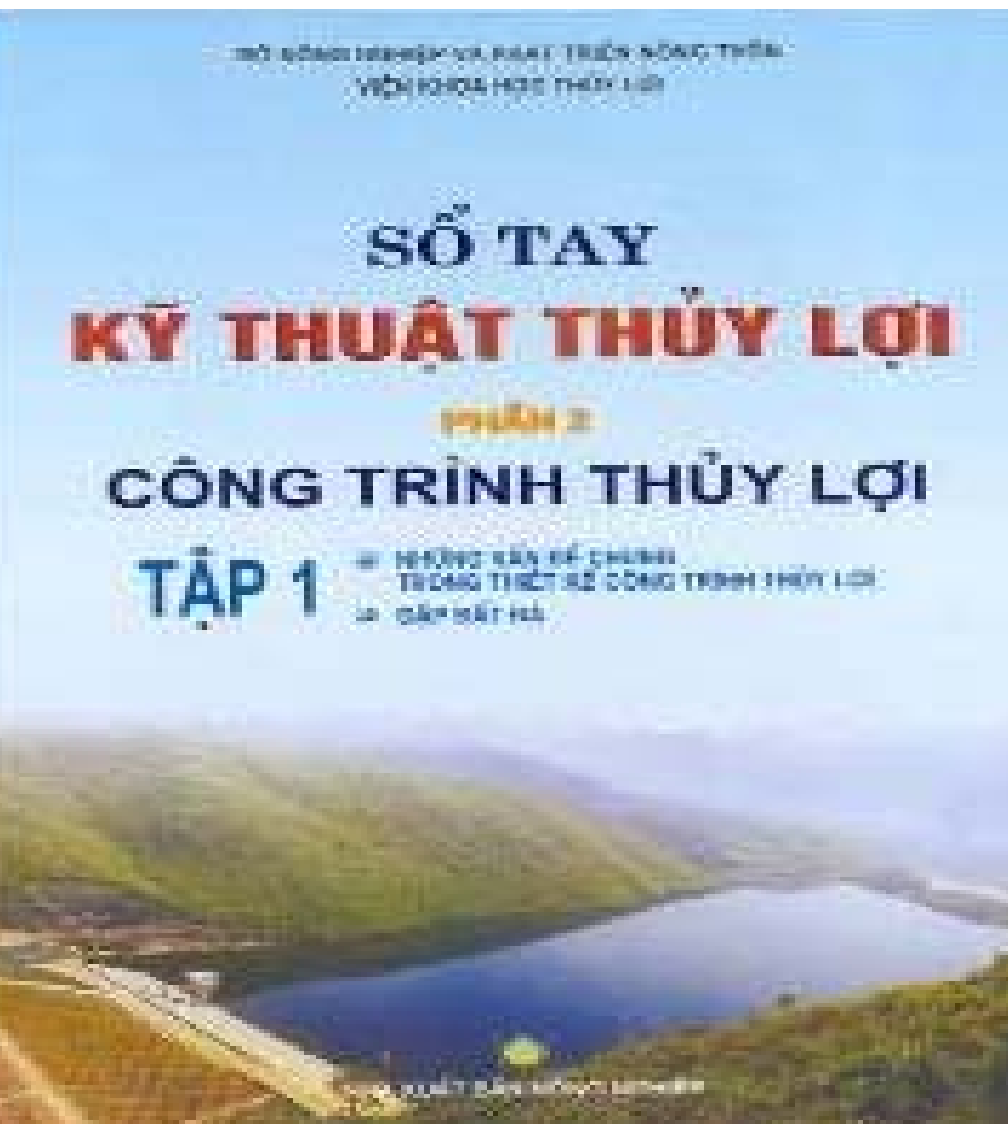


# SỔ TAY KỸ THUẬT THỦY LỢI

## PHẦN 2. CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

### TẬP 1

- NHỮNG VẤN ĐỀ CHUNG TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH THỦY LỢI
- ĐẬP ĐẤT



## Chương 1

# ĐẬP ĐẤT

*Biên soạn: GS. TSKH. Trịnh Trọng Hàn*

### 1.1. TỔNG QUÁT VÀ PHÂN LOẠI ĐẬP ĐẤT

#### 1.1.1. Tổng quát về đập đất

Đập đất là một loại công trình dâng nước rất phổ biến. Nó thường có mặt ở các hệ thống đầu mối thủy lợi - thủy điện với chức năng tạo ra hồ chứa để điều tiết chế độ dòng chảy tự nhiên của sông suối phục vụ các mục đích khác nhau như phát điện, chống lũ, cấp nước tưới, v.v...

Tính phổ biến của đập đất là nhờ những ưu điểm sau đây:

- 1) Có cấu tạo đơn giản nhưng rất phong phú;
- 2) Cho phép sử dụng các loại đất có sẵn ở khu vực công trình;
- 3) Có thể xây dựng trên mọi loại nền và trong mọi điều kiện khí hậu;
- 4) Cho phép cơ giới hoá các công đoạn thi công từ khai thác vật liệu, chuyên chở, đắp, đầm nén, v.v...;
- 5) Làm việc tin cậy kể cả ở vùng có động đất.

Đập đất không cho phép nước tràn qua, do vậy còn gọi là đập khô. Trường hợp cá biệt, ví dụ đập rất thấp ở miền núi, có thể cho nước tràn qua khi tháo lũ, nhưng phải có các bộ phận gia cố mặt tràn để chống xói lở, đồng thời mái dốc phải đủ thoải.

Chính vì vậy, trong đầu mối thủy lợi đi đôi với đập đất còn có công trình tháo nước bằng bê tông với các hình thức tháo như tháo mặt (còn gọi là tràn mặt), tháo dưới sâu, tháo kết hợp (có cả tràn mặt và xả sâu, có thể là xả nhiều tầng) và xả đáy.

Những yêu cầu cơ bản khi thiết kế và xây dựng đập đất là:

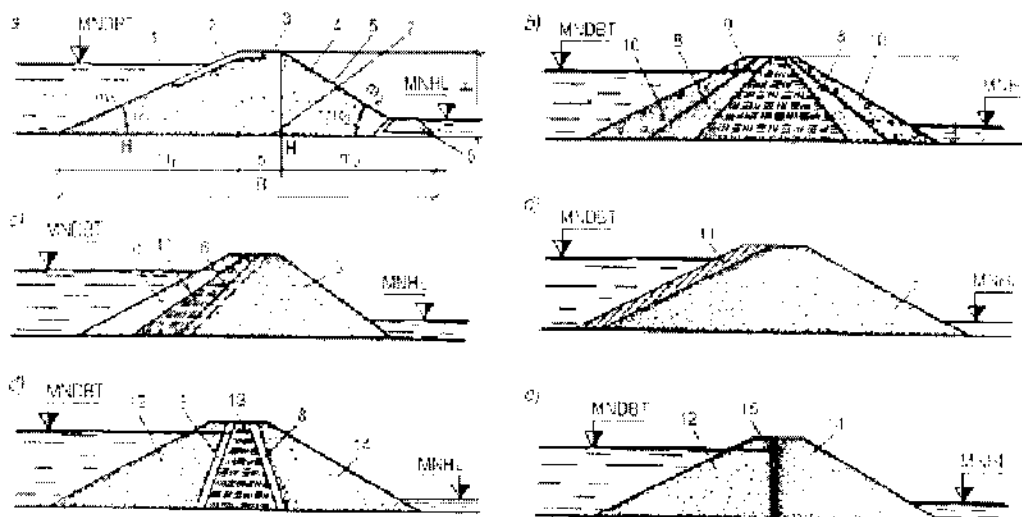
- 1) Có mặt cắt hợp lý thể hiện ở khối lượng vật liệu, chi phí thi công xây lắp và quản lý vận hành hợp lý;
- 2) Đảm bảo các mái dốc, nền đập và toàn bộ đập làm việc ổn định trong mọi điều kiện thi công và khai thác;
- 3) Dình đập và mái dốc đập phải có lớp bảo vệ để chống các tác động phá hoại của sóng, gió, mưa, v.v...;

- 4) Các kết cấu thoát nước đảm bảo thu và thoát được nước thấm, tránh hậu quả biến dạng thấm ở trong thân đập và nền đập;
- 5) Những biến dạng trong quá trình thi công và khai thác đập như lún, chuyển vị... không được gây ra sự phá huỷ điều kiện làm việc bình thường của đầu mối các công trình thủy.

### 1.1.2. Phân loại đập đất

#### a) Phân loại theo cấu tạo mặt cắt ngang của đập (hình 1-1)

- 1- Đập đồng chất, gồm một loại đất (hình 1-1 a).
- 2- Đập không đồng chất, gồm nhiều loại đất (hình 1-1 b).
- 3- Đập có tường nghiêng bằng đất sét (hình 1-1 c).
- 4- Đập có tường nghiêng bằng vật liệu không phải là đất (hình 1-1 d).
- 5- Đập có lõi giữa bằng đất sét (hình 1-1 đ).
- 6- Đập có màn chống thấm (hình 1-1 e).

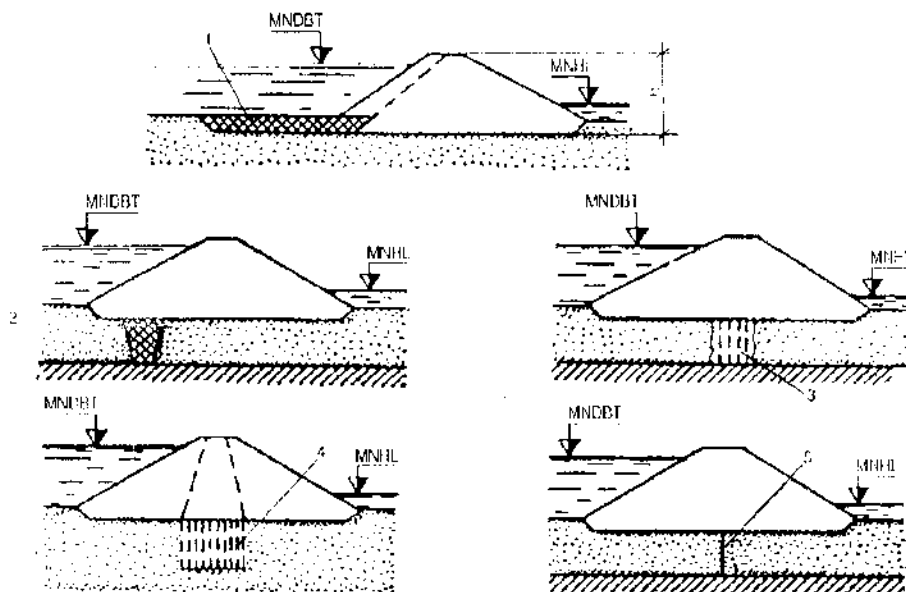


**Hình 1-1. Các loại đập đất đập**

- a) Đập đồng chất; b) Đập không đồng chất; c) Đập có tường nghiêng bằng đất sét;  
 d) Đập có tường nghiêng không phải là đất; đ) Đập có lõi giữa bằng sét;  
 e) Đập có màn chống thấm; 1- mái thượng lưu; 2- gia cố mái; 3- đỉnh đập;  
 4- mái hạ lưu; 5- thân đập; 6- lăng trụ thoát nước; 7- đáy đập; 8- vùng chuyển tiếp;  
 9- khối trung tâm; 10- lớp bảo vệ; 11- tường nghiêng; 12- khối nêm thượng lưu;  
 13- lõi; 14- khối nêm hạ lưu; 15- màn chống thấm; b- bề rộng đỉnh đập;  
 B- Bề rộng đáy đập; H- chiều cao đập;  $m_1 = \text{ctg}\alpha_1$ ;  $m_2 = \text{ctg}\alpha_2$ .

**b) Phân loại theo bộ phận chống thấm ở nền (hình 1-2)**

- 1- Đập đất có sân trước (hình 1-2 1).
- 2- Đập đất có tường răng (hình 1-2 2).
- 3- Đập đất có màn phun (hình 1-2 3) bằng các loại vật liệu như vữa sét, vữa xi măng, thủy tinh lỏng, nhựa đường hoặc hỗn hợp vật liệu chống thấm.
- 4- Đập đất có màn phun dạng treo lơ lửng (hình 1-2 4) khi chiều dày lớp nền thấm nước khá lớn.
- 5- Đập đất có màn chống thấm dạng tường (hình 1-2 5) bằng bê tông cốt thép hoặc kim loại.

**Hình 1-2. Kết cấu chống thấm ở nền đập**

1- sân trước; 2- tường răng; 3- màn phun vật liệu chống thấm;  
4- màn phun dạng treo; 5- màn chống thấm xuyên qua nền thấm.

**c) Phân loại đập đất theo phương pháp thi công**

- 1- Đập đất thi công bằng đắp và đầm nén.
- 2- Đập đất thi công bằng đổ đất trong nước.
- 3- Đập đất thi công bằng phương pháp bồi thủy lực.
- 4- Đập đất thi công hỗn hợp đắp và bồi thủy lực.
- 5- Đập đất thi công bằng nổ mìn định hướng (xem chương đập hỗn hợp đất đá).

**d) Phân loại đập đất theo chiều cao đập**

- 1- Đập thấp, chiều cao cột nước tác dụng dưới 20 m;
- 2- Đập cao trung bình, cột nước tác dụng 20 ÷ 50 m;
- 3- Đập cao, cột nước tác dụng lớn hơn 50 ÷ 100 m;
- 4- Đập rất cao (hay siêu cao), cột nước lớn hơn 100 m.



Ngoài ra, đập đất cũng như đập đất đá là loại đập sử dụng vật liệu có sẵn ở khu vực xây dựng (đất, đá) cho nên còn gọi là đập vật liệu địa phương và do đó còn được phân loại theo cấp công trình, đối với đập vật liệu địa phương căn cứ vào chiều cao đập và dạng đất nền (xem bảng 1-1).

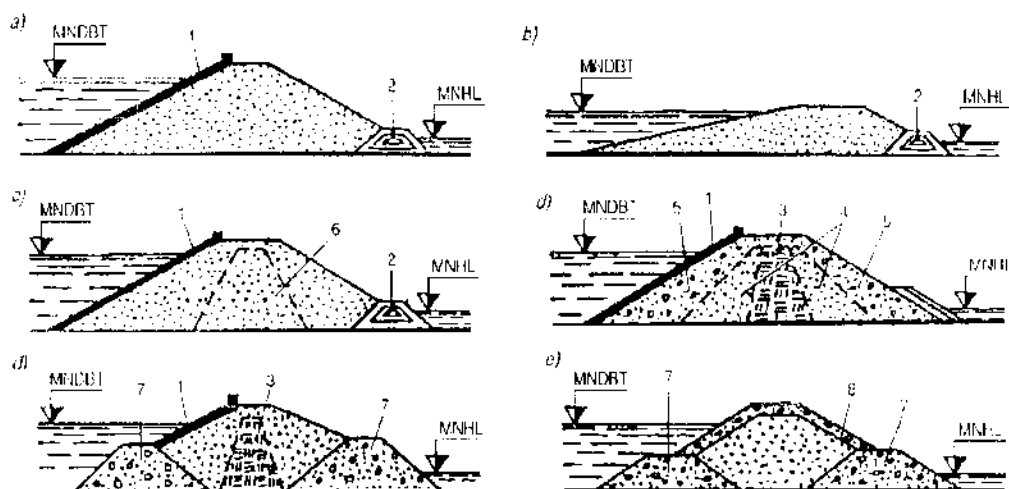
**Bảng 1-1. Phân loại đập vật liệu địa phương theo cấp (TCXDVN 285:2002)**

| >   | >   | >   |   |
|-----|-----|-----|---|
| > : | > : | > : |   |
| > ÷ | > ÷ | > ÷ |   |
| > ÷ | > ÷ | > ÷ |   |
| ≤   | <   | <   | V |

**Chú thích:**

Chiều cao đập đất đá tính từ mặt nền thấp nhất sau khi dọn móng (không kể phần chiều cao chân khay) đến đỉnh đập.

Đập đất thi công bằng phương pháp bồi cũng được phân loại riêng theo cấu tạo mặt cắt ngang thành đập đồng chất và không đồng chất (hình 1-3).



**Hình 1-3. Các loại đập đất bồi**

a), b) Đập đồng chất; c), d) Đập không đồng chất; đ), e) Đập có một phần đất đắp.

1- kết cấu gia cố mái thượng lưu; 2- lăng trụ thoát nước; 3- lõi;

4- vùng chuyển tiếp; 5- vùng biên ngoài của đập;

6- vùng cát nhỏ ở trung tâm; 7- lăng trụ đá đỡ;

8- lớp gia tải bằng vật liệu hạt lớn.

## 1.2. VẬT LIỆU ĐỂ XÂY DỰNG ĐẬP

### 1.2.1. Tổng quát

Vật liệu của đập đất và các bộ phận cấu tạo khác như kết cấu chống thấm, vật thoát nước... được lấy từ các mỏ đất - đá - cát - sỏi có sẵn ở khu vực xây dựng công trình. Ngoài ra, khi có luận chứng thích đáng có thể sử dụng các vật liệu khác như xỉ than của nhà máy nhiệt điện, các chất thải từ công nghiệp khai khoáng hoặc công nghiệp luyện kim.

Yêu cầu đối với đất đập được quy định cụ thể trong tiêu chuẩn xây dựng công trình thủy lợi (xem Tuyển tập tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam, tập V, phần tiêu chuẩn thiết kế công trình thủy lợi, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 1997 và TCXDVN 285:2002).

Về nguyên tắc có thể sử dụng tất cả các loại đất để xây dựng đập đất, trừ những loại sau:

- 1) Đất có hàm lượng thực vật mục nát trên 5%.
- 2) Đất có muối hoà tan dạng clorít hay sunphát - clorít với hàm lượng trên 5% hoặc muối sunphát với hàm lượng trên 2%.

Điều quan trọng là bố trí loại đất theo vị trí hợp lý trong mặt cắt đập căn cứ vào điều kiện làm việc của nó. Ngoài ra, có thể áp dụng các biện pháp xử lý như sàng, đập vỡ, trộn, tưới nước hay phơi khô để tạo độ ẩm tối ưu, kết hợp với đầm nén, v.v... thì sẽ có được mặt cắt đập vừa kinh tế vừa có cường độ chịu lực cao và bền vững.

Để xây dựng đập đồng chất thường sử dụng đất loại á sét, á cát hoặc đất cát hạt nhỏ và trung bình có đủ cường độ và độ chống thấm theo tính toán.

Đất cát và cuội sỏi có thể dùng cho phần nệm phía hạ lưu của đập.

Đất cuội sỏi có pha lẫn cốt liệu cát bụi với hệ số không đồng nhất  $K_{60/10} > 10 : 20$  vẫn có thể sử dụng xây dựng đập đồng chất hoặc bộ phận chống thấm trong đập không đồng chất, nếu có đủ luận chứng thích đáng về độ ổn định chống thấm (chống xói ngầm do thấm) và đại lượng tổn thất thấm cho phép.

Đất bùn, đất sét chắc do khai thác và thi công khó khăn cho nên hầu như không sử dụng để làm đập hoặc làm bộ phận chống thấm của đập, trừ trường hợp rất cá biệt, nhưng phải có luận chứng kinh tế - kỹ thuật thích đáng.

Đối với các kết cấu chống thấm như tường nghiêng, sân trước, lõi giữa, tường răng... thường sử dụng vật liệu có hệ số thấm nhỏ ( $K_f < 1.10^{-4}$  cm/s) như đất loại sét, hỗn hợp đất nhân tạo, than bùn, v.v..., trong đó tốt nhất là đất loại sét có độ ẩm tự nhiên tại mỏ khai thác tương ứng với giới hạn lãn hoặc lớn hơn một chút. Nếu dùng đất sét quá ướt hoặc quá khô sẽ khó khăn và phức tạp khi thi công, do vậy phải có luận chứng kinh tế - kỹ thuật cụ thể.

