a$
8		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = \frac{ab}{(H + b)^2}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu'_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu''_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma (H + b)^2 \mu_a$	$h = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0} - b$ $\sigma_h = \gamma h \mu'_a$ $\sigma_H = \gamma (H + b) \mu''_a$
9		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$\sigma_H = \gamma H \mu_a$
10		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2h_0}{H} \right) \mu_a$	$\sigma_0 = \gamma h_0 \mu_a$ $\sigma_H = \gamma (H + h_0) \mu_a$

Bảng 5-2 (Tiếp theo)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
18		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = -\operatorname{tg} \alpha - \frac{2h_0 b}{H^2}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$h_1 = \frac{a}{\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha}$ $h_2 = \frac{b}{\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{h_1} = \gamma h_1 \mu_a$ $\sigma_{h_1}'' = \gamma (h_1 + h_0) \mu_a$ $\sigma_{h_2} = \gamma h_2 \mu_a$ $\sigma_{h_2}'' = \gamma (h_2 + h_0) \mu_a$ $\sigma_H = \gamma H \mu_a$
19		$\operatorname{tg} \theta_0 = \frac{(\operatorname{tg}^2 \varphi - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)}{\operatorname{tg} \varepsilon (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)} - \operatorname{tg} \varphi (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)$ $\sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) (\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \varepsilon)}$ $\frac{\sqrt{(\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} \alpha) (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)}}{\operatorname{tg} \varepsilon (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)} - \operatorname{tg} \varphi (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)$	$\mu_a = \frac{(\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha)}{(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}{(1 - \operatorname{tg} \theta_0 \operatorname{tg} \varepsilon)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \mu_a$	$\sigma_H = \gamma H \mu_a$
20		$\operatorname{tg} \theta_0 = -\operatorname{tg} \varphi$ $+ \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi} \right)}$ trong đó: $A = -\operatorname{tg} \alpha + \frac{(a + b \operatorname{tg} \alpha)}{(H + b)^2}$	$\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 - A}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$ $\mu_a = \frac{(\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha)}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)} \cdot \frac{(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varepsilon)}{(1 - \operatorname{tg} \theta_0 \operatorname{tg} \varepsilon)}$ $\mu_a = \frac{\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta_0 + \varphi)}$	$E_a = \frac{1}{2} \gamma (H + b)^2 \mu_a$	$h = a \frac{1 - \operatorname{tg} \theta_0 \operatorname{tg} \varepsilon}{\operatorname{tg} \theta_0 + \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_h = \gamma h \mu_a$ $\sigma_H = \gamma (H + b) \mu_a$

5.1.3. Công thức tính áp lực đất bị động

$$E' = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5-2)$$

Trong đó: γ - Trọng lượng đơn vị của đất (t/m^3);

h - Chiều cao cột đất tính toán (m);

φ - Góc nội ma sát của đất (độ).

5.2. TÍNH ÁP LỰC ĐẤT THEO CÔNG THỨC CỦA COULOMB

5.2.1. Áp lực đất chủ động

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \mu$$

Trong đó: γ - Dung trọng của đất đắp (t/m^3);

h - Chiều cao cột đất tính toán (m);

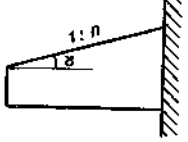
φ - Góc nội ma sát của đất (độ);

δ - Góc ma sát của đất đắp với lưng mố cầu hoặc lưng tường chắn (độ);

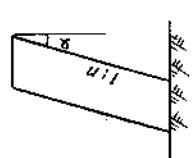
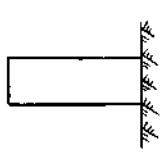
μ - Hệ số áp lực đất chủ động (xem bảng 5-3);

E - Áp lực đất chủ động trên 1m chiều rộng.

Bảng 5-3. Bảng hệ số áp lực đất chủ động của Coulomb

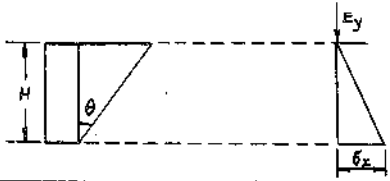
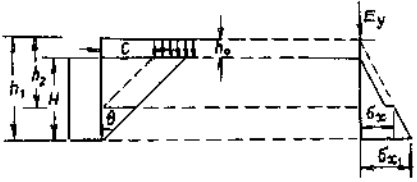
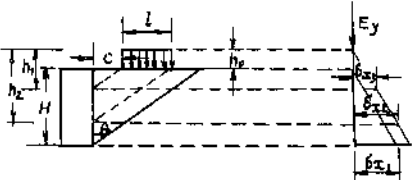
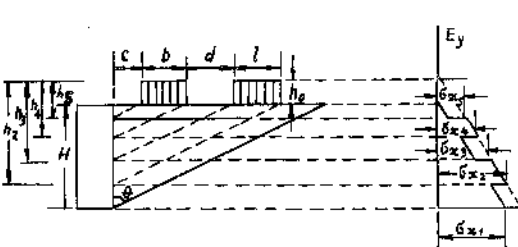
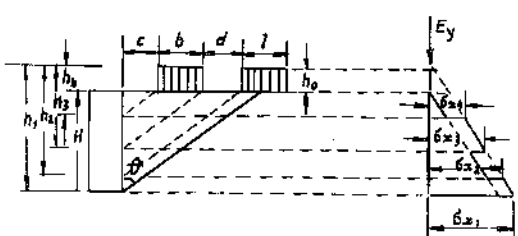
Độ dốc của lưng tường		Góc ma sát của đất đắp với lưng tường δ (độ)	Hệ số áp lực đất chủ động μ					
			Góc nội ma sát của đất φ (độ)					
			20	25	30	35	40	45
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	1 : 0.33 ($\alpha = 18^{\circ}26'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.598	0.523	0.459	0.402	0.353	0.307
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.594	0.522	0.461	0.408	0.362	0.321
	1 : 0.29 ($\alpha = 15^{\circ}57'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.572	0.498	0.433	0.376	0.327	0.283
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.569	0.496	0.435	0.381	0.334	0.295
	1 : 0.25 ($\alpha = 14^{\circ}02'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.556	0.479	0.414	0.358	0.309	0.265
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.550	0.477	0.414	0.361	0.313	0.277
	1 : 0.20 ($\alpha = 11^{\circ}19'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.532	0.455	0.390	0.334	0.285	0.241
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.525	0.452	0.389	0.336	0.289	0.249

Bảng 5-3 (Tiếp theo)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	1 : 0.29 ($\alpha = 15^{\circ}57'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.351	0.269	0.203	0.150	0.110	0.077
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.340	0.260	0.196	0.147	0.108	0.076
	1 : 0.25 ($\alpha = 14^{\circ}02'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.363	0.279	0.214	0.161	0.119	0.086
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.352	0.271	0.208	0.157	0.117	0.085
	1 : 0.20 ($\alpha = 11^{\circ}19'$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.377	0.295	0.229	0.176	0.133	0.098
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.366	0.237	0.223	0.173	0.132	0.098
	1 : 0 ($\alpha = 0$)	$\frac{1}{2} \varphi$	0.446	0.368	0.301	0.247	0.198	0.160
		$\frac{2}{3} \varphi$	0.433	0.361	0.297	0.245	0.199	0.162
								

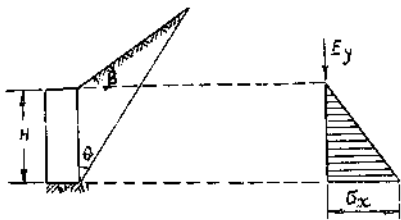
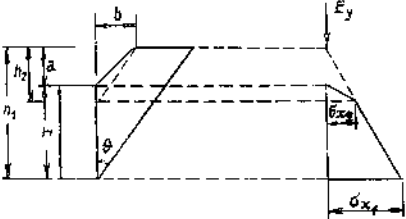
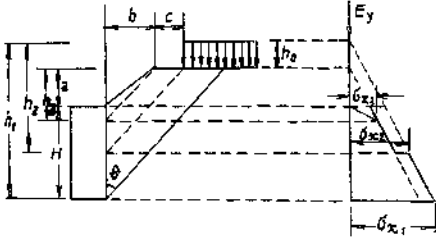
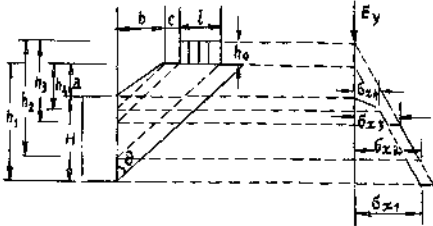
5.2.2. Công thức tính áp lực đất trong các trường hợp khác nhau

Bảng 5-4. Công thức tính toán

TT	Sơ đồ	Công thức xác định góc kẹp giữa mặt trượt nguy hiểm và mặt thẳng đứng
(1)	(2)	(3)
1		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{\operatorname{tg} \theta_2 (\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \delta + \varphi$
2		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \delta + \varphi$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2 + H h_0; B_0 = C h_0$
3		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \delta + \varphi$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2 + H h_0; B_0 = l h$
4		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2; B_0 = -2 l h_0$
5		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2 + H h_0$ $B_0 = (c + d) h$

án áp lực đất trong các trường hợp

Hệ số lực đẩy	Lực đẩy tác dụng lên tường	Số liệu vẽ biểu đồ áp lực đất
(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = A \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} \operatorname{tg} \theta$ trong đó: $A = A_0 \gamma; A_0 = \frac{1}{2} H^2$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_x = \gamma H \mu_x$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x$ $h_1 = H + h_0$ $h_2 = \operatorname{ctg} \theta + h_0$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x$ $h_1 = H_3; h_2 = h_0 + (c + l) \operatorname{ctg} \theta$ $h_3 = h_0 + \operatorname{ctg} \theta$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; h_1 = H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; h_2 = h_0 + \frac{c + d + 2l}{\operatorname{tg} \theta}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; h_3 = h_0 + \frac{c + d + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; h_4 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; h_5 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg} \theta}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; h_1 = H + h_0$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; h_2 = h_0 + \frac{c + d + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; h_3 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; h_4 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg} \theta}$

(1)	(2)	(3)
6		$\operatorname{tg} \theta = \frac{-Q \pm \sqrt{Q^2 - 4PR}}{2P}$ trong đó: $P = \sin \beta \cos(\theta_1 - \theta_2) - \sin \theta_1 \cos \theta_2 \cos \beta$ $Q = -2 \cos \beta \sin \theta_1 \sin \theta_2$ $R = \cos \theta_1 \sin \theta_2 \cos \beta$
7		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2}(a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2}ab$
8		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = (a + H + 2h_0) \frac{a + H}{2}$ $B_0 = \frac{1}{2}ab + (b + c)h_0$
9		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2}(a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2}ab - lh_0$

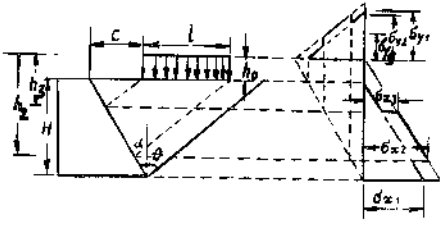
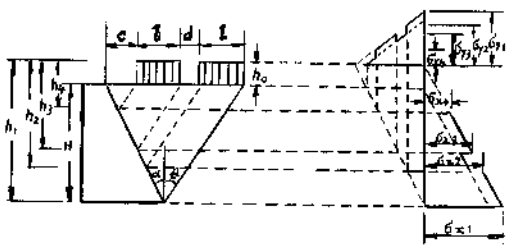
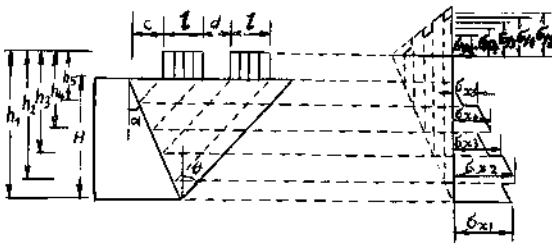
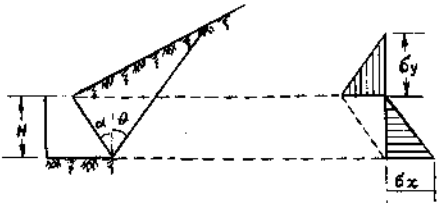
Bảng 5-4 (Tiếp theo)

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \theta (1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \theta)}$	$E = \frac{A \sin \theta \cos(\theta + \theta_1)}{\cos(\theta + \beta) \sin(\theta + \theta_2)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi$ $\theta_2 = \varphi + \delta$ $A = A_0 \gamma; A_0 = \frac{1}{2} H^2 \cos \beta$	$\begin{aligned} E_x &= E \cos \delta \\ E_y &= E \sin \delta \\ \sigma_x &= \gamma H \mu_x \end{aligned}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$\begin{aligned} E_x &= E \cos \delta \\ E_y &= E \sin \delta \\ \sigma_{x1} &= \gamma h_1 \mu_x; & h_1 &= a + H \\ \sigma_{x2} &= \gamma h_2 \mu_x; & h_2 &= \frac{b}{\operatorname{tg} \theta} \end{aligned}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$\begin{aligned} E_x &= E \cos \delta \\ E_y &= E \sin \delta \\ \sigma_{x1} &= \gamma h_1 \mu_x; & h_1 &= a + H + h_0 \\ \sigma_{x2} &= \gamma h_2 \mu_x; & h_2 &= h_0 + \frac{b + c}{\operatorname{tg} \theta} \\ \sigma_{x3} &= \gamma h_3 \mu_x; & h_3 &= \frac{b}{\operatorname{tg} \theta} \end{aligned}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$\begin{aligned} E_x &= E \cos \delta \\ E_y &= E \sin \delta \\ \sigma_{x1} &= \gamma h_1 \mu_x; & h_1 &= a + H \\ \sigma_{x2} &= \gamma h_2 \mu_x; & h_2 &= h_0 + \frac{(b + c + l)}{\operatorname{tg} \theta} \\ \sigma_{x3} &= \gamma h_3 \mu_x; & h_3 &= h_0 + \frac{(b + c)}{\operatorname{tg} \theta} \\ \sigma_{x4} &= \gamma h_4 \mu_x; & h_4 &= \frac{b}{\operatorname{tg} \theta} \end{aligned}$

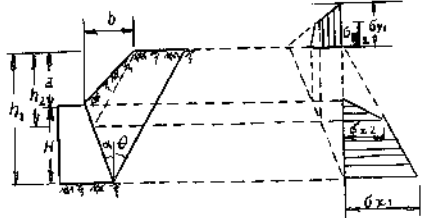
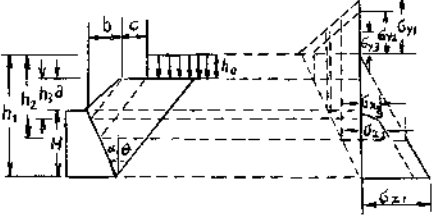
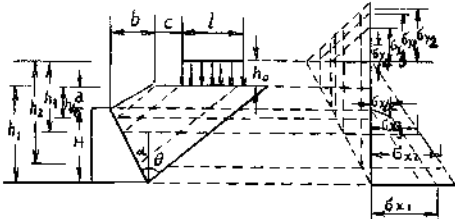
(1)	(2)	(3)
10		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = (a + H + 2h_0) \frac{a + H}{2}$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + (b + c + d)h_0$
11		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab - 2lh_0$
12		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = -\frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha$
13		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta + \alpha$ $A_0 = \frac{H}{2} (H + 2h_0)$ $B_0 = ch_0 - \frac{H}{2} (H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha$

Bảng 5-4 (Tiếp theo)

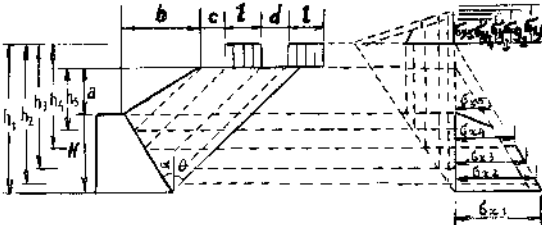
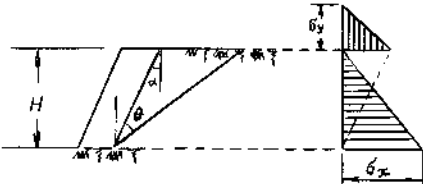
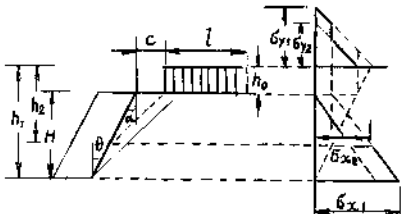
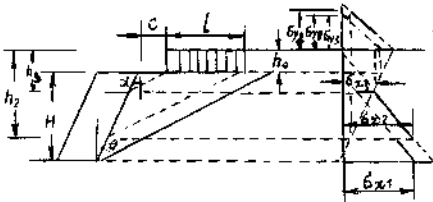
(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x;$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x;$ $h_1 = a + H + h_0$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + l + d}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_4 = h_0 + \frac{b + c}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_5 = \frac{b}{\operatorname{tg} \theta}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg} \delta}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos \delta$ $E_y = E \sin \delta$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x;$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x;$ $\sigma_{x6} = \gamma h_6 \mu_x;$ $h_1 = a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + d + 2l}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + d + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_4 = h_0 + \frac{b + c + l}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_5 = h_0 + \frac{b + c}{\operatorname{tg} \theta}$ $h_6 = \frac{b}{\operatorname{tg} \theta}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha) (\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_x = \gamma H \mu_x;$ $\sigma_y = \gamma H \mu_y;$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha) (\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x l;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x l;$ $\sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y l;$ $\sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y l;$ $h_1 = H + h_0$ $h_2 = h_0 + \frac{C}{\operatorname{tg} \theta + \operatorname{tg} \alpha}$

(1)	(2)	(3)
14		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \alpha + \delta + \varphi$ $A_0 = \frac{H^2}{2}$ $B_0 = -\frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha - l h_0$
15		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2 + H h_0$ $B_0 = (c + d) h_0 - \frac{H}{2} (H + 2 h_0) \operatorname{tg} \alpha$
16		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = -\frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha - 2 l h_0$
17		$\operatorname{tg} \theta = \frac{-Q \pm \sqrt{Q^2 - 4PR}}{2P}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $P = \cos \alpha \sin \beta \cos(\theta_1 - \theta_2) - \sin \theta_1 \cos \theta_2 \cos(\alpha - \beta)$ $Q = \cos(\alpha - \beta) \cos(\theta_1 - \theta_2) - \cos(\alpha - \beta) \cos(\theta_1 - \theta_2)$ $R = \cos \theta_1 \sin \theta_2 \cos(\alpha - \beta) - \cos \alpha \sin \beta \cos(\theta_1 - \theta_2)$

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha)(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)]\operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha)(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)]\operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = H + h_0$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{c + d + l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y; h_4 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha)(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)]\operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{c + d + 2l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = h_0 + \frac{c + d + l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y; h_4 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; \sigma_{y5} = \gamma h_5 \mu_y; h_5 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)(1 + \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)](1 - \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha)(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)(1 + \operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)](1 - \operatorname{tg}\beta \operatorname{tg}\theta)\operatorname{tg}\alpha}$	$E = A_0 \gamma \frac{\sin(\theta + \alpha) \cos(\theta + \theta_1)}{\cos(\theta + \beta) \sin(\theta + \theta_2)}$ trong đó: $A = \frac{1}{2} H^2 \sec^2 \alpha \cos(\alpha - \beta)$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_x = \gamma H \mu_x;$ $\sigma_y = \gamma H \mu_y;$

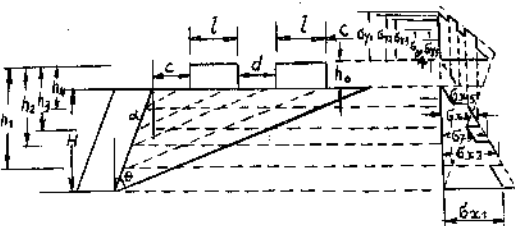
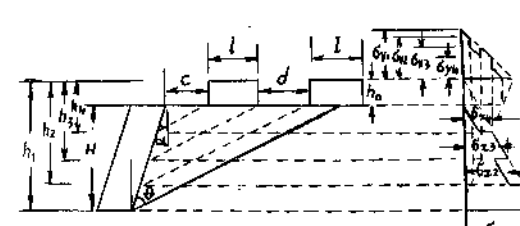
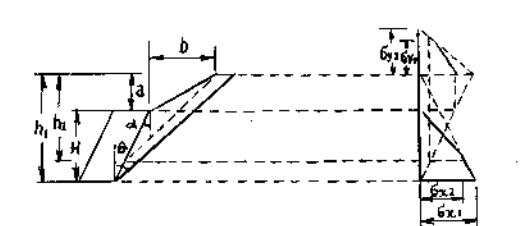
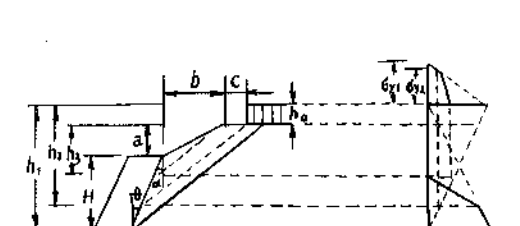
(1)	(2)	(3)
18		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (\alpha + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab - \frac{H}{2} (2a + H) \operatorname{tg} \alpha$
19		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H + 2h_0) (a + H)$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + (c + b)h_0 - \frac{H}{2} (2a + H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha$
20		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (\alpha + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab - lh_0 - \frac{H}{2} (2a + H) \operatorname{tg} \alpha$

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha) (\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad h_1 = a + H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad h_2 = \frac{b + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha) (\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad h_1 = h_0 + a + H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad h_2 = h_0 + \frac{b + c + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad h_3 = \frac{b + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha) (\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \quad \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y;$ $h_1 = a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + l + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}; \quad h_4 = \frac{b + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$

(1)	(2)	(3)
21		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H + 2h_0) (a + H)$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + (b + c + d) h_0 - \frac{H}{2} (H + 2a + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha$
22		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = -\frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha$
23		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = \frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha - lh_0$
24		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = \frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha - lh_0$

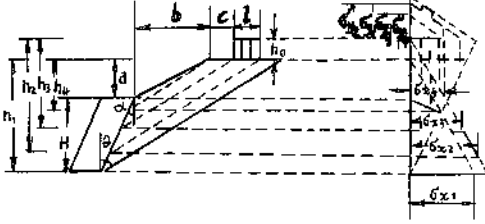
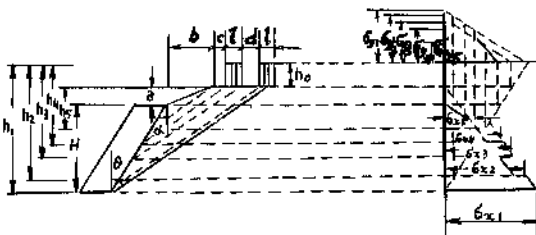
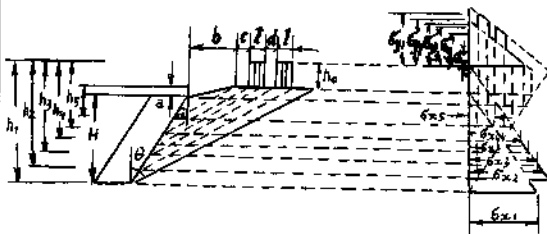
Bảng 5-4 (Tiếp theo)

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta + \alpha)(\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta + \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta + \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \quad \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y;$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; \quad \sigma_{y5} = \gamma h_5 \mu_y;$ $h_1 = h_0 + a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + d + l + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + l + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $h_4 = h_0 + \frac{b + c + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$ $h_5 = \frac{b + \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta + \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_x = \gamma H \mu_x;$ $\sigma_y = \gamma H \mu_y;$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad h_1 = h_0 + H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad h_2 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad h_1 = H_0$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad h_2 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad h_3 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $\sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$

(1)	(2)	(3)
25		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi + \delta - \alpha$ $A_0 = \frac{1}{2} H^2$ $B_0 = \frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg} \alpha - 2lh_0$
26		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} H (H + 2h_0)$ $B_0 = \frac{1}{2} H (H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha + (c + d)h_0$
27		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + \frac{1}{2} H (2a + H) \operatorname{tg} \alpha$
28		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H + 2h_0)(a + H)$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + (b + c)h_0 + \frac{1}{2} H (2a + H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha$

Bảng 5-4 (Tiếp theo)

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg} (\delta - \alpha) (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \frac{\cos (\theta + \theta_1)}{\sin (\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos (\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin (\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{c + 2l + d}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = h_0 + \frac{c + l + d}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y; h_4 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; \sigma_{y5} = \gamma h_5 \mu_y; h_5 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg} (\delta - \alpha) (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \frac{\cos (\theta + \theta_1)}{\sin (\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg} \theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos (\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin (\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = H + h_0$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{c + l + d}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = h_0 + \frac{c + l}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y; h_4 = h_0 + \frac{c}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg} (\delta - \alpha) (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \gamma \frac{\cos (\theta + \theta_1)}{\sin (\theta + \theta_2)} (A_0 \operatorname{tg} \theta - B_0)$	$E_x = E \cos (\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin (\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = a + H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = \frac{b - a \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg} (\delta - \alpha) (\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha)}{[\operatorname{tg} (\theta + \varphi) + \operatorname{tg} (\delta - \alpha)] \operatorname{tg} \alpha}$	$E = \gamma \frac{\cos (\theta + \theta_1)}{\sin (\theta + \theta_2)} (A_0 \operatorname{tg} \theta - B_0)$	$E_x = E \cos (\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin (\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y; h_1 = h_0 + a + H$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y; h_2 = h_0 + \frac{b + c - c \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y; h_3 = \frac{b - a \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \theta - \operatorname{tg} \alpha}$

(1)	(2)	(3)
29		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab - lh_0 + \frac{1}{2} H (H + 2a) \operatorname{tg} \alpha$
30		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha + \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H + 2h_0) (a + H)$ $B_0 = \frac{1}{2} ab + (b + c + d)h + \frac{1}{2} H (2a + H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha$
31		$\operatorname{tg} \theta = -\operatorname{tg} \theta_2 + \sqrt{(\operatorname{ctg} \theta_1 + \operatorname{tg} \theta_2) \left(\operatorname{tg} \theta_2 + \frac{B_0}{A_0} \right)}$ trong đó: $\theta_1 = \varphi, \theta_2 = \varphi - \alpha - \delta$ $A_0 = \frac{1}{2} (a + H)^2$ $B_0 = \frac{1}{2} ab - 2lh_0 + \frac{1}{2} H (H + 2a) \operatorname{tg} \alpha$

Bảng 5-4 (Tiếp theo)

(4)	(5)	(6)
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \gamma \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A_0 \operatorname{tg}\theta - B_0)$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \quad \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y;$ $h_1 = a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + l - \operatorname{ctg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_4 = \frac{b - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta + \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \quad \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y;$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; \quad \sigma_{y5} = \gamma h_5 \mu_y;$ $h_1 = h_0 + a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + d + l - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + l - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_4 = h_0 + \frac{b + c - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_5 = \frac{b - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$
$\mu_x = \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)}$ $\mu_y = \frac{\operatorname{tg}(\delta - \alpha)(\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha)}{[\operatorname{tg}(\theta + \varphi) + \operatorname{tg}(\delta - \alpha)] \operatorname{tg}\alpha}$	$E = \frac{\cos(\theta + \theta_1)}{\sin(\theta + \theta_2)} (A \operatorname{tg}\theta - B)$ trong đó: $A = A_0 \gamma;$ $B = B_0 \gamma$	$E_x = E \cos(\delta - \alpha)$ $E_y = E \sin(\delta - \alpha)$ $\sigma_{x1} = \gamma h_1 \mu_x; \quad \sigma_{y1} = \gamma h_1 \mu_y;$ $\sigma_{x2} = \gamma h_2 \mu_x; \quad \sigma_{y2} = \gamma h_2 \mu_y;$ $\sigma_{x3} = \gamma h_3 \mu_x; \quad \sigma_{y3} = \gamma h_3 \mu_y;$ $\sigma_{x4} = \gamma h_4 \mu_x; \quad \sigma_{y4} = \gamma h_4 \mu_y;$ $\sigma_{x5} = \gamma h_5 \mu_x; \quad \sigma_{y5} = \gamma h_5 \mu_y;$ $\sigma_{x6} = \gamma h_6 \mu_x; \quad \sigma_{y6} = \gamma h_6 \mu_y;$ $h_1 = a + H$ $h_2 = h_0 + \frac{b + c + d + 2l - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_3 = h_0 + \frac{b + c + d + l - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_4 = h_0 + \frac{b + c + l - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_5 = h_0 + \frac{b + c - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$ $h_6 = \frac{b - \operatorname{atg}\alpha}{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}\alpha}$

CHƯƠNG 6

XÂY DỰNG TƯỜNG CHẮN ĐẤT

6.1. CÁC VẤN ĐỀ CHUNG

Tường chắn đất thường xây bằng đá, bê tông hoặc bê tông cốt thép hoặc bằng đất có cốt. Để tiết kiệm vật liệu và thi công thuận lợi, kết cấu của tường chắn không nên chọn quá cao.

