

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN 9152:2012

Xuất bản lần 1

**CÔNG TRÌNH THỦY LỢI – QUY TRÌNH THIẾT KẾ
TƯỜNG CHẤM CÔNG TRÌNH THỦY LỢI**

Hydraulic structures – Designing Process for Retaining Walls

HÀ NỘI - 2012

MỤC LỤC

Lời nói đầu.....	4
1 Phạm vi áp dụng.....	5
2 Tài liệu viện dẫn.....	5
3 Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và phân loại.....	5
4 Quy định chung.....	9
5 Trọng lượng bản thân và lực tác dụng lên tường chắn.....	11
6 Tính toán tường chắn.....	16
7 Kết cấu của tường chắn.....	25
8 Thiết bị đo, kiểm tra và bố trí những thiết bị đo trong tường chắn.....	30
Phụ lục A: Nguyên tắc và chỉ dẫn chung về tính toán tường chắn các công trình thủy lợi.....	33
Phụ lục B. Tính toán áp lực đất lên tường chắn.....	50
Phụ lục C. Tính toán áp suất đáy móng tường chắn vì tải trọng giới hạn trên nền.....	91
Phụ lục D. Tính toán ổn định và độ bền của tường chắn.....	103
Phụ lục E. Chọn kết cấu hợp lý của tường chắn; bố trí thiết bị quan trắc.....	104

Lời nói đầu

TCVN 9152:2012 được chuyển đổi từ TCXD.57-73 theo quy định tại khoản 1 điều 69 của Luật tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật và điểm a khoản 1 điều 7 Nghị định số 127/2007/NĐ-CP ngày 1/8/2007 của Chính phủ quy định chi tiết thi hành một số điều của Luật tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật.

TCVN 9152:2012 do Viện Khoa học thuỷ lợi Việt Nam biên soạn, Bộ Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Công trình thủy lợi – Quy trình thiết kế tường chắn công trình thủy lợi

Hydraulic structures – Designing Procedure for Retaining Walls

1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này áp dụng khi thiết kế các loại tường chắn tường cứng đặt trên nền thiên nhiên là đất hoặc đá.

Tiêu chuẩn này không dùng để thiết kế các loại tường chắn sau:

- Có kết cấu bằng gạch xây và đá xây, có và không có cốt thép.
- Các loại tường khác như tường mềm (tường cừ, tường cọc), tường có neo, kétson, tường trong đất, tường có cốt trong đất, tường ngăn kiểu tổ ong, có kết cấu bằng gỗ cũng như tường chắn của các công trình giao thông đường bộ, đường sắt và cho các tường chắn của các công trình ở vùng biển xây dựng không có đê quai.

2 Tài liệu viện dẫn

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

TCVN 2737:1995 *Tải trọng và thiết kế - Tiêu chuẩn thiết kế.*

TCVN 4116:1985 *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công – Tiêu chuẩn thiết kế.*

TCVN 4253:2012 *Công trình thủy lợi – Nền các công trình thủy công – Yêu cầu thiết kế.*

TCVN 5574:1991 *Kết cấu bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.*

TCVN 8421:2010 *Công trình thủy lợi - Tải trọng và lực tác dụng lên công trình do sóng và tàu*

TCVN 8422:2010 *Công trình thủy lợi – Thiết kế tầng lọc ngược công trình thủy công*

TCVN 9137:2012 *Công trình thủy lợi – Thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép*

TCVN 9143:2012 *Công trình Thủy lợi – Tính toán đường viền thấm dưới đất của đập trên nền không phải là đá.*

3 Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và phân loại

3.1 Thuật ngữ và định nghĩa

Trong tiêu chuẩn này sử dụng các thuật ngữ, định nghĩa sau:

3.1.1

Tường chắn đất (Retaining wall)

Loại công trình chắn đất, có mái thẳng đứng; gãy khúc hoặc nghiêng đối với đất đắp hoặc mái đào hố móng v.v ...không bị sạt trượt. Tường chắn được gọi là tường cứng khi dưới tác dụng của các lực tính toán chuyển vị của tường bằng hoặc nhỏ hơn 1/5000 chiều cao tường.

3.1.2 Trong thực tế, khái niệm về tường chắn đất được mở rộng cho tất cả những kết cấu công trình có tác dụng tương hỗ giữa đất với chúng. Trong phạm vi tiêu chuẩn này chỉ giới hạn loại tường chắn cứng. Tường cứng, dưới tác dụng của các lực tính toán có kể đến tính dễ uốn của bản thân tường, tính dễ biến dạng của nền tường gây ra chuyển vị của lưng tường bằng hoặc nhỏ hơn 1/5000 chiều cao của phần tường đang xét kể từ đỉnh móng đến mặt cắt tính toán.

3.2 Ký hiệu

3.2.1 Các bộ phận và kích thước cơ bản của tường

H_t là chiều cao tường;

b_t là chiều rộng đỉnh tường;

B_t là chiều rộng chân tường;

ε là góc giữa mặt sau của tường và phương đứng;

θ là góc giữa mặt sau và phương ngang.

3.2.2 Các kích thước cơ bản của móng

h_m là chiều cao móng;

b_m là chiều rộng móng phía trên;

B_m là chiều rộng móng phía dưới.

3.2.3 Các đặc trưng tính toán

γ là trọng lượng riêng của đất, T/m³;

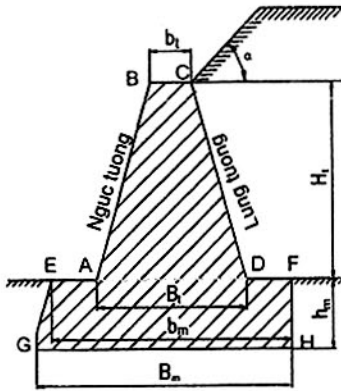
N là độ rỗng của đất;

φ là góc ma sát trong của đất;

φ_0 là góc ma sát của đất với tường;

θ là góc giữa mặt trượt với phương thẳng đứng;

α là góc giữa bề mặt phẳng của đất với phương nằm ngang.



Hình 1



Hình 2

3.2.4 Các lực tác dụng

E_c là áp lực đất chủ động;

E_b là áp lực đất bị động không ép trời;

E_{bt} là áp lực đất bị động có ép trời;

E_o là áp lực đất ở trạng thái tĩnh;

E_{bc} là áp lực bùn cát;

T_1 và T_s là áp lực nước lên mặt tường chắn (trước và sau tường);

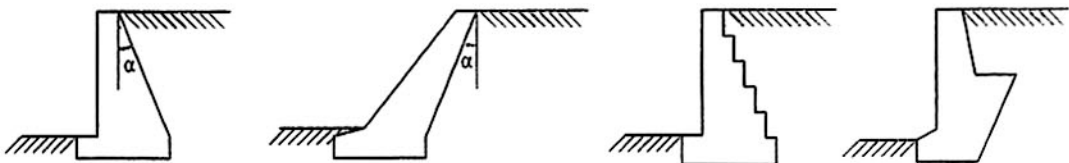
W_1 là áp lực thấm tác dụng lên đáy móng tường;

W_{on} là áp lực đẩy nổi tác dụng lên đáy móng tường.

3.3 Phân loại tường

3.3.1 Phân loại tường theo kết cấu

Tường được chia thành các loại theo góc nghiêng của lưng tường, mặt sau của tường gãy khúc, có bậc dật cấp, (xem Hình 3); tường bản góc, tường lắp ghép vv ... (xem Hình 4)



Hình 3

3.3.2. Phân loại tường theo chiều cao

- Tường thấp là tường có chiều cao $H \leq 5$ m;
- Tường trung bình là tường có chiều cao từ $5 \text{ m} < H \leq 15$ m;
- Tường cao là tường có chiều cao $H > 15$ m.

3.3.3 Phân loại theo vật liệu

- Tường bê tông;
- Tường bê tông cốt thép;
- Tường đá xây: tường bê tông đá hộc, tường gạch xây và tường đá xây.

3.3.4 Phân loại theo đặc điểm làm việc

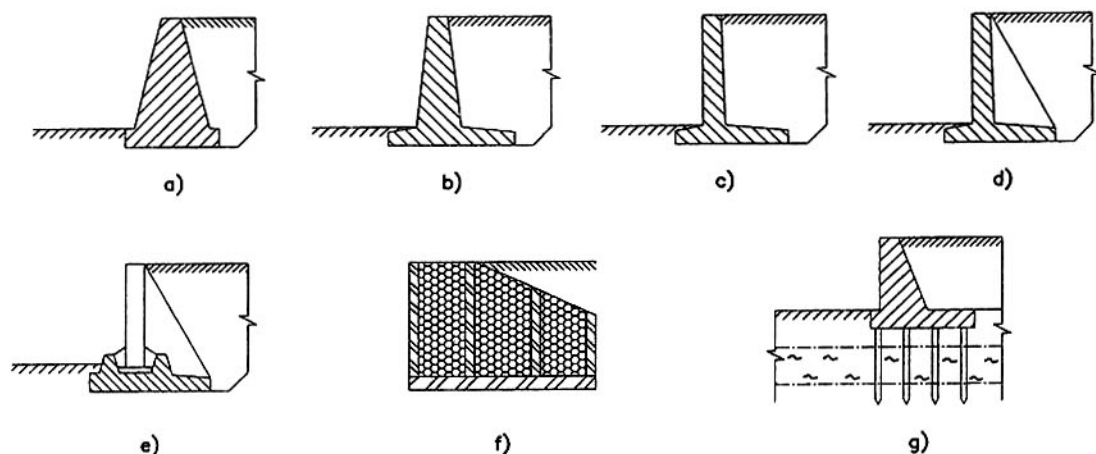
3.3.4.1 Tường trọng lực (tường cứng)

Nguyên tắc của loại tường này là sự ổn định của tường nhờ vào trọng lượng của bản thân tường và khối lượng đất đè lên bản đáy.

- Tường trọng lực: ổn định nhờ trọng lượng bản thân của tường. Xem Hình 4a.
- Tường bán trọng lực. Xem Hình 4b.
- Tường bản góc: ổn định của tường nhờ trọng lượng khối đất đè lên bản đáy và nhờ một phần trọng lượng của bản thân tường. Xem Hình 4c.
- Tường bản góc có sườn chống: sự ổn định của tường như 2 tường trên, kết cấu như tường bản góc nhưng có thêm các sườn chống để tăng độ cứng cho tường. Xem Hình 4d.
- Loại tường bản góc có thể có dạng đổ liền hoặc lắp ghép để tăng nhanh tiến độ thi công. Xem Hình 4e.
- Tường ngăn (tường ô - tường kiểu cũ): tường được tạo nên bởi các ô lưới bằng BTCT bên trong các ô là vật liệu đất, đá, cuội sỏi đào hố móng. Xem Hình 4f.

3.3.4.2 Tường chắn cứng trên móng cọc (xem Hình 4g)

Được dùng để chắn đất trên nền mềm yếu. Những tường loại này khi tính toán nền thường tính với móng sâu, hoặc dùng sơ đồ tính như Hình 4, hoặc dùng phương pháp phần tử hữu hạn.



Hình 4

4 Quy định chung

4.1 Nguyên tắc chung

4.1.1 Khi thiết kế tường chắn ngoài yêu cầu của tiêu chuẩn này còn cần phải xét đến các yêu cầu của các tiêu chuẩn và của các tài liệu khác có liên quan.

4.1.2 Trong tiêu chuẩn này xét những tường chắn cứng có đặc điểm là chuyển vị nhỏ so với kích thước tường; những chuyển vị này phát sinh dưới tác dụng của các lực đặt lên tường và thực tế khi biến dạng thì lưng tường vẫn là mặt phẳng.

4.1.3 Khi điều kiện địa chất công trình của nền tường phức tạp (có động đất và các hang động karst) hoặc khi thiết kế loại tường có kết cấu mới thì ngoài tiêu chuẩn này còn cần phải dựa vào các yêu cầu bổ sung qua phân tích và nghiên cứu đặc biệt.

4.1.4 Khi bố trí tường chắn các công trình đầu mối thủy lợi và thủy điện, cần phải xét đến các khả năng và điều kiện hợp lý sau đây:

4.1.4.1 Kết hợp hoàn toàn (tường ô nối tiếp đập tràn với bờ) hoặc từng phần tường chắn với các công trình bên cạnh ...

4.1.4.2 Xây tường nối tiếp có các kết cấu chống, neo.

4.1.4.3 Xây tường ngả về bên đất đắp.

4.1.5 Khi chọn vật liệu làm tường chắn cần chú ý đến các loại vật liệu dùng để xây dựng các công trình chủ yếu khác. Vật liệu xây dựng tường chắn phải lựa chọn để phù hợp với môi trường khu vực xây dựng (nước, không khí) và phải phù hợp với các quy định hiện hành về vật liệu, thành phần cấp phối, phụ gia.

CHÚ THÍCH: Trong những tường chắn bằng bê tông khối, nên xét tới sự phân bố từng vùng của bê tông theo "mác" thiết kế.

4.1.6 Việc lựa chọn loại kết cấu tường chắn cần dựa trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật nhiều phương án (xem chỉ dẫn trong 4.1.4).

4.1.7 Các yêu cầu đối với những cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn của tường chắn được xác định theo điều kiện làm việc của tường chắn dựa vào các qui định của những tài liệu tiêu chuẩn về chi tiết bê tông cốt thép.

4.2 Chỉ dẫn chung về tính toán tường chắn

4.2.1 Tính toán tường chắn theo hai trạng thái giới hạn

4.2.1.1 Theo trạng thái giới hạn thứ nhất (TTGH I) (không thích hợp hoàn toàn với công trình, kết cấu của chúng và nền trong thời kỳ khai thác) tính toán độ bền chung và ổn định hệ công trình nền; độ bền thấm chung của nền; ổn định chống lật đối với công trình trên nền đá và đối với các loại khối nứt của công trình; chống đẩy nổi; độ bền nứt của các cấu kiện về nứt của các công trình mà sự hư hỏng của chúng dẫn đến công trình ngừng vận hành; sự chuyển dịch không đều của các phần khác nhau của nền dẫn đến không còn khả năng không thể tiếp tục vận hành của công trình.

TCVN 9152:2012

4.2.1.2 Theo trạng thái giới hạn thứ hai (TTGH II) (không phù hợp với vận hành bình thường). Tính toán nền theo độ bền cục bộ, tính toán theo giới hạn chuyển vị và biến dạng; theo hình thành và mở rộng khe nứt; theo sự phá hoại độ bền thấm cục bộ của các bộ phận khối nứt của công trình mà không được xem xét theo trạng thái giới hạn thứ nhất.

4.2.2 Tải trọng và sự tác động lên tường chắn cần được xác định theo TCVN có liên quan.

4.2.3 Cần thực hiện tính toán tĩnh cho tường chắn theo hai tổ hợp tải trọng và tác động: tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt.

4.2.4 Tổ hợp tải trọng và tác động cơ bản bao gồm:

4.2.4.1 Trọng lượng bản thân tường chắn, trọng lượng của đất, các thiết bị và tải trọng cố định đặt trên tường.

4.2.4.2 Áp lực đất lên tường chắn và móng tường kể cả tải trọng phân bố trên mặt đất.

4.2.4.3 Áp lực nước lên tường chắn và móng tường ứng với mực nước dâng bình thường.

4.2.4.4 Áp lực nước thấm khi chế độ thấm ổn định hoặc không ổn định lặp lại đều đặn, với điều kiện là các thiết bị thoát nước và chống thấm làm việc bình thường.

4.2.4.5 Tác động của sóng.

4.2.4.6 Tác động của nhiệt, ứng với sự biến thiên nhiệt độ trung bình hàng tháng của môi trường xung quanh lấy trung bình theo điều kiện nhiệt độ trong năm.

4.2.4.7 Tải trọng do các phương tiện vận chuyển máy móc xếp dỡ gây ra.

4.2.4.8 Tải trọng do tàu thuyền và neo buộc gây ra.

4.2.5 Tổ hợp tải trọng và tác động đặc biệt gồm: Tải trọng và tác động nêu ở điểm (1); (2); (5), (7) cộng thêm các loại sau:

4.2.5.1 Tác động của động đất.

4.2.5.2 Áp lực nước với tổ hợp mực nước bất lợi nhất có thể xảy ra.

4.2.5.3 Áp nước thấm phát sinh do các thiết bị thoát nước làm việc không bình thường.

4.2.5.4 Tác động của nhiệt ứng với sự biến thiên nhiệt độ trung bình hàng tháng của môi trường xung quanh theo năm có biên độ giao động lớn nhất của nhiệt độ đó trong năm.

4.2.5.5 Tải trọng do tàu thuyền va đập gây ra.

4.2.5.6 Tổ hợp vừa thi công xong, không có nước.

CHÚ THÍCH:

1) Trong tổ hợp đặc biệt không được kể đến tác động đồng thời của những tải trọng ít khi xảy ra như tác động đồng thời của lực động đất và lực va đập của tàu thuyền; hoặc tác động đồng thời của tác động của động đất và mực nước lớn nhất.

2) Tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động tính toán trong từng trường hợp được xác định theo khả năng thực tế tác dụng đồng thời của chúng lên công trình.

3) Trong giai đoạn xây dựng và sửa chữa cần xác định tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động theo trình tự thi công đã chọn có kể đến tính liên tục của việc xuất hiện trạng thái ứng suất của tường chắn và nền của nó gây ra bởi việc thi công theo từng giai đoạn cũng như đảm bảo khả năng tăng nhanh nhất chiều cao công trình.

5 Trọng lượng bản thân và lực tác dụng lên tường chắn

5.1 Trọng lượng bản thân của tường chắn:

– Đối với kết cấu có khối lượng thi công không lớn (trong tất cả các giai đoạn) có thể lấy trọng lượng đơn vị thể tích của bê tông (không có chất phụ gia tăng dẻo và chất phụ gia tạo bọt khí) bằng $2,4 \text{ T/m}^3$ và của bê tông cốt thép bằng $2,5 \text{ T/m}^3$.

– Đối với những kết cấu mà tính ổn định của chúng được bảo đảm chủ yếu nhờ trọng lượng bản thân thì cần xác định trọng lượng đơn vị thể tích của bê tông bằng cách thí nghiệm trong quá trình nghiên cứu chọn thành phần bê tông. Trọng lượng đơn vị thể tích của bê tông cốt thép được lấy bằng tổng trọng lượng thể tích của bê tông và 0,7 trọng lượng cốt thép có trong 1 m^3 kết cấu.

5.2 Áp lực nước trên mặt biên của tường chắn được xác định theo qui luật thủy tĩnh. Khi đó trọng lượng đơn vị thể tích của nước lấy bằng $1,0 \text{ T/m}^3$.

5.3 Tải trọng do tàu thuyền được xác định theo TCVN 8421:2010 và TCVN 2737:1995. Đối với tường chắn các công trình thủy ở sông, khi tính toán ổn định và độ bền được phép lấy mức đảm bảo tính toán của chiều cao sóng là 2 %.

5.4 Tác động của động đất: xem tài liệu tham khảo.

5.5 Tác động của nhiệt lên tường chắn được xác định theo TCVN 4116-85, TCVN 5574:1991

5.6 Áp lực đất lên tường chắn được xác định theo 5.12 của tiêu chuẩn này.

5.7 Áp lực thấm của nước tác dụng lên mặt đáy và mặt biên tường chắn đặt trên nền không phải là đá được xác định theo kết quả tính thấm (dùng phương pháp phân tử hữu hạn (PTHH) bằng cách sử dụng các phần mềm tính toán hoặc theo TCVN 9143:2012, TCVN 9137:2012).

5.8 Áp lực nước đẩy ngược lên mặt đáy móng của tường chắn đặt trên nền đá trong trường hợp không có thiết bị tiêu nước nền (Hình 5a) được xác định theo công thức:

$$W_{tp} = W_l + W_{đn} = 0,5\alpha_2\gamma_n B(H_{max} - H_{min}) + \alpha_2\gamma_n B H_{min}$$

Trong đó:

W_{tp} là áp lực toàn phần;

W_{th} là áp lực thấm;

$W_{đn}$ là áp lực đẩy nổi;

α_2 là hệ số lấy bằng 1 khi nền đá nứt nẻ nhiều; khi có thí nghiệm hoặc có cơ sở cụ thể về quan hệ giữa trị số α_2 với tính nứt nẻ của nền và với những yếu tố khác thì có thể lấy $\alpha_2 < 1$;

γ_n là trọng lượng đơn vị thể tích của nước;

B là chiều rộng của tường chắn theo mặt đáy móng;

H_{min} là chiều sâu nước nhỏ nhất trên mặt đáy móng tại biên sau hoặc trước;

H_{max} là chiều sâu nước nhỏ lớn trên mặt đáy móng tại biên sau hoặc trước.

5.9 Áp lực nước đẩy ngược lên mặt đáy móng của tường chắn đặt trên nền đá khi có thiết bị thoát nước cho nền theo sơ đồ nêu trên Hình 5b được xác định theo công thức:

$$W_{tp} = W_1 + W_{dn} = 0,5\alpha_2\gamma_n B(H_{max} - H_{min})(l + \alpha_1''B) + \alpha_2\gamma_n BH_{min}$$

trong đó

l là khoảng cách từ biên tường chắn có chiều sâu nước lớn nhất đến đường thoát nước;

α_1'' là hệ số phần trăm của $(H_{max} - H_{min})$ kể đến tác dụng của vật thoát nước ở nền; nên lấy $\alpha_1'' = 0,4$;

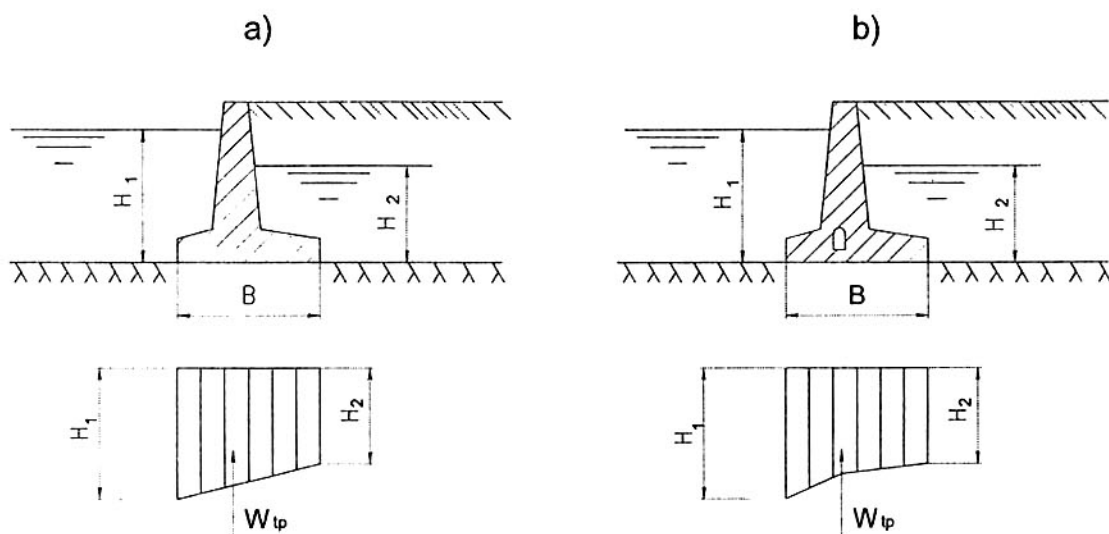
Khi có màn chắn xi măng thì tính toán áp lực ngược của nước theo công thức:

$$W_{tp} = W_1 + W_{dn} = 0,5\alpha_2\gamma_n B(H_{max} - H_{min})(l' + \alpha_1'B) + \alpha_2\gamma_n BH_{min}$$

trong đó:

l' là khoảng cách từ biên tường chắn có chiều sâu lớn nhất đến trục màn chắn xi măng;

α_1' là hệ số phần trăm của $(H_1 - H_2)$ kể đến hiệu quả của màng chắn xi măng; nên lấy $\alpha_1' = 0,5$.



a) Khi không có thiết bị tiêu nước nền; b) Khi có thiết bị tiêu nước nền

Hình 5 – Biểu đồ phân áp lực của tường chắn khi nền là đá

5.10 Đối với những tường chắn có độ lớn cấp III, IV và V, không phụ thuộc vào loại nền, được phép xác định phân áp lực toàn phần W_{tp} theo các công thức gần đúng và áp dụng theo TCVN 9143:2012 hoặc dùng các phần mềm bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

5.11 Khi tính toán thấm cho tường chắn cần xét đến tỷ số giữa chiều dài tuyến L và chiều rộng đáy tường B : nếu $L/B < 2,5$ thì phải tính toán thấm theo bài toán không gian.

5.12 Áp lực đất lên tường chắn

Các công thức, sơ đồ tính toán áp lực đất lên tường chắn cứng (cho phép áp dụng theo các tài liệu tham khảo của tiêu chuẩn này và phần phụ lục kèm theo).

5.12.1 Cần xác định áp lực hông của đất lên tường chắn theo trị số và hướng chuyển vị của tường, khi đó có thể có 3 trường hợp:

- a) Tường chuyển vị ngược với phía đất.
- b) Tường không chuyển vị đối với đất, (nghĩa là thực tế không di động).
- c) Tường chuyển vị về phía đất.

Tường chuyển vị về phía đất có thể do các yếu tố sau:

1. Biến dạng của nền tường:
2. Biến dạng của kết cấu do áp lực đất và những tải trọng ngoài khác đặt lên tường cũng như do nhiệt của môi trường xung quanh tác dụng lên tường chắn.

5.12.2 Tùy theo hướng và trị số chuyển vị của tường chắn mà có 3 loại áp lực hông của đất: áp lực chủ động; áp lực bị động và áp lực đất ở trạng thái tĩnh.

5.12.3 Áp lực chủ động của đất: E_c được xác định từ giả thiết về sự hình thành lăng thể phá hoại khi tường chuyển vị ngược phía đất với một trị số vừa đủ.

5.12.4 Áp lực bị động của đất: sinh ra do chuyển vị của tường về phía đất và được xem như phản lực đất chống lại chuyển vị này.

Cần xét đến 2 loại áp lực bị động của đất như sau:

- Loại áp lực bị động thứ nhất của đất (áp lực bị động có ép trời) E_{bt} , được xác định từ giả thiết về sự hình thành lăng thể ép trời của đất khi tường chuyển vị về phía đất với một trị số vừa đủ.
- Loại áp lực bị động thứ hai của đất (áp lực bị động không ép trời) E_b , được xác định từ điều kiện chuyển vị của tường chắn về phía đất với trị số chưa đủ để hình thành lăng thể ép trời.

5.12.5 Áp lực đất ở trạng thái tĩnh E_0 được phát sinh trong trường hợp thực tế tường không chuyển vị ngược với phía đất hoặc về phía đất, nghĩa là thực tế tường chắn không di động đối với đất.

Áp lực chủ động và bị động có ép trời của đất tương ứng với các trạng thái cân bằng giới hạn của đất sau tường. Để xác định áp lực chủ động và bị động một cách chính xác hơn thì nên tính theo các phương pháp của lý thuyết cân bằng giới hạn (trạng thái ứng suất giới hạn) của đất sau tường. Cần áp dụng phương pháp này trong những trường hợp tính toán khi có các bảng hoặc biểu đồ để xác định các hệ số áp lực hông của đất.

CHÚ THÍCH:

- 1) Áp lực đất ở trạng thái tĩnh và áp lực bị động không ép trời của đất tương ứng với khái niệm về trạng thái đàn hồi của đất như là một môi trường liên tục sau tường chắn.
- 2) Trong thực tế loại tường chắn không di động có thể là những tường chắn cứng đặt trên nền đá hoặc là một thành phần của những kết cấu bến tàu; tường có những chỗ tựa cứng (như các đoạn đập tràn và nhà của trạm thủy điện là những chỗ tựa đối với tiếp giáp bờ); tường thoả mãn những điều kiện nêu trong điều 2.3.3. Trong những trường hợp cá biệt, áp lực tính toán của đất có thể được xác định là chủ động tại phần tường chắn để uốn phía trên và là áp lực đất ở trạng thái nghỉ tại phần tường cứng hơn phía dưới.

Chuyển đổi từ biểu đồ áp lực đất này sang biểu đồ áp lực đất khác được thực hiện tại tiết diện tường mà ở đó dưới tác dụng của áp lực đất ở trạng thái tĩnh thì chuyển vị của tường bằng $1/5000$ chiều cao của tường.

TCVN 9152:2012

5.12.6 Tùy theo điều kiện tác dụng lẫn nhau của tường chắn với đất mà áp lực tính toán của đất E của đất lên biên của tường chắn có thể bằng:

- 1) Áp lực chủ động E_c của đất hoặc áp lực đất ở trạng thái tĩnh E_0 .
- 2) Tổng áp lực chủ động và áp lực bị động không ép trời của đất $E_c + E_b$.
- 3) Áp lực bị động của đất có ép trời E_{bt} .

5.12.7 Ngoài những trường hợp nêu tại 5.12.3 đến 5.12.5 cho phép tính áp lực chủ động của đất lên biên tường chắn theo phương pháp gần đúng bằng cách áp dụng giả thiết về sự hình thành mặt phẳng của lãng thể phá hoại trong đất (phương pháp cân bằng giới hạn có thể).

Khi xác định áp lực chủ động của đất cần đề cập đến độ dốc lưng tường, hình dạng mặt đất, mái hồ móng, tải trọng bên ngoài tác dụng lên đất, đặc điểm kết cấu của tường chắn và móng tường. Cho phép xác định áp lực chủ động lên những tường chắn có góc dốc lưng tường lớn, thuộc loại tường thoải theo phụ lục kèm theo tiêu chuẩn này.

Cần xác định áp lực chủ động của đất có kể đến ma sát của đất lên lưng tường chắn mà tổng áp lực đất hợp với pháp tuyến lưng tường một góc $\delta = \varphi/2$, trừ những trường hợp qui định ở phụ lục kèm theo tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Chỉ cho phép không kể đến ma sát của đất với lưng tường khi có lý do đặc biệt như mặt lưng tường trơn nhẵn hoặc trị số góc ma sát trong của đất nhỏ. Cho phép tham khảo các tài liệu khác.

5.12.8 Khi tính toán áp lực chủ động của đất dính cần kể đến lực dính đơn vị của đất.

CHÚ THÍCH:

- 1) Trong tính toán ổn định đối với tường chắn cao từ 5 m trở lên thì phải xét đến phạm vi tường không chịu tác dụng lực đẩy của đất. Còn đối với tường cao từ 5 m trở xuống thì không cần xét đến ảnh hưởng này.
- 2) Trường hợp lực dính đơn vị của đất có khả năng giảm đột ngột do tác dụng hoá lý trên đất trong quá trình xây dựng và sử dụng thì cho phép không kể đến lực dính khi tính toán.

5.12.9 Cho phép xác định áp lực đất ở trạng thái nghỉ theo phụ lục của tiêu chuẩn này.

5.12.10 Khi tính áp lực bị động không ép trời của đất E_b , cần kể đến chuyển vị của tường về phía đất, do tác dụng của ngoại lực tác dụng lên tường gây ra như: áp lực nước lên mặt trước tường, tàu thuyền vv ... cũng như tác dụng của nhiệt do sự thay đổi nhiệt độ môi trường xung quanh gây ra.

5.12.11 Khi xác định áp lực bị động ép trời của đất E_b , cần kể đến trị số và đặc trưng chuyển vị của tường tùy theo tính dễ biến dạng của nền và tính dễ uốn của bản thân tường. Cho phép xác định áp lực bị động của đất E_b theo phụ lục của tiêu chuẩn này.

CHÚ THÍCH: Đối với tường chắn có độ lớn cấp III, cấp IV và cấp V mà chiều cao nhỏ hơn 10m thì cho phép không kể đến áp lực bị động không ép trời của đất (E_b) khi tính toán.

5.12.12 Khi tính toán ổn định của tường chắn đặt trên nền không phải là đá, cần kể đến áp lực bị động có ép trời của đất E_{bt} ở phía trước tường do tường chuyển vị về phía trước gây ra. Nên tính áp lực này như sau:

a) Khi độ chôn sâu của tường trong nền đạt trị số bằng hoặc nhỏ hơn $0,2 \frac{\sigma_{tb}}{\gamma_d}$ (σ_{tb} là áp lực trung bình tại mặt đáy tấm móng) thì tính theo phương pháp gần đúng (xem phụ lục D). Trong trường hợp này nên lấy trị số áp lực hông $\lambda_{bt} = 1$.

b) Khi độ chôn sâu của tường trong nền lớn hơn $0,2 \frac{\sigma_{tb}}{\gamma_d}$ thì tính theo các phương pháp dựa trên lời giải của bài toán lý thuyết cân bằng giới hạn (thí dụ theo phương pháp đồ giải).

5.12.13 Khi tính toán áp lực bị động có ép trời của đất dính, cho phép kể đến lực dính của đất.

CHÚ THÍCH: Lực dính đơn vị C của đất đưa vào trong tính toán được lấy theo chỉ dẫn ở 4.1.8.

5.12.14 Những đặc trưng cơ lý của đất cần thiết cho tính toán áp lực đất lên tường chắn (trọng lượng đơn vị thể tích γ , góc ma sát trong φ và lực dính đơn vị C tại mặt sau mặt trước tường) được xác định bằng thí nghiệm.

Trọng lượng đơn vị thể tích của đất ở trạng thái độ ẩm tự nhiên γ_n và ở dưới mực nước γ_{dn} của phải được xác định theo công thức:

$$\gamma_{dn} = \Delta(1+W)(1-n)\gamma_n = \gamma_k(1+W) = \frac{\Delta(1+W)\gamma_n}{1+\varepsilon} = \frac{Gn(1+W)\gamma_n}{W}$$

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta-1)\gamma_n}{1+\varepsilon} = \gamma_{bh} - \gamma_n$$

trong đó

Δ là tỷ trọng của đất.

n là độ rỗng của đất

W là độ ẩm của đất

γ_k là khối lượng riêng khô của đất, tính bằng t/m^3 .

γ_{bh} là khối lượng riêng bão hoà của đất, tính bằng t/m^3 .

γ_n là trọng lượng đơn vị thể tích của nước, tính bằng t/m^3 .

ε là hệ số rỗng của đất

G là độ bão hoà của đất.

Trọng lượng đơn vị thể tích của đất nằm dưới mực nước trong đất phải được lấy theo trạng thái đầy nổi γ_{dn} .

CHÚ THÍCH: Trong thời kỳ xây dựng khi xác định đặc trưng cơ lý của đất đắp cần kể đến điều kiện và phương pháp thi công.

5.12.15 Các loại áp lực đất (tác dụng lên tường cứng) ngoài phải theo phụ lục của tiêu chuẩn này.

6 Tính toán tường chắn

6.1 Nguyên tắc tính toán

6.1.1 Nếu trên suốt chiều dài tường: kích thước mặt cắt ngang, đặc trưng cơ lý của đất nền và đất sau tường, tải trọng và tác động là những trị số không đổi, cho phép tính toán tường chắn trên 1 m dài.

Nếu tỷ số giữa chiều dài tuyến và chiều rộng mặt đáy nhỏ hơn 3 hoặc nếu như dọc theo chiều dài mà khuôn khổ, kích thước tường, đặc trưng cơ lý của đất nền và đất sau tường hoặc tải trọng và tác động là những trị số biến đổi (thí dụ như sự chắt đóng tàu thuyền, ứng lực do neo buộc) thì cần tính toán theo từng đoạn tường (theo sơ đồ không gian). Khi tính như vậy, những ứng lực tác dụng lên tường chắn và đặc trưng hình học của kết cấu (diện tích nền, mô men quán tính của tiết diện vv ...) nói chung được xác định đối với từng đoạn tường còn tính toán khả năng chịu tải của kết cấu và nền thì cần kể đến khả năng làm việc không gian của kết cấu.

CHÚ THÍCH:

1) Trong mọi trường hợp, nên chia tường thành các đoạn thoả mãn điều kiện tính toán trên 1m dài theo sơ đồ đơn giản nhất và chỉ với những đoạn còn lại mới nên tính theo sơ đồ không gian phức tạp hơn.

2) Về nguyên tắc khi tính toán ổn định cho tường chắn nhất là với các sơ đồ phức tạp và sơ đồ không gian cần dùng các phương pháp PTHH để tính toán hoặc dùng các công thức đối với sơ đồ không gian cần được tính toán theo Quy phạm "Nền các công trình thủy công – Tiêu chuẩn thiết kế" hoặc tương đương.

6.1.2 Việc tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất về khả năng chịu tải (theo ổn định và độ bền) cần được thực hiện theo tổ hợp tải trọng và tác động bất lợi nhất có thể xảy ra trong giai đoạn sử dụng, sửa chữa cũng như trong quá trình xây dựng, theo những chỉ dẫn của điều 4.2.2 và 4.2.3.

Việc tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai – theo biến dạng – cần được thực hiện đối với tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn phản ảnh điều kiện làm việc của tường chắn hoặc những thiết bị có trên tường mà theo đó xác định được giới hạn biến dạng của tường chắn (lún, cong).

CHÚ THÍCH:

1) Khi kích thước tường chắn đã được xác định hợp lý, không cần tăng kích thước của tường theo kết quả tính toán cho trường hợp xây dựng.

2) Khi tính toán theo cả 2 trạng thái giới hạn, trừ trường hợp nêu trong 6.2.8, thì cần kể đến hướng và trị số chuyển vị của tường (theo 5.6) khi xác định áp lực đất lên mặt sau tường chắn.

6.2 Tính toán ổn định

6.2.1 Cần tính toán ổn định cho tường chắn trên nền không phải là đá theo những sơ đồ sau:

- Trượt phẳng.
- Trượt hỗn hợp.
- Trượt sâu.
- Vừa trượt vừa xoay trong mặt bằng.

– Ổn định của tường chắn đặt trên nền không phải là đá về cơ bản phải được tính toán theo TCVN 4253:2012. Ngoài ra có thể tham khảo các phương pháp khác và như chỉ dẫn ở 6.2.2 đến 6.2.8.

– Ổn định của tường chắn đặt trên nền đá theo sơ đồ trượt phẳng được tính toán như chỉ dẫn ở 6.2.9 đến 6.2.12.

– Để đảm bảo ổn định cho tường phải tuân thủ điều kiện sau:

$$n_c N_u \leq \frac{m}{k_n} R \quad (1)$$

hoặc:

$$k = \frac{R}{N_u} \geq \frac{n_c k_n}{m} \quad (2)$$

trong đó:

n_c là hệ số tổ hợp tải trọng.

k là hệ số an toàn chung của công trình; thông thường hệ số k không được vượt quá 15 % giá trị ($n_c \cdot k_n / m$).

N_u là tải trọng tính toán tổng quát (lực, mô men, ứng suất), biến dạng hoặc thông số khác mà nó là căn cứ để đánh giá trạng thái giới hạn.

R là sức chịu tải tính toán tổng quát, biến dạng hoặc thông số khác được xác lập theo tiêu chuẩn thiết kế.

m là hệ số điều kiện làm việc.

k_n là hệ số đảm bảo.

Các hệ số n_c , m , k_n đã được quy định QCVN 04-05:2012/BNNPTNT

CHÚ THÍCH:

1) Việc tính toán ổn định theo sơ đồ trượt phẳng được thực hiện theo mặt phẳng đáy tấm móng, mặt phẳng đáy chân khay và ngoài ra theo bề mặt lớp đất xen kẹp trong nền nếu như lớp này có giá trị hệ số trượt nhỏ hơn hệ số trượt trong mặt phẳng đáy công trình.

2) Đối với những tường chắn có chỗ tựa chắc chắn ở phía trước thì không cần tính toán theo ổn định trượt phẳng. Tuy nhiên vẫn phải đảm bảo về khả năng chịu tải chung và cục bộ của nền.

6.2.2 Những tường chắn đặt trên nền không phải là đá cần được tính toán theo sơ đồ trượt phẳng khi nền đồng nhất và không đồng nhất thuộc loại đất cát, đất hòn lớn và đất dính có hệ số cố kết :

$$C_0^V = \frac{k(1+e)\gamma_0}{a\gamma_0 h_0^2} \geq 4 \text{ và hệ số trượt } tg\psi \geq 0,45 \text{ nếu thỏa mãn điều kiện:}$$

$$N = \frac{\sigma_{\max}}{B \cdot \gamma_0} \leq \frac{\sigma_{gh}}{B \cdot \gamma_0} = A \quad (3)$$

trong đó

A là trị số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và trong trường hợp đất dính thì còn phụ thuộc vào lực dính đơn vị của đất C . Trị số A được xác định trên cơ sở các số liệu thực nghiệm: đối với cát chặt lấy bằng 1; đối với các loại đất còn lại lấy bằng 3.

σ_{\max} là trị số lớn nhất của ứng suất pháp tại mặt đáy tường.

TCVN 9152:2012

σ_{gh} là trị số giới hạn của ứng suất pháp trung bình của đất theo mặt đáy tường khi vượt quá trị số này thì tường không còn khả năng trượt phẳng.

γ_0 là trọng lượng thể tích của đất nền có xét đến tác dụng đẩy nổi của khí đất nằm dưới mực nước ngầm ($\gamma_{đn}$).

CHÚ THÍCH:

1) Những chỉ dẫn của điều này được áp dụng cho những tường chắn có mặt đáy phẳng nằm ngang, nghiêng hoặc chân khay không đặt sâu (chiều cao chân khay không lớn hơn 0,2 chiều rộng mặt đáy).

2) Những chỉ dẫn của 6.2.2 không được áp dụng cho những trường hợp trượt sâu được xác định bởi đặc điểm đường viền ngầm dưới đất của tường (thí dụ chân khay có độ sâu lớn hơn 0,2 chiều rộng mặt đáy).

3) Khi nền bị ngập nước thì trị số trọng lượng đơn vị thể tích γ_0 của đất trong công thức (3) được lấy bằng trọng lượng đơn vị thể tích của đất bị đẩy nổi trong nước $\gamma_{đn}$ của đất nền.

6.2.3 Đối với nền không phải là đá mà không thoả mãn các điều nêu ở trong 6.2.2 thì cần tính toán ổn định tổng thể của tường chắn theo sơ đồ trượt hỗn hợp khi nền đồng chất hoặc trượt sâu khi nền nhiều lớp, không phụ thuộc vào đường viền mặt đáy tường. Cho phép tính toán dựa theo khả năng hình thành những mặt trượt trụ tròn hoặc những mặt trượt khác với mặt trượt trụ tròn nếu sự khác nhau này được xác định bởi cấu trúc địa chất của nền như các dạng mặt trượt đã nêu trong 6.2.1 hoặc dùng các phương pháp PTHH.

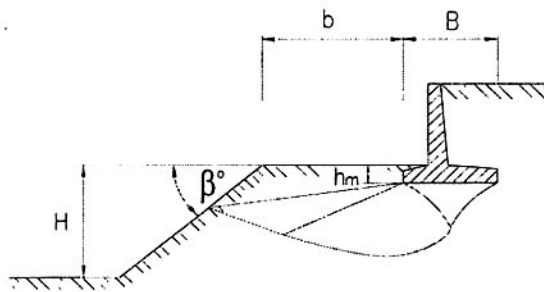
CHÚ THÍCH:

1) Trong tất cả các tính toán ổn định theo sơ đồ trượt sâu, những đặc trưng cơ lý của đất nền cần được xác định tương tự như chỉ dẫn của 5.14.

2) Trọng lượng đơn vị thể tích của đất $\gamma_{đn}$ khi nền ngập nước cần được lấy là trọng lượng đẩy nổi trong nước $\gamma_{đn}$.

6.2.4 Ổn định của tường chắn đặt trên nền không phải là đá trong một số trường hợp (trường hợp bài toán không gian hoặc trượt sâu vv ...) tính toán theo TCVN 4253:2012.

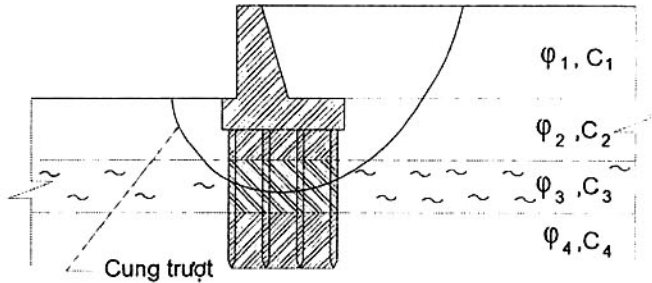
6.2.5 Tính ổn định của tường chắn đặt trên mái dốc và gần kề được xác định theo sơ đồ Hình 6.



Hình 6 – Sơ đồ xác định tính ổn định của tường chắn đặt trên mái dốc

6.2.6 Tính ổn định của tường có cọc dưới đáy móng được tính với trường hợp móng sâu. Tính ổn định của tường chắn có đóng cọc có chịu tải trọng ngang (tại các kè bờ, khu đất đắp san nền, mố biên trụ cầu vv ...) có thể coi khối đất nền và cọc là một loại vật liệu qui đổi có các chỉ tiêu về sức chống cắt lớn hơn chỉ tiêu chống cắt của nền khi chưa đóng cọc ($\varphi_{c\text{ có cọc}} > \varphi_{\text{chưa có cọc}}$ và $C_{c\text{ có cọc}} > C_{\text{chưa có cọc}}$). Cần có thí nghiệm để kiểm chứng. Xem Hình 7.