Than bùn có mức phân giải dưới 50% có thể sử dụng làm tường nghiêng và sân trước của đập cấp IV và V với chiều cao đập không lớn hơn 20 m.

Các hỗn hợp nhân tạo từ đất sét, đất cát và cuội sỏi dùng để làm kết cấu chống thấm cần có luận chứng kinh tế và được lựa chọn thành phần theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm bao gồm cả việc đắp thử trong điều kiện thực tế tại hiện trường.

Đối với vật thoát nước, tầng lọc ngược, vùng chuyển tiếp và kết cấu gia cố bảo vệ mái dốc, thường sử dụng các loại đất cát, cuội sỏi, đá nghiền có đủ cường độ chịu lực, không bị tan rữa trong môi trường nước và không chứa các hàm lượng chất hoà tan trong nước.

Khi xây dựng đập bằng phương pháp đổ đất trong nước thường sử dụng loại đất có hàm lượng cát hạt thô ở tỉ lệ khác nhau. Rất ít khi dùng đất loại sét hoặc đất cát sỏi.

Yêu cầu đối với loại đất dùng để đắp đập theo phương pháp đổ trong nước được xác định căn cứ vào kết cấu của công trình. Chẳng hạn, để xây dựng đập đồng chất thì có thể sử dụng loại đất bất kì, nếu nó có đủ các đặc trưng về cường độ và độ ổn định thấm ở mức quy định. Đối với đất dùng để xây dựng các kết cấu chống thấm như sân trước, tường nghiêng, lõi giữa, thì yêu cầu cơ bản là có đủ độ chống thấm.

Đất dùng để đổ trong nước có thể có kích cỡ bất kì, từ loại hạt nhỏ đồng chất đến các cục hay tảng lớn và cứng khó đập vỡ. Nếu ở mỏ khai thác có loại đất sét chắc và khó tan trong nước thì nên dùng tỉ lệ đất có hàm lượng chứa 20 - 30% các cục nhỏ ( $d < 100\text{mm}$ ) để khi chúng tan rã sẽ liên kết với các khối khác thành một thể chung đồng nhất.

Khi xây dựng đập đất bồi, thường sử dụng các loại đất á cát, đất cát và đất cuội sỏi có kích thước hạt lớn nhất 100 - 150mm.

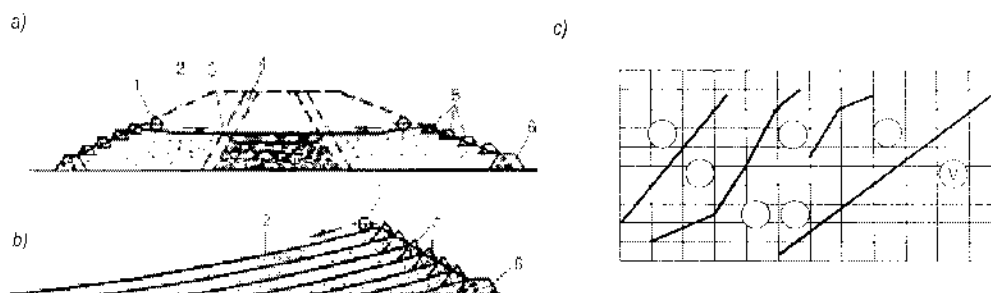
Đất ở các mỏ có thoả mãn yêu cầu để đắp đập đất bồi hay không được đánh giá theo cấu tạo thành phần hạt (xem hình 1-4 c). Với các phương tiện thiết bị cơ giới thủy lực và công nghệ bồi hiện nay, nên sử dụng các loại đất cát và đất cát - sỏi nhóm I và II. Đất nhóm I dùng để bồi loại đập đồng chất, còn đất nhóm II dùng cho đập không đồng chất với vùng giữa, gồm các hạt cát mịn làm việc như lõi đập (hình 1-4 a). Đất á cát (nhóm III), đất á sét và sét (nhóm IV) và đất cuội - sỏi (nhóm V) chỉ sử dụng cho đập đất bồi khi có luận chứng kinh tế - kỹ thuật thích đáng, trong đó loại đất á sét và á cát (dạng đất lồi) có thể dùng làm đập đồng chất hay làm phần lõi của đập không đồng chất, đất á sét và sét dùng làm lõi đập, còn đất cuội sỏi dùng để bồi lăng trụ tựa ở hai phía.

Trong một số trường hợp có thể sẽ là kinh tế nếu sử dụng hỗn hợp nhân tạo bằng cách trộn đất lấy từ các mỏ đất khác nhau hoặc sàng lọc để loại bỏ những nhóm hạt không thích hợp.

Khi chọn đất ở mỏ để làm đập đất bồi cần lưu ý các điểm sau:

- 1) Không giới hạn hàm lượng chất hữu cơ hoặc chất hoà tan trong nước, nhưng các tạp chất để lại trong công trình bồi không được vượt quá giới hạn cho phép đối với đập đất đắp;

- 2) Để bồi đắp đồng chất nên ưu tiên sử dụng loại đất cát cỡ hạt nhỏ và trung bình với hệ số không đồng nhất là tối thiểu, có hàm lượng các hạt sét và hạt bụi ( $d < 0,05\text{mm}$ ), không quá 10 - 12%.
- 3) Để bồi đắp không đồng chất nên ưu tiên sử dụng loại đất cát và cát - sỏi với hệ số không đồng nhất là tối đa, trong đó đất dùng cho phần lõi có chứa hạt sét  $d < 0,005\text{mm}$  với hàm lượng không quá 15 - 20% nhằm mục đích đảm bảo sự chuyển đổi nhanh chóng cấu trúc đất từ trạng thái chảy sang trạng thái dẻo;
- 4) Khi lựa chọn đất loại cát để bồi, cần chú ý là các hạt nhân sẽ chèn chặt hơn trong quá trình bồi, song chúng lại có hệ số nội ma sát nhỏ hơn so với đất có hạt sắc cạnh.



**Hình 1-4. Sơ đồ đắp đập đất bồi (a, b)  
và đặc trưng thành phần hạt của các nhóm đất (I - V) dùng cho đập đất bồi (c)**

- a) Bồi từ hai phía để tạo đập không đồng chất có lõi giữa;
- b) Bồi từ một phía để tạo đập đồng chất nhờ dòng nước bùn chảy tự do về phía thượng lưu;
- 1- ống cấp và phân phối nước bùn; 2- mái nghiêng của lớp đất bồi;
- 3- ranh giới vùng ao lắng bùn; 4- giới hạn phần lõi;
- 5- đê quây (bờ vây); 6- đê quây dột một.

### 1.2.2. Tính chất cơ lý của đất

Khi thiết kế đập vật liệu địa phương cũng như lựa chọn loại vật liệu cho đập trước hết cần biết rõ tính chất của đất. Dưới đây là một số chỉ tiêu đặc trưng.

**Cấu tạo thành phần hạt:** Đất là một tập hợp các hạt trong đó có các kẽ rỗng có chứa một phần nước hoặc chứa đầy nước (bão hoà nước). Độ dính giữa các hạt đất (trừ đất sét) rất nhỏ so với cường độ chịu tải của hạt, do đó một tính chất quan trọng của đất là cấu tạo thành phần hạt (hình 1-5).

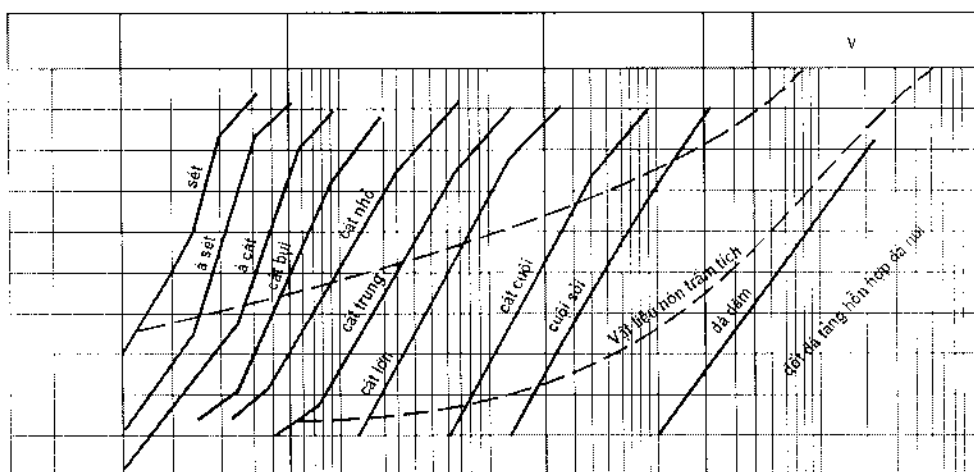
Các hạt lớn có độ nhẵn cạnh gọi là sỏi, cuội hoặc đá cuội. Giới hạn trên của các đường cong thành phần hạt được quy ước chia thành những loại đất khác nhau. Giới hạn giữa hai đường cong bao các loại hạt cỡ ( $d$ ) khác nhau và tỉ lệ hàm lượng ( $P\%$ ) khác nhau gọi là hỗn hợp đất đá trầm tích, còn phạm vi hạt nằm dưới đường cong bao là hỗn hợp đá núi.

Sự khác nhau về thành phần hạt của mỗi loại đất được đánh giá bằng hệ số không đồng nhất  $\eta$ :

$$\eta = d_{60}/d_{10} \quad (1.1)$$

Trong đó:

$d_{60}$ ,  $d_{10}$  lần lượt là kích thước hạt tương ứng với nó có 60% và 10% các hạt cỡ nhỏ hơn tính theo trọng lượng chứa trong một đơn vị thể tích đất.



**Hình 1-5. Thành phần hạt của đất**

Trong thực tế nếu đất có  $\eta \leq 3$  thì được xem là đồng chất. Với đất rời, khi đó thường có hiện tượng phân tầng, tuy vậy có thể bỏ qua ảnh hưởng phân tầng khi  $\eta \leq 10$ .

Với đất hạt lớn còn sử dụng khái niệm đường kính bình quân gia quyền của hạt  $d_h$ :

$$d_h = \frac{\sum_{i=1}^n d_i \Delta p_i}{100} \quad (1.2)$$

Trong đó:  $\Delta p_i$  - hàm lượng theo tỉ lệ % của hạt có đường kính  $d_i$ .

Thường  $d_h \approx d_{50}$ .

Hình dạng hạt đất có quan hệ đến nhiều tính chất của đất. Đất hạt nhỏ - hình dạng hạt có ảnh hưởng đến độ chặt và tác động tương hỗ giữa các khoáng vật với nước. Đất hạt lớn - hình dạng hạt ảnh hưởng đến độ rỗng và cường độ chịu tải, vì vậy còn sử dụng chỉ số hình dạng  $k_h$  như sau:

Nếu  $d_3 < d_2 < d_1$ , thì

$$k_h = d_3/d_1 \quad (1.3)$$

Trong đó:

$d_3$  - kích thước đặc trưng nhỏ nhất của hạt;

$d_1$  - kích thước đặc trưng lớn nhất của hạt.

Trường hợp  $k_b = 1$ , hình dạng hạt gần như hình cầu. Để xây dựng đập đất đá ưu tiên chọn loại đất có  $k_b > 0,3$ .

#### *Thành phần khoáng của đất*

Các hợp chất chủ yếu tạo ra các muối khoáng là  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ .

Tất cả các cỡ hạt của đất theo thành phần khoáng được chia thành hai nhóm chính:

- Các cục đá núi có cỡ hạt  $d > 2$  mm;
- Các hạt khoáng là sản phẩm phong hoá của đá núi mà trước đó thuộc cấu tạo đá núi.

Hạt khoáng được chia thành:

- Nhóm hạt cát:  $0,05 < d \leq 2$  mm;
- Nhóm hạt bụi:  $0,005 < d \leq 0,05$  mm;
- Nhóm hạt khoáng thứ cấp:  $d < 0,005$  mm.

Nhóm hạt khoáng thứ cấp thường là các hạt sét được hình thành từ các hạt khoáng sơ cấp trong quá trình bị nghiền vụn và chuyển hoá vào môi trường có các điều kiện nhiệt động lực học hoàn toàn khác với môi trường của hạt khoáng sơ cấp. Trong điều kiện môi trường mới, các hạt khoáng thứ cấp bị thay đổi về thành phần hoá cũng như cấu trúc tinh thể. Đất sét không chỉ chứa các hạt sét mà còn có các hạt lớn hơn và nói chung nó là một hỗn hợp đa khoáng.

#### *Độ rỗng của đất (n)*

Đây là một chỉ tiêu quan trọng của loại đất hạt nhỏ và là chỉ số xuất phát đối với đất hạt lớn.

Độ rỗng  $n$  là thể tích tất cả các lỗ rỗng chứa trong một đơn vị thể tích đất:

$$n = \frac{\gamma_{ld} - \gamma_{hd}}{\gamma_{ld}} \quad (1.4)$$

Trong đó:

$\gamma_{ld}$  - tỉ trọng của đất hay còn gọi là trọng lượng riêng của các hạt rắn tức cốt đất;

$\gamma_{hd}$  - trọng lượng thể tích hạt đất hay trọng lượng các hạt chứa trong một đơn vị thể tích đất.

Tỉ trọng đất thay đổi trong phạm vi  $2,65 \div 2,77 \text{ g/cm}^3$ . Nếu trong đất chứa các oxít kim loại thì tỉ trọng  $\gamma_{ld}$  có thể tới  $3,5 \text{ g/cm}^3$ , thậm chí lớn hơn. Ngược lại, nếu đất chứa các hợp chất hữu cơ thì tỉ trọng đất giảm xuống.

Để đánh giá mức độ chặt hay xốp của đất, sử dụng khái niệm hệ số rỗng ( $\varepsilon$ ):

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n} \quad \text{hoặc} \quad \varepsilon = \frac{\gamma_{td} - \gamma_{hd}}{\gamma_{hd}} \quad (1.5)$$

Độ ẩm của đất ( $W$ ) - là tỉ số phần trăm giữa trọng lượng nước ( $Q_n$ ) chứa trong các lỗ rỗng của một đơn vị thể tích đất so với trọng lượng các hạt đất ( $Q_{hd}$ ) trong thể tích đó:

$$W = \frac{Q_n}{Q_{hd}} \cdot 100, (\%) \quad (1.6)$$

Nếu đất bão hoà nước hoàn toàn, thì

$$Q_n = \gamma_n \cdot n = \gamma_n \cdot \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon}$$

$$\text{do đó} \quad W = W_{bh} = \frac{\gamma_n \cdot \varepsilon}{(1 + \varepsilon) \gamma_{hd}} = \frac{\gamma_n \cdot \varepsilon}{\gamma_{td}} \quad (1.7)$$

Trong đó:  $\gamma_n$  là tỉ trọng nước.

Mức ngậm nước, còn gọi là hệ số bão hoà nước  $G$ , là tỉ lệ nước chứa trong các lỗ rỗng của đất:

$$G = W/W_{bh} \quad (1.8)$$

Nếu  $G = 0$ , môi trường đất là một pha - không có nước. Trong trường hợp này không kể đến môi trường khí, bởi vì không có nước thì ảnh hưởng khí đến tính chất đất là rất nhỏ.

Nếu  $G = 1$ , môi trường đất là hai pha, gồm đất và nước, trong đó các lỗ rỗng chứa đầy nước - tức bão hoà nước.

Các trường hợp khác:  $0 < G < 1$  - môi trường đất 3 pha.

Trọng lượng thể tích của đất tự nhiên ( $\gamma_d$ ) là trọng lượng các hạt đất cùng với nước trong một đơn vị thể tích đất trong điều kiện tự nhiên:

$$\gamma_d = \gamma_{hd} + (1 + W) \quad (1.9)$$

Đất ở trạng thái ẩm tự nhiên thì trọng lượng thể tích của đất ( $\gamma_d$ ) còn gọi là dung trọng đất tự nhiên.

Nếu các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước thì trọng lượng thể tích của đất gọi là dung trọng đất bão hoà  $\gamma_{dk}$ :

$$\gamma_{dk} = \gamma_{dk} + n\gamma_n \quad (1.10)$$

Trong đó:

$\gamma_{dk}$  - dung trọng đất ở thể khô (không có nước);

$\gamma_n$  - tỉ trọng hay dung trọng của nước (trọng lượng khí hoà tan trong nước rất nhỏ so với nước nên xem tỉ trọng nước bằng dung trọng nước).

Đối với đất cát và đất hạt lớn sử dụng hệ số độ chặt tương đối  $I_d$ :

$$I_d = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (1.11)$$

Trong đó:

$\varepsilon_{\max}$ ,  $\varepsilon_{\min}$  - các hệ số rỗng ứng với cấu trúc đất có giới hạn tối xốp nhất và chặt nhất;

$\varepsilon$  - hệ số rỗng thực tế của đất đang xét.

Đối với những đập cao yêu cầu đất cỡ hạt lớn phải được đầm chặt để chỉ số  $I_d \geq 0,9$ , còn đất cát yêu cầu độ chặt là  $I_d = 0,66 \div 1,0$ .

Khả năng đầm chặt tối đa phụ thuộc vào cấu tạo thành phần hạt của đất. Với đất cuội sỏi có thể đạt  $\gamma_{hd}$  tới 2,1 - 2,3 g/cm<sup>3</sup> nếu hàm lượng hạt cỡ  $d < 5\text{mm}$  chiếm 20 ÷ 30%. Với hỗn hợp đá núi có thể đầm chặt để  $\gamma_{hd} = 1,8 \div 2,2\text{g/cm}^3$ , đất sét có lẫn các hạt thô (ở nón trầm tích)  $\gamma_h$  có thể tới 2,3 - 2,4g/cm<sup>3</sup>. Trường hợp này gọi là bê tông sét.

Khả năng đầm chặt cho phép đối với đất còn phụ thuộc vào độ ẩm của đất. Với độ ẩm gọi là tối ưu sẽ đạt được độ chặt tối đa của đất ứng với mỗi loại đầm và số lần đầm tối ưu.

Đối với đất sét, K. Terzaghi đề nghị phân biệt trạng thái sét thành 3 loại: cứng, dẻo và chảy.

Độ ẩm (độ ngậm nước) của đất sét từ trạng thái sét này sang trạng thái sét khác gọi là giới hạn sét (giới hạn Aterberg). Ví dụ, độ ẩm từ trạng thái đất cứng sang dẻo gọi là giới hạn lún ( $W_L$ ), từ trạng thái dẻo sang chảy gọi là giới hạn chảy ( $W_C$ ). Chỉ số dẻo ( $W_d$ ) là:

$$W_d = W_c - W_L \quad (1.12)$$

Chỉ số dẻo có ý nghĩa để đánh giá chi tiết trong nhóm đất sét, cụ thể nếu  $W_d > 17$  - là đất sét,  $7 \leq W_d \leq 17$  - đất á sét,  $W_d < 7$  - đất á cát.

### 1.2.3. Tính thấm nước của đất

Thấm nước là một tính chất quan trọng của đất, là chỉ tiêu xem xét có nên hay không nên sử dụng loại đất đó để xây dựng đập đất cũng như các kết cấu của đập như vật thoát nước, bộ phận chống thấm, v.v...

Chỉ tiêu đặc trưng cho tính thấm nước là hệ số thấm  $k_f$ . Có ba phương pháp xác định hệ số thấm: nghiên cứu thực nghiệm ở hiện trường, nghiên cứu thí nghiệm trong phòng thí nghiệm và phương pháp giải tích toán học.