Trước khi xây dựng tường chắn cần xử lý cẩn thận chỗ tiếp xúc giữa móng tường và lớp đất cơ sở.

Trường hợp lớp đất cơ sở đủ năng lực chịu tải thì tùy theo tình hình địa chất và địa hình cụ thể mà xử lý như sau:

Nếu đáy móng là đá cứng, đồng chất và không có kẽ nứt thì đục bỏ lớp mặt rồi mới xây tường.

Nếu đáy móng là đá cứng, đồng chất và không có kẽ nứt nhưng độ dốc ngang rất lớn thì mặt cắt ngang của móng tường chắn nên làm thành hình bậc cấp để tiết kiệm vật liệu và tăng độ ổn định của tường. Cạnh ngang của bậc cấp không nên quá nhỏ, nếu tường xây bằng đá thì chiều rộng của bậc cấp phải đủ rộng để việc xây đá tiến hành được thuận lợi. Khi xây nên bắt đầu xây từ bậc thấp nhất lên.

Nếu độ dốc của địa hình theo hướng dọc của tường khá dốc thì cũng phải đào thành bậc cấp theo hướng dọc. Khi dốc dọc của địa hình rất lớn thì có thể phân thành mấy bậc cấp liên tiếp, mỗi bậc cao từ 1,0 ÷ 1,5m (trị số lớn ứng với trường hợp đáy tường là đất, trị số nhỏ ứng với trường hợp đáy tường là đá) và không nên bố trí khe giãn nở trùng với vị trí của cấp:

Nếu lớp đất cơ sở chỉ mỏng vài chục centimet thì phải đào bỏ lớp đất đó đi để đặt móng trực tiếp lên trên lớp đá gốc:

Nếu đá ở đáy móng có những đường nứt nhỏ không song song với thân tường thì phải phun vữa xi măng để bịt kín chúng trước khi xây móng tường.

Trường hợp lớp đất cơ sở không đủ khả năng chịu tải thì xử lý như sau:

- Nếu lớp đất xấu không dày lắm thì đào bỏ đi và xây dựng móng tường sâu hơn.
- Nếu lớp đất mềm yếu rất dày thì có thể dùng biện pháp mở rộng đáy móng cho

đến khi áp lực tác dụng lên đáy móng đạt được áp lực yêu cầu hoặc có thể dùng móng cọc hay dùng biện pháp đào bỏ lớp đất yếu để thay bằng sỏi sạn.

Móng của tường chắn phải được chôn sâu vào lớp đất đá cơ sở một chiều sâu tối thiểu như sau:

Khi lớp đất đá cơ sở là đá vôi, đá cát kết hoặc các loại đá cứng khó phong hoá: 0,25m.

Khi lớp đất đá cơ sở là đá sét hoặc các loại đá khác có độ cứng không đồng đều: 0,6m.

Khi lớp đất đá cơ sở là đá sét mềm: 1,0m.

Khi lớp đất đá cơ sở là đá cuội kết lẫn cát: > 1,0m.

6.2. XÂY DỰNG TƯỜNG CHẮN TRỌNG LỰC

a) Khi xây dựng tường chắn cứng phải theo đúng các yêu cầu kỹ thuật sau đây:

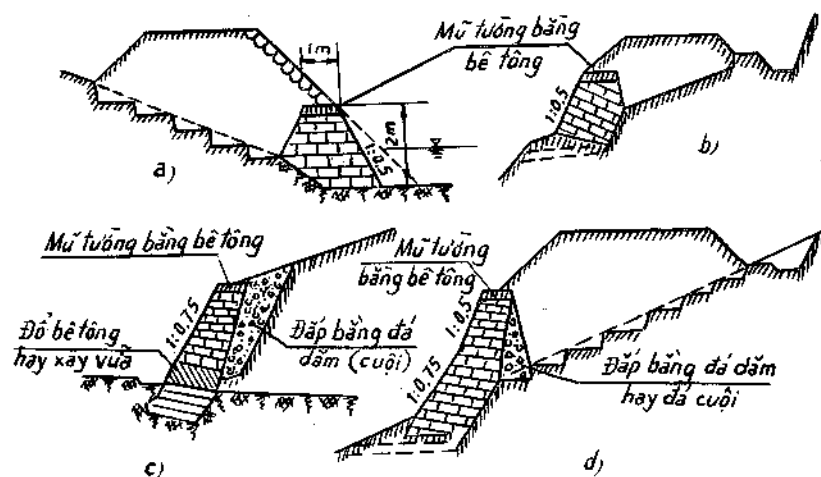
(1) Với các tường chắn xây đá thì tốt nhất là nên bố trí các mạch xây ngang thẳng góc với mép taluy của tường hoặc song song với móng tường. Để thi công thuận lợi cũng có thể xây thành các lớp nằm ngang. Các hình thức xây tường chắn có thể tham khảo ở hình 6-1.

(2) Các khe co giãn, khe phòng lún của tường chắn thường bố trí cách nhau từ 10 - 25m theo phương thẳng đứng, chiều rộng khe là 2cm.

Các lỗ thoát nước thường bố trí theo hình hoa mai, cách nhau 2-3m, đường kính lỗ tùy theo lượng nước cần thiết thoát nhiều hay ít mà định.

Lưng của tường chắn thường đắp một lớp đá dăm hoặc đá cuội sỏi dày 50cm.

(3) Kỹ thuật xây đá hoặc đổ bê tông cần theo đúng những quy định của quy phạm hiện hành.



Hình 6.1. Các kiểu xây tường chắn trọng lực

a) Xây thành lớp nằm ngang; b) Xây thành lớp thẳng góc với mái tường; c) Xây thành lớp song song với móng tường; d) Tường chắn có mái dốc thay đổi.

b) Xây dựng tường đất có cốt

Các yếu tố tác động đến khả năng làm việc của tường và móng làm bằng đất có cốt gồm có:

- Đất nền phía dưới tường.
- Vật liệu đắp.
- Cốt.
- Vỏ mặt.
- Các mối nối.
- Điều kiện thoát nước.

(1) Nền móng dưới tường đất có cốt là toàn bộ mặt bằng được chuẩn bị để đặt lớp cốt dưới cùng. Khi móng là đất tại chỗ thì phải dành một phần riêng cho lu đi trước khi rải vật liệu đắp. Các vùng đất yếu phải loại bỏ và thay bằng đất tốt.

Thường ở đáy móng dưới lớp vỏ mặt tường còn phải đào móng đổ lớp bê tông để móng tạo phẳng để việc thi công lớp vỏ mặt tường được thuận tiện.

(2) Vật liệu đắp phải là vật liệu hạt rời hoặc đất rời để đầm chặt và ma sát tốt với các cốt.

Vật liệu đắp phải được rải san và đầm nén thành từng lớp ngang với bề dày thích hợp và phải phù hợp với các yêu cầu sau:

- Việc đổ đất và đầm nén phải được thực hiện sao cho cố định được tất cả các lớp cốt đúng cao độ yêu cầu;

- Việc đổ, rải, san và đầm nén vật liệu đắp thường phải thực hiện theo hướng song song với mặt tường và phải được thi công luân phiên giữa rải, đặt cốt và làm mặt tường. Tiến độ đắp phải được sắp xếp sao cho xe máy thi công không chạy trên cốt tăng cường.

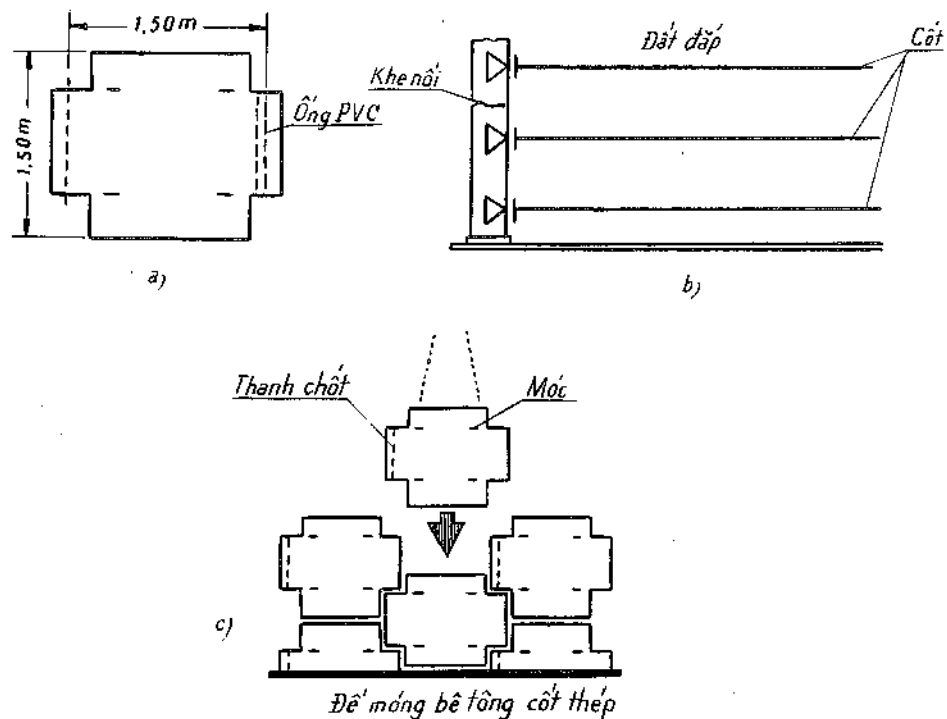
- Tất cả các xe máy thi công nặng hơn 1500 kg phải đi lại cách mặt tường ít nhất 2,0m. Trong phạm vi 2m cách mặt tường phải sử dụng một trong các phương pháp đầm nén sau:

- Đầm rung.
- Lu rung tổng khối lượng không quá 1500kg.

(3) Cốt - Cốt kim loại và cốt pôlime loại cứng được chế tạo sẵn và chuyển đến hiện trường để đặt vào công trình.

Cốt loại mềm (tấm, mạng, lưới địa kỹ thuật) cũng phải được chế tạo sẵn và chuyển đến hiện trường (nếu sử dụng).

(4) Vỏ mặt - Có nhiều loại vỏ mặt, thường dùng loại vỏ mặt cứng bằng các tấm rời bê tông cốt thép hoặc bằng kim loại (hình 6-2a) được gắn với các cốt nhằm kéo căng cốt và bảo đảm mỹ quan và chống xói mòn khối đất đắp. Hình 6-2 giới thiệu sơ đồ thi công một tường chắn đất có cốt.

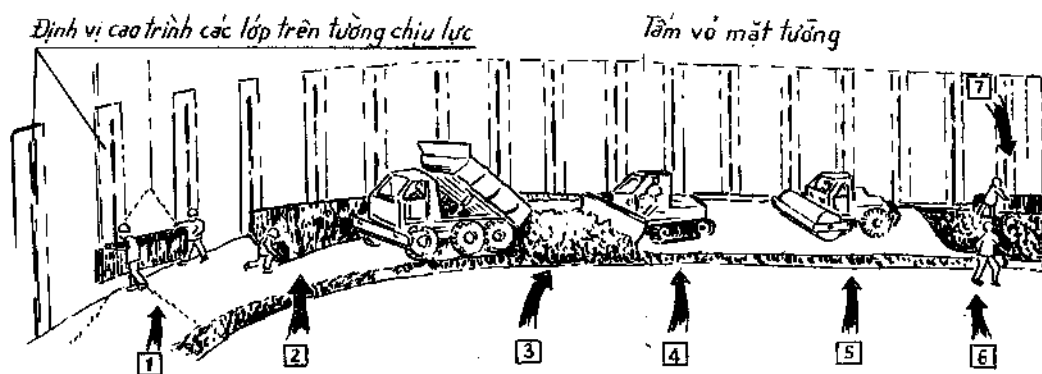


Hình 6.2. Sơ đồ thi công tường chắn đất có cốt

a) Phiên vỏ mặt; b) Đặt cốt và đắp đất; c) Lắp phiên vỏ mặt.

c) Khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật

Công nghệ xây dựng tường chắn bằng khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật như vẽ ở hình 6-3.



Hình 6.3. Trình tự công nghệ xây dựng tường chắn bằng khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật

Các bước công nghệ tiến hành như sau:

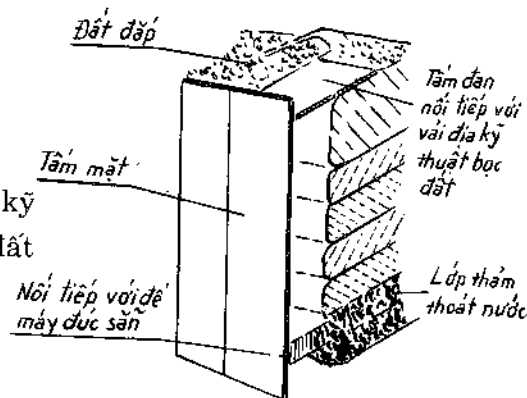
- 1- bố trí và bơm căng cốt pha kích hơi ép;
- 2- rải vải địa kỹ thuật (lớp dưới);
- 3- đổ đất đắp;
- 4- san đất;
- 5- lu lèn;
- 6- rải vải địa kỹ thuật (lớp trên);
- 7- nâng cốt pha hơi ép lên sau khi xả hơi.

Độ ổn định của khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật đạt được nhờ sự dính bám và ma sát của đất với các lớp vải địa kỹ thuật đặt trong đất.

Lực ma sát giữa đất và vải làm căng cốt vải.

Để bảo đảm mỹ quan cho khối đất tăng cường và bảo vệ chống xói phải làm một lớp vỏ mặt tường bằng bê tông bảo vệ cốt vải.

Mặt cắt điển hình của khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật vẽ ở hình 6-4.



Hình 6.4. Mặt cắt điển hình của khối đất tăng cường vải địa kỹ thuật

6.3. XÂY DỰNG TƯỜNG CHẮN BÊTÔNG CỐT THÉP

Tường chắn bê tông cốt thép thường có các kiểu sau:

- Tường công-xon (tường hẫng, tường chữ T ngược) (hình 1-3a);
- Tường công-xon có chân cắm (hình 6-5a);
- Tường công-xon có sườn ốp (hình 1-3b).

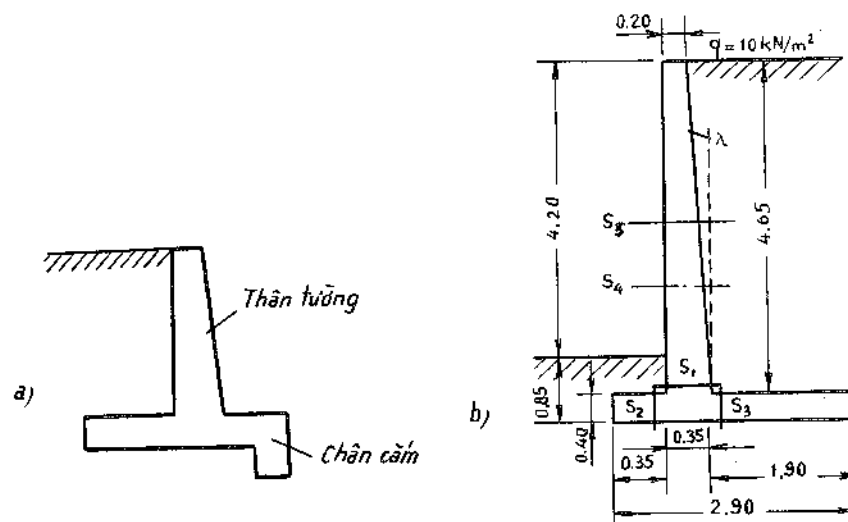
1. Tường chắn kiểu chữ T ngược

Tường chắn kiểu công-xon (hoặc tường hẫng hay tường chữ T ngược) thường được sử dụng nhiều nhất.

Độ ổn định của tường chữ T ngược được bảo đảm sau khi chôn tường trong đất. Với kiểu tường này áp lực đất được truyền qua một đế móng đã được thiết kế chính xác.

Giải pháp này được áp dụng cho các tường chiều cao không quá 5 - 6m với đất có các đặc trưng thường gặp.

Hình 6-5b giới thiệu một ví dụ của một tường chắn khối đất cao 4,20m chịu một tải trọng khai thác 10kN/m^2 và đất chịu một ứng suất cho phép $0,2\text{MPa}$.



Hình 6.5. Tường chắn kiểu chữ T ngược

a) Tường chắn công-xon có chân cắm; b) Ví dụ một tường chắn chữ T ngược.

Việc bố trí cốt thép chính của tường chắn này căn cứ vào kết quả tính toán trong các tiết diện nguy hiểm của thân tường (ở 1/3 và ở 1/2 chiều cao) và trong các mặt cắt chôn thân tường và đế móng.

Việc bố trí cốt thép phụ xét đến các vị trí cấu tạo và các tác dụng khác (gradient nhiệt độ, gió hoặc lún không đều).

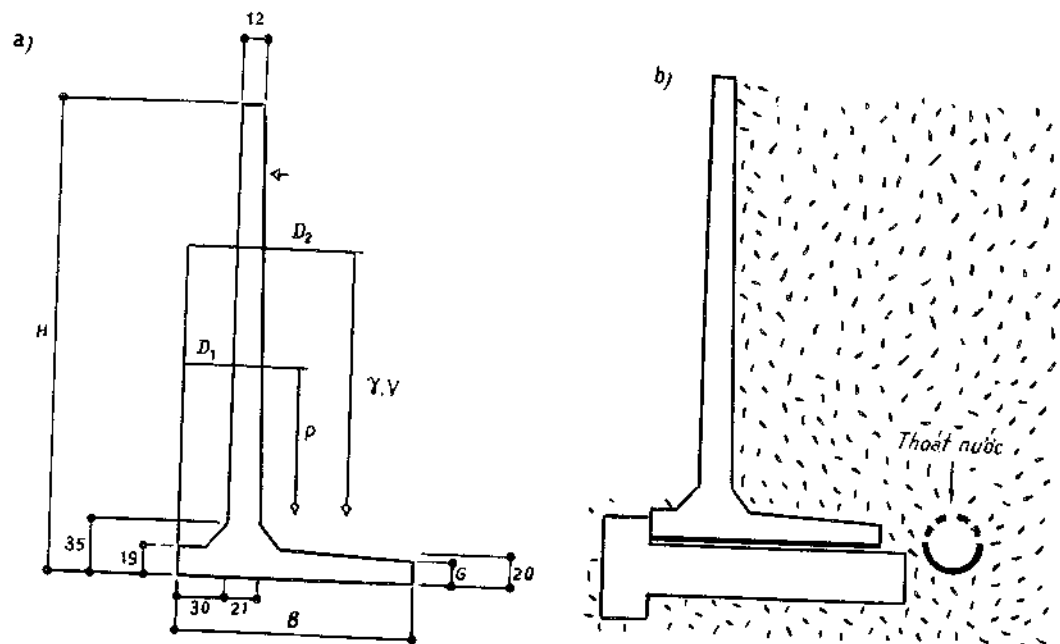
2. Tường chắn kiểu chữ L

Tường chắn kiểu chữ L thường được thi công theo phương pháp lắp ghép từ các cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn như hình 6-6a và với các kích thước ghi ở bảng 6-1.

Bảng 6-1

Kích thước (cm)					Mômen giữ của mL		Các thông số tính toán với L = 1mL			
H	Cấp	B	G	Cấu kiện nặng, kg	Cấp A	Cấp B	P(kg/m)	D ₁ (m)	V(m³)	D ₂ (m)
250	A	145	14	1960	4000	3300	1568	0,52	2,80	0,97
	B	125	16	1920	daN.m	daN.m	1536	0,48	2,21	0,87
300	A	175	12	2310	6400	4300	1848	0,57	4,50	1,12
	B	145	14	2190	daN.m	daN.m	1752	0,51	3,41	0,97
350	A	200	10	2500	10700	6300	2000	0,61	6,36	1,24
	B	165	13	2400	daN.m	daN.m	1920	0,54	4,89	1,06
370	A	200	10	2620	12500	7300	2096	0,60	6,75	1,24
	B	175	12	2460	daN.m	daN.m	1968	0,55	5,64	1,11

Để đảm bảo điều kiện ổn định, tránh hiện tượng lún không đều các cấu kiện lắp ghép tường chắn chữ L thường được lắp đặt trên lớp móng đã chuẩn bị trước cùng với thiết bị thoát nước như hình 6.6b.



Hình 6.6. Tường chắn bê tông cốt thép lắp ghép kiểu chữ L

V - thể tích đất đắp trên bề móng;
 γ - dung trọng của đất đắp;
 D_1 - cánh tay đòn của tường;
 D_2 - cánh tay đòn của đất đắp.

Khi thi công cần chú ý:

- Bảo đảm đủ sức chịu tải của đất;
- Thiết kế thoát nước có hiệu quả;
- Tránh các vượt tải đột xuất trong khi thi công;
- Tiến hành công tác làm đất theo bậc cấp để tránh bỏ sót các góc.

THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN VÀ MỐ CẦU BẰNG ĐẤT TĂNG CƯỜNG CÁC LOẠI CỐT

(Trích chương 6 Tiêu chuẩn Anh quốc BS8006:1995)

6.1. ĐẠI CƯƠNG

Chương này đề cập đến các loại, các dạng tường chắn và mố cầu đã thể hiện ở hình 15; tức là các loại tường và mố được tăng cường bằng neo, bằng các cốt thanh, cốt lưới, cốt tấm, cốt dải, cốt chèn như ở hình 4. Thông thường mặt tường dùng cho các kết cấu này là các loại như ở hình 16. Các kết cấu khác có mặt tường nghiêng so với phương thẳng đứng trong khoảng 20° thì có thể được tính toán thiết kế như với kết cấu có mặt tường thẳng đứng. Các mái dốc có cốt, các mái dốc chèn cốt và các nền đắp dùng cốt tăng cường sẽ được đề cập ở chương 7 và 8.

6.2. CÁC HỆ SỐ TÍNH TOÁN RIÊNG PHẦN ĐƯỢC SỬ DỤNG ĐỂ THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN VÀ MỐ CẦU

6.2.1. Đại cương

Lý thuyết thiết kế theo trạng thái giới hạn đối với tường và đất có cốt đòi hỏi phải tăng trọng lượng đất và hoạt tải bằng cách nhân thêm một hệ số vượt tải thích hợp và giảm các đặc trưng cường độ của đất cũng như cường độ của cốt bằng các hệ số tính toán riêng phần thích hợp.

Các nguyên lý thiết kế đã thiết lập ở chương 2 sẽ được dùng làm cơ sở cho mọi trình tự tính toán ở chương 6. Bảng 16 bao gồm trị số các hệ số riêng phần dùng trong việc thiết kế tường chắn và mố cầu ở chương này.

6.2.2. Hệ số tải trọng

6.2.2.1. Đại cương

Hệ số tải trọng quy định sẽ được nhân thêm với giá trị đặc trưng của trọng lượng đất đơn vị (xem mục 2.5) tùy thuộc vào sự thay đổi trọng lượng riêng, thành phần cấp phối và độ đầm nén. Đối với ngoại tải, hệ số tải trọng quy định sẽ được nhân với giá trị đặc trưng của chúng ở trạng thái ban đầu lúc chưa nhân hệ số.

6.2.2.2. Các tổ hợp tải trọng

Hầu hết các hoạt động bất lợi tác dụng lên kết cấu đều phải xét đến trong thiết kế.

Tương ứng với cách tiếp cận đã được trình bày ở mục 5.1, các hệ số tải trọng phải áp dụng cho từng thành phần của tải trọng. Các hệ số riêng phần áp dụng cho từng thành phần của tải trọng đối với các tổ hợp tải trọng khác nhau được liệt kê ở bảng 17 và 18.

Bảng 16. Tóm lược các hệ số riêng phần được sử dụng trong chương 6

Các hệ số riêng phần		Trạng thái giới hạn phá hoại	Trạng thái giới hạn sử dụng
Các hệ số tải trọng	Khối lượng đơn vị của đất (ví dụ vật liệu đắp tường)	Tỷ số thích hợp của hệ số f_{is} được lấy theo bảng 17 và 18 đối với từng tổ hợp tải trọng	
	Ngoại tải tĩnh (ví dụ như tải trọng phân bố hoặc tải trọng tập trung)	Hệ số f_t được lấy theo bảng 17 và 18 đối với từng tổ hợp tải trọng	
	Ngoại tải động (ví dụ như tải trọng xe cộ)	Hệ số f_d được lấy theo bảng 17 và 18 đối với từng tổ hợp tải trọng	
Các hệ số vật liệu đất	Áp dụng cho $\gamma\phi'_p$	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
	Áp dụng cho C'	$f_{ms} = 1,6$	$f_{ms} = 1,0$
	Áp dụng cho c_u	$f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$
Các hệ số vật liệu cốt tăng cường	Áp dụng cho chỉ tiêu cường độ chủ yếu	Trị số f_m phải tương ứng với loại cốt tăng cường được sử dụng và tuổi thọ yêu cầu đối với chúng. Xem 6.4.2 và phụ lục A	
Các hệ số tương tác giữa đất và cốt	Trượt trên mặt cốt	$f_s = 1,3$	$f_s = 1,0$
	Sức chống kéo tuột của cốt	$f_p = 1,3$	$f_p = 1,0$
Các hệ số riêng phần về an toàn	Đối với sức chịu tải của móng: áp dụng cho q_{ult}	$f_{ms} = 1,35$	Không áp dụng
	Trượt theo đáy móng của kết cấu hoặc trượt tại mỗi mặt nằm ngang có sự tiếp xúc đất với đất	$f_s = 1,2$	Không áp dụng

6.2.2.3. Các kết cấu đặt trên đất

Có ba tổ hợp tải trọng cơ bản (thể hiện ở hình 17 và trình bày ở bảng 17, bảng 18) cần phải được xem xét khi thiết kế các kết cấu tường thẳng đứng đặt trên đất.