6.2.7 Để đơn giản trong tính toán cho phép dùng các phương pháp khác phù hợp với sự làm việc của công trình theo nguyên lý của Terzaghi, phương pháp này có thể áp dụng cho cả móng nông và móng sâu. (Móng nông khi chiều sâu chôn móng nhỏ hơn chiều rộng đáy móng tường $H < B$).



Hình 7

6.2.8 Khi tính toán ổn định cho tường chắn đất đặt trên nền không phải là đá theo sơ đồ trượt phẳng, hệ số an toàn cần được xác định theo công thức sau:

a) Khi mặt phẳng trượt nằm ngang (Hình 8):

$$k = \frac{(P - U_{tp})g\varphi + E_{bt} + B_{ng}C}{(T_s + E_s) - (T_t + E_{ct})} \quad (4)$$

b) Khi mặt phẳng trượt nghiêng về phía đất (Hình 9):

$$k = \frac{[P \cos \beta + (T_s + E_s - T_t - E_{bd}) \sin \beta - U_{tp}]g\varphi + E_{bt} \cos \beta + \frac{B_{ng}}{\cos \beta} c}{\cos \beta [(T_s + E_s) - (T_t + E_{cd} + P \tan \beta)]} \quad (5)$$

trong đó:

P là tổng các thành phần tải trọng thẳng đứng trong mặt phẳng tính toán;

B_{ng} là hình chiếu của chiều rộng mặt đáy móng tường trên mặt phẳng nằm ngang;

U_{tp} là áp lực ngược toàn phần của nước lên mặt phẳng đáy móng tính toán, hướng từ dưới lên và vuông góc với mặt phẳng này.

T_s và T_t là thành phần nằm ngang của những lực khác tác dụng tại phía mặt sau và mặt trước tường.

E_{bt} là áp lực bị động có ép trời của đất lên phía trước tường;

E_{ct} là áp lực chủ động của đất lên mặt phía trước tường;

E_s là áp lực tính toán của đất tại phía sau tường xác định theo 5.6.

Đối với những tường chắn không thuộc thành phần của các kết cấu bến tàu và không có những chỗ tựa vào những công trình khác thì cho phép lấy trị số E_s bằng áp lực chủ động của đất tại lưng tường tức là $E_s = E_c$ và bằng áp lực tĩnh E_0 của đất tại lưng tường, khi chuyển vị của tường đảm bảo $\leq 1/5000$ chiều cao của tường.

CHÚ THÍCH:

1) Đối với những công trình cấp I và II khi trượt theo mặt phẳng bê tông - đất dính (thí dụ: theo mặt đáy chân khay) thì những trị số góc ma sát trong φ và lực dính đơn vị C đưa vào tính toán cần được lấy theo kết quả thí nghiệm trượt của khối bê tông trên đất dính tại hố móng công trình;

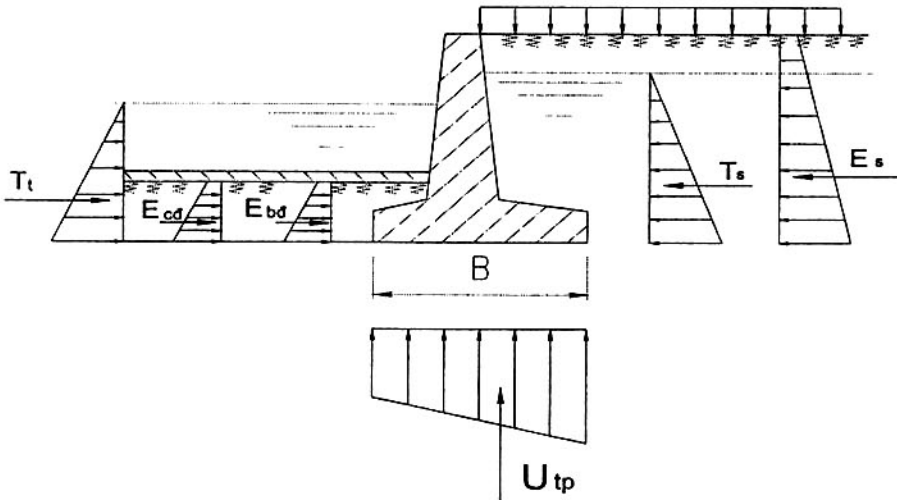
2) Khi tính E_{bt} ở phía trước tường, cần theo chỉ dẫn ở 5.12.

6.2.9 Cần tính toán ổn định cho tường chắn đặt trên nền đá như sau:

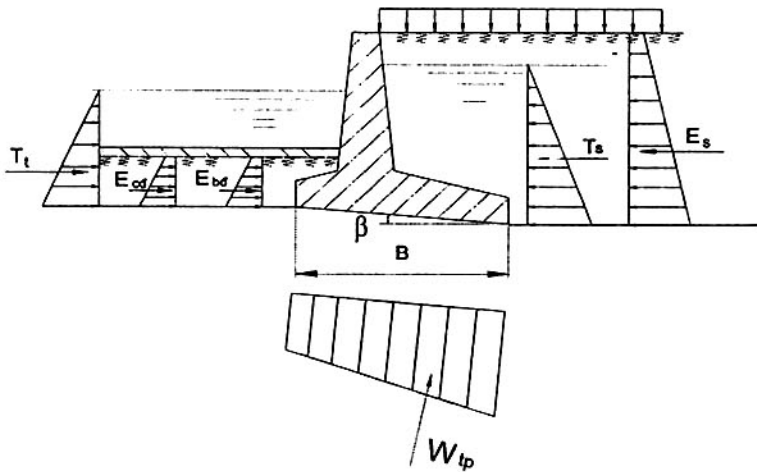
a) Tính ổn định về trượt theo mặt đáy móng tường.

b) Tính ổn định về lật quanh điểm gờ phía trước.

Trong những trường hợp đó cần bảo đảm cho hệ số an toàn ổn định về trượt và lật không được nhỏ hơn các giá trị quy định tại QCVN 04-05:2012/BNNPTNT.



Hình 8



Hình 9

Bảng 1

Tổ hợp tác động và tải trọng	Hệ số bảo đảm về ổn định ứng với cấp của tường chắn theo độ lớn			
	I	II	III	IV, V
Cơ bản	1,3	1,2	1,15	1,1
Đặc biệt	1,1	1,1	1,05	1,05

Bảng 2

Tổ hợp tác động và tải trọng	Hệ số bảo đảm về ổn định ứng với cấp của tường chắn theo độ lớn		
	I	II	III, IV, V
Cơ bản	1,4	1,3	1,2
Đặc biệt	1,1	1,1	1,1

6.2.10 Khi tính ổn định về trượt theo mặt đáy tường chắn đất đặt trên nền đá thì hệ số an toàn cần được xác định theo công thức:

$$k = \frac{(P - U_{ip})f + CB}{T_s + E_s - T_t} < [k] \quad (6)$$

trong đó

f và C là các tham số chống trượt, phải thông qua thí nghiệm hoặc tham khảo tài liệu khác.

6.2.11 Khi tính ổn định về lật của tường chắn đất trên nền đá được xác định theo công thức:

$$k = \frac{\Sigma M_g}{\Sigma M_l} < [k] \quad (7)$$

k trong các công thức (4); (5); (6) và (7) là vế trái của bất đẳng thức (2).

CHÚ THÍCH: Các mô men đối với trục quay cần được tính toán theo từng lực riêng biệt thuộc loại lực lật hoặc giữ (tùy theo hướng tác dụng của chúng). Do đó, khi tính toán tường chắn, nếu xác định được những lực thành phần nằm ngang và thẳng đứng và mô men của chúng thì mô men lực của các thành phần riêng biệt sẽ không phải là những mô men giữ hoặc lật, mà tổng mô men của những lực thành phần mới là những mô men giữ hoặc lật.

6.2.12 Những công thức (4); (5) và (6) được áp dụng cho tất cả các trường hợp khi các lực chủ động chỉ là lực gây trượt hoặc khi những lực chủ động là loại lực giữ nhưng nhỏ hơn khá nhiều so với lực gây trượt.

Nếu tổng lực giữ chủ động lớn hơn nửa tổng lực trượt chủ động, tức là $T_g \geq 0,5T_{tr}$, thì nên tính toán hệ số an toàn ổn định về trượt của tường theo những công thức sau:

a) Đối với nền không phải là đá:

$$k = \frac{(P - U_{ip})g\varphi + B_{bt} + B_{ch}C + T_t}{T_s + E_s} \quad (8)$$

b) Đối với nền đá:

$$k = \frac{(P - U_{ip})f + CB + T_t}{T_s + E_s} \quad (9)$$

6.3 Xác định ứng suất (áp suất) lên đất tại mặt đáy tường chắn đất.

6.3.1 Xác định ứng suất tiếp xúc (ứng suất pháp và ứng suất tiếp) để tính toán nền theo ổn định về khả năng chịu tải; ổn định về biến dạng và tính toán độ bền của kết cấu và công trình.

Ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại mặt đáy tường chắn được xác định trên một đơn vị chiều dài (theo sơ đồ biến dạng phẳng) hoặc được xác định từ việc tính cho cả đoạn nói chung (theo sơ đồ không gian) theo chỉ dẫn 6.1.1.

Cho phép tính ứng suất tại mặt đáy của tường chắn cấp III, IV theo sơ đồ biến dạng phẳng.

6.3.2 Ứng suất pháp (áp suất) tại mặt đáy tường chắn được tính theo biểu đồ ứng suất đường thẳng.

a) Đối với sơ đồ không gian cũng như đối với tường chắn mà đường viền chiều xuống mặt bằng có dạng cong thì tính theo công thức:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad (10)$$

b) Đối với sơ đồ biến dạng phẳng thì tính theo công thức:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \quad (11)$$

trong đó

F là diện tích mặt đáy tường chắn.

M_x, M_y là mô men của tất cả các ngoại lực đối với các trục tương ứng đi qua trọng tâm đáy móng tường.

W_x, W_y là mô men kháng của diện tích đáy móng tường.

6.3.3 Khi tính toán ứng suất pháp (áp suất) thì theo công thức nêu ở trong 6.3.2, còn ứng suất tiếp xúc thì nên xem như phân bố đều.

6.3.4 Khi tính toán độ bền của tấm móng tường chắn có độ lớn cấp I và cấp II, xây dựng trên nền đất dính không phải đá và nền đá thì ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại mặt đáy cần được tính toán thêm theo các phương pháp của lý thuyết đàn hồi áp dụng cho nền đất. Đối với các tường chắn đất trên nền không phải là đá, thì trong những tính toán này, cần kể đến sự tăng mô đun biến dạng của đất theo chiều sâu, kể đến sự có mặt của nền đá dưới lớp nén ép, kể đến khả năng biến dạng dẻo dưới các mép móng. Các ứng suất tiếp xúc đối với các công trình cấp I và II phải được xác định theo các kết quả tính toán trạng thái ứng suất của hệ công trình - nền bằng phương pháp cơ học môi trường liên tục – phương pháp PTHH.

Phân bố ứng suất pháp và tiếp tại mặt đáy tường có độ lớn cấp I và II đặt trên nền cát cần phải được tính toán theo phụ lục kèm theo tiêu chuẩn này và cho phép tham khảo các tài liệu khác.

CHÚ THÍCH:

- 1) Ứng suất pháp tại mặt đáy tường chắn, tính theo phương pháp lý thuyết đàn hồi cần được xác định theo các tải trọng đặt trên tấm móng.
- 2) Có thể bỏ qua ảnh hưởng của chân khay đến sự phân bố ứng suất pháp và ứng suất tiếp tại mặt đáy tường chắn.
- 3) Biểu đồ ứng suất (áp suất) tính toán là biểu đồ được chọn trong các biểu đồ xác định theo 6.3.2 và 6.3.3 có độ an toàn về độ bền tại các tiết diện móng tường chắn là thấp nhất.

6.3.5 Khi tính toán tấm móng tường chắn mặt cắt bản góc thì được tính như dầm trên nền đàn hồi cần phải kể đến chỉ số độ uốn của tấm theo công thức:

$$t \approx 10 \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{(B/2)^3}{h^3} \quad (12)$$

trong đó

E_2 và E_1 tương ứng là mô đun biến dạng của đất nền và mô đun đàn hồi của vật liệu làm tấm.

h là chiều dày trung bình của tấm móng.

$B/2$ là nửa chiều rộng của tấm móng.

6.3.6 Ứng suất nén (áp suất) lớn nhất tại mặt đáy tường chắn không được gây ra sự phá hoại ổn định cục bộ (ép trôi) của nền không phải là đá dưới các phần phía trước của tấm móng.

Ứng suất giới hạn cho phép dưới các biên tường chắn, đặt trên nền không phải đá nên xác định theo phụ lục kèm theo Tiêu chuẩn này và cho phép tham khảo các tài liệu khác.

Khi đó ứng suất (áp suất) biên xác định theo 6.3.2 và 6.3.4 không được vượt quá ứng suất giới hạn cho phép (σ_{gh} , τ_{gh}).

Khi xác định ứng suất (áp suất) theo các phương pháp lý thuyết đàn hồi không kể đến tải trọng hông thì những trị số ứng suất (áp suất) tính toán tại những điểm cách xa biên 0,05B không được vượt quá trị số ứng suất giới hạn cho phép.

6.3.7 Trị số độ lệch tâm cho phép e của tải trọng đối với tường chắn trên nền không phải đá phải được lấy như sau: đối với tường chắn không có áp lực nước – lấy nhỏ hơn 1/5B; đối với tường chắn có áp lực nước lấy nhỏ hơn 1/6B, trong đó B là chiều rộng mặt đáy tường.

6.4 Tính toán biến dạng trên nền không phải đá

Các phương pháp tính toán độ lún của tường chắn đặt trên nền không phải là đá phải được tính toán theo TCVN 4253:2012 hoặc tương đương và được phép sử dụng các phương pháp trong phụ lục tra cứu và các phương pháp khác khi có luận chứng xác đáng. Các giá trị lún cho phép ($[S]$; $[\Delta S/L]$ và $[i]$) của nền lấy theo tài liệu [8]; [11]; [12] và cho phép tham khảo các tài liệu trong mục tài liệu tham khảo. Cho phép dùng các phương pháp PTHH để tính biến dạng của nền.

6.5 Tính toán độ bền của tường

6.5.1 Việc tính toán độ bền của tường chắn cần được thực hiện căn cứ vào loại vật liệu theo yêu cầu của những tiêu chuẩn xây dựng tương ứng.

Khi cần làm chính xác trạng thái ứng suất của kết cấu tường chắn, có thể dùng phương pháp lý thuyết đàn hồi hoặc tiến hành nghiên cứu mô hình. Cho phép áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn để tính.

TCVN 9152:2012

6.5.2 Trong trường hợp tổng quát, cần tính toán tường chắn theo theo độ bền tổng thể và cục bộ. Nên tính toán theo trình tự sau:

- Dựa theo kết quả phân tích điều kiện làm việc để lập hồ sơ tính toán tính về độ bền tổng thể và cục bộ.
- Để xác định chắc chắn những kích thước cơ bản của tường cần tính toán những cấu kiện riêng biệt của chúng (Thí dụ: tấm thẳng đứng của tường kiểu tựa, chân khay của tấm móng vv ...) theo tải trọng cục bộ, đặt trực tiếp lên những cấu kiện đó (theo độ bền cục bộ).
- Đặt toàn bộ tải trọng lên tường chắn và tính tường chắn theo độ bền tổng thể, đồng thời lấy tổng các mô men uốn, các lực hoặc ứng suất pháp và cắt có trị số tương tự như khi tính toán theo độ bền cục bộ.

6.5.3 Các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép của tường chắn cần được tính toán theo TCVN 4116-85, TCVN 5574:1991. Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép theo TCVN 5573:1991.

5.5.4 Những tường chắn bê tông cần được tính toán như sau:

- Tường chắn có độ lớn cấp I và cấp II được tính toán không kể đến sự làm việc của vùng chịu kéo của tiết diện trong điều kiện đảm bảo độ bền của vùng chịu nén và theo hệ số an toàn ổn định về lật (6.5.11).
- Tường chắn có độ lớn cấp III, IV và V được tính toán có kể đến sự làm việc của vùng chịu kéo của tiết diện, những khe thi công trong những trường hợp này phải được đặt cốt thép theo kết quả tính toán.

CHÚ THÍCH: Khi thiết kế những tường chắn bê tông không cho phép các tiết diện của tường phát sinh ứng suất kéo đúng tâm và lệch tâm.

6.5.5 Đối với những tường chắn kiểu tựa có chiều cao tiết diện tường tựa lớn hơn hoặc bằng 1/3 chiều cao tường thì việc tính cường độ cần được thực hiện theo giai đoạn làm việc đàn hồi của kết cấu; đồng thời việc đặt cốt thép cho tường tựa được thực hiện trên cơ sở xác định trạng thái ứng ứng suất của nó trong giai đoạn làm việc đàn hồi có kể đến quỹ đạo của các ứng suất chính.

Khi chiều cao mặt cắt tường tựa nhỏ hơn 1/3 chiều cao tường thì cho phép tính toán độ bền của tường tựa theo giai đoạn phá hoại.

6.5.6 Cho phép tính toán các tường chắn theo trạng thái giới hạn thứ hai – theo biến dạng- theo các qui phạm về cơ học kết cấu có kể đến tính dễ biến dạng của nền.

Khi tính toán như vậy cần tính độ cứng thực tế của tường chắn có kể đến sự hình thành hoặc mở rộng khe nứt.

6.5.7 Tính toán sự hình thành và mở rộng khe nứt tường chắn bê tông hoặc bê tông cốt thép cần được tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai và theo quy định của TCVN 4116-85, TCVN 5574:1991.

CHÚ THÍCH:

- Đối với những tường chắn các công trình thủy công ở biển nhất thiết phải kiểm tra về sự hình thành khe nứt.
- Đối với những tường chắn bê tông cốt thép không nằm trong tuyến cột nước có áp của công trình và không tiếp thu áp lực cột nước thì cho phép không cần kiểm tra về sự hình thành hoặc giới hạn trị số mở rộng khe nứt trừ đối với các công trình vùng biển.

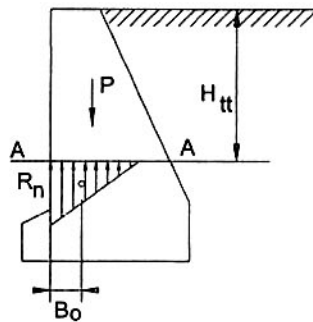
6.5.8 Trong những bộ phận của tường chắn đã thoả mãn điều kiện tính toán về sự hình thành khe nứt thì khi trong đất đắp hoặc phía mặt trước tường có nước, không cần tính đến phản áp lực tại các tiết diện tính toán.

Khi tiết diện tính toán trùng với khe thi công thì tính đến phản áp lực tại khe khi tính toán ứng suất, phản áp lực này xác định theo TCXDVN 356:2005; TCVN 4116-85, TCVN 5574:1991.

Khi tường chắn có các bộ phận thoát nước, cần kể đến ảnh hưởng của nó đối với sự giảm áp lực ngược.

6.5.9 Trong những tường chắn đặt trên nền đá, tiếp thu áp lực nước và có màn chắn xi măng chống thấm thì không được phép cho phá hoại độ bền tại chỗ tiếp xúc với đá ở phía màn chắn đó.

6.5.10 Trong trường hợp có khả năng xuất hiện vết nứt tại các phần tường thẳng đứng ở phía mặt sau của tường chắn bê tông, thì cần tính toán kiểm tra về lật quanh một trục qui ước trùng với trọng tâm biểu đồ ứng suất nén tại các tiết diện tính toán, biểu đồ này được lấy theo tam giác có tung độ biên bằng giới hạn độ bền chịu nén của bê tông R_n (Hình 10). Trọng tâm biểu đồ áp lực tại tiết diện tính toán cách mặt trước một đoạn B_0 ($B_0 = 2/3 \frac{P}{R_n}$). Hệ số an toàn ổn định về lật cho tường chắn được lấy theo Bảng 2.



Hình 10 – Sơ đồ tính toán kiểm tra ổn định về lật cho tường chắn bê tông

6.6 Tính toán tường chắn mềm và các tường đặc biệt

Tính toán ổn định tường mềm (tường cừ), tường cừ có neo, tường ô, kết son, tường trong đất, tham khảo các tài liệu trong Điều 8.

7 Kết cấu của tường chắn

7.1 Những kết cấu cơ bản của tường chắn cứng là tường khối, tường bản góc, tường chống, tường ngăn kiểu tổ ong và tường mái nghiêng.

Kết cấu tường chắn có thể là liền khối, lắp ghép từng phần hoặc lắp ghép toàn khối. Xem điều 3.3.

Việc lựa chọn loại kết cấu tường chắn cần dựa trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật nhiều phương án (xem chỉ dẫn trong mục 4.1.5) cũng như điều kiện địa chất công trình (xem mục 4.1.4).

7.2 Phần móng (bản móng vv ...) của kết cấu tường lắp ghép toàn khối và tường kết cấu lắp ghép cần phải làm bằng bê tông liền khối.

TCVN 9152:2012

Phần lắp ghép nằm trên móng tường chắn nên làm thành những cấu kiện kiểu chậu, kiểu hộp, kiểu ngăn tổ ong và kiểu chữ I, cũng như tạo thành các bản và dầm có tiết diện chữ nhật.

7.3 Kết cấu tường chắn phải thoả mãn sơ đồ tính toán, tính hợp lý nhất (dùng đất chất tải, tựa vào công trình bên cạnh, dùng thiết bị neo và thanh giằng, tường giảm tải, truyền áp lực chủ động của đất lên các phần tường nhằm tạo ứng suất trước cho chúng vv ...).

7.1.4 Nên bố trí hợp lý tường chắn so với đất đắp nhằm giảm chiều cao tường, đồng thời tạo cho lưng tường có độ nghiêng thích hợp, kết cấu thích hợp để làm giảm áp lực đất. (xem hình 11).

7.5 Khi lắp các sơ đồ phân đoạn kết cấu lắp ghép của tường chắn nên xét như sau:

7.5.1 Trong những tường chống và chống kiểu khung, nên tạo thành những cấu kiện lắp ghép phân bố ngang cho phần trước tường một cách hợp lý.

Đối với phần chống cũng nên tạo những phân đoạn ngang hoặc những phân đoạn có độ nghiêng nhỏ.

Khi phân đoạn của các phần chống là những cấu kiện lắp ghép ngang thì cho phép không nối cấu kiện này vào những đường ngang với điều kiện là các cốt thép của các cấu kiện được nối chắc vào phần sau và trước tường bê tông liền khối.

Tại phần trước tường được tạo thành bằng những cấu kiện lắp ghép ngang có ghép chặt bằng những cái chống vào các cột toàn khối của phần chống thì các khớp nối không làm việc ngang, không thấm nước hoặc không thấm đất.

7.5.2 Trong những tường kiểu tường ngăn, nên cấu tạo khung bằng những bản dầm lắp ghép được mở rộng trong những khối hình hộp để dễ dàng lắp ghép.

7.5.3 Những khớp nối giữa những cấu kiện lắp ghép, nếu có thể, cần xác định theo hướng không làm việc hoặc tại những phần kết cấu ở đó cũng bảo đảm sự truyền lực cắt lên bê tông.

7.6 Đối với mặt trước của các tường chắn chịu tác dụng của sóng và lực va đập, chịu tác động của nước có tốc độ lớn cũng như chịu sự chà sát của bùn cát thì cần được cấu tạo có cường độ cao, trong trường hợp cần thiết dùng loại vật liệu có cường độ cao để phủ ngoài.

7.7 Khi chọn đất đắp sau lưng tường chắn, cần lợi dụng loại đất có ngay trên khu xây dựng, đồng thời cần chú ý đến những vấn đề sau:

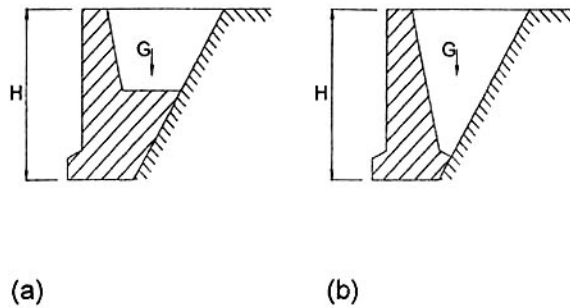
a) Đất cát to hạt và cuội cũng như đá sỏi thì đắp tốt hơn đất dính. Khi tăng độ lớn của các hạt đất rời thì áp lực đất và áp lực nước thấm lên tường giảm, điều kiện thi công đắp đất sẽ đơn giản đi rút ngắn rất nhiều thời gian cố kết của đất. Đất dính dùng để đắp tại những chỗ tiếp giáp với các công trình bên cạnh để đảm bảo được tính chống thấm thì hợp lý hơn.

b) Khi bố trí tường chắn trong phạm vi các đập đất hoặc đê thì đất để đắp cũng lấy cùng một loại đất của đập hoặc đê.

7.8 Khi không có yêu cầu gì đặc biệt thì cần dựa theo biện pháp thi công và yêu cầu sử dụng để xác định kích thước bên trên của tường chắn.

7.9 Độ nghiêng và hình dạng mặt ngoài của ngực tường chắn cần được xác định theo điều kiện sử dụng, các điều kiện về ổn định và cường độ.

Lưng các tường chắn cao nên tạo thành dạng đa giác để có thể sử dụng đầy đủ cường độ của vật liệu. Ví dụ: Nên sử dụng mái hỏ móng tạo cho kết cấu có dạng chịu nén để giảm thép đối với tường cao ($H \geq 10$ m). Từ Hình 11a cho thấy khối lượng đất G đủ để làm cho kết cấu móng tường chỉ chịu nén chứ không chịu kéo như sơ đồ Hình 11b. Với cùng một chiều cao H thì sơ đồ (b) cho sẽ có khối lượng cốt thép lớn hơn sơ đồ (a).



Hình 11

7.10 Để đảm bảo khả năng lún tự do cho các tường chắn đặt trên nền không phải là đá và làm giảm nguy cơ hình thành những vết nứt do nhiệt độ gây ra theo chiều dài tường thì cần cấu tạo những khớp lún và khớp nhiệt độ cố định còn trong quá trình xây dựng tường thì nên cấu tạo những khớp thi công tạm thời.

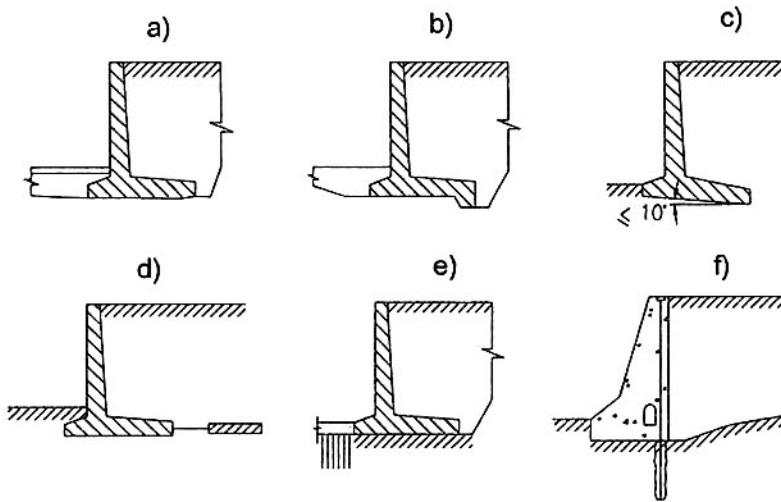
Khi xác định khoảng cách giữa các khớp nối cố định bố trí trên những mặt phẳng tác dụng của tải trọng chính thì cần đề cập đến kích thước của tường, điều kiện khí hậu, trị số độ lún có thể của các đoạn tường và những đặc điểm làm việc khác cũng như "mác" bê tông và đá được sử dụng. Cũng cần cấu tạo những khớp nối cố định để chia tường chắn thành những đoạn có thể xảy ra trạng thái ứng suất khác nhau.

7.11 Các khớp nối cố định trong những tường chắn đặt trên nền không phải là đá cần phải có chiều rộng và kết cấu loại trừ được sự chèn đẩy lẫn nhau của các đoạn tường khi lún không đều. Do đó mặt cắt các khớp nối này nên tạo thành dạng bậc thang có chiều rộng tăng dần lên phía trên của tường. Bề rộng nhỏ nhất của khớp nối (không quá 1 cm) cần phải nằm trong phạm vi móng.

7.12 Khi quyết định các khớp nối thi công và trình tự đổ các khối bê tông cần đề cập đến các biến dạng co ngót trong giai đoạn thi công và bảo đảm được tính liên khối của công trình.

Để giảm khối lượng khớp nối thi công nằm ngang nên lấy theo chiều cao của các khối đổ bê tông là lớn nhất có thể có được, tùy theo điều kiện thi công.

7.13 Trong trường hợp mặt cắt cơ bản của tường chắn đã được chọn theo điều kiện độ bền mà không thoả mãn điều kiện ổn định thì nên đề ra những biện pháp kết cấu đặc biệt nhằm nâng cao tính ổn định của tường (thí dụ xem những mặt cắt tường trên Hình 12).



Hình 12

CHÚ DẪN:

- a) Tầm móng mở rộng về phía sau;
 - b) Như trên, thêm chân khay ở phía sau;
 - c) Tầm móng có đáy nghiêng ngược;
 - d) Tầm móng mở rộng có bản neo ở phía sau;
 - e) Tựa trên đài cọc ở phía trước;
 - f) Dùng dùm cốt thép neo tường vào nền.
- Tường dạng b, d, e - đặt trên nền không phải đá;
 Tường f - đặt trên nền đá;
 Tường a và c - đặt cả trên nền đá và nền không phải đá.

7.14 Trường hợp cần làm giảm áp lực thấm lên đáy tường, giảm cột nước thấm qua nền và vòng quanh công trình đồng thời cần bảo đảm tính ổn định của đất nền tường và sự tiếp xúc giữa đáy tường với nền những tường chắn chịu tác dụng của áp lực nước ở phía đất đắp hoặc phía ngược tường, cần đề ra các biện pháp kết cấu chống thấm và thoát nước tại các công trình khác của đầu mối hệ thống thuỷ lợi.

Tuỳ theo điều kiện địa chất công trình của nền đất nên dùng các bộ phận chống thấm bằng những hàng cừ gỗ và thép, tường ngăn bê tông, màn chống xi măng (đối với nền đá v.v ...).

7.15 Cần chống xói mòn dưới móng các tường chắn chịu tác dụng của dòng nước chảy dọc theo tường hoặc chịu tác dụng của sóng. Thông thường là các tường chắn đất mô trụ cầu, tường hướng dòng v.v ...

7.16 Nên đề ra những biện pháp hạ thấp mực nước và thoát nước dưới đất nền trong nền đất đắp và nền tường chắn.

Đối với những những tường chắn nối tiếp của mô đập và của nhà các trạm thuỷ điện được đặt về phía thượng lưu thì các bộ phận thoát nước cần gắn liền với với đường chống thấm của những công trình khác thuộc đầu mối hệ thống thuỷ lợi nhưng không được phá hoại đường chống thấm đó.

Đối với những tường chắn đặt về phía hạ lưu, nên bố trí những đường thoát nước để dẫn nước từ đó

qua các lỗ đục đặt thấp hơn mực nước thấp nhất. Những lỗ đục đó phải dùng để dẫn nước ra khỏi các ống đặt trong đất đắp. Phải cấu tạo bộ phận thoát nước như thế nào để có thể kiểm tra được sự làm việc của nó và khi cần thiết còn có thể theo dõi được. Các bộ phận thoát nước nên làm bằng những ống bê tông cốt thép đúc sẵn hoặc những ống xi măng đục lỗ được bọc quanh bằng những tầng lọc ngược.

Khi thiết kế tầng lọc ngược cần tuân theo TCVN 8422:2010.

Đối với những tường chắn đặt trên nền không phải là đá chịu tác dụng của áp lực nước thì tùy theo điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn nên đặt những bộ phận thoát nước theo đáy tường dưới dạng những tầng lọc ngược hoặc dùng các giếng khoan để thoát nước cho nền.

7.17 Chiều sâu thiết kế và đặc trưng lấy đá trong nền tường chắn được xác định theo tài liệu khảo sát địa chất công trình.

Đối với nền tường thuộc loại đá chắc, đồng nhất thì phải bóc đến chiều sâu lớp đá bỏ đi (không nổ mìn).

Khi đặt tường trên nền đá yếu thì chiều sâu lấy đá phải làm cho tường được giữ chắc và tựa vào đá bảo đảm tính ổn định chống trượt.

Không nên làm phẳng bề mặt nền đá. Khi nền là loại đá yếu, nên nâng mặt đáy móng tường nghiêng về phía ngược tường – Xem Hình 12c.

7.18 Chỉ được phép đặt cốt thép tại các mặt đầu của tường khi có ứng lực truyền từ các đoạn bên cạnh xô đẩy do lún không đều gây ra.

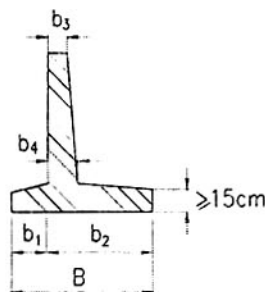
7.19 Cần đề ra một trình tự thi công đặc biệt về đất đắp để tránh được sự cong nghiêng và sự xô đẩy của tường do tác dụng của áp lực bị động của đất gây ra trong giai đoạn thi công.

7.20 Sơ bộ có thể xác định các kích thước của tường chắn như sau

7.20.1 Đối với tường trọng lực

- Chiều rộng của bản đáy: $B_{\text{đáy}} = \text{từ } 0,5H_t \text{ đến } 0,9H_t$
- Chiều rộng phần con son phía trước tường: $b_1 = \text{từ } 0,25B_{\text{đáy}} \text{ đến } 0,3B_{\text{đáy}}$
- Chiều rộng phần bản đáy phía trong: $b_2 = \text{từ } 0,7B_{\text{đáy}} \text{ đến } 0,75B_{\text{đáy}}$
- Chiều dày của bản tường ở đáy: $b_4 = \text{từ } 0,1H_t \text{ đến } 0,2H_t$
- Chiều dày đỉnh tường: $b_3 = \text{từ } 0,4b_4 \text{ đến } 0,5b_4$

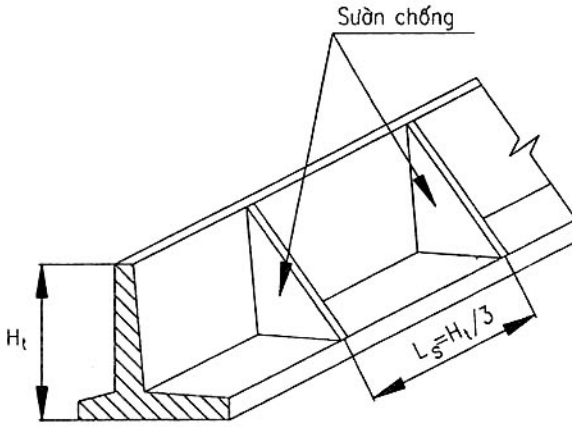
Khi tường cao hơn 25 m với hàm lượng cốt thép chỉ 0,5 %.



Hình 13 – Mặt cắt ngang tường bản góc

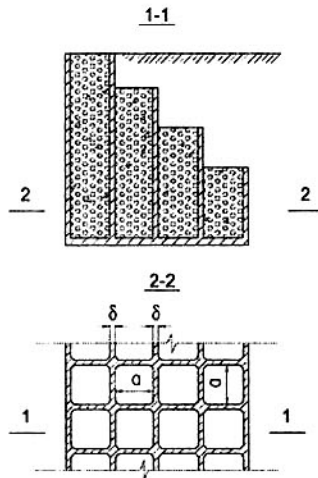
7.20.2 Tường bản góc có sườn chống

- Khoảng cách giữa các sườn là $L_s = H_t/3$.
- Chiều dày của bản theo phương đứng và phương ngang dày như nhau và bằng $(1/15 \div 1/20)L_s$.
- Chiều dày của sườn chống không được nhỏ hơn 25cm.



Hình 14 – Sơ đồ không gian tường sườn chống

7.21 Kết cấu tường ô có thể là liền khối hoặc có thể là kết cấu lắp ghép. Tường ô nối tiếp công trình thủy lợi, thủy điện với bờ có thể liền khối hoặc tách rời và kết cấu tường có thể có bản đáy hoặc có thể không có bản đáy tùy điều kiện địa chất nền.



Hình 15 – Kết cấu tường ô

8 Thiết bị đo, kiểm tra và bố trí những thiết bị đo trong tường chắn

8.1 Khi thiết kế tường chắn cần qui định việc đặt thiết bị đo kiểm tra, bảo đảm theo dõi được công trình trong giai đoạn thi công và sử dụng.

8.2 Việc theo dõi phải được qui định có xét đến đặc điểm làm việc của kết cấu và công dụng của tường chắn. Việc theo dõi công trình được phân ra làm 2 loại:

- Theo dõi kiểm tra - Kiểm tra tình trạng của công trình và khắc phục kịp thời những sai lệch phát hiện được về thi công và sử dụng so với qui ước thiết kế.
- Theo dõi đặc biệt – Nghiên cứu những vấn đề thiết kế riêng.

8.3 Trong giai đoạn thi công tiến hành theo dõi như sau:

- a) Đối với tường xây dựng trên nền không phải là đá – quan trắc độ lún, chuyển vị ngang và lệch.
- b) Quan trắc độ đầm chặt và độ lún của đất đắp;
- c) Đối với tường bê tông khối cấp I và II – quan trắc chế độ nhiệt của khối bê tông;
- d) Đối với tường chắn có kể đến áp lực bị động không ép trời – quan trắc áp lực đất trong quá trình đắp.

8.4 Trong giai đoạn sử dụng tiến hành quan trắc như sau:

- a) Quan trắc chuyển vị ngang của phần trên tường;
- b) Quan trắc độ lún của tường xây trên nền không phải đá;
- c) Quan trắc chế độ thấm và sự làm việc của vật thoát nước trong đất đắp đối với tường chắn thủy công.
- d) Đối với tường chắn cao từ 20 m trở lên – quan trắc trạng thái ứng suất tại các tiết diện tường và cốt thép của các kết cấu bằng bê tông cốt thép và bằng đá học của tường.
- đ) Đối với tường chắn có kể đến áp lực bị động ở phía sau – quan trắc áp lực đất;
- e) Trong những tường chắn có qui định cần đo ứng suất – quan trắc chế độ nhiệt.

8.5 Nên dùng phương pháp trắc đạc để quan trắc chuyển vị và độ lún. Đồng thời đối với công trình cấp III, cấp IV và cấp V có thể quan trắc một lần mà không cần trang bị tuyến trắc đạc cố định.

Những quan trắc còn lại thực hiện nhờ những thiết bị đặt sẵn.

8.6 Trong bản thiết kế cần qui định khối lượng quan trắc tối thiểu. Muốn vậy toàn bộ công tác quan trắc, trừ việc quan trắc chế độ thấm và chuyển vị, nên tập trung vào những trường đoạn đặc biệt được phân ra mục đích đó.

Quan trắc chế độ thấm và chuyển vị của tường cần tiến hành theo toàn tuyến.

8.7 Tiến hành chọn thiết bị và phương pháp bố trí chúng trong công trình theo những chỉ dẫn riêng.

Thư mục tài liệu tham khảo

- [1] Tiêu chuẩn thiết kế tường chắn các công trình thủy công TCXD. 57- 73
- [2] TCVN 4253-2012 Nền các công trình thủy công.
- [3] "Áp lực chủ động và bị động của đất dính trên tường chắn – Sơ đồ, công thức, bảng tính chọn đặc trưng tính toán. – Nguyễn Công Mẫn
- [4] "Hướng dẫn thực hành khảo sát đất xây dựng bằng thiết bị mới (thiết bị do PNUD đầu tư) và sử dụng tài liệu vào thiết kế công trình" 20 TCN – 112-84
- [5] "Xây dựng công trình trong vùng có động đất" - CHu[] - II-7-81*
- [6] "Thiết kế công trình chịu động đất" TCXDVN 357:2006
- [7] "Neo trong đất" BS 8081:1989.
- [9] Tuyển tập Tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam Tập III – Tiêu chuẩn thiết kế
- [10] Справочник проектировщика "Основания, фундаменты и подземные сооружения". МОСКВА СТРОИИЗДАТ 1985
- [11] СНИП II-1.10-65. ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.
- [12] СНИП 2.06.07-87 ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫЕ, СУДОХОДЫЕ ШЛЮЗЫ , РЫБОПРОПУСКНЫЕ И РЫБОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ (ВЗАМЕН СНИП II-55-79), 1987
- [13] СНИП 2.02.02-85 СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА– ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ. (Có bản dịch)
- [14] FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK. Edited by Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang – VAN NOSTRAND REIHOLD COMPANY
- [15] FOUNDATION ENGINEERING – FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS. Edition Leonardo Zeevaert - VAN NOSTRAND REIHOLD COMPANY
- [16] PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING. Edited Braja M. Das. – Thomson – fifth Edition
- [17] Foundation Analysis and Design
- [18] ENGINEERING AND DISIGN - DESIGN OF SHEET PILE WALLS
- [19] BS 8002:1994. CODE OF PRATICE FOR EARTH RETAINING STRUCTURES. BRITISH STANDARD, 1994
- [20] FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. Edited Jseph E. Bowles
- [21] BS 8081:1989. Code of Practice for Ground Anchorages. British Standard 1989

PHỤ LỤC A. NGUYÊN TẮC VÀ CHỈ DẪN CHUNG VỀ TÍNH TOÁN TƯỜNG CHẮN CÁC CÔNG TRÌNH THỦY LỢI
(tham khảo)

A.1. Tải trọng và tác động các trường hợp tính toán

A.1.1. Các tổ hợp tải trọng và tác động. (xem mục 4.2 của Tiêu chuẩn này)

Khi lựa chọn tổ hợp các tải trọng và tác động để tính toán tường chắn, cần xác định rõ xác suất đồng thời xảy ra thực tế của chúng để loại trừ được những tổ hợp tải trọng và tác động không thể xảy ra hoặc xảy ra rất hiếm; mặt khác cần dự toán trước được trình tự thi công công trình bảo đảm không gây ra tình hình bất lợi về trạng thái ứng suất của công trình và những cấu kiện của nó trong giai đoạn thi công. Vì những lý do đó, mà tiêu chuẩn xây dựng có chú thích cụ thể thêm về việc chọn tải trọng và tác động như sau:

Trong tổ hợp đặc biệt của tải trọng và tác động, không được kể đến tác dụng đồng thời của những tải trọng ít khi xảy ra như tác động đồng thời của động đất và lực va đập của tàu thuyền.

Trong từng trường hợp tính toán, tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động được xác định theo khả năng thực tế tác dụng đồng thời của chúng nên công trình.

Trong giai đoạn xây dựng và sửa chữa, cần xác định tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động theo trình tự thi công đã chọn có xét tới tính liên tục của việc xuất hiện trạng thái ứng suất của tường chắn và nền của nó gây ra bởi việc thi công theo từng giai đoạn, cũng như bảo đảm khả năng tăng nhanh nhất chiều cao công trình.

Ngoài ra, vì tường chắn thường là bộ phận của công trình thủy lợi nên cũng cần lưu ý thêm rằng có những yêu cầu đặc biệt có thể đưa vào tổ hợp đặc biệt của tải trọng và tác động áp lực nước sinh ra do công trình ở phía trên hoặc phía dưới dòng chảy bị phá hoại hoặc những lực sinh ra khi một bộ phận của công trình bị hư hỏng.

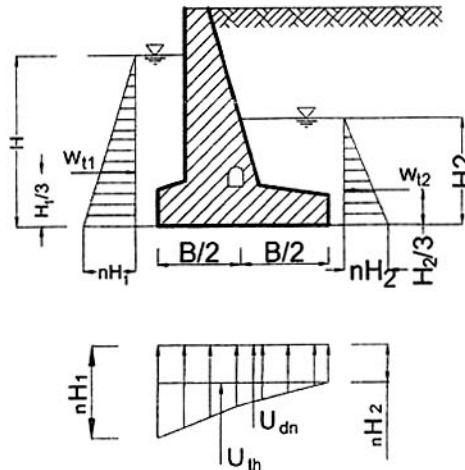
A.1.2. Xác định các lực tác dụng lên tường chắn.

A.1.2.1. Áp lực nước tác dụng lên tường chắn và móng tường gồm có: áp lực thủy tĩnh (W_i), áp lực đẩy nổi thủy tĩnh và áp lực thấm thủy động.

Áp lực thủy tĩnh thường tác dụng lên lưng và ngực tường chắn, phân bố theo quy luật đường thẳng (Hình A.1).

Các áp lực đẩy nổi thủy tĩnh (U_{dn}) và áp lực thủy động (U_{tb}) thường tác dụng lên đáy móng tường, tạo nên phản áp lực đẩy tường lên, làm giảm tính ổn định của tường. Nếu trong khối đất đắp sau tường hình thành dòng nước thấm đổ về phía lưng tường thì cũng sẽ phát sinh áp lực thủy động tác dụng lên lưng tường (Hình A.2), gây bất lợi cho tính ổn định của tường.