Phương pháp giải tích tiến hành theo nguyên tắc phân tích tính chất cơ học của đất để tìm mối liên hệ của nó với khả năng thấm nước. Biểu thức toán của hệ số thấm có dạng:

$$k_f = C_o g \frac{d^2}{v} = k_o \frac{d^2}{v} \quad (1.13)$$



Trong đó:

$C_u$  - hằng số phụ thuộc kích thước lỗ rỗng và đường kính hạt;

$g$  - gia tốc trọng lực;

$\nu$  - hệ số nhớt động học;

$d$  - đường kính hạt.

**Bảng 1-2. Giá trị hệ số thấm của các loại đất  $k_f$**

| Loại đất | $k_f$ , cm/s | Loại đất | $k_f$ , cm/s |
|----------|--------------|----------|--------------|
|          | ÷            | Á        | ÷            |
|          | ÷            | Á        | ÷            |
|          | ÷            |          | ÷            |
|          | ÷            |          | ÷            |

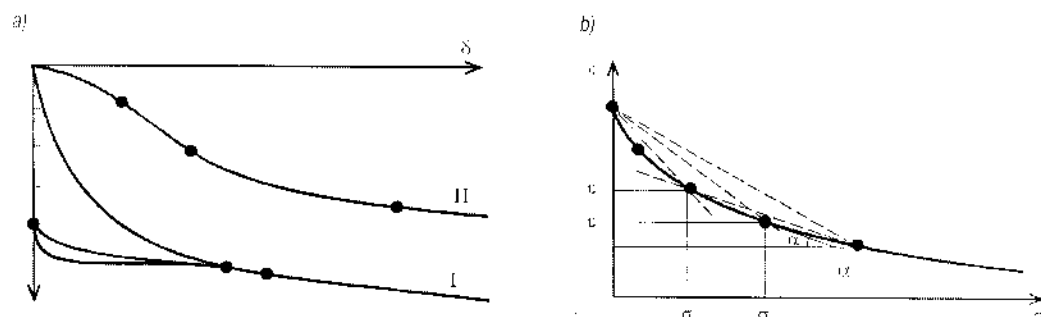
Công thức (1.13) tuy đơn giản về cấu trúc, song lại rất khó sử dụng trong thực tế, vì đường kính của hạt đất thay đổi trong phạm vi lớn. Đối với đất cát, nhiều tác giả nghiên cứu đã đề nghị các công thức bán thực nghiệm.

#### 1.2.4. Tính biến dạng của đất

Dưới tác động của các tải trọng như lực đầm nén, áp lực của lớp đất bên trên, áp lực nước, v.v... khối đất sẽ biến dạng do sự dịch chuyển các hạt.

Đối với đất hạt lớn, nguyên nhân chính dẫn đến biến dạng là hiện tượng vỡ hoặc gãy các góc cạnh khi các hạt cọ sát với nhau.

Với đất cát, biến dạng diễn ra do sự chuyển vị tương đối để sắp xếp lại cấu trúc hạt và do vỡ vụn.



**Hình 1-6. Đồ thị quan hệ biến dạng thể tích của đất**

Biến dạng còn được phân chia thành biến dạng thể tích (có sự thay đổi về thể tích) và biến hình (có sự thay đổi hình dạng nhưng không thay đổi thể tích).

Đối với đất rời, khi có biến dạng thể tích thì quan hệ giữa ứng suất trung bình  $(\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3})$  và biến dạng ( $e = e_x + e_y + e_z$ ) có thể biểu diễn như trên hình 1-6 a, đường I.

Quan hệ giữa biến dạng và ứng suất trong đất được mô tả bằng các biểu thức toán học, trong đó có phương trình hàm số mũ:

$$e = \frac{1}{E_0} \sigma^n \quad (1.14)$$

Trong đó:

$E_0$  - môđun biến dạng thể tích ứng với  $\sigma = 1$ ;

$n$  - chỉ số mũ của đường cong;

hoặc dạng hàm e mũ:

$$e = e^{\infty} [1 - \exp(-\lambda \sigma)] \quad (1.15)$$

Trong đó:

$e^{\infty}$  - biến dạng thể tích, khi  $\sigma \rightarrow \infty$  tương ứng sẽ là tỉ trọng của các hạt đất;

$\lambda$  - hệ số thực nghiệm.

Ngoài hệ số rỗng, người ta còn sử dụng hệ số nén (a) làm chỉ tiêu đặc trưng và có thể được xác định cho mỗi đoạn đã được tuyến tính hoá của hàm thực nghiệm  $\varepsilon = f(\sigma)$  trên hình 1-6 b như sau:

$$a_{bc} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_c}{\sigma_c - \sigma_b} \quad (1.16)$$

Đường cong  $\varepsilon = f(\sigma)$  càng được chia nhỏ thành nhiều đoạn thẳng (nhất là ở khu vực áp lực nhỏ), thì giá trị  $a_{bc}$  càng mô tả chính xác quan hệ của đường cong thực nghiệm.

Để đơn giản tính toán có thể lấy  $\sigma = 0$ . Khi đó các đoạn thẳng sẽ là các dây cung (đường đứt đoạn trên hình 1-6 b).

Biến dạng hình thể hay gọi là biến hình là quá trình thay đổi kích thước một chiều không có sự thay đổi thể tích.

Bằng phương pháp thực nghiệm trên thiết bị chuyển vị trượt, người ta đã xác định được quan hệ biến hình theo công thức sau:

$$\varepsilon_l = \frac{2\Delta l}{h} \quad (1.17)$$

Trong đó:

$\Delta l$  - chuyển vị ngang khi trượt;

$h$  - chiều cao mẫu đất thí nghiệm;

$\varepsilon_l$  - đại lượng biến hình.

Vì chiều cao mẫu đất thay đổi ít so với  $\Delta l$  cho nên biến hình được đặc trưng bằng đại lượng  $\Delta l$ .

### 1.2.5. Cường độ của đất

Cường độ của đất là sức kháng cắt - là đặc trưng cơ bản của đất để tính toán và thiết kế các công trình thủy, trong đó có đập đất.

Tham số phổ biến được sử dụng là điều kiện bền Kulông (được tác giả đề nghị vào năm 1773):

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad (1.18)$$

Trong đó:

- $\sigma_n$  - ứng suất pháp trên mặt trượt;
- $\tau_n$  - ứng suất tiếp (cắt) lớn nhất có thể trên mặt trượt;
- $\varphi$  - góc ma sát trong;
- $c$  - lực dính.

Biểu thức (1.18) là định luật về ma sát, thể hiện khả năng chống trượt của đất là nhờ lực ma sát và lực dính giữa các hạt. Nếu trong đất có nước nhận một phần tải trọng ngoài (hiện tượng này diễn ra trong thời gian khá dài ở môi trường đất sét khi có tải trọng tĩnh và xảy ra với mọi loại đất khi có tải trọng động), thì chỉ cần xét đến ứng suất pháp trong cốt đất. Ứng suất pháp trong cốt đất gọi là ứng suất hiệu quả ( $\sigma_n$ ), áp lực trong nước gọi là áp lực kẽ rỗng ( $P_r$ ) hay ứng suất trung hoà ( $\sigma_u$ ).

Kể tới áp lực kẽ rỗng, điều kiện bền Kulông có dạng:

$$\tau_n = (\sigma_n - P_r) \operatorname{tg} \varphi + c$$

$$\text{hoặc} \quad \tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad (1.19)$$

Sự phát triển và tổng quát hoá định luật Kulông là điều kiện bền Mor (1914):

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{ctg} \varphi} \quad (1.20)$$

Trong đó:

- $\sigma_1$  và  $\sigma_3$  - tương ứng là các ứng suất nén chính lớn nhất và nhỏ nhất.

Theo điều kiện Mor, sự phá huỷ đất sẽ xảy ra khi góc lệch  $\theta$  của tổng hợp lực so với đường thẳng vuông góc với mặt trượt bằng góc nội ma sát  $\varphi$ .

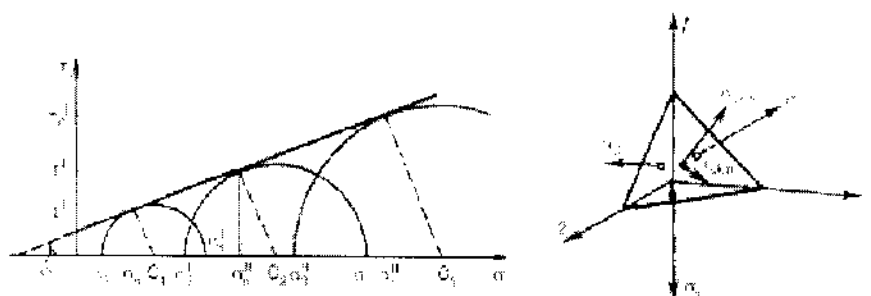
Biểu thức (1.20) cho thấy chỉ có ứng suất pháp chính tối đa và tối thiểu có quyết định đến điều kiện bền, tức độ ổn định của đất.

Nếu trên biểu đồ quan hệ ứng suất ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) vẽ đồ thị mô tả định luật Kulông (hình 1-8 a) rồi sau đó vẽ vòng tròn Mor thì ta thấy rằng các điều kiện Kulông và Mor là trùng hợp, vì thế biểu thức (1.20) còn gọi là điều kiện Kulông - Mor.

Theo kết quả thực nghiệm của nhiều nhà nghiên cứu cho thấy:

- 1) Ứng suất chính trung gian  $\sigma_2$  có ảnh hưởng đáng kể đến sức kháng trượt của đất (có thể tới 10%);

- 2) Đường bao các vòng Mor phần lớn có dạng đường cong, nghĩa là  $\varphi = f(\sigma)$ , trong đó khi  $\sigma$  tăng thì  $\varphi$  có thể giảm tới  $15^\circ$ , điều này thường gặp ở đất hạt lớn;
- 3) Ngoài tham số Lode - Naday ( $\lambda$ ) và các yếu tố khác, đường đạt tải có ảnh hưởng đến độ bền của đất, có thể tăng hay giảm tới  $2 : 4^\circ$ .

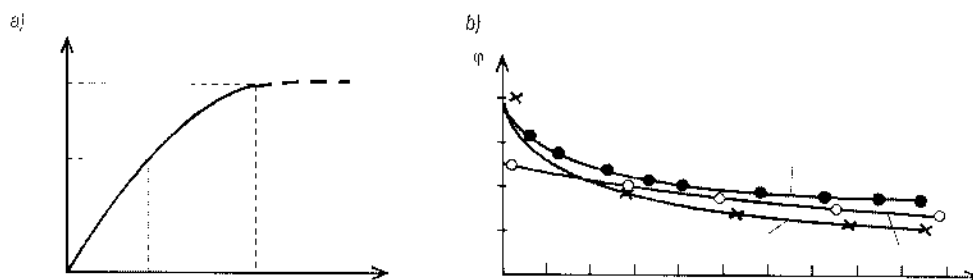


**Hình 1-7. Các ứng suất tới hạn khi trượt**

- a) Kết quả thí nghiệm trên thiết bị trượt  $[\tau = f(\sigma)]$   
và trên tính kế nén ba chiều  $[\tau = f(\sigma_1, \sigma_3)]$ ;  
b) Mặt phẳng lệch: 1, 2, 3- phương của các trục chính.

Những nhận xét nêu trên có ý nghĩa lớn trong nghiên cứu, tuy nhiên trong thực tế hiện nay người ta vẫn sử dụng điều kiện Kulông - Mor, vì nó đơn giản và sai số tính toán là chấp nhận được.

Để khắc phục hạn chế theo các nhận xét ở trên, có thể điều chỉnh bằng cách cho  $\varphi \neq \text{const}$  và  $c \neq \text{const}$ . Trong trường hợp này, các giá trị  $\varphi$  và  $c$  được cho ở dạng bảng phụ thuộc vào  $\sigma_1$ ,  $\sigma_n$  hay  $\sigma_3$ .



**Hình 1-8. Đồ thị quan hệ biến dạng của đất (a) và sức kháng trượt phụ thuộc ứng suất pháp trên bề mặt trượt ( $I_d \geq 0,9$ ) theo số liệu nghiên cứu thực tế (b)**

- 1- đập đất cuội sỏi Infernilo ( $d < 5$  mm chứa 40%);  
2- hỗn hợp đá núi andêhít ( $d < 5$  mm chứa 5 : 8%);  
3- hỗn hợp đá núi loại đá vôi ( $d < 5$  mm chứa 12%).

Quá trình biến dạng của đất cũng như các vật liệu khác gồm ba giai đoạn chính (hình 1-8 a):

*Giai đoạn thứ nhất* xem biến dạng phụ thuộc vào tải trọng theo quan hệ tuyến tính (đoạn OM trên hình 1-8 a). Dưới tác dụng ngoại lực các hạt đất sắp xếp ép chặt vào nhau tạo sự cố kết, độ rỗng của đất giảm, khối đất giữ ở thế ổn định.

*Giai đoạn thứ hai* đường quan hệ biến dạng  $S \sim P$  là đường cong (đoạn MN). Các hạt đất có sự chuyển vị đáng kể. Đây là giai đoạn quá độ.

*Giai đoạn thứ ba* đặc trưng bằng sự dịch chuyển đột biến của các hạt đất và gây ra sự phá hủy kết cấu của khối đất. Điểm N tương ứng khả năng chịu tải hay cường độ tới hạn của đất. Khi tải trọng đạt giá trị  $P_N$  thì sau đó mặc dù không tăng thêm tải trọng, nhưng các hạt đất vẫn tiếp tục chuyển vị cho tới khi các lớp đất trượt lên nhau. Công trình trong trường hợp này bị phá hủy. Từ đó thấy rằng sự làm việc bình thường của đất là ở giai đoạn một, vì vậy tính toán ổn định công trình đất được thực hiện cho giai đoạn thứ nhất.

Đối với đất đá hạt lớn thường không sử dụng các chỉ số  $\varphi$  và  $c$  để đánh giá cường độ vật liệu, vì đường bao các vòng Mohr là đường cong. Trong trường hợp này dùng góc trượt  $\psi$  được xác định từ biểu thức (1.20) với điều kiện  $c = 0$ . Giá trị của  $\psi$  đối với đá cuội lòng sông dùng cho đập Infernilo ( $I_d \geq 0,9$ ) và hỗn hợp đá núi andêxit được giới thiệu trên hình 1-8 b.

Đại lượng  $\psi$  phụ thuộc vào ứng suất có thể xác định theo công thức của P.I. Gooodienko:

$$\text{Đối với cuội sỏi:} \quad \psi_{\sigma} = \psi_0 - 5 \lg \frac{\sigma_n}{\sigma_0} \quad (1.21)$$

$$\text{Đối với hỗn hợp đá núi:} \quad \psi_{\sigma} = \psi_0 - 9 \lg \frac{\sigma_n}{\sigma_0} \quad (1.22)$$

Trong đó:

$\psi_0$  - góc trượt khi  $\sigma_3 \rightarrow 0$ ;

$\sigma_n = \frac{2\sigma_1\sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$  - ứng suất pháp trên mặt trượt;

$\sigma_0 = 0,2 \text{ MPa}$ .

Đối với đất cuội sỏi, nét đặc trưng là sự ổn định các tính chất cơ lí, dù ở địa điểm nào trên hành tinh trái đất, ngoại trừ đất đá cuội phong hóa thuộc các vùng bậc thềm.

Một điểm khác cần lưu ý là hỗn hợp đá núi có sức kháng kém hơn cuội sỏi khi chịu tải trọng ( $\sigma_n$ ) lớn.

### 1.2.6. Yêu cầu đối với nền đập đất

So với đập bê tông, đập đất không yêu cầu chất lượng nền quá cao vì tải trọng phân bố từ đập xuống nền nhỏ hơn nhiều, gradient trung bình của đồng thấm cũng nhỏ hơn. Đây là lợi thế và ưu điểm của đập đất so với các đập khác, cho phép sử dụng rộng rãi các loại nền với chi phí xử lý nền ít tốn kém hơn.

Nền đá chắc được xem là tốt nhất cho mọi loại đập; đối với đập đất thì chỉ cần chú ý đến vấn đề nối tiếp đáy đập để không xảy ra hiện tượng thấm tiếp xúc tăng cường ở phần này. Nền đá bị phong hóa, nứt nẻ nhiều, đặc biệt là nền đá vôi có hiện tượng Karst cần phải có biện pháp xử lý chống thấm để tránh sự mất nước từ hồ chứa (sử dụng các biện pháp khoan phụt vữa sét, vữa xi măng v.v...). Ngoài ra, nếu mức độ phong hóa nứt nẻ lớn cần chú ý khả năng lún không đều theo hướng ngang (đọc theo phương đồng thấm) và hướng đứng.

Với nền đất, tùy theo tính chất cụ thể của loại nền cần có các xử lý thích ứng:

Bóc bỏ lớp đất thực vật, phong hóa và mềm yếu ở bên trên để đập tiếp xúc với nền được tốt hơn, tránh dòng thấm tăng cường ở đường viền đáy đập.

Nếu nền có đất hạt bụi, đất mùn hoặc sét ngậm nước có khả năng xuất hiện áp lực kê rỗng trong quá trình thi công đập làm cho sức chống trượt của nền bị giảm đáng kể, thì phải xây dựng hệ thống tiêu thoát nước trong nền đồng thời hạn chế tốc độ tang chiều cao đập trong quá trình thi công.

Nền có than bùn vẫn có thể xây dựng đập, nếu mức độ phân giải của than bùn nhỏ hơn 50%. Vấn đề cần lưu ý ở đây là hiện tượng lún không đều, do đó cần kiểm tra tính toán để có biện pháp xử lý lún không đều.

Nền có các chất hữu cơ nguồn gốc động vật hay thực vật cần được dọn sạch, đặc biệt nếu lớp hữu cơ nằm dọc nền từ thượng lưu xuống hạ lưu (tránh dòng thấm tập trung và tăng cường làm xói lớp đất hữu cơ dẫn đến mất ổn định của công trình). Nếu lớp hữu cơ khá dày và khó có khả năng dọn sạch hết thì phải xây dựng màn chống thấm cắt ngang qua lớp đất hữu cơ để tránh xói ngầm. Trường hợp đất hữu cơ hình thành dưới dạng các lớp đứng thì cần chú ý đến khả năng lún không đều và có biện pháp phòng chống lún không đều. Nếu đất hữu cơ có dạng các cột thẳng đứng với tổng diện tích nhỏ hơn 15% diện tích đáy đập và được phân bố đều thì không cần phải dọn sạch.

- Nền có hàm lượng muối hòa tan quá 5% theo trọng lượng thì cần phải áp dụng biện pháp chống rửa trôi các muối.
- Nền thuộc loại đất lớt (hoàng thổ) sẽ bị lún nhiều khi ngậm nước, do đó chỉ xây dựng được đập thấp và phải chú ý đến lún không đều để có biện pháp xử lý lún ngay trong giai đoạn thi công (cho đất nền ngậm nước và lún trước khi thi công đập).
- Nền cát, cuội sỏi cần xử lý chống thấm và chống xói ngầm. Nếu nền có cấu tạo lớp bên trên là đất ít thấm với độ dày nhỏ, phía dưới là đất có hệ số thấm lớn (cát, sỏi...) thì phải có biện pháp chống thấm và chống xói ngầm cho lớp nền ở phía dưới (sử dụng các loại màn chống thấm hoặc đắp sân trước và sân sau có lớp gia tải, làm giếng thoát nước thấm, v.v...).

### 1.3. CẤU TẠO MẶT CẮT NGANG CỦA ĐẬP ĐẤT

Khi thiết kế đập đất, cần lựa chọn xác định mặt cắt ngang của đập theo hai điều kiện:

- 1) Đảm bảo đập làm việc ổn định trong mọi trường hợp;
- 2) Khối lượng vật liệu đập biểu thị qua các mặt cắt ngang là kinh tế nhất.