6.2.2.4. Các công trình biển hoặc sông

Đối với các kết cấu được xây dựng ở biển hoặc sông, việc xét đến các tải trọng tác dụng còn phải bao gồm tác động của mức nước thay đổi, tác động của thủy triều, sức đẩy nổi đối với đất, tác động của sóng và tác động của tàu bè. Phải xét đến tác động của việc nạo vét đối với chân tường (xem BS 6319 và BS 8002). Phải xét đến mức độ

bền vững (tuổi thọ) của các cốt tăng cường và của các đơn nguyên mặt tường đặc biệt là khi chúng nằm trong vùng thủy triều hoặc vùng nước lên theo mùa vào lúc nước xuống.

Bảng 17. Các hệ số tải trọng riêng phần đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến tường chắn

Các tác động		Các tổ hợp		
		A	B	C
Khối lượng của thân tường đất có cốt		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$	$f_{ts} = 1,0$
Khối lượng của đất đắp trên đỉnh tường đất có cốt		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$	$f_{ts} = 1,0$
Áp lực đất ở sau tường		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$
Tải trọng xe cộ	Trên khối đất có cốt	$f_q = 1,5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
	Sau khối đất có cốt	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	$f_q = 0$

Ghi chú: Các trường hợp tải trọng được miêu tả dưới đây là tổ hợp bất lợi nhất thường thấy theo các tiêu chí khác nhau; tuy nhiên, đó cũng chỉ mang tính chất hướng dẫn. Tất cả các tổ hợp tải trọng phải được kiểm tra đối với từng lớp cốt tăng cường nằm trong mỗi kết cấu để bảo đảm tìm được và xét được điều kiện nguy hiểm nhất.

Tổ hợp A: Tổ hợp này chấp nhận trị số lớn nhất của tất cả các tải trọng và nhờ đó thường gây ra lực kéo lớn nhất trong cốt và sức chịu tải lớn nhất của móng. Tổ hợp này cũng có thể dùng để xác định yêu cầu đối với cốt tăng cường nhằm đảm bảo đáp ứng đủ sức chống kéo tuột, mặc dù sức chống kéo tuột thường bị khống chế bởi tổ hợp B.

Tổ hợp B: Tổ hợp này xét đến các tải trọng gây lật lớn nhất cùng với khối lượng bản thân kết cấu nhỏ nhất và tải trọng xe cộ được đặt ở trên. Tổ hợp này thường quyết định các yêu cầu đối với cốt tăng cường về sức chống kéo tột và thường là trường hợp bất lợi nhất về trượt trên móng.

Tổ hợp C: Tổ hợp này chỉ xét đến các tải trọng tĩnh không nhân với hệ số tải trọng riêng phần. Tổ hợp này được dùng để xác định độ lún của nền móng cũng như lực kéo phát sinh trong cốt tăng cường để kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng.

6.2.3. Các hệ số đối với vật liệu

Ở trạng thái giới hạn phá hoại, mọi hệ số đối với vật liệu là đất có liên quan đến giá trị cực đại của ϕ'_c , C' và c'_u đều phải có trị số lớn hơn hoặc bằng 1,0. Ở trạng thái giới hạn sử dụng, các hệ số này được lấy bằng 1,0.

Đối với vật liệu cốt tăng cường, hệ số này phải được quy định phù hợp với cách

thức đã được trình bày ở 5.3.3. và phụ lục A, có chú ý đến loại cốt tăng cường và tuổi thọ thiết kế thích hợp.

Bảng 18. Các hệ số tải trọng riêng phân đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến móng cầu

Các tác động		Các tổ hợp		
		A	B	C
Tải trọng tĩnh của kết cấu		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$	$f_{ts} = 1,0$
Tải trọng tĩnh của vật liệu đắp trên đỉnh kết cấu		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$	$f_{ts} = 1,0$
Tải trọng tĩnh của cầu và bộ kê gối cầu		$f_t = 1,2$	$f_t = 1,0$	$f = 1,0$
Áp lực đất đắp sau bộ kê gối cầu		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$
Áp lực đất đắp sau kết cấu móng		$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,5$	$f_{ts} = 1,0$
Tải trọng ngang do từ biến và co ngót		$f_t = 1,2$	$f_t = 1,2$	$f = 1,0$
Tải trọng xe cộ		$f_{ts} = 1,5$ (ở hần ngoài phạm vi công trình)	$f_{ts} = 1,5$ (ở sau vùng có cốt)	$f_{ts} = 1,0$
Hoạt tải thẳng đứng của cầu	HA	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	
	HA và HB	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	
Tải trọng động do hãm xe	HA	$f_q = 1,25$	$f_q = 1,25$	
	HA và HB	$f_q = 1,1$	$f_q = 1,1$	
Tác dụng của nhiệt độ		$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	

Ghi chú: Các trường hợp tải trọng được miêu tả dưới đây là tổ hợp bất lợi nhất thường thấy đối với các tiêu chí khác nhau; nhưng đó cũng chỉ mang tính hướng dẫn. Tất cả các tổ hợp tải trọng cần phải được kiểm tra đối với từng lớp cốt tăng cường nằm trong mỗi kết cấu để đảm bảo tìm được và xét được điều kiện nguy hiểm nhất.

Tổ hợp A: Tổ hợp này công nhận trị số lớn nhất của tất cả các tải trọng và nhờ đó thường gây ra lực kéo lớn nhất trong cốt tăng cường và sức chịu tải lớn nhất của móng. Tổ hợp này cũng có thể dùng để xác định yêu cầu đối với cốt tăng cường nhằm đảm bảo đáp ứng đủ sức chống kéo tuột, mặc dù sức chống kéo tuột thường bị khống chế bởi tổ hợp B.

Tổ hợp B: Tổ hợp này xét đến các tải trọng gây lật lớn nhất cùng với khối lượng bản thân kết cấu nhỏ nhất và tải trọng xe cộ được đặt ở trên. Tổ hợp này thường quyết định các yêu cầu đối với cốt tăng cường về sức chống kéo tuột và thường là trường hợp bất lợi nhất về trượt trên móng.

Tổ hợp C: Tổ hợp này chỉ xét đến các tải trọng tĩnh không có hệ số tải trọng riêng

phần. Tổ hợp này được dùng để xác định độ lún của nền móng cũng như lực kéo phát sinh trong cốt tăng cường để kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng.

6.2.4. Các hệ số đối với yếu tố tương tác giữa đất và cốt tăng cường

Trong công trình tường chắn và mố cầu bằng đất có cốt có hai yếu tố chủ yếu dẫn đến tác dụng tương hỗ giữa đất và cốt tăng cường:

- Đất trượt trên bề mặt của cốt;
- Cốt bị kéo (nhổ) tuột khỏi vùng neo (vùng chịu nhổ).

Ở trạng thái giới hạn phá hoại, dựa trên cơ sở giá trị cực đại của các chỉ tiêu về trượt và kéo tuột, các hệ số riêng phần phải được lấy lớn hơn 1,0.

6.2.5. Các hệ số an toàn riêng phần liên quan đến các chỉ tiêu của đất

Có 2 hệ số an toàn riêng phần được áp dụng đối với tường chắn đất có cốt. Đó là hệ số đối với sức chịu tải của móng và hệ số đối với ổn định trượt tại chỗ tiếp xúc giữa đất với đất (khác với trượt tại chỗ tiếp xúc giữa cốt với đất) dọc theo đáy móng của kết cấu. Ở trạng thái giới hạn phá hoại, các hệ số riêng phần về mức độ an toàn này đều phải lớn hơn 1,0.

6.3. CƠ SỞ THIẾT KẾ

Thiết kế tường và mố đất có cốt phải tuân theo các nguyên tắc như đối với các công trình chống đỡ đất thông thường; tuy nhiên đòi hỏi phải xét thêm tác dụng tương hỗ giữa đất và cốt. Để phù hợp, thường phải phân tích, xem xét hai vấn đề ổn định ngoại bộ và sự ổn định nội bộ. Phân tích ổn định ngoại bộ nhằm vào sự ổn định cơ bản của toàn khối đất có cốt (xem đất và cốt là một khối); trong khi đó phân tích ổn định nội bộ lại nhằm vào mọi lĩnh vực liên quan đến cơ chế làm việc bên trong khối đất có cốt, xét đến các ứng suất phát sinh trong kết cấu, xét đến sự bố trí và làm việc của cốt tăng cường và các tính chất của vật liệu đắp.

Có 2 phương pháp hiện được dùng để thiết kế kết cấu đất có cốt có thể được tham khảo đồng thời là: phương pháp "khối nêm cân bằng sau tường" và phương pháp "trọng lực dính kết". Phương pháp "khối nêm cân bằng sau tường" tuân theo nguyên lý thiết kế cơ bản thường được sử dụng đối với các tường chắn cổ điển hoặc tường chắn kiểu neo. Phương pháp này được đúc rút từ việc sử dụng mọi loại cốt đã được thừa nhận. Phương pháp "trọng lực dính kết" dựa trên cơ sở quan trắc theo dõi nhiều năm sự làm việc của nhiều kết cấu sử dụng các cốt tăng cường không dãn, kết hợp với phân tích lý thuyết.

Kết cấu công trình đất có cốt được thiết kế theo 2 trạng thái giới hạn (xem 5.1).

a) Trạng thái giới hạn phá hoại - ở trạng thái giới hạn này, cơ chế phá hỏng có thể xảy ra được làm rõ và được xét đến cùng với các hệ số trạng thái giới hạn.

b) Trạng thái giới hạn sử dụng - ở trạng thái giới hạn này các điều kiện làm việc thích đáng được làm rõ và công trình được kiểm tra để bảo đảm rằng chúng sẽ giữ được các đặc trưng cần thiết nhằm thực hiện được các chức năng của chúng trong suốt thời gian phục vụ mà không cần đến các công việc sửa chữa bất thường.

Trình tự thiết kế được trình bày ở hình 18. Hai phương pháp thiết kế được dùng để kiểm toán ổn định nội bộ. Phương pháp "khối nêm cân bằng" được đề cập ở 6.6.4. Phương pháp "trọng lực dính kết" được đề cập ở 6.6.5. Các quan trắc hiện trường đã cho thấy áp lực hông do đất phân trên tường sẽ chịu ảnh hưởng của độ cứng chịu kéo dọc trục của cốt. Đối với cốt không dẫn, hệ số áp lực hông của đất gần bằng hệ số áp lực k_0 và lúc này tường được thiết kế theo phương pháp "trọng lực dính kết". Trừ phi có các số liệu quan trắc hiện trường khác, áp lực đất chủ động có thể được xem như áp lực tác dụng trên tường làm bằng loại cốt dẫn nhiều và lúc đó tường phải được thiết kế theo phương pháp "khối nêm cân bằng sau tường". Cả hai phương pháp đều đòi hỏi phải kiểm tra cả trạng thái giới hạn phá hoại và trạng thái giới hạn sử dụng (xem 2.11). Cả hai phương pháp đều dùng cho thiết kế các công trình đất có cốt và công trình neo đất.

Việc thiết kế thường dựa trên giả thiết bài toán ứng suất phẳng hai chiều. Chỉ xét đến tác động 3 chiều khi phải xử lý các kết cấu vừa cao vừa có mái dốc nghiêng hoặc đối với các kết cấu được xây dựng trên các mái dốc.

6.4. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC CỦA KẾT CẤU

6.4.1. Đại cương

Trước khi kiểm toán ổn định ngoại bộ, cần phải sơ bộ chọn kích thước hình học tổng thể của tường hoặc mố. Kết quả tính toán về ổn định ngoại bộ hoặc ổn định nội bộ (hoặc cả hai) có thể đòi hỏi phải tăng thêm kích thước so với kích thước chọn ban đầu. Kích thước chọn sơ bộ ban đầu không được nhỏ hơn trị số tối thiểu quy định ở bảng 19, trừ phi có những kinh nghiệm từ trước đã chứng tỏ chắc chắn rằng chọn trị số kích thước nhỏ hơn là đủ.

Chọn kích thước hình học của một kết cấu phải dựa trên một khái niệm về chiều cao cơ học H ; đó là khoảng cách thẳng đứng kể từ chân kết cấu đến giao điểm của một đường thẳng xuất phát từ chân mặt trong của tường hợp với phương thẳng đứng một góc có $\arctg = 0,3$ và đường thẳng nằm ngang mặt đất phía trên tường. Dựa theo bảng 19, trên hình 19 và 20 cho chi tiết kích thước ban đầu của các kết cấu có hình dạng như ở hình 15.

Chỉ nên chọn các tường có mặt cắt hình thang khi móng tường được đào đặt trong đá hoặc khi tồn tại điều kiện đặt móng tốt.

6.4.2. Chiều sâu chôn tường

Chân của kết cấu phải được chôn dưới mặt đất. Định nghĩa về chiều sâu chôn tường được cho ở hình 21. Cần phải chôn chân tường như vậy để tránh sự phá hoại cục bộ do vùng lân cận mặt tường bị xuyên thủng và cũng để tránh hiện tượng làm trôi đất tại chỗ cùng với ống dẫn nước đặt bên trong kết cấu. Độ chôn sâu chân tường tùy thuộc vào các yếu tố khác nhau dưới đây:

Bảng 19. Các kích thước của tường và móng

Loại kết cấu	Chiều dài cốt tăng cường tối thiểu
Tường có chức năng chống đỡ thông thường	0,7H (tối thiểu 3,0m)
Mố cầu	$> 0,62H + 2m$ hoặc $> 7,0m$
Tường và mố có mặt cắt hình thang(1) (Hình 15)	0,7H (đối với cốt tăng cường ở tại vị trí 1/2H), 0,4H hoặc tối thiểu 3,0m (đối với cốt ở nửa dưới của kết cấu)
Tường và mố giắt cáp	0,7H tại vị trí 1/2H (xem hình 20c) cho đến đáy tường
Tường chịu lực đẩy nhỏ từ vật liệu đắp, như tường hợp tường có mái dốc ngược ở phía sau (hình 15j) hoặc tường chắn cả hai phía (hình 15g)	0,6H hoặc tối thiểu 3,0m
Tường có chiều cao thấp ($< 1,5m$)	Được xét riêng
(1) Đối với tường mặt cắt hình thang, khoảng cách giữa các cốt tăng cường phải tuân thủ các quy định dưới đây: - khi $L/H < 0,55$, $S_v/H < 0,125$ - khi $0,55 \leq L/H < 0,65$, $S_v/H \leq 0,167$ - khi $0,65 \leq L/H < 0,75$, $S_v/H \leq 0,222$ trong đó: S_v là khoảng cách thẳng đứng giữa các cốt tăng cường; L là chiều dài cốt thép tăng cường ở từng độ cao khác nhau; H là chiều cao tường được xác định như ở hình 20b.	

- Áp lực của kết cấu trên móng;
- Chiều sâu đóng băng (ở Anh quốc thường là 0,45m);
- Nguy cơ gây hư hại ống dẫn khi cột áp lực nước tăng lên sau mặt tường đối với các tường sông hoặc tường biển;
- Nguy cơ bị khoét hở chân tường do hậu quả đào đất;
- Nguy cơ gây hư hại chân tường do nạo vét đối với các tường điều chỉnh dòng sông và các tường biển.

Các kết cấu thông thường phải có một độ chôn sâu ít nhất bằng chiều dày đóng

bằng là 0,45m; trừ phi chân tường được đặt trên đá hoặc trên kết cấu móng như móng bè, tầng đệm hoặc đặt trên mặt đường cũ. Chiều sâu chôn tường tối thiểu không được nhỏ hơn trị số cho ở bảng 21, các trị số này được áp dụng cho kết cấu có tỷ số độ mảnh L/H không nhỏ hơn 0,7 và cho các trường hợp có điều kiện nền đất tốt. Ở những nơi nền móng mềm yếu thì phải xem xét chọn độ sâu chôn tường lớn hơn. Độ sâu chôn tường tối thiểu cho ở bảng 20 được biểu thị theo chiều cao cơ học của tường; các trị số này thiên về an toàn và thường được dùng để sơ bộ định kích thước ban đầu. Trị số độ sâu chôn tường biểu thị theo áp lực móng phải chịu q_r ở đáy tường (bảng 20) là những trị số đòi hỏi nghiêm ngặt hơn.

Đối với các kết cấu ở sông và biển chịu tác động của nước phải có các biện pháp phòng ngừa nạo vét, thả đá hoặc làm đệm rọ đá nhằm bảo đảm ổn định cho chân tường. Trong các trường hợp đó phải xét đến việc áp dụng một độ chôn sâu chân tường lớn hơn trị số tối thiểu quy định ở bảng 20.

Bảng 20. Xác định độ sâu chôn tường tối thiểu tùy thuộc chiều cao cơ học H (m) và tùy thuộc áp lực móng phải chịu (đã nhân hệ số) q_r (kN/m²)

Độ dốc mái dốc của đất ở chân tường β_s		Độ sâu chôn tường tối thiểu D_m (m)	Độ sâu chôn tường tối thiểu D_m/q_r (m ³ /kN)
$\beta_s = 0$	Tường	$H/20$	$1,35 \cdot 10^{-3}$
$\beta_s = 0$	Mố	$H/10$	$2,70 \cdot 10^{-3}$
$\beta_s = 18^\circ$ ($\cotg \beta_s = 3/1$)	Tường	$H/10$	$2,70 \cdot 10^{-3}$
$\beta_s = 27^\circ$ ($\cotg \beta_s = 3/1$)	Tường	$H/7$	$4,0 \cdot 10^{-3}$
$\beta_s = 34^\circ$ ($\cotg \beta_s = 3/1$)	Tường	$H/5$	$5,9 \cdot 10^{-3}$
Chú ý 1: Ý nghĩa của các ký hiệu xem ở hình 21;			
Chú ý 2: $D_m \geq 0,45m$.			

6.5. ỔN ĐỊNH NGOẠI BỘ

6.5.1. Đại cương

Khi đánh giá về ổn định ngoại bộ, cần phải xét đến tác dụng của các tải trọng tĩnh, các tải trọng khác và các lực tác dụng lên kết cấu. Phải kiểm tra độ ổn định về sức chịu tải và sự phá hoại nghiêng lật; độ ổn định trượt về phía trước và độ ổn định trượt theo mặt trượt tròn (hình 22); ngoài ra cũng phải kiểm tra độ lún của kết cấu (hình 23a). Trên hình 24 chỉ rõ các định nghĩa (ký hiệu) về các đặc trưng của đất

trong khối đất có cốt, các đặc trưng về vật liệu đắp sau tường và các đặc trưng của nền móng, cùng với các tải trọng tác dụng chủ yếu cần phải xét đến trong lúc tính toán ổn định. Phải xét đến cả các đặc trưng ngắn hạn và dài hạn của đất để phục vụ cho việc thi công xây dựng công trình, để xem xét các điều kiện sử dụng khai thác công trình và xem xét sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng. Áp lực đất bị động tác dụng ở chân tường hoặc tác dụng lên phần kết cấu nằm dưới mặt đất thường được bỏ qua khi tính toán ổn định.

6.5.2. Ổn định về sức chịu tải và phá hoại nghiêng lật

Trên hình 25a thể hiện biểu đồ áp lực điển hình gây ra bởi một công trình đất có cốt lên trên lớp đất nền của móng. Trong tính toán thiết kế, áp lực móng phải chịu q_r được giả thiết là có phân bố theo Meyerhof (xem hình 25b):

$$q_r = \frac{R_v}{L - 2e}$$

Trong đó:

q_r - Áp lực (đã được nhân hệ số) do tường gây ra trên móng;

R_v - Hợp lực của tất cả các thành phần tải trọng thẳng đứng (đã được nhân hệ số); các hệ số tải trọng áp dụng cho mỗi tổ hợp tải trọng được lấy theo bảng 17 và bảng 18;

L - Chiều dài cốt tăng cường ở đáy tường;

e - Độ lệch tâm của hợp lực R_v so với tim móng có bề rộng L .

Áp lực q_r phải được so sánh với sức chịu tải cuối cùng của đất móng theo biểu thức sau:

$$q_r \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma \cdot D_m d$$

Trong đó:

q_{ult} - Khả năng chịu tải cực hạn của đất móng;

γ - Dung trọng của đất móng;

D_m - Độ sâu chôn tường;

f_{ms} - Hệ số riêng phần về vật liệu áp dụng cho q_{ult} (xem bảng 16).

6.5.3. Ổn định trượt trên móng

Cần phải xét đến độ ổn định của kết cấu đối với khả năng trượt về phía trước tại mặt ranh giới giữa khối vật liệu đắp có cốt với nền đất phía dưới. Sức cản dịch chuyển phải được xác định theo các đặc trưng của đất dưới móng hoặc của vật liệu

đắp tường có cốt và lấy trị số nhỏ hơn giữa chúng; đồng thời cũng phải kiểm tra trượt trên cốt hoặc giữa các lớp cốt đặt ở đáy công trình;

Trường hợp kiểm tra ổn định dài hạn tại chỗ tiếp xúc giữa đất với đất ở đáy công trình thì phải có:

$$f_s \cdot R_h \leq R_v \frac{\operatorname{tg} \varphi'_p}{f_{ms}} + \frac{C'}{f_{ms}} L$$

Trường hợp kiểm tra ổn định dài hạn tại chỗ tiếp xúc giữa cốt và đất ở đáy công trình thì phải có:

$$f_s \cdot R_h \leq R_v \frac{\alpha' \operatorname{tg} \varphi'_p}{f_{ms}} + \frac{\alpha_{bc} \cdot C'}{f_{ms}} L$$

Trường hợp kiểm tra ổn định ngắn hạn tại chỗ tiếp xúc giữa đất với đất ở đáy công trình thì phải có:

$$f_s \cdot R_h \leq \frac{c_u}{f_{ms}} \cdot L$$

Trường hợp kiểm tra ổn định ngắn hạn tại chỗ tiếp xúc giữa cốt và đất ở đáy công trình thì:

$$f_s \cdot R_h \leq \frac{\alpha_{bc} c_u}{f_{ms}} \cdot L$$

Trong đó:

R_h - Lực ngang gây trượt (đã nhân hệ số); hệ số tải trọng lấy theo bảng 17 và 18 tùy theo trường hợp tải trọng tác dụng;

R_v - Hợp lực thẳng đứng đã nhân hệ số (hệ số tải trọng lấy theo bảng 17 và 18 tùy theo trường hợp tải trọng tác dụng);

φ'_p - Góc kháng cắt lớn nhất (cắt trong điều kiện ứng suất hữu hiệu);

C' - Lực dính của đất (cắt trong điều kiện ứng suất hữu hiệu);

c_u - Cường độ cắt không thoát nước của đất;

L - Bề rộng đáy hữu hiệu dùng để tính toán trượt;

f_s - Hệ số an toàn riêng phần về trượt đáy;

f_{ms} - Hệ số riêng phần về vật liệu áp dụng cho $\operatorname{tg} \varphi'_p$, C' và c_u (xem bảng 16);

α' - Hệ số tương tác biểu thị liên hệ giữa góc neo bám đất/cốt với $\operatorname{tg} \varphi'_p$;

α_{bc} - Hệ số dính bám biểu thị liên hệ giữa lực dính của đất với độ neo bám đất/cốt.

Các trị số f_s ở bảng 16 cho trường hợp trượt trên mặt cốt được dùng khi có một lớp

cốt đặt trùng với đáy tường. Còn các trị số f_s ở bảng 16 cho trường hợp trượt giữa đất với đất được dùng khi ở đáy tường không đặt cốt.

6.5.4. Tính toán lún

6.5.4.1. Đại cương

Độ lún tổng cộng của kết cấu đất có cốt là tổng hữu hiệu của độ lún đất dưới móng do tác dụng của áp lực gây ra bởi công trình đất có cốt và lún do nội bộ vật liệu đắp tường có cốt bị nén chặt.

Các kết cấu đất có cốt xây dựng trên nền tốt sẽ làm việc theo cách tương tự như các kết cấu tường chắn đất truyền thống và sẽ không bị lún đáng kể.

Tuy nhiên, do có khả năng chịu đựng tác động lún nhiều nên việc sử dụng chúng thường mang lại hiệu quả cao trong các trường hợp đất móng là đất yếu (19), (20), (22), (23), (24), (25). Để đạt được hiệu quả kinh tế cao nhất, nền đất chống đỡ phía dưới và bản thân kết cấu đất có cốt phải được xem là một tổng thể (26), (27).

Ở những chỗ tường đất có cốt được xây dựng liền kề với các công trình mới khác thì cần phải xét đến tác dụng tương hỗ có thể có của các kết cấu đó. Để bảo đảm có được một giải pháp thích hợp cho cả hai kết cấu, có thể kết hợp chúng thành một kết cấu tổng hợp, như vậy sẽ thích hợp hơn là sử dụng hai dạng công trình khác nhau. Như vậy, một công trình hỗn hợp gồm các tường cánh bằng đất có cốt với bộ mố chống lên trên thường sẽ đòi hỏi phải thận trọng hơn so với việc sử dụng đất có cốt cho cả 2 tường cánh và mố của cầu.

Độ lún tổng cộng có thể ảnh hưởng đến tính chất sử dụng, khai thác của tường hoặc mố, ví dụ như gây ra hụt hẫng chỗ vào cầu trong trường hợp mặt cầu được đặt trên các mố bằng đất có cốt hoặc cũng có thể làm ảnh hưởng đến khả năng sử dụng của các công trình thoát nước và các công trình phục vụ.

6.5.4.2. Lún đất móng

Hầu như tất cả đất móng đều bị lún khi chịu các áp lực tăng thêm quá mức, tựa như trường hợp đất móng phải chịu đựng kết cấu đất có cốt ở trên. Mặc dù khả năng vốn có của loại kết cấu này chịu được những chuyển dịch của móng thì những điều dưới đây vẫn phải được xét đến khi xảy ra lún với độ lún đáng kể hơn.

Lún bất kỳ như thế nào đều là một sự cố đối với người thiết kế kết cấu, nhưng tầm quan trọng của nó sẽ chủ yếu được xác định tùy thuộc loại kết cấu, tùy thuộc các công trình kề liền hoặc tùy thuộc sự nhạy cảm về mục đích sử dụng của công trình đối với lún của móng. Việc tính toán lún của nền móng dưới tác dụng của kết cấu đất có cốt vẫn theo lý thuyết cơ học đất cổ điển. Áp lực thực tế tác dụng lên nền móng do các kết cấu bằng đất có cốt gây ra thấp hơn và phân bố đều hơn áp lực do các kết cấu bê tông truyền thống gây ra và vì vậy thường giảm được lún.

6.5.4.3. Lún bản thân vật liệu đắp

Trị số lún (ép chặt) bên trong khối đất có cốt sẽ phụ thuộc chủ yếu vào tính chất của vật liệu đắp, mức độ đầm nén và áp lực thẳng đứng bên trong vật liệu đắp.

Áp lực này phụ thuộc nhiều vào chiều cao kết cấu. Đối với tường và móng, khi được đầm nén thích đáng vật liệu đắp đúng tiêu chuẩn sẽ phát sinh lún bản thân tương đối nhỏ. Được điều chỉnh bởi một hệ thống cốt, trị số độ lún bản thân nội bộ đất có cốt sẽ phụ thuộc vào chiều cao của kết cấu, loại vật liệu đắp, tải trọng ngoài tác dụng thêm, loại mặt tường và các liên kết. Khả năng chuyển vị được trình bày tỷ mỷ ở bảng 21 phải được xem là các trị số tối thiểu cần phải bảo đảm (hệ thống mặt tường phải thiết kế chịu được trị số lún này mà không bị hư hỏng - ND).