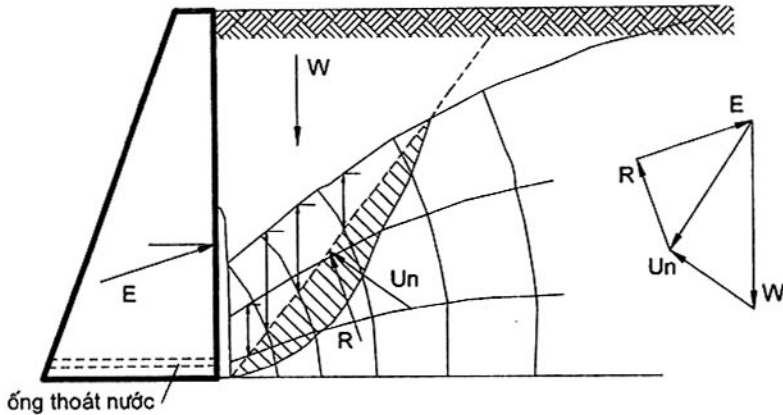
Muốn tính được giá trị (U_{dn}) và (U_{tb}), cần vẽ được biểu đồ của chúng (Hình A.1).



Hình A.1: Biểu đồ phân bố áp lực thủy tĩnh, áp lực thủy động và áp lực thấm thủy động lên tường chắn

Nếu tường chắn xây dựng trên nền đất có tính thấm nước, có thể dùng các phương pháp lý thuyết tính toán về thấm hoặc các phương pháp thực nghiệm và đồ giải để vẽ biểu đồ áp lực thấm thủy động.

Đối với tường chắn cấp III và IV tiêu chuẩn thiết kế cho phép dùng các phương pháp tính toán lý thuyết gần đúng, giả thiết Gradient thấm dọc theo đường viền dưới đất của tường chắn là một hằng số.



Hình A.2: Sơ đồ tính toán áp lực đất (đất rời) lên tường chắn khi có dòng nước thấm đổ về phía lưng tường.

Trong tính toán nói chung, tùy theo sơ đồ đường viền dưới đất của tường mà có thể dùng các phương pháp chính xác hơn dựa trên việc giải trực tiếp bài toán thấm dưới đáy công trình (N.N.PAVLOVSKI) khi sơ đồ đường viền đơn giản, hoặc dùng phương pháp phân đoạn (N.N.PAVLOVSKI) và phương pháp hệ số sức kháng (R.R.CHUGAEV) khi sơ đồ đường viền phức tạp hơn [3].

Khi đường viền phức tạp hơn nữa hoặc đất nền không đồng nhất có thể dùng phương pháp PTHH với các phần mềm ứng dụng. Trường hợp tường chắn xây dựng trên nền đá, có tính nứt nẻ đủ để nước thấm được, phân áp lực tác dụng lên đáy móng tường được xác định theo phương pháp gần đúng, giả thiết sự giảm cột nước thấm theo quy luật đường thẳng. Thực tế nước thấm trong các kẽ nứt của đá nói chung không theo đúng quy luật thấm chảy tầng. Nếu các kẽ nứt của nền đá rộng, sự chuyển động của nước trong đó có thể là chảy rối; chỉ khi khối đá nền có các kẽ nứt nhỏ và đều, hoặc trong các kẽ nứt lớn có đất lấp nhét thì sự chuyển động của nước trong đó mới có thể tuân theo định luật thấm, chảy tầng.

Chính vì sự thấm nước trong nền đá phức tạp như vậy, nên tiêu chuẩn thiết kế đã nêu công thức tính toán dựa trên giả thiết tỉ lệ đường thẳng của gradient thấm có hiệu chỉnh theo tính nứt nẻ của nền. Rõ ràng đó chỉ là phương pháp gần đúng.

Hình A.3 cho biểu đồ phân áp lực khi không có thiết bị thoát nước và có thiết bị thoát nước.

Khi không có thiết bị thoát nước (Hình A.3a) phân áp lực được tính theo biểu thức sau:

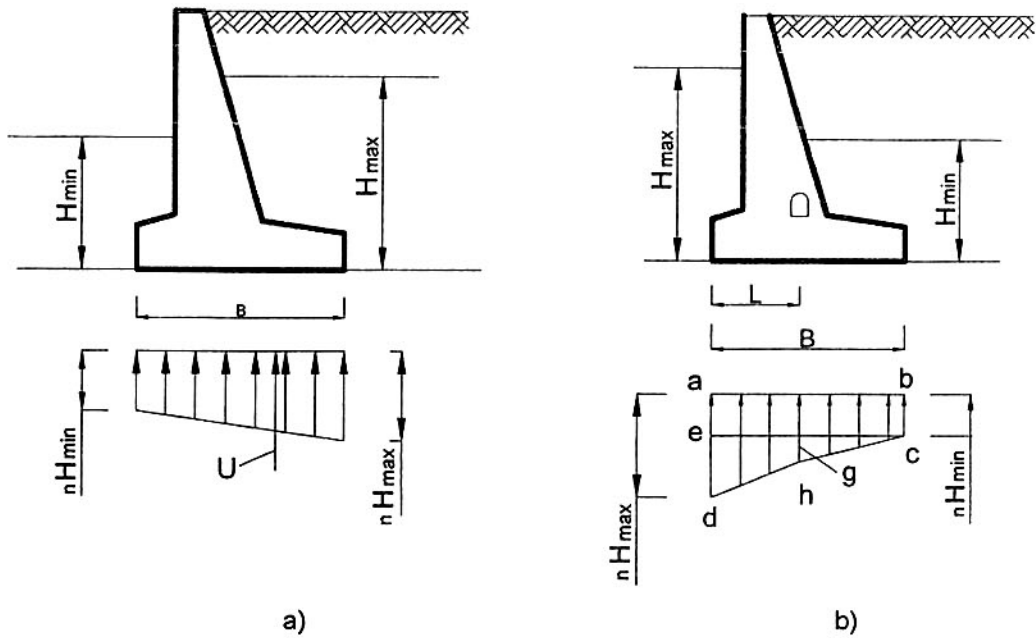
$$U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{max} - H_{min}) + \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B H_{min}; \quad (A.1)$$

Để tiện tính toán có thể viết lại biêt thức (A.1) như sau:

$$U_{tp} = 0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{max} - H_{min}); \quad (A.2)$$

Điểm đặt của U_{tp} được xác định cụ thể trên Hình A.3a.

Khi có thiết bị thoát nước (Hình A.3b), hoặc màn chắn xi măng, gradient thấm tăng do đó áp lực thấm thủy động tác dụng nên mặt đáy công trình giảm đi trong trường hợp này, tiêu chuẩn thiết kế có nêu các công thức để tính toán.



Hình A.3. Sơ đồ phân áp lực của nước lên đáy móng tường

a) Khi không có thiết bị thoát nước;

b) Khi có thiết bị thoát nước.

Khi có thiết bị thoát nước, U_{th} được tính theo công thức sau:

$$U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{max} - H_{min}) \cdot (l + \alpha'_1 \cdot B) + \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B H_{min}; \quad (A.3)$$

Trong đó l : là khoảng cách từ mặt tường chịu áp tới đường tim của hành lang tiêu nước.

α''_1 : là hệ số giảm cột nước ($H_{max} - H_{min}$) có tính đến tiêu nước nền, được áp dụng $\alpha''_1 = 0,4$.

Khi có màn chắn xi măng, U_{tp} được tính theo công thức sau:

$$U_{tp} = U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{max} - H_{min}) \cdot (l + \alpha'_1 \cdot B) + \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot H_{min}; \quad (A.3')$$

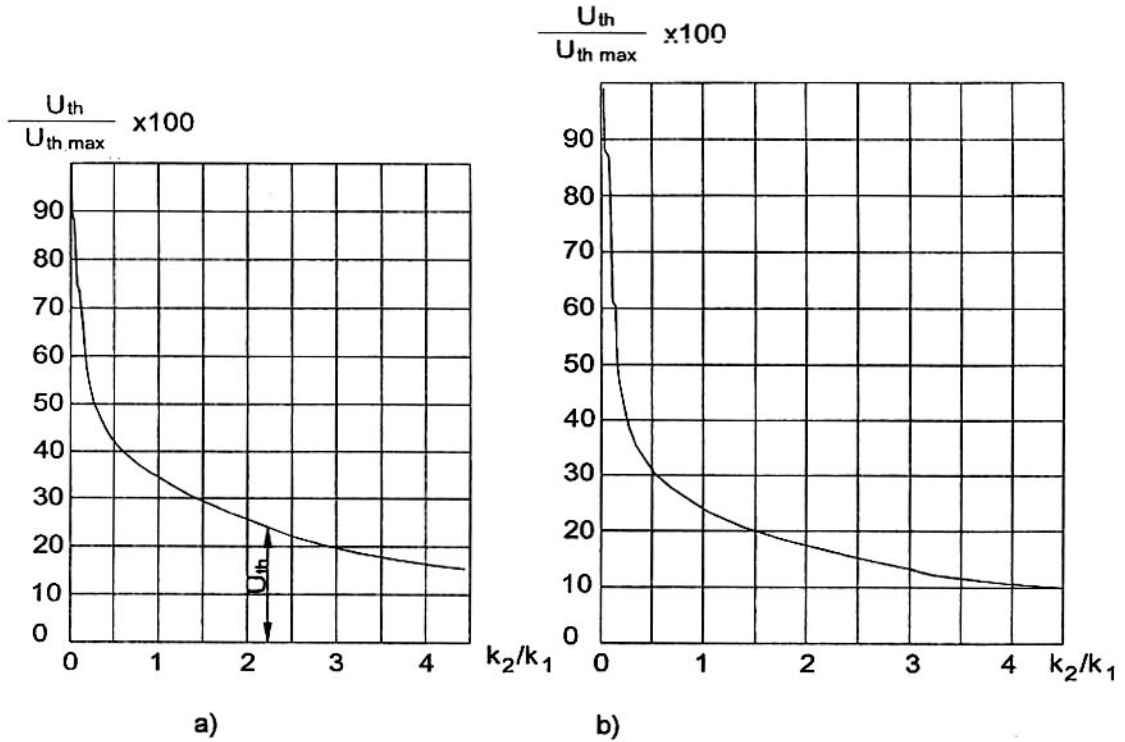
Trong đó l : là khoảng cách từ mặt tường chịu áp tới đường tim của màng chắn khoan phụt.

α'_1 : là hệ số giảm cột nước ($H_{max} - H_{min}$) có tính đến hiệu quả của màng chắn, được áp dụng $\alpha'_1 = 0,5$.

Trong các công thức (A.1), (A.2), (A.3), (A.3'), cần chú ý tới các hệ số α_2 , α'_1 , α''_1 .

Hệ số α_2 biểu thị mức độ đẩy nổi của phản áp lực lên đáy móng công trình, theo nhiều kết quả nghiên cứu α_2 phụ thuộc vào tính thấm nước của đất, đá nền và tính thấm nước của vật liệu làm móng công trình.

Bằng thí nghiệm EGĐA tiến hành đối với trường hợp có bản cừ và không có bản cừ trong nền khi mực nước hạ lưu bằng không T.F.PUTKO đã lập được biểu đồ quan hệ giữa $U_{th}/U_{th\max}$ và k_2/k_1 biểu thị trên Hình A.4.



Hình A.4: Biểu đồ quan hệ giữa $U_{th}/U_{th\ max}$ với k_2/k_1

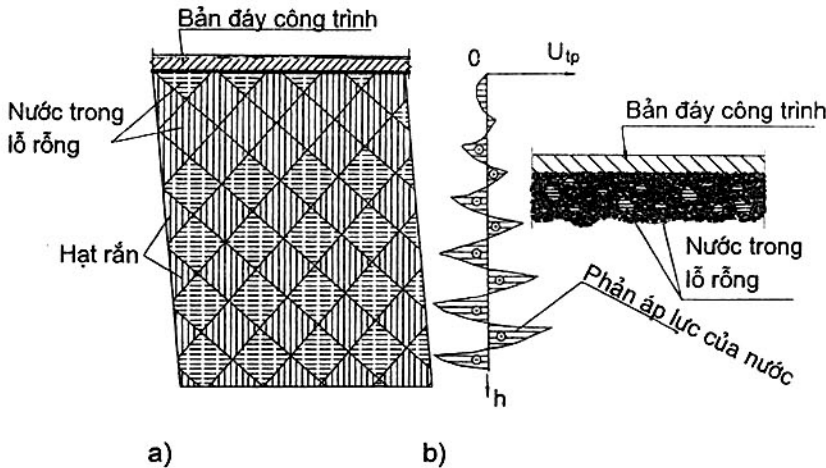
K_1 - Hệ số thấm của nền; K_2 . Hệ số thấm của bản đáy móng

- a. trường hợp không có bản cừ trong nền;
- b. trường hợp có bản cừ trong nền.

Từ hai biểu đồ đó thấy rằng, khi tỉ số k_2/k_1 lớn thì U_{th} giảm tới 10 lần so với trường hợp bản đáy công trình coi như không thấm nước.

Mặt khác, nếu xét riêng về đất đá nền thì hiện nay có hai quan điểm khác nhau. Một số người thì cho rằng chỉ trường hợp điểm tiếp xúc giữa các hạt đất đủ nhỏ (Hình A.5a) thì mới có thể coi rằng toàn bộ phản áp lực tác dụng lên mặt đáy móng công trình. Trong trường hợp này phản áp lực tác dụng lên bản thân hạt đất thì có thể biểu thị bởi biểu đồ nêu ở phía phải Hình A.5a còn nếu như diện tiếp xúc giữa các hạt đất đá với nhau cũng như các hạt đất đá với mặt đáy móng công trình đủ lớn (Hình A.5b) tạo nên bởi những liên kết xi măng thì phản lực không truyền toàn bộ lên mặt đáy công trình được mà một phần bị những điện tích tiếp xúc cản trở. Trong trường hợp này, phải lấy giá trị phản áp lực tính toán bằng tích của phản áp lực toàn vẹn với hệ số triết giảm α_2 (với $\alpha_2 < 1$, thường được xác định bằng thực nghiệm).

Một số nhà nghiên cứu khác (K.Terzaghi, M.N.Ger-xevanov.v.v...) thì lại cho rằng thực tế phải lấy phản áp lực toàn vẹn làm phản áp lực tính toán ($\alpha_2=1$) bởi vì sự sai khác do những nguyên nhân phân tích ở trên là không đáng kể, ngay cả đối với trường hợp nền đất sét (α_2 = từ 0,95 đến 0,98).



Hình A.5: Sơ đồ biểu thị hai loại hình dạng hạt dưới nền công trình chịu tác dụng của phản áp lực nước khác nhau

Hiện nay trong thực tế thiết kế do chưa nghiên cứu đầy đủ về vấn đề này, mặt khác để đảm bảo tính an toàn cho công trình thiết kế, người ta thiên về những ý kiến có tính chất quy ước như sau:

1. Trường hợp nền thuộc loại đất cát, đất hòn lớn thì lấy phản áp lực toàn vẹn làm phản áp lực tính toán đối với bản thân đất nền cũng như đối với công trình xây trên đất đó ($\alpha_2=1$);

2. Trường hợp nền thuộc loại đất dính, có những liên kết kết cấu xi măng hoặc không, căn cứ vào những kết quả nghiên cứu thấy rằng phản áp lực thực tế bằng hoặc gần bằng phản áp lực toàn vẹn, do đó hiện nay khi thiết kế các công trình thủy lợi, lấy phản áp lực tính toán bằng phản áp lực toàn vẹn ($\alpha_2=1$);

3. Trường hợp nền đá, cứng cho rằng phản áp lực tính toán gần bằng phản áp lực toàn vẹn tác dụng lên mặt đáy công trình bằng bê tông, vì bê tông móng công trình coi như không thấm nước (từ hình Hình A.4, khi $K_2 = 0$ thì $U_{th} = U_{th \max}$) do đó cũng phải lấy $\alpha_2=1$. Tuy nhiên thực tế cho thấy rằng nhiều công trình thủy lợi bằng bê tông xây dựng trên nền đá, khi thiết kế đã lấy $\alpha_2 < 1$, nhưng chúng vẫn làm việc bình thường, vì vậy khi có cơ sở nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đáng tin cậy, có thể chọn $\alpha_2 < 1$.

Các hệ số α_1 , với α_1' là những hệ số thực nghiệm đưa vào công thức để xét hiệu quả của thiết bị thoát nước hoặc màn chắn xi măng.

Trong các biểu thức (A.3) và (A.4), số hạng $0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{\max} - H_{\min})$, biểu thị bởi diện tích trong tam giác egd, còn số hạng $0,5\alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot (H_{\max} - H_{\min}) \cdot \alpha_1 \cdot B$, biểu thị bởi diện tích tứ giác cgdh (Hình A.3b).

A.1.2.2 Áp lực sóng tác dụng lên tường do gió. Để xác định được giá trị của áp lực sóng cần biết các yếu tố của sóng: chiều cao sóng h_s , chiều dài sóng (bước sóng) λ_s . Các yếu tố đó phụ thuộc nhiều nguyên nhân như tốc độ gió và thời gian gió thổi, chiều dài mặt nước truyền sóng và độ sâu của nước v.v...

Để tính toán yếu tố của sóng, có thể dùng công thức N.A.Labzovxki:

$$\text{Chiều cao sóng:} \quad h = \beta h_0 \quad (\text{A.4})$$

$$\text{Với:} \quad h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V_{10} \cdot \sqrt{D \cdot \varepsilon}$$

$$\text{Chiều dài sóng:} \quad \lambda = \alpha \lambda_0 \quad (\text{A.5})$$

$$\lambda_0 = 0,073 \cdot V_{10} \cdot \sqrt{\frac{D}{\varepsilon}}$$

Trong đó:
$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V_{10}}}; \quad (A.6)$$

$$K = 1 + e^{-0,4D/V_{10}}; \quad (A.7)$$

Trong đó: D là chiều dài mặt nước truyền sóng và chiều dài giới hạn mặt nước truyền sóng (km);

V_{10} – Tốc độ gió (m/s) tại chiều cao 10m kể từ mặt nước;

K- Hệ số độ tăng chiều cao sóng dọc theo chiều dài mặt nước truyền sóng.

Từ công thức (A.4) và (A.5), có thể lập bảng tính sẵn chiều cao và chiều dài sóng.

Giá trị giới hạn của chiều dài mặt nước truyền sóng [D] không được vượt quá giá trị sau:

$$[D] = 30V_{10}^2 \cdot \varepsilon \quad (A.8)$$

Áp lực sóng tác dụng lên ngực tường chắn bao gồm 2 loại: Áp lực sóng xô khi vỗ vào ngực tường (R_x) và áp lực sóng rút khi rời khỏi ngực tường (R_r), (Hình A.6).

Trong trường hợp ngực tường thẳng đứng, trong giai đoạn thiết kế sơ bộ có thể tính R_x và R_r theo các công thức gần đúng sau đây:

$$\text{Tổng áp lực sóng xô: } R_x = \gamma \cdot K_1 \cdot \left[\frac{\left(H + \frac{P}{\gamma} \right) \cdot (H + h_s + h_o)}{2} - \frac{H^2}{2} \right]; \quad (A.9)$$

$$\text{Tổng áp lực sóng rút: } R_r = \gamma \cdot K_1 \cdot \left[\frac{H^2}{2} - \frac{\left(H - \frac{P}{\gamma} \right) \cdot (H + h_o - h)}{2} \right]; \quad (A.10)$$

Trong đó: $P = \frac{h_s}{ch\beta}$; $h_o = \alpha \cdot h_s \cdot cth\beta$; $\alpha = \frac{\pi \cdot h_s}{\lambda_s}$; $\beta = \frac{2\pi \cdot H}{\lambda_s}$

γ - trọng lượng đơn vị thể tích của nước (T/m^3);

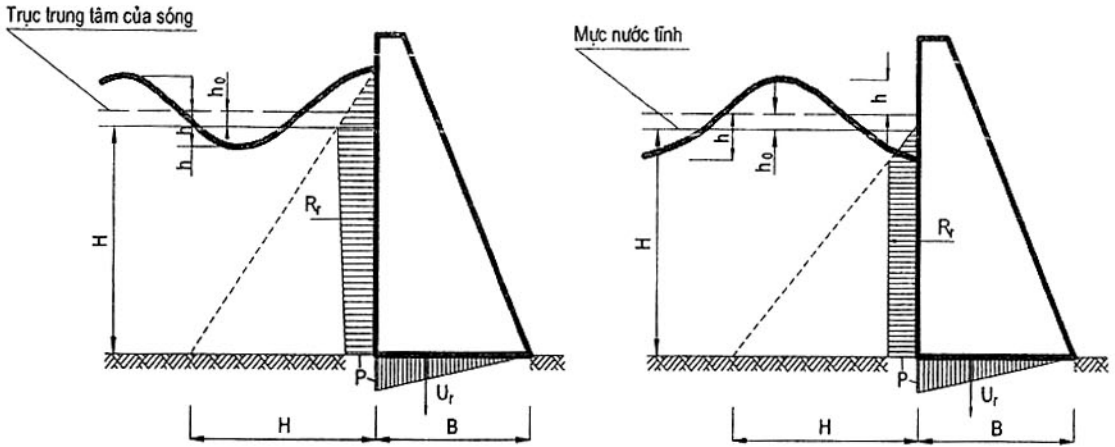
K_1 – hệ số hiệu chỉnh, lấy theo bảng A.1.

Trong cả hai trường hợp trên, giá trị lực đẩy nổi sóng xô (U_x) và lực nén sóng rút (U_r) được tính theo biểu thức có dạng chung như sau:

$$U_x (U_r) = \frac{1}{2} \cdot p \cdot B; \quad (A.11)$$

Sơ đồ tính toán và chiều tác dụng của U_x , U_r

xem trong hình A.6



Hình A.6: a- Sơ đồ tính toán áp lực sóng xô (\$R_x\$)

b- Sơ đồ tính toán áp lực sóng rút (\$R_r\$)

Bảng A.1: Giá trị hệ số \$K_1\$ trong công thức (1-9, (110))

$\frac{H}{\lambda_s}$	Giá trị \$K_1\$ khi $\frac{h_s}{\lambda_s}$ bằng				
	0,08	0,067	0,05	0,04	0,033
0,1	0,89	0,94	1,01	1,07	1,13
0,15	0,79	0,83	0,83	0,95	1
0,2	0,73	0,75	0,82	0,87	0,93
0,25	0,72	0,73	0,79	0,84	0,88

Tải trọng và lực tác dụng lên công trình do sóng và tàu xem TCVN 8421:2010.

A.1.2.3- Tải trọng do tàu thuyền tác dụng.

Tường chắn thuộc âu thuyền hoặc bến sông, bến cảng v.v... thường chịu tác dụng của tải trọng và tác dụng do tàu thuyền gây ra.

Tải trọng chủ yếu của tàu thuyền tác dụng lên tường chắn được kể tới là: Tác động va đập (hay chất đống) của chúng, sức căng của cáp neo tàu thuyền và thiết bị bến, tải trọng do sự chất đống vì gió của tàu thuyền đổ, nhưng vì loại tải trọng sau nhỏ hơn nhiều so với tác động va đập của tàu thuyền nên thường bỏ qua khi tính toán.

Lực va đập của tàu thuyền lên kết cấu tường chắn (âu thuyền) phụ thuộc vào tốc độ và góc độ tiến của tàu thuyền đến công trình cũng như phụ thuộc biến dạng của chúng được coi như vật thể đàn hồi khi va chạm. Lực va đập \$P_y\$ của thuyền lên kết cấu âu thuyền được xác định theo phương trình va chạm của vật thể đàn hồi:

$$\lambda.M.V^2 = \frac{1}{2}.P_y.f; \quad (A.12)$$

Trong đó: \$\lambda\$ – hệ số xét tới 1 phần động năng của tàu thuyền gây biến dạng của kết cấu khi va chạm, phụ thuộc vào vật liệu và kết cấu, thường lấy \$\lambda = 0,4\$

$$M = \frac{W}{g}; (T/m/sec^2)$$

W- trọng lượng nước do tàu thuyền choán khi chất tải hoàn toàn (T);

g- gia tốc trọng trường (9,81 m/sec²);

V – vận tốc của tàu thuyền khi tới gần công trình (m/sec);

f – tổng độ võng của kết cấu công trình và biến dạng của vỏ tàu khi va đập.

Tuy nhiên, khi dùng công thức (A.12) để xác định lực P_y , việc xác định tổng độ võng của kết cấu công trình và biến dạng của vỏ tàu khi va đập gặp nhiều khó khăn, do đó trong thực tế thiết kế, khi công trình không có thiết bị tiêu năng, có thể thay thế lực va đập động của tàu thuyền bằng lực tĩnh tính toán tương đương, có phương vuông góc với mặt trước của kết cấu.

Trị số những lực tĩnh này được xác định theo trọng lượng nước do tàu thuyền choán chỗ và theo điều kiện "chất đông" của chúng lên kết cấu âu thuyền (bảng A.2).

Bảng A.2. Giá trị lực tĩnh tính toán tương đương

Loại tàu	Trọng lượng nước lớn nhất do tàu choán chỗ $W_s(T)$	Chiều rộng buồng âu (m)	Tải trọng và đập tính toán					
			Đối với buồng âu		Đối với đoạn dẫn hướng tàu về bên			
			Tính theo % của W	Tính theo T	Thẳng		Cong	
					Tính theo % của W	Tính theo T	Tính theo % của W	Tính theo T
Chở hàng khô	4500÷5000	18	$\frac{1}{300}$	15	$\frac{1}{200}$	25	$\frac{1}{150}$	30
Chở đầu mỏ	13000	30	$\frac{1}{400}$	30	$\frac{1}{300}$	50	$\frac{1}{200}$	60

Đối chiếu kết quả thực đo với bản kết quả lấy theo bảng A.2, giá trị tải trọng và đập thực tế của tàu thuyền lớn gấp 1,8 lần giá trị cho trong bảng, vì vậy nếu xét tới điều đó, có thể dùng công thức sau đây để tính:

$$P_y = 0,09.k_c \sqrt[3]{W^2} (T); \quad (A.13)$$

Trong đó: W – trọng lượng nước do tàu choán chỗ (T)

k_c – hệ số không thứ nguyên;

Đối với buồng âu $k_c = 1$;

Đối với đoạn thẳng của công trình dẫn tàu $k_c = 1,67$;

Đối với đoạn cong $k_c = 2$.

Tải trọng và đập của tàu thuyền lên công trình bên được xác định theo biểu thức:

$$P_y = \psi.v.\sin\alpha.\sqrt{\frac{M}{c_1+c_2}} (T); \quad (A.14)$$

Trong đó: ψ - hệ số không thứ nguyên, lấy bằng 0,4 đối với tường thẳng đứng;

V , α - lần lượt là tốc độ (m/s) và góc độ (độ) của tàu thuyền khi tiến tới công trình.

Chú ý: Để đảm bảo an toàn cho công trình, tốc độ di chuyển của tàu chờ hàng thường phải khống chế:

- Khi đi trong buồng âu: $v \leq 1$ m/sec;
- Khi đi trong công trình dẫn tàu: $v \leq 1,2$ m/sec.

Góc α để tàu cỡ lớn nhất có thể di chuyển trong phạm vi âu thuyền được xác định từ tỷ số giữa chiều dài tàu với chiều rộng công trình, cụ thể có thể lấy như sau:

- Khi đi trong buồng âu $\alpha = 3^\circ$ đến 4° ;
- Khi đi trong công trình dẫn tàu: $\alpha = 8^\circ$ đến 10° ;
- Khi đi trong đoạn cong của chỗ cọc buộc tàu và bến : $\alpha = 15^\circ$ đến 20° ;

M- khối lượng nước do tàu thuyền choán chỗ (T); $M = \frac{w}{g}$;

c_1 , c_2 lần lượt là hệ số biến dạng đàn hồi của công trình và của vỏ tàu.

Theo định nghĩa hệ số biến dạng đàn hồi bằng tỷ số biến dạng của công trình hoặc vỏ tàu tính bằng mét với lực và lấy bằng 1T; có thể xác định chúng như sau:

- Đối với kết cấu công trình liên tục của buồng âu và bến không có cấu tạo ngắt quãng: $c_1 = \frac{d_k}{l_k}$

Trong đó: d_k – chuyển vị của tấm đặt tải trọng và đập (tính bằng m/T trên 1 mét dài), tác dụng vuông góc với mặt ngoài công trình;

l_k – chiều dài đoạn công trình (giữa hai chân khay) trên đó lực và đập tác dụng:

- Đối với tàu đi trong hồ cũng như tàu biển có chiều dài l_t ; $c_2 = \frac{0,015}{35 + 0,9 \cdot (l_t - 70)}$;

Trị số lực P_y tính theo biểu thức (A.14) không được quá trị số lực cho phép về cường độ đối với vỏ tàu trên sông, lực này được quy định như sau: $P_y^{qp} = l_t - 20$ (T);

(A.15)

Để tiện dùng, có thể các biểu thức (A.13), (A.14), (A.15) vẽ ra các biểu đồ tương ứng (Hình A-7).

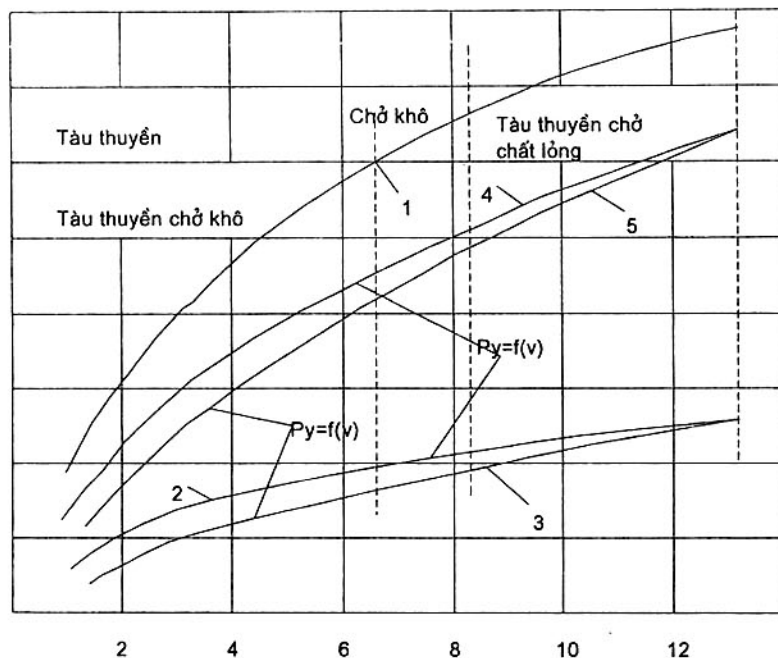
Lực và đập tiếp xúc với mặt ngoài công trình được tính theo biểu thức sau: $T_y = f \cdot P_y$;

(A.16)

Trong đó: f – hệ số ma sát giữa vỏ tàu với kết cấu âu bằng bê tông, thường lấy bằng 0,6 (khi trên kết cấu không có thiết bị đệm bằng gỗ).

Khi thiết kế các kết cấu tường chắn (âu thuyền, bến.v.v...), giá trị tính toán của sức căng, cáp néo tàu được xác định từ điều kiện ứng suất vượt tải ngẫu nhiên xảy ra khi đứt cáp hoặc đứt vòng néo cáp nhưng phần cố định vào thể xây không bị nhổ lên, còn ứng suất trong kết cấu công trình không được vượt quá giá trị cho phép.

Ứng lực do sức căng cáp néo tàu gây ra bởi tác động của gió lên tàu, sự chòng chành của tàu, bởi sự hãm lại lúc đến tới gần v.v... được xác định theo bảng A-3 đối với mọi loại tàu vận tải trên sông. Những ứng lực có thể lấy theo góc tác dụng bất lợi nhất trên mặt phẳng ngang từ 0 đến 90° , đối với tuyến bến và trên mặt phẳng đứng từ 0 đến 30° so với mực nước.



Hình A.7: Đường quan hệ $P_y = f(w)$;

- 1 – Tải trọng và đập cho phép của tàu thuyền;
- 2, 3 – Khi tàu thuyền và đập vào tường của buồng âu;
- 4, 5 – Khi tàu thuyền và đập vào công trình dẫn tàu vào bến cong.

Bảng A.3

Trọng lượng nước do tàu chở hàng choán chỗ (T)	Ứng lực tính toán do sức căng cáp neo tàu	
	T	Theo % của W
Dưới 500	5	$> \frac{1}{100}$
Từ 501 đến 1800	10	$\frac{1}{50} \div \frac{1}{180}$
Từ 1801 đến 3000	15	$\frac{1}{120} \div \frac{1}{200}$
Từ 3001 đến 5000	20	$\frac{1}{150} \div \frac{1}{250}$
Trên 5000	25	$\frac{1}{200} \div \frac{1}{530}$

A.1.2.4- Lực tác dụng do động đất gây ra.

Trong tính toán tường chắn đất các công trình thủy lợi xây dựng trên vùng có động đất, cần xét tới các lực quán tính do động đất gây ra và xét tới hiện tượng cộng hưởng có thể gây ra hư hại công trình.

- Lực quán tính còn gọi là lực động đất sinh ra trong công trình là do ảnh hưởng của chấn động động đất của nền.

Trong tính toán thực tế, lực động đất tác dụng lên công trình được coi như một lực tĩnh có phương hướng bất kì trong không gian. Đó là một loại lực thể tích, tác dụng tại trọng tâm công trình và được xác định theo công thức:

$$P_d = W.K_d.\alpha_d ; \quad (A.17)$$

Trong đó:

W – trọng lượng công trình, các bộ phận của nó và các tải trọng thẳng đứng tác dụng lên công trình;

K_d – Hệ số động đất lấy theo bảng A.4, tùy theo cấp động đất tính toán của công trình chọn theo bảng A.5

Bảng A.4 Giá trị của hệ số động đất K_d

Cấp động đất tính toán	7	8	9
Hệ số K_d	0,025	0,05	0,1

Bảng A.5 Cấp động đất tính toán của các công trình thủy lợi

Cấp công trình thủy lợi	Cấp động đất tính toán của công trình khi địa điểm xây dựng có động đất cấp			
	6	7	8	9
I	7	8	9	-
II và III	6	7	8	9
IV	6	7	7	8

α_d - hệ số phụ thuộc đặc trưng động lực của công trình và các cấu kiện của nó, theo bảng A.6 .

- Áp lực động đất của nước được hình thành tại phần nước kề bên tường chắn khi động đất xảy ra, gây tác dụng quán tính phụ lên công trình. Giá trị của nó được tính theo biểu thức sau:

$$q_d = k_d.\gamma_n.z \quad (A.18)$$

Trong đó:

q_d – áp lực động đất của nước (KG/cm^2 ; T/m^2);

k_d – hệ số động đất lấy theo bảng (A-4);

γ_n – trọng lượng đơn vị thể tích của nước (T/m^3);

z – chiều sâu (mét) kể từ mặt nước tính toán đến điểm xét.

Bảng A.6 Giá trị hệ số α_d

Đặc trưng của công trình hoặc cấu kiện của chúng	α_d
Công trình hoặc những cấu kiện, không kể những loại nêu ở dưới.	1
Các công trình thủy lợi: tháp nước có áp và tháp điều áp; tường chắn cao; đập bê tông cốt thép, đập bê tông và đá (cao trên 10 m) v.v... (h_1 – khoảng cách từ nền công trình đến trọng tâm của bộ phận tính toán.	$1 + 0,5 \cdot \frac{h_1}{h_n}$
h_n – khoảng cách từ nền công trình đến trọng tâm của toàn bộ công trình)	

TCVN 9152:2012

- Chấn động động đất làm thay đổi cường độ áp lực đất tác dụng lên tường, do đó khi tính toán tường chắn đất xây dựng tại vùng có động đất, cần phải xét tới điều đó.

Trường hợp lưng tường thẳng đứng, mặt đất đắp nằm ngang và đất đắp là loại rời, cường độ áp lực chủ động (q_{cd}) và bị động (q_{bd}) có xét tới ảnh hưởng của động đất được lần lượt tính theo các công thức sau:

$$q_{cd} = [1 + K_d.(tg45^\circ + \varphi/2)].q_c ; \quad (A.19)$$

$$q_{bd} = [1 - K_d.(tg45^\circ - \varphi/2)].q_b ; \quad (A.20)$$

Trong đó:

K_d – hệ số động đất, lấy theo bảng A-4;

φ – góc ma sát trong của đất (độ);

q_c, q_b – lần lượt là cường độ áp lực chủ động và bị động của đất không kể đến lực động đất.

A.1.2.5 – Tác động do nhiệt và co ngót của bê tông.

Khi thiết kế tường chắn đất bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép, cần kể đến tác động do nhiệt và co ngót của bê tông khi những tác động đó có thể dẫn tới sự làm việc không bình thường của công trình.

Tính toán ứng suất nhiệt, không kể tới tính từ biến của bê tông gồm 2 bước:

1. Tính toán toả nhiệt và chọn nhiệt độ tính toán

2. Tính toán tãn và xác định ứng lực và ứng suất trong kết cấu sinh ra do nhiệt

Khi tính ứng suất nhiệt có kể tới tính từ biến thì cần bổ sung thêm bước 3 kể tới tính từ biến của bê tông

Tính toả nhiệt nhằm mục đích xác định chế độ nhiệt trong những cấu kiện của công trình, cần thiết để chọn trị số tính toán. Tính toán toả nhiệt thuộc lời giải của bài toán truyền nhiệt đối với cấu kiện đã cho ứng với những điều kiện biên và điều kiện ban đầu khác nhau của chế độ nhiệt.

Tính toán tãn để xác định ứng suất nhiệt thì cần phải phân biệt hai trường hợp khác nhau;

- Trường hợp tác động của nhiệt sinh ra trong quá trình hóa cứng bê tông, tức là quá trình toả nhiệt của bê tông;

- Trường hợp tác động của nhiệt sinh ra trong môi trường xung quanh

Như đã biết, trong giai đoạn đầu hoá cứng, trong bê tông thoát ra một lượng nhiệt lớn, do đó làm tăng nhiệt độ của khối bê tông. Quá trình tăng nhiệt độ của khối bê tông không kéo dài (thường từ 3 đến 5 ngày đối với những công trình lớn). Lượng nhiệt thoát ra phụ thuộc vào thành phần bê tông và loại xi măng dùng. Ngược lại, sự toả nhiệt tích tụ lại xảy ra rất từ từ và kéo dài hàng năm. Vì vậy sự xuất hiện vết nứt trong khối bê tông do tác động của nhiệt có thể trong một khoảng thời gian dài.

Sự làm lạnh hoặc nung nóng khối bê tông thường xảy ra không giống nhau tại các tiết diện khác nhau của công trình, vì vậy sự xuất hiện vết nứt trong trường hợp này cũng có thể xảy ra do ứng suất kéo xuất hiện không đồng đều tại các điểm khác nhau.

Trị số ứng suất pháp do nhiệt gây ra σ tại đáy khối bê tông (với tỉ số giữa chiều cao và chiều rộng của khối đó $h/b=0,25$) có thể tính theo biểu thức sau (công thức của G.N.MASLOV):

$$\sigma = 0,727.E.\alpha.T_0$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi của bê tông (T/m^2);

α - hệ số nở dài của bê tông;

T_0 - giá trị nhiệt tăng ($^{\circ}C$).

Sau khi nhiệt độ trong công trình hạ thấp có thể xem phần bên trong như vùng có nhiệt độ bình quân năm, còn phần bên ngoài gần mặt biên (trong phạm vi 5m đến 6m kể từ bề mặt) chịu tác dụng của dao động nhiệt độ theo mùa do sự thay đổi của nước và không khí của môi trường xung quanh (giai đoạn sử dụng). Vì vậy nên kiểm tra những độ bền cấu kiện của công trình theo tác động của nhiệt độ môi trường xung quanh giai đoạn sử dụng. Trong trường hợp này, lấy trạng thái ứng suất với chế độ nhiệt bình quân năm của không khí và nước làm trạng thái ứng suất ban đầu.

Khi bê tông hoá cứng trong không khí, thể tích của nó giảm, hiện tượng đó gọi là sự co ngót. Sự co ngót của bê tông xảy ra từ ngoài vào trong, do đó ở bên trong khối bê tông thì chịu nén còn ở bên gần bề mặt thì chịu kéo. Trị số ứng suất kéo này thường vượt quá cường độ chống kéo tức thời của bê tông, do đó trong khối bê tông thường xuất hiện những vết nứt.

Phương pháp giải bài toán về co ngót của bê tông cũng tương tự như bài toán về tác động do nhiệt.

A.1.3. Các trường hợp tính toán.

Nói chung việc tính toán ổn định và cường độ của tường chắn thường được thực hiện với các trường hợp thi công, sử dụng và sửa chữa.

Trong trường hợp thi công, cần phải xét hai khả năng có thể xảy ra theo trình tự thực tế làm việc của công trình.

- Một là công trình vừa xây dựng xong và đất cũng được đắp tới cao trình thiết kế nhưng mực nước dưới đất vẫn còn ở cao trình đáy móng tường.

- Hai là công trình đã được xây dựng đến cao trình thiết kế đồng thời mực nước trong đất đắp và ở phía trước tường đạt một cao trình thấp nào đấy do sự ngập nước từ từ vào cao trình. Việc chọn cao trình mực nước ở đây cần phải căn cứ vào tính toán nhằm làm sáng tỏ mức độ an toàn thấp nhất và trạng thái ứng suất bất lợi nhất của công trình.

Trong trường hợp sử dụng, cũng cần xét hai khả năng có thể xảy ra tùy theo điều kiện làm việc của công trình.

- Một là mực nước phía trước tường và trong đất đắp là bình thường.

- Hai là khi mực nước phía trước tường là thấp nhất và mực nước ở phía đất đắp là cao nhất; trường hợp này tuy hiếm nhưng vẫn có thể xảy ra khi sử dụng công trình, do đó cũng cần phải xét tới.

Cần chú ý rằng khi thiết kế tường chắn thuộc kết cấu của buồng âu thuyền, phải xét tới đặc điểm làm việc riêng của loại công trình này. Trong giai đoạn sử dụng công trình, cột nước áp lực tác dụng lên tường thay đổi tùy theo buồng âu thuyền được tháo cạn hay chứa đầy nước; mặt khác sự thay đổi mực nước trong buồng âu thuyền từ cao trình thấp nhất tới cao trình cao nhất hoặc ngược lại, xảy ra nhanh chóng chỉ trong vòng chục phút, trong khi đó sự thay đổi mực nước trong đất đắp xảy ra rất chậm so với trường hợp trên (nhiều giờ, có khi tới hàng ngày đêm). Chính vì những lý do đó mà khi thiết kế tường chắn thuộc buồng âu thuyền, cần phải xét hai trường hợp giới hạn khi sử dụng công trình:

- Trường hợp thứ nhất, khi buồng âu chứa đầy nước, cao trình mực nước phía trước tường là cao nhất, trong khi đó, cao trình mực nước thuộc đường cong bão hoà trong đất đắp sau tường là thấp nhất;

- Trường hợp thứ hai, khi buồng âu được tháo cạn tới cao trình mực nước thấp nhất, trong khi đó cao trình mực nước thuộc đường cong bão hoà trong đất đắp sau tường là cao nhất.

Trong trường hợp sửa chữa, tùy lại công trình cụ thể và yêu cầu sửa chữa, điều kiện làm việc của tường - một bộ phận của công trình - cũng khác nhau. Ví dụ, khi sửa chữa thiết bị hoặc kết cấu của âu thuyền, nước trong buồng âu có thể được tháo cạn hoàn toàn; trong trường hợp này mực nước trong đất đắp sau âu là cao nhất. Mặt khác, cũng có khi phải cho nước vào đầy buồng âu và dỡ một phần đất đắp sau buồng âu để kiểm tra sửa chữa.

Tóm lại, khi chọn các trường hợp tính toán cần phải căn cứ vào đặc điểm và điều kiện làm việc cụ thể của công trình để chọn ra các trường hợp tính toán thực tế có thể xảy ra trong các giai đoạn thi công, sử dụng và sửa chữa công trình ứng với tình hình làm việc bất lợi nhất của tường chắn.

A.2. Tính toán tường chắn theo trạng thái giới hạn.

A.2.1. Tải trọng và tác động. (xem cùng với mục 4.2.2 của tiêu chuẩn này)

Trong tính toán nền và kết cấu công trình nói chung, cần phải xác định được các tải trọng và tác động lên chúng. Tùy theo nguyên nhân và đặc điểm của những tải trọng và tác động đó mà chúng sẽ có ảnh hưởng khác nhau tới sự làm việc của nền và kết cấu công trình, vì vậy trong việc tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn, các tải trọng và tác động được phân loại theo đặc điểm tác dụng của chúng, dựa trên cơ sở đó để tổ hợp chúng theo xác suất nhằm chọn ra điều kiện làm việc bất lợi nhất có thể xảy ra trong thời gian thi công, sử dụng nền và kết cấu công trình.

Khi tính toán kết cấu và nền, những tải trọng và tác động được phân làm hai loại: tải trọng và tác động thường xuyên, tải trọng và tác động tạm thời.

Tải trọng hoặc tác động thường xuyên là loại luôn tồn tại, không thay đổi trong suốt thời gian thi công hoặc sử dụng công trình như: trọng lượng bản thân của kết cấu và đất, những ứng lực sinh ra do ứng suất trước trong kết cấu, trọng lượng dây dẫn trên trục đường dây tải điện v.v...