Mặt cắt ngang của đập về tổng quát phụ thuộc vào loại đập, chiều cao đập, tính chất đất của đập và nền, điều kiện và phương pháp thi công đập, điều kiện vận hành khai thác đập.

#### 1.3.1. Đỉnh đập

Cao trình đỉnh đập được xác định căn cứ vào cao trình mực nước tính toán ở hồ chứa. Đỉnh đập phải cao hơn mực nước tính toán một trị số gọi là độ vượt cao  $d$  tính theo công thức sau:

$$d = h_f + \Delta h + a \quad (1.23)$$

Trong đó:  $h_f$  - chiều cao sóng leo lên mái dốc do tác động của gió;

$\Delta h$  - độ dềnh mặt nước do gió gây nên;

$a$  - độ dự trữ về chiều cao của đỉnh đập (xem phần tính toán sóng do gió). Độ dự trữ  $a$  đối với đập đất cấp bất kỳ nếu khi bị hư hỏng gây ra sự cố có tính tai họa, thì được lấy không nhỏ hơn 0.5m. Nếu chiều cao dềnh thêm của sóng leo ( $\Delta h$ ) nhỏ, hoặc tổng giá trị ( $h_f + \Delta h$ ) nhỏ hơn 0,5m, thì lấy  $a > 0,5m$ .

Tính  $d$  theo công thức (1.23) được tiến hành cho hai trường hợp:

- 1) Với mực nước thượng lưu là mực nước dâng bình thường (MNDBT), sóng gió lấy tần suất theo bảng 3-3.
- 2) Với mực nước thượng lưu là mực nước gia cường (MNGC) theo tần suất tính toán phụ thuộc vào cấp công trình (cấp của đập), sóng gió bình thường (50%).

Cao trình đỉnh đập sẽ được chọn theo trường hợp bất lợi nhất, nghĩa là trường hợp tổng cao độ mực nước tính toán cộng với độ vượt cao  $d$  có giá trị lớn nhất.

Nếu trên đỉnh đập xây dựng tường chắn sóng có đủ độ ổn định để hất sóng ra phía hồ, thì đại lượng  $d$  được kể từ mực nước tính toán đến đỉnh tường (xem hình 1-9 b).



**Hình 1-9. Sơ đồ tính toán cao trình đỉnh đập đất**

a) Không có tường chắn sóng; b) Có tường chắn sóng;

1- mực nước tính toán; 2- đường trung bình của mặt nước khi có sóng;

3- đỉnh đập; 4- đỉnh tường;  $h$  và  $\lambda$  - chiều cao sóng và bước sóng.

Một số nước phương tây và Mỹ thường tính độ vượt cao  $d$  theo công thức:

$$d = 0,75h + \frac{v_o^2}{2g} \quad (1.24)$$

Trong đó:

$h$  - chiều cao sóng tính theo công thức Stevenson (xem phần tính sóng);

$v_o$  - tốc độ sóng, xác định theo công thức Gaillard:

$$v_o = 1,5 + 2h, \text{ m/s} \quad (1.25)$$

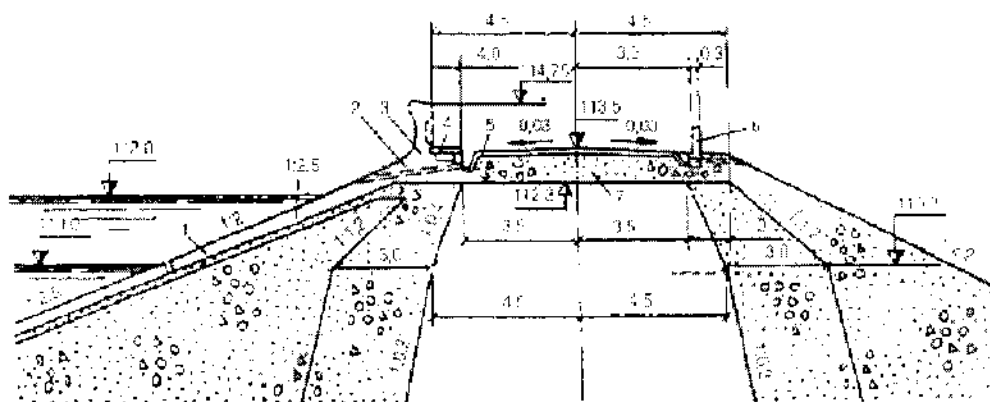
Chiều cao tường chắn sóng theo góc độ mỹ quan và vận hành đập thường lấy trong phạm vi 1,2 ÷ 1,5 m. Lúc này cao trình đỉnh đập được lấy bằng cao trình MNGC cộng với độ dự trữ  $a'$  phụ thuộc vào cấp công trình. Tường chắn sóng cho phép giảm được khối lượng vật liệu đập, do đó có thể xác định phương án tường theo tính toán so sánh kinh tế - kỹ thuật giữa chi phí tường và khối lượng vật liệu đập được giảm do có tường.

Cần lưu ý là khi tính toán cao trình đỉnh đập phải kể đến hiện tượng lún của đập và nền trong quá trình khai thác, vì vậy phải cộng thêm một độ cao bằng giá trị lún theo tính toán lún đối với giai đoạn vận hành đập.

Chiều rộng đỉnh đập được xác định căn cứ vào loại đập, vào sơ đồ tổ chức thi công (đảm bảo cho các phương tiện thiết bị thi công hoạt động bình thường với năng suất và chất lượng cao) và yêu cầu khai thác đập sau này.

Nếu đỉnh đập dùng làm đường giao thông (đường ô tô, đường sắt) thì kích thước bề rộng đỉnh đập lấy theo cấp đường giao thông.

Mặt đỉnh đập được làm với độ dốc  $i \approx 0,03$  và có rãnh để thoát nước mưa (xem hình 1-10).



**Hình 1-10. Ví dụ về cấu tạo đỉnh đập**

- 1- tấm bê tông cốt thép gia cố mái đập; 2- ống thoát nước;
- 3- tường chắn sóng; 4- rãnh đất cấp; 5- bê tông nhựa;
- 6- cột mốc ranh giới đường ô tô; 7- lớp nền đường bằng cát - đá cuội.



Cấu tạo mặt đường (mặt đỉnh đập) được làm theo tiêu chuẩn đường tùy thuộc vào cấp đường giao thông.

Nếu đỉnh đập làm bằng đất sét thì bên trên phủ một lớp đất không dính để bảo vệ đất sét không bị khô nứt.

Khi không có nhu cầu giao thông và đỉnh đập chỉ thiết kế theo cấu tạo (theo điều kiện thi công), thì bề rộng tối thiểu của đỉnh đập phải không nhỏ hơn 3 m đối với đập thấp và không nhỏ hơn 6 m đối với đập trung bình và cao.

Chiều rộng đỉnh đập còn có liên quan đến độ ổn định của đập và các mái dốc, trong đó có ổn định thấm và tồn thất thấm, vì vậy cần tính toán kiểm tra tổng thể mặt cắt đập theo các tiêu chuẩn ổn định và thấm để quyết định kích thước cuối cùng của đập (bao gồm kích thước đỉnh đập).

Theo số liệu thống kê bề rộng đỉnh đập của gần 240 đập đất đã xây dựng trên thế giới thì chiều rộng tối thiểu  $b_{\min}$  của đỉnh đập nằm trong khoảng  $b_{\min} \approx 0,11H$ , trong đó  $H$  là chiều cao đập.

Cũng theo số liệu thống kê tính đến năm 1960 ở Mỹ đã có 28 đập đất bị hư hỏng do nước tràn qua mặt đỉnh đập (chiếm gần 40% số đập bị hư hỏng), do đó thường lấy chiều rộng đỉnh đập lớn hơn với mục đích tránh nước tràn qua đỉnh do sóng.

### 1.3.2. Mái dốc của đập đất

Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ mái dốc của đập được lấy theo kinh nghiệm xây dựng và vận hành các đập đất ở điều kiện tương tự. Giá trị của hệ số mái dốc ( $m = \cot \alpha$ ;  $\alpha$  - góc nghiêng của mái dốc so với mặt nằm ngang) được chọn để xây dựng đập sẽ căn cứ vào tính toán ổn định (chống trượt và ổn định thấm) của các mái dốc cũng như của đập nói chung, có kể đến yếu tố kinh tế và an toàn theo quy định.

Giá trị sơ bộ của hệ số mái dốc đập đất đáp lấy theo bảng 1-3.

**Bảng 1-3. Giá trị sơ bộ của hệ số mái dốc đập đất đáp**

| Chiều cao đập, (m) | Hệ số mái dốc |        |
|--------------------|---------------|--------|
|                    | Thợng l u     | Hạ l u |
| <                  |               |        |
| :                  |               |        |
| :                  |               |        |
| ÷                  |               |        |
| >                  |               |        |

### 1.3.3. Cơ đập

Đối với đập có chiều cao trên 15 m có thể chia đập thành một số phần (mỗi phần có độ cao  $\Delta H = 10 \div 25$  m) và làm mái dốc với  $m$  giảm dần từ dưới đáy lên đỉnh đập. Như vậy sẽ tiết kiệm được khối lượng vật liệu nhưng vẫn đảm bảo mái dốc ổn định. Tại các vị trí đổi mái dốc làm cơ đập - là đoạn nằm ngang có bề rộng  $b_c$  được sử dụng như các đường thi công hoặc sửa chữa gia cố đập, đồng thời còn làm tăng ổn định cho đập, tạo điều kiện để thoát nước mưa và giảm tốc độ dòng chảy do mưa, hạn chế xói lở mái dốc (nhất là mái hạ lưu).

## 1.4. GIA CỐ MÁI DỐC CỦA ĐẬP ĐẤT

Mái dốc của đập đất chịu nhiều tác động khác nhau như sóng gió, dòng chảy, nước mưa, hoạt động của côn trùng hoặc các động vật sống trong môi trường hang hốc v.v..., vì vậy cần được bảo vệ để không bị sạt lở hay bị phá hoại.

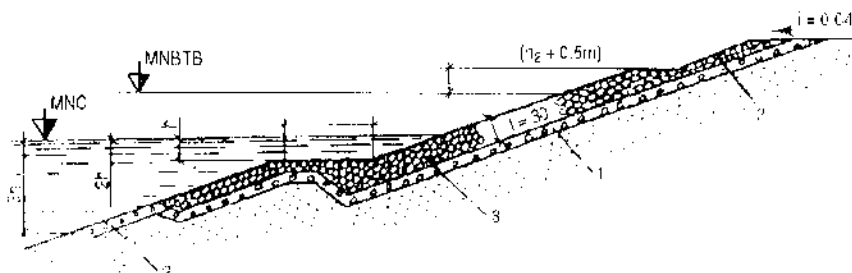
### 1.4.1. Gia cố mái dốc thượng lưu

Để bảo vệ mái dốc thượng lưu thường sử dụng các kết cấu gia cố khác nhau như lớp đá đổ, đá lát khan (không có vữa xây) tấm bê tông, bê tông cốt thép, bê tông nhựa, v.v... (xem chương Kết cấu gia cố mái dốc đập đất đá và công trình thủy).

Đối với những đập thấp và khi có luận chứng thích đáng có thể làm mái dốc thoải không có lớp gia cố hoặc dùng kết cấu gia cố nhẹ như đất - xi măng hay lớp cuội sỏi đá dăm. Gia cố bằng đá xây khan đòi hỏi nhiều nhân lực thủ công và phụ thuộc vào chất lượng tay nghề của người thi công, do đó hiện nay ít được sử dụng.

Phạm vi gia cố được lấy như sau (hình 1-11):

Giới hạn trên của lớp gia cố cơ bản là từ mực nước dâng bình thường (MNDBT) cộng với chiều cao sóng leo ( $h_l$ ) và độ dâng ( $\Delta h$ ) của mực nước tĩnh do dầm gió (có tài liệu đề nghị lấy từ  $MNDBT + 0,8h_l + \Delta h$ ), nhưng không thấp hơn mực nước gia cường (MNGC) hay còn gọi là mực nước kiểm tra (MNKT). Phía trên lớp gia cố cơ bản là lớp gia cố nhẹ kéo tới đỉnh đập.



**Hình 1-11. Sơ đồ phạm vi gia cố mái thượng lưu**

1- tầng đệm nằm dưới lớp gia cố; 2- gia cố nhẹ; 3- gia cố cơ bản.

Giới hạn dưới của gia cố cơ bản lấy thấp hơn mực nước thấp nhất trong hồ chứa (thông thường là mực nước chết - MNC) một đại lượng bằng độ sâu phân giới ( $H_k$ ) hoặc bằng  $2h_{1\%}$ , trong đó  $h_{1\%}$  là chiều cao sóng ứng với tần suất 1%. Dưới lớp gia cố cơ bản làm gia cố nhẹ (cấu tạo như tầng lọc ngược) tới độ sâu  $3h$  so với mực nước chết.

Gia cố cơ bản là loại kết cấu bảo vệ mái dốc được xác định bằng tính toán.

### 1.4.2. Gia cố mái dốc hạ lưu

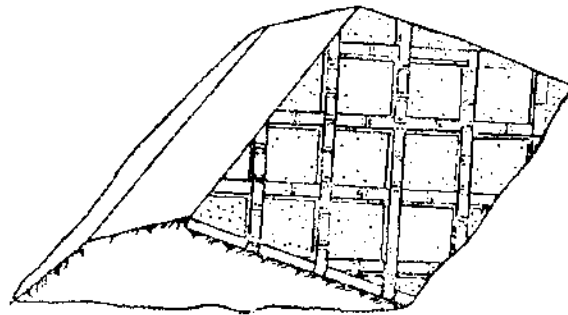
Mái hạ lưu của đập đất được gia cố để bảo vệ chống xói lở do nước mưa. Riêng phần chân mái dốc đập đất ở khu vực lòng sông còn được gia cố để chống sạt lở do sóng và ảnh hưởng dao động mực nước hạ lưu. Phần gia cố ở đây thường kết hợp với vật thoát nước của đập (có dạng lăng trụ đá - xem các kết cấu thoát nước).

Biện pháp gia cố mái dốc hạ lưu của đập đất được thực hiện bằng một trong hai hình thức:

- Phủ một lớp đá dăm hoặc cuội sỏi dày khoảng 20 cm lên toàn bộ mái dốc;
- Phủ một lớp đất màu (khoảng 5 ÷ 10 cm) rồi trồng cỏ trên đất màu.

Đập đá dăm hoặc đập đất có mái dốc bằng vật liệu hạt thô như cát sỏi - đá dăm - cát cuội, v.v... thì không cần có lớp bảo hộ bên trên.

Đập có mái dốc bằng đất hạt sét hay đất hạt lớn (đất cát), trước khi trồng cỏ cần rải một lớp đất màu.



*Hình 1-12. Sơ đồ lớp bảo hộ mái dốc hạ lưu của đập đất bằng trồng cỏ trong các ô có rãnh thoát nước mưa*

## 1.5. VẬT CHỐNG THẨM (VCT)

### 1.5.1. Nhiệm vụ của vật chống thấm

Trong đập đất, vật chống thấm được xây dựng theo yêu cầu và nhiệm vụ sau:

1) Giảm lưu lượng thấm (được xem là tổn thất nước do thấm) qua đập và công trình nói chung;

2) Hạ thấp đường bão hoà thấm để tăng ổn định của mái dốc hạ lưu; đối với vùng có khả năng nước bị đóng băng vào mùa đông thì việc hạ đường bão hoà còn có tác dụng chống sự trương nở đất có thể phá hoại kết cấu đập;

3) Giảm độ dốc của dòng thấm, do đó tránh được hậu quả biến dạng đất do thấm như xói ngầm, xói tiếp xúc hay đùn đất, v.v...

Trong thân đập, vật chống thấm được làm dưới dạng lõi giữa, tường nghiêng và sàn trước bằng các loại vật liệu đất ít thấm (như đất á sét, đất sét, đôi khi là đất á cát hoặc than bùn), hoặc bằng các kết cấu không phải là đất, kiểu màn và tường chống thấm (như tường bê tông và bê tông cốt thép, bê tông nhựa đường, tường cừ kim loại, tường cừ bằng gỗ hay chất dẻo).

Nếu nền đập là đất ít thấm thì những loại kết cấu chống thấm trong thân đập được cắm vào nền ở độ sâu cần thiết (theo tính toán) nhằm đảm bảo sự chống thấm tốt.

Nếu nền đập là đất có hệ số thấm lớn thì các kết cấu chống thấm ở thân đập được kéo dài vào trong nền, hoặc xuyên qua tầng thấm nước của nền nếu chiều dày của tầng thấm nước không lớn, hoặc làm ở dạng treo nếu nền thấm có độ dày lớn (xem hình 1.1 và 1.2).

Loại kết cấu chống thấm được chọn tùy thuộc vào loại đập, chiều cao đập, điều kiện địa chất nền đập, khả năng về vật liệu xây dựng và điều kiện thi công.

### 1.5.2. Vật chống thấm (VCT) bằng đất

Vật chống thấm bằng đất thường là loại tường nghiêng kết hợp với sân trước, khi nền đập là đất thấm nước có độ dày lớn hoặc dạng lõi giữa thẳng đứng.

Theo điều kiện đắp và đầm nén thì đất á sét là tốt nhất, tuy khả năng chống thấm không bằng đất sét. Đôi khi người ta sử dụng hỗn hợp đất sét trộn với cát hay với đất hạt thô kể cả đất đầm san có hệ số thấm  $K_f \leq A \cdot 10^{-4}$  cm/s. Ngoài ra, trong trường hợp thiếu đất sét và á sét có thể dùng than bùn với độ phân giải không dưới 50% và độ ẩm 80 - 85% để làm tường nghiêng, song cần có luận chứng thích đáng về kinh tế kỹ thuật.

Kích thước tường nghiêng và lõi được xác định căn cứ vào các yếu tố kinh tế, khả năng đáp ứng về vật liệu xây dựng và phương tiện thiết bị thi công. Chiều dày tường nghiêng cũng như lõi giữa được lấy tăng dần từ đỉnh đập xuống chân đập, trong đó độ dày nhỏ nhất ở phần đỉnh được chọn tùy thuộc vào phương tiện thi công, thông thường không nhỏ hơn 3 m.

Chiều dày đáy lõi giữa hay tường nghiêng bằng đất á sét, đất sét hoặc bê tông sét được lấy theo điều kiện gradian thấm nằm trong phạm vi từ 4 ÷ 10, cá biệt có thể tới  $J = 12$  nếu có luận cứ xác đáng.

Chiều dày trung bình của lõi hoặc tường nghiêng ở mặt cắt bất kỳ có thể xác định theo biểu thức:

$$\delta_i = \frac{h_i}{[J]_{tb}} \quad (1.26)$$

Trong đó:

$\delta_i$  - chiều dày trung bình của VCT bằng đất ở mặt cắt  $i$ ;

$h_i$  - cột nước tác dụng tại mặt cắt xem xét  $i$  (là độ chênh lệch cột nước giữa hai phía, trước và sau VCT ở mặt cắt  $i$ );

$[J]_{tb}$  - gradian thấm cho phép trung bình đối với VCT, phụ thuộc vào loại đất của VCT và có thể lấy giá trị như sau:

- với đất á sét,  $[J]_{tb} = 8,0$

- với đất sét,  $[J]_{tb} = 12,0$ .