6.5.4.4. Lún lệch

Trong khi lún tổng cộng của kết cấu có thể cản trở một chức năng cá biệt nào đó của công trình (ví dụ như trong trường hợp móng cầu bị lún sẽ tạo khoảng hở khi đi vào mặt cầu) thì lún lệch thường gây ra những hậu quả nghiêm trọng đối với sự hoàn chỉnh của bản thân kết cấu.

Đất có cốt chịu đựng được lún lệch lớn và thông thường giới hạn lún lệch cho phép được xác định theo khả năng chịu đựng của mặt tường. Ở những chỗ lún lệch lớn được dự đoán (như trong trường hợp lún sụt trong khai thác mỏ) thì nên dùng các khe nối trượt đặc biệt để liên kết với mặt tường (28), (29). Chỉ dẫn về độ lún lệch cho phép của các kết cấu đất có cốt theo hướng dọc mặt tường được cho ở bảng 22.

Các móng cầu bằng đất có cốt có khả năng thích ứng với độ lún lệch lớn vượt quá tiêu chuẩn chuyển vị cho phép đã được quy định đối với mặt cầu (30). Trong trường hợp này cần phải quan tâm đến kết cấu phần trên của cầu và những dự phòng cấu tạo đặc biệt phải được sử dụng (25), (31), (32), (33).

Bảng 21. Khả năng chuyển vị thẳng đứng tối thiểu các hệ thống mặt tường khác nhau cần phải có (để chịu được lún bản thân trong nội bộ vật liệu đắp đất có cốt)

Kiểu kết cấu mặt	Khả năng chuyển vị thẳng đứng tối thiểu của hệ kết cấu
Tấm rời	Khe nối kín: 1/150 chiều cao tấm.
Tấm liền có chiều cao bằng chiều cao tường	Khả năng chuyển vị thẳng đứng của các mối nối: 1/150 chiều cao tấm.
Mặt tường dạng 1/2 êlíp	Độ lệch thẳng đứng: 1/150 chiều cao tấm.
Mặt tường bọc cuộn bằng vải địa kỹ thuật	Không quy định giới hạn cho phép trừ phi có yêu cầu cần xem xét về mỹ quan mặt ngoài hoặc về yêu cầu sử dụng khác.

Bảng 22. Chỉ dẫn về tác động của lún

Độ lún lệch lớn nhất	Nhận xét
1/1000	Tác động thường không đáng kể.
1/200	Các tấm liên (cao bằng tường) có thể bị ảnh hưởng của các khe nối kín hoặc hở.
1/100	Giới hạn an toàn thông thường đối với các mặt tường kiểu tấm rời bằng bê tông (nếu không có các biện pháp đặc biệt nào khác).
1/50	Giới hạn an toàn thông thường đối với vỏ tường bằng thép dạng 1/2 elliíp, mặt tường kiểu tấm rời bằng bê tông có thể bị ảnh hưởng của các khe nối kín (nếu không dùng các giải pháp đặc biệt).
<1/50	Mặt tường loại mềm có thể bị xoắn ảnh hưởng đến khả năng chống đỡ.

Ghi chú: Đây chưa phải là các giới hạn chắc chắn được dự định giữa các mức tác động mà chỉ là một chỉ dẫn tạm thời.

6.5.4.5. Phân đợt thi công

Việc phân đợt thi công có thể được sử dụng để cho phép đất nền móng cố kết và tăng cường độ chống cắt trước khi tiếp tục thi công đợt sau. Đối với móng cầu bằng đất có cốt, nếu dự báo sẽ xảy ra lún nhiều thì càng nên phân đợt thi công và kế hoạch kê kích mặt cầu sau đó phải được cân nhắc kỹ.

Thi công phân đợt và sự cố kết của nền móng có thể ảnh hưởng đến việc xây dựng mặt tường. Việc lắp đặt các tấm mặt tường rời đối với các kết cấu có chiều cao lớn có thể là khó khăn khi mà lún cố kết của đợt trước đang diễn ra. Ảnh hưởng của cố kết phải được xem xét kỹ đến từng chi tiết của mặt tường.

6.5.5. Các mặt trượt để kiểm tra ổn định ngoại bộ

Tất cả các mặt trượt có thể xảy ra phải được xét đến bao gồm cả các mặt trượt đi qua kết cấu (xem hình 26). Trong trường hợp mặt phá hoại đi qua kết cấu thì phải xét đến sức chống phá hoại do các cốt cắt qua mặt phá hoại đó tạo ra. Nếu có các phần diện tích bị cắt còn lại (ngoài diện tích cốt bị cắt) thì tại đó sử dụng các chỉ tiêu đất tương ứng để tính toán. Các phương pháp tính toán ổn định thích hợp và các hệ số an toàn phải áp dụng theo BS 6031 hoặc BS 8002.

6.6. ỔN ĐỊNH NỘI BỘ

6.6.1. Đại cương

Có được sự ổn định bên trong của một kết cấu đất có cốt là nhờ cốt chịu lực kéo và truyền chúng thông qua ma sát, ma sát và dính hoặc ma sát và sức chịu bị động. Thêm vào đó, lực kéo còn có thể được truyền thông qua vật liệu đắp đã được gài đặt cốt. Vật liệu đắp là loại có khả năng chịu tổ hợp lực cắt và nén. Trong trường hợp đất

được neo, ổn định bên trong một kết cấu có được là nhờ các phần tử neo chịu lực kéo và truyền chúng đến vật liệu đắp xung quanh thông qua ma sát dọc cọc neo hoặc thông qua móc neo và sức chịu của neo.

Mức độ ổn định nội bộ có liên quan tới tính toàn vẹn của khối đất có cốt. Kết cấu có thể bị phá hỏng do đứt cốt hoặc do tác dụng neo bám của cốt bị tổn thất. Do vậy phải xét đến mức độ ổn định cục bộ của riêng từng lớp cốt về trượt trên mặt phẳng nằm ngang và về sự ổn định của các "khối nêm".

Các chỉ dẫn thiết kế dưới đây thường được áp dụng cho mỗi loại vật liệu đắp tuân theo các quy định ở điểm 3.1.2; ngoại trừ trường hợp ở những chỗ tồn tại áp lực nước lỗ rỗng ảnh hưởng đến các chỉ tiêu dính và ma sát ngắn hạn của đất đắp thì cần phải xem xét riêng bằng cách sửa đổi lại các biểu thức tính toán.

Việc bố trí và sắp xếp các lớp cốt phải được lựa chọn sao cho bảo đảm được độ ổn định cần thiết và thích hợp với kích thước, hình dạng và các cấu tạo chi tiết của mặt tường. Để đơn giản, có thể sử dụng cùng một cách bố trí cốt giống nhau trong toàn bộ phạm vi chiều cao tường. Tuy nhiên, để tiết kiệm cũng có thể chia thành một số đoạn trong phạm vi chiều cao tường và thiết kế bố trí cốt tương thích đối với mỗi đoạn đó.

6.6.2. Cơ chế phá hỏng

6.6.2.1. Đại cương

Các cơ chế phá hỏng có thể xảy ra dưới đây cần phải được xét đến;

- Sự bền vững của các đơn nguyên cốt;
- Sức chống trượt của các phần trên thuộc kết cấu;
- Sự ổn định của các "khối nêm" vật liệu đất có cốt;

Các yếu tố có ảnh hưởng đến mức độ ổn định cần phải xét đến khi kiểm toán thiết kế gồm:

- Khả năng truyền cắt trượt giữa các đơn nguyên cốt;
- Khả năng chịu kéo của các đơn nguyên cốt;
- Khả năng chịu nén của vật liệu đắp.

Trạng thái giới hạn phá hoại được tính toán với các giả thiết dưới đây:

a) Cường độ chống cắt của đất được lấy dựa trên cơ sở φ_p có nhân thêm các hệ số vật liệu riêng phần tương thích ở bảng 16;

b) Phù hợp với chỉ dẫn ở 5.3.6, tùy theo mô hình phá hỏng, các hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho các tải trọng đặc biệt được lấy theo các trị số ở bảng 17 (cho tường) và bảng 18 (cho mô);

c) Tải trọng được phân bố thông qua khối đất có cốt theo phân bố Meyerhof (xem hình 27);

d) Tuỳ theo các trạng thái giới hạn khác nhau và tuổi thọ thiết kế lựa chọn khác nhau, các hệ số vật liệu f_m được lấy tương thích với bảng 15 để áp dụng cho cường độ cơ bản của vật liệu;

e) Hậu quả kinh tế của sự sụp đổ kết cấu được xét đến bằng hệ số riêng phần f_n tương thích với bảng 3;

f) Lực kéo trong cốt được xác định dựa theo ứng suất xuất hiện trong đất tại vị trí cách mặt tường một khoảng cách ngắn.

6.6.3.2. Trượt trên mặt phẳng nằm ngang của mỗi phần thân tường

Sự ổn định đối với cách phá hoại này được xét đến tại các mặt ranh giới dưới đây:

- a) Ranh giới giữa vật liệu đắp với vật liệu đắp bên trong mỗi lớp đắp;
- b) Ranh giới giữa cốt dạng tấm trên mỗi lớp đắp;
- c) Ranh giới giữa các đơn nguyên cốt với vật liệu đắp trên mỗi lớp đắp.

6.6.3. Sai số cho phép về thi công và trạng thái sử dụng

6.6.3.1. Đại cương

Kết cấu đất có cốt thường bị biến dạng trong quá trình thi công. Do vậy cần phải xác định khoảng sai số đủ để cho phép kết cấu giữ được ổn định hình dạng và đủ để đảm bảo rằng mọi chuyển dịch trong khi thi công và sau thi công của kết cấu là nằm trong giới hạn có thể chấp nhận được. Mức độ đáp ứng yêu cầu sử dụng của kết cấu thường phụ thuộc vào những biến dạng phát sinh trong thời hạn phục vụ của chúng. Những biến dạng này thường là do từ biến của cốt dưới tác dụng của tải trọng khai thác. Ở mức tải trọng tác dụng trên các kết cấu đất có cốt, biến dạng từ biến trong kim loại là rất nhỏ và không đáng kể; tuy nhiên, đối với cốt pôlime thì phải đánh giá được trị số dẫn dài trong giai đoạn từ biến. Từ biến cũng có thể thấy rõ khi sử dụng đất có chứa nhiều thành phần hạt mịn, đặc biệt là khi chúng bão hoà. Các chỉ dẫn về tính toán, thiết kế và thử nghiệm có liên quan đến sự dẫn dài và từ biến của cốt được trình bày ở chương 4.

Các biến dạng ở ngoài mặt và bề mặt trên đỉnh kết cấu phải được duy trì trong những giới hạn có thể chấp nhận được. Các giới hạn này có thể được xác định theo các quan điểm dưới đây:

- a) Mặt tường nhìn không bị phình, không bị nhô lên tụt xuống thất thường;
- b) Tất cả các mặt đỉnh tường đều phải có dạng cong nhẹ đều hoặc thẳng;
- c) Mố không được biến dạng tới mức có thể gây ra chuyển vị của bộ gối cầu, làm dồn gán các khe nối mặt cầu và gây ra tải trọng tác dụng dọc trục mặt cầu, trừ trường hợp trong thiết kế cho phép xảy ra;

d) Mặt tường phải không bị biến dạng và phải không để gây ra những tổn hại đối với vật liệu mặt tường. Trong trường hợp mặt tường bằng bê tông, các tổn hại này bao gồm hư hỏng các khe nối, hư hỏng các cạnh mép tấm và nứt tấm.

Các kết cấu đất có cốt phải được xây dựng với các sai số thi công cho phép được cụ thể hoá ở bảng 23.

Bảng 23. Các sai số thường được chấp nhận đối với mặt của tường chắn và móng cầu

Vị trí mặt kết cấu	Sai số cho phép $\pm 50\text{mm}$
Chiều thẳng đứng.	$\pm 5\text{mm}/1\text{m}$ chiều cao (nghĩa là $\pm 40\text{mm}$ cho 8m cao).
Lồi ra theo chiều thẳng đứng và lõm theo chiều nằm ngang.	$\pm 20\text{mm}$ so với thước mẫu dài 4,5m.
Chênh lệch ở các khe nối.	$\pm 10\text{mm}$.
Tuyến thẳng dọc theo đỉnh tường trên mặt nằm ngang	$\pm 15\text{mm}$ theo tuyến chuẩn

6.6.3.2. Giới hạn sử dụng

Các chuyển vị sau khi thi công của kết cấu đất có cốt là do:

- Nền móng bị lún (6.5.4.2);
- Ép lún nội bộ vật liệu đắp (6.5.4.3);
- Dẫn dài từ biến nội bộ cốt;
- Lún đều hoặc lún lệch do đào khoét hoặc lấp các lỗ trống bên dưới kết cấu (6.5.4.4);
- Từ biến của đất có nhiều thành phần hạt mịn.

Biến dạng nội bộ ở giai đoạn sau thi công được giới hạn theo các trị số ở bảng 24.

Bảng 24. Giới hạn sử dụng đối với biến dạng nội bộ móng cầu và tường chắn sau thi công

Kết cấu	Biến dạng tương đối (%)
Móng cầu	0,5
Tường chắn	1,0

6.6.4. Áp dụng phương pháp "khối nêm cân bằng sau tường" để kiểm toán ổn định nội bộ

6.6.4.1. Hệ số áp lực đất

Hệ số áp lực đất được lấy theo điều kiện áp lực chủ động k_a đối với cả hai trạng thái giới hạn phá hoại và trạng thái giới hạn sử dụng.

6.6.4.2. Trạng thái giới hạn phá hoại

6.6.4.2.1. Tính toán ổn định cục bộ đối với một lớp cốt

Ở trạng thái giới hạn phá hoại lực kéo lớn nhất T_j do các đơn nguyên cốt thuộc lớp thứ j ở độ sâu h_j (kể từ đỉnh kết cấu) chịu sẽ có thể tìm được từ tổng của các lực tương thích như ở dưới đây (xem hình 27).

$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj}$ (cho trường hợp vật liệu đắp là vật liệu rời, chỉ có ma sát);

$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj}$ (cho trường hợp vật liệu đắp vừa ma sát vừa dính);

Trong đó: T_{pj} , T_{sj} , T_{fj} và T_{cj} được dẫn giải như sau:

a) Trường hợp có tải trọng thẳng đứng do trọng lượng bản thân của vật liệu đắp cộng tải trọng phụ thêm và mômen uốn gây ra bởi ngoại tải tác dụng lên tường như thể hiện ở hình 28:

$$T_{pj} = k_a \cdot \sigma_{vj} \cdot S_{vj}$$

Trong đó:

T_{pj} - Lực kéo trên một mét dài tường;

k_a - Hệ số áp lực đất bên trong khối đất có cốt;

σ_{vj} - Áp lực (ứng suất) thẳng đứng (đã nhân hệ số) tác dụng lên các cốt ở lớp thứ j , xác định theo phân bố Meyerhof (xem hình 25b);

S_{vj} - Khoảng cách thẳng đứng của các cốt ở trong tường tại lớp thứ j ;

$$\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L_j - 2e_j}$$

Ở đây:

R_{vj} - Hợp lực của các tải trọng thẳng đứng (đã được nhân hệ số) tác dụng lên lớp cốt thứ j ;

L_j - Chiều dài cốt trong tường ở lớp thứ j ;

e_j - Độ lệch tâm của hợp lực các tải trọng thẳng đứng ở lớp thứ j ;

Đối với vật liệu đắp vừa có ma sát vừa dính:

$$T_{pj} \geq 0,5\gamma_w \cdot S_{vj} \left[h_j + \frac{f_{fs} \cdot \omega_s}{\gamma_1} \right]$$

Trong đó:

γ_w - Trọng lượng đơn vị của nước;

h_j - Chiều sâu đặt cốt kể từ đỉnh kết cấu;

f_{fs} - Hệ số tải trọng riêng phân áp dụng cho tải trọng phụ thêm là tĩnh tải (bảng 16);

ω_s - Tĩnh tải tác dụng thêm;

γ_1 - Trọng lượng đơn vị của đất (xem hình 28).

Trường hợp tải trọng phụ thêm phân bố đều thì biểu thức của T_{pj} trở thành (xem hình 28).

$$T_{pj} = \frac{k_{a1}(f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot \omega_s) S_{vj}}{\left[1 - \frac{k_{a2}(f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + 3f_q \cdot \omega_s) \left(\frac{h_j}{L} \right)^2}{3(f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot h_j + f_q \cdot \omega_s)} \right]}$$

Trong đó: f_{fs} và f_q - Các hệ số riêng phân được lấy tùy theo tổ hợp tải trọng và được cho ở bảng 17 và 18.

b) Trường hợp có tải trọng bằng thẳng đứng S_L tác dụng trên một phạm vi tiếp xúc hẹp có bề rộng b ở trên đỉnh tường như ở hình 29. Để tìm được trị số chỉ riêng của lực kéo T_{sj} phân bố của tải trọng thẳng đứng S_L từ vùng tiếp xúc trên đỉnh tường có thể được xác định theo các đường nghiêng 2: 1 như ở hình 29.

$$T_{sj} = k_a \cdot S_{vj} \cdot \frac{f_c \cdot S_L}{D_j}$$

Trong đó:

$$D_j = (h_j + b) \quad \text{nếu } h_j \leq (2d - b)$$

$$D_j = \frac{h_j + b}{2} + d \quad \text{nếu } h_j > (2d - b)$$

f_c - Tải trọng riêng phân đối với ngoại tải tĩnh lệch tâm (bảng 16).

Lực kéo tính được theo biểu thức trên phải được lấy sao cho không nhỏ hơn trị số tính được từ mô men uốn do một mình tải trọng thẳng đứng S_L tác dụng lên tường gây ra (tường được xem như vật thể cứng).

c) Trường hợp có lực cắt trượt ngang F_L tác dụng lên một vùng tiếp xúc hẹp có bề rộng b tại đỉnh tường như ở hình 30, nhằm để tìm được trị số chỉ của lực kéo T_{ij} , phân bố của tải trọng F_L từ vùng tiếp xúc trên đỉnh tường có thể được lấy như ở hình 30.

$$T_{ij} = 2S_{vj} \cdot f_t \cdot F_L \cdot Q(1 - h_j \cdot Q)$$

Trong đó:

$$Q = \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi'_p}{2}\right)}{d + \frac{b}{2}}$$

và f_t - Hệ số tải trọng riêng phân đối với ngoại tải tĩnh lệch tâm (xem bảng 16).

Lực kéo tính được theo biểu thức trên phải được lấy sao cho không nhỏ hơn trị số tìm được từ mô men uốn do một mình tải trọng ngang F_L tác dụng lên tường (được xem như vật thể cứng) gây ra.

d)

$$T_{cj} = 2S_{vj} \cdot \frac{C'}{f_{ms}} \sqrt{k_u}$$

Trong đó:

C' - Lực dính tương ứng với các điều kiện ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - Hệ số vật liệu riêng phân áp dụng cho C' (xem bảng 16);

Ghi chú: Phải thận trọng để sao cho C' là đủ tin cậy khi dùng cho tính toán thiết kế. Đối với đất sỏi sạn, trị số C' xác định được có thể bị ảnh hưởng do khó kẻ đường bao phá hoại (tiếp tuyến với các vòng Mohr) một cách thích đáng. Đối với đất dính, trị số này có thể chịu ảnh hưởng của sự phá hoại cân bằng áp lực lỗ rỗng khi thí nghiệm trong phòng hoặc của sự phát triển đường nứt sau khi chịu tải lâu dài lúc thí nghiệm tại hiện trường.

6.6.4.2.2. Kiểm toát ổn định cục bộ

Phải kiểm tra sức chịu của lớp cốt thứ j về kéo đứt và phá hoại dính bám khi chúng chịu các tải trọng (đã được nhân hệ số).

a) Về kéo đứt: cường độ chịu kéo của lớp cốt thứ j phải đáp ứng điều kiện ổn định cục bộ dưới đây:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j$$

Trong đó:

T_j - Trị số lực kéo lớn nhất theo 6.6.4.2.1;

T_D - Cường độ tính toán của cốt được xác định tương ứng với hướng dẫn ở 5.3.3;

f_n - Hệ số riêng phân xét đến hậu quả của sự phá hỏng công trình về mặt kinh tế; (xem bảng 3).

b) Về dính bám: chu vi P_j của lớp cốt thứ j phải thoả mãn điều kiện ổn định cục bộ dưới đây:

$$P_j \geq \frac{T_j}{\frac{\mu L_{ej} (f_{ts} \gamma_1 \cdot h_j + f_r \omega_s)}{f_p f_n} + \frac{\alpha'_{bc} \cdot C' \cdot L_{ej}}{f_{ms} f_p f_n}}$$

Trong đó:

P_j - Tổng bề rộng mặt trên và dưới của các cốt thuộc lớp j trong phạm vi 1m dài tường;

T_j - Trị số lực kéo lớn nhất theo 6.6.4.2.1.

f_{ts} - Hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho trọng lượng bản thân của đất; được lấy theo tổ hợp tải trọng như đối với T_j (xem bảng 16);

f_r - Hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho ngoại tĩnh tải tác dụng thêm; được lấy theo tổ hợp tải trọng như đối với T_j (xem bảng 16);

μ - Hệ số ma sát giữa vật liệu đắp với cốt;

L_{ej} - Chiều dài cốt trong vùng neo (vùng bị động) nằm ngoài khối nê-m phá hoại tại vị trí lớp cốt thứ j (xem hình 31);

ω_s - Áp lực chỉ do ngoại tải tác dụng thêm gây ra;

f_p - Hệ số riêng phần đối với sức chống kéo tuột của cốt (xem bảng 16);

f_n - Hệ số riêng phân xét đến hậu quả do công trình bị hư hỏng gây ra về mặt kinh tế (xem bảng 3);

α'_{bc} - Hệ số sức dính bám giữa đất và cốt;

e' - Lực dính của đất được xác định ở các điều kiện ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - Hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho C' (xem bảng 16).

Để tiện lợi có thể giả thiết:

$$\mu = \frac{\alpha' \operatorname{tg} \varphi'_p}{f_{ms}}$$

Trong đó:

α' - Hệ số tương tác biểu thị liên hệ giữa sự neo bám cốt/đất với $\operatorname{tg} \varphi'_p$;

f_{ms} - Hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho $\operatorname{tg} \varphi'_p$ (bảng 16).

6.6.4.2.3. Đất neo

Có rất nhiều hệ thống neo đất khác nhau (xem hình 32). Lực kéo phát sinh trong neo phải được tính theo hướng dẫn ở 6.6.4.2.1. Ổn định cục bộ về kéo đứt được xem xét như ở 6.6.4.2.2. hoặc 6.6.5.2.5. Khả năng chịu kéo tuột của cốt neo phải thỏa mãn điều kiện ổn định cục bộ dưới đây:

$$\frac{P_{uj}}{f_p f_n} \geq T_j$$

Trong đó:

P_{uj} - Sức chịu kéo tuột cực hạn của neo;

f_p - Hệ số riêng phần về sức chống kéo tuột của cốt (xem bảng 16);

f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hỏng về mặt kinh tế (xem bảng 3);

T_j - Trị số lực kéo lớn nhất của lớp cốt thứ j ; xác định theo 6.6.4.2.1;

Sức chịu kéo tuột cực hạn của một neo ở lớp thứ j có thể được xác định theo biểu thức dưới đây:

$$P_{uj} = P_{sj} + P_{aj}$$

$$P_{sj} = 2\mu B_s \sigma'_{vj} L_{ej}$$

$$\text{và } P_{aj} = 4k_p B_a t_a \sigma'_{vj}$$

Trong đó:

P_{sj} - Sức chịu do ma sát của phần cọc neo hoặc còng neo nằm ở phía bên ngoài mặt phá hoại dự kiến của các neo thuộc lớp thứ j ;

P_{aj} - Sức chịu của các neo thuộc lớp thứ j ;

μ - Hệ số ma sát giữa đất và cốt; được xác định theo biểu thức đã trình bày ở điểm 6.6.4.2.2.

B_s - Bề rộng hình chiếu bằng của cọc hoặc còng neo trong tương lai;

k_p - Hệ số áp lực đất bị động theo phương nằm ngang;

B_a - Bề rộng của đầu neo trong tương lai;

t_a - Chiều cao của đầu neo trong tương lai;

σ'_{vj} - Áp lực thẳng đứng tác dụng lên neo tại lớp thứ j .

L_{ej} - Chiều dài của cọc neo nằm ở phía ngoài mặt phá hoại dự kiến (nằm trong vùng bị động - ND).

Ghi chú: Khi dùng neo có mối nối ở cuối cọc neo thì tiết diện tính toán của cọc neo chỉ là tiết diện chịu ứng suất kéo (tức là phải trừ đi phần tiết diện lỗ để bắt bu lông mối nối - ND).

Đối với các neo đồ vữa, việc tính toán cũng như đối với các neo đất và sức chống nhổ kéo tuột cực hạn của chúng phải được xác định theo các biểu thức cho ở BS 8081.

6.6.4.2.4. Ổn định của khối nê-m (lãng thể) đất

Khối nê-m đất được xem như một khối cứng và có thể có kích cỡ và hình dạng bất kỳ. Một khối nê-m đất được giữ ổn định khi lực ma sát tác dụng trên mặt phá hoại dự kiến cộng với sức chịu kéo của các cốt hoặc neo chôn trong vật liệu đắp nằm ngoài mặt phá hoại đó có đủ khả năng chịu được các tải trọng làm nó chuyển dịch (xem hình 33). Các tải trọng dưới đây (đã nhân với hệ số tùy theo tổ hợp tính toán ở bảng 16) và các lực dưới đây phải được xét đến:

- Trọng lượng bản thân của vật liệu đắp trong khối nê-m;
- Các tải trọng ngoài phân bố đều q_s ;
- Các tải trọng băng thẳng đứng phân bố trong một phạm vi hẹp S_L ;
- Lực cắt ngang F_L ;
- Các lực ma sát và dính tác dụng trên mặt phá hoại dự kiến;
- Phản lực theo hướng pháp tuyến của mặt phá hoại.

Để lựa chọn các mặt phá hoại dự kiến (có khả năng xảy ra) cần phải khảo sát xuất phát từ các điểm điển hình a, b, c v.v... như ở hình 33b. Các lực tác dụng trên mỗi khối nê-m phải được phân tích theo hai hướng vuông góc với nhau. Xem như các lực đó là cân bằng nhau, từ đó có thể giải đồng thời hai phương trình để tìm được trị số lực kéo lớn nhất mà cốt và neo phải chịu. Trị số T lớn nhất và trị số β' tương ứng sẽ được dùng để tính toán khả năng chịu kéo do ma sát mà các yếu tố neo giữ khối nê-m cần phải có (xem 6.6.4.2.5. và hình 34).

Có thể lấy $\beta' = \left(45^\circ - \frac{\varphi'_p}{2}\right)$ đối với trường hợp tường được đắp bằng vật liệu có ma sát đến tận đỉnh tường và chỉ có tải trọng ngoài phân bố đều tác dụng trong phạm vi mặt phá hoại nghiêng dự kiến.