Tải trọng hoặc tác động tạm thời là loại có thể không tồn tại trong những khoảng thời gian nhất định trong quá trình thi công và sử dụng.

Tùy theo thời gian tác dụng lâu dài khác nhau mà tải trọng và tác động tạm thời lại được phân ra:

+ Tải trọng và tác động tạm thời tác dụng lâu, chúng có thể tồn tại lâu trong giai đoạn thi công và sử dụng công trình như tải trọng trong buồng kho sách, áp lực của dịch thể và khí trong bể chứa v.v...

+ Tải trọng và tác động tạm thời ngắn hạn, chúng có thể chỉ tồn tại ngắn hạn trong thời gian thi công và sử dụng công trình như tải trọng gió, tác động do áp lực, sóng, v.v...

+ Tải trọng và tác động đặc biệt, chúng chỉ tồn tại trong những trường hợp đặc biệt như tác động do động đất và sự cố v.v....

Việc phân loại tải trọng và tác động nêu trên có tính chung nhất song khi vận dụng vào các loại công trình cụ thể thì tùy theo đặc điểm và điều kiện làm việc của mỗi loại công trình mà có những cụ thể hoá, sửa đổi và bổ sung cần thiết.

Đối với những tường chắn thuộc loại công trình thủy lợi, ngoài những trọng tải và tác động đã xét đến khi tính toán những kết cấu thông thường, còn phải kể đến những tải trọng và tác động có tính chất đặc thù khác như áp lực nước, tải trọng do tàu thuyền "chất đống" và neo buộc gây ra v.v...

Những tải trọng và tác động được nêu trên có thể có những tổ hợp đồng thời tác dụng lên công trình trong quá trình thi công và sử dụng, gây ra trạng thái làm việc bất lợi nhất, do đó trong tính toán nền và kết cấu công trình nói chung cũng phải quy về một số tổ hợp tải trọng và tác động dựa trên cơ sở xác suất xảy ra của chúng, từ đó có thể quy định mức an toàn chung về điều kiện làm việc của kết cấu và công trình ứng với mỗi tổ hợp đó.

Dựa trên những nguyên tắc chung kể trên những căn cứ vào đặc điểm làm việc của từng loại công trình, hiện nay mỗi ngành xây dựng (xây dựng dân dụng và công nghiệp, xây dựng giao thông cầu đường, xây dựng công trình thủy lợi) có quy định cụ thể riêng về các tổ hợp tải trọng và tác động.

Đối với công trình thủy lợi nói chung và các tường chắn thuộc các công trình thủy lợi nói riêng các tải trọng và tác động chỉ quy về hai tổ hợp: tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt ví dụ như đã nêu ở điều A-1 của phần này; ứng với hai tổ hợp này các hệ số an toàn ổn định cho phép cũng được quy định cụ thể đối với các cấp hạng công trình khác nhau (bảng 1 và bảng 2 của tiêu chuẩn này).

Trong tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn, các tải trọng và tác động được phân loại như đã nêu trên, còn cần được chọn sao cho phù hợp với điều kiện làm việc của đất nền và kết cấu công trình, vì vậy người ta còn phân chúng ra làm tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán.

Tải trọng tiêu chuẩn là tải trọng lớn nhất nhưng không hạn chế hoặc phá hoại điều kiện sử dụng bình thường – và trong những trường hợp có thể - điều kiện kiểm tra khi sử dụng và thi công.

Tải trọng tính toán là tải trọng đã xét tới khả năng có thể khác với giá trị tiêu chuẩn của tải trọng, nhưng thiên về mặt bất lợi (có thể lớn hơn hoặc nhỏ hơn giá trị tiêu chuẩn tùy từng trường hợp cụ thể) do tính hay thay đổi của tải trọng hoặc do sự sai khác với điều kiện làm việc bình thường; khả năng sai khác đó được xét tới bởi hệ số vượt tải thường ký hiệu là η vậy trên thực tế tính toán, tải trọng tính toán được lấy bằng tích của tải trọng và tác động tiêu chuẩn. Đặc trưng chủ yếu của tải trọng (tác động) làm giá trị tiêu chuẩn của chúng, được quy định như sau:

- Đối với tải trọng thường xuyên, giá trị tiêu chuẩn của tải trọng được lấy theo giá trị của những thông số hình học và cấu tạo thuộc đồ án thiết kế và lấy theo giá trị tiêu chuẩn (trung bình thống kê) của trọng lượng đơn vị thể tích, có xét tới những số liệu đã có về khối lượng thực của kết cấu do nơi chế tạo cung cấp.

- Đối với tải trọng do quá trình chế tạo và sửa chữa (gây ra bởi thiết bị, vật liệu v.v... cũng như người) giá trị tiêu chuẩn của tải trọng được lấy theo giá trị lớn nhất đối với điều kiện sử dụng bình thường hoặc thi công.

- Đối với tải trọng do khí quyển gây ra (như gió, sóng v.v...) và tác động (như nhiệt, ẩm v.v...), giá trị tiêu chuẩn được lấy theo giá trị trung bình trong những giá trị bất lợi ứng với chu kỳ trung bình được xác định của sự lặp lại hoặc vượt quá của tải trọng và tác động.

Tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán cũng như các tổ hợp của chúng đã nêu trên được đưa vào trong tính toán nền và kết cấu công trình tùy theo đặc điểm làm việc của chúng.

Ví dụ khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng thì nội dung tính toán chủ yếu là vấn đề tính lún. Như đã biết, do đất là vật thể không liên tục, ngoài hạt đất trong lỗ rỗng còn có nước

TCVN 9152:2012

và khí, do đó dưới tác dụng của tải trọng, quá trình lún của đất tùy thuộc vào quá trình thoát nước thừa và khí trong lỗ rỗng của đất cũng như tùy thuộc vào sự trượt lên nhau giữa hạt đất qua màng nước liên kết mặt ngoài hạt, do đó quá trình của nền công trình - đặc biệt đối với đất sét - thường kéo dài hàng chục có khi hàng trăm năm. Trường hợp này, chỉ có tải trọng tồn tại lâu dài thường xuyên trong suốt thời gian thi công và sử dụng công trình mới có ý nghĩa trong việc tính toán.

Nếu như tính toán nền theo khả năng chịu tải thì nội dung tính toán chủ yếu là vấn đề ổn định và cường độ. Trong trường hợp này, không tùy thuộc vào thời gian tác dụng lâu mau của tải trọng miễn là giá trị của tải trọng đủ lớn để dẫn tới mất ổn định về cường độ của nền thì đều phải xét đến trong tính toán.

Do những nguyên nhân kể trên nói chung hiện nay khi tính toán kết cấu và nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng (trạng thái giới hạn thứ hai) thì phải chọn dùng tải trọng tiêu chuẩn với tổ hợp cơ bản của chúng, còn khi tính toán kết cấu và nền theo trạng thái giới hạn về khả năng chịu tải (trạng thái giới hạn thứ nhất) thì phải chọn dùng tải trọng tính toán với tổ hợp cơ bản, tổ hợp phụ hoặc tổ hợp đặc biệt của chúng.

A.2.2. Các hệ số tính toán.

Các hệ số an toàn được dùng trong tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn là hệ số đồng nhất, hệ số điều kiện làm việc, hệ số chính xác và hệ số vượt tải.

Hệ số đồng nhất nói chung - kí hiệu là k - xét tới khả năng thay đổi của cường độ vật liệu và những đặc trưng khác của vật liệu và của đất, thiên về mặt bất lợi so với giá trị tiêu chuẩn của chúng, do thay đổi về tính chất cơ học gây ra.

Trong tính toán nền theo trạng thái giới hạn, các đặc trưng của đất nền cũng được phân làm hai loại là đặc trưng tiêu chuẩn và đặc trưng tính toán.

Đặc trưng tiêu chuẩn của một loại đất (vật liệu) nào đó lấy bằng trị số trung bình số học của các giá trị đặc trưng đó, xác định được bằng thí nghiệm với số lượng mẫu đất đủ để thống kê.

Nhưng vì đất là một loại sản vật "tự nhiên lịch sử", do đó thường không đồng nhất, mặt khác khi xác định các đặc trưng của đất bằng thí nghiệm không tránh khỏi sai sót xảy ra do chế bị mẫu hoặc thao tác, cho nên đặc trưng tiêu chuẩn không phản ánh được mức độ biến đổi của các đặc trưng đó. Ví dụ cho kết quả thí nghiệm một đặc trưng nào đó của hai loại đất - hệ số chống cắt τ_{ψ} - nêu trong bảng A.7 .

Bảng A.7

Đặc trưng cục bộ										Đặc trưng trung bình số học tiêu chuẩn	Mức độ biến đổi
0,525	0,510	0,530	0,520	0,510	0,520	0,515	0,525	0,505	0,520	0,518	$0,505 \div 0,530$
0,525	0,550	0,540	0,500	0,505	0,530	0,510	0,520	0,545	0,505	0,518	$0,500 \div 0,550$

Kết quả tính toán cho biết hai loại đất trên có cùng đặc trưng tiêu chuẩn của hệ số chống cắt $tg\psi_1^{tc}=0,510$ – nhưng loại đất thứ nhất có mức độ biến đổi của các giá trị $tg\psi_1$ ít hơn loại đất thứ hai, do đó có mức độ đồng nhất hơn.

Vậy trong tính toán nền công trình, nhiều khi cần phải xét tới mức độ biến đổi của các đặc trưng của đất như đã nêu trên, có như vậy mới bảo đảm cho công trình tính toán được an toàn, do đó chỉ dùng đặc trưng tiêu chuẩn chưa đủ mà còn phải dùng đặc trưng tính toán.

Để xét tới mức độ đồng nhất của đất, người ta đưa vào khái niệm về hệ số đồng nhất của đất k theo định nghĩa nêu trên. Trong tính toán, đặc trưng tính toán được lấy bằng tích của đặc trưng tiêu chuẩn với hệ số đồng nhất k :

$$k = 1 - \frac{\sigma}{A^{tc}} \quad (A.23)$$

Trong đó:

σ – sai số bình phương trung bình, có giá trị tính theo biểu thức:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (A_i - A^{tc})^2}{n-1}} \quad (A.24)$$

Trong đó:

A_i – đặc trưng cục bộ của đất;

A^{tc} – đặc trưng tiêu chuẩn của đất;

n – số mẫu đất thí nghiệm.

Nếu gọi A^II là đặc trưng tính toán thì sẽ có:

$$A^II = A^{tc} \cdot k = A^{tc} - \sigma; \quad (A.25)$$

Từ biểu thức (A.24) và (A.25) thấy rằng, nếu đất càng đồng nhất, σ càng nhỏ (dần tới không), do đó A^II càng dần tới A^{tc} .

Kết quả thực tế cho biết rằng, không giống các vật liệu nhân tạo khác như bê tông, thép v.v..., trị số sai số bình phương trung bình của đất lớn, do đó hệ số đồng nhất k nhỏ, tức là mức độ đồng nhất của đất kém.

Hệ số điều kiện làm việc, m quy định tại QCVN 04-05:2012/BNNPTNT

PHỤ LỤC B. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

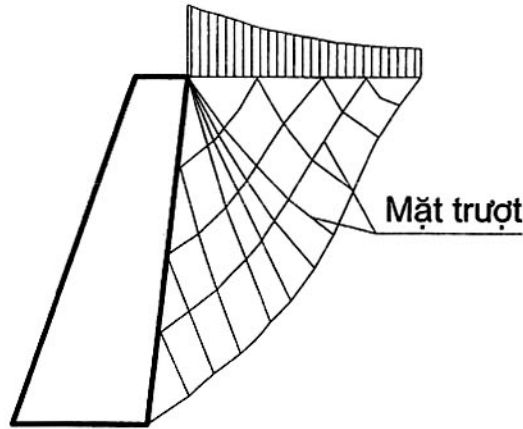
(tham khảo)

B.1. Tính toán áp lực chủ động và bị động có ép trôi của đất

Để xác định áp lực chủ động và bị động có ép trôi của đất, hiện nay có thể quy về hai loại phương pháp tiêu biểu: phương pháp cân bằng giới hạn điểm và phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể, lần lượt được trình bày như sau:

B.1.1. Phương pháp cân bằng giới hạn điểm

Khi khối đất đắp sau tường chắn đạt trạng thái cân bằng giới hạn, phương pháp này quan niệm rằng mọi điểm trong đó đều đồng thời đạt trạng thái cân bằng giới hạn, do đó trong khối đất đắp hình thành hai họ mặt trượt nói chung là cong (Hình B.1)



Hình B.1: Hai họ mặt trượt trong khối đất đắp sau tường.

Khi đạt trạng thái cân bằng giới hạn, các ứng suất pháp và tiếp tại mỗi điểm đều thỏa mãn hệ hai phương trình vi phân cân bằng đàn hồi và điều kiện cân bằng giới hạn sau:

$$\begin{aligned} \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} &= \gamma \\ \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta z} + \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} &= 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2C \cdot \cot g\varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \quad (B.1)$$

Bằng cách biến đổi biến số, có thể đưa hệ phương trình (B.1) về một hệ hai phương trình dạng hyperbolic có hai họ đường đặc trưng trùng với hai họ đường trượt, biểu thị bởi hai phương trình vi phân.

Về nguyên tắc, ứng với một điều kiện biên nhất định có thể giải hệ hai phương trình hyperbolic nói trên với hai phương trình vi phân của hai họ đường đặc trưng để xác định vị trí hai họ đường trượt và do đó xác định được áp lực đất lên tường. Tuy nhiên do những phức tạp về tính toán cụ thể nên cho tới nay, mới chỉ lập được các biểu thức giải tích với các bảng tính sẵn cho hệ số áp lực đất đối với một số trường hợp cụ thể.

Trường hợp đặc biệt, khi lưng tường thẳng đứng, mặt đất đắp nằm ngang, giữa đất và tường không có ma sát, từ hệ phương trình (B.1) cũng có thể giải trực tiếp và tìm ra được kết quả giống như lý luận áp lực đất của W.T.M.Rengkin đã tìm ra, do đó có thể nói rằng, lý luận áp lực đất của W.T.M.Rengkin chỉ là một trường hợp riêng của lý luận áp lực đất cân bằng giới hạn điểm.

Trường hợp đất rời, khi mặt đất nằm ngang, phương pháp cân bằng giới hạn điểm đã cho biểu thức tính áp lực đất chủ động và áp lực bị động có ép trôi với các hệ số áp lực đất cho trong bảng tính sẵn (bảng B.1, B.2).

$$\text{Trường hợp áp lực chủ động: } E_c = \lambda_c \cdot \frac{\gamma H^2}{2}$$

$$\text{Trường hợp áp lực bị động có ép trôi: } E_{bt} = \lambda_{bt} \cdot \frac{\gamma H^2}{2}$$

Trong đó: λ_c^* , λ_{bt}^* - lần lượt là hệ số áp lực chủ động và bị động có ép trôi của đất, tra trong bảng B.1 và B.2.

Bảng tính giá trị của λ_c^*

Bảng B.1 Hệ số áp lực đất chủ động λ_c^* theo lời giải của lý luận cân bằng giới hạn điểm

φ°	α° δ°	-30	-20	-10	0	10	20	30	40
		10	0	0.49	0.58	0.65	0.70	0.72	0.73
	5	0.45	0.54	0.61	0.66	0.69	0.70	0.69	0.64
	10	0.43	0.51	0.58	0.64	0.67	0.69	0.68	0.63
20	0	0.27	0.35	0.42	0.49	0.54	0.57	0.60	0.59
	10	0.23	0.31	0.38	0.44	0.50	0.53	0.56	0.55
	20	0.22	0.28	0.35	0.41	0.47	0.51	0.53	0.54
30	0	0.13	0.20	0.27	0.33	0.40	0.46	0.50	0.52
	15	0.11	0.17	0.23	0.29	0.36	0.42	0.46	0.48
	30	0.10	0.15	0.21	0.27	0.33	0.39	0.43	0.46
40	0	0.06	0.11	0.16	0.22	0.29	0.35	0.42	0.46
	20	0.05	0.09	0.13	0.19	0.25	0.32	0.38	0.42
	40	0.04	0.07	0.12	0.17	0.23	0.29	0.36	0.41

Cần chú ý rằng, phương pháp cân bằng giới hạn điểm hiện nay tuy được coi là phương pháp tính toán chặt chẽ và chính xác nhưng do chưa lập được các bảng tính sẵn hoặc đồ thị để xác định các hệ số áp lực đất trong mọi trường hợp, nên trong tính toán thực tế, phương pháp này còn bị hạn chế nhiều so với phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể trình bày sau này.

Bảng tính giá trị của λ_{bt}^*

Bảng B.2 Hệ số áp lực đất bị động λ_{bt}^* theo lờn giải của lý luận cân bằng giới hạn điểm

φ°	α° δ°	-30	-20	-10	0	10	20	30	40	50	60
		0	1.53	1.53	1.49	1.42	1.31	1.18	1.04	0.89	0.71
10	5	1.71	1.69	1.64	1.55	1.43	1.28	1.10	0.93	0.74	0.55
	10	1.88	1.79	1.74	1.63	1.5	1.33	1.15	0.96	0.76	0.55
20	0	2.76	2.53	2.3	2.04	1.77	1.51	1.26	1.01	0.77	0.56
	10	3.26	3.11	2.89	2.51	2.16	1.80	1.46	1.16	0.87	0.61
	20	4.24	3.79	3.32	2.86	2.42	2.00	1.63	1.25	0.92	0.63
30	0	5.28	4.42	3.65	3.00	2.39	1.90	1.49	1.15	0.85	0.60
	15	8.76	7.13	5.63	4.46	3.50	2.70	2.01	1.45	1.03	0.69
	30	11.72	9.31	7.30	5.67	4.35	3.29	2.42	1.73	1.23	0.75
40	0	11.27	8.34	6.16	4.60	3.37	2.50	1.86	1.35	0.95	0.64
	20	26.70	18.32	13.02	9.11	6.36	4.41	1.98	1.99	1.33	0.81
	40	43.23	29.40	20.35	13.96	9.43	6.30	4.16	2.67	1.65	0.96

B.1.2. Phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể

Phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể xác định giá trị áp lực đất lên tường chắn được nêu lên từ năm 1993 do một sỹ quan công binh người Pháp tên là C.A.Coulomb, sau đó được một kỹ sư công binh người Pháp tên là J.V.Poncelet phát triển thêm.

Tiếp đó, phương pháp này ngày càng được bổ sung và phát triển và hiện nay vẫn được còn dùng phổ biến trong thực tế vì tính chất thực dụng của nó.

B.1.2.1. Những giả thiết cơ bản và nguyên lý tính toán

Lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb được xây dựng trên hai giả thiết cơ bản sau đây:

- Khi khối đất đắp sau tường chắn đạt trạng thái cân bằng giới hạn – chủ động hay bị động – mặt trượt thứ nhất sinh ra trong khối đất đắp giả thiết là phẳng, mặt trượt thứ hai là mặt tiếp giáp giữa đất và mặt lưng tường.

- Giá trị áp lực chủ động của đất lấy bằng giá trị lớn nhất trong các giá trị lực đẩy của khối đất lên tường khi nó đạt trạng thái cân bằng giới hạn chủ động; giá trị áp lực bị động có ép trôi của đất lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong các giá trị lực chống của khối đất lên tường khi nó đạt trạng thái cân bằng giới hạn bị động.

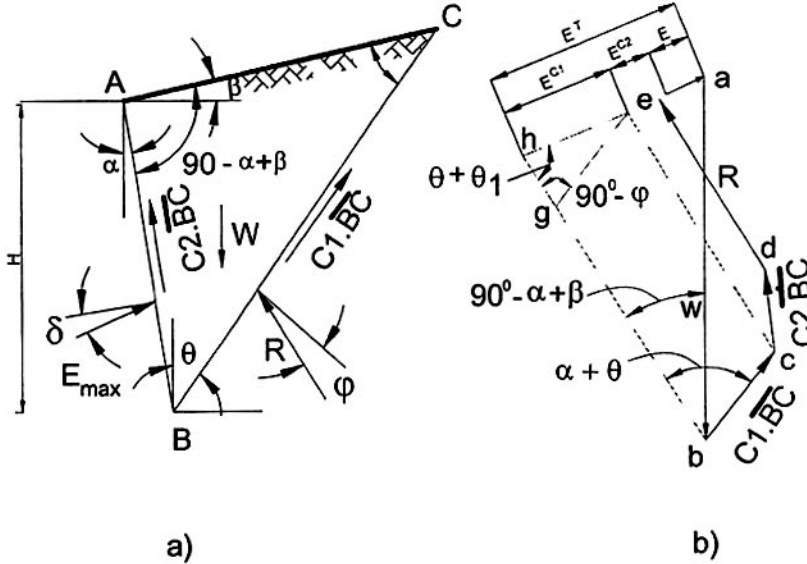
Ngoài ra, để đơn giản tính toán, còn giả thiết rằng khối đất đắp là đồng chất và khi đạt trạng thái cân bằng giới hạn nó được xem như một cổ thể, trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên các mặt trượt.

Với những giả thiết đơn giản hóa đó, lý luận áp lực đất C.A.Coulomb đã vận dụng các phương trình cân bằng tĩnh của một hệ vật thuộc bài toán phẳng trong cơ học vật rắn tuyệt đối (trừ phương trình cân bằng mô men) cùng với công cụ toán học giải tích thông thường hoặc đồ giải để giải quyết các bài toán về áp lực đất.

B.1.2.2 Tính toán áp lực chủ động của đất

B.1.2.2.1 Trường hợp không xét tới sự nứt nẻ trên mặt đất đắp

Hình B.2 Biểu thị sơ đồ tính toán và đa giác các lực tác dụng lên lăng thể trượt (khối đất) ABC. Vì lăng thể trượt cân bằng tĩnh nên đa giác các lực tác dụng lên nó khép kín, điều này tương đương với hệ hai phương trình cân bằng tĩnh của các lực chiếu trên hai trục tọa độ vuông góc trên mặt phẳng tác dụng của các lực đó, tức là những phương trình $\sum x=0$, $\sum z=0$.



Hình B.2: Sơ đồ tính toán và đa giác lực

Từ hình B.2 có thể viết biểu thức của lực đẩy E tác dụng lên tường như sau:

$$E = E^T - (E^{C1} + E^{C2}) \quad (B.4)$$

Trong đó :

E^T - Giá trị lực đẩy của đất lên tường khi bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1 , C_2 .

E^{C1} - Giá trị lực đẩy bị giảm do ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1 tác dụng lên mặt trượt BC ;

E^{C2} - Giá trị lực đẩy bị giảm do ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_2 tác dụng lên mặt lưng tường AB.

Các biểu thức của E^T , E^{C1} , E^{C2} được lập từ hệ thức lượng trong các tam giác abh, ghi, eil và kết quả như sau :

$$E^T = \frac{1}{2} \gamma H^2 . M \quad (B.5)$$

$$E^{C1} = C_1 . H . N_1 \quad (B.6)$$

$$E^{C2} = C_2 . H . N_2 \quad (B.7)$$

Trong đó:

$$M = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \theta_1) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (\text{B.8})$$

$$N_1 = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta + \theta_1) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (\text{B.9})$$

$$N_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \times \frac{\cos(\theta + \theta_2)}{\sin(\theta + \theta_2)} \quad (\text{B.10})$$

Với $\theta_1 = \alpha + \varphi + \delta$; $\theta_2 = \alpha + \varphi$

Theo các biểu thức từ (B.4) đến (B.10) thấy rằng, ứng với một tường chắn và một loại đất có mặt ngoài nhất định, giá trị của E phụ thuộc vị trí mặt trượt BC, tức phụ thuộc góc θ : $E = f(\theta)$

Để tìm giá trị lớn nhất của lực đẩy E_{\max} theo giả thiết hai nêu trên, có thể dùng giải tích hoặc đồ giải.

Nếu dùng giải tích, có $\frac{dE}{d\theta} = 0$

Thay E từ các biểu thức (B.4) đến (B.10) vào, sẽ rút ra biểu thức cho góc trượt nguy hiểm nhất θ_c ứng với giá trị E_{\max} đó:

$$\text{tg} \theta_c = \frac{-\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} (S_c + \lambda V_c)\right] - \sqrt{\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} (S_c + \lambda V_c)\right]^2 - 4 \cdot \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c)\right] \cdot \left[R_c + \frac{C}{\gamma H} (T_c + \lambda W_c)\right]}}{2 \cdot \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c)\right]} \quad (\text{B.11})$$

$$V_c = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.12})$$

$$U_c = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.13})$$

$$W_c = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \cos^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.14})$$

$$\lambda = \frac{C_2}{C_1} = \frac{C_2}{C} \rightarrow C_2 = \lambda C \quad (*) \quad (\text{B.15})$$

(*) Việc chọn giá trị của λ xem trong phụ lục E.

P_c , Q_c , R_c , T_c được tính theo các biểu thức sau:

$$\left. \begin{aligned} P_c &= \cos\alpha \sin\beta \cos(\alpha + \delta) - \sin\varphi \cos(\alpha + \varphi + \delta) \cos(\alpha - \beta) \\ Q_c &= \cos(\alpha - \beta) \cos(2\varphi + \alpha + \delta) - \cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha + \delta) \\ R_c &= \cos\varphi \sin(\varphi + \alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta) - \sin\alpha \cos\beta \cos(\alpha + \delta) \\ S_c &= 4\cos\alpha \cos\varphi \sin(\beta + \varphi + \alpha + \delta) \\ T_c &= 2\cos\alpha \cos\varphi \cos(\beta + \varphi + \alpha + \delta) \end{aligned} \right\} \quad (B11^*)$$

Vậy lực đẩy lớn nhất E_{\max} có được bằng cách thay θ_c theo biểu thức (B.11) vào các biểu thức

(B.4) đến (B.10) :

$$E_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot M_c - CHN_c \quad (B.16)$$

Trong đó

$$M_c = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2\alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta_c + \varphi)}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cdot \cos(\theta_c + \beta)} \quad (B.17)$$

$$N_c = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos\varphi}{\cos\alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cdot \cos(\theta_c + \beta)} + \frac{\lambda}{\cos\alpha} \times \frac{\cos(\theta_c + \varphi)}{\sin(\theta_c + \theta_1)} \quad (B.18)$$

Giả thiết biểu đồ phân bố giá trị cường độ lực đẩy lớn nhất là đường thẳng, từ (B.16) có thể suy ra biểu thức cường độ áp lực đất như sau (thay H bằng Z) :

$$\frac{dE_{\max}}{dz} = \sigma_c = \gamma Z \cdot M_c - C \cdot N_c \quad (B.19)$$

Từ (B.19) xác định được độ sâu H_n kể từ đỉnh tường mà trong phạm vi đó tường không chịu tác dụng lực đẩy của đất.

Thực vậy, từ điều kiện $\sigma_c = 0$ rút ra :

$$Z = H_n = \frac{N_c \cdot C}{M_c \cdot \gamma} \quad (B.20)$$

Có thể xem biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất là tam giác bcd, giá trị áp lực chủ động của đất sẽ lấy bằng diện tích tam giác đó :

$$E_c = \frac{1}{2} [\gamma H \cdot M_c - C \cdot N_c] \cdot [H - H_n]; \quad (B.21)$$

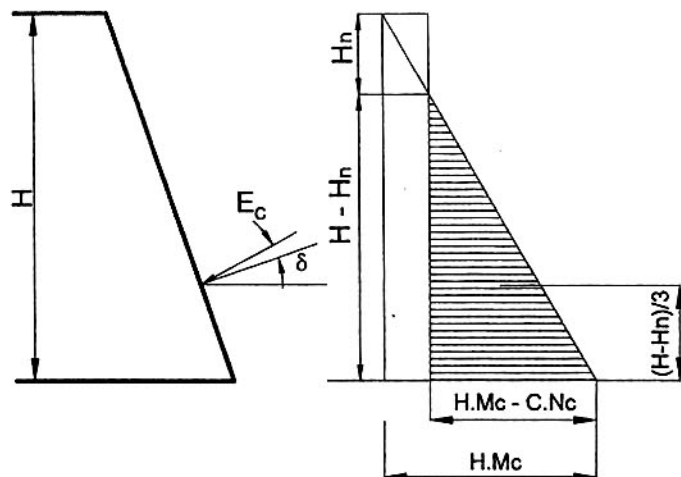
Hay

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot M_c - CH \cdot N_c + \frac{C^2}{\gamma} \cdot P_c;$$

Trong đó :

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_c^2}{M_c} \quad (B.22)$$

Điểm đặt và phương tác dụng của E_c nêu trên hình (B.3)



Hình B.3: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất

Chú thích:

1.Trường hợp : $C_2=0,5.C_1$

$$\frac{1}{2} \cdot (H - H_n) = 2,56 \text{ m}$$

$$\gamma H M_c = 14,30 \text{ T/m}^2$$

$$C_2 \cdot N_c = 3,30 \text{ T/m}^2$$

$$H_n = 2,30 \text{ m}$$

$$E_c = 42,31 \text{ T/m}$$

B.Trường hợp: $C_2=0$

$$\frac{1}{2} \cdot (H - H_n) = 2,62 \text{ m}$$

$$\gamma H M_c = 14,35 \text{ T/m}^2$$

$$C_2 \cdot N_c = 3,06 \text{ T/m}^2$$

$$H_n = 2,14 \text{ m}$$

$$E_c = 44,33 \text{ T/m}$$

Với:

1) Trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng lưng tường ($C_c=0$) thì:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{-\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} \cdot S_c\right] - \sqrt{\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} S_c\right]^2 - 4 \cdot \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} T_c\right] \cdot \left[R_c + \frac{C}{\gamma H} T_c\right]}}{2 \cdot \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} T_c\right]}$$

$$(B.11') \quad E_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot M_c - C H N_c \quad (B.16')$$

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \quad (B.20')$$

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 M_c - C H N_c + \frac{C^2}{\gamma} P_c \quad (B.21')$$

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_c^2}{M_c}$$

$$M_c = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta_c + \varphi)}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cdot \cos(\theta_c + \beta)} \quad (\text{B.17'})$$

$$N_c = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cdot \cos(\theta_c + \beta)} \quad (\text{B.18'})$$

Có thể tra bảng tính sẵn các giá trị M_c , N_c và θ_c của các tài liệu tham khảo. Tuy nhiên nên dùng các công thức để lập trình dùng trong tính toán.

2) Trường hợp đất rời ($C_1=C_2=0$) thì :

$$\text{tg} \theta_c = \frac{-Q_c - \sqrt{Q_c^2 - 4P_c \cdot R_c}}{2P_c} \quad (\text{B.11''})$$

$$E_c = \sqrt{E_{cn} + E_{cd}} = \gamma H^2 \lambda_c \quad (\text{B.21''})$$

Trong đó : $E_{cn} = \gamma H^2 \lambda_{cn}$ (B.21a'')

$$E_{cd} = \gamma H^2 \lambda_{cd} \quad (\text{B.21b''})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\lambda_{cn}^2 + \lambda_{cd}^2} \quad (\text{B.21c''})$$

3) Góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn và góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn.

a) Góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn (β_{gh}) được xác định từ điều kiện cho các giá trị trong căn thức thuộc các biểu thức (B.11), (B.11'), (B.11'') bằng không.

Đối với đất rời ($C=0$), sẽ có: $\beta_{gh}^d = \varphi$ (B.23)

Trong trường hợp này, góc nghiêng mặt đất đắp β không thể lớn hơn góc ma sát trong φ của đất

Đối với đất dính, sẽ có : $\beta_{gh}^d > \varphi$ (B.24)

Trong trường hợp này, góc nghiêng mặt đất đắp β có thể lớn hơn góc ma sát trong φ của đất .

b) Góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn (θ_c^{gh}) được xác định từ điều kiện mặt trượt thứ nhất BC trong khối đất đắp song song với mặt đất đắp hay:

$$\theta_c^{gh} = \frac{\pi}{2} - \beta_{gh} \quad (\text{B.25})$$

Tùy theo đất đắp là đất rời hay đất dính, giá trị β_{gh} sẽ khác nhau.

B.1.2.2.2 Trường hợp có xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp.

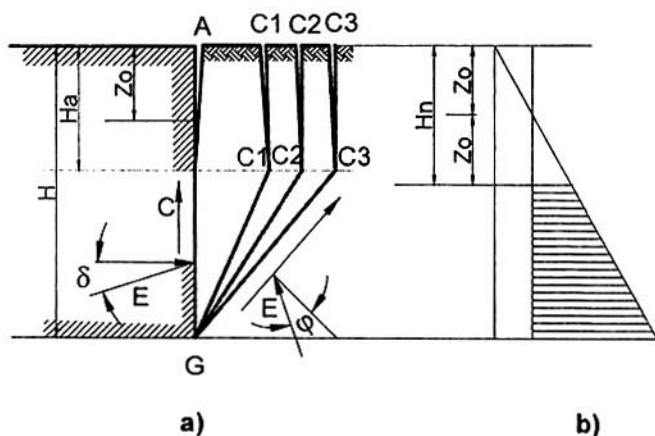
Khi đất đắp sau tường chắn là đất dính, một mặt do ảnh hưởng của điều kiện khí hậu xung quanh, mặt khác do trạng thái ứng suất cực tiểu được hình thành gây ứng suất kéo ngang trong một độ sâu nhất định làm cho mặt đất bị nứt nẻ.

Nếu mặt đất đắp nằm ngang, giá trị của chiều sâu gây ứng suất kéo được xác định từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Rankine :

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma} \text{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{B.26})$$

Theo lập luận đó, thì sẽ không có lực đẩy ngang tác dụng lên một mặt thẳng đứng trong một phạm vi chiều sâu H_n bằng $2Z_0$. (hình B.4b). Nhưng trên thực tế, trạng thái ứng suất kéo được hình thành phía trên mặt đất đắp sẽ gây ra tình hình nứt nẻ làm giảm giá trị H_n xuống còn $H'_n < H_n$. Giá trị này xác định chiều sâu trong đó đất đắp có thể không dính vào tường (hình B.4a), vì vậy có thể xem lớp đất có chiều dày H_n như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng tác dụng trên mặt đất đắp.

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{B-26})$$



Hình B.4: Chiều sâu mặt nứt nẻ phía trên mặt đất đắp

Trường hợp mặt đất đắp nằm nghiêng ($\beta \neq 0$), lưng tường nghiêng ($\alpha \neq 0$), giữa đất và tường có ma sát ($\delta \neq 0$), chiều sâu nứt nẻ H'_n được xác định theo biểu thức sau (hình B.5a):

$$H'_n = A'A'' = H_n(1 + \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta) \quad (\text{B.27})$$

trong đó H_n được xác định theo biểu thức (B.20) hoặc (B.20'). Chú ý rằng, nếu thay $\alpha = \beta = \delta = 0$ vào biểu thức (B.27), (B.20') sẽ thu được kết quả như biểu thức (B.26).

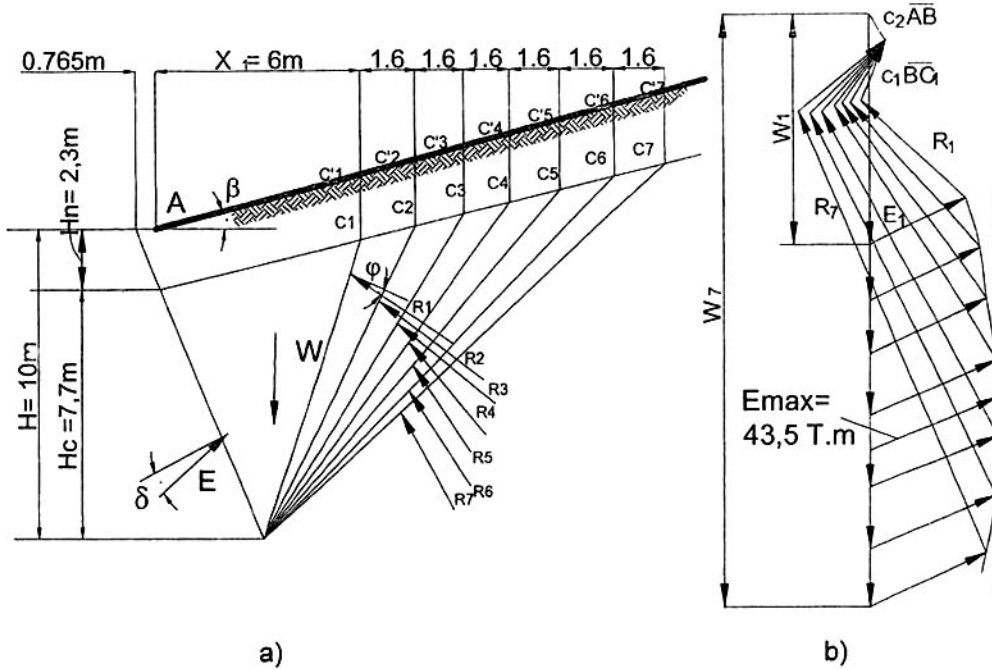
Để xác định áp lực đất tác dụng lên tường trong trường hợp này, coi phía trên mặt đất đắp, trong phạm vi chiều sâu nứt nẻ H'_n , có một tải trọng phân bố đều thẳng đứng tác dụng có giá trị bằng $q = \gamma H'_n$ và bây giờ tường chắn có chiều cao $H_c = H - H_n$. Điều này được thỏa mãn khi các mặt trượt BC_i đi qua đáy C_i của mỗi vết nứt (Hình B.5a).

Trong trường hợp này, góc trượt nguy hiểm nhất θ_c vẫn được xác định theo biểu thức (B.11)

hoặc (B.11'), nhưng phải thay thế $\frac{C}{\gamma H}$ trong đó bằng $\frac{C}{\gamma(H + 2H_n)}$ với giá trị áp lực chủ động của

đất được tính theo biểu thức sau:

$$E \sigma'_c = \frac{1}{2} \gamma H_c^2 M_c \left[1 + \frac{2H_n}{H_c} \right] - C \cdot H_c \cdot N_c \quad (\text{B.28})$$



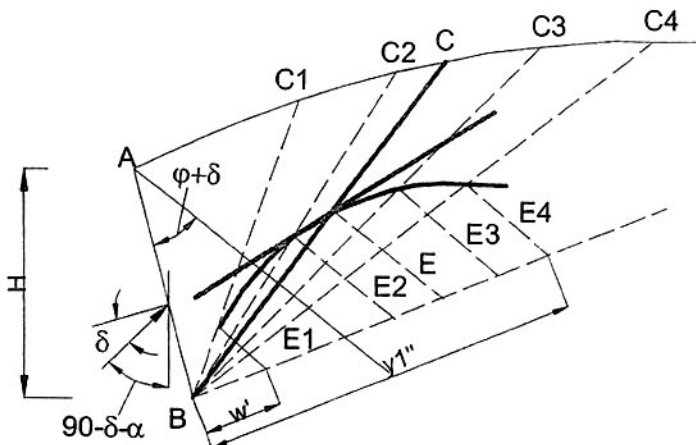
Hình B.5: Phương pháp đồ giải xác định E_{max}

Trong đó M_c , N_c được xác định theo biểu thức (B.17), (B.18) hoặc (B.17'), (B.18').

Chú ý: Gặp trường hợp phức tạp không dùng các biểu thức giải tích nêu trên để xác định áp lực chủ động của nền đất lên tường được, có thể dùng phương pháp đồ giải.

1. Trường hợp đất rời, dùng phương pháp đồ giải Culmann (Hình B.6)

- Từ điểm B, kẻ BS làm với đường ngang góc φ và từ điểm A, kẻ AL làm với góc AB góc $(\varphi + \delta)$;
- Từ điểm B, kẻ các đường BC_1, BC_2, BC_3, \dots làm với đường ngang các góc khác nhau;
- Tính trọng lượng W_i của các lăng thể trượt ABC_i ; sau đặt các giá trị đó lên BS theo một tỷ lệ nhất định;
- Từ đầu mút các vector của W_i trên BS, kẻ các đường song song với AL, chúng cắt các đường BC_i tương ứng, tạo thành các tam giác lực ứng với mỗi mặt trượt đã cho, trong đó các đoạn vừa xác định được biểu thị giá trị của E_i . Nối đầu mút các đoạn biểu thị các giá trị của E_i được đường cong Culman.



Hình B.6: Xác định áp lực đất chủ động của đất rời bằng phương pháp đồ giải Culman.

TCVN 9152:2012

- Kẻ một đường thẳng song song với BS và tiếp xúc với đường cong K tại m, xác định được $E_c = E_{max}$.
- Nổi Bm, xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất BC. Hình B.6

Điểm đặt của E_c là giao điểm của lưng tường AB với đường thẳng kẻ từ trọng tâm tam giác ABC và song song với BC.

2. Trường hợp đất dính.

Ví dụ B.1 :

Cho một tường chắn cao 10m và các số liệu cần để tính toán nêu trên hình B.8.

Hãy xác định áp lực chủ động của đất bằng phương pháp đồ giải và giải tích trong các trường hợp sau:

Không xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên bề mặt đất đắp ứng với hai trường hợp

- $C_1 \neq 0, C_2 \neq 0$, với $C_2 = 0,5C_1$
- $C_1 \neq 0, C_2 = 0$

Xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên bề mặt đất đắp cũng ứng với hai trường hợp trên.

GIẢI

1) Không xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên bề mặt đất đắp.

a) Trường hợp $C_2 = 0,5C_1$.

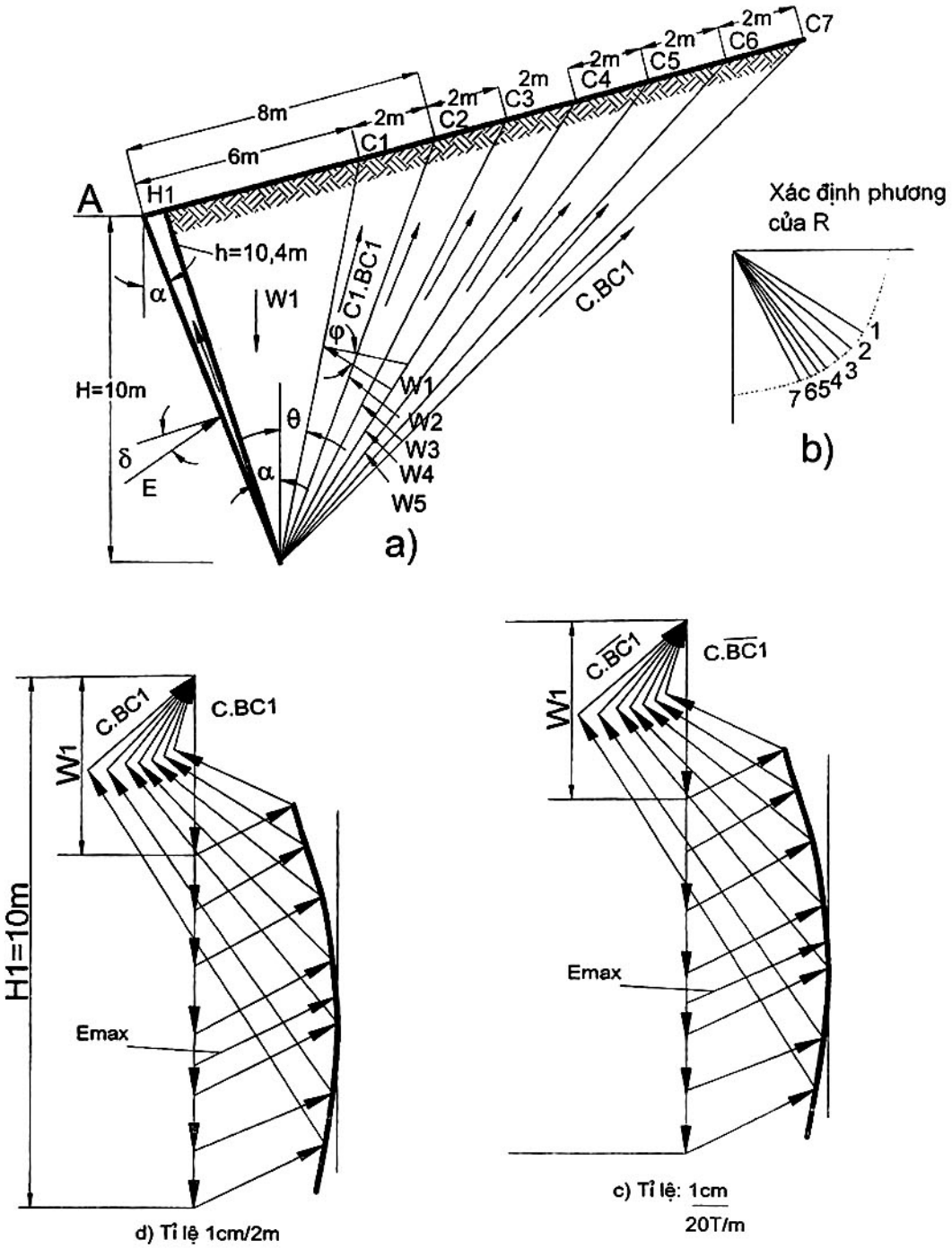
Phương pháp đồ giải: (Hình B.7)

- Kẻ 7 mặt trượt: BC_1, BC_2, \dots, BC_7 , ứng với mỗi mặt trượt, có một lăng thể trượt, xác định các yếu tố cần thiết để tính toán.