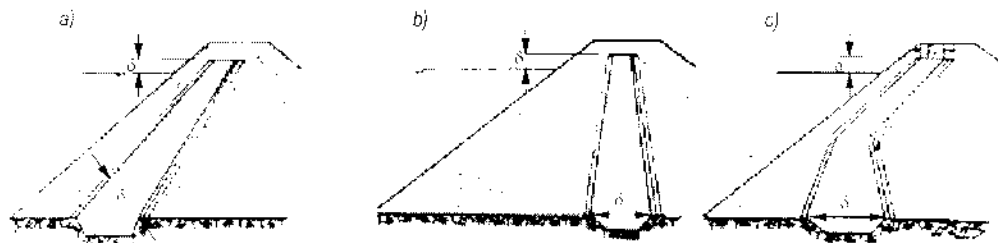
Cao trình đỉnh của kết cấu chống thấm không thấp hơn mực nước gia cường có kể đến độ cao sóng leo và độ dâng mực nước do gió.

Nếu thân đập làm bằng đất hạt thô thì phải có lớp chuyển tiếp từ vật chống thấm sang đất thân đập. Lớp chuyển tiếp (có thể 1 hoặc 2 lớp) có kết cấu như các tầng lọc và được tính toán xác định theo tiêu chuẩn của tầng lọc.

Đối với vật chống thấm loại tường nghiêng thì phía ngoài tường nghiêng vùng tiếp xúc với nước hồ - có kết cấu gia cố bảo vệ tường nghiêng để chống sổng. Hệ số mái dốc tường nghiêng của lớp gia cố được xác định theo điều kiện ổn định chống trượt của tường nghiêng cùng với lớp gia cố trên mặt mái dốc đập.

Về phương diện chống thấm và tính kinh tế thì vật chống thấm chỉ có hiệu quả khi hệ số thấm của nó nhỏ hơn hệ số thấm của đất đập hoặc của nền từ 50 lần trở lên.

Trên hình 1-13 giới thiệu sơ đồ cấu tạo và vị trí của VCT bằng đất loại tường nghiêng và lõi giữa.



**Hình 1-13. Cấu tạo của vật chống thấm bằng đất**

a) Tường nghiêng; b) Lõi giữa; c) Hỗn hợp tường và lõi;

$\delta$ - độ vượt cao của VCT trên mực nước tính toán;  $\delta_1, \delta_2$ - chiều dày VCT ở đỉnh và đáy.

VCT loại hỗn hợp tường và lõi ít được sử dụng vì dễ bị gãy hoặc nứt ở đoạn chuyển tiếp khi thân đập lún.

Nếu là nền đất ít thấm như đất á sét, đất sét hoặc á cát thì có thể làm chân khay bằng loại đất như lõi giữa.

### 1.5.3. Vật chống thấm (VCT) không phải là đất

Sử dụng loại VCT không bằng đất chỉ trong trường hợp ở khu vực xây dựng không có vật liệu đất thích hợp như đất á sét, đất sét, v.v... hoặc thi công đất gặp khó khăn ví dụ đắp đất sét ở điều kiện thời tiết mưa kéo dài hay khí hậu quá lạnh, cần rút ngắn thời gian xây dựng lõi hay tường nghiêng và thời gian xây dựng đập nói chung. Nói cách khác, việc dùng vật liệu không phải là đất để làm VCT cho đập đất cần có luận chứng kinh tế - kỹ thuật thích đáng.

VCT dạng tường cứng gồm tường bê tông, bê tông cốt thép hay kim loại (tường bản cừ kim loại).

Không nên sử dụng VCT dạng tường bê tông hoặc bê tông cốt thép hoàn toàn cứng nghĩa là không có khớp nối, bởi vì khi thân đập bị lún hoặc biến dạng (điều này không thể tránh khỏi) thì VCT dễ bị gãy hoặc nứt.

VCT bằng tấm kim loại (ghép ngàm hay hàn nối) phải được thi công lắp dựng xong kể cả việc kiểm tra độ kín khít của các mối nối, rồi mới đắp đất.

VCT loại dẻo được sử dụng phổ biến trong đập đất gồm hai hình thức là màng chất dẻo tổng hợp - polietilen - và bê tông nhựa đường (bê tông asphan).

*Vật chống thấm bằng bê tông atphan* có ưu điểm là độ bền vững cao, chịu được biến dạng lớn (có thể tới 3% chiều cao đập), song có giá thành và thời gian thi công lớn hơn so với VCT màng chất dẻo, nên được sử dụng chủ yếu ở đập đá đổ. Đối với đập đất chỉ nên áp dụng ở vùng có điều kiện phức tạp như vùng có động đất, vùng khí hậu băng giá, v.v... Ngoài ra, nếu bê tông atphan đặt ở mái dốc đập đất thì nó có thể đồng thời được cấu tạo để thay cho tường nghiêng (chức năng VCT) và làm nhiệm vụ lớp gia cố bảo vệ chống sóng cho mái dốc của đập.

Loại VCT bằng bê tông atphan đã được sử dụng với đập cao gần 100 m (đập Finstertal ở Áo). Chiều dày lớn nhất của lớp bê tông atphan trong các đập đã được xây dựng là 1/20H, trong đó H là cột nước tác dụng lên đập. Bê tông atphan được đổ theo lớp dày 20 : 30 cm, đầm bằng các loại đầm nặng để cốt liệu chui vào trong vữa (cốt hạt cốt liệu có thể tới 30 cm để giảm lượng nhựa).

So với VCT bằng bê tông thì VCT bê tông atphan mềm dẻo hơn và giá thành thấp hơn.

*VCT dạng lõi* được thực hiện bằng cách bơm ép vữa (với thành phần cấu tạo vữa và độ sệt của vữa khác nhau) vào trong các hố khoan ở thân đập. Vữa sau khi bơm ép vào thân đập sẽ bịt lấp các khe hở của đất, tạo nên kết cấu chống thấm như lõi giữa bằng đất dính hay bê tông atphan.

Nếu vữa có hệ số thấm lớn hơn 0,1 cm/s, thì nên sử dụng vữa xi măng sét với hàm lượng xi măng không nhỏ hơn 20% theo khối lượng. Nếu đất có hệ số thấm nhỏ hơn 0,1 cm/s thì sử dụng vữa sét - silicat, vữa aluminat silicat, vữa polime sét hoặc vữa polime trên nền nhựa dầu (ví dụ nhựa hắc ín), v.v...

Chiều dày VCT lõi bằng vữa ép lấy không nhỏ hơn 0,1H, trong đó H- cột nước tác dụng lên đập.

## 1.6. VẬT THOÁT NƯỚC (VTN)

### 1.6.1. Tổng quát

Vật thoát nước là một bộ phận cấu tạo quan trọng của đập đất đá có liên quan đến sự làm việc ổn định của đập. VTN được đặt ở trong đập và nền đập với mục đích sau:

- 1) Thu và thoát nước thấm qua đập và nền xuống hạ lưu một cách hiệu quả nhất, để tránh các biến dạng do thấm như xói ngầm, đùn đất, đẩy bực đất, v.v...
- 2) Giảm nhỏ phạm vi tác động của dòng thấm, thông qua việc hạ thấp đường bão hoà thấm làm tăng ổn định của mái dốc hạ lưu đập;
- 3) Đẩy nhanh quá trình cố kết của đất hạt sét hay đất bùn, giảm áp lực kê rộng trong những khu vực cần thiết của đập và nền khi có động đất;
- 4) Điều chỉnh vị trí của đường bão hoà và không cho mặt bão hoà lộ ra mái hạ lưu đối với vùng có khí hậu băng giá, nhằm tránh phá hoại mái dốc do trương nở đất khi nước bị đóng băng.
- 5) Với VTN bố trí ở đáy đập và nền đập - nó còn có chức năng giảm áp lực kê rộng ở nền và thoát nước thấm có áp từ tầng thấm nước dưới nền có lớp phủ bên trên là đất không thấm.

Cấu tạo của VTN thông thường gồm hai bộ phận: thu nước và thoát nước. Bộ phận thu nước được làm dưới dạng tầng lọc ngược bằng các lớp cát, cuội sỏi hoặc đá dăm. Bộ phận thoát nước được làm bằng vật liệu có hệ số thấm lớn như đá đổ, đá tảng, hoặc các ống thoát nước.

VTN luôn có mặt trong đập đất, trừ các trường hợp sau:

- 1) Nền hạ lưu của đập đất làm bằng vật liệu có hệ số thấm lớn, mặt bão hoà không lộ ra mái dốc hạ lưu;
- 2) Đập đất đặt trên nền thấm nước và nền đóng vai trò VTN của đập;
- 3) Đập có VCT dạng tường nghiêng hay lõi có khả năng chống thấm lớn làm cho lưu lượng thấm xuống hạ lưu rất nhỏ.

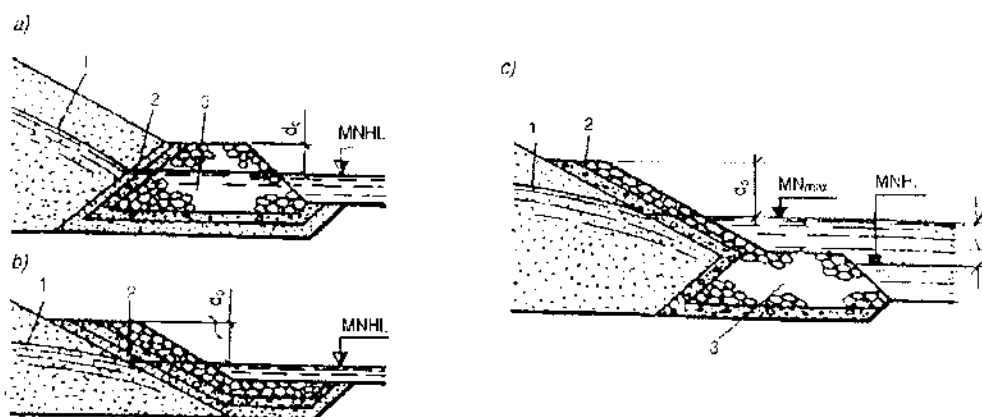
Yêu cầu đối với VTN:

- Phải có khả năng thoát được lượng nước thấm qua thân và nền đập;
- Đảm bảo hạ đường bão hoà để nó không thấm lộ ra mái dốc hạ lưu theo yêu cầu ổn định chân mái dốc hạ lưu.
- Trường hợp mực nước hạ lưu rất cao (khi tháo lũ) và đường bão hoà thấm lộ ra mái hạ lưu thì VTN phải đảm bảo loại trừ hiện tượng đùn đất ở mái dốc;
- Không để xảy ra xói ngầm đất ở thân và nền đập;
- Không để xảy ra xói ngầm bản thân vật thoát nước.

### 1.6.2. Cấu tạo và bố trí VTN

Tại những vùng khác nhau của đập được sử dụng các loại VTN khác nhau.

Đối với vùng lòng sông, nơi chân mái dốc hạ lưu của đập ngập trong nước, thường sử dụng VTN kiểu hở và gồm các loại dưới đây (hình 1-14).



**Hình 1-14. Sơ đồ VTN ở lòng sông**

- a) VTN thẳng đứng; b) VTN gối nghiêng; c) VTN hỗn hợp thẳng đứng và gối nghiêng;  
 1- đường bão hoà thấm; 2- tầng lọc ngược; 3- lăng trụ đá;  
 $d_0$ - độ vượt cao của đỉnh VTN so với MNHL.

a) *VTN kiểu lăng trụ (hình 1-14 a)*: Loại VTN này có cấu tạo phần chủ yếu bằng đá dổ, được kết hợp thi công dưới dạng dề quây đá có tầng lọc ngược phục vụ cho công tác ngăn dòng lấp sông. Nếu nền đập là đất ít thấm nước loại hạt mịn (đất sét, á sét, á cát và cát nhỏ) với gradian dòng thấm đi ra hạ lưu lớn, thì tầng lọc ngược được làm ở hai phía nơi VTN tiếp xúc với đất đập và nền.

Ưu điểm của VTN lăng trụ là có độ ổn định cao về mặt chống trượt và chống sóng. Nhược điểm của VTN lăng trụ là tốn nhiều đá giá thành cao, vì vậy nên sử dụng khi mực nước hạ lưu dao động ít và với độ sâu thích hợp (theo tính toán kinh tế kỹ thuật).

b) *VTN kiểu gối nghiêng (hình 1-14 b)*: Trong trường hợp không có nhiều đá ở vùng xây dựng đập thì sử dụng VTN gối nghiêng để tiết kiệm đá. Ngoài ra VTN gối nghiêng được dùng ở vùng hai bên bãi sông để bảo vệ chân mái dốc khi mực nước lũ dâng lên. VTN gối nghiêng có tác dụng bảo vệ chân mái dốc không bị trượt nhưng không có tác dụng hạ đường bão hoà.

c) *VTN hỗn hợp lăng trụ và gối nghiêng (hình 1-14 c)*: Hình thức VTN hỗn hợp được sử dụng khi dao động mực nước hạ lưu (MNHL) có giá trị lớn, nghĩa là độ chênh lệch giữa mực nước cao nhất (khi xả lũ tính toán hoặc xả lũ kiểm tra) và mực nước thường xuyên ở hạ lưu là rất lớn ( $\Delta Z$  có thể tới  $5 \div 7$  m, có khi lớn hơn).

Sử dụng VTN hỗn hợp trong trường hợp này ( $\Delta Z$  lớn) sẽ tiết kiệm được khối lượng đá, nhưng vẫn đảm bảo độ ổn định cao của VTN, đảm bảo khả năng chống sóng và chống dùn đất ở mái dốc khi MNHL và vị trí đường bão hoà dâng cao (thời kì xả lũ).

Độ vượt cao  $d_0$  của đỉnh VTN lăng trụ trên MNHL được xác định căn cứ vào tính toán chiều cao sóng leo và độ dâng mặt nước do gió, có kể đến cấp công trình và lấy tối thiểu không nhỏ hơn 0,5 m. Đối với VTN hỗn hợp thì chiều cao đỉnh lăng trụ đá còn phải kể đến điều kiện dẫn dòng thi công và lấp sông.

Chiều dày của VTN gối nghiêng được xác định bằng tính toán, tương tự như kết cấu gia cố bảo vệ mái dốc và có kể đến điều kiện thi công.

Chiều rộng đỉnh lăng trụ đá được lấy theo yêu cầu thi công (phụ thuộc loại thiết bị thi công) nhưng không nhỏ hơn 1 m.

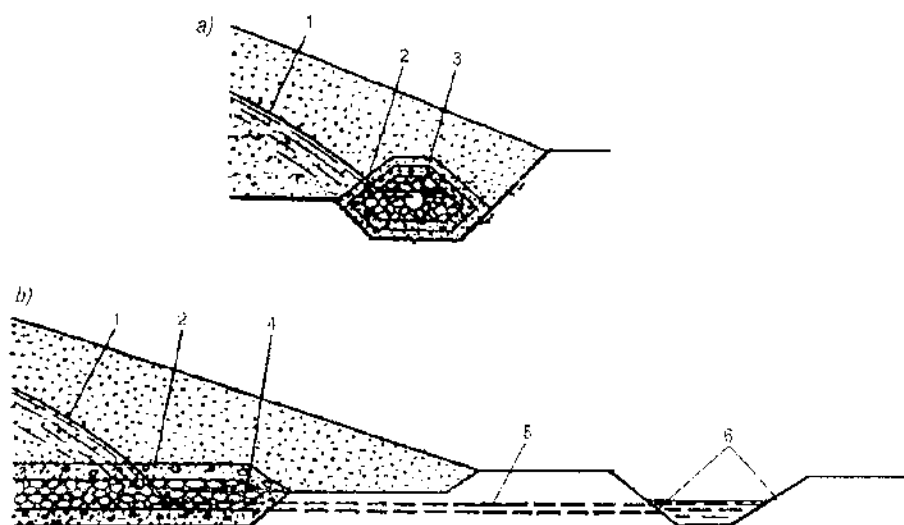
Đối với vùng đập có phần hạ lưu không bị ngập nước trong thời kì khai thác thì sử dụng VTN dạng kín, nghĩa là VTN được bố trí sâu trong đáy đập (hình 1-15).

VTN dạng kín gồm hai loại: hình ống (hình 1-15 a) và hình gối phẳng (hình 1-15 b).

VTN hình ống được làm bằng các ống bê tông hoặc ống xi măng amiăng có lỗ thu nước ở quanh thân ống. VTN được đặt với độ dốc nghiêng từ trong mép bờ về phía lòng sông song song với đáy đập. Quanh các ống thu nước có đắp lớp lọc ngược. Cách mỗi đoạn  $50 \div 200$  theo chiều dài ống thu nước có giếng quan trắc. Mặt cắt ngang của VTN hình ống được xác định theo chế độ chảy không áp trong ống.

VTN gối phẳng được áp dụng khi cần sớm hạ thấp đường bão hoà để tăng phần đất được làm khô ở gần mái dốc hạ lưu, tăng ổn định cho mái dốc. Trong điều kiện như vậy nếu dùng vật thoát nước ống dọc phải có tiết diện lớn để thoát nước và không kinh tế.





**Hình 1-15. VTN dạng kín bố trí sâu trong thân đập có phần chân mái dốc hạ lưu không ngập nước**

- a) VTN hình ống; b) VTN hình gối phẳng;  
 1- đường bão hoà; 2- tầng lọc ngược; 3- ống tiêu nước;  
 4- dải tập trung nước thấm; 5- ống dẫn nước thấm; 6- rãnh thoát nước.

VTN gối phẳng có cấu tạo và thi công đơn giản hơn loại ống dọc.

Vị trí của VTN kiểu kín (ống dọc hoặc gối phẳng) được xác định căn cứ vào yêu cầu điều chỉnh vị trí đường bão hoà và yêu cầu đảm bảo không để mái dốc hạ lưu bị thấm ướt bởi ảnh hưởng của thấm mao dẫn.

Không nên dùng VTN kiểu kín khi đập nằm trên nền bị biến dạng nhiều.

Nhược điểm của VTN kiểu kín là khó sửa chữa khi bị hư hỏng.

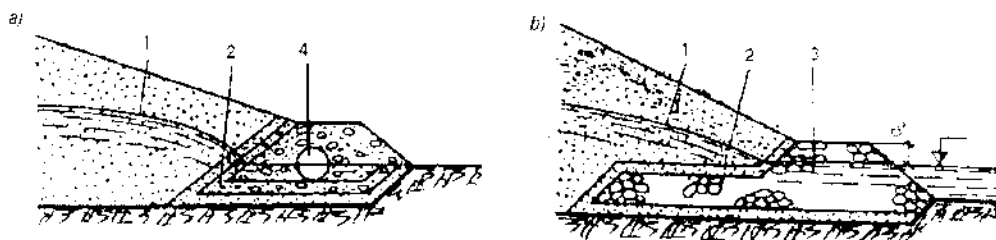
Độ chôn sâu vào trong thân đập đối với VTN kiểu kín không quá 30 ÷ 50% chiều rộng đáy đập nếu vật liệu thân đập là loại đất sét, và không quá 25 ÷ 30% chiều rộng đáy đập (kể từ hạ lưu lên) nếu vật liệu thân đập là đất cát.

Độ dốc dọc của ống dẫn nước thấm từ trong VTN kiểu kín đi ra hạ lưu được lấy trong phạm vi  $i = 0,04 \div 0,05$ .

Trong thời gian gần đây người ta đã sử dụng khá phổ biến loại VTN gồm nhiều tầng nằm ngang, nghiêng hoặc thẳng đứng đặt sâu trong thân đập. Mục đích sử dụng VTN nhiều tầng là: 1) Đảm bảo ổn định mái dốc thượng lưu đập bằng vật liệu ít thấm khi mực nước hồ rút nhanh; 2) Giảm áp lực kẽ rỗng và tăng quá trình cố kết trong đất loại sét.

Ngoài hai loại VTN kiểu hở và kiểu kín còn sử dụng VTN hỗn hợp kín và hở (hình 1-16) với cấu tạo khác nhau, tùy thuộc vào điều kiện làm việc cụ thể.