Tuy nhiên, trong trường hợp tổng quát phức tạp hơn, thường không có thể có những chỉ dẫn nào khác về góc của mặt phẳng phá hoại nguy hiểm nhất (là các mặt phá hoại làm phát sinh lực T lớn nhất) cũng như về số điểm xuất phát để vẽ các mặt phẳng đó (số điểm cần được kiểm tra). Do vậy, các góc và số điểm đó phải được xác định đối với mỗi kết cấu cụ thể. Có thể xem rằng mặt phá hoại nguy hiểm nhất sẽ không đi qua khoảng hẹp trên đó có đặt bộ gối cầu. Đối với trường hợp mặt tường chỉ làm bằng một khối kết cấu (không gồm nhiều tấm lắp ghép - ND) thì có thể xét đến sức chống cắt do sự phá hoại mặt tường tạo ra.

6.6.4.2.5. Kiểm toán ổn định của khối nêm

Sức chịu của một lớp cốt đơn lẻ phải lấy trị số nhỏ hơn trong hai trị số dưới đây:

a) Sức chịu ma sát của phần cốt chôn trong vật liệu đắp nằm ngoài mặt phá hoại nguy hiểm, hoặc trong trường hợp đất neo là sức chịu kéo tuột của phần neo chôn trong vật liệu đắp nằm ngoài phạm vi mặt phá hoại nguy hiểm (sức chịu kéo tuột này sẽ được bỏ qua khi khoảng cách giữa mặt phá hoại nguy hiểm đến đầu neo nhỏ hơn 1m);

b) Sức chịu kéo của lớp cốt.

Đối với đất có cốt, tổng sức chịu của các lớp neo giữ khối nêm phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{T_{dj}}{f_n} g \right] \geq T$$

hoặc

$$\sum_{j=1}^m \left[\frac{P_j \cdot L_{ej}}{f_p f_n} \left(\mu \cdot f_{fs} \cdot \gamma \cdot h_j + \mu \cdot f_f \cdot \omega_s + \frac{\alpha_{bc}' \cdot C'}{f_{ms}} \right) \right] \geq T$$

Trong đó:

T_{dj} - Cường độ (độ bền) tính toán của cốt ở lớp thứ j trong tường (xem 5.3.3.);

f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hỏng về mặt kinh tế (xem bảng 3);

P_j - Tổng bề rộng mặt trên và mặt dưới của cốt;

L_{ej} - Chiều dài cốt trong vùng neo (vùng bị động - ND) nằm ngoài khối nêm phá hoại nguy hiểm nhất (xem hình 33);

f_p - Hệ số riêng phần đối với sức chịu kéo tuột;

ω_s - Tải trọng ngoài tác dụng thêm chỉ riêng do tính tải;

α_{bc}' - Hệ số dính bám biểu thị liên hệ giữa lực dính của đất và lực neo bám đất/cốt;

C' - Lực dính của đất được xác định trong điều kiện các ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - Hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho C' (xem bảng 16).

Khi tính tổng phải dùng trị số nhỏ hơn đối với mỗi lớp.

6.6.4.3. Trạng thái giới hạn sử dụng

Phải xét đến các cơ chế chuyển vị có thể xảy ra sau khi đưa công trình vào sử dụng (xem hình 23b).

Các nhân tố dưới đây có thể có ảnh hưởng đến đặc tính sử dụng của công trình và do đó phải được kiểm toán trong các trường hợp cần thiết:

- a) Dẫn từ biến nội bộ sau thi công của các cốt bằng pôlime;
- b) Dẫn từ biến nội bộ sau thi công của đất hạt mịn bão hoà nước dùng đắp đất có cốt.

Đối với cốt pôlime, độ cứng dọc trục ban đầu ngày càng giảm theo thời gian do tác nhân từ biến; biến dạng xảy ra trong thời gian từ lúc kết thúc thi công đến cuối tuổi thọ thiết kế đã lựa chọn có thể được dự báo theo các đường cong tải trọng - biến dạng đẳng thời ở hai thời điểm đó. Cách làm này được chỉ rõ trên hình 35; trên đó T_{svj} là lực kéo trung bình dọc chiều dài cốt tại lớp thứ j trong tường. Để thích hợp với trạng thái giới hạn sử dụng, biến dạng (độ dẫn dài) tương đối sau khi kết thúc thi công phải không được vượt quá trị số cho ở bảng 24.

6.6.5. Phương pháp "trọng lực dính kết" (phương pháp tính áp lực đất của Rankine)

6.6.5.1. Hệ số áp lực đất bên trong kết cấu

Đối với cả hai trạng thái giới hạn phá hoại và trạng thái giới hạn sử dụng, hệ số áp lực đất đều được lấy là k_0 ở đỉnh tường và giảm dần theo tỷ lệ bậc nhất đến giá trị k_a tại độ sâu 6,0m dưới đỉnh kết cấu như thể hiện ở hình 36 và như diễn giải ở dưới đây:

$$\begin{aligned} - \text{ khi } z \leq z_0 = 6\text{m} \quad k &= k_0 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + k_a \frac{z}{z_0} \\ - \text{ khi } z > z_0 \quad k &= k_a \end{aligned}$$

trong đó z là độ sâu được tính từ điểm trên của chiều cao cơ học H .

6.6.5.2. Trạng thái giới hạn phá hoại

6.6.5.2.1. Kiểm toán ổn định cục bộ của một lớp cốt

Ở độ sâu h_j dưới đỉnh tường, lực kéo lớn nhất T_j mà lớp cốt thứ j phải chịu có thể tìm được bằng tổng của các lực tương thích như dưới đây:

$$\begin{aligned} T_j &= T_{pj} + T_{sj} + T_{\bar{f}} \quad (\text{đối với vật liệu đắp chỉ có ma sát}); \\ T_j &= T_{pj} + T_{sj} + T_{\bar{f}} - T_{ej} \quad (\text{đối với vật liệu đắp có cả ma sát và dính}); \end{aligned}$$

trong đó T_{pj} , T_{sj} , $T_{\bar{f}}$ và T_{ej} được diễn giải ở dưới đây và được tính cho 1m dài tường.

Lực kéo trong mỗi lớp cốt có thể được suy ra bằng cách tính toán các thành phần do tác động của các tải trọng khác nhau gây ra như trên hình 27, sau đó cộng tác dụng sẽ tìm được lực kéo tổng cộng mà cốt phải chịu:

1. Lực kéo do các tải trọng thẳng đứng gồm trọng lượng bản thân cộng với các tải trọng khác phụ thêm và mômen uốn của ngoại tải tác dụng lên tường gây ra (xem hình 28):

$$T_{pj} = k \cdot \sigma_{vj} \cdot S_{vj}$$

Trong đó:

k - Hệ số áp lực đất bên trong khối đất có cốt (xem 6.6.5.1);

σ_{vj} - Ứng suất (áp lực) thẳng đứng trên lớp cốt ở mức j ;

S_{vj} - Khoảng cách thẳng đứng của các cốt ở mức j trong tường;

và
$$\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L_j - 2e_j}$$

Trong đó:

R_{vj} - Hợp lực thẳng đứng (đã nhân hệ số), không bao gồm ngoại tải hình băng, tác dụng lên lớp cốt thứ j ;

L_j - Chiều dài cốt ở cao độ j trong tường;

e_j - Độ lệch tâm của hợp lực thẳng đứng ở cao độ j của tường.

Mômen uốn do trọng lượng bản thân, do các tải trọng khác và do ngoại tải phải bao gồm cả tác dụng của ngoại tải hình băng như $S_L.l$ và $F_L.h_j$ (xem hình 37 và 38).

2. Lực kéo do tải trọng thẳng đứng S_L tác dụng trên 1 phạm vi tiếp xúc hình băng; xem hình 37:

$$T_{sj} = k \cdot \sigma_v(h_j, d') \cdot S_{vj}$$

Trong đó:

$$\sigma_v(h_j, d') = f_r \cdot \frac{Q}{2} \left[F_B \left(\frac{d' + b'}{h_j} \right) - F_B \left(\frac{d' - b'}{h_j} \right) \right]$$

ở đây F_B là một hàm số và bằng:

$$F_B = \frac{2}{\pi} \left[\frac{X}{1 + X^2} + \operatorname{tg}^{-1}(X) \right]$$

$\operatorname{tg}^{-1}(X)$ được tính bằng radian.

Trong đó:

$X = \frac{d' + b'}{h_j}$ và $\frac{d' - b'}{h_j}$ như biểu thị trong phương trình trên đối với $\sigma_v(h_j, d')$;

Q - Áp lực dưới tác dụng của tải trọng cục bộ như biểu thị ở trên hình 37;

f_r - Hệ số tải trọng riêng phần cho ngoại tải (xem bảng 16);

S_{vj} - Khoảng cách thẳng đứng của các cốt ở mức j trong tường.

Tại mỗi độ cao h_j , có thể sử dụng biểu thức trên để tính trị số σ_v tương ứng với các

giá trị d' khác nhau (xem như ứng suất thẳng đứng thay đổi dọc theo chiều dài cốt L). Trị số $\sigma_v(h_j, d')$ tìm được có thể được dùng trong biểu thức trên để tính toán T_{sj} ở các vị trí tương ứng trên cốt. Sự biến đổi σ_v dọc theo cốt có thể được dùng để xác định khả năng dính bám của cốt (xem 6.6.5.2.4).

3. Lực kéo do lực cắt ngang F_L tác dụng trên một diện tiếp xúc hình băng có bề rộng b trên đỉnh tường (xem hình 38):

$$T_h = \frac{2f_f \cdot F_L \cdot S_{vj}}{d + \frac{b}{2}} \left[1 - \frac{h_j}{d + \frac{b}{2}} \right]$$

Trong đó:

f_f - Hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho ngoại tải (xem bảng 16).

Các trị số T_{sj} và T_{hj} chưa xét đến bất kỳ sự phân bố dọc nào theo hướng song song với mặt tường. Có thể thực hiện việc phân tích tính toán chặt chẽ hơn khi:

$0 < h_j < 0,75S_{Lj}$: phân phối dọc theo đường phân bố dốc 1: 4 (1 đứng 4 ngang);

$h_j > 0,75S_{Lj}$: phân phối dọc theo đường phân bố dốc 3: 4 (3 đứng 4 ngang).

Trong đó:

S_{Lj} - Chiều dài của tải trọng hình băng

$$4. \quad T_{vj} = 2S_{vj} \cdot \frac{C'}{f_{ms}} \sqrt{k}$$

Ở đây:

C' - Lực dính ở điều kiện ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - Hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho C' (xem bảng 16);

k - Hệ số áp lực đất (xem 6.6.5.1).

Ghi chú: Cần phải thận trọng sao cho C' được dùng trong tính toán thiết kế một cách đủ tin cậy. Đối với đất sỏi sạn, trị số C' xác định được có thể bị ảnh hưởng do khó kẻ đường bao phá hoại (tiếp tuyến với các vòng tròn Mohr) một cách thích đáng. Đối với đất dính, trị số này lại chịu ảnh hưởng bởi sự phá hoại cân bằng áp lực lỗ rỗng khi thí nghiệm trong phòng hoặc bởi sự phát triển theo thời gian tại hiện trường.

6.6.5.2.2. Đường nối các điểm có ứng suất kéo lớn nhất

Đường nối các điểm có ứng suất kéo lớn nhất đối với một tường chắn có thể được giả thiết là đường xoắn ốc logarit (xem hình 39). Để tiện tính toán, đường này có thể được quy về dạng như đường 2 ở hình 40.

Trong trường hợp một kết cấu có chịu một tải trọng hình băng tác dụng ở trên thì

ảnh hưởng của tải trọng hình băng này có thể tác động đến vị trí của đường 2. Khi tải trọng hình băng đặt ngoài vị trí đường 2 (xác định trên hình 40) thì phần 1/6 phía trên của đường 2 được giả thiết trùng với mép sau của tải trọng hình băng. Tuy nhiên, dù thế nào thì đường 2 cũng không được vượt quá phạm vi đã được xác định bởi chiều cao tương đương H_m của một kết cấu.

Ở đây H_m được lấy trị số lớn hơn trong hai trị số sau:

i) H (xem hình 19b) hoặc

ii) $H_1 + \frac{Q_m}{\gamma_1}$

trong đó Q_m là áp lực trung bình trên một diện $0,5H_1$ về phía sau mặt tường. Q_m được tính theo phương pháp Meyerhof với mọi hệ số tải trọng đều lấy bằng 1,0.

Trong trường hợp một kết cấu chịu tác dụng thêm của một tải trọng hình băng thì ngoài đường 2 đã xác định ở trên, còn phải xét đến một đường nối các điểm chịu lực kéo lớn nhất thứ hai được thể hiện như đường 1 ở trên hình 41. Cả hai đường nối các điểm chịu lực kéo lớn nhất có thể xảy ra (là đường 1 và đường 2) đều được thể hiện trên hình 41; lực kéo lớn nhất được giả thiết sẽ xảy ra tại chỗ cốt cắt qua đường 1 hoặc đường 2. Để tiện tính toán, đường 1 có thể được quy về dạng đường thể hiện trên hình 42.

6.6.5.2.3. Lực kéo trong cốt

Lực kéo được tính toán tại 3 vị trí:

- Tại mặt tường;
- Dọc theo đường 1;
- Dọc theo đường 2;

Tại mỗi độ cao, trị số T_j tính được theo 6.6.5.2.1. chính là lực kéo lớn nhất tác dụng lên cốt do tổng tác dụng các tải trọng khác nhau gây ra.

Lực tác dụng trong cốt thay đổi dọc theo chiều dài cốt và các hệ số được áp dụng để xác định lực kéo cũng sẽ khác nhau đối với các vị trí khác nhau.

Trường hợp vật liệu đắp chỉ có ma sát:

- ở mặt tường $T_j = \alpha_0 \cdot T_{pj} + T_{sj} + T_{fj}$;
- ở đường 1 $T_j = \alpha_1 \cdot T_{pj} + T_{sj} + T_{fj}$;
- ở đường 2 $T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj}$;

Trường hợp vật liệu đắp vừa ma sát vừa dính:

$$T_j = (T_{pj} - T_{dj});$$

Trong đó:

α_0 = biến số

α_1 = biến số

Đối với trường hợp mặt tường gồm các mảnh rời (phân đốt) thì:

$\alpha_0 = 0.85$ khi $h_j \leq z_2$;

$\alpha_0 = 1 - 0.15 \frac{H_1 - h_j}{(H_1 - z_2)}$ khi $h_j > z_2$;

$\alpha_1 = 1$ khi $h_j \leq z_1$;

$\alpha_1 = \alpha_0 + \frac{(1 - \alpha_0)(z_0 - h_j)}{(z_0 - z_1)}$ khi $z_1 < h_j < z_0$;

$\alpha_1 = \alpha_0$ khi $h_j > z_0$;

Trong đó:

z_0 - Trị số nhỏ nhất giữa $\left(d + \frac{b}{2}\right)$ và H_1 ;

z_1 - Bề rộng b của tải trọng hình băng;

$z_2 = 1.5 \left(\frac{H_1}{2} - X \right)$

X - Bề rộng của khu vực chủ động ở mặt dưới của vùng phân bố hình băng;

Ghi chú: Trong các biểu thức trên, T_{sj} là trị số áp dụng cho điểm đang xét đến dọc theo cốt.

6.6.5.2.4. Khả năng dính bám của cốt

Đối với các cốt không dẫn, đường ranh giới giữa vùng chủ động và vùng neo giữ (vùng bị động - ND) được thể hiện trên hình 39; tuy nhiên, để tính toán tiện lợi, có thể chấp nhận một đường tương đương như ở hình 40. Đối với các kết cấu có tải trọng cục bộ, sức dính bám phải được kiểm tra ở phía bên kia của đường 1 và đường 2 (xem hình 41 và 42) và khả năng dính bám phải được so sánh với lực kéo trong cốt tương ứng tại từng điểm một. Khả năng dính bám T_j của mỗi lớp cốt được cho bởi biểu thức sau:

$$T_j \leq \frac{2B \cdot \mu}{f_p \cdot f_n} \int_{L-L_n}^L f_{ts} \cdot \sigma_v(x) \cdot dx$$

Ở đây:

f_p - Hệ số riêng phần về sức chịu kéo trượt của cốt (xem bảng 16);

2 - Hai mặt của cốt;

B - Bề rộng của cốt;

- L - Chiều dài toàn bộ cốt;
 L_{sj} - Chiều dài cốt nằm phía bên kia đường lực kéo lớn nhất được xét đến ở mức j;
 μ - Trị số của hệ số ma sát (hoặc μ^*) tại độ cao tính ứng suất thẳng đứng;
 $\sigma_v(X)$ - Ứng suất (áp lực) thẳng đứng dọc theo chiều dài cốt;
 f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả kinh tế nếu công trình bị phá hỏng (xem bảng 3).
 f_{ts} - Hệ số tải trọng riêng phần (xem bảng 17 hoặc 18).

6.6.5.2.5. Khả năng phá hỏng về lâu dài của cốt hoặc neo ở cuối thời kỳ sử dụng.

Khả năng của mỗi đơn nguyên cốt ở mỗi lớp phải thoả mãn biểu thức dưới đây:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j$$

Trong đó:

T_j - Trị số lớn nhất theo 6.6.5.2.3;

T_D - Cường độ tính toán của cốt xác định theo 5.3.3;

f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hoại về mặt kinh tế (xem bảng 3).

6.6.5.3. Phân tích ổn định nội bộ tổng thể

Các kết cấu phải được thiết kế đủ bảo đảm ổn định cục bộ đối với mỗi lớp các đơn nguyên cốt theo hướng dẫn ở 6.6.5.2.1. và 6.6.5.2.5. Trong trường hợp tổng quát, nhìn chung không cần phải phân tích gì thêm về mặt ổn định.

Tuy nhiên, trong trường hợp kết cấu có dạng hình học bất thường hoặc chịu tải trọng lệch tâm bất thường không được đề cập riêng biệt trong tiêu chuẩn này thì việc kiểm tra theo phương pháp cân bằng cục bộ nói trên là chưa đủ và lúc này phải thực hiện việc kiểm tra sự ổn định tổng thể của khối nê-m (xem 6.6.4.2.4). Trên hình 43 thể hiện các ví dụ đối với những kết cấu đòi hỏi phải phân tích ổn định tổng thể.

6.6.5.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Đặc tính sử dụng của kết cấu thường phụ thuộc vào sự phát triển biến dạng của chúng. Biến dạng ở đây sẽ là tổng độ dãn dài của cốt trong quá trình thi công và quá trình chịu tải cộng với biến dạng từ biến trong suốt thời hạn phục vụ của chúng.

Đối với các cốt kim loại hoặc neo kim loại thì biến dạng từ biến có thể bỏ qua và do vậy, độ dãn dài tương đối ϵ_j của các cốt hoặc các neo lớp thứ j có thể dự đoán theo biểu thức sau:

$$\epsilon_j = \frac{T_{avj} \cdot L}{E \cdot A_j}$$

Ở đây:

T_{avj} - Lực kéo trung bình dọc theo chiều dài các cốt của lớp thứ j ;

L - Chiều dài cốt hoặc neo;

E - Môđun đàn hồi của cốt hoặc neo;

A_j - Diện tích tiết diện cốt hoặc neo của lớp thứ j .

Cũng có thể cần phải đánh giá được biến dạng từ biến của bản thân neo bằng cách tham khảo lý thuyết tính toán lún nền móng đối với đất đàn hồi.

6.7. MẶT TƯỜNG

6.7.1. Đại cương

Trong tường và móng đất có cốt, chức năng chịu tải chủ yếu của kết cấu có được là nhờ tương tác giữa cốt và đất. Mặt tường chỉ để:

- Tạo cho kết cấu hình dạng bên ngoài;
- Tạo một sự hoàn thiện có thể chấp nhận được về mặt mỹ quan;
- Phòng ngừa tróc lở vật liệu đắp do mưa, gió...
- Tạo tác dụng chống đỡ cục bộ đối với đất giữa các lớp cốt;
- Neo cốt trong khu vực hoạt động.

Mặt tường cần phải chắc chắn, bền và có khả năng hoàn thành các chức năng của chúng trong suốt thời hạn sử dụng (xem bảng 12).

6.7.2. Hình dạng kết cấu

Mặt tường có thể có nhiều dạng khác nhau tùy theo chức năng của kết cấu. Chúng có thể được làm bằng bê tông, gỗ, thép hoặc vật liệu polime dưới dạng các tấm rời, các tấm liền có chiều cao bằng chiều cao công trình, hoặc bằng vải địa kỹ thuật. Hình dạng và yêu cầu về thi công cũng như phạm vi sử dụng của các loại mặt tường sẽ được đề cập ở chương 9.

6.7.3. Các tải trọng tác dụng lên mặt tường

Mặt tường phải được thiết kế để chịu được các tải trọng do:

- Áp lực ngang của đất và các phản lực tương ứng với lực kéo trong cốt (phát sinh tại các chỗ nối giữa mặt tường với cốt);
- Lực do các đơn nguyên tường ở trên đè xuống;
- Lực cắt thẳng đứng phát sinh do có sự chuyển vị tương đối giữa mặt tường và vật liệu đắp, từ đó gây ra các phản lực kéo phụ;
- Tác dụng của các ngoại tải nào đó (tạm thời hoặc lâu dài).

6.7.4. Lún mặt tường và các sai số cho phép

Sai số cho phép về độ lún lệch và chuyển vị nội bộ của mặt tường được đề cập ở 6.4 và các bảng 21, 24.

6.8. LIÊN KẾT GIỮA MẶT TƯỜNG VỚI CỐT

6.8.1. Đại cương

Cốt của bất kỳ kết cấu nào dù là cốt vữa địa kỹ thuật, cốt lưới địa kỹ thuật, cốt có thanh thẳng hoặc neo thì thông thường đều được liên kết với mặt tường. Trong trường hợp tường hoặc móng làm bằng cốt vữa địa kỹ thuật thì cả cốt và mặt tường đều có thể được làm bằng vữa. Các kiểu liên kết giữa cốt và mặt tường được đề cập ở chương 9.

6.8.2. Lực tác dụng tại mỗi nối

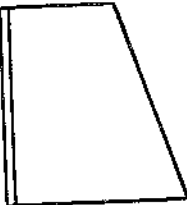
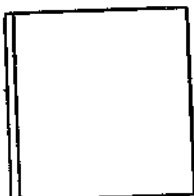
Lực tác dụng tại các chỗ nối được lấy theo bảng 25.

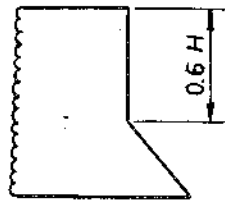
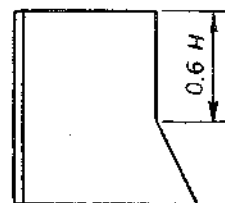
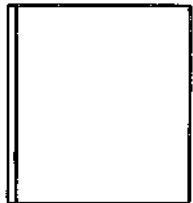
6.8.3. Thiết kế các mối nối

Trong trường hợp dùng liên kết kim loại để nối cốt bằng kim loại và cả cốt pôlime với mặt tường hoặc để nối bên trong các cốt kim loại (nối dài cốt - ND) thì các liên kết đó phải được thiết kế theo chỉ dẫn ở 6.8.4.

Liên kết giữa các cốt pôlime phải được thiết kế theo chỉ dẫn ở 3.2.4.

Bảng 25. Các lực tác dụng tại mỗi liên kết ở trạng thái giới hạn phá hoại và trạng thái giới hạn sử dụng

Phương pháp "khối nêm cân bằng sau tường"	
Gắt cả các mặt tường có khả năng chuyển vị hoặc có khả năng chuyển vị ở mỗi nối	$T_{\text{conn}} = 75\% T_i$ Chân tường $T_{\text{conn}} = 100\% T_i$
Mặt tường cứng, ví dụ như làm bằng các tấm liên có chiều cao bằng chiều cao tường, không có khả năng chuyển vị tại các mối nối	$T_{\text{conn}} = 100\% T_i$ Chân tường

Phương pháp "trọng lực dính kết"		
Mặt tường mềm, ví dụ làm bằng vỏ kim loại dạng chữ U	 Chân tường	$T_{\text{conn}} = 75\% T_j$ $T_{\text{conn}} = 100\% T_j$
Mặt tường phân đốt, ví dụ các tấm rời bằng bê tông	 Chân tường	$T_{\text{conn}} = 85\% T_j$ $T_{\text{conn}} = 100\% T_j$
Mặt tường cứng, ví dụ làm bằng các tấm liền có chiều cao bằng chiều cao tường, không có khả năng chuyển vị tại các mối nối	 Chân tường	$T_{\text{conn}} = 100\% T_j$

6.8.4. Mối nối bằng kim loại

6.8.4.1. Đại cương

Khi tính toán khả năng chịu lực của một mối nối thép thì phải khấu trừ phần sẽ bị ăn mòn như dưới đây, trừ trường hợp có biện pháp phòng chống ăn mòn được bảo đảm trong suốt thời hạn thiết kế của mối nối:

a) Trừ đi một bề dày thí bổ phù hợp với yêu cầu ở bảng 7 đối với mỗi mặt ngoài tiếp xúc với đất của tất cả các bộ phận hợp thành mối nối;

b) Trừ đi một bề dày thí bổ bằng 0,5 lần trị số ở bảng 7 đối với mỗi mặt nằm trong mọi bộ phận hợp thành có tiếp xúc kín giữa kim loại với kim loại hoặc mọi bộ phận được bọc kín hoàn toàn bên trong mối nối.

Mọi tính toán đối với các bộ phận hợp thành của mối nối phải căn cứ vào kích thước sau khi đã trừ đi bề dày thì bổ nói trên.

6.8.4.2. Khoảng cách lỗ

6.8.4.2.1. Khoảng cách tối thiểu

Khoảng cách giữa tim các chốt hoặc giữa các bộ phận hợp thành khác có xuyên thủng chi tiết thép phải không được nhỏ hơn 2,5 lần đường kính danh định của thân chốt hoặc đường kính lỗ xuyên thủng chi tiết thép.

6.8.4.2.2. Khoảng cách tối đa

Các chỉ dẫn về khoảng cách tối đa như sau:

a) *Theo hướng bất kỳ*: Ngoại trừ trường hợp đề cập ở điểm 6.8.4.2.2b, khoảng cách giữa các tim chốt liên kế không được vượt quá $32t$ hoặc 300mm (lấy trị số nhỏ hơn giữa $32t$ và 300mm); trong đó t là bề dày danh định của bộ phận mỏng hơn được nối;

b) *Theo hướng chịu ứng suất*: Ngoại trừ nội dung đề cập ở điểm 6.8.4.2.3, khoảng cách giữa các tim của 2 chốt liên tiếp nhau trên 1 dây nằm theo hướng chịu ứng suất và phân bố tải trọng tác dụng thì không được lớn hơn 16t hoặc 200mm (lấy trị số nhỏ hơn giữa chúng), nếu các bộ phận được nối chịu kéo hoặc cắt trượt.

c) *Liên kế với một cạnh mép*: Ngoại trừ các nội dung đề cập ở 6.8.4.2.3, khoảng cách giữa tim của hai chốt liên kế trên dây gắn sát và song song với cạnh mép của một bộ phận nối phía ngoài thì không được lớn hơn $(100 + 4t)$ hoặc 200mm (lấy trị số nhỏ hơn giữa chúng).