+ Trọng lượng các lăng thể đất ABC_i : $W_i = \frac{1}{2} b_i h l \gamma$

+ Tổng lực dính tác dụng trên mặt trượt BC_i : $C_1 \cdot \overline{BC_i}$

+ Phương của phản lực R_i hình B.7b;



Hình B.7: Phương pháp đồ giải xác định E_{\max}

+ Tổng lực dính tác dụng lên AB là hằng số và bằng $C_2 \cdot \overline{AB}$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau: (Bảng B.3)

Bảng B.3

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot l \cdot \gamma \text{ (T/m)}$		$C_i = C_1 \cdot BC_i \text{ (T/m)}$		$C_2 \cdot \overline{AB} \text{ (T/m)}$
	$F_i = \frac{1}{2} b_i h \text{ (m}^2\text{)}$	W_i	BC_i	C_i	
1	31.2	56.2	11.8	23.6	10,5
2	41.6	75.8	12.8	25.6	
3	52.0	93.7	14.1	28.2	
4	62.4	112.3	15.5	31	
5	72.8	131	17	34	
6	83.2	150	18.7	37.4	
7	93.7	169	20.3	40.6	

Chú thích: $AB \cdot \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,949} \approx 10,5m$

$$BH_i = h = AB \cdot \cos(\alpha - \beta) = 10,5 \times \cos 3^\circ 20' \approx 10,4 \text{ m.}$$

- Ứng với mỗi lăng thể trượt, vẽ được một đa giác lực $Oa_i b_i c_i d_i$ (hình B.7c). Từ 7 đa giác lực vẽ được, xác định: $E_{\max} = 38,50 \text{ T/m}$.

* Phương pháp giải tích

Thay các số liệu đã cho vào các biểu thức của P_c , Q_c , R_c , S_c , T_c ở biểu thức (B11*) và các biểu thức (B.12), (B.13), (B.14), (B.11), được các kết quả sau:

$$P_c = 0,011; Q_c = -0,367; R_c = 0,432; S_c = 3,19;$$

$$T_c = 0,80; V_c = 0,945; U_c = 0,125; W_c = 1,750;$$

$$\text{Tg} \theta_c = 0,732 \rightarrow \theta_c = 36^\circ 10' \approx 36^\circ$$

Thay các số liệu đã cho vào giá trị θ_c vừa tìm được vào các biểu thức (B.17), (B.18), (B.22), (B.16), (B.21) được các kết quả sau: $M_c = 0,795; N_c = 1,580 + 0,071 = 1,651; P_c = 1,715$.

$$E_{\max} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 100 \times 0,975 - 2 \times 10 \times 1,651 = 38,50 \text{ (T/m)}$$

$$E_c = E_{\max} + \frac{4}{1,8} \times 1,715 = 38,50 + 3,81 = 42,31 \text{ (T/m)}$$

b) Trường hợp $C_1 \neq 0, C_2 = 0$

* Phương pháp đồ giải

Cách làm tương tự như trên, nhưng trường hợp này đa giác lực chỉ gồm 4 lực (hình B.7d).

Kết quả đồ giải xác định được $E_{\max} = 41,10 \text{ T/m}$.

* Phương pháp giải tích

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \times 10} = 0,111.$$

Từ các số liệu đã cho: $\varphi=20^\circ$, $\delta=\frac{\varphi}{2}$, $\beta=15^\circ$, $\operatorname{tg} \alpha=0,333$

Ứng với $\frac{C}{\gamma H}=0,111$, từ các biểu thức (B.11), (B.17), (B.18) hoặc có thể tra các bảng biểu tính sẵn, tìm được: $\theta_c=34^\circ 45'$; $M_c=0,797$; $N_c=1,533$.

Từ các biểu thức (B.16'), (B.21') có:

$$E_{\max}=\frac{1}{2} \times 1,8 \times 100 \times 0,797 - 2 \times 10 \times 1,533 = 41,4 \text{ T/m}$$

$$E_c = E_{\max} + \frac{4}{1,8} \times P_c = 41,04 + 2,22 \times 1,48 = 44,33 \text{ T/m}$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất, điểm đặt và phương tác dụng của E_c ứng với hai trường hợp trên, nêu trên hình B.3.

2) Xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên bề mặt đất đắp.

a) Trường hợp $C_2=0,5C_1$

- Phương pháp đồ giải:

Tính H_n theo biểu thức (B.20):

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \frac{C_1}{\gamma} = \frac{1,651}{0,795} \times \frac{2}{1,8} \approx 2,30 \text{ m}$$

Vậy $H_c = H - H_n = 10\text{m} - 2,30\text{m} = 7,70 \text{ m}$.

Cách tiến hành tiếp, tương tự trường hợp 1, ở đây chỉ khác về giá trị của W_i , C_1 , C_2 , \overline{AB} .

Kết quả tính toán, tóm tắt trong bảng sau.

Bảng B.4

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot l \cdot \gamma \text{ (T/m)}$		$C_i = C_1 \cdot BC_i \text{ (T/m)}$		$C_2 \cdot \overline{AB} \text{ (T/m)}$
	$F_i = F_i^1 + F_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	W_i	$BC_i \text{ (m)}$	C_i	
1	41.06	74	10	20	8.12
2	51.96	93.5	11	22	
3	62.46	112.2	12.1	24.2	
4	72.96	131	13.5	27	
5	84.21	151.5	14.8	29.6	
6	94.76	170.5	16.2	32.4	
7	105.59	190	17.6	35.2	

Chú thích: F_i^1 - Diện tích tứ giác $AA'C_1C_i'$.

$$F_i^1 = \frac{1}{2} y \cdot H_n' + H_n' X_i = H_n' (X_i + \frac{1}{2} y) ; y = H_n \cdot \operatorname{tg} \alpha.$$

F_i^2 - Diện tích các tam giác A'BC_i

$$\overline{A'B} = \frac{H_c}{\cos \alpha} = \frac{7,70}{0,949} = 8,12 \text{ (m)}$$

Từ kết quả ta vẽ đồ giác lực, xác định được:

$$E_c^q = E_{\max} \approx 42,5 \text{ T/m. (Xem hình B.5)}$$

- Phương pháp giải tích

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma(H_c + 2H_n)} = \frac{2}{1,8(7,70 + 2 \times 2,30)} \approx 0,09$$

Theo biểu thức (B.11) tính ra :

$$\operatorname{tg} \theta_c = 0,825 \rightarrow \theta_c = 39^\circ 30'.$$

Thay giá trị của θ_c tìm được vào (B.17), (B.18), tính ra M_c, N_c.

$$M_c = 0,822 ; N_c = 1,811.$$

Theo biểu thức (B.28) tính ra E_c^q (E_{\max})

$$E_{\max} = E_c^q = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 7,70^2 \times 0,822 \left[1 + \frac{2 \times 2,3}{7,7} \right] - 2 \times 7,70 \times 1,811 = 70,30 - 27,90 = 42,40 \text{ (T/m)}$$

b) Trường hợp $C_1 \neq 0, C_2 = 0$

- Phương pháp đồ giải:

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \times 10} = 0,111.$$

Từ các số liệu đã cho theo các biểu thức (B.11), (B.17), (B.18) hoặc có thể tra bảng tính sẵn tìm được: $\theta_c = 34^\circ 45'$; $M_c = 0,797$; $N_c = 1,533$.

Tính H_n theo biểu thức (B.20'):

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \frac{C_1}{\gamma} = \frac{1,533}{0,797} \times \frac{2}{1,8} \approx 2,14 \text{ m}$$

$$\text{Vậy } H_c = H - H_n = 10\text{m} - 2,14\text{m} = 7,86\text{m}.$$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau :

Bảng B.5

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot l \cdot \gamma \text{ (T/m)}$		$C_i = C_1 \cdot BC_i \text{ (T/m)}$	
	$F_i = F_i^1 + F_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	W_i	$BC_i \text{ (m)}$	C_i
1	39.56	71.2	10	20
2	51.68	93.2	11.2	22.4
3	63.48	114	12.7	25.4
4	75.53	136	14.3	28.6
5	87.48	157.3	16	32
6	99.48	179	17.6	35.2
7	111.63	201	19.5	39

Chú thích: F_i^1 - Diện tích tứ giác $AA'C_iC_i'$.

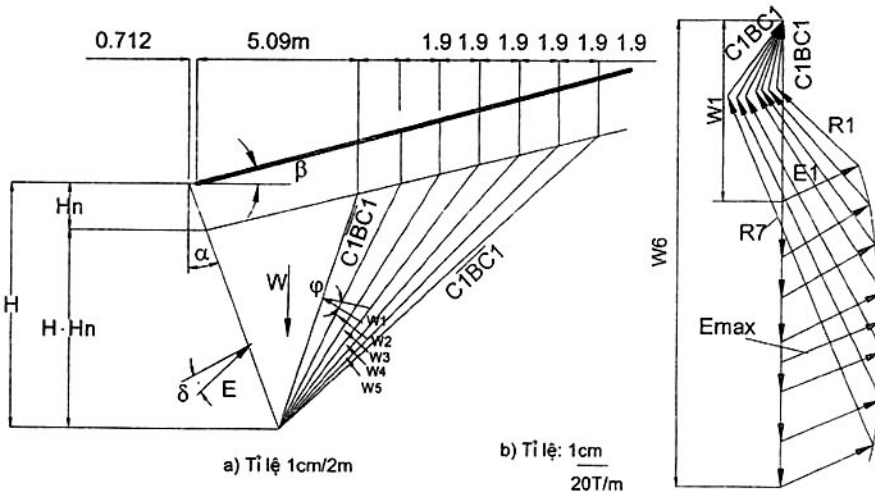
$$F_i^1 = \frac{1}{2} y \cdot H_n' + H_n' X_i = H_n' \left(X_i + \frac{1}{2} y \right); y = H_n \cdot \text{tg} \alpha.$$

F_i^2 - Diện tích các tam giác $A'BC_i$

$$\overline{A'B} = \frac{H_T}{\cos \alpha} = \frac{7,86}{0,949} = 8,28 \text{ (m)}$$

Từ kết quả ta vẽ đa giác lực, xác định được:

$$E_c^? = E_{\max} \approx 44,4 \text{ T/m. (Xem hình B.8)}$$



Hình B.8: Phương pháp đồ giải xác định E_{\max}

- Phương pháp giải tích

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma(H_T + 2H_n)} = \frac{2}{1,8(7,86 + 2 \times 2,14)} \approx 0,091$$

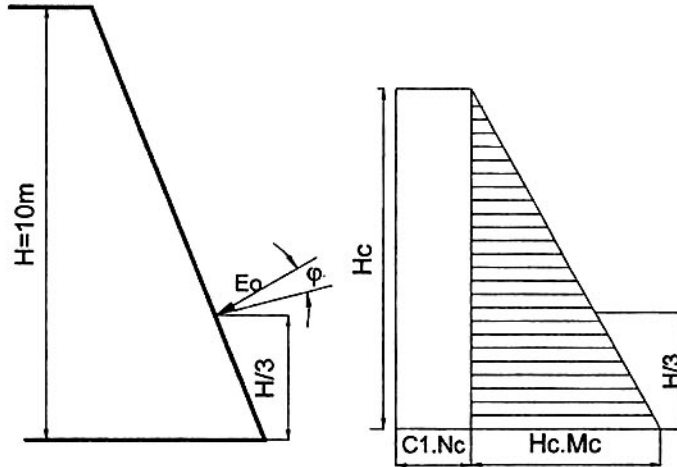
TCVN 9152:2012

Từ các biểu thức (B.11), (B.17), (B.18) hoặc tra bảng tính sẵn tìm được:

$$\theta_c = 35^{\circ}35' ; M_c = 0,801 ; N_c = 1,557$$

Theo biểu thức (B.28) tính ra $E_c^q (E_{max})$

$$E_{max} = E_c^q = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 7,86^2 \times 0,801 \left[1 + \frac{2 \times 2,14}{7,86} \right] - 2 \times 7,86 \times 1,557 = 69 - 25,5 = 44,5 \text{ (T/m)}$$



Hình B.9: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất

Tóm tắt các kết quả tính toán trong bảng sau:

Trường hợp tính toán	Không xét ảnh hưởng nứt nẻ					Xét ảnh hưởng nứt nẻ			
	Đồ giải		Giải tích			Đồ giải		Giải tích	
	θ_c^0	E_{max} (T/m)	θ_c^0	E_{max} (T/m)	E_c (T/m)	θ_c^0	E_c^q (T/m)	θ_c^0	E_c^q (T/m)
$C_1 \neq 0, C_2 = 0,5.C_1$	$36^{\circ}30'$	38,5	36°	38,5	42,31	40°	42,5	$39^{\circ}35'$	42,4
$C_1 \neq 0, C_2 = 0$	$34^{\circ}30'$	41,1	$34^{\circ}45'$	41,04	44,33	36°	44,4	$35^{\circ}35'$	44,5

Từ những kết quả tính toán trên, có thể nêu một số nhận xét sau:

1. Kết quả xác định E_{max} và E_c^q theo hai phương pháp giải tích và đồ giải hoàn toàn nhất trí;
2. Ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường làm giảm giá trị áp lực đất lên tường rõ rệt.
3. Giá trị áp lực đất chủ động tác dụng lên tường khi có xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp chính bằng giá trị áp lực chủ động E_c khi không xét tới ảnh hưởng của nứt nẻ.

Chú ý:

Theo số liệu nêu trong ví dụ B.1, thử xác định góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn (β_{gh}^0) và góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn tương ứng (θ_c^{gh}).

Cho các giá trị góc $\beta = 15^{\circ} \div 35^{\circ}$, sau dùng các biểu thức (B.11) và (B.11') để tính góc trượt nguy hiểm nhất ứng với hai trường hợp $C_2 = 0,5C_1$ và $C_2 = 0$.

Kết quả tính toán tóm tắt trong các bảng B.7 và B.8.

Trường hợp $C_2=0,5C_1$.

Bảng B.7

$\theta_c'' \backslash \beta''$	15	20	25	30	32	35
-M	0.774	0.7558	0.733	0.704	0.690	0.668
M^2	0.600	0.5712	0.540	0.505	0.476	0.447
2N	-0.186	-0.004	+0.180	0.366	0.437	0.547
-4N	0.372	0.008	-0.360	-0.732	-0.875	-1.094
L	0.606	0.606	0.588	0.566	0.554	0.454
Δ	0.830	0.5760	0.328	0.090	≈ 0	<0
$\sqrt{\Delta}$	0.911	0.7589	0.573	0.30	≈ 0	Vô nghĩa
$\text{tg}\theta_c$	0.737	0.775	0.89	1.11	1.58	---
θ_c	$36^\circ 25'$	$37^\circ 47'$	$41^\circ 40'$	48°	$57^\circ 40'$	---

Chú thích:

$$M = \left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} (S_c + \lambda V_c) \right]; \quad \Delta = M^2 - 4N.L$$

$$N = \left[P_c - \frac{C_1}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c) \right]; \quad \text{tg}\theta_c = \frac{-M - \sqrt{\Delta}}{2N}$$

$$L = \left[R_c + \frac{C_1}{\gamma H} (T_c + \lambda W_c) \right].$$

Trường hợp $C_2 = 0$:

Bảng B.8:

$\theta_c'' \backslash \beta''$	15	20	25	30	32	35
-M	0.7220	0.6888	0.6530	0.6120	0.5940	0.5660
M^2	0.5213	0.4747	0.4264	0.3745	0.3528	0.3204
2N	-0.2000	-0.0284	0.1420	0.3120	0.3774	0.4760
-4N	-0.4000	0.0568	-0.2840	-0.6240	-0.7548	-0.9520
L	0.5210	0.5142	0.5020	0.486	0.4788	0.4680
Δ	0.7303	0.5039	0.2834	0.0700	≈ 0	<0
$\sqrt{\Delta}$	0.8540	0.7099	0.5324	0.2646	0	Vô nghĩa
$\text{tg}\theta_c$	0.6600	0.7450	0.8500	1.1100	1.575	---
θ_c	$33^\circ 30'$	$36^\circ 40'$		$40^\circ 20'$	$\approx 57^\circ 35'$	---

Chú thích:

$$M = Q_c - \frac{C_1}{\gamma H} S_c ; \Delta = M^2 - 4N.L$$

$$N = P_c - \left(\frac{C_1}{\gamma H} T_c \right) ; \operatorname{tg} \theta_c = \frac{-M - \sqrt{\Delta}}{2N}$$

$$L = R_c + \frac{C_1}{\gamma H} T_c .$$

Theo kết quả tính toán nêu trong hai bảng trên có thể thấy rằng: ứng với $\beta=32^\circ$, số hạng trong căn thức của các biểu thức (B.11), (B.11') đều xấp xỉ bằng không, đồng thời khi đó tính ra $\theta_c=58^\circ$ ứng với cả hai trường hợp.

Nếu $\beta > 32^\circ$, số hạng trong căn thức là âm nên vô nghĩa.

Vậy trong hai trường hợp này $\beta_{gh}^d \approx 32^\circ$ và $\theta_{gh}^d \approx 58^\circ$, kết quả đó hoàn toàn phù hợp với biểu thức (B.25): $\theta_c^{gh} = \frac{\pi}{2} - \beta_{gh}^d$ đã nêu ở trên.

Từ kết quả nêu trên có thể rút ra trình tự tính toán áp lực đất dính trong trường hợp góc $\beta > \beta_{gh}^d$ như sau:

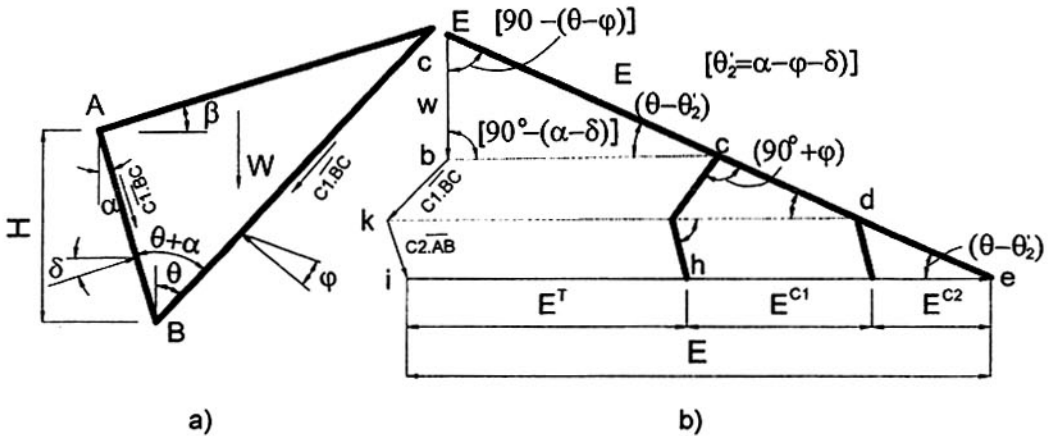
Đầu tiên xác định giá trị góc nghiêng giới hạn (β_{gh}^d) theo phương pháp tính thử đúng dần; sẽ có hai khả năng xảy ra:

* $\beta \leq \beta_{gh}^d$ – Tiếp tục tính E_c theo các biểu thức tương ứng đã nêu như thường lệ.

* $\beta > \beta_{gh}^d$ – Có thể xem khối đất bên trên mặt nghiêng giới hạn (ứng với $\beta = \beta_{gh}^d$) như một tải trọng phân bố đều, thẳng đứng liên tục rồi tiếp tục tính toán như Phụ lục D sau này sẽ giới thiệu.

B.1.2.3 Tính toán áp lực đất bị động có ép trời của đất

Hình B.10 biểu thị sơ đồ tính toán và đa giác các lực tác dụng lên lăng thể trượt (khối đất) ABC. Vì lăng thể trượt cân bằng tĩnh nên đa giác các lực tác dụng lên nó khép kín.



Hình B.10: Sơ đồ tính toán các lực và đa giác lực

Từ hình B.10b có thể viết biểu thức của lực chống E của đất tác dụng lên tường như sau:

$$E = E^T + E^{c1} + E^{c2} \quad (\text{B.29})$$

Trong đó :

E^T – Giá trị lực chống của đất lên tường khi bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1, C_2

E^{c1}, E^{c2} – Giá trị lực chống của đất tăng lên do ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng lên mặt trượt BC và trên lưng tường AB.

Các biểu thức của E^T, E^{c1}, E^{c2} được lập từ hệ thức lượng trong các tam giác abc, cdh', deg, kết quả như sau :

$$E^T = \frac{1}{2} \gamma H^2 M \quad (\text{B.30})$$

$$E^{c1} = C_1 \cdot H \cdot N_1 \quad (\text{B.31})$$

$$E^{c2} = C_2 \cdot H \cdot N_2 \quad (\text{B.32})$$

Trong đó:

$$M = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta - \varphi)}{\sin(\theta + \theta_3) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (\text{B.33})$$

$$N_1 = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta + \theta_3) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (\text{B.34})$$

$$N_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \times \frac{\cos(\theta + \theta_4)}{\sin(\theta + \theta_3)} \quad (\text{B.35})$$

$$\text{Với } \theta_3 = \alpha - \varphi - \delta ; \theta_4 = \alpha - \varphi$$

Lấy đạo hàm của E theo góc trượt θ biểu thức (B.29) rồi cho bằng không, từ đó rút ra:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \theta_b = & \frac{-\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} (S_b + \lambda V_b) \right]}{2 \left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda U_b) \right]} \\ & + \frac{\sqrt{\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} (S_b + \lambda V_b) \right]^2 - 4 \left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda U_b) \right] \cdot \left[R_b - \frac{C}{\gamma H} (T_b + \lambda W_b) \right]}}{2 \cdot \left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda U_b) \right]} \end{aligned} \quad (\text{B.36})$$

Trong đó:

$$V_b = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.12})$$

$$U_b = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.13})$$

$$W_b = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \cos^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (\text{B.14})$$

$$\lambda = \frac{C_2}{C_1} = \frac{C_2}{C} \rightarrow C_2 = \lambda C \quad (B.15)$$

P_b, Q_b, R_b, S_b, T_b tính theo (B.36*):

$$\left. \begin{aligned} P_b &= \cos\alpha \sin\beta \cos(\alpha - \delta) + \sin\varphi \cos(\alpha - \varphi - \delta) \cos(\alpha - \beta) \\ Q_b &= \cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha - 2\varphi - \delta) - \cos(\alpha + \beta) \cos(\alpha - \delta) \\ R_b &= \cos\varphi \sin(\varphi - \alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta) - \sin\alpha \cos\beta \cos(\alpha - \delta) \\ S_b &= 4 \cos\alpha \cos\varphi \sin(\beta + \alpha - \varphi - \delta) \\ T_b &= 2 \cos\alpha \cos\varphi \cos(\beta + \alpha - \varphi - \delta) \end{aligned} \right\} \quad (B.36^*)$$

Vậy lực chống nhỏ nhất E_{min} có được bằng cách thay θ_b tính theo biểu thức (B.36) vào các biểu thức (B.30), (B.31), (B.32), (B.33), (B.34), (B.35).

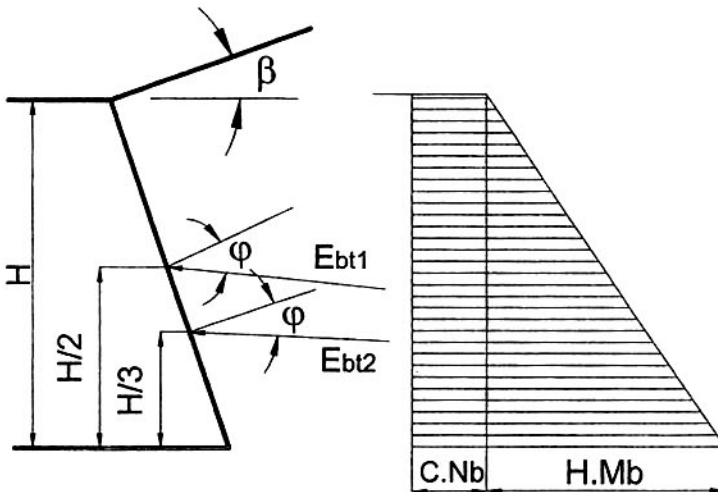
$$E_{min} = E_{bt} = \frac{1}{2} \gamma H^2 M_b + C.H.N_b \quad (B.37)$$

Trùng đó

$$M_b = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^3 \alpha} \times \frac{\sin(\theta_b + \alpha) \cdot \cos(\theta_b - \varphi)}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (B.38)$$

$$N_b = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos\varphi}{\cos\alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cdot \cos(\theta_b + \beta)} + \frac{\lambda}{\cos\alpha} \cdot \frac{\cos(\theta_b + \theta_4)}{\sin(\theta_b + \theta_3)} \quad (B.39)$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động có ép trời, điểm đặt và phương tác dụng của nó nêu trên hình B.11.



Hình B.11: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất

Chú ý 1:

1. Trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường ($C_c=0$) thì

$$\operatorname{tg}\theta_b = \frac{-\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} S_b\right]}{2\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} T_b\right]} + \frac{\sqrt{\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} S_b\right]^2 - 4\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} T_b\right] \cdot \left[R_b - \frac{C}{\gamma H} T_b\right]}}{2\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} T_b\right]} \quad (\text{B.36'})$$

$$E_{\min} = E_{bt} = \frac{1}{2} \gamma H^2 M_b + C.H.N_b \quad (\text{B.37'})$$

$$M_b = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta_b + \alpha) \cdot \cos(\theta_b - \varphi)}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cdot \cos(\theta + \beta)} \quad (\text{B.38'})$$

$$N_b = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta_b - \theta_3) \cdot \cos(\theta_b + \beta)} \quad (\text{B.39'})$$

2. Trường hợp đất rời ($C_1=C_2=0$) thì:

$$E_{bt} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \lambda_{bt} \quad (\text{B.37''})$$

Trong đó:

$$\lambda_{bt} = \left\{ \frac{\sin(\eta + \varphi)}{\sin \eta \left[\sqrt{\sin(\eta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\eta + \beta)}} \right]} \right\}^2 \quad (\text{B.38''})$$

Chú ý 2:

1. Trường hợp $\delta - \beta = 0$ và $\alpha \neq 0$:

$$\text{Nếu } \delta \neq 0 \text{ và } \beta \neq 0 \quad \lambda_{bt} = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\cos^2(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2})}{\cos^2(45^\circ + \frac{\varphi - \alpha}{2} + \beta)} \quad (\text{B.38''''})$$

$$\text{Nếu } \delta = \beta = 0: \quad \lambda_{bt} = \frac{1}{\cos \alpha} \times \frac{\cos^2(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2})}{\cos^2(45^\circ + \frac{\varphi - \alpha}{2})} \quad (\text{B.38''''})$$

2. Trường hợp $\delta = \beta = \alpha = 0$: $\lambda_{bt} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

Ví dụ B.2

Cho số liệu về tường chắn và đất đắp như trong ví dụ B.1.

Hãy xác định giá trị áp lực bị động của đất theo phương pháp đồ giải và giải tích ứng với các trường hợp: $C_2=0,5C_1$ và $C_2=0$.

GIẢI

1. Trường hợp $C_2=0,5C_1$

TCVN 9152:2012

a) Phương pháp đồ giải:

- Giả thiết 5 mặt trượt BC, ..., BC₅ ứng với mỗi mặt trượt, có một lăng thể trượt. Xác định các yếu tố cần thiết để tính toán.

- Trọng lượng các lăng thể đất ABC_i: $W_i = \frac{1}{2} b_i h_i \gamma$

- Tổng lực dính tác dụng trên mặt trượt BC_i: $C_i = c \overline{BC}_i$

- Phương của phản lực R_i (hình B.12b)

- Tổng lực dính C tác dụng trên lưng tường AB là hằng số và có giá trị bằng $C = c \cdot \overline{AB}$

Kết quả tính toán tóm tắt ở bảng B.9.

Bảng B.9.

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot l \cdot \gamma$ (T/m)		$C_i = c \cdot \overline{AB}_i$ (T/m)		$C = c \cdot \overline{AB}$ (T/m)
	$F_i = \frac{1}{2} b_i h_i (m^2)$ (m ²)	W_i	BC_i (m)	C_i	
1	41.7	75	12.8	25.6	$C_2 = 0,5C \rightarrow C = 10,5$ $C_2 = 0 \rightarrow C = 0$
2	62.2	112	15.5	31.0	
3	83.3	150	18.6	37.2	
4	103.7	187	22.0	44.0	
5	124.5	224	25.6	51.2	

Chú thích: $\overline{AB} = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{10}{0.949} = 10.5m$

$BH_i = h = \overline{AB} \cdot \cos(\alpha - \beta) = 10,5 \cdot \cos 3^{\circ}20' = 10,4 m$

- Ứng với mỗi lăng thể trượt, vẽ được một đa giác lực (hình B.12c). Năm đa giác lực đó, xác định năm giá trị của lực chống E_i, từ đó xác định được $E_{min} = E_b$.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng B.10.

Bảng B.10

Trường hợp tính toán	Góc trượt θ_b^0		E_b (T/m)	
	Giải tích	Đồ giải	Giải tích	Đồ giải
1	42 ^o 23'	43 ^o	380.0	380.6
2	42 ^o 31'	42 ^o	363.7	364.0

b) Phương pháp giải tích:

- Tính các hệ số cần thiết.

Thay các số liệu đã cho vào các biểu thức tương ứng đã nêu trên. Tính ra kết quả như sau:

$P_b=0.577 ; Q_b=0.024 ; R_b=0.500 ; S_b=0.203$

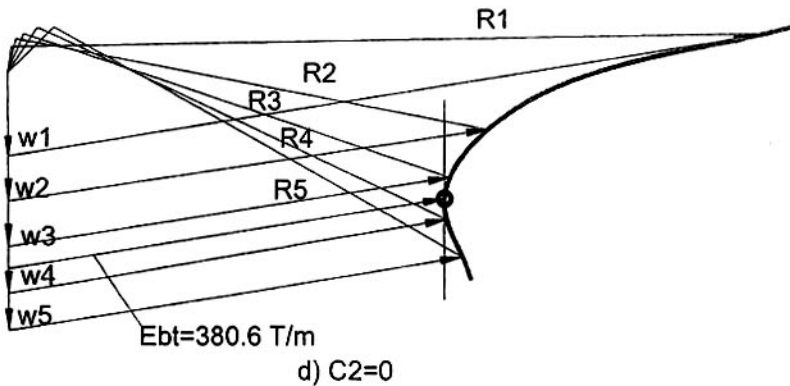
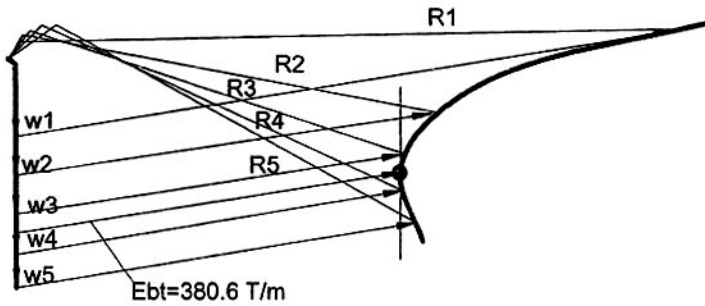
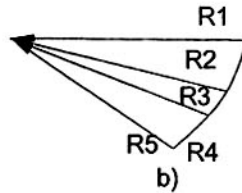
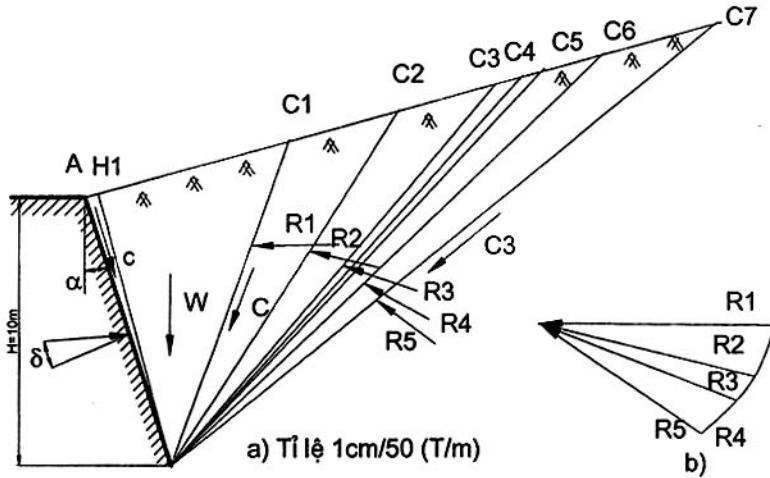
$T_b=1.770 ; V_b=0.935 ; U_b=0.125 ; W_b=1.746.$

• Thay các số liệu đã tìm được vào (B.36) tính ra:

$tg\theta_b = 0.9126 \rightarrow \theta_b = 42^{\circ}23'$

Từ (B.38), (B.39) suy ra $M_b=3.26 ; N_b = 3.58 + 0.75 = 4.33.$

Vậy $E_{bt} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 3,26 + 2,0 \cdot 10 \cdot 4,33 = 293,4 + 86,6 = 380,0 \text{ (T/m)}$



Hình B.12: Phương pháp đồ giải xác định $E_{min}=E_{bt}$

2. Trường hợp $C_2=0$

a) Phương pháp đồ giải.

Tiến hành tính toán tương tự trường hợp trên, ở đây chỉ khác ở chỗ đa giác lực chỉ gồm bốn lực (hình B.12b).

Kết quả tính toán cuối cùng nêu trong bảng B.10.

b) Phương pháp giải tích.

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \cdot 10} = 0,111$$

Từ các số liệu đã cho, ứng với $\frac{C_1}{\gamma H} = 0,111$ theo các công thức (B.36); (B.38) và (B.39) hoặc các bảng lập sẵn tìm được: $\theta_b = 42^\circ 31'$; $M_b = 3,242$; $N_b = 3,581$.

$$\text{Từ biểu thức (B.37')} \text{ tính ra: } E_{bt} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 3,242 + 2 \cdot 0,10 \cdot 3,581 = 292 + 71,7 = 363,7 \text{ (T/m)}$$

B.1.2.4 Tính toán áp lực chủ động và bị động có ép trời của đất trong một số trường hợp đặc biệt.

B.1.2.4.1 Trường hợp trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục.

Tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục trên mặt đất đắp có tác dụng làm tăng giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất lên tường.

- Trường hợp đất đắp là đất rời, tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt. Trong trường hợp này, giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất được tính theo biểu thức sau:

$$\text{Đối với áp lực chủ động: } E_c^q = E_c \cdot \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] \quad (\text{B.40})$$

$$\text{Đối với áp lực bị động có ép trời: } E_{bt}^q = E_{bt} \cdot \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] \quad (\text{B.41})$$

Trong đó: E_c , E_{bt} – lần lượt được tính theo các biểu thức (B.21'') và (B.37'');

$$H_q = \frac{q}{\gamma(1 + \text{tg}\alpha \cdot \text{tg}\beta)} \quad (\text{B.42}^a)$$

Với q – Tải trọng phân bố đều thẳng đứng trên mặt đất đắp.

- Trường hợp đất đắp là đất dính, tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt. Trường hợp này, giá trị góc θ_c vẫn được tính theo biểu thức (B.11) (khi $C_2 \neq 0$, hoặc (B.11') (khi $C_2=0$), nhưng phải thay thế $\frac{C_1}{\gamma H}$ trong đó bởi $\frac{C_1}{\gamma H_b}$

$$\text{với } H_b = H + 2H_q \quad (\text{B.42}^b)$$

Trong đó H_q vẫn tính theo biểu thức (B.42^a)

Tùy theo quan hệ về giá trị giữa H_q và $\frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma}$ biểu thức tính áp lực chủ động có các dạng khác nhau.

$$\text{Khi } H_q = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \text{ (Hình B.13a) : } E_c^q = \frac{1}{2} \lambda H^2 M_c$$

(B.43)

$$\text{Khi } H_q > \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \text{ (Hình B.13b) : } E_c^q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] M_c - CH \cdot N_c \quad (\text{B.44})$$

$$\text{Khi } H_q < \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \text{ (Hình B.13c) : } E_c^q = \frac{1}{2} \left[\gamma(H + H_q)M_c - C \cdot N_c(H - H_q) \right] \quad (\text{B.45a})$$

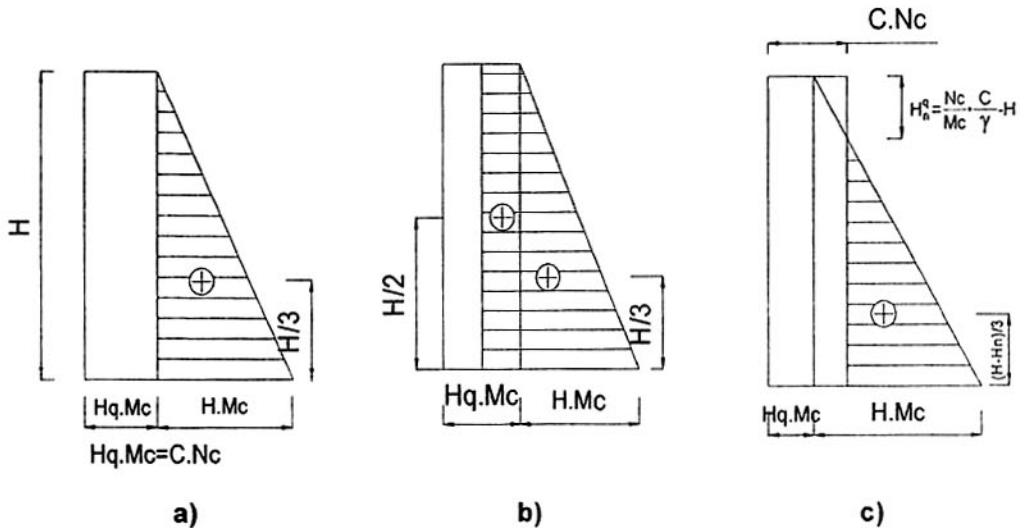
$$\text{Trong đó: } H_n^q = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} - H \quad (\text{B.45b})$$

Trong đó M_c , N_c lần lượt được tính theo các biểu thức (B.17), (B.17'), (B.18), (B.18')

Hình B.13 cho biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất ứng với ba trường hợp trên. Giá trị áp lực bị động có ép trời của đất trong trường hợp này được tính theo biểu thức sau:

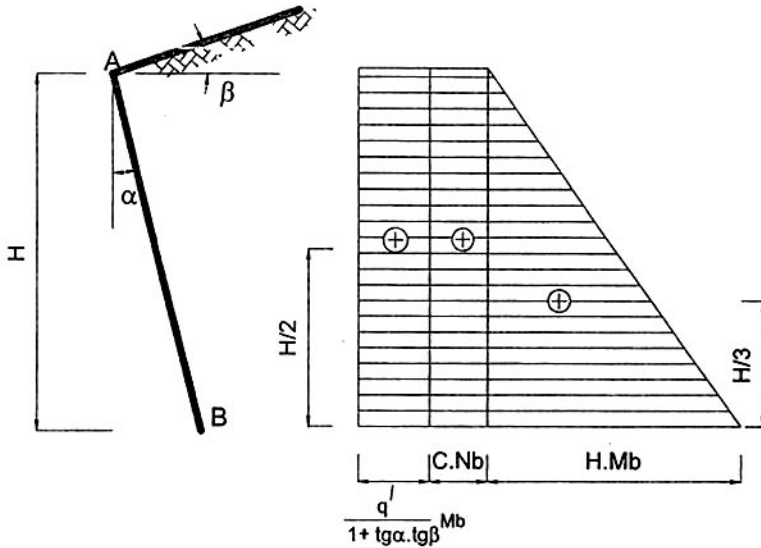
$$E_{bt}^q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] M_b + CH \cdot N_b \quad (\text{B.46})$$

Trong đó M_b , N_b lần lượt được tính theo các biểu thức (B.38), (B.38'), (B.39), (B.39') với góc trượt θ_b trong đó được tính theo biểu thức (B.36) hoặc (B.36') với điều kiện thay $\frac{C_1}{\gamma H}$ bằng $\frac{C_1}{\gamma H_b}$ (H_b tính theo biểu thức B.42b).



Hình B.13: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất

Hình B.14 cho biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất trong trường hợp này.



Hình B.14: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất

Chú ý:

1. Trường hợp tải trọng phân bố đều q đủ nhỏ, sao cho giá trị θ_c tính theo $\frac{C_1}{\gamma H_b}$ sai kém trong phạm vi 1 độ so với giá trị θ_c tính theo $\frac{C_1}{\gamma H}$, có thể xem như tải trọng q không ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất.
2. Nếu trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ, có thể giải quyết gần đúng (xem ví dụ B.3).

Ví dụ B.3:

Cho một tường chắn cao 8m, góc dốc lưng tường $\alpha = 11^\circ 20'$ ($\text{tg } \alpha = 0.200$). Đất đắp có góc ma sát trong $\varphi = 15^\circ$, lực dính đơn vị $C = 1,5 \text{ T/m}^2$, trọng lượng đơn vị $\gamma = 1,8 \text{ (T/m}^3)$ và góc nghiêng mặt đất đắp $\beta = 15^\circ$. Cho góc ma sát giữa đất với tường $\delta = \frac{\varphi}{2}$.

Trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ $q = 5 \text{ T/m}^2$ (Hình B.15)

Hãy vẽ biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất lên tường và tính giá trị áp lực chủ động của đất trong trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường.

GIẢI

$$\text{Tính } H_q = \frac{5}{1,8(1+0,20 \cdot 0,27)} = 2,64 \text{ m}$$

$$H_b = 8 + 2 \cdot 2,64 = 13,28 \text{ m}; \quad \frac{C_1}{\gamma H_b} = \frac{1,5}{1,8 \cdot 13,28} = 0,0625$$

Từ các công thức (B.11); (B.17) và (B.18) hoặc các bảng biểu đã tính sẵn, tìm được: $\theta_c = 46^\circ$; $M_c = 0,892$; $N_c = 2,07$

$$\text{Vậy } \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{2,07}{0,892} \cdot \frac{1,5}{1,8} = 1,935 \text{ m.}$$

Trong trường hợp này $H_q > \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma}$, và biểu đồ phân bố giá trị áp lực chủ động của đất có dạng như hình B.13b.

Xác định H_1, H_2 (hình B.15)

$H_1 = \overline{AA'} \cdot \cos \alpha$; $H_2 = \overline{BB'} \cdot \cos \alpha$; $\overline{AA'}$, $\overline{BB'}$ được xác định từ hệ thức lượng trong các tam giác $AA'C$ và $C'B''C$.

$$\frac{\overline{AA'}}{\overline{AC'}} = \frac{\sin[90^\circ - (\theta_c + \beta)]}{\sin(\theta_c + \beta)} = \frac{\cos(\theta_c + \beta)}{\sin(\theta_c + \alpha)} \rightarrow \overline{AA'} = \overline{AC'} \cdot \frac{\cos(\theta_c + \beta)}{\sin(\theta_c + \alpha)}$$

$$\overline{AA'} = \frac{2}{\cos \beta} \cdot \frac{\cos 61^\circ}{\sin 37^\circ 20'} = \frac{2}{0,9659} \cdot \frac{0,4848}{0,8418} = 1,19 \text{ m}$$

Tương tự như trên tính ra được $\overline{BB'} = 1,80 \text{ m}$.

Vậy $H_1 = 1,19 \text{ m} \cdot 0,9805 = 1,17 \text{ m}$

$H_2 = 1,80 \text{ m} \cdot 0,9805 = 1,76 \text{ m}$.

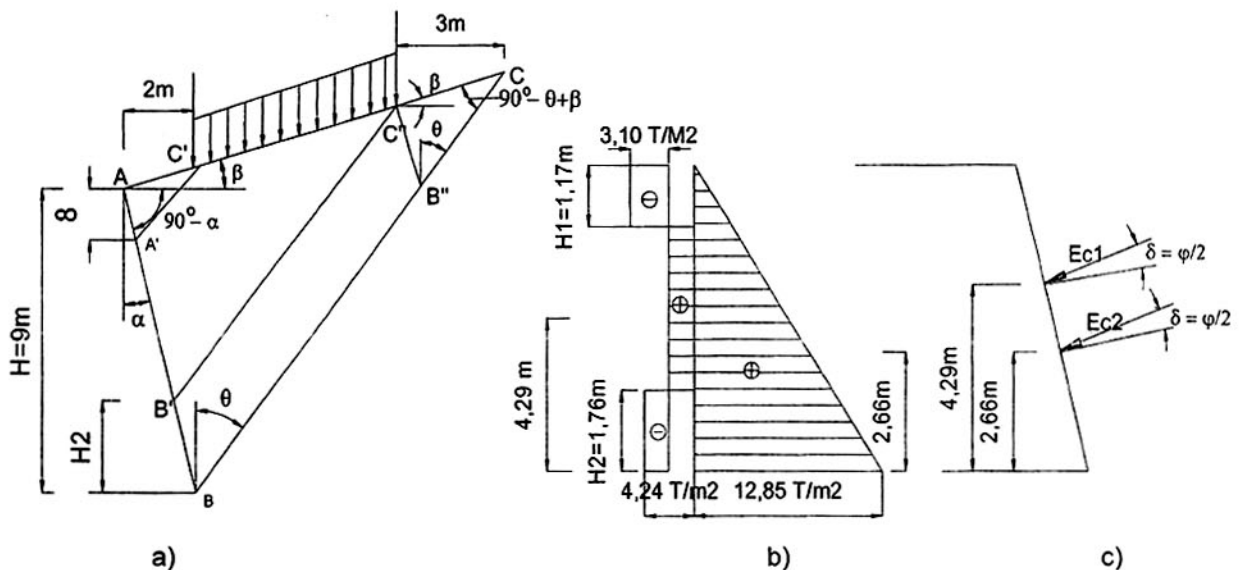
Giá trị áp lực chủ động của đất lấy bằng diện tích phần biểu đồ có gạch ngang, hay:

$$E_{c1} = (4,24 - 3,10) \cdot [8 - (1,17 + 1,76)] = 5,78 \text{ T/m}$$

$$E_{c2} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 8^2 \cdot 0,892 = 51,30 \text{ T/m}$$

Phần áp lực âm do lực dính đơn vị gây ra trong phạm vi chiều cao H_1, H_2 của tường bỏ qua không kể đến.