VTN hỗn hợp gối phẳng và gối nghiêng (hình 1-16 a) được sử dụng để giảm chiều dài đoạn gối phẳng đi sâu vào trong thân đập, đồng thời cho phép dễ dàng kiểm tra sự làm việc của VTN qua ống tập trung nước dọc theo chân mái dốc đập.



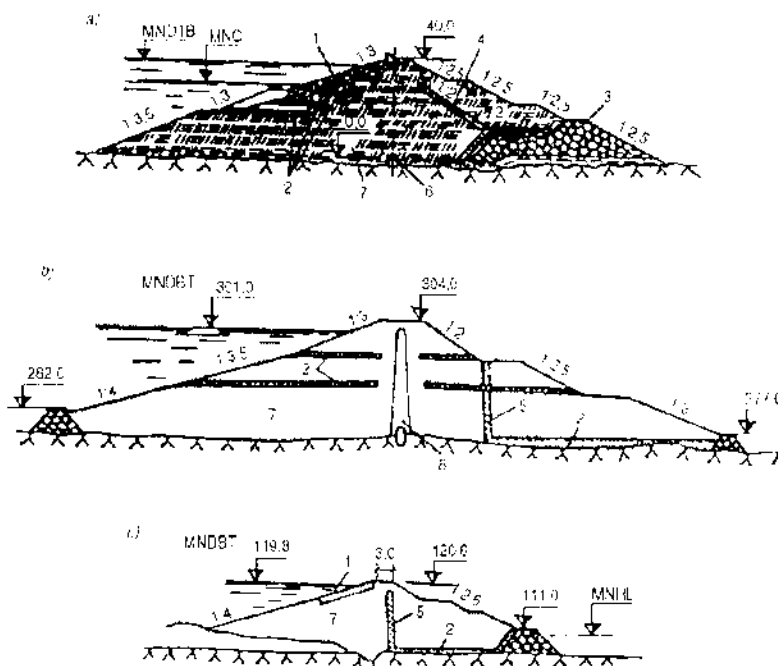
**Hình 1-16. Vạt thoát nước hỗn hợp**

a) VTN kết hợp gờ phẳng và gờ nghiêng; b) VTN hỗn hợp gờ phẳng và lăng trụ;  
1- đường bão hòa; 2- tầng lọc ngược; 3- đá đổ; 4- ống thoát nước dọc chân mái dốc.

Loại VTN hỗn hợp gờ phẳng và lăng trụ được dùng để hạ đường bão hòa, không để đường bão hòa lộ ra mái dốc chân đập - khi hạ lưu có nước (hình 1-16 b).

Trong trường hợp đất thân đập là không đồng nhất và dị hướng, trong đó độ thấm nước theo phương nằm ngang lớn hơn nhiều lần so với phương thẳng đứng thì sử dụng VTN thẳng đứng sẽ có hiệu quả.

Trên hình 1-17 là VTN bố trí theo tầng và VTN thẳng đứng.



**Hình 1-17. Cấu tạo VTN đất sâu trong đập**

a) Đập Kanasi; b) Đập Isk; c) Đập Vigario;  
1- gia cố mái dốc thượng lưu; 2- VTN kiểu băng nằm ngang;  
3- VTN hỗn hợp lăng trụ và gờ phẳng; 4- VTN gờ nghiêng;  
5- VTN thẳng đứng; 6- chốt bằng bê tông; 7- đất sét thân đập;  
8- lõi giữa bằng đất sét.

## 1.7. NỐI TIẾP ĐẬP ĐẤT VỚI NỀN, BỜ VÀ VỚI CÔNG TRÌNH BÊ TÔNG

Đập đất, nền, bờ và công trình bê tông là những kết cấu khác nhau, vì vậy khi đập tiếp giáp với các kết cấu này cần có giải pháp nối tiếp để tránh hiện tượng đồng thấm tập trung và tăng cường dọc theo đường ranh giới tiếp xúc, tránh hiện tượng xói ngầm tiếp xúc gây tổn thất nước từ hồ chứa và các biến dạng không có lợi cho ổn định của công trình.

### 1.7.1. Nối tiếp đập với nền và bờ

Để đảm bảo sự nối tiếp chắc chắn, trước hết cần làm công tác dọn nền, chuẩn bị hố móng để đắp đập.

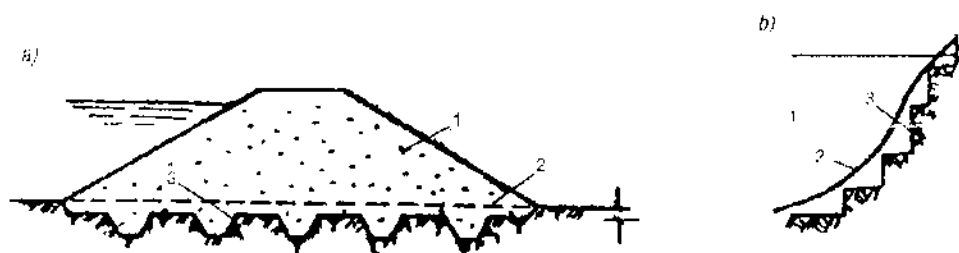
Đối với nền đá, cần loại bỏ lớp đá phong hoá đã bị phá huỷ, vỡ vụn, loại bỏ lớp aluvi lắng đọng ở các khe nứt, làm sạch bề mặt nền v.v... Các hố khoan và hố đào để khảo sát địa chất nền cần được lấp kín bằng bê tông hoặc vữa xi măng. Khi phát hiện các vết nứt lớn trong đá cần làm sạch và trám kín bằng vữa xi măng. Những vật liệu chèn tự nhiên như cát sỏi v.v... cần phun ép vữa để đảm bảo yêu cầu chống thấm cho nền. Những vết nứt kiến tạo có phương từ thượng lưu về hạ lưu là bất lợi về phương diện tổn thất thấm (gây mất nước từ hồ chứa), do đó cần có biện pháp xử lý chống thấm, ví dụ phun ép vữa. Phía dưới các bộ phận của đập được cấu tạo bằng vật liệu có hệ số thấm tương đối lớn, ví dụ nê-ma hạ lưu bằng đất cát, thì phần nền đá ở dưới nó nếu bị nứt vẫn có thể không cần xử lý, bởi vì đã có kết cấu chống thấm trong thân và nền đập đặt trước nó.

Đối với nền đất, nội dung dọn nền là loại bỏ lớp phủ thực vật, loại bỏ lớp đất có rễ cây, đất bị đào xới ở các hang hốc của côn trùng hay động vật gặm nhấm, v.v...

Đất có hàm lượng chất hoà tan trong nước hoặc có hàm lượng chất hữu cơ vượt giới hạn cho phép cũng phải loại bỏ.

Phần nền nằm dưới VCT của đập không đồng chất được đào sâu hơn so với các vùng khác.

Nếu lớp đất nền ở trên mặt có cường độ yếu hơn vật liệu thân đập, thì biện pháp bóc bỏ sẽ được quyết định trên cơ sở so sánh về kinh tế kỹ thuật với biện pháp tăng hệ số mái dốc của đập hoặc bổ sung lớp gia tải để đảm bảo ổn định cho công trình nói chung.



**Hình 1-18. Sơ đồ nối tiếp đập với nền (a) và bờ (b)**

1- thân đập; 2- đường mặt đất tự nhiên; 3- đường viền đáy đập nối với nền và bờ.

Nếu lớp bề mặt nền là đất dễ bị phong hoá, thì phải có biện pháp xử lý khắc phục. Biện pháp đơn giản và ít tốn kém nhất là sau khi dọn sạch bề mặt nền, tiến hành đắp ngay lớp đất thân đập lên trên.

Nối tiếp vai đập với bờ được làm theo mái dốc và bậc hình răng cưa, tránh các chỗ gãy khúc quá lớn.

Với bờ đá dốc đứng, chỗ nối tiếp cần được bạt mái, làm gờ hay bậc (hình 1-18 b) rồi đổ bê tông để tạo bề mặt thích hợp cho sự nối tiếp với vai đập đất. Những khe hẹp có thể đổ vữa xi măng hoặc đắp đất đầm chặt.

Trong phạm vi nối tiếp VCT và các lớp chuyển tiếp với bờ thì độ dốc của từng đoạn không được lớn hơn 75°.

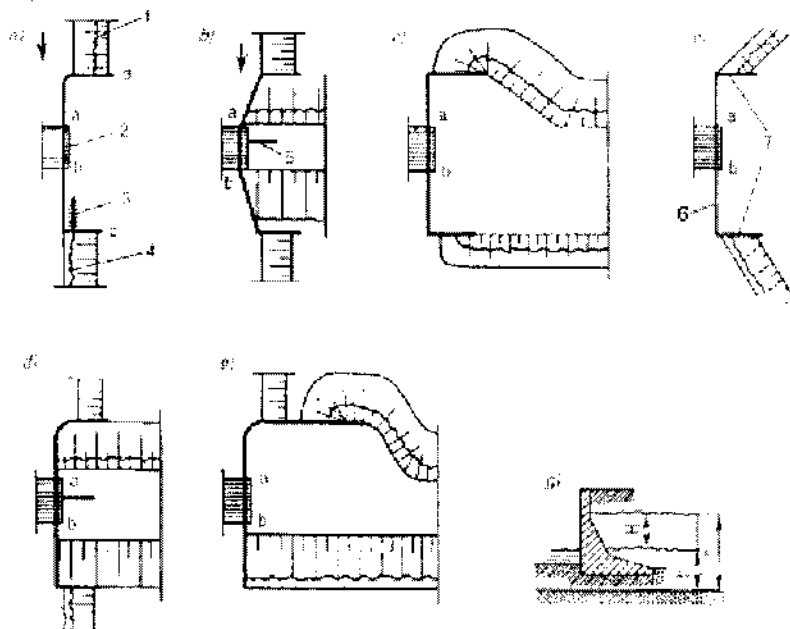
### 1.7.2. Kết cấu nối tiếp

Nói chung, kết cấu nối tiếp đập với bờ và nền được lựa chọn tùy theo tính chất đất nền và đặc điểm cấu trúc của công trình.

Khi xây dựng đập đất trên nền hầu như không thấm nước như nền đất sét, nền đá chắc thì vật liệu đập có thể đắp trực tiếp lên bề mặt nền đã được làm sạch mà không cần các kết cấu chống thấm ở chỗ nối tiếp. Trong trường hợp này nếu là đập không đóng chất thì chỉ cần làm VCT của đập ngàm sâu hơn vào nền so với các vùng khác. Nếu đập là đóng chất thì làm bổ sung thêm chân khay của đập cắm không sâu vào nền.

Điều cần lưu ý là phải đầm chặt và kỹ lớp đất đập nối tiếp với nền để chống dòng thấm tiếp xúc. Độ ẩm của lớp đất này thường lấy 1-3% lớn hơn giới hạn ẩm tối ưu.

Khi đập nằm trên lớp nền thấm nước nhưng có chiều dày không lớn thì làm tường ràng bằng đất ít thấm như đất của đập cắm xuyên qua lớp nền thấm hoặc nếu đập có VCT (tường nghiêng lõi giữa) thì kéo dài kết cấu VCT của đập xuyên qua tầng nền thấm.



**Hình 1-19. Sơ đồ tường biên nối tiếp công trình bê tông với đập đất**

- 1- đường mép nước thượng lưu; 2- công trình bê tông (đập tràn, nhà máy thủy điện...);  
3- VTN; 4- đường mép nước hạ lưu; 5- tường ngang; 6- tường biên dọc;  
7- cánh thượng và hạ lưu của tường biên.

Nếu nền đập là đất thấm nước có độ sâu lớn thì tường biên được liên kết với VCT dạng màn chống thấm (kiểu lõi phun ép vữa, tường cừ...) kéo dài đến tầng không thấm. Phần kết cấu này được nối với VCT của đập tạo thành bộ phận chống thấm chung thống nhất. Độ cắm sâu của màn chống thấm được xác định theo tính toán thấm và thường không được nhỏ hơn 0,5H, trong đó H là cột nước tác dụng lên đập (xem hình 1-19 g).

VCT của đập dạng màn hoặc tường nghiêng bằng vật liệu không phải là đất được nối tiếp với công trình bê tông bằng khớp nối mềm không thấm nước, cho phép các kết cấu này lún độc lập với nhau.

Để đất đập nối tiếp tốt với công trình bê tông, mặt nối tiếp làm nghiêng (về phía công trình đất) với hệ số mái nghiêng không nhỏ hơn 0,1. Đất vùng tiếp giáp được đầm kỹ và chặt, trong đó đất loại sét được lấy với độ ẩm cao hơn 1 - 3% so với bình thường.

Trường hợp trong thân đập có hành lang để khoan phun xi măng hoặc ống dẫn nước, thì chỗ nối tiếp các kết cấu này với đất đập được làm dưới dạng có các gờ hoặc màn ngăn để chống thấm tiếp xúc. Phần đất tiếp giáp được đầm kỹ và chặt.

## 1.8. ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO VÀ THI CÔNG ĐẬP ĐẤT

Đập đất về cấu tạo có rất nhiều loại hình khác nhau tùy thuộc vào vật liệu xây dựng, vào địa chất nền móng, điều kiện địa hình, thủy văn, khí tượng thủy văn (đòng chảy, sóng gió) và phương pháp thi công.

Cấu trúc đập đất căn cứ vào nguồn gốc hình thành được chia làm 4 nhóm chính:

- 1) Đập đất được xây dựng bằng phương pháp đắp và đầm nén, gọi tắt là đập đất đắp khô;
- 2) Đập xây dựng bằng phương pháp đổ đất trong nước, hay gọi là đập đất đắp ướt;
- 3) Đập xây dựng bằng phương pháp bồi, gọi tắt là đập đất bồi;
- 4) Đập xây dựng bằng nổ mìn định hướng. Loại đập này thường có cấu trúc hỗn hợp đất đá tùy thuộc vào mỏ đất ở hai bên sườn núi được sử dụng để làm đập.

Mỗi loại đập trong 4 nhóm vừa kể ở trên còn có những hình thức cấu tạo riêng tùy thuộc vào các điều kiện cụ thể. Dưới đây là đặc điểm cấu tạo của các nhóm đập có phương pháp thi công khác nhau.

### 1.8.1. Đập đất đắp khô

Để hình thành đập đất đắp cần thực hiện những công đoạn sau:

- Khai thác đất từ mỏ đất;
- Vận chuyển đất từ mỏ đến địa điểm xây dựng đập;
- Đổ đất, san đất thành lớp có chiều dày đồng đều theo tính toán và đầm.

Tùy thuộc chất lượng mỏ đất và điều kiện thi công có thể phải tiến hành một số khâu công việc bổ sung như pha trộn đất để tạo cấp phối hợp lý, tưới nước hoặc phơi khô đất để có độ ẩm tối ưu, nhằm đạt độ chặt lớn nhất ứng với phương tiện đầm và số lần đầm có lợi nhất, dự trữ đất vào kho chứa để phòng thời tiết không thuận lợi khi khai thác đất, v.v...

Tất cả các công đoạn nêu ở trên và khâu công việc bổ sung đều được thực hiện phối hợp với nhau, nhằm mục đích cuối cùng là đạt năng suất thi công cao, chất lượng công trình xây dựng tốt nhất ứng với chi phí nhỏ nhất.

#### a) Khai thác đất

Trước khi lấy đất để đắp đập cần bóc bỏ lớp đất mặt không thích hợp. Ngoài ra khi cần thiết, trên bề mặt mỏ đất đã dọn sạch có thể đắp bờ vây để ngăn nước mưa chảy đến làm ướt vật liệu. Nếu mỏ đất là đá hoặc nửa đá thì dùng phương pháp nổ mìn làm tơi đất để xúc vật liệu được dễ dàng thuận lợi. Khi cần trộn đất sét với đất cát để tạo cấp phối thì các loại đất này nên rải theo lớp xen kẽ nhau theo tỉ lệ quy định tại khu vực trộn đất, sau đó mới xúc đất chuyển vào vị trí đắp đập.

Đất khai thác ở mỏ bằng các loại máy xúc hoặc máy đa năng xúc và vận chuyển. Nếu sử dụng máy xúc thì dùng ô tô để vận chuyển đến vị trí đắp đập (dùng ô tô tự đổ trọng tải  $5 \div 75$  tấn).

Đất đắp cũng có thể vận chuyển bằng xe rơ moóc tự đi động hay đi động nhờ máy kéo, bằng xe lửa hay hệ thống băng chuyền.

Khi khối lượng đất đắp lớn có thể dùng máy xúc nhiều gầu loại guồng, hoặc hệ thống băng tải để đổ đất vào các phương tiện vận chuyển cho phép tạo ra quá trình đắp đất liên tục. Năng suất của phương tiện bốc xúc đất như vậy đạt tới  $1300 : 2700 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Trong một số trường hợp, hệ thống băng tải được trang bị máy sàng lọc cho phép loại bỏ các hạt lớn không thích hợp.

Nếu đập không xa vị trí các mỏ đất và khối lượng đất đắp không lớn thì có thể dùng máy ủi hoặc máy cạp để vừa khai thác vừa vận chuyển đất đến nơi đắp và san đất.

Việc chọn sơ đồ khai thác và vận chuyển đất, chọn thiết bị và phương tiện thi công được xem xét tính toán so sánh có kể đến các yếu tố như loại đất, điều kiện thi công, cự li vận chuyển, khối lượng và thời gian (tiến độ) thi công.

#### b) Đắp đất

Các công đoạn đắp đất gồm: đổ đất, rải đất và đầm. Diện tích đắp đất được chia thành ô đều nhau (khoảng  $2 \div 4$  ô) và ở mỗi ô tiến hành các công đoạn đắp như nhau. Kích thước ô lấy theo loại thiết bị thi công và điều kiện thi công.

Khi đắp đất có cấu tạo hạt khác nhau thì trong quá trình san đất tiến hành đồng thời việc trộn để tránh sự tập trung các đồng đất hạt lớn. Nếu cần thiết các cục đất hạt lớn sẽ được loại bỏ.

Đất đổ vào VCT được san đều theo lớp nằm ngang, còn đất ở đập đồng chất được san theo lớp có độ dốc nhỏ (khoảng  $i = 0,005$ ) về phía thượng lưu.

Lưu ý rằng độ ẩm của đất trong quá trình vận chuyển, đổ và san có thể thay đổi tùy theo điều kiện thời tiết, do đó cần tính đến để điều chỉnh hoặc xử lý khi thi công.

Tươi ẩm còn có tác dụng tăng sự liên kết giữa lớp đã đầm với lớp đất mới đổ và tạo sự phân bố đều về độ ẩm theo chiều cao của lớp mới san để đầm được chặt hơn.

Khâu quan trọng khi thi công đắp đất đắp là đầm. Độ chặt thiết kế của đất phải đảm bảo để đất đắp có cường độ chịu lực cao, có tính chống biến dạng và chống thấm ở mức tối đa.

Quá trình đầm cơ giới được thực hiện bằng các phương tiện và máy đầm khác nhau (lăn, nện, rung hoặc hỗn hợp).

Phương pháp đầm và thiết bị đầm được lựa chọn tùy theo loại đất, điều kiện thi công và loại kết cấu công trình.

### c) Chọn thông số đầm

Mức độ đầm chặt của đất đắp được quy định căn cứ vào tính chất của đất, vị trí đất trong thân đập, tính biến dạng của nền, kết cấu đập, chiều cao đập và các chỉ tiêu kinh tế - kỹ thuật.

Mức độ chặt của đất có thành phần hạt nhất định được biểu thị bằng mật độ của đất khô  $\rho_k$  hoặc độ rỗng  $n$  (đối với đá đổ).