6.8.4.2.3. Khoảng cách bố trí lệch

Trường hợp các chốt nối được bố trí lệch với khoảng cách đều và cự ly ngang không quá 75mm thì khoảng cách lớn nhất giữa tim các chốt nối ở điểm 6.8.4.2.2b và 6.8.4.2.2c được tăng thêm 50%. Cự ly ngang đề cập ở trên được định nghĩa là khoảng cách ngang tối thiểu giữa tim các dây lỗ trong hàng liên kế.

6.8.4.2.4. Khoảng cách đến mép cạnh và đầu mút

Khoảng cách từ tim một chốt nối đến mép cạnh của một bộ phận nào đó phải không được nhỏ hơn $1,2d$, ở đây d là đường kính danh định của chốt hoặc của các bộ phận khác bị xuyên thủng. Khoảng cách nói trên cũng có thể đòi hỏi phải lớn hơn để thoả mãn yêu cầu ở điểm 6.8.4.3.5.

6.8.4.3. Cường độ (độ bền) của các bộ phận bằng thép trong mối nối

6.8.4.3.1. Đại cương

Mối nối thép phải được thiết kế ở trạng thái giới hạn phá hoại với yêu cầu về lâu dài không bị phá hỏng.

6.8.4.3.2. Cường độ (độ bền) của các bộ phận chịu kéo dọc trục

Trong một bộ phận chịu kéo dọc trục, ứng suất kéo σ_c phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\sigma_c = \frac{T_c}{a_c} \leq \frac{\sigma_t}{f_m f_n}$$

Trong đó:

T_c - Lực kéo lớn nhất tác dụng lên bộ phận hợp thành mỗi nối;

a_c - Diện tích chịu kéo được tính theo 6.8.4;

σ_t - Cường độ chịu kéo giới hạn tương thích; lấy theo bảng 6, 10 và 11;

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích; được tính theo 5.3.5. và phụ lục A;

f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hỏng về mặt kinh tế.

6.8.4.3.3. Cường độ của các bộ phận chỉ chịu cắt

Trong một bộ phận hợp thành mỗi nối chịu cắt, ứng suất cắt trung bình phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\tau_c = \frac{V_c}{n a_q} \leq \frac{\sigma_q}{f_m f_n}$$

Ở đây:

V_c - Lực lớn nhất tác dụng lên bộ phận đó;

a_q - Diện tích tiết diện của mặt chịu cắt, được tính theo 6.8.4;

n - Số mặt chịu tác dụng của lực cắt;

σ_q - Cường độ chịu cắt tương thích; được cho ở bảng 6, 10 và 11;

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích được xác định theo 5.3.3. và phụ lục A.

6.8.4.3.4. Cường độ của các bộ phận chịu kéo và cắt

Các bộ phận mỗi nối chịu tổ hợp cả lực kéo và cắt phải thỏa mãn các điều kiện ở 6.8.4.3.2. và 6.8.4.3.3. đồng thời tổ hợp ứng suất kéo và cắt phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)^2 + 2\left(\frac{\tau_c}{\sigma_q}\right)^2} \leq \frac{1}{f_m f_n}$$

Trong đó:

σ_c , σ_t , τ_c và σ_q đã được định nghĩa ở 6.8.4.3.2. và 6.8.4.3.3.

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích được xác định theo 5.3.3. và phụ lục A.

6.8.4.3.5. Cường độ (độ bền) của các bộ phận chịu tải

Áp lực chịu tải lớn nhất σ_b giữa các bộ phận liên kết với nhau phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sigma_b = \frac{V_c}{a_{cb}} \leq \frac{k_b \cdot \sigma_{bc}}{f_m \cdot f_n}$$

Ở đây:

V_c - Lực tác dụng lớn nhất được truyền đến mỗi bộ phận liên kết;

a_{cb} - Diện tích chịu lực tác dụng, được xác định theo 6.8.4;

$k_b = 4,0$ khi khoảng cách đến đầu mút $\geq 3d_c$

$k_b = 1,92$ khi khoảng cách đến đầu mút $= 1,2d_c$

(giữa 2 trị số trên, k_b có thể nội suy bậc nhất tùy theo khoảng cách đến đầu mút);

d_c - Đường kính danh định của chốt nối xuyên qua bộ phận liên kết;

σ_{bc} - Cường độ chịu tải tương thích (lấy theo bảng 6, 10, 11);

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích được xác định theo 5.3.3. và phụ lục A.

Đối với các bộ phận liên kết với một cạnh mép (theo hướng của ứng suất) thì khả năng chịu tải bị triệt giảm chỉ áp dụng cho các bộ phận liên kết với cạnh mép (ở những chỗ khoảng cách đến cạnh mép nhỏ hơn $3d_c$). Phụ thuộc vào các điều khoản ở 6.8.4.3.6. khả năng chịu tải tổng cộng của các bộ phận được tính bằng tổng khả năng chịu tải đầy đủ (không bị triệt giảm - ND) của các bộ phận cách xa cạnh mép cộng với khả năng chịu tải bị triệt giảm của bộ phận liên kết với cạnh mép.

6.8.4.3.6. Các mối nối làm việc lâu dài

Cường độ của tất cả các bộ phận đã xác định theo 6.8.4.3.2. đến 6.8.4.3.5. phải được triệt giảm bằng cách nhân với một hệ số k_r ở những trường hợp có khoảng cách L (theo hướng truyền lực và phân bố tải trọng tác dụng) giữa tâm các chốt cuối của một mối nối lớn hơn $15d_c$.

$$k_r = \frac{1 - (L - 15d_c)}{200} \text{ nhưng } k_r \geq 0,75$$

6.8.4.4. Các bộ phận chịu uốn

6.8.4.4.1. Đại cương

Những bộ phận mối nối chịu các lực tác dụng gây uốn có thể xem như hoàn toàn bị hạn chế oằn ngang khi bị đất bao bọc toàn bộ (đất được xem như tạo ra sự hạn chế hoàn toàn theo chiều ngang).

Mô đun chống uốn và mô men quán tính của tiết diện mỗi bộ phận chịu uốn phải được tính theo 6.8.4. có xét đến các lỗ liên kết hoặc các nguyên nhân khác làm giảm kích thước của bộ phận đó.

6.8.4.4.2. Cường độ chịu uốn một trục (một chiều) của các bộ phận mối nối

Đối với một bộ phận chịu uốn một trục thì sức chống uốn M_d của chúng phải thỏa

mãn điều kiện sau:

$$M_d = \frac{\sigma_t \cdot z}{f_m \cdot f_n} \geq M$$

Trong đó:

M - Mô đun uốn lớn nhất trong bộ phận mối nối;

σ_t - Cường độ chịu kéo tương thích ở bảng 6, 10 và 11;

z - Mô đun của tiết diện được tính theo 6.8.4.4.

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích được tính theo 5.3.3. và phụ lục A;

f_n - Hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hoại về mặt kinh tế.

6.8.4.4.3. Cường độ chịu uốn hai trục của bộ phận mối nối

Trong trường hợp một bộ phận chịu uốn theo cả hai trục thì phải có:

$$\frac{M_{x \max}}{M_{d,x}} + \frac{M_{y \max}}{M_{d,y}} \geq 1,0$$

Trong đó:

M_x, M_y - Các mô men uốn lớn nhất cùng xảy ra đối với các trục X - X; Y - Y;

$M_{d,x}, M_{d,y}$ - Sức chịu uốn tương ứng được tính theo 6.8.4.4.2.

6.8.4.5. Các bộ phận mối nối chịu tổ hợp uốn và kéo dọc trục

Ở mỗi tiết diện phải có:

$$\frac{T_c}{a_c} + \frac{M_x}{z_x} + \frac{M_y}{z_y} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n}$$

Trong đó:

T_c và a_c đã được định nghĩa ở 6.8.4.3.2;

M_x, M_y - Mô đun chống uốn của tiết diện bộ phận mối nối đối với các trục X - X và Y - Y được tính theo 6.8.4.4;

σ_t - Cường độ chịu kéo tương thích (theo bảng 6, 10 và 11);

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích, được xác định theo 5.3.3. và phụ lục A.

6.8.4.6. Các bộ phận mối nối chịu tổ hợp uốn và cắt

Ở mỗi tiết diện phải có:

$$\sqrt{\sigma_{ct}^2 + 3\tau^2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n}$$

hoặc

$$\sqrt{\sigma_{cc}^2 + 3\tau^2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n}$$

Ở đây:

σ_{ct}, σ_{cc} - Ứng suất uốn lớn nhất ở thớ biên về kéo và nén;

τ - Ứng suất cắt lớn nhất tồn tại đồng thời;

σ_t - Cường độ chịu kéo tương thích (theo bảng 6, 10 và 11);

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích, được xác định theo 5.3.3 và phụ lục A.

6.8.4.7. Các bộ phận mối nối chịu tổ hợp uốn, ép và cắt

Ở mỗi tiết diện phải có:

$$\sqrt{\sigma_{ct}^2 + \sigma_b^2 + \sigma_{ct} \cdot \sigma_b + 3\tau^2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n}$$

hoặc:

$$\sqrt{\sigma_{cc}^2 + \sigma_b^2 + \sigma_{cc} \cdot \sigma_b + 3\tau^2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n}$$

Trong đó:

$\sigma_{ct}, \sigma_{cc}, \sigma_b$ và τ - Ứng suất uốn, ép và cắt lớn nhất cùng tồn tại;

σ_t - Cường độ chịu kéo tương thích theo bảng 6, 10 và 11;

f_m - Hệ số vật liệu riêng phần tương thích, được xác định theo 5.3.3. và phụ lục A.

f_n - Hệ số xét đến hậu quả phá hoại về mặt kinh tế.

6.8.4.8. Xác định cường độ các mối nối thép và thử tải mối nối

Khả năng chịu tải của các bộ phận mối nối có thể được xác định bằng cách thử tải và phân tích thống kê một số mẫu tương xứng.

6.9. TƯỜNG ĐẤT CHÈN CỐT

Đất chèn cốt được sử dụng nhiều ở châu Âu lục địa và Hoa Kỳ để xây dựng các tường chắn tạm thời hoặc vĩnh cửu. Hiện tại kỹ thuật này chưa được sử dụng nhiều ở Anh.

Đất chèn cốt nói chung thường được sử dụng làm tường gia cố nền đào. Việc xây dựng một tường đất chèn cốt bao gồm việc tiếp tục gia cường một mặt đào đã được đào lộ ra (xem 9.3.7).

Tăng cường theo công nghệ này là nhằm chèn vào đất một kiểu thanh neo, chủ yếu làm việc ở tình trạng chịu kéo; các thanh này thường được bố trí thẳng góc với mặt đào hoặc hơi nghiêng xuống.

Bằng cách sử dụng phương pháp này và làm từ trên xuống, một khối đất có cốt dần dần được tạo ra. Để tránh đất giữa các chỗ đóng cốt trở nên mất ổn định, có khi cần phải làm mặt tường (thường làm bằng bê tông phun). Mặt tường có thể làm thẳng đứng hoặc được đập vổ và cũng có thể gồm cả các bậc cấp (xem hình 44).

Một khi đã được xây dựng, tường đất chèn cốt sẽ làm việc tương tự như một tường đất có cốt. Mặc dù vậy, sự khác nhau chủ yếu giữa chúng được tạo ra là do việc xây dựng tường chèn cốt sẽ được tiến hành đào dần từ trên xuống và chèn cốt vào đất tại chỗ; trong khi đối với tường đất có cốt lại được xây dựng bằng cách rải lần lượt kế tiếp các lớp vật liệu đắp và cốt. Do cách thi công như vậy nên một tường chèn cốt khó có thể được xây dựng dưới mức nước ngầm. Trong trường hợp này, sẽ cần phải áp dụng các cách làm đặc biệt, chẳng hạn như cho chạy bơm để hạ mức nước ngầm hoặc tìm cách tháo nước.

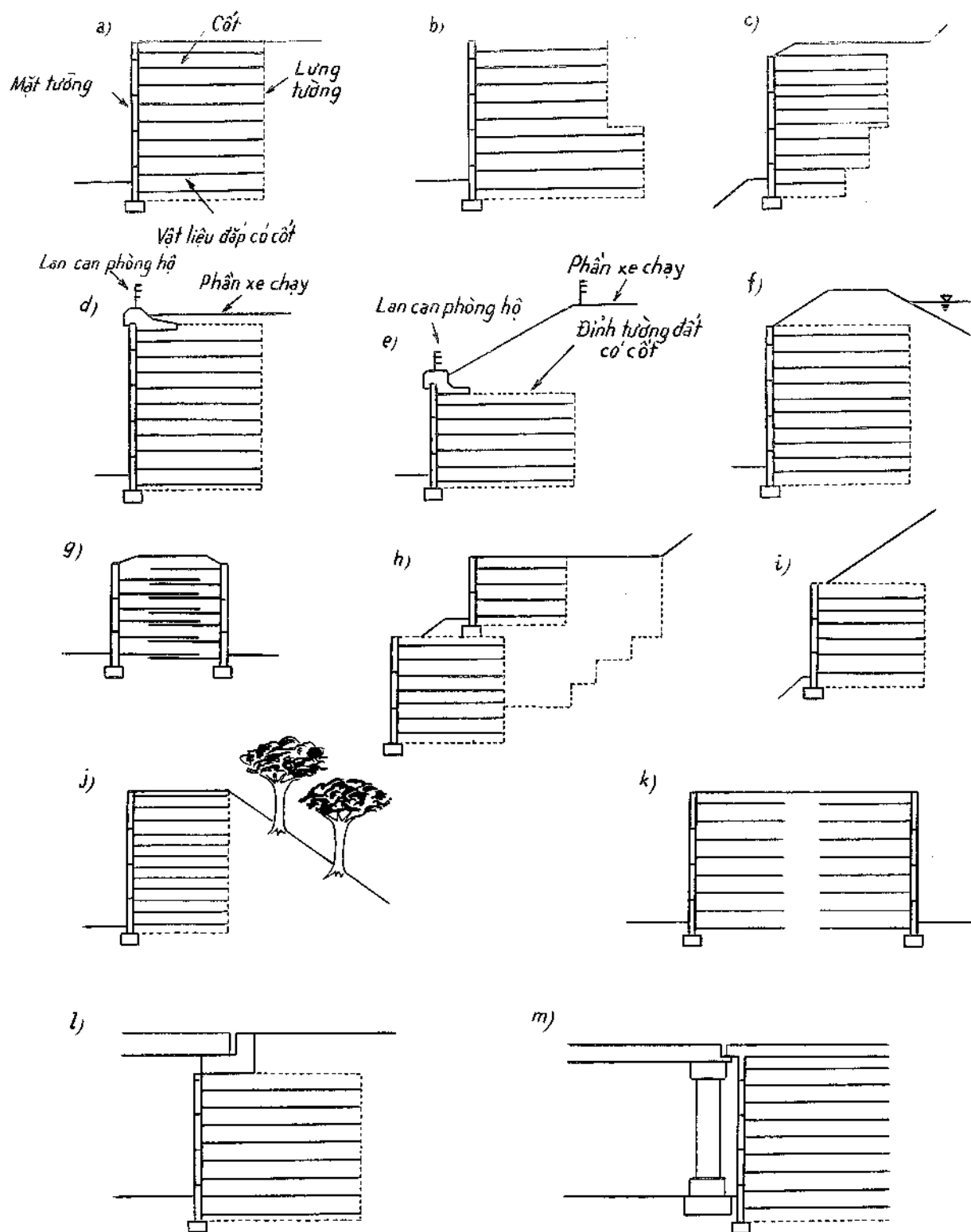
Cốt chèn có thể được lắp đặt theo hai cách chính:

- a) Bằng cách khoan và tiếp đó đổ vữa xi măng hoặc vữa ba ta vào từng lỗ đã khoan trước;
- b) Bằng phương pháp gõ đóng, khoan rung hoặc công nghệ bắn thanh cốt cắm vào đất.

Các thanh cốt thường làm bằng thép, dù rằng cũng đã sử dụng các vật liệu khác. Trong trường hợp tăng cường bằng bê tông phun thì bề dày tính toán của mặt tường phụ thuộc chủ yếu vào sơ đồ bố trí lưới cốt chèn nhưng khối lượng thực thi bê tông phun thường lớn hơn, bởi vì thường phải đào quá mặt cắt thiết kế. Không giống các công nghệ khác (ví dụ như công nghệ đất có cốt) việc xây dựng tường đất chèn cốt có liên quan đến một vấn đề mang tính quyết định, đó là phải chú trọng đến sự ổn định cục bộ hoặc toàn bộ mái dốc trong giai đoạn thi công. Độ ổn định có thể bị giảm thấp trong suốt giai đoạn thi công khi mà tường chỉ được làm sau cùng. Độ ổn định cục bộ của mái dốc nền đào trong suốt giai đoạn thi công nền đất sẽ phụ thuộc trực tiếp vào chiều cao đào đất.

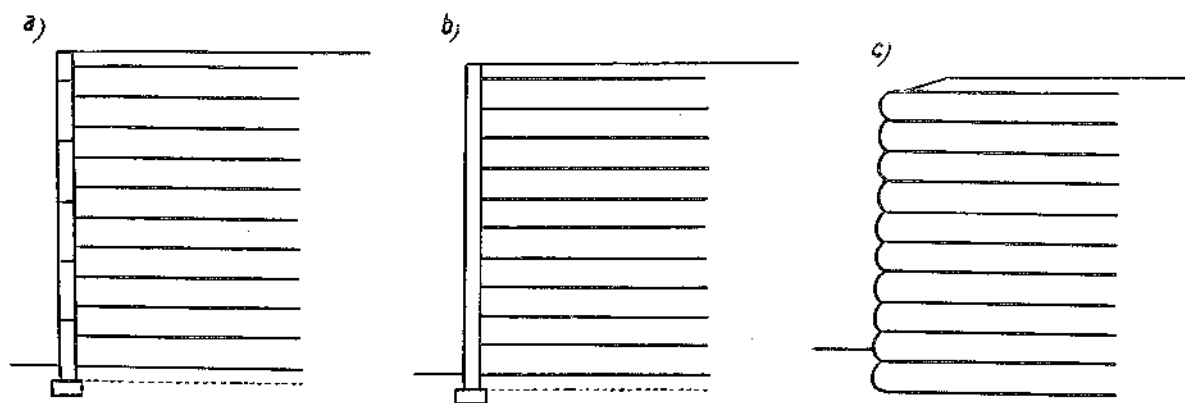
Công nghệ đất chèn cốt là thích hợp hơn đối với việc tăng cường và sửa chữa tường chắn.

Về tình hình phát triển công nghệ này và các phương pháp thiết kế có thể tham khảo ở các tài liệu khác ([34], [35], [36]). Trong dự án nghiên cứu cấp quốc gia "Clouterre" của Pháp có cung cấp các chi tiết về việc thực thi tại hiện trường loại công trình này.



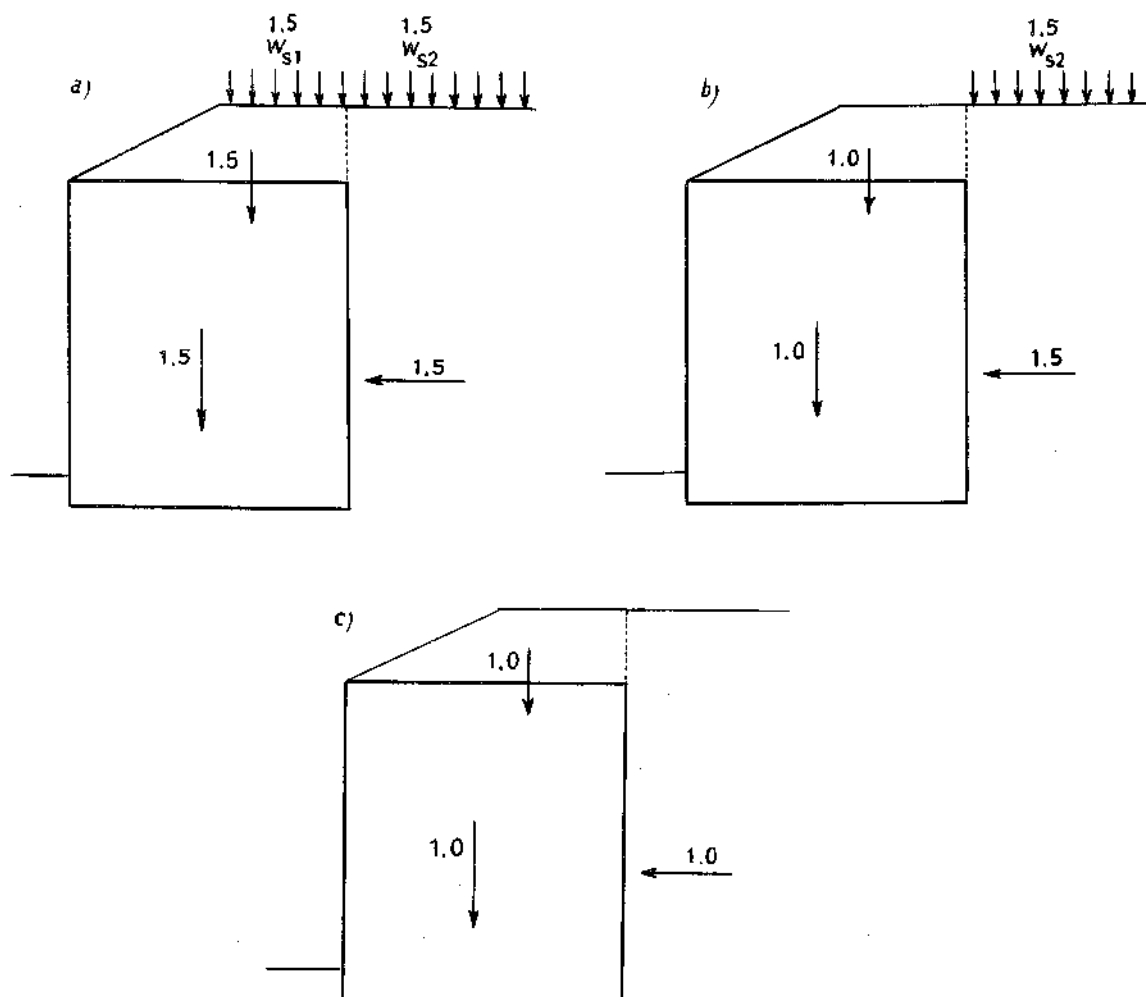
Hình 15. Các định nghĩa và các loại tường hoặc móng cầu

a. Định nghĩa; b. Tường giạt cấp; c. Tường hình bậc thang; d. Tường chắn đến vai đường; e. Tường chắn lưng chừng; f. Đập nước; g. Tường ngàm; h. Tường chống tường; i. Mái dốc vô hạn; j. Tường chống ồn; k. Tường đối lưng; l. Mố cầu bằng đất có cốt; m. Mố hỗn hợp.



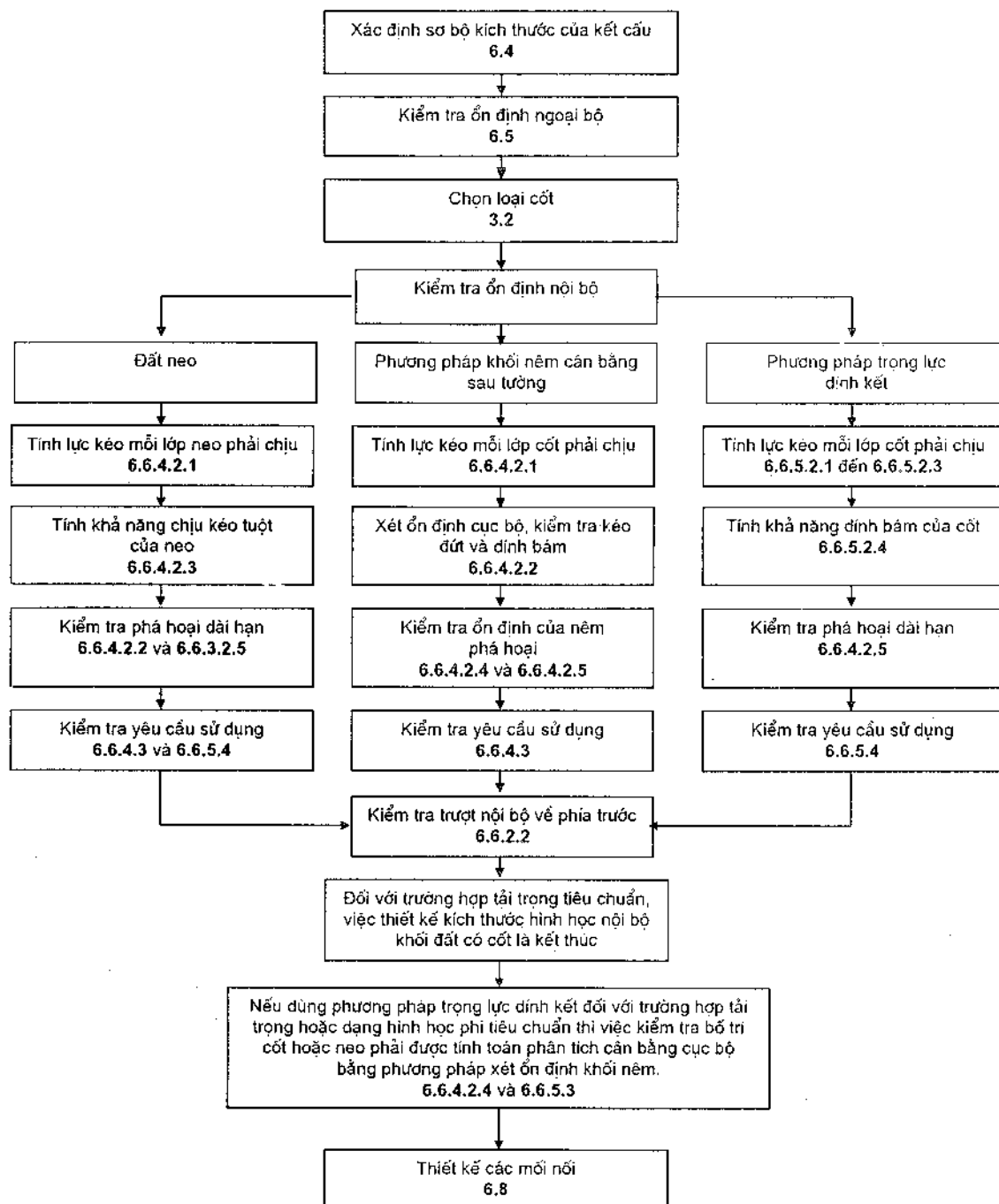
Hình 16. Các loại tường thông thường dùng cho kết cấu dầm cột

a. Tầm rời; b. Tầm liền (suốt chiều cao); c. Mặt tường bọc cuộn.