Hình B.16b,c cho biết phương, điểm đặt của các áp lực đất E_{c1}, E_{c2} đó và biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất.



Hình B.15: Sơ đồ tính toán, biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất, phương và điểm đặt của nó.

B.1.2.4.2 Trường hợp lưng tường gầy và đất đắp gồm nhiều lớp khác nhau

Tính riêng áp lực đất cho từng đoạn tường có cùng góc dốc lưng tường hoặc cùng đặc trưng cơ lý của đất đắp.

TCVN 9152:2012

Tổng áp lực đất tác dụng lên tường lấy bằng tổng hình học của các áp lực đất tác dụng lên mỗi đoạn riêng biệt.

Ví dụ B.4

Cho một tường chắn và các đặc trưng cơ lý của đất đắp nêu trên hình B.16.

Hãy vẽ biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất lên tường và tính tổng áp lực chủ động của đất.

GIẢI

1. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường AB. $\frac{C_1}{\gamma_1 H_1} = \frac{0,2}{2,3} = 0,033$

Từ các công thức (B.11); (B.17) và (B.18) hoặc các bảng biểu đã tính sẵn tìm được: $M_c=0,543$; $N_c=1,426$.

Tính H_n theo biểu thức (B.20') : $H_n = \frac{1,426 \cdot 0,2}{0,543 \cdot 2} = 0,26m$

Tính P_c theo biểu thức (B.22') : $P_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,426^2}{0,54} = 1,88$

Tính E_{c1} theo biểu thức (B.21')

$$E_{c1} = \frac{1}{2} \cdot 2,3^2 \cdot 0,543 - 0,2 \cdot 2,3 \cdot 1,426 + \frac{0,2^2}{2} \cdot 1,88 = 4,9 - 0,855 + 0,037 = 4,082 \text{ T/m.}$$

2. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường BC với $\text{tg}\alpha = 0,333$. Xem lớp đất trên như một tải trọng phân bố đều q , có $H_q = 3m$, do đó $H_b = 3 + 2,3 = 5,3m$.

Vậy $\frac{C}{\gamma H_b} = \frac{0,2}{2,9} = 0,011$.

Từ bảng biểu phụ lục II, tra ra: $M_c=0,685$; $N_c=1,210$.

$$\frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,210}{0,685} \cdot \frac{0,2}{2} = 0,176 < H_q$$

và giá trị áp lực chủ động E_{c2} trong đoạn tường này:

$$E_{c2} = \frac{1}{2} \cdot 2,3^2 \cdot (1 + \frac{2,3}{3}) \cdot 0,685 - 0,2 \cdot 2,3 \cdot 1,21 = 18,5 - 0,725 = 17,78 \text{ T/m.}$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất có dạng hình thang (hình B.17).

3. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường CD với $\text{tg}\alpha = 0,333$. Xem lớp đất trên như một tải trọng phân bố đều $q = \gamma_1(H_1 + H_2) = 2 \times 6 = 12 \text{ T/m}^2$,

Vậy $H_q = \frac{q}{\gamma^2} = \frac{12}{1} = 12m$, do đó: $H_b = 4 + 2 \cdot 12 = 28 \text{ m.}$

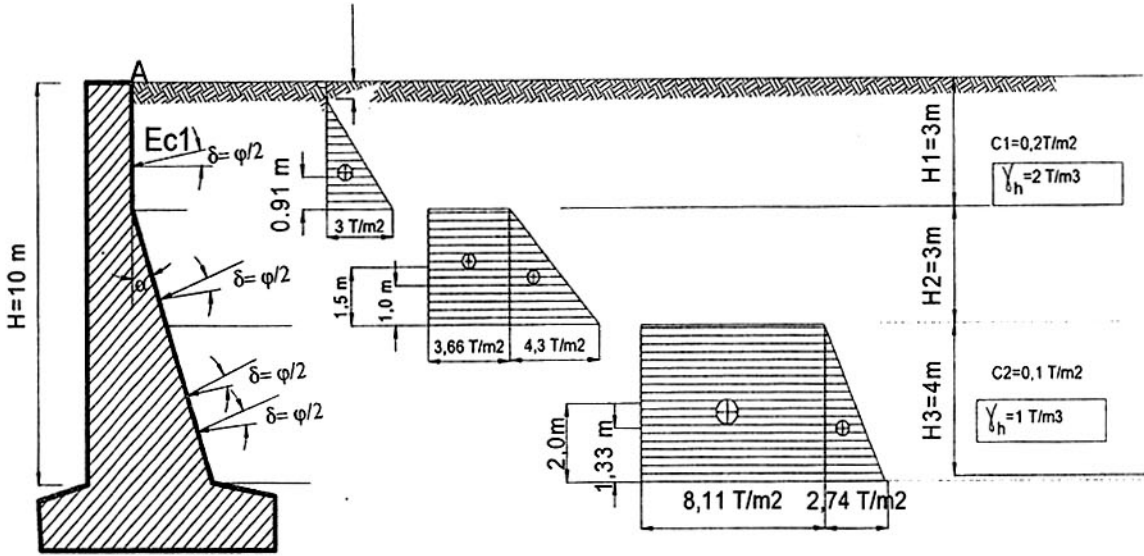
Trường hợp này có thể xem $\frac{C}{\gamma H_b} = 0$, do đó lực dính đơn vị xem như không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất. Từ các công thức (B.11); (B.17) và (B.18) hoặc các bảng biểu đã tính sẵn tìm được: $\theta_c=35^\circ$, $M_c=0,685$; $N_c=1,210$.

$$\text{Vậy } \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,210}{0,685} \cdot \frac{0,1}{2} = 0,176 < H_q$$

Giá trị áp lực chủ động E_{c3} trong đoạn tường này bằng:

$$E_{c3} = \frac{1}{2} \cdot 1,4^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 12}{3}\right) \cdot 0,685 - 0,1 \cdot 4 \cdot 1,21 = 38,40 - 0,485 = 37,915 \text{ T/m.}$$

Biểu đồ phân bố giá trị áp cường độ áp lực đất nêu trên hình B.17:



Hình B.16: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất

B.1.2.4.3 Trường hợp lưng tường soãi. (Hình B.17)

Trường hợp đất đắp là đất rời, mặt đất nằm ngang, để xác định giá trị áp lực chủ động của đất khi lưng tường soãi, có thể dùng phương pháp gần đúng do giáo sư G.A.ĐUBRVOVA đề nghị.

Tường chắn được gọi là tường soãi khi góc dốc lưng tường α thỏa mãn điều kiện sau:

$$\alpha \geq \alpha_{gh}$$

trong đó:

$$\alpha_{gh} = \arctg \left[\frac{1 - \lambda_c}{2tg\delta} \pm \sqrt{\left(\frac{1 - \lambda_c}{2tg\delta} \right)^2 - \lambda} \right] \quad (B.46b)$$

$$\lambda_c = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (B.46c)$$

Giá trị của α_{gh} được tính sẵn với $\delta = \frac{\varphi}{2}$ (bảng B.11)

Bảng B.11 Giá trị hệ số λ_c và góc α_{gh}

φ°	10	15	20	25	30	35	40
λ_c	0.70	0.59	0.49	0.405	0.333	0.270	0.217
α_{gh}	72°50'	71°	69°50'	68°20'	67°	65°20'	63°

Ví dụ B.5.

Cho một tường chắn cao $H=10\text{m}$, góc dốc lưng tường $\alpha = 70^\circ$, đất đắp là cát có $\varphi=25^\circ$, $\gamma=1,8\text{T/m}^3$.

TCVN 9152:2012

Hãy xác định giá trị áp lực chủ động của đất lên tường chắn đó.

GIẢI

1. Kiểm tra điều kiện tường soãi:

Nếu cho $\delta = \frac{\varphi}{2}$, từ bảng B.11, ứng với $\varphi=25^\circ$ tra ra $\lambda_c=0.405$ và $\alpha_{gh}=68^\circ 20'$.

Vậy $\alpha = 70^\circ > \alpha_{gh} \rightarrow$ tường soãi.

2. Xác định giá trị áp lực chủ động của đất:

a) Cách tính gần đúng: Coi lưng tường là thẳng đứng BC, trên đó có thành phần nằm ngang của áp lực chủ động E_{cn} tác dụng:

$$E_{cn} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \lambda_c = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,405 = 36,5 \text{ (T/m)}$$

Thành phần đứng của áp lực chủ động E_{cd} lấy bằng trọng lượng của lăng thể đất nằm trong phạm vi lưng tường soãi và BC:

$$E_{cd} = \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha \cdot \gamma \cdot 1 = \frac{10^2}{2} \operatorname{tg} 70^\circ \cdot 1,8 = 248 \text{ T/m}$$

b) Cách tính thứ hai, xác định vị trí mặt phẳng trên đó áp lực chủ động của đất tác dụng, có phương làm với pháp tuyến mặt đó một góc $\delta = \varphi$.

Để xác định giá trị áp lực chủ động của đất, giả thiết một số mặt trượt thứ hai làm với BC những góc θ_i khác nhau, ứng với mỗi mặt trượt đó, xác định giá trị thành phần nằm ngang E_{cn} và thẳng đứng E_{cd} của áp lực đất.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng B.12.

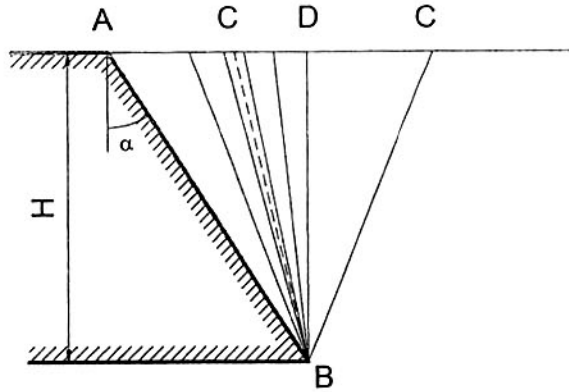
Bảng B.12

θ_i°	Áp lực chủ động (T/m)		Trọng lượng lăng thể đất trên lưng tường (T/m)	$E_{cd} + w$ (T/m)
	E_{cn}	E_{cd}		
15	38.8	28.4	228.9	252.5
20	35	35	215.3	250.3
30	36.1	51.6	196.2	247.8
40	35.8	76.7	172.5	249.2
45	33.9	93	158	251

Từ bảng B.12 thấy rằng $\phi=30^\circ$ tương ứng với điều kiện làm việc bất lợi nhất của tường, vậy chọn ở đó trị số áp lực đất tính toán.

$$E_{cn} = 36,1 \text{ T/m}$$

$$E_{cd} = 51,6 \text{ T/m}$$



Hình B.17: Sơ đồ tính toán áp lực đất rời lên lưng tường ngoài

B.1.2.4.4 Trường hợp bản góc.

Khi tính toán áp lực chủ động của đất rời lên tường chắn bản góc (kể từ phía trên đỉnh móng tường), có thể phân làm hai trường hợp:

- Trong khối đất đắp sau tường hình thành lăng thể trượt đối xứng (hình B.19a).
- Trong khối đất đắp sau tường hình thành lăng thể trượt không đối xứng (hình B.19b) do bản đáy tường ngắn.

Trong trường hợp đầu, có thể coi lưng tường là A'C với các góc $\delta = \varphi$ và khối đất trong phạm vi AA'CD được coi như một phần trọng lượng của bản thân tường; để tính toán gần đúng, cũng có thể coi lưng tường là BC (tức $\alpha = 0$) với góc $\delta = 0$, và khối đất trong phạm vi ABCD được coi như một phần trọng lượng của bản thân tường.

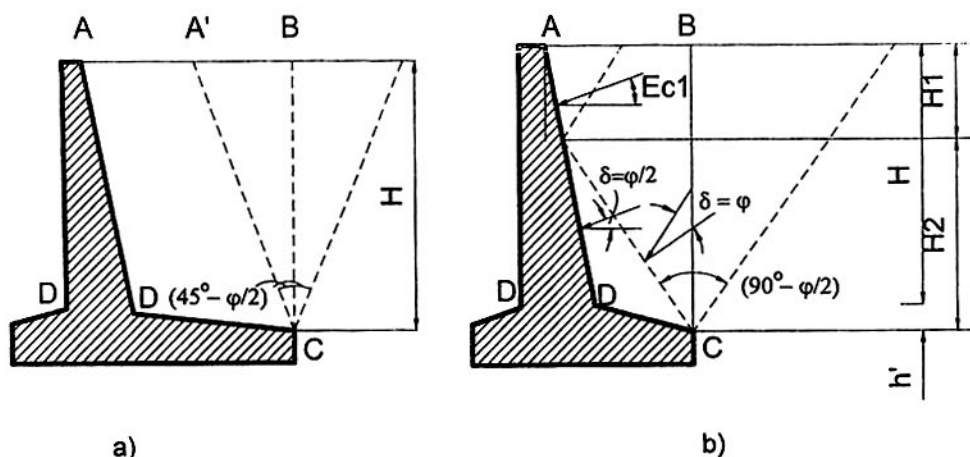
Để tính toán mô men uốn tại mặt cắt D - D, có thể tính áp lực đất chủ động lên đoạn tường AD, theo công thức (B.21''), khi đó lấy $\delta = \frac{\varphi}{2}$.

Trong trường hợp sau, chia tường làm hai đoạn để tính. Đoạn trên, lưng tường AA' chịu tác dụng của áp lực chủ động E_{c1} với $\delta = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = 0$ và góc α là góc nghiêng của lưng tường; điểm đặt của E_{c1} cách C một đoạn bằng $\left(H^2 + \frac{H_1}{3}\right)$. Đoạn dưới, coi A'C như lưng tường trên đó có E_{c2} tác dụng với

$\delta = \varphi$, $\beta = 0$ và $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ (Hình B.19b). Để tính E_{c2} , coi lớp đất phía trên có chiều dày H_1 như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng $q = \gamma H_1$. Lăng thể đất trong phạm vi A'CD được coi như một phần của trọng lượng bản thân tường; điểm đặt của E_{c2} cách C một đoạn bằng $\frac{H_3(H_2 + 3H_1)}{3(H_2 + 2H_1)} \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$.

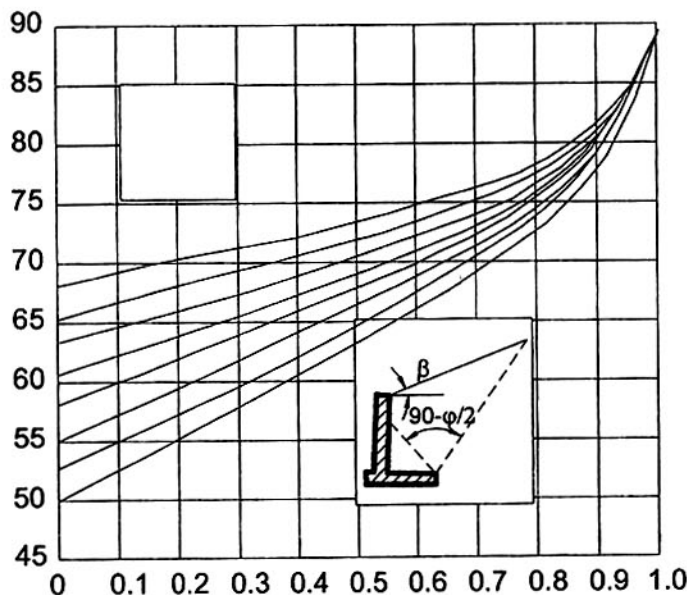
Để tính toán momen uốn tại mặt cắt D-D, có thể tính áp lực đất E_{c3} tác dụng lên A'D theo công thức (B.21') đối với đất rời khi $\delta = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$, α là góc dốc lưng tường và lớp đất phía trên có chiều dày H_1 vẫn được coi như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng.

Trong trường hợp này, áp lực chủ động của đất lên tường được lấy bằng tổng của E_{c1} và E_{c3} ; điểm đặt của E_{c3} cách D một đoạn bằng $\frac{(H_2 - h')}{3} - \frac{(H_2 - h') + 3H_1}{(H_2 - h') + 2H_1}$.



Hình B.18: Sơ đồ áp lực tính toán áp lực đất chủ động lên tường chắn bàn góc.

Chú ý: Có thể dùng các bảng tính sẵn cho trong phụ lục hoặc biểu đồ hình B.19 để xác định vị trí mặt trượt thứ hai CA' ứng với $\alpha=0$ và $\delta = \varphi$ đối với đất rời.



Hình B.19: Đồ thị để tính góc nghiêng của mặt trượt thứ hai trong đất đắp

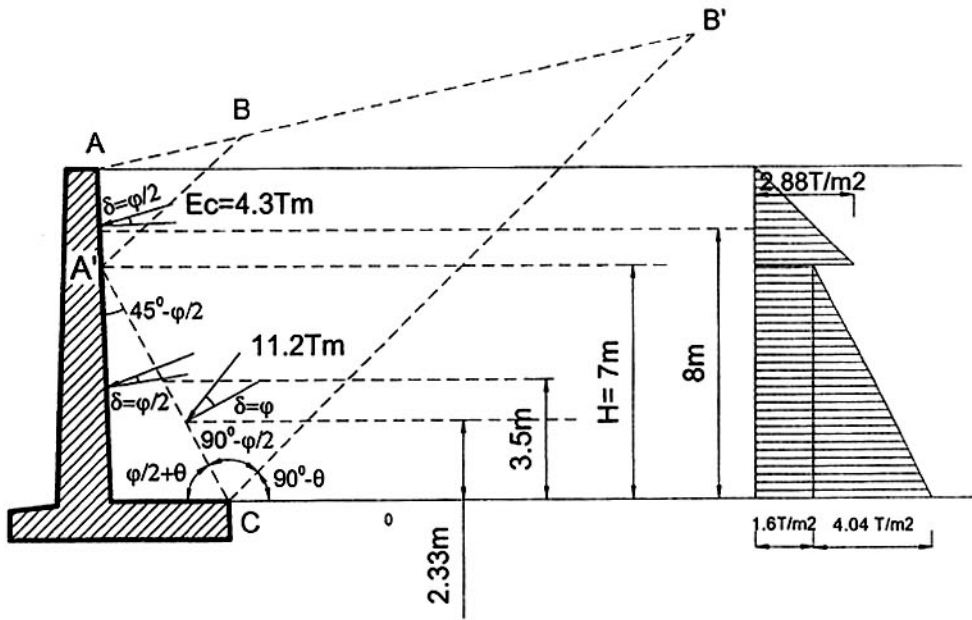
Ví dụ B.6.

Cho một tường chắn với các số liệu như sau: $\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \alpha = 0, \delta = \frac{\varphi}{2}$. Hãy tính áp lực chủ động của đất lên tường.

GIẢI

1. Xác định vị trí các mặt trượt và H_1, H_2 ứng với $\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \alpha = 0, \delta = \frac{\varphi}{2}$, từ đồ thị hình B.19 ta xác định được H_1, H_2 : $H_1=3\text{m}, H_2=7\text{m}$.

Lại biết góc $A'CB' = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 20^\circ = 70^\circ \rightarrow$ Xác định được mặt trượt CB' (Hình B.20)



Hình B.20: Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất.

2. Tính E_{c1} trên đoạn tường AA':

Từ các số liệu : $\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \alpha = 0, \delta = \frac{\varphi}{2}$, tra trong bảng lập sẵn hoặc tính theo công thức, tìm được $\lambda_{cn} = 0,262$; $\lambda_{cd} = 0,046$

Tính λ_c theo biểu thức (B.21c'') : $\lambda_c = \sqrt{0,262^2 + 0,046^2} \approx 0,266$

$$E_{c1} = \gamma H_c^2 \lambda_c = 1,8.3^2.0,266 = 4,30 \text{ T/m.}$$

3. Tính E_{c2} trên đoạn A'C

Từ các số liệu $\varphi = 20^\circ; \beta = 10^\circ; \delta = \varphi = 20^\circ; \alpha = 24^\circ$, có thể tìm được $\lambda_c = 0,32$.

Coi lớp đất H_1 như một tải trọng phân bố đều $q = \gamma H_1 = 1,8.3 = 5,4 \text{ T/m}^2$.

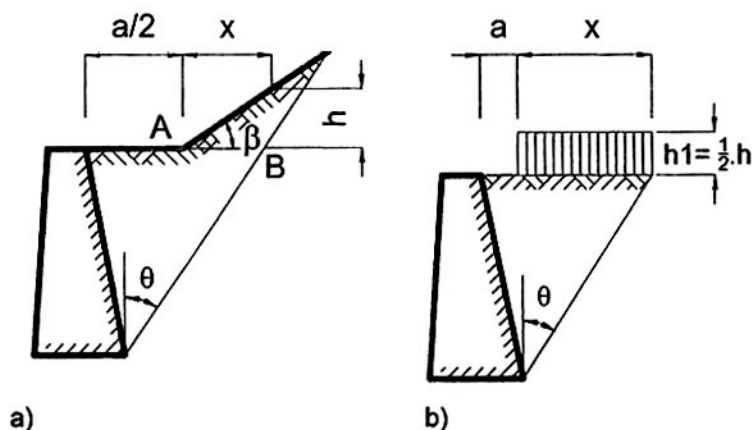
Từ công thức (B.40) có:

$$E_c^2 = E_c \cdot \left[1 + \frac{2H_q}{H_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot 1,8.7^2 \cdot 0,32 [1 + 0,795] = 14,10.1,795 = 25,30 \text{ T/m.}$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất nêu trên hình B.20.

B.1.2.4.5 Trường hợp mặt đất đắp có dạng gẫy khúc.

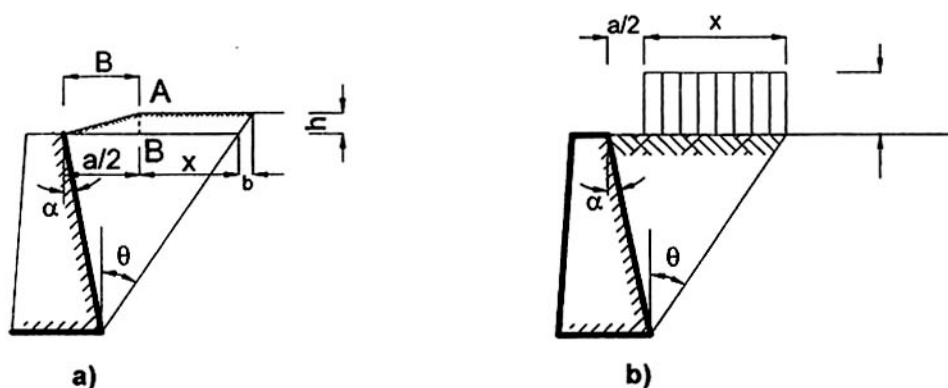
Trong thực tế, thường gặp hai trường hợp mặt đất đắp có dạng gẫy khúc như hình B.21a và B.22a biểu thị.



Hình B.21: Sơ đồ tính toán gần đúng khi mặt đất đắp gãy khúc

Nói chung cả hai trường hợp này đều có thể giải quyết gần đúng bằng cách đưa về dạng mặt đất đắp nằm ngang, trên đó có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ (hình B.21b và B.22b).

Trong sơ đồ tính toán gần đúng đó, góc θ_c được xác định theo các bảng tính sẵn cho đất rời và đất dính hoặc tính theo các công thức đã cho.



Hình B.22: Sơ đồ tính toán gần đúng khi mặt đất đắp gãy khúc

Ví dụ B.7.

Cho một tường chắn như hình B.23a biểu thị. Các số liệu cần thiết để tính toán như sau:

$\gamma = 2T / m^3$; $C = 2T / m^2$; $\varphi = 45^\circ$; $tg\alpha = 0,200$; $\delta = \frac{\varphi}{2}$. Hãy xác định giá trị áp lực chủ động của đất lên tường đó.

Giải

1. Sơ đồ tính toán

Tính $\frac{C}{\gamma H_b} = \frac{2}{2 \cdot 10} = 0,100$, ứng với trường hợp này, từ các biểu thức (B.11); (B.18) và (B.19) hoặc tra các bảng lập sẵn tìm được:

$$\theta_c = 34^\circ; M_c = 0,622; N_c = 1,254$$

Từ góc $\theta_c = 34^\circ$ dùng đồ giải hay giải tích, tính ra :

$$\frac{a}{2} = 2m; x = 6,60m; b = 0,60m; h = 1,10m \text{ (Hình B.23b)}$$

$$\text{Vậy } q = \gamma H_1 = \gamma \left(1 + \frac{b}{2x}\right) \cdot h = 2 \left(1 + \frac{0,6}{2 \cdot 6,60}\right) \cdot 1,10 = 2,30 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

Từ kết quả đó, xác định được sơ đồ tính toán gần đúng nêu trên hình (B.23b).

2. Xác định giá áp lực chủ động của đất.

Coi tải trọng phân bố đều q chỉ tác dụng trên đoạn lưng tường A'B (hình B.23b).

Trong trường hợp này, có thể xem giá trị áp lực đất tác dụng lên tường gồm hai phần: phần áp lực do đất đắp gây ra, không kể tới tải trọng q , tác dụng lên toàn bộ lưng tường (E_{c1}) và phần áp lực đất do q gây ra, chỉ tác dụng trên đoạn A'B của lưng tường (E_{c2}) (hình B.23b).

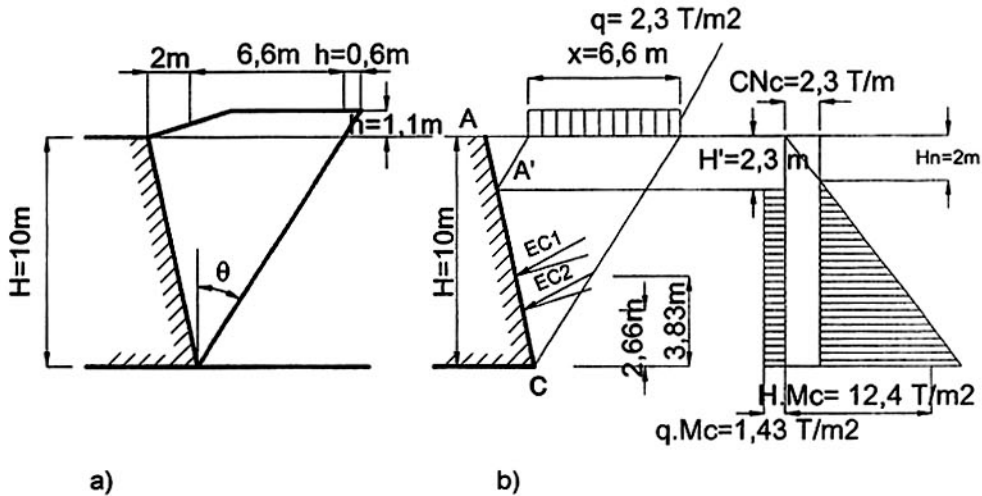
Từ kết quả tính toán, vẽ được biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất (hình B.23b).

Theo hình vẽ đó, có:

$$H_n = \frac{N_c \cdot C}{M_c \cdot \gamma} = \frac{1,254 \cdot 2}{0,622 \cdot 2} \approx 2\text{m}$$

$$E_{c1} = \frac{1}{2} \cdot [\gamma \cdot H \cdot M_c - C \cdot N_c] \cdot [H - H_n] = \frac{1}{2} \cdot [12,40 - 2,50] \cdot [10 - 2] \approx 40 \text{ (T/m)}.$$

$$E_{c2} = q \cdot M_c \cdot (H - H') = 1,43 \cdot (10 - 2,30) \approx 11 \text{ (T/m)}.$$



Hình B.23: Sơ đồ tính toán và biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất dính, trường hợp mặt đất đắp gây khúc.

Phương và điểm đặt của E_{c1} và E_{c2} nêu trên hình vẽ. Cách tính này cho kết quả thiên an toàn và được xem là cách tính gần đúng.

Chú ý: - Trường hợp này, giá trị của tải trọng phân bố đều q tương đối nhỏ, do đó nó được xem như không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất.

Trong thực tế thiết kế tường chắn đất, đôi khi gặp trường hợp lăng thể đất trượt theo mái hố móng gây nên lực đẩy lên tường lớn hơn áp lực chủ động của đất khi hình thành mặt trượt trong đất đắp, vì vậy cần phải xác định được giá trị lực đẩy này lên tường.

Đối với tường chắn bản góc, điều kiện để lăng thể đất trượt theo mái hố móng gây nên lực đẩy lớn hơn áp lực chủ động của đất như sau:

$$\frac{\operatorname{tg}(\alpha_m - \varphi_m)}{\operatorname{tg}\alpha_m} > \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{B.47})$$

Giá trị lực đẩy E_{cm} của đất lên tường trong trường hợp này được tính theo biểu thức sau: (hình B.24b).

$$E_{cm} = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + q.H \right) \lambda_{cm} \quad (\text{B.48})$$

Trong đó:
$$\lambda_{cm} = \frac{\text{tg}(\alpha_m - \varphi_m)}{\text{tg}\alpha_m} \quad (\text{B.49})$$

CHÚ THÍCH:

- 1) Biểu thức (B.48) được lập nên từ tam giác lực của ba lực nêu trên sơ đồ tính toán hình B.24b.
- 2) Nếu dùng sơ đồ tính toán hình B.24b, nhưng thay mặt mái hố móng BC_m bằng mặt trượt BC (hình B.24a), có thể lập được biểu thức của áp lực chủ động của đất lên mặt AB như sau:

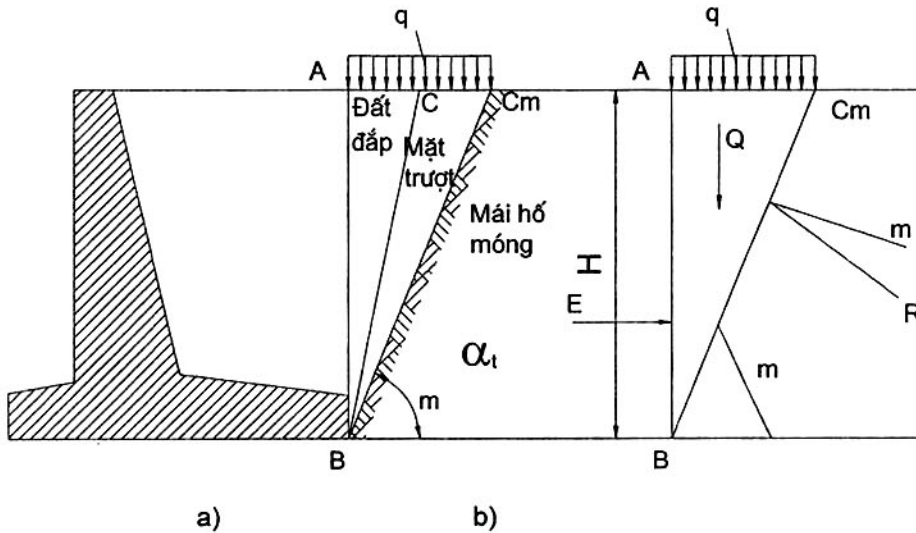
$$E_c = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + q.H \right) \lambda_c \quad (\text{B.48}')$$

Trong đó
$$\lambda_c = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{B.29}')$$

- 3) Rõ ràng rằng, nếu so sánh (B.48) với (B.48') và đối chiếu với sơ đồ tính toán trên hình B.24a sẽ có:

$E_{cm} > E_c$ từ đó suy ra $\lambda_{cm} > \lambda_c$, trở lại điều kiện B.47 đã nêu trên.

Các biểu thức nêu trên chỉ dùng cho trường hợp đất đắp là đất rời.



Hình B.24: Sơ đồ xác định lực đẩy của đất khi lăng thể đất trượt theo mái hố móng

Nếu trên thực tế gặp những trường hợp phức tạp hơn nữa, để xác định giá trị áp lực chủ động và bị động của đất, có thể dùng phương pháp đồ giải như đã trình bày ở trên.

B.2. Tính toán áp lực đất ở trạng thái nghỉ và áp lực bị động không ép trời của đất

B.2.1. Tính toán áp lực đất ở trạng thái nghỉ E₀

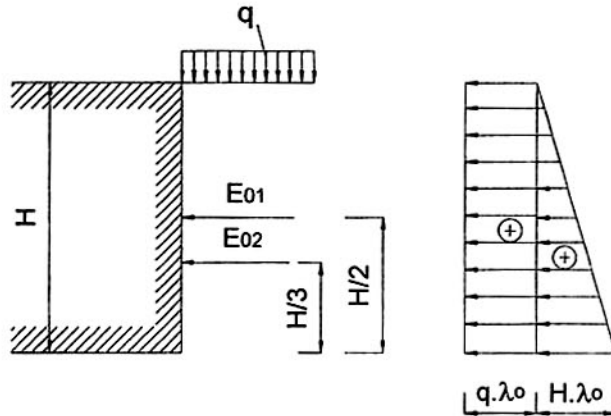
Khi tường chắn thực tế không di động so với đất đắp, hay nói cụ thể hơn là khi chuyển vị của những điểm thuộc lưng tường của phần trên móng, nhỏ hơn $\frac{1}{5000}$ của chiều cao những điểm xét đó, thì áp lực đất tác dụng lên tường trong trường hợp này được quy định tính toán theo áp lực đất ở trạng thái nghỉ hay còn gọi là áp lực đất tĩnh.

Theo sơ đồ tính toán nêu trên hình B.26a, giá trị áp lực đất tĩnh được tính theo biểu thức sau:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2q}{\gamma H} \right) \lambda_0 \quad (\text{B.50})$$

Trong đó: $\lambda_0 = \frac{\mu}{1-\mu}$: hệ số áp lực đất tĩnh.

μ : Hệ số nở hông của đất.



Hình B.25: Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất tĩnh lên tường chắn

Trong giai đoạn bản vẽ thi công, đối với tường chắn cấp I và cấp II, hệ số áp lực đất tĩnh (hoặc hệ số nở hông) cần được xác định bằng thực nghiệm; trong giai đoạn thiết kế nhiệm vụ, cũng như trong mọi giai đoạn thiết kế đối với các tường chắn cấp III và cấp IV, có thể chọn giá trị λ_0 như sau:

Đối với đất sét $\lambda_0 = 0,7$

Đối với đất á sét $\lambda_0 = 0,5$

Đối với cát $\lambda_0 = 0,4$.

Hình B.25 cho biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất tĩnh lên tường chắn.

B.2.2. Tính toán áp lực bị động không ép trời của đất E_b

Khi tường chuyển vị về phía đất mà độ lớn của chuyển vị chưa đủ hình thành mặt trượt trong đất đắp, lực chống của đất lên tường được gọi là áp lực bị động không ép trời E_b .

Nguyên nhân làm cho tường chuyển vị về phía đất có thể là do tác động của tải trọng ngoài, ví dụ như khi chứa đầy và tháo cạn nước buồng ôu thuyền, khi tàu thuyền "chất đống" trong ôu, hoặc là do tác động nhiệt, ví dụ ngực tường được hun nóng theo sự tăng nhiệt độ của không khí hay nước khi thời tiết chuyển từ đông sang hè, đặc biệt là ở các xứ lạnh, v.v...

Vậy giá trị của những chuyển vị đó phụ thuộc nhiều yếu tố như: do tác động ở bên ngoài, do lún của nền tường, tùy theo độ cứng của tường và bản móng v.v...

Hiện nay, để tính toán giá trị của áp lực bị động không ép trời của đất do chuyển vị của tường về phía đất, người ta xem tường như một cái dầm đặt trên nền đàn hồi. Nếu lấy một đơn vị chiều dài của tường để tính, thì dầm này có chiều dài bằng chiều cao tường có mô men quán tính biến thiên theo mặt cắt tường, đặt trên nền đất có đặc trưng biến dạng thay đổi và có ngàm đàn hồi tại đầu mút.

a) Trường hợp đất rời.

TCVN 9152:2012

Như đã biết, theo phân loại đất nói chung, đất rời bao gồm cát, sỏi, cuội.

Trong trường hợp này, để tính áp lực bị động không ép trời của đất đắp, dùng phương pháp hệ số nền. Đất đắp sau tường chắn có đặc trưng hệ số nền như sau: $n = \frac{q}{\Delta y}$ (KG/cm³, T/m³).

Trong đó : Δy - Chuyển vị của điểm đã cho trên tường (cm). Giá trị hệ số nền n phụ thuộc loại đất và chiều cao tường, được nêu trong bảng B.13 dưới đây.

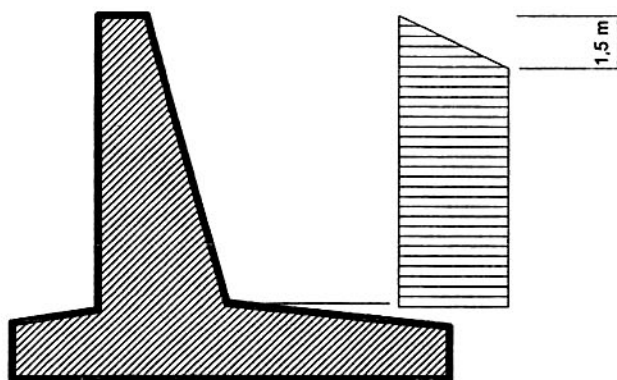
Bảng B.13 Hệ số nền của đất cát.

Loại đất đắp	Hệ số nền ứng với chiều cao tường kể từ đỉnh móng tới bề mặt lớp đất đắp bằng (m)		
	10	20	≥ 30
Đất cát nhỏ	0.7 + 1,3	0.4 + 0.8	0.25 + 0.5
Vừa	1.0 + 2.0	0.6 + 1.2	0.4 + 0.8
To	1.5 + 3.0	0.9 + 1.8	0.6 + 1.2
Sỏi	3.0 + 6.0	1.8 + 3.6	1.2 + 2.4

CHÚ THÍCH

1. Giá trị hệ số nền lớn lấy đối với đất chặt hơn, giá trị nhỏ lấy đối với đất kém chặt hơn. Với những giá trị trung gian về các chiều cao tường nêu trong bảng B.13, giá trị hệ số nền được xác định theo nội suy tuyến tính.

2. Có thể làm chính xác thêm việc chọn giá trị hệ số nền nhờ những số liệu quan trắc áp lực đất sau tường trong giai đoạn thi công ngay sau khi hoàn thành việc đất đắp, dù chỉ mới là xong từng phần một. Vì vậy khi thiết kế tường chắn, cần bố trí thiết bị đo áp lực đất và bố trí quan trắc. Để phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của đất đắp trong trường hợp này, có thể chọn biểu đồ phân bố giá trị hệ số nền như trong hình B.26.



Hình B.26: Biểu đồ giá trị hệ số nền

Khi có cơ sở chắc chắn, có thể xét dạng biểu đồ phân bố giá trị của hệ số nền khác, ví dụ như phân bố tam giác hay hình thang chẳng hạn.

Khi xem tường như một dầm đặt trên nền đàn hồi thì dẫn tới việc phải xác định áp suất tiếp xúc giữa mặt lưng tường với đất đắp. Đối với trường hợp đất đắp là đất rời đặc trưng bởi hệ số nền

như đã nêu trên, thì có thể tính toán theo những phương pháp hiện dùng hoặc là xác định bằng cách lấy tích phân phương trình vi phân đường đàn hồi của dầm bằng biện pháp làm đúng dần liên tiếp.

b) Trường hợp đất dính

Nếu đất đắp là đất dính, có thể dùng phương pháp tính toán do B.N.JEMOCHKIN đề nghị. Trong trường hợp này, việc tính toán được thực hiện bằng cách đưa lực vào những thanh ảo cứng lập lên giữa tường và đất. Vậy việc tính toán sẽ dẫn tới phải giải nhiều lần hệ thống siêu tĩnh bằng phương pháp lực. Ngoài ra cũng nên dùng phương pháp thực nghiệm giải bài toán lý thuyết đàn hồi theo phương pháp PTHH.

Đặc trưng biến dạng của đất dính – mô đyun biến dạng E_0 – dùng trong tính toán được xác định theo kết quả nghiên cứu đất trong phòng thí nghiệm ở trạng thái nhào trộn, có xét tới sự thay đổi của độ ẩm và độ chặt của đất tương ứng với điều kiện làm việc thực tế của đất đắp sau này.

B.3. Áp lực đất tính toán tác dụng lên tường chắn

Như phần trên đã nêu áp lực đất đắp tác dụng lên tường chắn có chiều cao và dạng mặt ngoài nhất định, không những phụ thuộc vào tính chất cơ lý của đất đắp mà còn phụ thuộc vào chuyển vị có thể xảy ra đối với tường do tác dụng của các loại tải trọng và tác động bên ngoài cũng như do tính dễ biến dạng của nền tường và độ cứng của bản thân tường.

Do đó, trong việc thiết kế tường chắn đất (là một bộ phận của công trình thủy lợi hay một công trình độc lập) cần phải căn cứ vào điều kiện làm việc cụ thể của công trình nói chung để phân tích điều kiện tác dụng lẫn nhau giữa tường chắn và đất đắp mà định ra sơ đồ thích hợp để xác định áp lực tính toán tác dụng lên tường.

Trong thực tế, có thể phân biệt ba loại sơ đồ tính toán như sau:

Sơ đồ 1:

Khi tường nghiêng hoặc chuyển vị về phía trước do tác dụng của áp lực đất hoặc tải trọng ngoài, áp lực tính toán của đất lên tường có thể là áp lực đất tĩnh E_0 hoặc áp lực chủ động E_c .

Khi chuyển vị của những điểm trên lưng tường có giá trị nhỏ hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao kể từ mặt đỉnh móng tường tới điểm xét, áp lực tính toán tác dụng lên tường trong phạm vi chiều cao đó được lấy bằng áp lực đất tĩnh E_0 .

Khi chuyển vị của những điểm trên lưng tường có giá trị lớn hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao kể từ mặt đỉnh

Có những trường hợp riêng, khi tường cao, mặt cắt thân tường (bản góc) giảm dần theo chiều cao, như vậy có thể xảy ra trường hợp phía trên tường mảnh, dễ uốn, dưới tác dụng của áp lực đất lên tường sẽ gây ra chuyển vị đủ lớn để được tính theo áp lực chủ động tác dụng lên tường, còn phần dưới cứng hơn, có chuyển vị nhỏ chỉ được tính theo áp lực đất tĩnh. Vậy trên một lưng tường vừa có cả áp lực chủ động tác dụng ở phần trên và vừa có áp lực đất tĩnh tác dụng ở phần dưới. Điểm ranh giới giữa hai biểu đồ áp lực này tại chỗ có chuyển vị vừa bằng $\frac{1}{5000}$ chiều cao của điểm đó kể từ đỉnh móng.

Sơ đồ 2:

Dưới tác dụng của nhiệt hun nóng ngược tường hoặc khi nền tường lún không đều về phía đất đắp hay dưới tác dụng của tải trọng ngoài tường chắn có thể nghiêng hoặc chuyển vị về phía đất đắp, nhưng độ lớn của chuyển vị này chưa đủ để hình thành áp lực bị động ép trôi, thì áp lực tính toán tác dụng lên tường, trong trường hợp này được lấy bằng tổng của áp lực chủ động và áp lực bị động không ép trôi của đất.

Theo nguyên tắc, áp lực chủ động được tính theo các biểu thức đã nêu trên, còn áp lực bị động không ép trời được tính với giả thiết băng tường dài một đơn vị được xem như một dầm có chiều dài bằng chiều cao tường đặt trên nền đàn hồi, nếu như băng tường này có độ cứng nhất định (không phải cứng tuyệt đối). Theo quy định, tường chắn được xem như một kết cấu có độ cứng hữu hạn và được tính toán có xét tới chuyển vị của tường, nếu chuyển vị của lưng tường được xác định có xét tới độ uốn của bản thân tường và tính dễ biến dạng của nền tường, lớn hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao của phần tường đang xét kể từ đỉnh móng tới mặt cắt tính toán, nhưng chưa đủ để hình thành lăng thể trời.

Tuy nhiên, trong trường hợp tường chắn cấp III và IV có chiều cao nhỏ hơn 10m, có thể không xét tới áp lực bị động không ép trời trong tính toán.

Sơ đồ 3:

Khi dưới tác dụng của tải trọng ngoài, tường chuyển vị về phía đất đủ để hình thành lăng thể trời, lực chống của đất lên tường lúc đó gọi là áp lực bị động có ép trời E_{bt} .

Trong tính toán, áp lực bị động có ép trời của đất được tính ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất sau tường.