Để sơ bộ quy định độ chặt của đất đắp có thể sử dụng các chỉ dẫn sau đây:

1) Độ chặt của loại đất sét khô được xác định gần đúng theo công thức:

$$\rho_k = \frac{\rho_d \rho_n (1 - V)}{\rho_n + \rho_d W_o} \quad (1.27)$$

Trong đó:

$\rho_k, \rho_n$  - tương ứng là mật độ của đất và của nước, g/cm<sup>3</sup>;

$V$  - thể tích không khí chứa trong lỗ rỗng đất tính theo tỉ lệ của một đơn vị thể tích đất, lấy bằng 0,04 ÷ 0,06;

$W_o$  - độ ẩm tối ưu theo tỉ lệ trong một đơn vị, lấy nhỏ hơn 2 ÷ 3% của độ ẩm ở giới hạn lăn.

2) Độ chặt của đất cát và cuội sỏi khô được lấy bằng độ chặt của đất ở mờ;

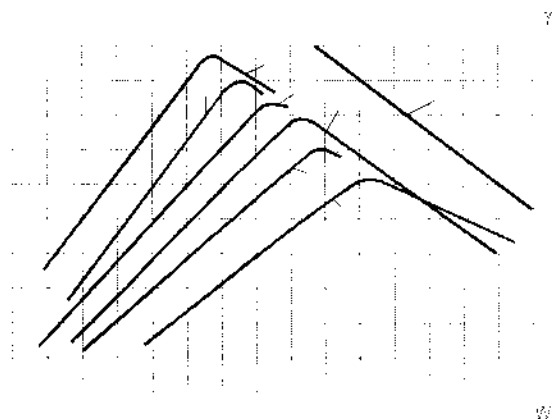
3) Mức độ chặt của đá đổ phụ thuộc chủ yếu vào thành phần hạt và thông thường tương ứng với hệ số độ chặt tương đối  $I_D = 0,8 \div 0,9$ . Nếu không có tài liệu về thành phần hạt thì sơ bộ có thể lấy bằng  $n = 0,25 \div 0,30$ ;

4) Trường hợp cần giới hạn độ lún của công trình và các bộ phận của nó dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, độ chặt của đất có thể lấy thay đổi theo chiều cao đập có kể đến tính nén của đất.

Độ chặt được chọn phải đảm bảo ổn định của mái dốc, còn độ biến dạng của các bộ phận riêng của đập và độ thấm nước qua công trình phải nằm trong giới hạn cho phép.

Độ ẩm tối ưu có thể xác định được trong điều kiện phòng thí nghiệm theo phương pháp Proktor.

Kết quả thí nghiệm mô hình đầm để xác định độ ẩm tối ưu được mô tả trên hình 1-20.



**Hình 1-20. Đường quan hệ công đầm đất với độ ẩm**

1- công bỏ ra (258 kGm); 2- 168 kGm (1,68 Kjun);

3- 84 kGm; 4- 42 kGm; 5- 21 kGm;

6- 10 kGm; 7- đường cong độ ẩm tối hạn.

Độ ẩm ứng với đỉnh của mỗi đường cong là độ ẩm tối ưu theo phương pháp đầm được xem xét.

Độ ẩm tối ưu được kiểm tra lại trong điều kiện thực tế bằng đầm thử đất tại hiện trường. Các phương tiện đầm hiện tại có thể đạt  $\gamma_d = 1,6 \div 2,3 \text{ T/m}^3$  (đất béo có trị số  $\gamma_d$  nhỏ, còn trị số lớn ứng với đất dính có lẫn các hạt thô như sỏi, sạn).

### 1.8.2. Đập đất đắp trong nước

Đập đất trong nước hay gọi là phương pháp đắp ướt được sử dụng ở vùng có loại đất lớt (hoàng thổ).

Phương pháp đập đất trong nước có thể sử dụng để đắp đập và các kết cấu chống thấm như tường nghiêng, sân trước, lõi giữa của các công trình dâng nước.

Ưu điểm của phương pháp đắp ướt là:

- Cho phép sử dụng các loại đất khó đắp chặt bằng các phương pháp thi công khác;
- Cho phép tiến hành xây dựng theo công nghệ thông thường trong mùa mưa mà không đòi hỏi thêm biện pháp xử lý bổ sung nào.

Chất lượng thi công của đất đắp ướt là đảm bảo cả về độ chặt cũng như tính chống thấm.

Đất đắp được rải theo lớp vào trong các ô có nước gọi là các ao nhân tạo có bờ vây, hoặc vào phần lòng sông nước không chảy.

Chiều dày lớp đắp bằng đất cát sỏi nên lấy trong phạm vi  $4 \div 10 \text{ m}$ , bằng đất sét lấy đến  $4 \text{ m}$ , còn đất á sét - lấy tới  $2 \text{ m}$ . Với đất á sét nặng và đất sét thì chiều dày lớp đắp lấy tối đa là  $1 \text{ m}$ .



Kích thước của mỗi ô đắp trên bình diện ứng với chiều dày lớp đắp đã chọn được xác định trên cơ sở sao cho khối lượng đất đắp trong mỗi ô tương ứng với năng suất trong một ca làm việc của phương tiện thi công được sử dụng.

Độ cao của bờ vây được lấy bằng chiều dày lớp đất đắp. Bờ vây được đắp bằng phương pháp khô và sử dụng cùng loại đất để đắp ướt ở trong ô.

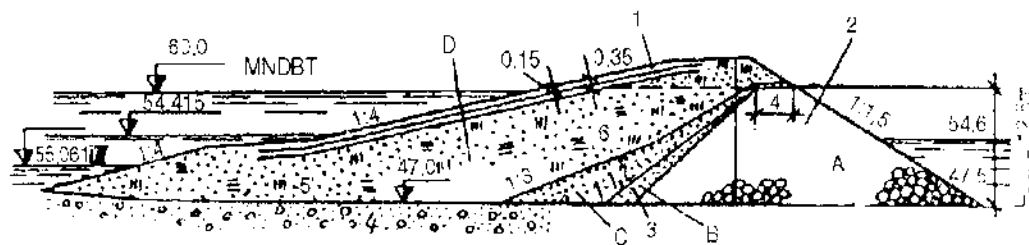
Mái dốc bờ bao lấy bằng mái dốc tự nhiên của loại đất sử dụng.

Trục bờ bao của lớp đắp sau được dịch chuyển một khoảng bằng  $b \geq 2l$  so với trục của bờ ô đã đắp đất trước nó, trong đó  $l$  là chiều rộng đáy của bờ bao.

Khi đắp lõi hoặc tường nghiêng thì sử dụng đất làm tầng lọc để đắp bờ bao dọc, trong đó bề mặt và mái bờ bao dọc được đắp phủ một lớp đất như đất dùng để đắp VCT.

Công tác đổ đất trong nước cần được làm khẩn trương với cường độ cao và liên tục để có chất lượng đồng đều, hạn chế sự trương nở và tan rã đất. Loại đất đắp phải có hệ số bão hoà nước không lớn hơn  $0,75 \div 0,85$ , mật khác độ ẩm của đất không được nhỏ hơn độ ẩm ở giới hạn lãn.

Trên hình 1-21 giới thiệu đập Palo - Korsk thi công bằng phương pháp đắp đất trong nước.



**Hình 1-21. Đập đất đắp trong nước Palo - Korsk**

- 1- đá đổ trong các ô bao để gia cố mái dốc; 2- lăng trụ đá và đá nhỏ;
- 3- đá dăm và đá cuội  $d = 25 : 80$  mm lẫn với sỏi  $d = 3$  mm;
- 4- nền bồi tích cuội sỏi; 5- á cát;
- 6- cát lẫn sỏi; A-B-C-D- thứ tự thi công đắp.

Đập đất đắp trong nước tiết kiệm được thiết bị đầm nén (so với đập đất đắp bằng phương pháp đầm nén) và có thể thi công trong điều kiện thời tiết có mưa nhỏ. Tuy nhiên dung trọng khô của đập tương đối thấp, áp lực kê rộng khá cao (đối với đất dính và đất hạt mịn), cho nên mái dốc của đập thường thoải, khối lượng tăng lên, thời gian thi công kéo dài vì cường độ đắp không lớn.

Đập đất đắp trong nước thích hợp trong điều kiện thi công ở vùng ngập nước hoặc có sẵn nguồn cấp nước với chiều cao đập không lớn. Phần đất đắp trong nước thường là đóng chất, nếu có nhiều loại đất thì nên trộn với nhau để tạo hỗn hợp vật liệu đồng đều.

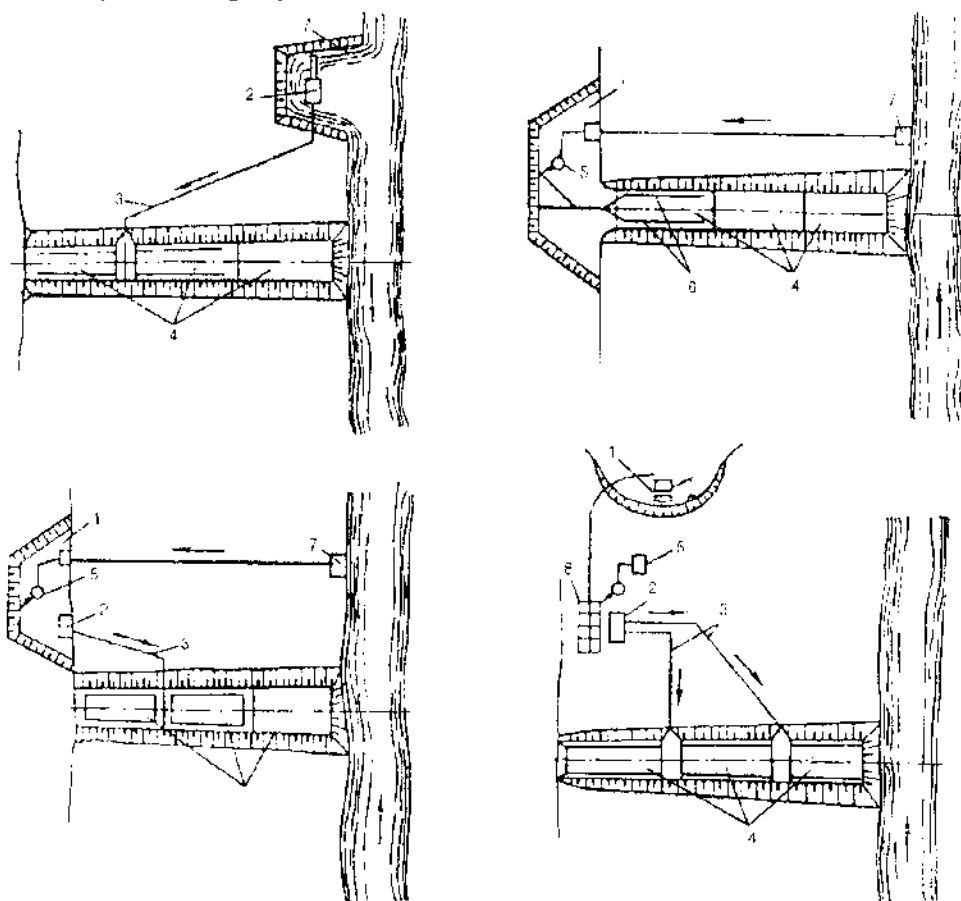
### 1.8.3. Đập đất bồi

Quá trình hình thành đập đất bồi gồm hai công đoạn chính: a) khai thác và vận chuyển dung dịch đất bùn; b) bồi.

#### a) Khai thác đất ở mỏ và cung cấp đất vào ô bồi

Phương pháp khai thác đất được lựa chọn phụ thuộc vào vị trí mỏ đất so với cao trình mực nước để xác định dung dịch đất bùn và cự li (khoảng cách theo bình diện) kể từ mỏ đất khai thác đến nơi bồi. Có hai phương pháp chính là khai thác dưới nước (bằng tàu hút bùn hay tàu cuốc) và khai thác trên khô (bằng súng phun thủy lực). Dung dịch bùn có tỉ lệ 1:7 : 1:10 (một phần đất có bảy đến mười phần nước).

Đất bùn khai thác dưới nước được đưa đến vị trí bồi bằng đường ống áp lực. Khi khai thác đất trên khô thì vật liệu khai thác có thể chuyển đến vị trí bồi bằng ống có áp hoặc tự chảy trên máng hay kênh hở.



Hình 1-22. Sơ đồ khai thác đất trong mỏ và chuyển dung dịch đất bùn đến vị trí bồi

- 1- mỏ đất; 2- thiết bị đào đất trong nước (tàu cuốc); 3- ống dẫn nước bùn loại có áp;  
4- ô bồi; 5- súng phun thủy lực; 6- máng hoặc kênh tự chảy; 7- trạm bơm;  
8- vùng đất khai thác trung gian.

Trong trường hợp mỏ đất nằm ở vị trí địa hình thuận lợi, có thể sử dụng phương pháp xói không áp để khai thác đất (chủ yếu được áp dụng cho loại đất dạng á sét hoặc á cát). Trường hợp này đất được khai thác bằng phương pháp xói bởi dòng chảy không áp có vận tốc cần thiết và chuyển đến vị trí bồi dưới hình thức tự chảy.

Sơ đồ thực tế thường sử dụng để khai thác và vận chuyển đất bồi bằng cơ giới thủy lực được giới thiệu trên hình 1-22, gồm 4 trường hợp chính:

1) Khi mỏ đất nằm ở lòng sông hoặc trên bãi bồi có cao độ thấp hơn đỉnh đập thì đất được khai thác bằng tàu cuốc và chuyển đến vị trí bồi theo đường ống áp lực (hình 1-22 a);

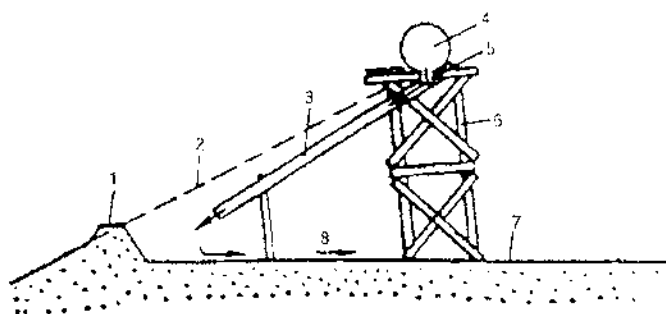
2) Khi mỏ đất nằm cao hơn đỉnh đập và gần địa điểm xây dựng thì đất được khai thác bằng súng phun thủy lực rồi vận chuyển đến vị trí bồi bằng tự chảy; ở gần nơi khai thác đất vận chuyển trong kênh hở, ngoài phạm vi vùng khai thác đất được chuyển trên máng hoặc trong đường ống (hình 1-22 b).

3) Khi mỏ đất có vị trí thấp hơn đỉnh đập và ở cách xa sông thì đất được khai thác bằng súng phun thủy lực, dung dịch đất bùn được chuyển đến nơi bồi bằng ống có áp (hình 1-22 c).

4) Trường hợp cần trộn đất lấy từ nhiều mỏ khác nhau hoặc mỏ đất ở rất xa đập, thì có thể sử dụng phương pháp khai thác và vận chuyển đất khô đến địa điểm gần đập bằng các phương tiện thi công như đối với đập đất đắp. Tại đây đất khô được đổ xuống bãi trộn để tạo dung dịch bồi và chuyển đến vị trí bồi bằng tự chảy (trong máng) hoặc ống có áp, tùy vị trí bãi trộn so với đỉnh đập (hình 1-22 d).

#### b) Quá trình bồi và phương pháp bồi

Tùy theo cấu tạo đập cần đặt được, công tác bồi có thể thực hiện bồi từ hai phía thượng lưu và hạ lưu (để hình thành đập có lõi giữa), hoặc từ hạ lưu (để hình thành đập có tường nghiêng). Quá trình bồi có thể được tiến hành với các ống dẫn dung dịch bồi đặt trên hệ thống dàn giáo hoặc không có dàn giáo.



**Hình 1-23. Sơ đồ bồi từ trên dàn giáo**

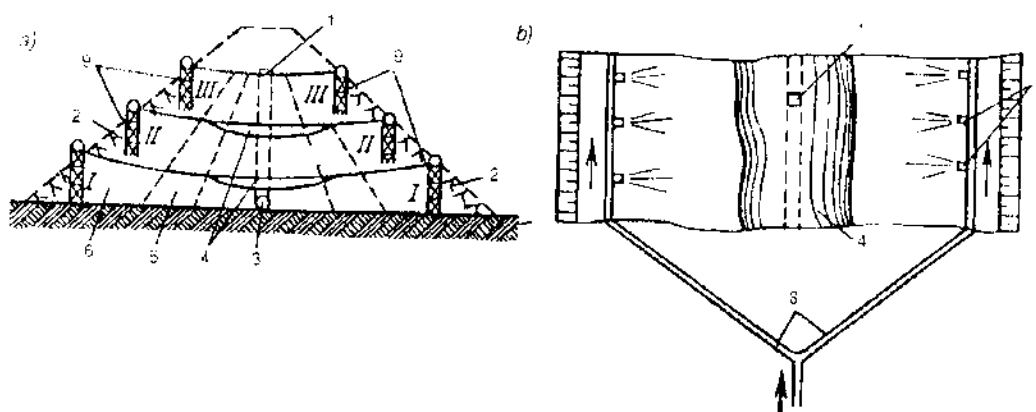
- 1- bờ bao nâng lên dần cho mỗi tầng bồi; 2- mái dốc thiết kế;
- 3- máng phân phối đất bồi; 4- ống cấp dung dịch đất bồi;
- 5- miêng lỗ lắp van; 6- dàn giáo để đặt ống cấp đất bồi;
- 7- bãi bồi; 8- hướng chuyển động của dung dịch đất bồi.

### 1) Phương pháp bồi từ trên dàn giáo

Các ống phân phối đất bồi được đặt trên hệ thống dàn giáo bằng gỗ hoặc kim loại ở độ cao tới 5 m. Độ cao của mỗi tầng bồi được quyết định bởi vị trí đặt dàn giáo. Ở mặt dưới của ống phân phối đất bồi cứ cách khoảng 6 m có một lỗ đường kính 150 : 200 mm có lắp van điều chỉnh đóng mở để cấp dung dịch đất bồi (xem hình 1-23).

Để phân phối dung dịch đất bồi dễ dàng hơn, có thể sử dụng máng bằng gỗ hoặc bằng kim loại cho dung dịch đất bồi chảy theo máng, trong quá trình rải đất bồi máng phân phối sẽ được rút ngắn dần. Khi độ cao dàn giáo không lớn thì không cần sử dụng máng.

Khi cần tạo mặt cắt đập có lõi giữa bằng loại đất không đồng chất thì có thể sử dụng phương pháp bồi từ trên dàn giáo với hệ thống dàn giáo dựng ở hai phía mái dốc đập (hình 1-24).



**Hình 1-24. Bồi từ trên dàn giáo dựng ở hai phía mái dốc để hình thành đập lõi giữa**

a) Mặt cắt ngang đập; b) Mặt bằng;

1- giếng tiêu nước; 2- bờ bao; 3- ống tập trung và thoát nước;

4- ao lắng; 5- vùng trung gian; 6- lăng trụ biên; 7- lỗ xả dung dịch bồi;

8- ống dẫn dung dịch bồi; 9- dàn giáo.

Đất dùng để bồi đập có lõi giữa thuộc loại không đồng chất với hệ số  $\eta < 3 : 4$ , có chứa đủ số lượng hạt mịn ( $d < 0,05$  mm không quá 15 : 20%) và hạt thô ( $d > 0,5 : 1$  mm và tới 50 ÷ 60 mm không quá 15 ÷ 20%).

Cấu tạo hạt vật liệu trên mặt cắt ngang của đập diễn ra theo thứ tự từ lớn đến nhỏ do quá trình tự lắng đọng phụ thuộc vào độ thô thủy lực của hạt. Phần trung tâm gồm các hạt mịn (có đường kính nhỏ nhất) sau khi cố kết sẽ là lõi giữa của đập.