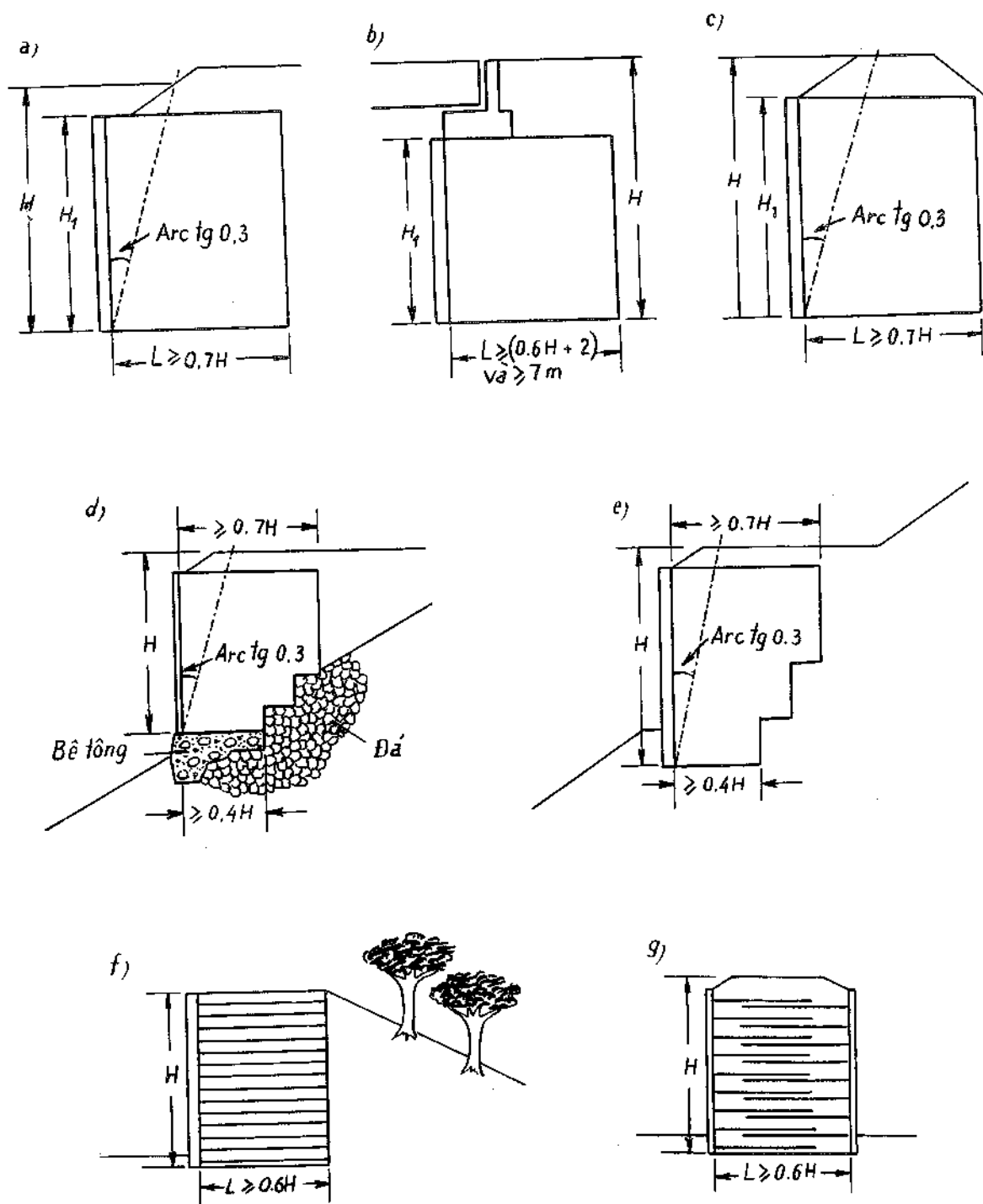


Hình 17. Các tổ hợp tải trọng và các hệ số tải trọng tương ứng (xem bảng 17)

a. Kiểm toán ổn định ngoại bộ và ổn định nội bộ; b. Kiểm toán ổn định ngoại bộ và ổn định nội bộ;
c. Kiểm toán lún và kiểm toán yêu cầu sử dụng.

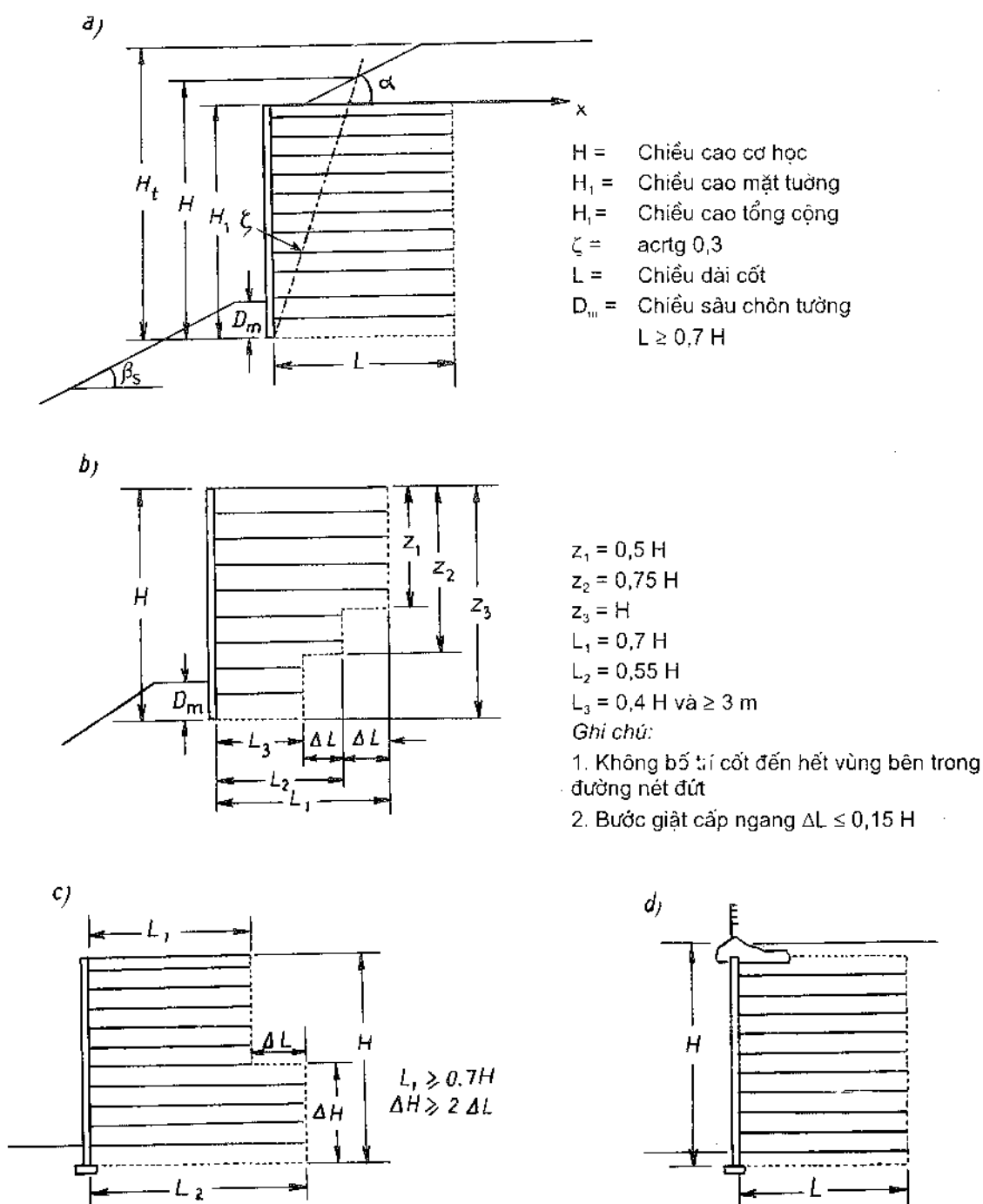


Hình 18. Trình tự thiết kế tường đất có cốt



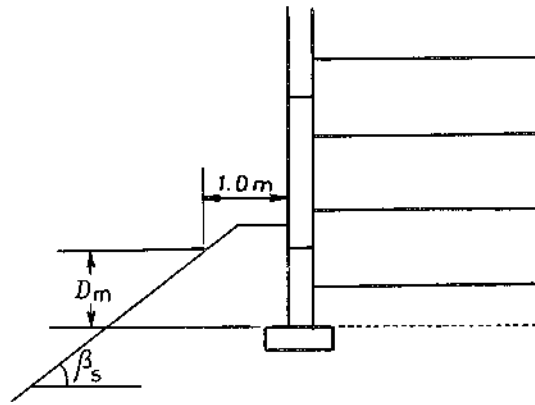
Hình 19. Xác định sơ bộ kích thước của các kết cấu đất có cốt

a. Tường lưng chừng; b. Mố cầu; c. Đập; d. Tường hình bậc thang; e. Tường hình bậc thang;
f. Tường chắn chống ồn; g. Tường ngăn.

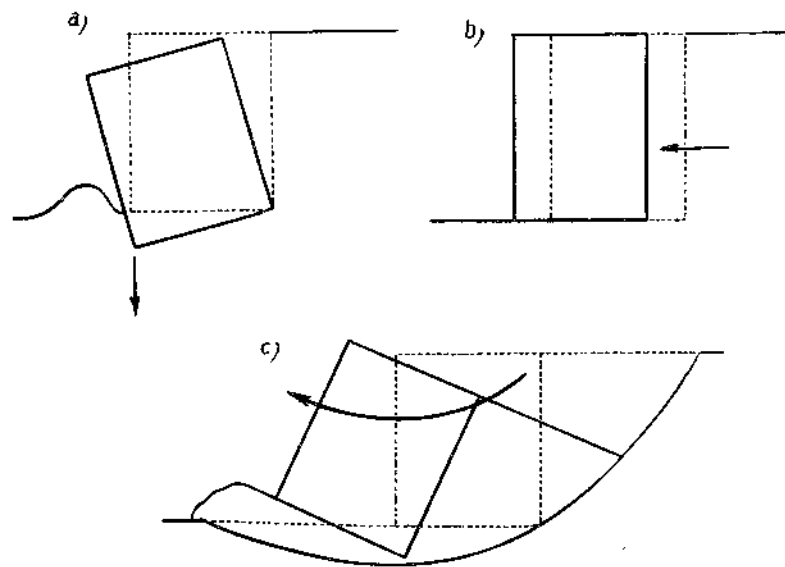


Hình 20. Định kích thước tường có dạng hình học khác nhau

a. Mặt cắt chữ nhật; b. Mặt cắt hình thang; c. Mặt cắt giạt cấp; d. Tường có lan can phòng hộ.

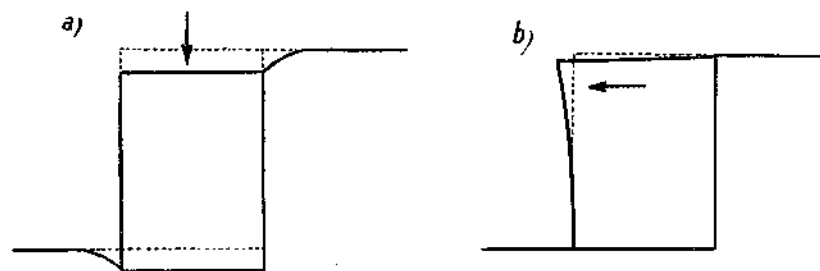


Hình 21. Định nghĩa về độ chôn tường, D_m



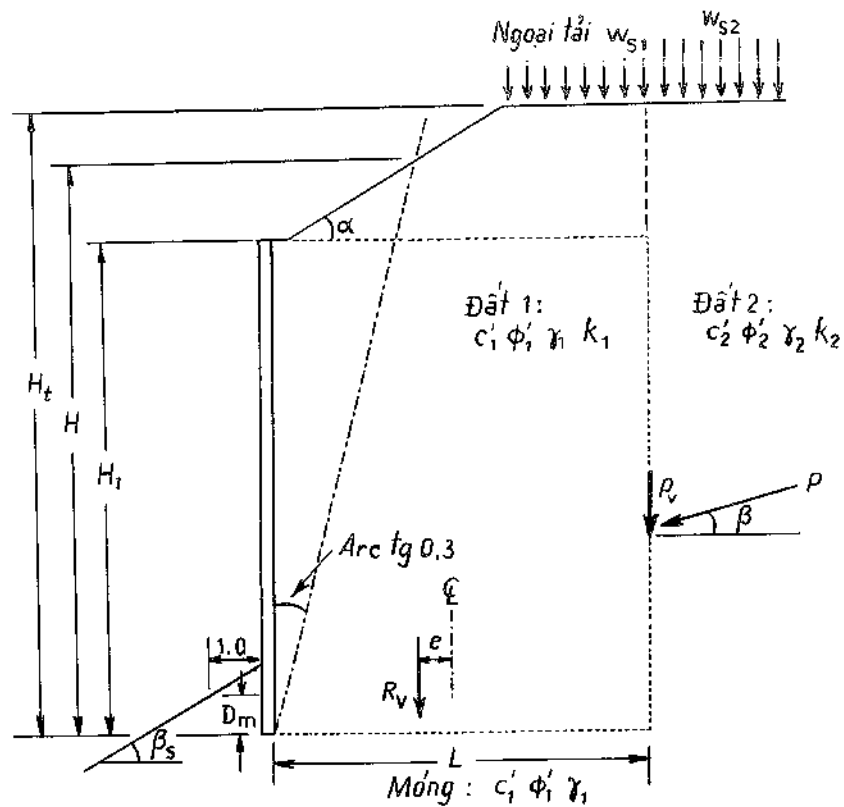
Hình 22. Trạng thái giới hạn phá hoại về ổn định ngoại bộ

a. Phá hoại do không đủ sức chịu tải và nghiêng lật; b. Trượt về phía trước; c. Phá hoại trượt.



Hình 23. Trạng thái giới hạn sử dụng về ổn định ngoại bộ và nội bộ

a. Lún; b. Tường bị biến dạng.

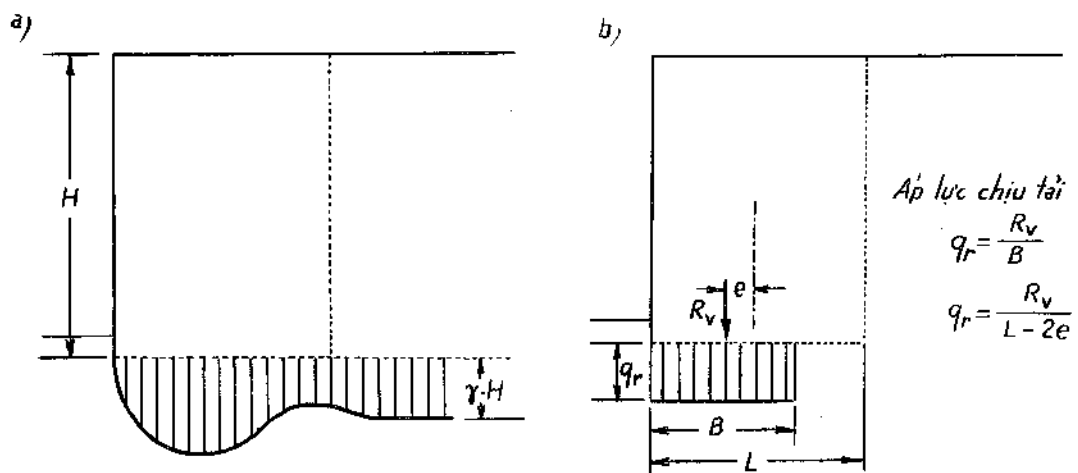


Ghi chú:

Với phương pháp cân bằng khối nêm sau tường $\beta = 0$

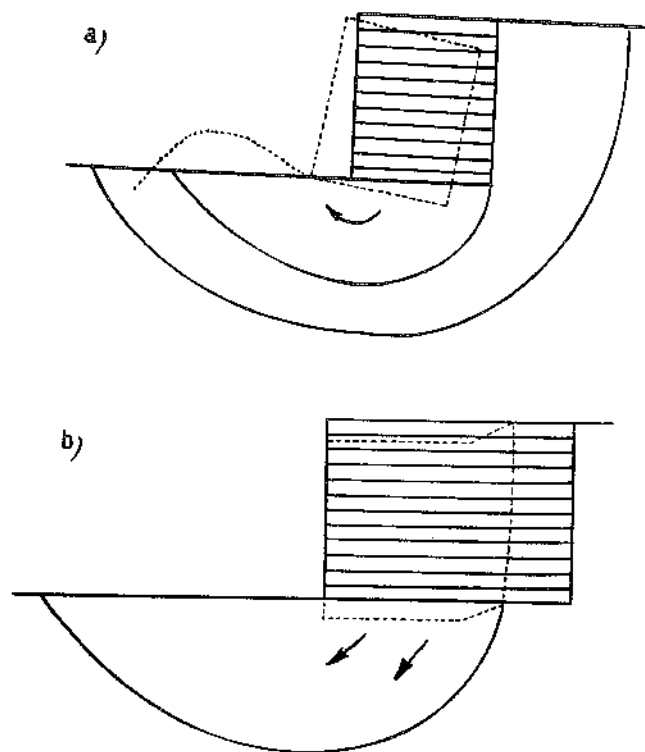
Với phương pháp trọng lực dính kết $\beta = (1.2 - L/H) \phi_2'$

Hình 24. Định nghĩa về các chỉ tiêu của đất và vẽ các tải trọng chính



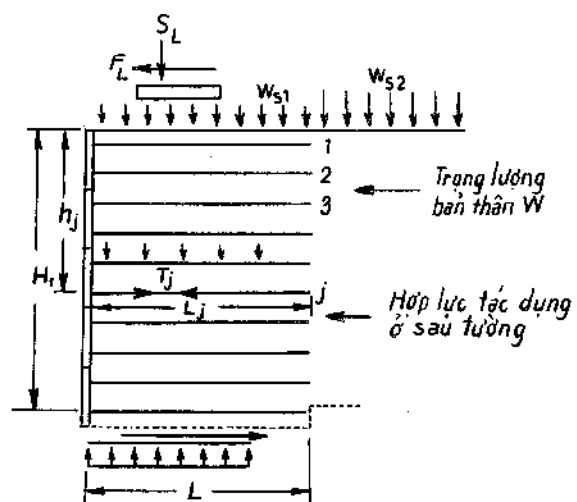
Hình 25. Phân bố áp lực theo đáy tường

a. Áp lực tác dụng tại đáy tường; b. Áp lực đáy tường phải chịu được lý tưởng hóa.

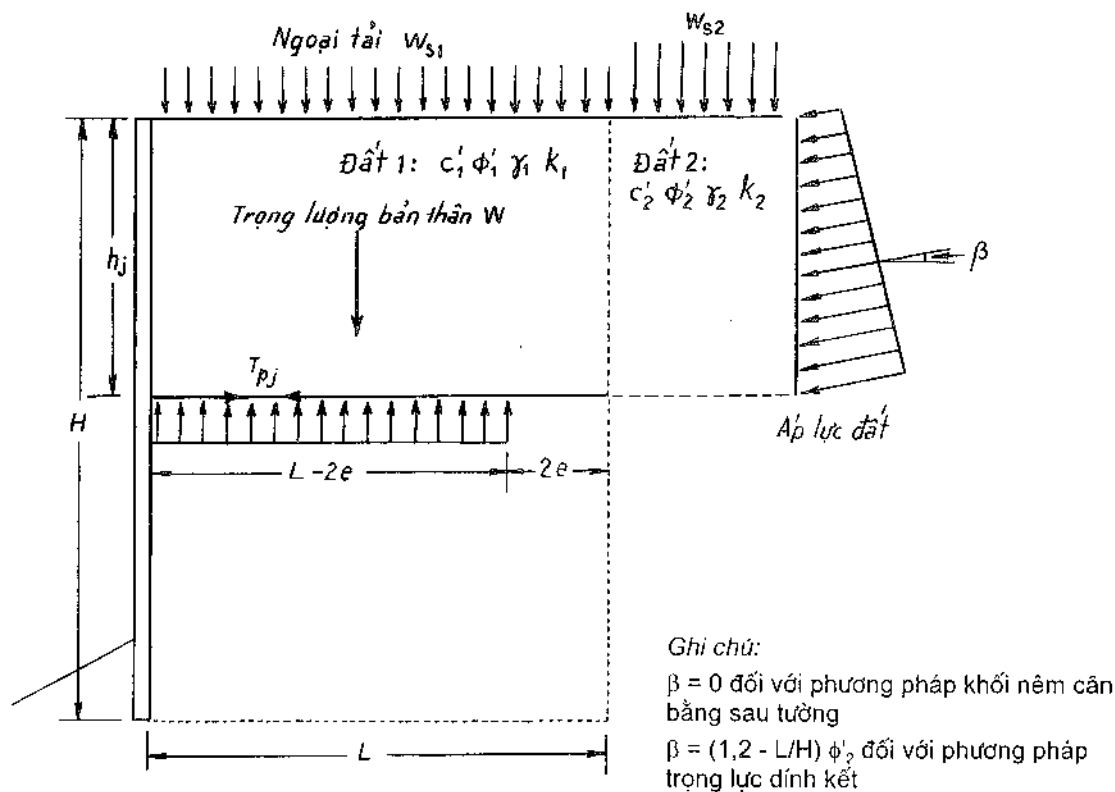


Hình 26. Các loại mặt trượt phá hỏng

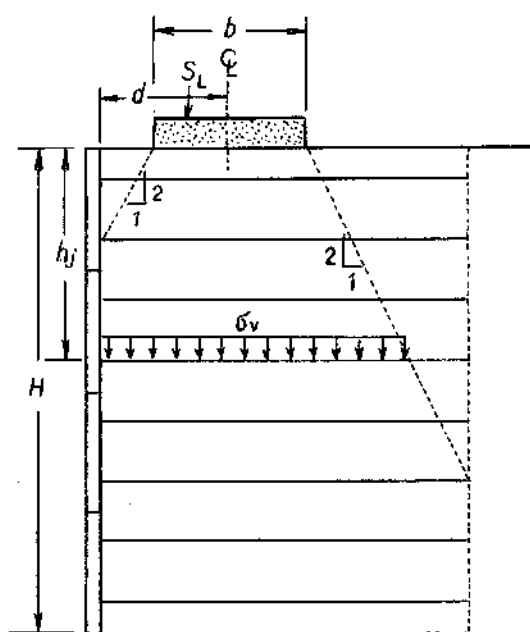
a. Mặt trượt nằm ngoài kết cấu ($L < H$); b. Mặt trượt cắt qua kết cấu ($L > H$).



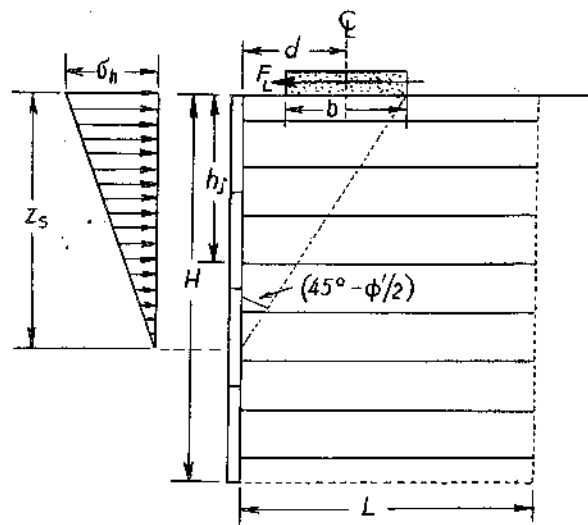
Hình 27. Các tác động phải xét đến khi kiểm toán ổn định



Hình 28. Ứng suất (áp lực) gây ra do trọng lượng bản thân, ngoại tải và đất đắp sau tường

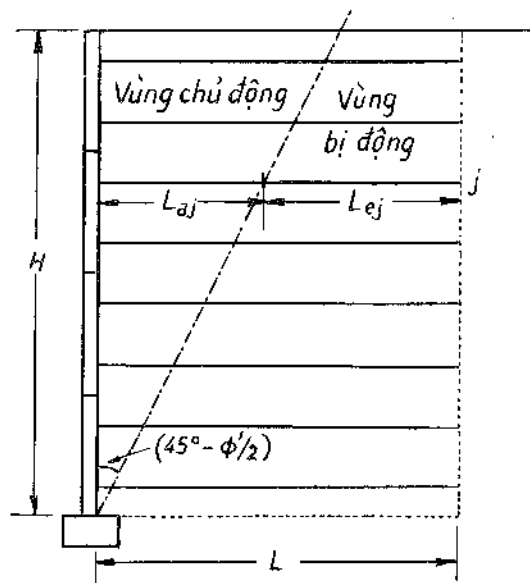


Hình 29. Phân bố của tải trọng hình băng thẳng đứng trong khối đất có cốt theo phương pháp khối nêm cân bằng sau tường

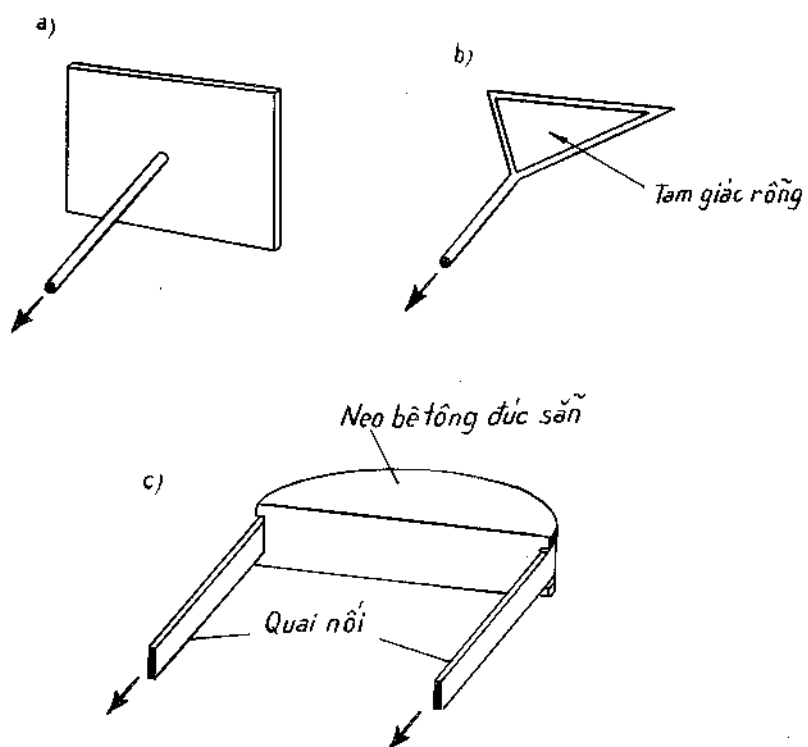


$$z_s = \frac{d+b/2}{\tan(45^\circ - \phi'/2)}; \sigma_h = \frac{2F_L \tan(45^\circ - \phi'/2)}{d+b/2}$$