Như phần trên đã nêu, hiện nay có hai loại phương pháp xác định giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất là phương pháp cân bằng giới hạn điểm, đại biểu bởi lý luận của V.V.XOKOLOVSKI và phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể, đại biểu bởi lý luận C.A.Coulomb.

Phương pháp trên hiện nay được coi là một phương pháp tính toán chặt chẽ về mặt toán học, song còn bị hạn chế chủ yếu ở chỗ chưa đưa ra được các lời giải và bảng tính sẵn cho các bài toán có điều kiện tổng quát ứng với trường hợp thường gặp trong thực tế.

Phương pháp dưới có thể được coi là phương pháp gần đúng, do chỗ giả thiết mặt trượt là phẳng. Tuy nhiên, hiện nay phương pháp này vẫn đang được dùng rộng rãi trong thực tế, đặc biệt là để xác định giá trị áp lực chủ động của đất, vì tính toán tương đối đơn giản và đặc biệt là vì có thể giải quyết được nhiều trường hợp phức tạp thường gặp đối với đất đắp sau tường là đất rời hoặc đất dính.

Các kết quả thực nghiệm đối với đất rời cho biết rằng, trong trường hợp cân bằng giới hạn chủ động, mặt trượt giả thiết của Coulomb không khác nhiều so với mặt trượt thực tế. Trong các trường hợp thông thường, trị số áp lực chủ động xác định theo phương pháp Coulomb chỉ sai kém so với kết quả tính theo phương pháp chặt chẽ trong phạm vi từ 2 đến 10%. Nói chung khi α và δ nhỏ hơn 15° , trị số áp lực chủ động tính theo phương pháp Coulomb được xem là phù hợp với thực tế.

Trường hợp cân bằng giới hạn bị động, mặt trượt theo giả thiết Coulomb có nhiều trường hợp khác xa với mặt trượt thực tế, do đó giá trị áp lực bị động của đất tính theo lý luận Coulomb cho kết quả quá lớn. Tuy nhiên trong thực tế, nếu như đất đắp có góc ma sát trong nhỏ, mặt lưng tường tương đối trơn nhẵn (tức góc δ nhỏ), sai số đó không lớn lắm, và trong trường hợp này, cho phép dùng lý luận Coulomb để tính áp lực bị động của đất.

Giá trị áp lực bị động không ép trời, phụ thuộc giá trị chuyển vị của tường về phía đất, để giải bài toán xác định giá trị áp lực bị động không ép trời của đất có xét tới chuyển vị của tường, thuận tiện dùng trong tính toán thực tế. Mặt khác, tình hình chuyển vị của các điểm trên lưng tường cũng diễn ra phức tạp và không giống nhau, do đó hiện nay vẫn tạm dùng phương pháp tính dầm trên nền đàn hồi – phương pháp đàn hồi cục bộ - để xác định giá trị áp lực bị động không ép trời của đất như đã nêu trên. Hiện nay có thể dùng phương pháp PTHH để tính toán.

PHỤ LỤC C. TÍNH TOÁN ÁP SUẤT ĐÁY MÓNG VÀ TẢI TRỌNG GIỚI HẠN TRÊN NỀN (tham khảo)

C.1. Tính toán áp suất đáy móng tường chắn

C.1.1. Tính toán áp suất đáy móng theo công thức nén lệch tâm

Trường hợp móng cứng tuyệt đối (ví dụ móng tường chắn đất trọng lực) hoặc khi tính áp suất đáy móng để tìm phân bố ứng suất tăng thêm trong nền với mọi loại móng, có thể dùng công thức nén lệch tâm để xác định giá trị áp suất đáy móng thẳng đứng, còn áp suất đáy móng nằm ngang thì giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ diện tích đáy móng.

Đối với sơ đồ không gian cũng như đối với tường chắn có đường viền cong chiếu xuống mặt bằng, áp suất đáy móng pháp tuyến được tính theo biểu thức sau đây:

$$P_{max,min} = \frac{P}{E} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}; \quad (C.1)$$

Đối với sơ đồ biến dạng phẳng, áp suất đáy móng pháp tuyến được tính theo công thức sau:

$$P_{max,min} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x}; \quad (C.2)$$

Trong đó: F – diện tích mặt đáy móng tường chắn (m^2);

M_x, M_y – lần lượt là những mômen các ngoại lực đối với hai trục tương ứng đi qua trọng tâm mặt đáy móng tường: (Tm hoặc Tm/m);

W_x, W_y – mômen chống uốn của diện tích đáy móng tường đối với hai trục tương ứng: (m^3).

C.1.2. Tính toán áp suất đáy móng theo lý thuyết đàn hồi

Trường hợp bản móng tường chắn bản góc có độ cứng hữu hạn (không phải cứng tuyệt đối), khi tính toán cường độ của bản móng tường có độ lớn cấp I và cấp II, cần tính toán áp suất đáy móng pháp tuyến theo lý thuyết đàn hồi.

Để phân biệt độ cứng của bản móng tường chắn bản góc, có thể dùng chỉ số độ uốn của tấm theo công thức:

$$t \approx 10 \frac{E_2}{E_1} \cdot \left(\frac{B}{2} \right)^3 \frac{1}{h^3}; \quad (C.3)$$

Trong đó: E_1, E_2 – lần lượt là mô-đun biến dạng của đất nền và mô-đun đàn hồi của vật liệu móng (T/m^2);

h – Chiều dày trung bình của bản móng, (m);

$\frac{B}{2}$ – Nửa chiều rộng bản móng (m);

Nếu t tính theo công thức (C.3) bé hơn 1, bản móng được coi là tuyệt đối cứng.

C.1.2.1. Trường hợp bản móng tường đặt trên nền đất rời.

Tùy theo độ sâu đặt móng tường khác nhau, dạng biểu đồ phân bố áp suất đáy móng thẳng đứng cũng khác nhau.

Căn cứ độ sâu đặt móng h_m có thể phân biệt hai trường hợp:

- Khi $h_m \leq 0.2 \cdot \frac{P_{tb}}{\gamma}$, móng tường chắn thuộc loại móng nông;
- Khi $h_m \geq 0.2 \cdot \frac{P_{tb}}{\gamma}$, móng tường chắn thuộc loại móng sâu.

Trong đó:

h_m – độ sâu kể từ mặt đất tới mặt đáy móng tường thuộc phía trước hoặc phía sau lưng tường, (m).

P_{tb} – áp suất pháp trung bình tại đáy móng tường chắn (T/m^2);

γ – trọng lượng đơn vị thể tích của đất phía trên mặt đáy móng (T/m^3);

C.1.2.1.1. Tính áp suất đáy móng thẳng đứng khi móng có độ sâu đặt móng nhỏ.

Trường hợp móng tường chịu tác dụng của tải trọng đúng tâm, trị số áp suất pháp được tính theo biểu thức sau:

$$P_x = \overline{P_x} \cdot P_{tb} \tag{C.4}$$

Trong đó:

p_x – áp suất tiếp xúc pháp tại điểm cách trọng tâm móng một đoạn x (T/m^2);

$\overline{p_x}$ - tung độ tương đối của biểu đồ áp suất tiếp xúc tại điểm tương ứng, được xác định theo bảng

C.1, tùy thuộc giá trị của chỉ số mô hình $N' = \frac{P_{tb}}{B \cdot \gamma}$ (trường hợp dưới mực nước dưới đất, lấy

$\gamma = \gamma_{on}$).

Tung độ biểu đồ áp suất tiếp xúc $\overline{p_x}$

Bảng C.1

$\frac{X}{B_1}$	Tung độ $\overline{p_x}$ với N' bằng						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0,0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,03	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	1,08	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1	0	0	0	0	0	0	0

CHÚ THÍCH : Trường hợp trị số N' thực tế khác với trị số cho trong bảng 1, $\overline{p_x}$ được xác định bằng nội suy $B_1 = \frac{B}{2}$ nửa chiều rộng móng (m).

Trường hợp móng tường chịu tải trọng lệch tâm, trị số áp suất pháp được tính theo biểu thức sau:

$$p_x = \overline{p_x} \cdot p_{tb} \left(1 \pm \frac{12ex}{B^2} \cdot m \right) \quad (C.5)$$

Trong đó: c - độ lệch tâm (m);

m - hệ số hiệu chỉnh, phụ thuộc chỉ số mô hình, lấy theo bảng C.2

Bảng C.2. Hệ số hiệu chỉnh m

N	0,5	1	2	4	6	8	10
m	1,221	1,296	1,345	1,402	1,464	1,501	1,628

Biểu thức (C.5) chỉ được phép dùng khi không xuất hiện ứng suất kéo giữa mặt đáy móng với nền, tức là khi $e \leq \frac{B}{6}$.

C.1.2.1.2. Trường hợp móng sâu.

Áp suất đáy móng pháp tuyến có thể được tính theo hai cách:

- Theo công thức nén lệch tâm đã nêu ở mục trên (C.1), (C.2).
- Theo các công thức (C.4) hoặc (C.5) vừa nêu ở trên.

C.1.2.1.3. Tính áp suất tiếp xúc tiếp.

Trong trường hợp nền đất cát, áp suất tiếp xúc tiếp sinh ra tại mặt đáy móng tường do tác dụng của lực ngang có thể được lấy như sau:

- Xem như phân bố đều tại mặt đáy móng công trình trong trường hợp áp suất tiếp xúc pháp được tính theo công thức nén lệch tâm.
- Xem như phân bố tỷ lệ thuận với trị số áp suất pháp, nếu như áp suất này được tính theo các biểu thức (C.4) hoặc (C.5).

Ví dụ C.1

Cho một móng tường chắn có chiều rộng 4m, đặt trên nền đất cát có độ sâu đặt móng nhỏ, chịu một tải trọng phân bố đều thẳng đứng trung bình bằng $p_{tb} = 20 \text{ T/m}^2$. Lớp đất kể từ đáy móng trở lên có trọng lượng đơn vị thể tích bão hòa $\gamma_{bh} = 20 \text{ T/m}^3$.

Hãy xác định biểu đồ áp suất đáy móng pháp tuyến trong hai trường hợp sau:

1. Trường hợp móng chịu tác dụng của tải trọng đúng tâm.
2. Trường hợp móng chịu tác dụng của tải trọng lệch tâm, với độ lệch tâm $e = 0,3\text{m}$.

Cho biết đất nền tường chắn ngập nước.

GIẢI

1. Trường hợp móng chịu tải trọng đúng tâm. Tính chỉ số mô hình:

$$N' = \frac{p_{tb}}{B \cdot \gamma} = \frac{20}{4 \times 1} = 5;$$

Tính p_x theo biểu thức (C.4). Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng C.3 sau đây

Bảng C.3

x (m)	0	0,5	1,0	1,5	1,75	2,0
$\frac{x}{B_1}$	0	0,25	0,5	0,75	0,875	1
\bar{p}_x	1,36	1,28	1,105	0,79	0,59	0
p_x (T/m ²)	27,2	25,6	22,1	15,8	11,8	0

2. Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm với $e = 0,3\text{m}$. Tính p_x theo biểu thức (C.5)

$$\text{Đặt } A = \left(\frac{12e}{B^2} \cdot m_k \right)$$

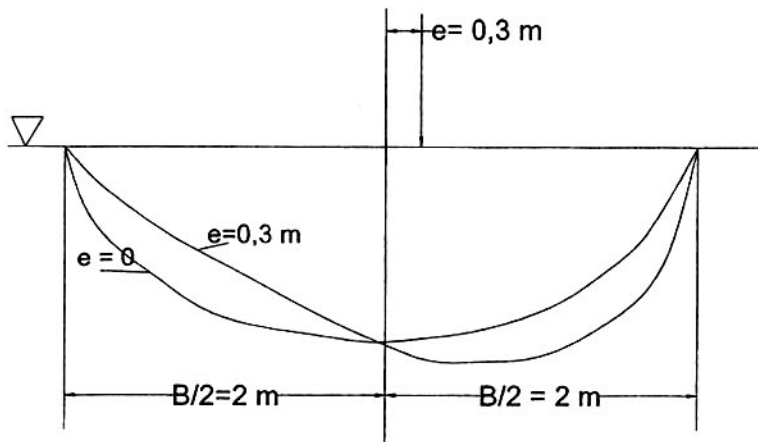
Theo bảng C.2, ứng với $N' = 5$, sau khi nội suy tìm ra $m = 1,433$. Vậy $A = \frac{12 \times 0,3}{4^2} \cdot 1,433 = 0,324$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau (Bảng C.4)

Bảng C.4

x (m)	0	0,5	1,0	1,5	1,75	2,0
A_x	0	0,162	0,324	0,486	0,566	0,648
$1+A_x$	1	0,162	1,324	1,486	1,566	1,648
$1-A_x$	1	0,838	0,676	0,514	0,434	0,352
$\bar{p}_x \cdot p_{tb}(1+A_x)$	27,2	29,8	29,3	23,5	18,5	0
$\bar{p}_x \cdot p_{tb}(1-A_x)$	27,2	21,5	14,9	8,12	5,12	0

Hình C.1 cho biểu đồ phân bố áp suất đáy móng pháp tuyến ứng với hai trường hợp trên.



Hình C.1: Biểu đồ phân bố áp suất đáy móng pháp tuyến xác định theo biểu thức (C.4) và (C.5)

C.1.2.2. Trường hợp bản móng tường đặt trên nền đất dính

Khi tường chắn đặt trên nền đất dính, trong trường hợp tường bản dốc có độ cứng hữu hạn cần tính áp suất đáy móng thẳng đứng theo lý thuyết đàn hồi ứng với bài toán phẳng. Việc tính đầm trên nền đàn hồi được tiến hành theo các phương pháp tiện dùng, thích hợp với các công trình thủy lợi.

Khi tính toán, cần tuân theo một số chỉ dẫn chung sau đây:

C.1.2.2.1. Việc chọn sơ đồ tải trọng.

Khi xác định áp lực, ngoài việc xét đến tải trọng đặt trực tiếp trên bản móng tường chắn, nên xét cả tải trọng hông phân bố trên nền tường.

Khi xét đến tải trọng hông, cần kể đến ảnh hưởng của quá trình thi công đối với sự hình thành tải trọng hông.

Nếu tải trọng được tạo nên sau khi xây dựng công trình, nên kể tới ảnh hưởng của nó đến sự phân bố áp lực dưới bản móng (trường hợp vận hành).

Nếu tải trọng được tạo nên trong quá trình hoặc trước khi xây dựng tường, đề nghị chỉ xét một phần ảnh hưởng của nó đến áp lực dưới công trình (từ 20 đến 50% giá trị toàn bộ tải trọng tùy theo thời gian xây dựng công trình và hoàn thành chất tải trọng hông).

Khi tính theo sơ đồ bán không gian vô hạn thì nên hạn chế chiều dài tính toán của tải trọng hông, lấy không lớn hơn chiều rộng móng.

Nếu chiều dày lớp chịu nén nhỏ hơn chiều rộng móng, thì chiều dài tải trọng hông lấy không bị hạn chế.

Trường hợp móng tường là tuyệt đối cứng nên đưa tải trọng về các lực thẳng đứng, lực nằm ngang và mô men đối với trục móng. Trong những trường hợp còn lại, nên kể đến độ uốn của bản móng khi tính áp lực. Trong trường hợp này, tải trọng tác dụng lên bản móng được phân ra thành những lực P_1, P_2 v.v... rồi xác định áp lực gây ra do riêng mỗi lực đó, cuối cùng cộng chúng lại.

C.1.2.2.2. Việc chọn đặc trưng tính toán của nền đất và dùng bảng tính sẵn.

Khi đất nền không đồng nhất, có tỷ số môđun biến dạng của những lớp đất khác nhau không lớn hơn hai, cho phép coi đất nền như đồng nhất để tính áp suất tiếp xúc bằng phương pháp lý thuyết đàn hồi. Trong trường hợp này giá trị môđun biến dạng của nền đất được xem là hằng số, hoặc coi như biến thiên theo chiều sâu theo quy luật bậc nhất, nếu như có đủ cơ sở và bảng biểu tính sẵn.

Trong tính toán áp suất tiếp xúc bằng phương pháp lý thuyết đàn hồi, cho phép dùng những bảng biểu và đồ thị có sẵn [26].

C.2. Tính toán ứng suất giới hạn của đất nền tường chắn

Khi thiết kế tường chắn, cần đảm bảo sao cho áp suất đáy móng lớn nhất tác dụng trên nền không gây ra sự phá hoại ổn định cục bộ (ép trôi) của nền đất dưới các phần phía trước của tấm móng, muốn vậy cần phải so sánh giá trị áp suất đáy móng tường chắn với áp suất giới hạn của đất nền tường.

Để xác định áp suất giới hạn của đất nền tường chắn hiện nay thường dùng hai phương pháp tính toán: phương pháp cân bằng giới hạn điểm và phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể, lần lượt được trình bày sau đây:

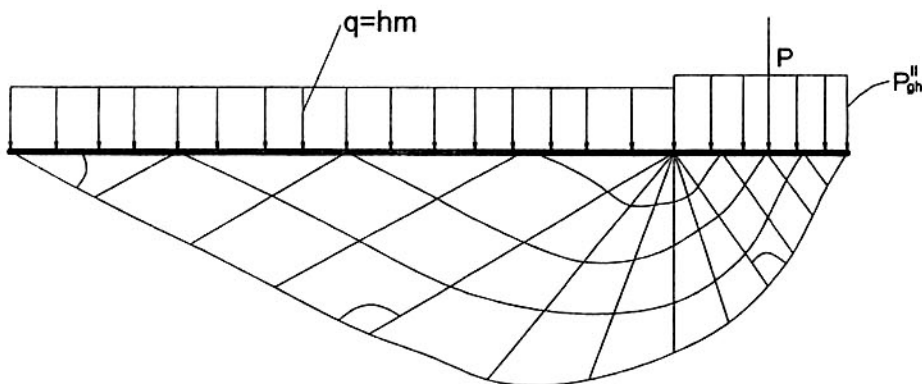
C.2.1. Tính toán áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm.

Tương tự trường hợp tính toán áp lực đất lên tường chắn, việc xác định áp suất giới hạn đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm dựa trên hệ phương trình vi phân cơ bản (B.1) đã nêu ở phụ lục B.1.

Giải hệ phương trình trên, có thể tìm được hai họ mặt trượt trong khối đất nền, nhờ đó có thể tìm được trị số của tải trọng giới hạn một cách chính xác ứng với các điều kiện biên khác nhau.

Với giả thiết môi trường đất không trọng lượng ($\gamma=0$), Prandth đã lập biểu thức tính tải trọng giới hạn p_{gh}'' theo sơ đồ tính toán lên trên hình C.2 như sau:

$$P_{gh}'' = (q + C \cdot \cot \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} - C \cdot \cot \varphi; \tag{C.6}$$



Hình C.2

Sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn theo Prandth

Trong đó

$q = \gamma h_m$ - tải trọng bên (T/m^2)

φ, C - góc ma sát trong (độ) và lực dính đơn vị của đất (T/m^2).

Trong biểu thức trên, có thể biến đổi $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ v.v. Xôkôlôvski đã dùng lời giải riêng của bài toán tổng quát của Prandth, lập ra biểu thức tính p_{gh}^{II}, t_{gh}^{II} như sau (với giả thiết $\gamma = 0$):

$$t_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cot g\varphi)G \quad (C.7)$$

$$P_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cot g\varphi)D - C \cdot \cot g\varphi \quad (C.8)$$

Trong đó:

$$G = \frac{\sin \varphi \cdot \cos(2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\left(2\varphi^* + \frac{\pi}{2} + \varphi\right)tg\varphi} \quad (C.9)$$

$$D = \frac{1 + \sin \varphi \cdot \sin(2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{(2\varphi^* + \varphi)tg\varphi} \quad (C.10)$$

φ^* - góc làm bởi mặt trượt với trục z hay góc làm bởi tiếp tuyến của đường cong $t = f(p)$ với trục p,

có giá trị trong khoảng sau: $\varphi \leq \varphi^* \leq \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

Chú ý: Khi $\varphi^* = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, biểu thức (C.8) trở lại biểu thức (C.6) và $t_{gh}^{II} = 0$.

Để tiện tính toán, N.I.GOLOVANOV đã lập sẵn các đường quan hệ $G = f(D)$ ứng với các giá trị góc ma sát trong φ khác nhau (Hình C.3 và C.4).

Ví dụ C.2.

Cho một tường chắn đặt trên nền đất dính có các đặc trưng cơ lý như sau: $\gamma = 1,8 T/m^3$, $\varphi = 18^\circ$, $C = 2T/m^2$. Độ sâu đặt móng ở phía trước tường $h_m = 2m$. Áp suất đáy móng có các giá trị sau: $p = 20,84 T/m^2$ và $t = 5,85 T/m^2$.

1. Hãy kiểm tra sự trôi đất về phía trước tường.
2. Tính tải trọng giới hạn (t_{gh}^{II}, p_{gh}^{II}) của nền đất đó.

GIẢI

1) Kiểm tra trời đất.

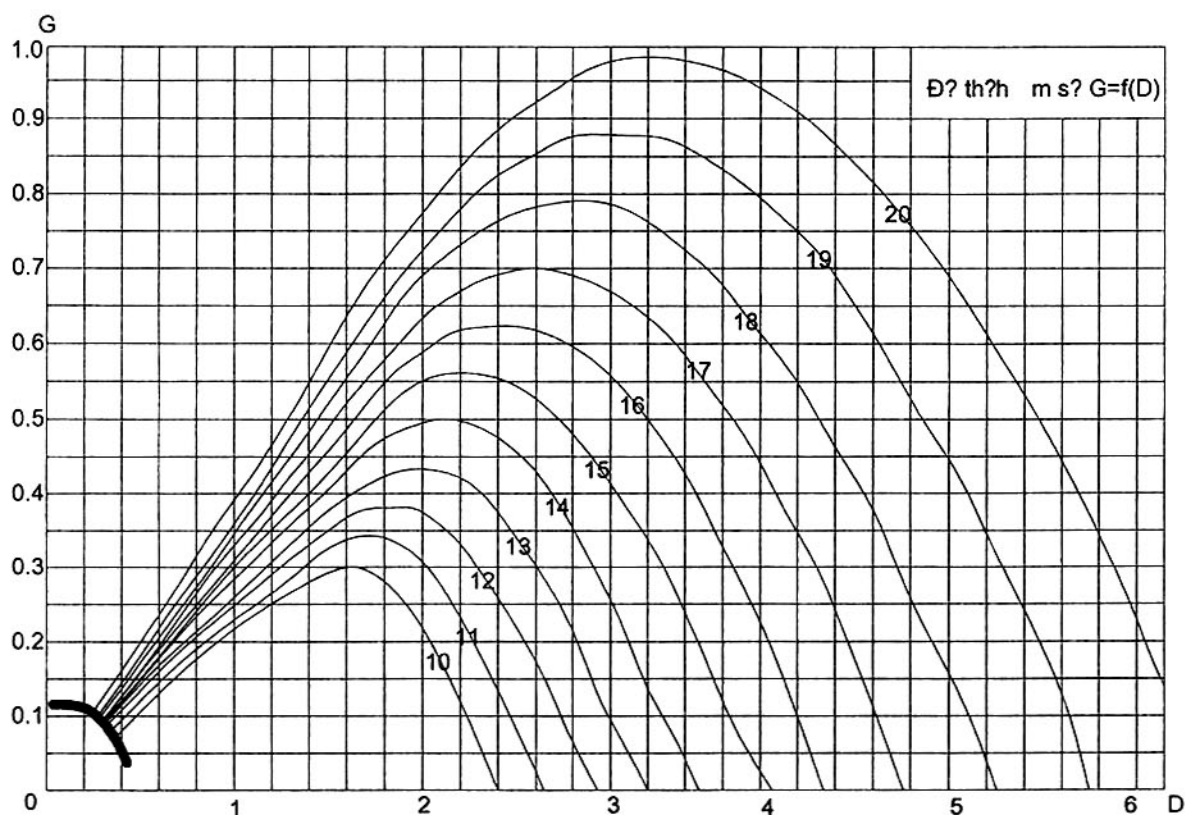
- Theo đồ thị hình C.3, vẽ đường quan hệ $G_{gh} = f(D_{gh})$ ứng với $\varphi = 18^\circ$, (hình C.5)

- Từ biểu thức (C.7), (C.8) lần lượt tính ra G_A , D_A ứng với $t = 5,85 \text{ T/m}^2$ và $p = 20,84 \text{ T/m}^2$;

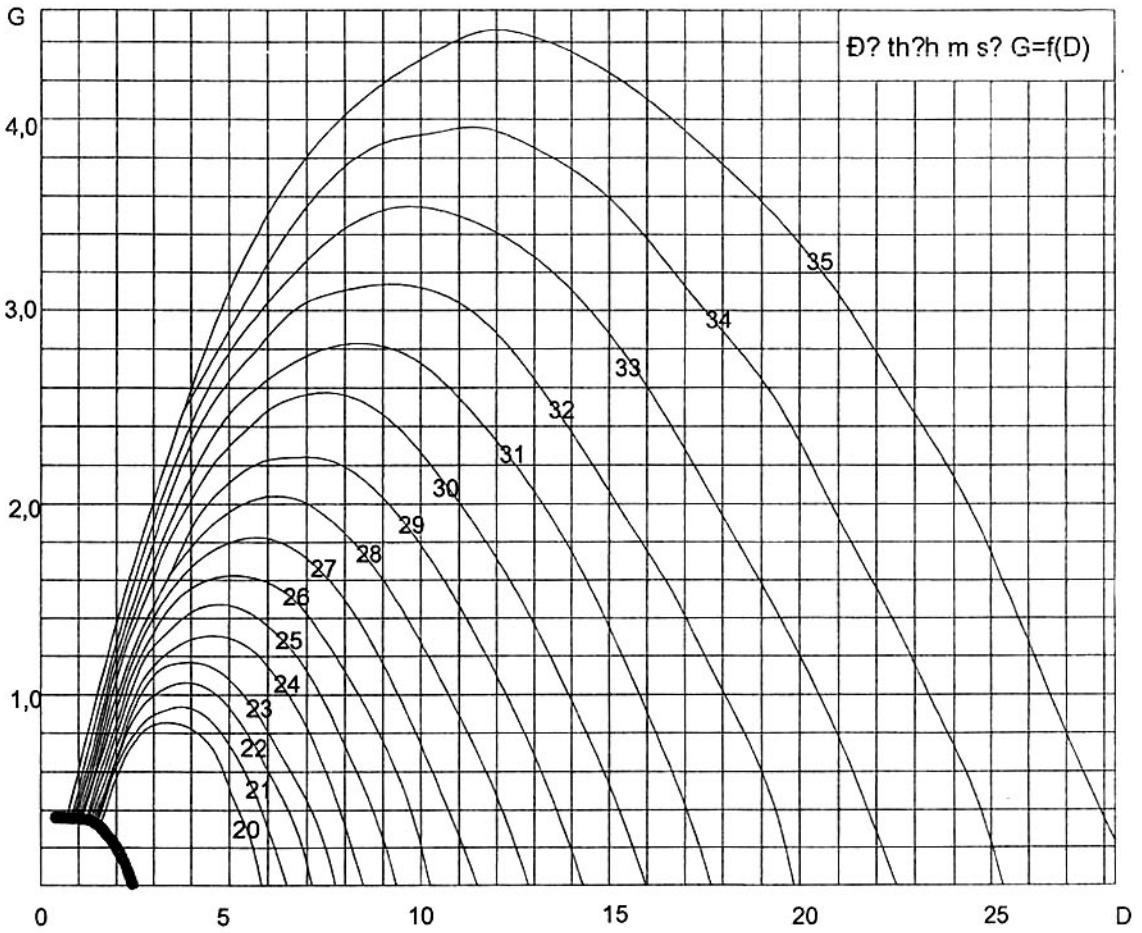
$$G_A = \frac{1}{q + C \cdot \cot g \varphi} = \frac{5,85}{1,8.2 + 2.3,08} = \frac{5,85}{9,76} = 0,6;$$

$$D_A = \frac{p + C \cdot \cot g \varphi}{q + C \cdot \cot g \varphi} = \frac{20,84 + 2.3,08}{1,8.2 + 2.3,08} = \frac{27}{9,76} = 2,77.$$

- Đặt các giá trị G_A , D_A vừa tìm được lên hình C.4, xác định được điểm A nằm trong đường cong $G_{gh} = f(D_{gh})$ điều đó chứng tỏ dưới tác dụng của tải trọng đã cho, nền đất còn đủ an toàn về cường độ.



Hình C.3

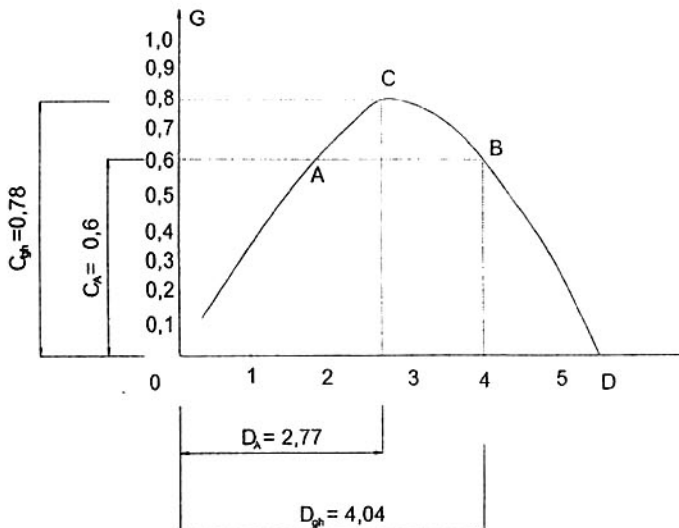


Hình C.4

2) Tính tải trọng giới hạn.

Kéo dài các đường song song với trục OD và OG qua điểm A, chúng sẽ cắt đường cong $G_{gh} = f(D_{gh})$ tại B và C, xác định các giá trị D_{gh} và G_{gh} ;

$D_{gh} = 4,04$; $G_{gh} = 0,78$.



Hình C.5

Thay D_{gh} và G_{gh} vừa tìm được vào biểu thức (C.7), (C.8) sẽ có:

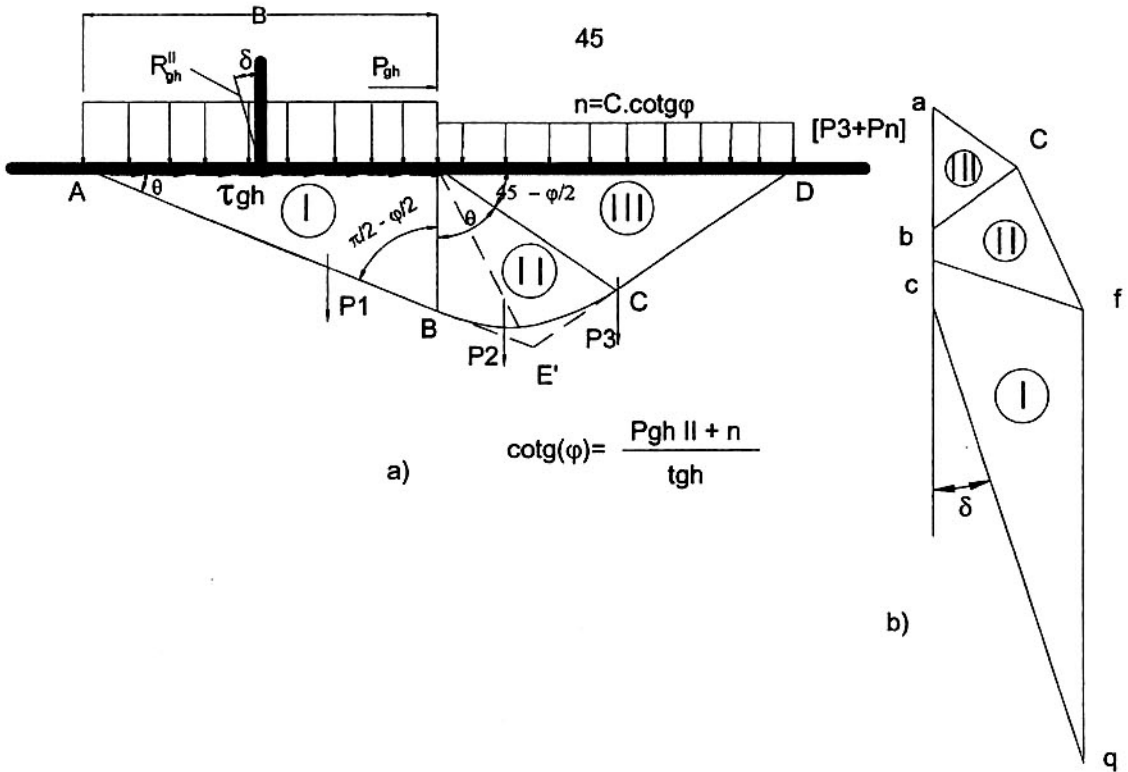
$$i_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cot g\varphi)G_{gh} = 9,76 \cdot 0,78 = 7,6 \text{ T/m}^2$$

$$P_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cot g\varphi)D_{gh} - C \cdot \cot g\varphi = 9,76 \cdot 4,04 - 6,16 = 39,40 - 6,16 = 33,24 \text{ T/m}^2.$$

Chú ý: Trong tính toán thực tế có thể dùng giấy bóng mờ áp lên các hình C.3 hoặc C.4 để kiểm tra sự trôi đất và xác định tải trọng giới hạn như cách làm vừa trình bày ở trên.

C.2.2 Tính toán áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn cổ thể.

Phương pháp này thường giả thiết trước dạng mặt trượt, sau đó coi khối đất trong phạm vi mặt trượt như những cổ thể chịu tác dụng của các lực, kể cả trọng lượng bản thân của chúng, và trạng thái cân bằng giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt (Hình C.6).



Hình C.6: Sơ đồ tính toán và đa giác lực (P.P.VhiiG)

Khi toàn bộ khối lãng thể trượt đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì từ điều kiện đa giác lực khép kín hoặc điều kiện tổng mômen của các lực tác dụng bằng không mà suy ra tải trọng giới hạn của nền bằng phương pháp đồ giải hoặc giải tích.

Phương pháp VhiiG xác định được tải trọng giới hạn phân bố đều thẳng đứng và nằm ngang trong trường hợp đất nền đồng nhất.

Phương pháp này giả thiết trước mặt trượt có dạng nêu trên hình C.6^a.

Đoạn AB xác định bởi góc ν . Tính theo biểu thức (C.11) hoặc theo đồ thị hình C.7.

$$\frac{1}{2} \cot g\delta = \frac{\sin^2 \nu + \cos^2(\varphi - \nu)}{\sin 2\nu + \sin 2(\varphi - \nu)} \tag{C.11}$$

- Đoạn EB xác định bởi góc $\alpha = 90^\circ + \varphi - \nu$, vì góc ABE = $90^\circ - \varphi$

- Đoạn EC xác định bởi góc $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ làm với đường ED và bởi phương trình đường xoắn ốc lôgarit.

$$EC = r = r_o \cdot e^{tg\varphi} ; \quad (C.12)$$

Trong đó:

$$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \nu ; \quad (C.13)$$

$$r_o = \overline{EB} = B \frac{\sin \nu}{\cos \varphi} ; \quad (C.14)$$

- Đoạn CD xác định bởi góc $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ với đường ED.

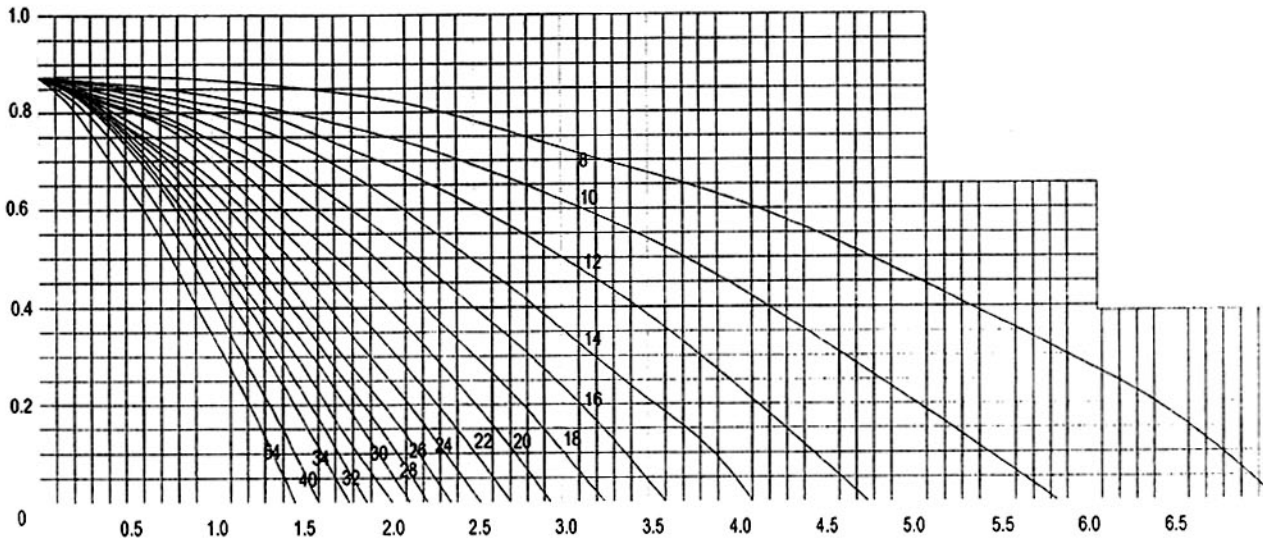
Các lực tác dụng lên ba khu I, II, III gồm có:

- Trọng lượng bản thân P_1, P_2, P_3 của ba khu, lần lượt được tính theo các biểu thức sau:

$$P_1 = (dtABEX1)\gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \sin \nu}{\cos \varphi} \quad (C.15)$$

$$P_2 = (dtBECX1)\gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \left[\frac{\sin^2 \nu}{\sin^2 \varphi} (e^{2\theta tg\varphi} - 1) \right] \quad (C.16)$$

$$P_3 = (dtECDX1)\gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \frac{\sin^2 \nu}{\cos \varphi} e^{2\theta tg\varphi} \quad (C.17)$$



Hình C.7 - Đồ thị xác định góc trượt ν

Chú thích: Các đường quan hệ $\frac{\delta''}{\varphi} = f\left(\frac{\nu}{\varphi}\right)$ ứng với $\varphi = 6^\circ, 8^\circ, 10^\circ, \dots$ được lập từ biểu thức:

$$\frac{6+n}{2\tau} = \frac{1}{2} \cot g \delta = \frac{\sin^2 \nu + \cos^2(\varphi - \nu)}{\sin 2\nu + \sin 2(\varphi - \nu)}; \text{ trong tài liệu tham khảo.}$$

- Các lực tác dụng lên ba khu, làm với pháp tuyến của những mặt trượt, góc φ . Các lực tác dụng lên mặt đất gồm có:

Tải trọng giới hạn R_{gh}^{II} tác dụng đúng tâm và làm với pháp tuyến của mặt đáy móng một góc bằng δ .

Nếu nền là đất dính, theo nguyên lý về trạng thái của những vật thể tương đương của Caquot, trên mặt đất còn có áp suất dính n có giá trị bằng (hình C.9).

$n = C \cdot \cot g \varphi$. Vậy tổng lực dính tác dụng lên khu III có giá trị bằng P_n :

$$P_n = n \cdot \overline{ED}$$

$$\text{Trong đó } \overline{ED} = 2r \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (C.18)$$

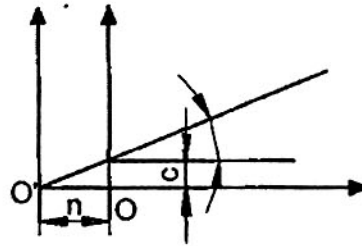
Hình C.8 biểu thị nội dung về trạng thái tương đương qua đường quan hệ giữa cường độ chống cắt của đất với áp suất pháp tuyến.

Khi ba khu đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì đa giác các lực tác dụng lên chúng khép kín (hình C.6b).

Từ đó xác định được R_{gh}^{II} và

$$P_{gh}^{II} = \frac{R_{gh}^{II}}{B} \cdot \cos \delta' - n; \quad (C.19)$$

$$t_{gh}^{II} = \frac{R_{gh}^{II}}{B} \cdot \sin \delta' \quad (C.20)$$



Hình C.8

Chú ý: Trường hợp đất nền là đất rời, trên mặt đất không có tải trọng phân bố đều n và khu III không có lực P_n , do đó trong biểu thức (C.19) cũng không có n .

PHỤ LỤC D. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ ĐỘ BỀN CỦA TƯỜNG CHẮN**D.1. Tính toán ổn định của tường chắn**

Tính toán ổn định của tường chắn theo TCVN 4253-2012 hoặc tài liệu tương đương.

D.2. Tính toán độ bền của bản thân tường chắn

Tính toán kết cấu bê tông cốt thép tường chắn theo TCXDVN 4116 – 85 “Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công – Tiêu chuẩn thiết kế” hoặc tài liệu tương đương.

PHỤ LỤC E. CHỌN KẾT CẤU HỢP LÝ CỦA TƯỜNG CHẮN; BỐ TRÍ THIẾT BỊ QUAN TRẮC
(tham khảo)

E.1. Chọn kết cấu hợp lý của tường chắn

E.1.1. Khái niệm

Tường chắn đất là một loại kết cấu khá phổ biến trong công trình thủy lợi. Tường chắn thường làm vách ngăn cho các công trình đầu mối trên sông, công trình tưới tiêu, trạm bơm, trạm thủy điện, âu thuyền, bể áp lực và các kênh, máng, các công trình bảo vệ bờ và bến cảng v.v...

Xét về mặt hình thức kết cấu, tường chắn đất có hai loại chính:

- Tường chắn đất trọng lực bê tông;
- Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép;

Xét về mặt biện pháp thi công, tường chắn đất cũng được chia làm hai loại:

- Tường chắn đất toàn khối;
- Tường chắn đất lắp ghép.

Việc lựa chọn kết cấu tường chắn cần phải dựa trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật, yêu cầu và điều kiện thi công, tính chất và tình hình địa chất công trình. Xem thêm mục 4 của tiêu chuẩn này.

Tường chắn đất trọng lực bằng bê tông có ưu điểm dễ thi công, tính chống nứt và chống thấm cao, tiết kiệm thép nhưng nhược điểm của nó là khối lượng bê tông nhiều, chưa tận dụng hết khả năng chịu lực của bê tông, ứng suất vì nhiệt lớn. Cho nên việc sử dụng chỉ hạn chế cho những tường có chiều cao không lớn.

Cũng có thể khắc phục những nhược điểm trên bằng cách dùng tường chắn kiểu hộp, kiểu tổ ong trong đó một phần lớn khối lượng bê tông được thay thế bằng vật liệu đất đá, phần vùng số hiệu bê tông trong thân tường để bảo đảm sự làm việc hợp lý của vật liệu, phân đoạn khe thi công nhằm giảm bớt ứng suất do nhiệt độ.

Tường chắn đất BTCT có ưu điểm là lựa chọn được mặt cắt hợp lý, khối lượng bê tông giảm nhỏ, có thể tiến hành lắp ghép dễ dàng. Tiêu chuẩn này không phân định ranh giới cụ thể giữa tường chắn toàn khối và tường chắn lắp ghép. Song qua kinh nghiệm thực tiễn của các nước có thể dùng biện pháp lắp ghép cho tường chắn nếu thỏa mãn một trong các yêu cầu sau đây:

- Hạ giá thành công trình xây dựng và nâng cao tốc độ thi công;
- Giá thành công trình không hạ nhưng rút ngắn được thời hạn thi công;
- Giá thành công trình xây dựng tăng nhưng hiệu ích kinh tế thu được do việc hoàn thành trước thời hạn vượt quá những chi phí phụ trong quá trình xây dựng.

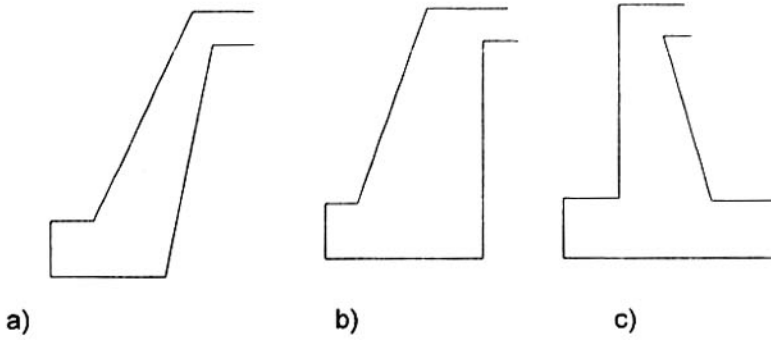
Tất nhiên trong việc lựa chọn phương án lắp ghép cũng phải xét tới những điều kiện cụ thể như: Phương tiện thi công lắp ghép, khả năng vận chuyển cấu kiện và trình độ lành nghề của công nhân v.v...