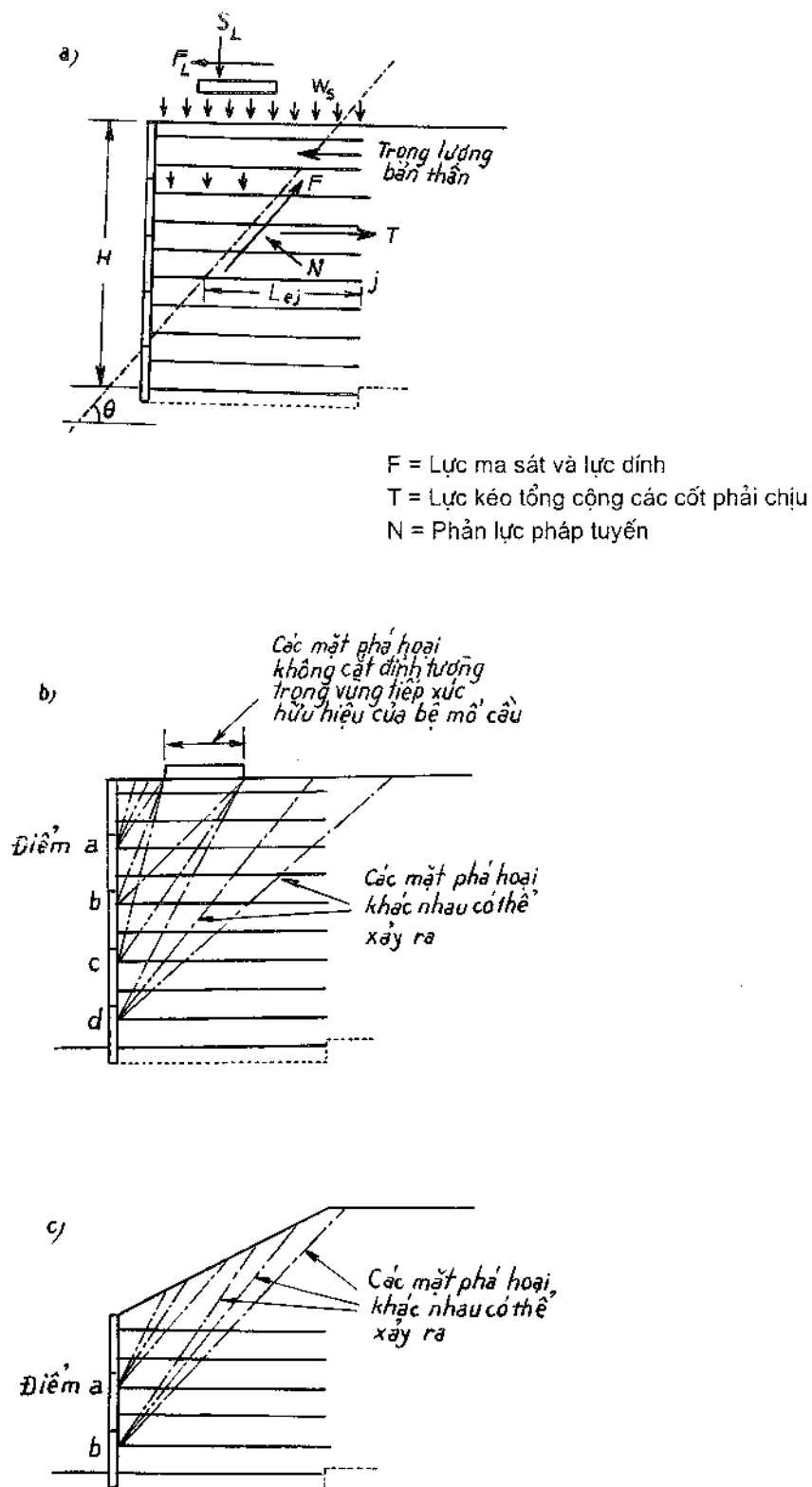
Hình 30. Phân bố lực cắt nằm ngang trong khối đất có cốt theo phương pháp khối nêm cân bằng sau tường



Hình 31. Xác định khả năng dính bám của cốt theo phương pháp khối ném cân bằng sau tường

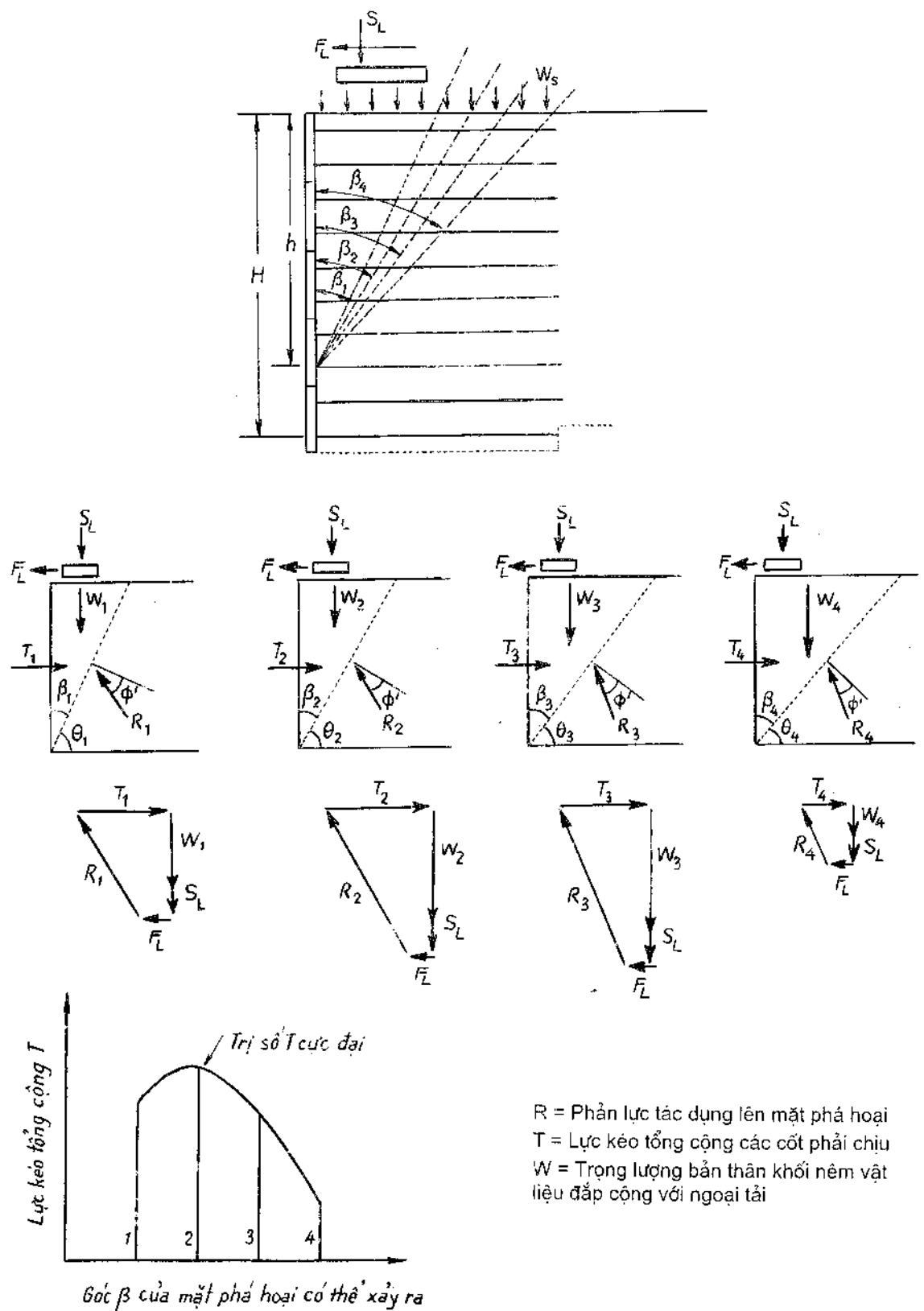


Hình 32. Các loại neo dất có cốt
a. Nem tấm; b. Neo tam giác; c. Neo quai.

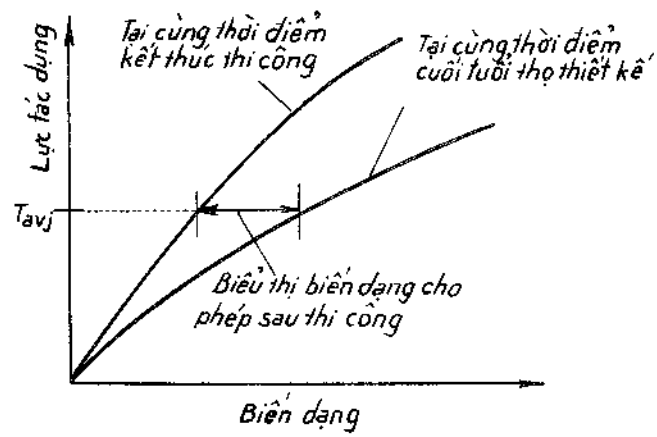


Hình 33. Kiểm toán ổn định khối nêm nội bộ

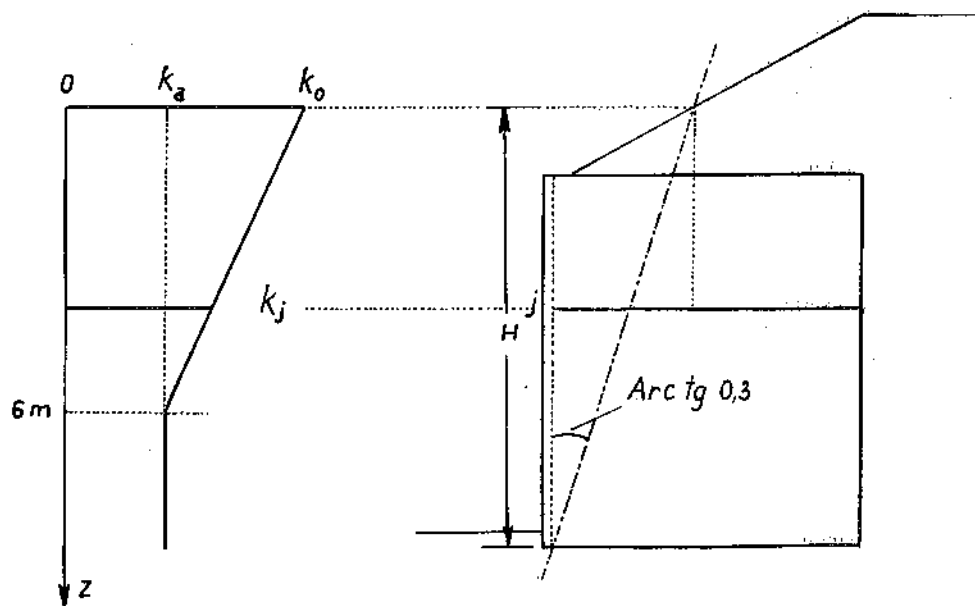
a. Các lực được xét đến; b. Các mặt phẳng phá hoại khác nhau có thể xảy ra.



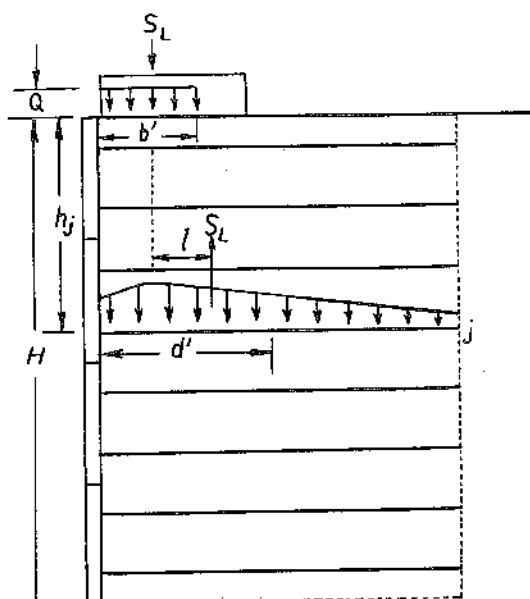
Hình 34. Phân tích ổn định khối nêm nội bộ đối với bài toán đơn giản



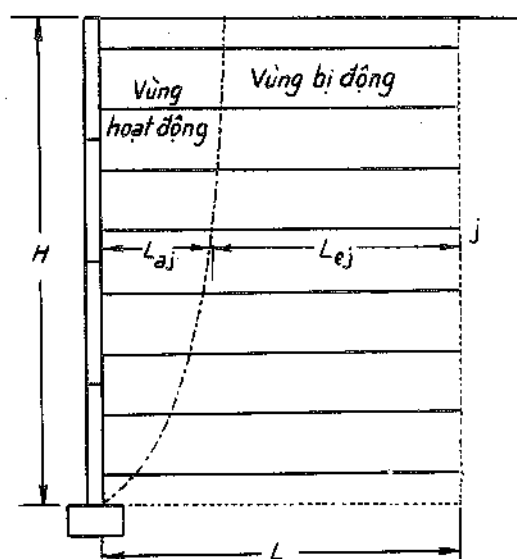
Hình 35. Dự tính biến dạng sau thi công dưới tác dụng của lực T_{avj}



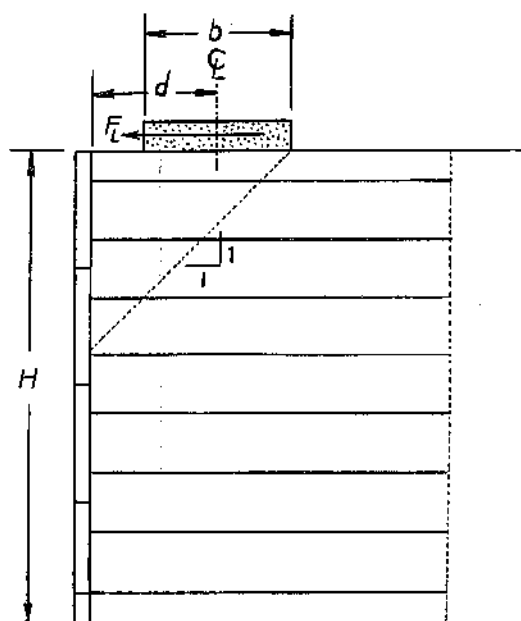
Hình 36. Sự biến đổi hệ số áp lực đất theo chiều sâu theo phương pháp trọng lực dính kết (Phương pháp Rankine - ND)



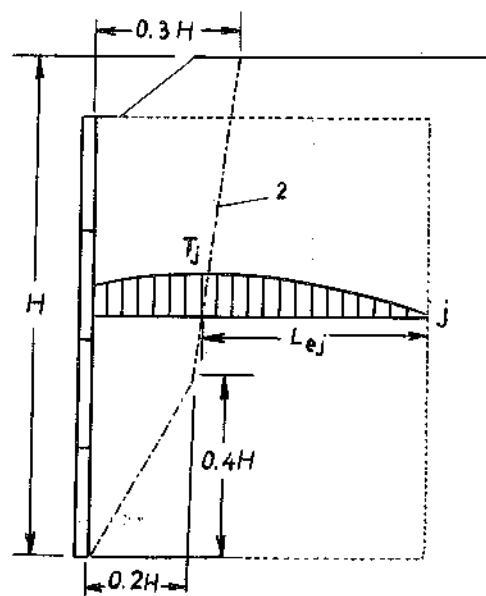
Hình 37. Phân bố tải trọng thẳng đứng hình băng trong đất có cốt theo phương pháp trọng lực dính kết



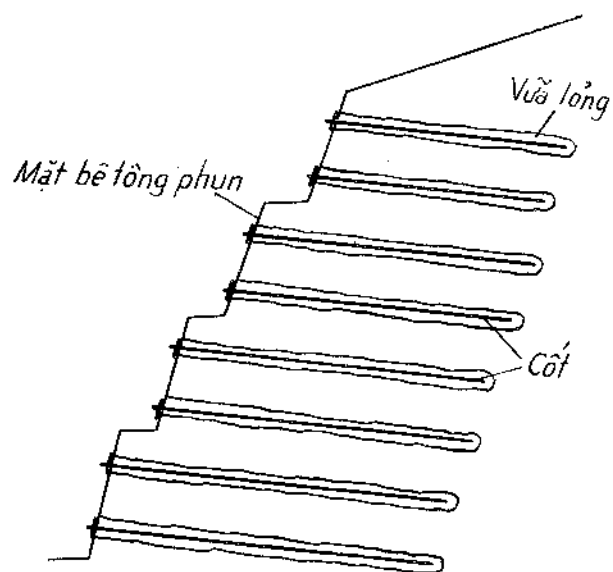
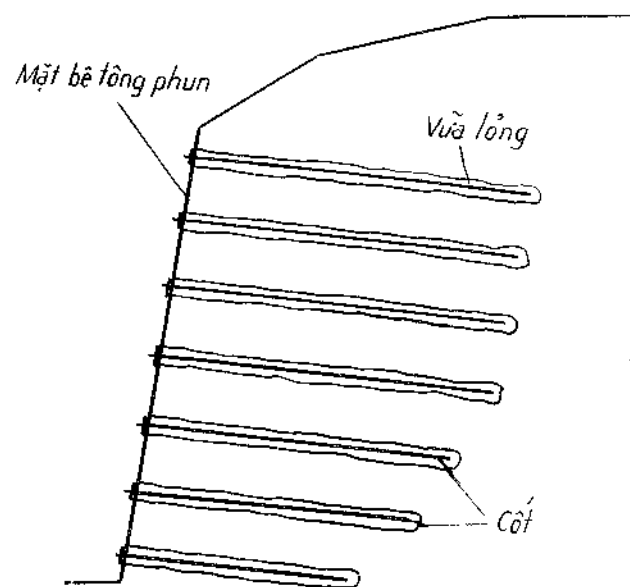
Hình 39. Đường lực kéo lớn nhất đối với tường chắn theo phương pháp trọng lực dính kết



Hình 38. Phân bố lực cắt nằm ngang trong khối đất có cốt theo phương pháp trọng lực dính kết



Hình 40. Định nghĩa về đường lực kéo lớn nhất (đường 2) theo phương pháp trọng lực dính kết; Tường chắn nằm ngoài phạm vi tác dụng của tải trọng hình băng



Hình 44. Tường đất chèn cốt

PHỤ LỤC

Phụ lục 1 - Trị số tính toán của dung trọng γ , lực dính C, góc nội ma sát φ và mô đun biến dạng E của đất

Loại đất		Hệ số rỗng e_0	Độ ẩm tự nhiên W_0 (%)	Độ ẩm ở giới hạn dẻo W_p (%)	Dung trọng γ (t/m^3)	Lực dính tính toán C (t/m^2)	Góc nội ma sát tính toán φ (độ)	Mô đun biến dạng tính toán E (t/m^2)
Đất loại cát (đất rời)	Cát hạt lớn	0,4 ÷ 0,5	15 ÷ 18	-	2,05	0	40	4600
		0,5 ÷ 0,6	19 ÷ 22	-	1,95	0	38	4000
		0,6 ÷ 0,7	23 ÷ 25	-	1,90	0	36	3300
	Cát hạt trung	0,4 ÷ 0,5	15 ÷ 18	-	2,05	0	38	4600
		0,5 ÷ 0,6	19 ÷ 22	-	1,95	0	36	4000
		0,6 ÷ 0,7	23 ÷ 25	-	1,90	0	33	3300
	Cát hạt nhỏ	0,4 ÷ 0,5	15 ÷ 18	-	2,05	0	36	3700
		0,5 ÷ 0,6	19 ÷ 22	-	1,95	0	34	2800
		0,6 ÷ 0,7	23 ÷ 25	-	1,90	0	30	2400
	Cát bụi	0,5 ÷ 0,6	15 ÷ 18	-	2,05	0,5	34	1400
		0,6 ÷ 0,7	19 ÷ 22	-	1,95	0,3	32	1200
		0,7 ÷ 0,8	23 ÷ 25	-	1,90	0,2	26	1000
Đất loại sét (đất dính)	Đất á sét (đất dính)	Đất á sét bụi	0,4 ÷ 0,5	< 9,4	2,10	0,6	28	1800
			0,5 ÷ 0,6		2,00	0,5	26	1400
			0,6 ÷ 0,7		1,95	0,2	25	1100
		Đất á sét nhẹ	0,4 ÷ 0,5	9,5 ÷ 12,4	2,10	0,7	23	2300
			0,5 ÷ 0,6		2,00	0,5	22	1600
			0,6 ÷ 0,7		1,95	0,3	21	1300
		Đất á sét	0,4 ÷ 0,5	12,5 ÷ 15,4	2,10	2,5	22	4500
			0,5 ÷ 0,6		2,00	1,5	21	2100
			0,6 ÷ 0,7		1,95	1,0	20	1500
			0,7 ÷ 0,8		1,90	0,5	19	1200
		Đất á sét	0,5 ÷ 0,6	15,5 ÷ 18,4	2,00	3,5	20	3900
			0,6 ÷ 0,7		1,95	1,5	19	1800
			0,7 ÷ 0,8		1,90	1,0	18	1500
			0,8 ÷ 0,9		1,85	0,8	17	1300
		Đất á sét nặng	0,9 ÷ 1,0		1,80	0,5	16	800
			0,6 ÷ 0,7	18,5 ÷ 22,4	1,95	4,0	18	3300
			0,7 ÷ 0,8		1,90	2,5	17	1900
			0,8 ÷ 0,9		1,85	2,0	16	1300
			0,9 ÷ 1,0		1,80	1,0	15	900
	Đất sét		0,7 ÷ 0,8	22,5 ÷ 26,4	1,90	6,0	16	2800
			0,8 ÷ 0,9		1,85	3,0	15	1600
			0,9 ÷ 1,0		1,75	2,5	14	1100
			0,8 ÷ 0,9	26,5 ÷ 30,4	1,85	6,5	14	2400
			0,9 ÷ 1,1		1,75	3,5	13	1400

Chú thích:

1) Tỷ trọng sử dụng bình quân: Đất cát: $2,60 t/m^3$; Đất á cát: $2,70 t/m^3$.

Đất á sét: $2,71 t/m^3$; Đất sét: $2,74 t/m^3$.

Giả định nước chiếm 90% lỗ rỗng của đất để tính dung trọng.

2) Trị số E của cát hạt lớn và cát hạt trung cho trong bảng là mô đun biến dạng khi hệ số không đồng đều $k = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 3$; khi $k > 5$ thì trị số E cho trong bảng phải giảm đi 2/3, khi $k = 3 \div 5$ thì phải nội suy để xác định E. d_{60} và d_{10} là cỡ hạt mà hàm lượng các hạt nhỏ hơn nó chiếm 60% và 10%.

Phụ lục 2 - Xác định chỉ tiêu cơ lý phân loại nền (lớp đất đồng nhất)

Phân loại lớp đất	Tên lớp đất	Chỉ tiêu cơ lý của đất						
		Cung độ lớp đất (t/m^2)	Môđun ép co (kg/cm^2)	Chỉ số dẻo I_p	Độ rỗng tự nhiên e_0	Độ sệt B	Độ chặt	Loại nền đất
Nham thạch	Nền đá							I
Đất đá sỏi đá ba	Sỏi cuội, đá ba	35 ÷ 60					Chặt	I
Đất loại cát (đất rời)	Cát to, cát trung	15 ÷ 45					Chặt vừa ÷ chặt	II
	Cát to, cát trung	<15					Xốp rời ÷ kém chặt	III
	Cát nhỏ, cát bột	8 ÷ 15					Chặt vừa	III
	Cát nhỏ, cát bột bão hòa	15 ÷ 20					Chặt vừa ÷ chặt	III
	Cát nhỏ, cát bột bão hòa	<15					Xốp rời ÷ chặt vừa	IV
Đất loại sét (đất dính)	Đất á cát	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$1,0 < W_n \leq 7,0$	$e_0 \leq 0,7$	-	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất á sét	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$7 < W_n \leq 9,5$	$e_0 \leq 0,95$	< 1,2	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất á sét	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$9,5 < W_n \leq 12$	$e_0 \leq 0,90$	< 1,2	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất á sét	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$12 < W_n \leq 17$	$e_0 \leq 0,85$	< 1,2	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất sét	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$17 < W_n \leq 21$	$e_0 \leq 0,95$	< 1,2	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất sét	15 ÷ 35	40 ÷ 300	$W_n > 21$	$e_0 \leq 1,05$	< 1,2	Đẻo cứng ÷ cứng	II
	Đất á cát	10 ÷ 15	< 40	$1,0 < W_n \leq 7$	-	-	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất á sét	10 ÷ 15	< 40	$7 \leq W_n \leq 9,5$	$0,95 < e_0 \leq 1,30$	< 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất á sét	10 ÷ 15	< 40	$9,5 \leq W_n \leq 12$	$0,90 < e_0 \leq 1,30$	< 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất á sét	10 ÷ 15	< 40	$12 < W_n \leq 17$	$0,85 < e_0 \leq 1,3$	< 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất á sét	10 ÷ 15	< 40	$7 < W_n \leq 17$	$e_0 < 1,0$	> 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất sét	10 ÷ 15	< 40	$17 < W_n \leq 21$	$0,95 < e_0 \leq 1,3$	< 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất sét	10 ÷ 15	< 40	$W_n > 21$	$1,05 < e_0 \leq 1,3$	< 1,2	Đẻo mềm ÷ cứng	III
	Đất á sét	<10	< 40	$7 < W_n \leq 12$	$e_0 \geq 1,0$	> 1,2	Trạng thái chảy	IV
	Đất sét	<10	< 40	$W_n > 17$	$e_0 > 1,5$	> 1,2	Trạng thái chảy	IV

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương 1. CÁC LOẠI TƯỜNG CHẮN - CẤU TẠO VÀ BỐ TRÍ	5
1.1. Loại hình	5
1. Tường chắn xây đá kiểu trọng lực	5
2. Tường chắn móng bê tông cốt thép	6
3. Tường chắn kiểu neo	7
4. Tường chắn kiểu chồng nề	8
5. Đất có cốt	8
6. Tường chắn bằng rọ đá	9
7. Sử dụng các loại vải địa kỹ thuật và lưới địa kỹ thuật	11
1.2. Cấu tạo tường chắn	12
1. Thân tường	12
2. Móng	13
3. Vật liệu đắp	15
4. Thoát nước	15
5. Khe nối	16
1.3. Bố trí tường chắn	16
Chương 2. TÍNH ÁP LỰC ĐẤT	18
2.1. Áp lực đất chủ động, bị động và tĩnh	18
2.2. Lý luận áp lực đất của Coulomb	19
2.3. Lý thuyết áp lực đất của Rankine	22
2.4. Tính áp lực đất trong các trường hợp khác nhau	24
2.4.1. Khi có tải trọng tác dụng trên mặt đất nằm ngang đỉnh tường	24
2.4.2. Khi mặt đất trên đỉnh tường không quy cách	27
2.4.3. Khi lưng tường là đường gãy	27
2.4.4. Khi đất đắp là đất dính	28
Chương 3. NGHIỆM TOÁN ĐỘ ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG CHẮN	30
3.1. Nghiệm toán ổn định trượt	30
3.2. Nghiệm toán ổn định lật	32
	135

3.3. Nghiệm toán độ lệch tâm	33
3.4. Nghiệm toán ứng suất đáy móng	33
Chương 4. TÍNH TOÁN KẾT CẤU ĐẤT CÓ CỐT	37
4.1. Nguyên lý làm việc	37
4.2. Mô hình phá hoại	38
4.3. Tính toán lực kéo của cốt chịu kéo	39
4.4. Tính chiều dài cốt chịu kéo	41
Chương 5. TỔNG HỢP CÁC CÔNG THỨC TÍNH ÁP LỰC ĐẤT TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP KHÁC NHAU	46
5.1. Tính áp lực đất theo công thức Rankine	46
5.1.1. Áp lực đất chủ động của mái đất trước mố	46
5.1.2. Công thức tính áp lực đất	47
5.1.3. Công thức tính áp lực đất bị động	53
5.2. Tính áp lực đất theo công thức Coulomb	53
5.2.1. Áp lực đất chủ động	53
5.2.2. Công thức tính áp lực đất trong các trường hợp khác nhau	56
Chương 6. XÂY DỰNG TƯỜNG CHẮN ĐẤT	72
6.1. Các vấn đề chung	72
6.2. Xây dựng tường chắn trọng lực	73
6.3. Xây dựng tường chắn bê tông cốt thép	76
Phụ chương - THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN VÀ MỐ CẦU BẰNG ĐẤT TĂNG CƯỜNG CÁC LOẠI CỐT	79
(Trích tiêu chuẩn Anh quốc BS 8006-1995)	
Phụ lục	133