E.1.2. Tường chắn đất trọng lực bê tông

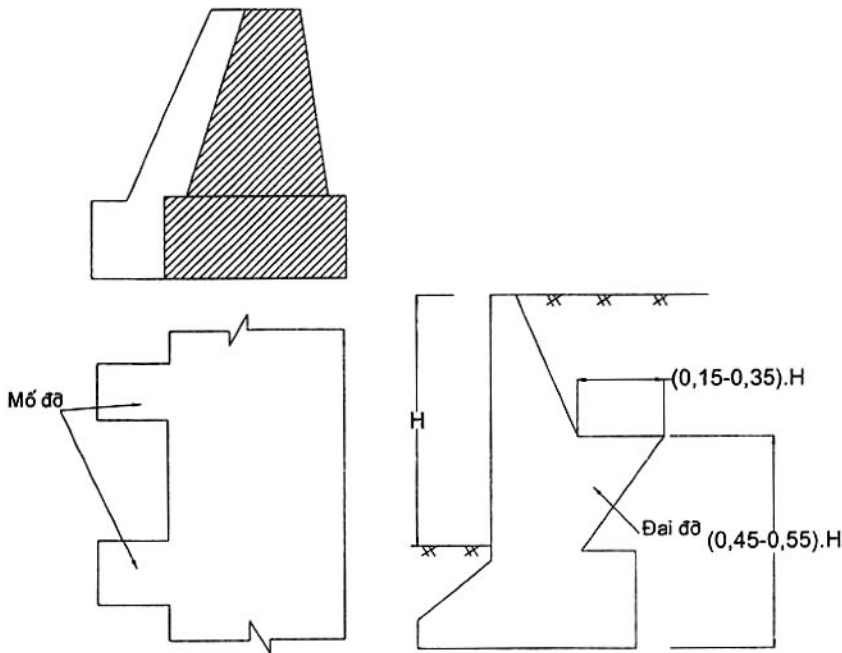
Việc lựa chọn mặt cắt của tường chắn trọng lực bằng bê tông phải tuân theo các nguyên tắc sau.

Đối với tường thấp thì mặt cắt ngang có ngực tường nghiêng hoặc thẳng đứng là hợp lý nhất. Còn đối với tường vừa và cao thì dùng loại ngực và lưng tường xiên về phía đất đắp, đồng thời tầm đáy được nhô ra phía trước (Hình 3 và hình E.1a và E.2).

Ở những đoạn khác nhau chiều cao của tường khác nhau vì thế cần thay đổi tiết diện ngang cho thích hợp



Hình E.1: Tường chắn bê tông trọng lực



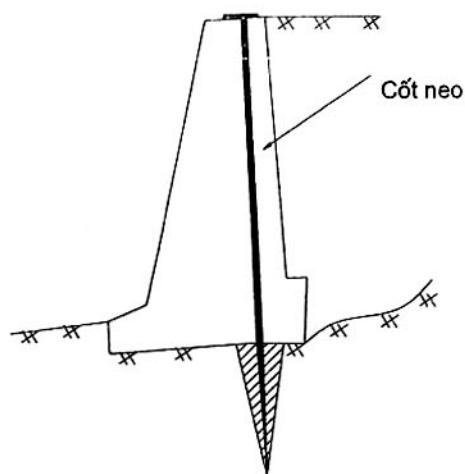
Hình E.2: Tường chắn trọng lực có gia cố

Đối với tường chắn đất thủy công, khớp nối cố định phải có vật chắn nước và dễ tu sửa. Khoảng cách giữa các khớp nối tùy theo kích thước của công trình, số hiệu bê tông, mức độ chuyển vị và tính chất nền quyết định.

Tường chắn bằng bê tông thì khoảng cách giữa các khớp nối không được lớn hơn 15m.

Khi tường chắn đất có chiều cao lớn thì có thể dùng loại có mố đỡ hoặc đai đỡ để tăng thêm khả năng chống lật của tường, hình E.2.

Cũng có thể tăng cường tính ổn định của tường chắn bằng cách làm cho mặt dưới của bản đáy nghiêng một góc $\beta < 10^\circ$ về phía lưng tường hoặc dùng cốt thép neo tường vào nền đá (hình E.3 và hình 3 của tiêu chuẩn này).



Hình E.3: Dùng cốt thép neo tường vào nền đá

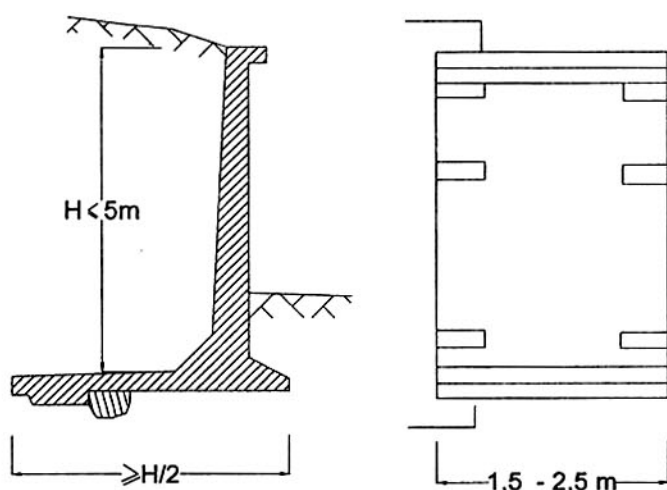
E.1.3. Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép:

Trong thực tế thường dùng tường đối phổ biến nhất là tường chắn tiết diện chữ L có hoặc không có tường sườn, bởi vì thi công tường đối đơn giản và có khả năng xử lý bằng biện pháp lắp ghép.

E.1.3.1 Tường chắn tiết diện chữ L không có sườn:

Loại tường này có 2 phần: bản tường và bản đáy.

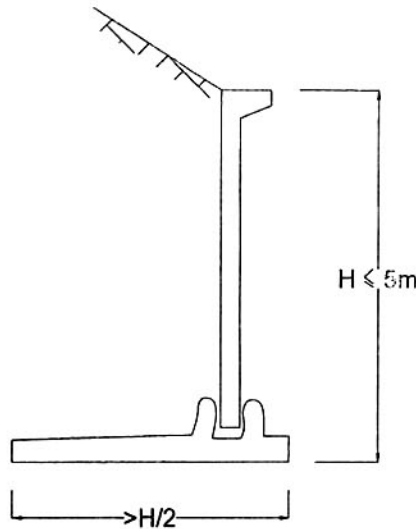
Tường chắn đất tiết diện chữ L không có sườn chỉ thích hợp khi chiều cao của tường không vượt quá 5m. Có thể thi công toàn khối hoặc lắp ghép. Cấu kiện lắp ghép có thể là một khối chỉnh thể theo tiết diện ngang của tường (chữ L) và có bề rộng từ 1,5 + 2,5m được lắp ráp theo chiều dài của tường (Hình E.4).



Hình E.4

Tường chắn tiết diện chữ L được cấu tạo bởi những cấu kiện lắp ghép có tiết diện chỉnh thể.

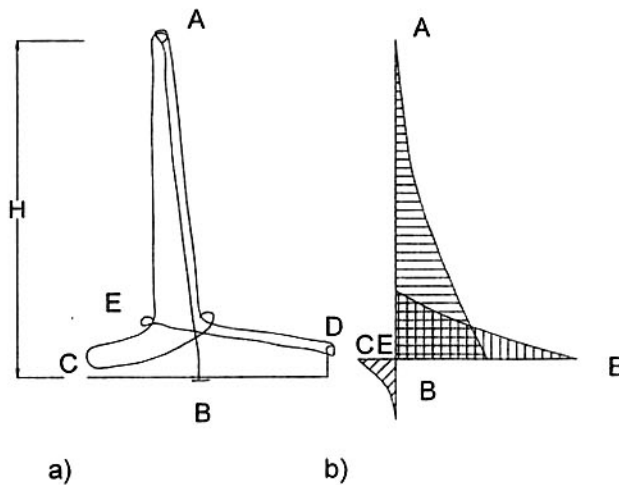
Để tiện việc thi công, vận chuyển và lắp ráp với những tường chắn có chiều cao từ 3 + 5m cấu kiện lắp ghép có thể phân thành 2 mảnh riêng biệt; bản tường và bản đáy. Bản tường có thể nối cứng với bản đáy bởi một cái rãnh (hình E.5).



Hình E.5: tường chắn được cấu tạo bởi cấu kiện lắp ghép có tiết diện chữ L

Bản tường và bản đáy của tường chắn làm việc như những công son. Khi chiều cao của tường vượt quá 5m, mômen uốn có thể rất lớn; để giảm bớt chiều dày của tường người ta đặt tại những miền chịu kéo của bê tông những thanh (bó sợi) cốt thép ứng suất trước (hình E.6).

Với biện pháp này có thể áp dụng cho những tường chắn cao tới 7m.



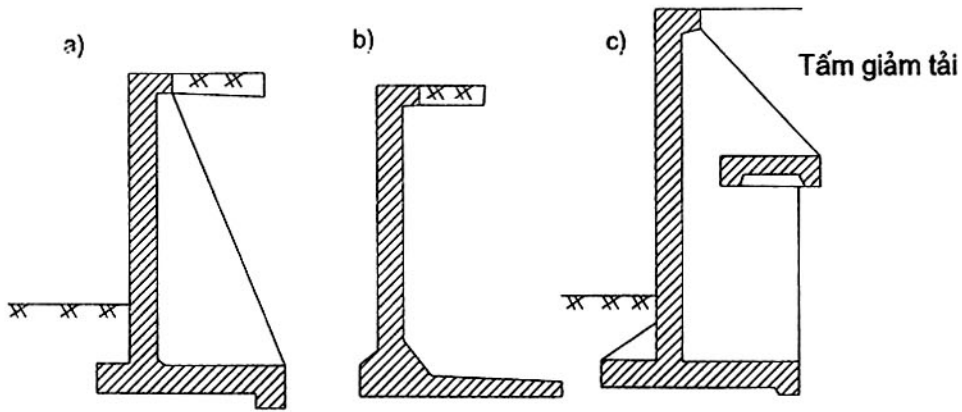
Hình E.6

a) Sơ đồ bố trí cốt thép căng; b) Sơ đồ mô men uốn do tải trọng gây ra.

E.1.3.2. Tường chắn tiết diện chữ L có tường chống:

Khi chiều cao của tường vượt quá giới hạn lớn hơn 5m, tường chắn tiết diện chữ L có sườn chống có nhiều ưu việt hơn so với loại không có sườn.

Lúc này bản tường và bản đáy phía sau làm việc như những bản liên tục mà gối tựa là các sườn chống. Khoảng cách giữa các sườn chống thông thường từ 2m đến 5m. Sườn chống làm việc như những dầm công son có chiều cao tiết diện thay đổi. Để cho áp lực dưới đáy tường phân bố đều hơn thường người ta kéo dài bản đáy phía trước. Ngoài ra để tăng cường ổn định về trượt, bản đáy thường được cấu tạo có dạng chân khay (Hình E.7a) hoặc làm nghiêng một góc so với mặt phẳng nằm ngang (hình E.7b) ở đỉnh tường có bố trí dầm cạnh nhằm làm tăng một cách hiệu quả độ cứng tổng thể của tường chắn.

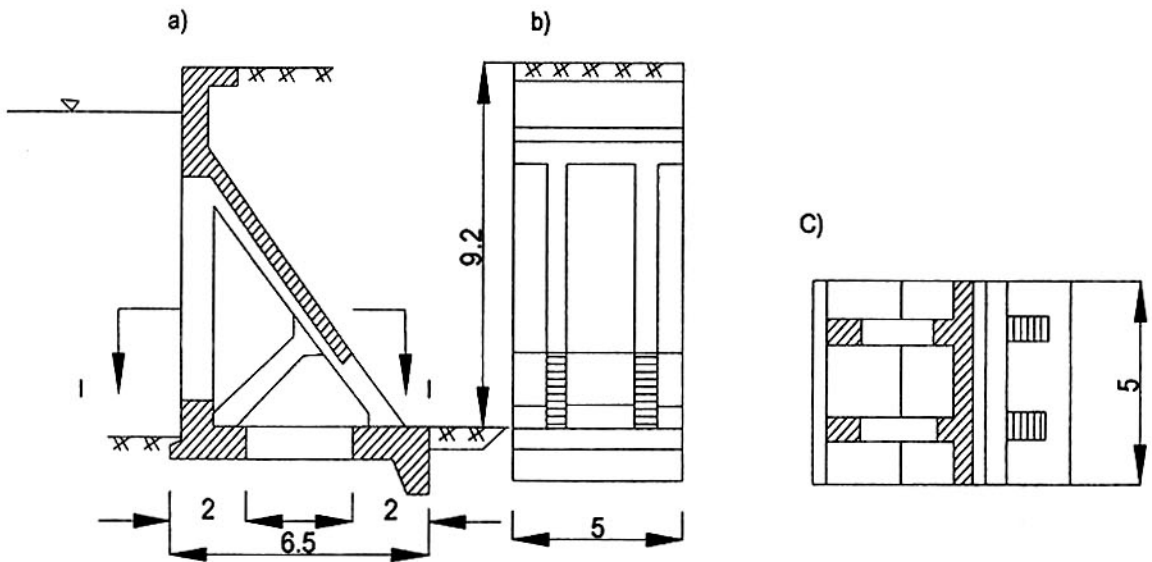


Hình E.7: Tường chắn tiết diện chữ L có sườn chống

Khi tường có chiều cao lớn, để làm giảm áp lực ngang của đất một cách tốt nhất, ở phía sau tường, tại chiều sâu nào đó người ta làm một tấm giảm tải (Hình E.7c).

Tường chắn có sườn chống cũng có thể thi công bằng biện pháp lắp ghép.

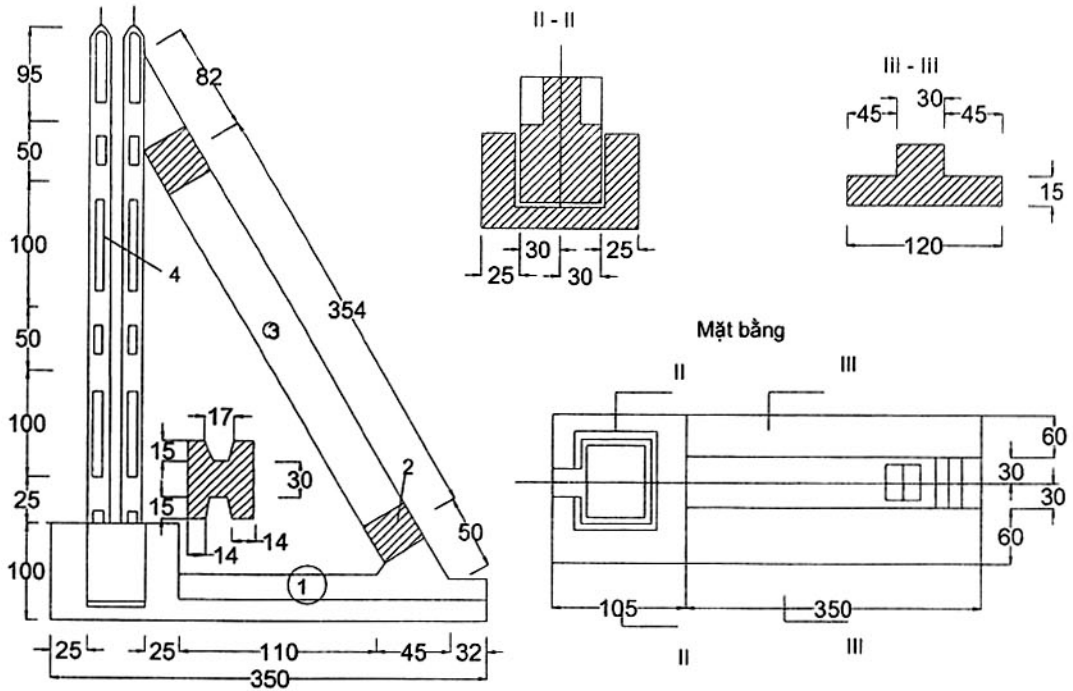
Hình E.8 là một kiểu tường chắn lắp ghép. Bản đáy và sườn chống được đổ toàn khối, bản tường được tạo thành bởi những tấm lắp ghép có tiết diện chữ Π xếp cạnh nhau sao cho phần cánh bản nằm ở vùng chịu kéo, còn phần bụng dầm ở vùng chịu nén.



Hình E.8: Tường chắn có sườn chống lắp ghép

Việc bố trí như thế tuy không hợp lý nhưng tạo cho mặt ngoài của tường chắn được phẳng.

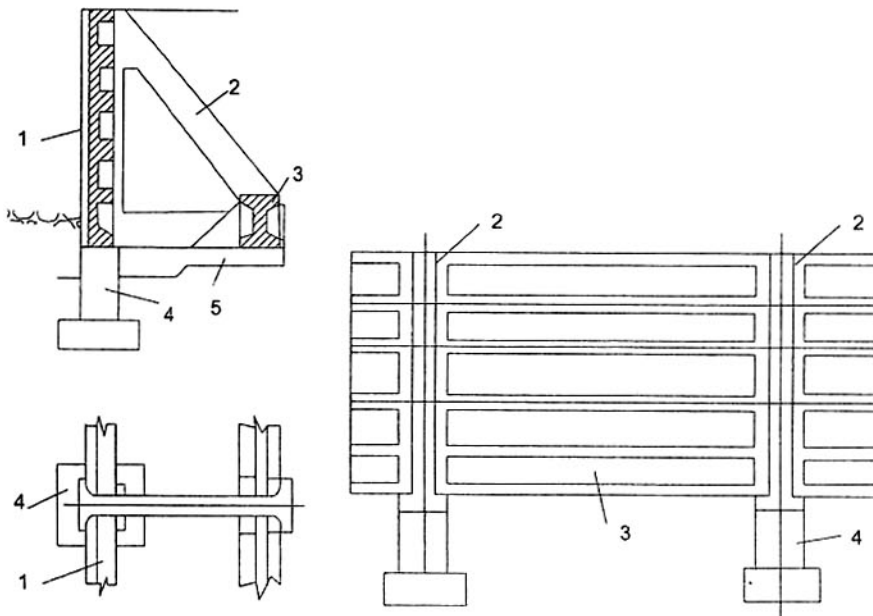
(Hình E.9) là một loại tường chắn lắp ghép. Trong đó tường chống và bản đáy cũng là những cấu kiện lắp ghép kiểu dàn được nối cứng với nhau.



Hình E.9: Tường chắn lắp ghép kiểu dầm

1. Bàn móng; 2. Mối nối; 3. Thanh xiên; 4. Nẹp đứng

(Hình E.10) là một kiểu tường chắn bao gồm các cấu kiện lắp ghép như tấm nằm ngang tiết diện chữ Π , sườn chống kiểu dầm, dầm neo và trụ đỡ. Khoảng cách giữa các tường chống không vượt quá 5m. Khi lấp đất vào mặt sau của tường, cần phải làm phẳng bằng cách trát xi bê tông. Loại tường này cũng như những loại tương tự khác cần làm nghiêng về phía trước với độ dốc từ 1 đến 30 đến 1 đến 40.



Hình E.10: Tường chắn lắp ghép kiểu dầm neo

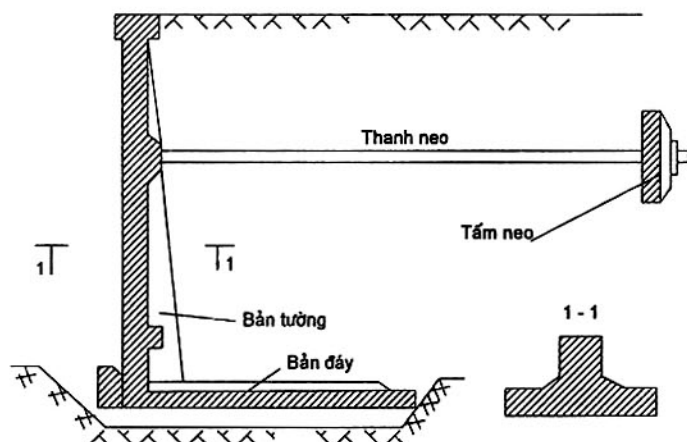
**1. Bàn lắp ghép; 2. Sườn chống; 3. Dầm neo
4. Trụ chống; 5. Nền chuẩn bị bằng đá dăm.**

E.1.3.3. Tường chắn kiểu neo:

Tường chắn đất kiểu neo là một loại tường chắn có nhiều ưu điểm, tiết kiệm được cốt thép và bê tông.

Ổn định về lật của tường chắn được duy trì bởi một cái neo, neo này có thể nối phần trên của bản tường với một cấu kiện độc lập đặt ngay trong đất, phía sau tường (tấm neo), hoặc có thể nối ngay với chính bản đáy của tường chắn (Hình E.11).

Cấu kiện của tường chắn có thể làm bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông cốt thép ứng suất trước.



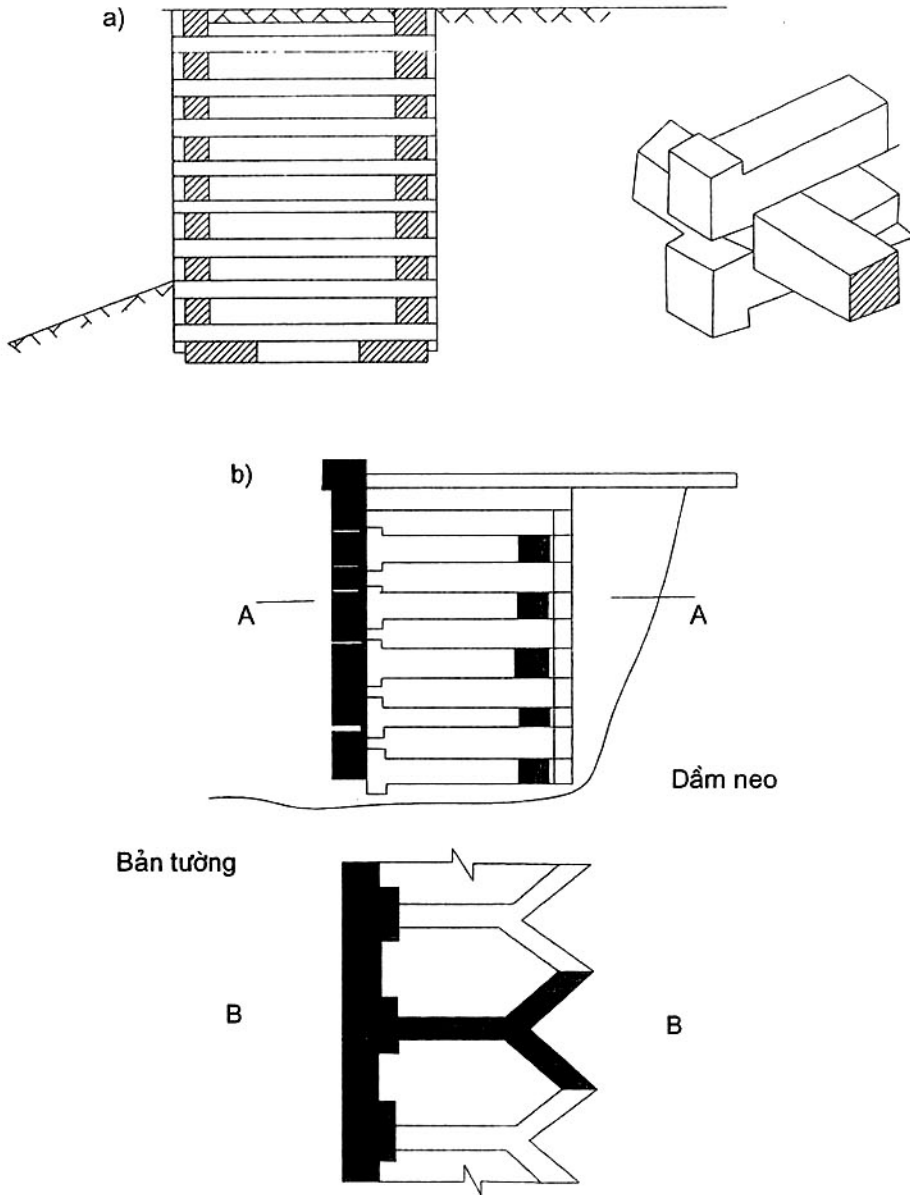
Hình E.11: Tường chắn đất kiểu neo

E.1.3.4. Tường chắn kiểu tường ngăn.

Tường chắn kiểu tường ngăn được tạo thành bởi những cấu kiện lắp ghép dưới dạng những tấm dọc và dầm ngang xếp nối tiếp và thông lên nhau để tạo thành những tổ ong hình vuông hoặc chữ nhật trong đó được đổ đầy đất. Tường chắn kiểu tường ngăn thực chất là tường chắn đất trọng lực (Hình E.12).

Đối với những tường ngăn có chiều cao lớn, có thể cấu tạo 2 hoặc 3 hàng tổ ong.

Những tường chắn có chiều cao nhỏ, có thể không cần bố trí những dầm dọc. Trong trường hợp này những dầm ngang được neo vào đất bởi những nạng bố trí tại đầu dầm. (Hình E.10).



Hình E.12: Tường chắn kiểu tường ngăn

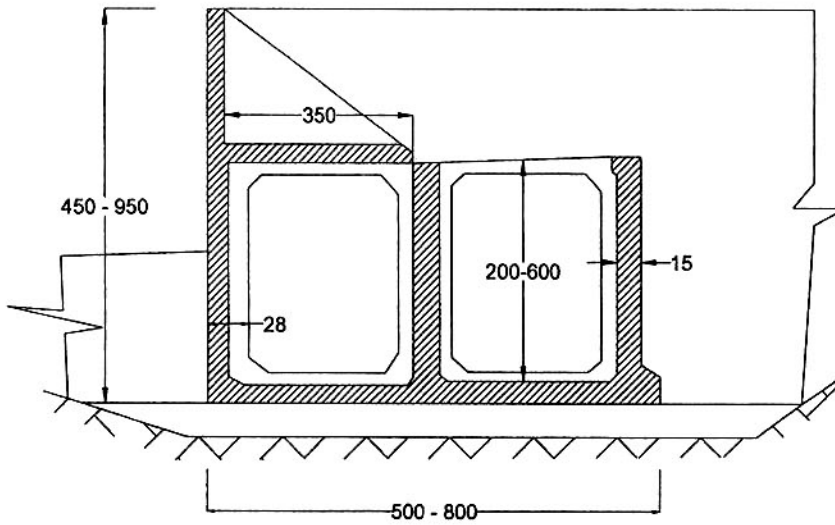
a) Tường chắn gồm các dầm dọc và dầm ngang;

b) Tường chắn không có dầm dọc.

E.1.3.5. Tường chắn đất kiểu hộp.

Trong những công trình gia cố bờ, chỉnh trị sông hoặc công trình cảng, để thi công tường chắn đất, thông thường người ta dùng những khối lớn bằng bê tông.

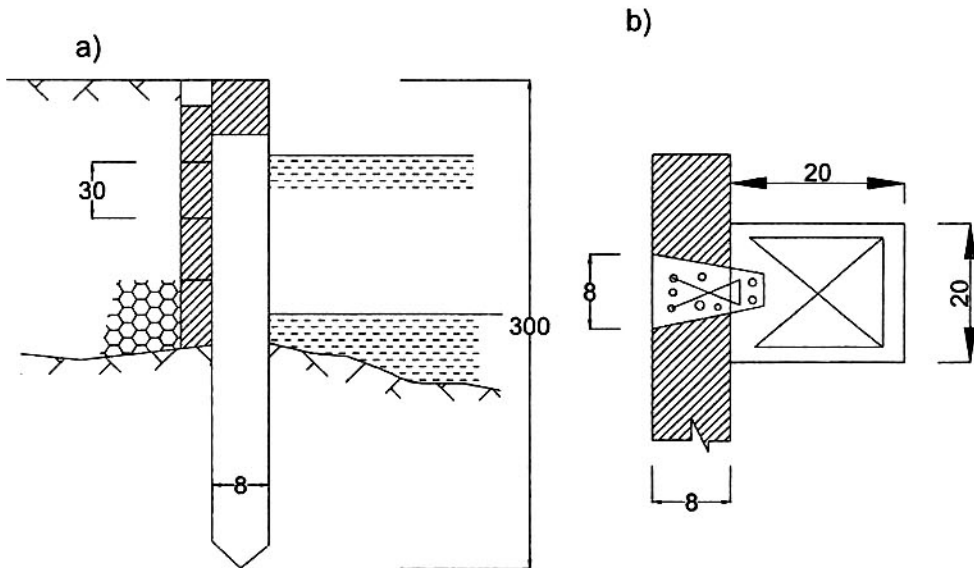
Đối với những công trình này việc thi công khó khăn và cần một khối lượng xi măng rất lớn. Một biện pháp tiên bộ và tương đối phổ biến hiện nay đối với tường chắn đất ở các công trình là thi công bằng biện pháp lắp ghép. Các cấu kiện lắp ghép là những khối bê tông cốt thép hình hộp rỗng. Người ta lao những hộp này xuống nước và cố định chúng ở vị trí thiết kế sau đó đổ đầy vật liệu địa phương (đá, sỏi, cát) vào bên trong để đảm bảo cho công trình ổn định. (Hình E.13).



Hình E.13: Tường chắn đất kiểu hộp

E.1.3.6. Tường chắn đất bằng cọc bê tông cốt thép.

Nguyên tắc chủ yếu để cấu tạo loại tường chắn đất kiểu này là người ta đóng vào trong đất những cọc bằng bê tông cốt thép. Những cọc bằng bê tông cốt thép được ngàm chặt vào trong đất ở một chiều sâu nào đó đủ để cho cọc không bị lật và chịu được lực đẩy của đất. Bản tường là những tấm bê tông cốt thép tựa trên các cọc này. Khoảng cách giữa các cọc thông thường từ 2m đến 2,5m. (Hình E.14)



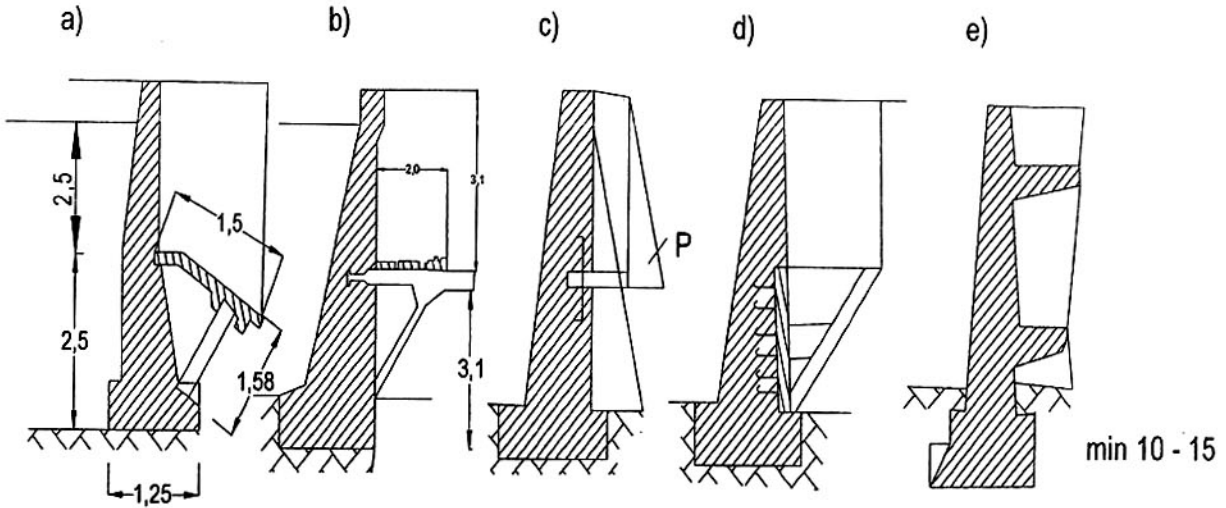
Hình E.14: Tường chắn đất kiểu cọc

a) Mặt cắt ngang b) Liên kết giữa bản và cọc

Đây là loại tường chắn cũng được dùng khá rộng rãi trong xây dựng. Trong công trình thủy lợi loại tường này dùng để bao quanh hồ móng, kè bảo vệ bờ sông, bến cảng, âu thuyền, v.v...

E.1.3.7. Tường chắn kiểu hỗn hợp. (hình E.15)

Tường chắn hỗn hợp là sự kết hợp giữa tường chắn trọng lực bằng bê tông với phần phụ là bản giảm tải bằng bê tông cốt thép. Đây là một loại kết cấu mới nhằm làm giảm áp lực ngang của đất lên thân tường và do đó mặt cắt ngang của tường cũng được thu hẹp lại.



Hình E.15

Tường chắn đất kiểu hỗn hợp

Kết cấu bản giảm tải có thể là bằng bê tông cốt thép toàn khối hoặc lắp ghép. Khi áp dụng tường chắn kiểu hỗn hợp cần xét tới ảnh hưởng của bản giảm tải đến việc phân bố lại trạng thái ứng suất trong thân tường.

E.1.4. Một vài đặc điểm cấu tạo tường chắn.

E.1.4.1. Đối với tường đổ toàn khối:

Nói chung các cấu kiện của tường chắn đổ liền khối có tiết diện thay đổi với cốt thép đơn.

Đối với cấu kiện thẳng đứng chiều dày của tiết diện không nên nhỏ hơn 10cm và đối với cấu kiện nằm ngang không nhỏ hơn 8cm. Tầng bảo vệ không nên nhỏ hơn 3cm, ở những nơi có môi trường xâm thực mạnh thì tầng bảo vệ có thể lấy từ 5 đến 7cm.

Đường kính cốt thép nên chọn sao cho khoảng cách giữa chúng nằm trong phạm vi từ 7- 12cm để đảm bảo sự làm việc của bê tông về mặt chống nứt.

Cũng có khi ở những miền chịu nén người ta còn đặt lưới thép cấu tạo. Lưới thép này còn có tác dụng chống lại ứng suất do co ngót sản sinh trong quá trình bê tông đông cứng.

Để đảm bảo tính hợp lý của cốt thép, đối với tường chắn góc ngàm kiểu chữ L có chiều cao lớn hơn 1,5m, cốt chịu lực nên phân làm 2 đến 3 loại. Một số thanh chạy suốt dọc theo chiều cao của tường, những thanh khác chỉ kéo dài đến 1/3 hoặc 1/2 chiều cao của tường.

E.1.4.2. Đối với tường chắn lắp ghép.

Tường chắn lắp ghép kiểu góc ngàm chữ L được cấu tạo tương tự như tường chắn nhiều khối; sự khác nhau ở chỗ tường chắn lắp ghép nên dùng lưới cốt hàn và chiều dày của tấm giảm nhỏ hơn. Trong bản tường nên bố trí cốt thép kép để đảm bảo an toàn trong điều kiện vận chuyển, lắp ráp.

Các cấu kiện dưới dạng hộp hoặc thanh để lắp ghép các loại tường chắn cũng không có gì khác biệt lắm về mặt cấu tạo.

Một vấn đề phức tạp nhất trong các việc lắp ghép cấu kiện là mối nối. Có hai loại mối nối: mối nối khô và mối nối ướt.

Mối nối khô là những mối nối trong đó các cấu kiện được liên kết với nhau bằng bu lông, hàn hoặc bằng cách gì đó mà không cần đổ bê tông. Loại liên kết này nói chung dùng cho các nhà công nghiệp các công trình tạm. Ưu điểm loại mối nối này là chịu lực được ngay, tốn ít vật liệu, rẻ.

Mối nối ướt được dùng khá phổ biến cho những tường chắn, sau khi liên kết hàn cần phải đổ bê tông. Loại này chịu lực và truyền lực tốt. Khả năng chống thấm cao.

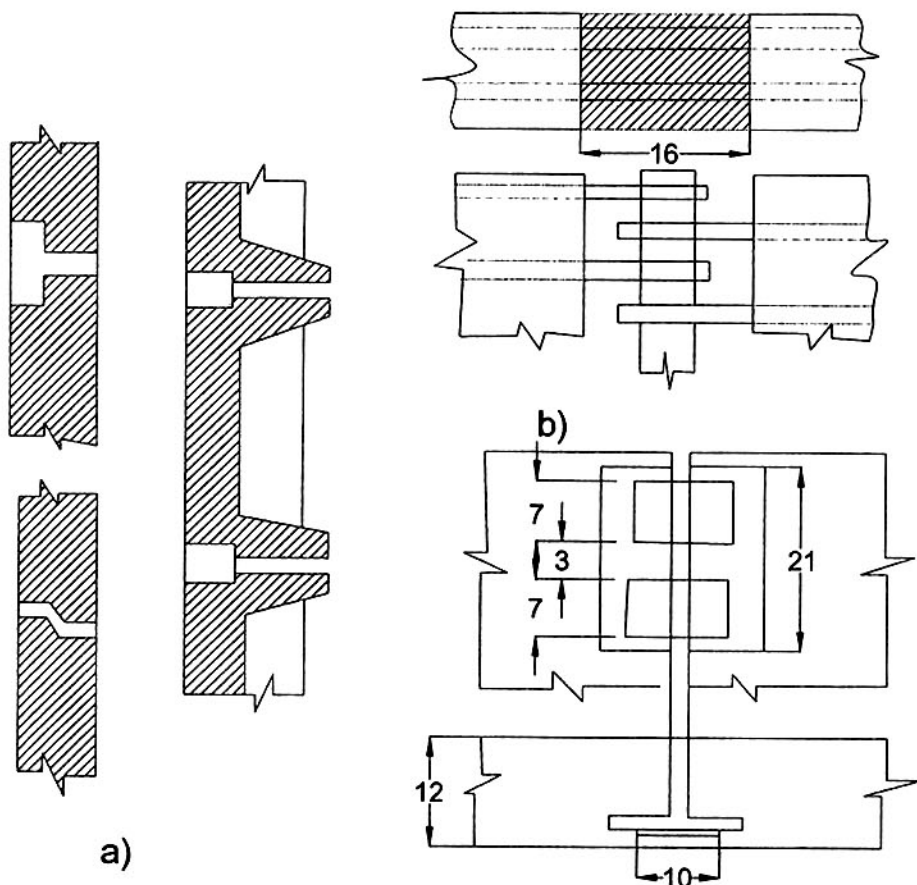
Yêu cầu khớp nối trong thủy lợi là:

- Bảo đảm tính liên tục và sự truyền nội lực giữa các cấu kiện;
- Bảo đảm độ cứng để có thể phù hợp với những giả thiết tính toán;
- Bảo đảm chống thấm. Tốt nhất là không cho xuất hiện ứng suất kéo trong mối nối;
- Đơn giản, thi công dễ dàng.

Những cấu kiện có chiều rộng nhỏ hơn thì được liên kết với nhau theo những mối nối dọc để làm cứng các cấu kiện theo chiều cao của tường. Các cấu kiện được liên kết với nhau tại ngay cả những mối nối ngang để bảo đảm tính liên tục theo chiều dài của tường. Đồng thời các cấu kiện cũng được nối với nhau tại các góc.

Mối nối dọc chỉ được dùng với bê tông cốt liệu nhỏ hoặc vữa xi măng, (Hình E.16a).

Mối nối đứng có thể dùng cốt vòng liên kết hoặc cốt hàn kiểu nối đầu (Hình E.16b).



Hình E.16

a) Liên kết toàn khối bằng vữa xi măng; b) Bằng hàn nối đầu và đổ bê tông; c) Mối nối bằng các tấm kim loại.

Tốt nhất nên dùng kiểu mối nối có tấm kim loại (Hình E.16c).

Mối nối góc có thể thực hiện bởi việc hàn một số cốt thép chờ và sau đó đổ bê tông.

Các cấu kiện dùng lắp ghép cho tường chắn đất kiểu tường ngăn thường có tiết diện vuông kiểu 15x15...25x25cm.

Chiều dài cấu kiện phụ thuộc vào khả năng vận chuyển và lắp ráp mà quyết định, thường lấy từ 1; 2 đến 3m. Cốt thép nên bố trí đối xứng để có thể chịu lực trong khi vận chuyển lắp ráp ở bất kỳ vị trí nào.

E.2. Thiết bị quan trắc

E.2.1. Khái niệm và nguyên tắc chung:

E.2.1.1. Khái niệm:

Khi thiết kế tường chắn đất, cần quy định việc đặt thiết bị đo kiểm tra nhằm các mục đích sau đây:

- Kiểm tra tình hình làm việc và sự thay đổi trạng thái của tường chắn trong thời gian sử dụng. Khi phát hiện thấy hiện tượng không bình thường, cần kịp thời phân tích nguyên nhân, tìm cách xử lý để ngăn ngừa phát sinh sự cố, đảm bảo cho tường chắn làm việc bình thường.

- Tìm hiểu sự thay đổi của trạng thái tường chắn trong thời gian thi công để có biện pháp bảo vệ chất lượng thi công.

- Cung cấp tư liệu cho việc thiết kế, thi công, quản lý tường chắn và nghiên cứu khoa học sau này.

E.2.1.2. Công tác quan trắc tường chắn thủy công bao gồm các trình tự sau đây:

- + Quyết định và bố trí các hạng mục quan trắc;
- + Thiết kế thiết bị quan trắc;
- + Chôn đặt thiết bị máy móc;
- + Quan trắc hiện trường và ghi chép kết quả tính toán và chỉnh lý phân tích các kết quả quan trắc;
- + Chỉnh biên các kết quả quan trắc.

E.2.1.4. Nội dung cụ thể như sau:

Khi tường xây dựng trên nền đất; quan trắc độ đầm chặt và độ lún của đất đắp; quan trắc chế độ nhiệt của bê tông (đối với tường bê tông khối cấp I và II); quan trắc áp lực đất trong quá trình đắp đất (khi có xét tới áp lực bị động không ép trời).

- + Trong giai đoạn thi công cần quan trắc độ lún, chuyển vị ngang và độ vênh của tường
- + Trong giai đoạn sử dụng, cần quan trắc chuyển vị ngang của phần trên tường; quan trắc độ lún của nền tường (nếu là nền đất); quan trắc chế độ thấm và sự làm việc của vật thoát nước trong đất đắp (đối với tường chắn thủy công); quan trắc trạng thái ứng suất tại các tiết diện tường và cốt thép (đối với tường chắn cao từ 20m trở lên); quan trắc áp lực đất, quan trắc chế độ nhiệt.
- + Khi thiết kế tường chắn, cần căn cứ tình hình thực tế của công trình mà quyết định các hạng mục và phương pháp quan trắc cũng như thiết kế bố trí các thiết bị quan trắc để lập thành một bộ phận nội dung của văn kiện thiết kế công trình
- + Khi thi công, cơ quan thi công cần căn cứ vào yêu cầu của văn kiện thiết kế, chỉ định người chuyên trách về việc chôn đặt thiết bị quan trắc rồi thường xuyên quan trắc, phân tích chỉnh lý số liệu, để nắm chất lượng công trình và sự thay đổi trạng thái làm việc của công trình. Các công tác

TCVN 9152:2012

trên cần được đưa vào kế hoạch thi công, những người sẽ làm công tác quan trắc thuộc bộ phận quản lý sau này cần tham gia vào việc chôn đặt thiết bị và quan trắc trong lúc thi công công trình để tiện theo dõi.

+ Khi bàn giao nghiệm thu công trình, cơ quan thi công cần phải bàn giao cho cơ quan quản lý công trình toàn bộ thiết bị quan trắc và các biểu đồ đã khảo nghiệm cũng như tài liệu quan trắc cùng với công trình.

+ Sau khi nghiệm thu công trình, căn cứ vào những yêu cầu quan trắc đã nêu kết hợp với tình hình thực tế, cơ quan quản lý cần soạn ra một quy trình quản lý công trình chi tiết riêng để theo dõi sau này. Sau đó, cơ quan quản lý, cần quy định người có trình độ làm công tác quan trắc, thường xuyên quan trắc, phân tích và chỉnh biên số liệu để kịp thời nắm được tình hình làm việc của công trình.

+ Khi phát hiện có vấn đề, cần tìm ra biện pháp xử lý và báo cáo ngay với cấp trên. Mỗi khoảng thời gian nhất định, cơ quan quản lý cần nghiên cứu toàn diện tài liệu quan trắc, phân tích quy luật và tình hình làm việc của công trình, tùy theo khả năng làm việc của công trình mà đề xuất ý kiến về việc sử dụng và tu sửa.

E.2.1.4 Công tác quan trắc cần bảo đảm một số nguyên tắc sau:

- Căn cứ vào sự cần thiết đối với công trình mà tiến hành những hạng mục quan trắc toàn diện nhưng cần thiết, đối với các hiện tượng có quan hệ lẫn nhau cần phải kết hợp quan trắc;
- Đối với công trình cần quan trắc có hệ thống và liên tục, toàn bộ công tác quan trắc cần phải tiến hành nghiêm túc theo số lần và thời gian đã quy định;
- Các số liệu quan trắc cần bảo đảm chân thực và chính xác.

Trong phạm vi tài liệu này, chỉ giới thiệu một số điểm cần thiết về quan trắc lún, chuyển vị ngang và vênh, quan trắc áp lực đất tác dụng lên tường chắn còn các loại quan trắc khác, có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên môn có liên quan.

E.2.2. Các loại thiết bị quan trắc.

Tùy thuộc vào cấp công trình để bố trí thiết bị quan trắc sau:

1. Quan trắc biến dạng
2. Quan trắc chuyển vị
3. Quan trắc độ vênh của tường chắn
4. Quan trắc áp lực đất

Yêu cầu về thiết kế bố trí, yêu cầu kỹ thuật xem tại TCVN 8214:2009 hoặc tham khảo tại các tiêu chuẩn tương đương