Nước trong được tiêu thoát một phần do thấm qua các lăng trụ biên, còn phần chủ yếu tràn qua hộp gỗ bố trí trong ao lắng gọi là giếng tiêu nước, từ đó có ống tập trung thu nước tiêu và dẫn ra ngoài. Trong trường hợp cần thiết có thể sử dụng bơm để bơm hút nước ra ngoài.

Chiều rộng của ao lắng được xác định bằng tính toán, căn cứ vào loại vật liệu và kích thước lõi thiết kế, trung bình bằng  $15 \div 20\%$  chiều rộng đáy đập tại cao độ xem xét. Chiều rộng ao lắng có thể đạt được bằng điều chỉnh quá trình thu và thoát nước trong ao lắng thông qua vách đặt ở giếng tiêu nước làm việc như các phai.

Chiều rộng tối thiểu của ao lắng được quy định sao cho các cỡ hạt  $d > 0,005 \text{ mm}$  có thể lắng kịp trong ao trong quá trình nước bùn di động, còn các hạt  $d \leq 0,005 \text{ mm}$  được thu vào giếng tiêu và tháo ra ngoài.

Với mục đích đẩy nhanh quá trình lắng đọng và tốc độ xây dựng đập, có thể loại bỏ các cỡ hạt  $d < 0,05 \text{ mm}$ , thậm chí cỡ hạt  $d < 0,1 \text{ mm}$ .

Chiều dài cần thiết để hạt lắng đọng trong ao ( $L_o$ ) có thể tính theo công thức:

$$L_o = \frac{v_{th}}{w} \cdot h \quad (1.28)$$

Trong đó:

$v_{th}$  - vận tốc trung bình của dòng chảy trong ao;

$w$  - độ thô thủy lực (tốc độ lắng của hạt trong nước tĩnh) của các hạt cỡ lớn nhất cần tháo khỏi ao lắng;

$h$  - độ sâu nước trong ao.

Sơ bộ có thể lấy giá trị  $w$  đối với đất cát tùy thuộc vào đường kính hạt như sau:

|                   |       |     |      |     |
|-------------------|-------|-----|------|-----|
| $d, \text{ mm}$   | 0,005 | 0,1 | 0,13 | 0,3 |
| $w, \text{ cm/s}$ | 0,173 | 0,6 | 1,0  | 3,0 |

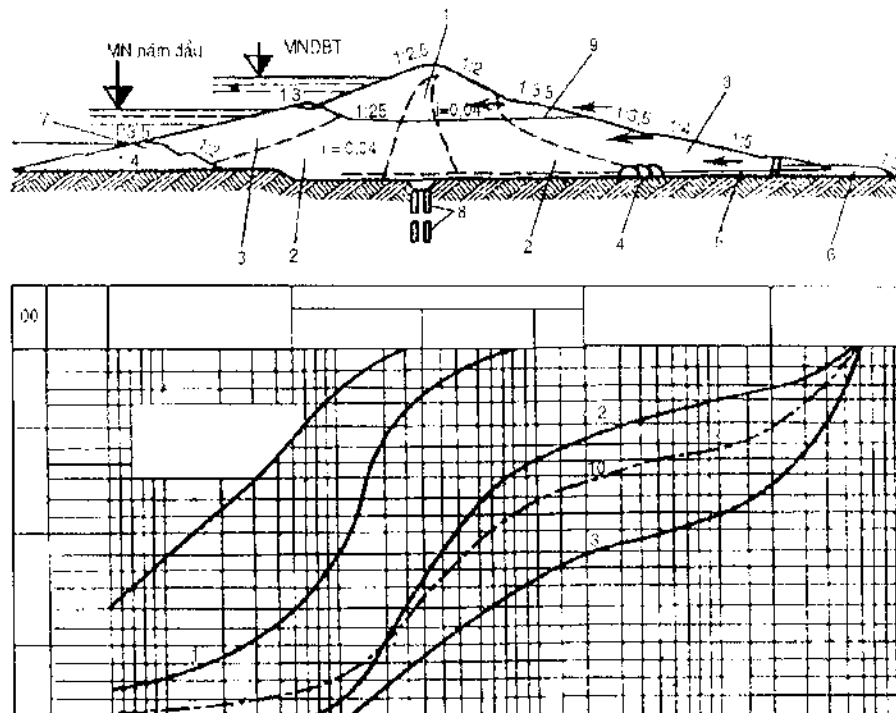
Phần đỉnh đập do kích thước bề rộng nhỏ không đủ để tạo ao lắng thì có thể đập bằng phương pháp bồi khác hoặc đắp khô.

Quá trình bồi thực hiện cho từng đoạn với chiều dài 200 - 400m hoặc lớn hơn. Những cột đứng của dàn giáo sẽ ở lại trong đất, còn các thanh giằng được tháo dần theo tốc độ dâng cao của đất bồi.

Trên hình 1-25, a giới thiệu mặt cắt ngang của đập đất bồi Minghêtraursk trên sông Kura (Liên Xô cũ) có lõi giữa với độ cao 80,5m, khối lượng 15 triệu  $\text{m}^3$ , được đập bằng phương pháp không dàn giáo. Nền đập là loại đất chắc ở vùng có động đất cấp 8. Đập được xây dựng năm 1956, vật liệu là đất cát sỏi được lấy từ một số mỏ và chuyên chở đến vị trí đắp đập bằng đường xe lửa. Tại gần đập các loại đất được trộn bằng máy trộn đặc chủng, sau đó được bơm vào nơi bồi bằng đường ống có áp. Sự phân bố thành phần hạt ghi trên mặt cắt đập bằng các đường đứt đoạn, kích thước hạt ghi ở hình 1-25, b. Quá trình làm việc của đập cho thấy lõi giữa đã tiêu hao được 70 - 80% cột nước tác dụng của đập. Vật thoát nước (VTN) trong đập được làm bằng các ống bê tông lắp ghép.

Ưu điểm của phương pháp bồi từ trên dàn giáo là khả năng tạo ra sự phân bố đều dung dịch đất bồi theo bề mặt, khả năng giới hạn cường độ bồi khi bồi loại đất hạt mịn như á sét, á cát.

Nhược điểm của phương pháp dần giáo là: tốn nhiều vật liệu kim loại (không ít hơn  $1,5 \text{ m}^3$  kim loại cho  $1000 \text{ m}^3$  đất bồi); tốn nhiều nhân công để xây dựng dần giáo, khó đắp bờ bao gần vị trí dần giáo, công tác lắp ráp đường ống phân phối dung dịch bồi cũng như công việc điều khiển quá trình bồi khá phức tạp. Do những nhược điểm này mà phương pháp dần giáo trước đây được áp dụng phổ biến thì hiện nay bị hạn chế rất nhiều.



Hình 1-25. Đập đất bồi Minghetraursk

a) Mặt cắt ngang; b) Đường cong trung bình thành phần hạt của đất đập;

1- lõi đập; 2- vùng trung gian; 3- lãng trụ biên;

4, 5- VTN và ống thoát nước; 6, 7- dè quây;

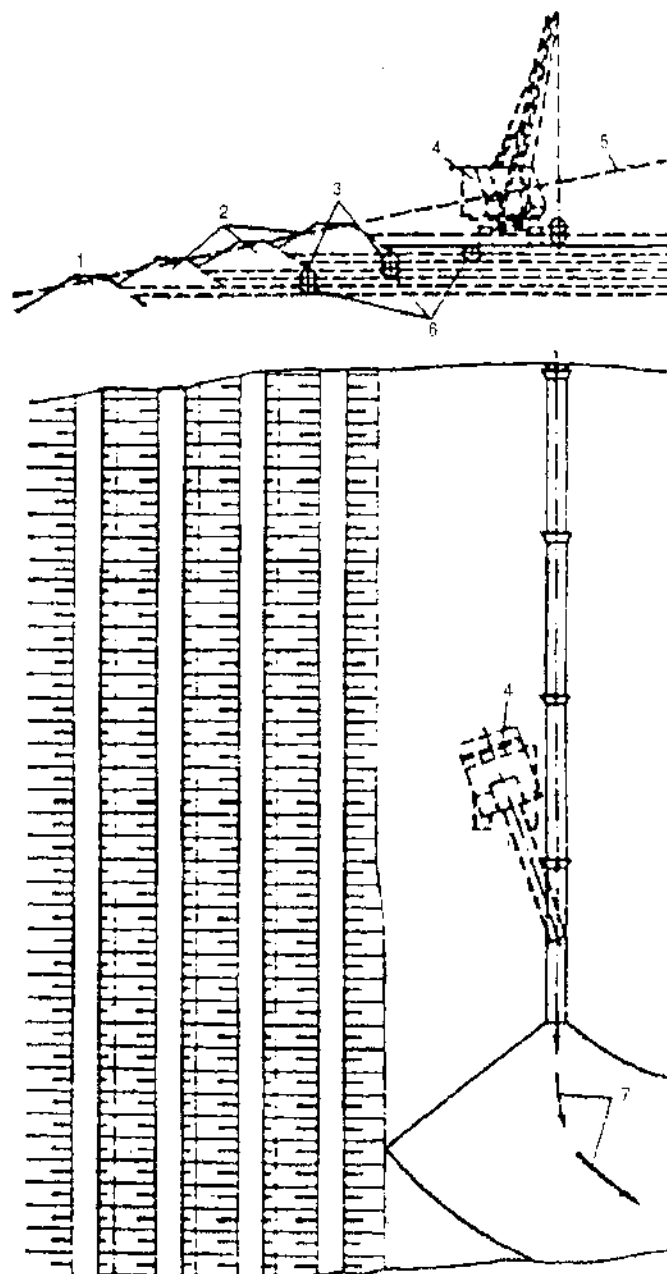
8- chầu khay bằng đất sét và hố khoan phun vào nền;

9- đường viền đập giai đoạn một;

10- đường trung bình thành phần hạt của đất ở mỏ khai thác.

## 2) Phương pháp bồi không có dần giáo

Quá trình bồi theo phương pháp này được tiến hành tập trung từ ống phân phối dung dịch bùn đất trực tiếp trên đất đã bồi xong cách đáy bờ bao (dè quây đợt 1) khoảng 5 - 8m (xem hình 1-26). Ống phân phối có cấu tạo dạng lắp ghép nhanh từng đoạn (có mối ghép nhanh). Trong quá trình bồi, ống phân phối dung dịch bùn được nối dài thêm hoặc rút ngắn lại nhờ cần cẩu vận chuyển để tháo lắp ống, cho phép công tác bồi tiến hành liên tục.



**Hình 1-26. Sơ đồ phương pháp bồi không có dàn giáo**

- 1- dè quay dẹt một; 2- các bờ bao phục vụ thi công giai đoạn sau;  
 3- vị trí ống phân phối dung dịch khí rút ngắn; 4- cần trục; 5- mái dốc thiết kế;  
 6- vị trí ống phân phối khí nối dài thêm; 7- hướng chuyển động của nước bùn.

Chiều dày lớp đất bồi phụ thuộc vào loại đất và công suất của phương tiện khai thác đất, thường trong khoảng 0,15 : 1 m.

Phương pháp bồi không có dàn giáo cho phép cơ giới hoá cao công tác bồi và tiết kiệm sắt thép so với các phương pháp khác, do đó hiện nay được áp dụng phổ biến nhất. Tuy nhiên nó không phù hợp cho việc bồi đắp có mặt cắt hẹp (bề rộng chỉ 5 ÷ 10 m), cũng như bồi loại đất sét, vì không thể di chuyển cầu trục trong đất bùn sét khi thực hiện bồi. Với đất loại cát và phương tiện khai thác đất là tàu cuốc loại 300 ÷ 40 và 500 ÷ 60 (của Liên Xô cũ), thì lớp đất bồi có độ dày 0,6 ÷ 0,7 m ứng với quá trình kéo dài ống phân phối và độ dày lớp là 0,2 : 0,3 m khi rút ngắn ống phân phối bùn.

### 3) Phương pháp bồi có cột chống

Phương pháp này cho phép xả đất bùn tập trung từ cuối ống dẫn nước bùn, hoặc rải đều ở phạm vi rộng hơn, từ một số (3 -4) ống xả đặt so le nhau ở khoảng 1/3 : 1/4 bề rộng mặt cắt của đoạn thi công bồi (hình 1-27). Ống dẫn dung dịch đất bồi đặt cách 4 : 5 m so với đáy dè quây, trên các cột đỡ có độ cao < 1,5 m và được chôn vào trong lớp đất đã bồi xong ở độ sâu 0,5 m.

Chiều dày của lớp đất bồi ở phương pháp này là 1 : 1,2 m.

Sau khi bồi xong mỗi lớp, các cột chống được rút lên để dựng cho lớp bồi sau.

Phương pháp bồi có cột đỡ ống phân phối bùn thuộc loại trung gian giữa hai phương pháp bồi có dàn giáo và không có dàn giáo.

## c) Sơ đồ hướng bồi

### 1) Bồi từ hai phía thong và hạ lưu đập

Phương pháp bồi từ hai phía được sử dụng để bồi phần đập nằm trên mực nước, đối với đập đồng chất và không đồng chất. Phương pháp bồi có thể từ trên dàn giáo, trên cột chống hoặc không có dàn giáo. Khi bồi không có dàn giáo thì ống xả bùn đặt ở gần biên của mái dốc, song song với trục đập, còn đất bùn được cấp ra từ mặt bên hông của ống (xem hình 1-27 a).

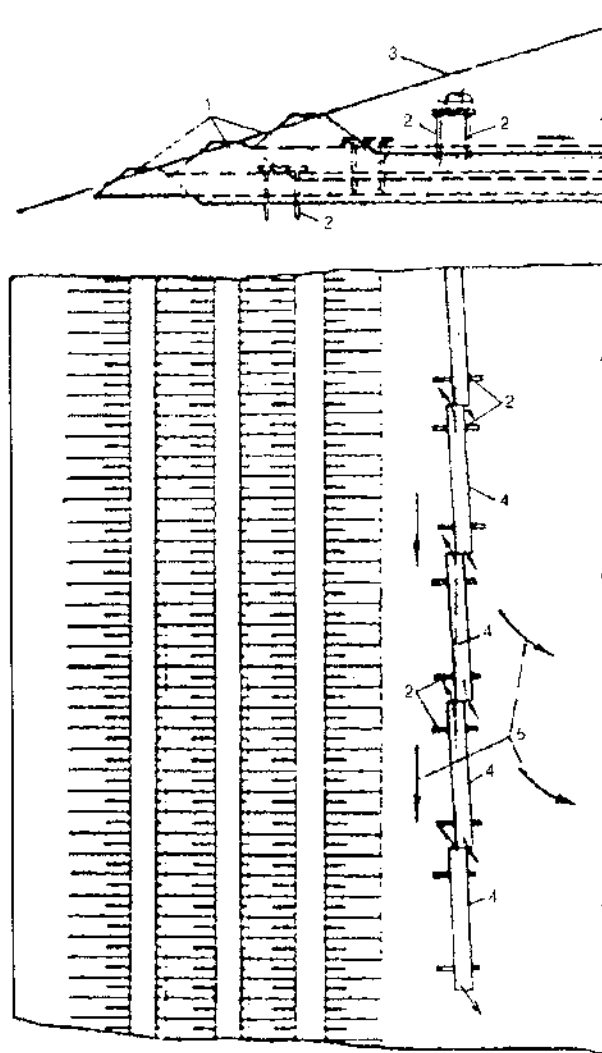
### 2) Sơ đồ bồi từ một phía

Sơ đồ bồi từ một phía có thể được áp dụng để đắp phần đập ở dưới nước và ở trên khô. Phương pháp bồi ở trên mực nước và từ một phía có thể có ao lắng hoặc không có ao lắng, và thực hiện với hệ dàn giáo đỡ hay không có dàn giáo. Khi bồi không có dàn giáo thì ống phân phối đất bùn đặt ở phía mái dốc hạ lưu như trên hình 1-27 b. Trường hợp cần thiết có thể đắp dè quây ở phía thượng lưu (bồi phần đập dưới mực nước), hoặc đắp các bờ bao nếu bồi phần đập ở trên mực nước.

Đối với trường hợp bồi từ một phía có dòng bùn chảy tự do, thì khu vực thượng lưu sẽ hình thành các hạt mịn với hệ số thấm nhỏ (do quá trình lắng tự nhiên theo quy luật phân tầng, phụ thuộc vào độ thô thủy lực của hạt).

Ưu điểm của sơ đồ bồi từ một phía so với sơ đồ bồi từ hai phía là không cần hệ thống tháo nước, tốc độ thi công cao hơn và giảm được khối lượng công việc đắp bờ bao. Tuy nhiên, vì không có bờ bao nên mái dốc sẽ thoải hơn, do đó khối lượng (thể tích) đập sẽ lớn hơn.





**Hình 1-27. Sơ đồ bồi có ống xả bùn đặt so le nhau trên hệ cọc đỡ**

1- bờ bao; 2- các cọc đỡ; 3- mái dốc thiết kế;

4- ống phân phối đất bùn; 5- hướng chuyển động của đất bùn.

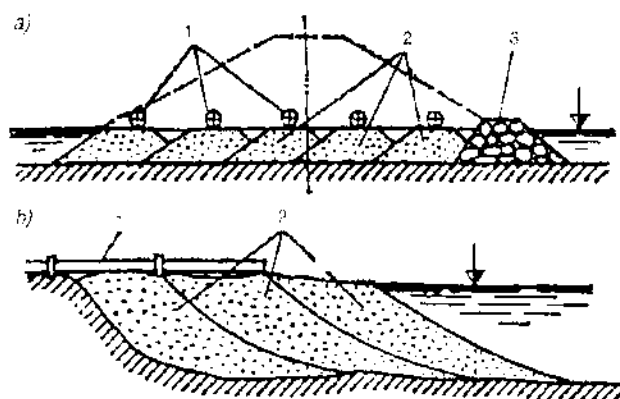
### 3) Sơ đồ bồi theo hình bàn cờ

Trong trường hợp này các ống phân phối đất bùn được bố trí trên toàn chiều rộng đập. Sau mỗi lớp bồi các ống được nâng lên và đặt ở vị trí khoảng giữa hai trục ống của lớp dưới vừa được bồi xong. Phương pháp bồi với sơ đồ ống đặt trên khắp chiều rộng đập được áp dụng để xây dựng đập đồng chất bằng loại đất có các cỡ hạt khác nhau. Ở đây không hình thành ao lắng. Cấu trúc thành phần hạt khá đồng đều trên mặt cắt đập. Tốc độ thi công khá cao, nhưng đòi hỏi số lượng ống nhiều hơn (hình 1-28 a).

#### 4) Sơ đồ bồi tình tiến lấn dần

Sơ đồ bồi tình tiến lấn dần được sử dụng chủ yếu để đắp phần công trình nằm dưới nước. Dòng đất bùn được xả từ miệng ống dẫn, trong đó ống đặt trực tiếp trên lớp đất mới bồi xong và được nối kéo dài thêm trong quá trình bồi (xem hình 1-28 b).

Nếu xây dựng đập bồi ở phần nằm dưới mực nước với loại đập có lõi giữa, thì tiến hành bồi phần thượng lưu và hạ lưu trước, sau đó mới đổ vật liệu ít thấm vào phần trung tâm để tạo lõi giữa. Trên hình 1-29 giới thiệu những sơ đồ phổ biến trong xây dựng đập đất bồi.



Hình 1-28. Sơ đồ bồi hình bàn cờ (a) và lấn dần từ đầu bờ vào trong (b)

1- ống dẫn đất bùn; 2- các nón bồi; 3- làng trụ thoát nước.

#### d) Dự báo thành phần hạt đất trong đập đất bồi

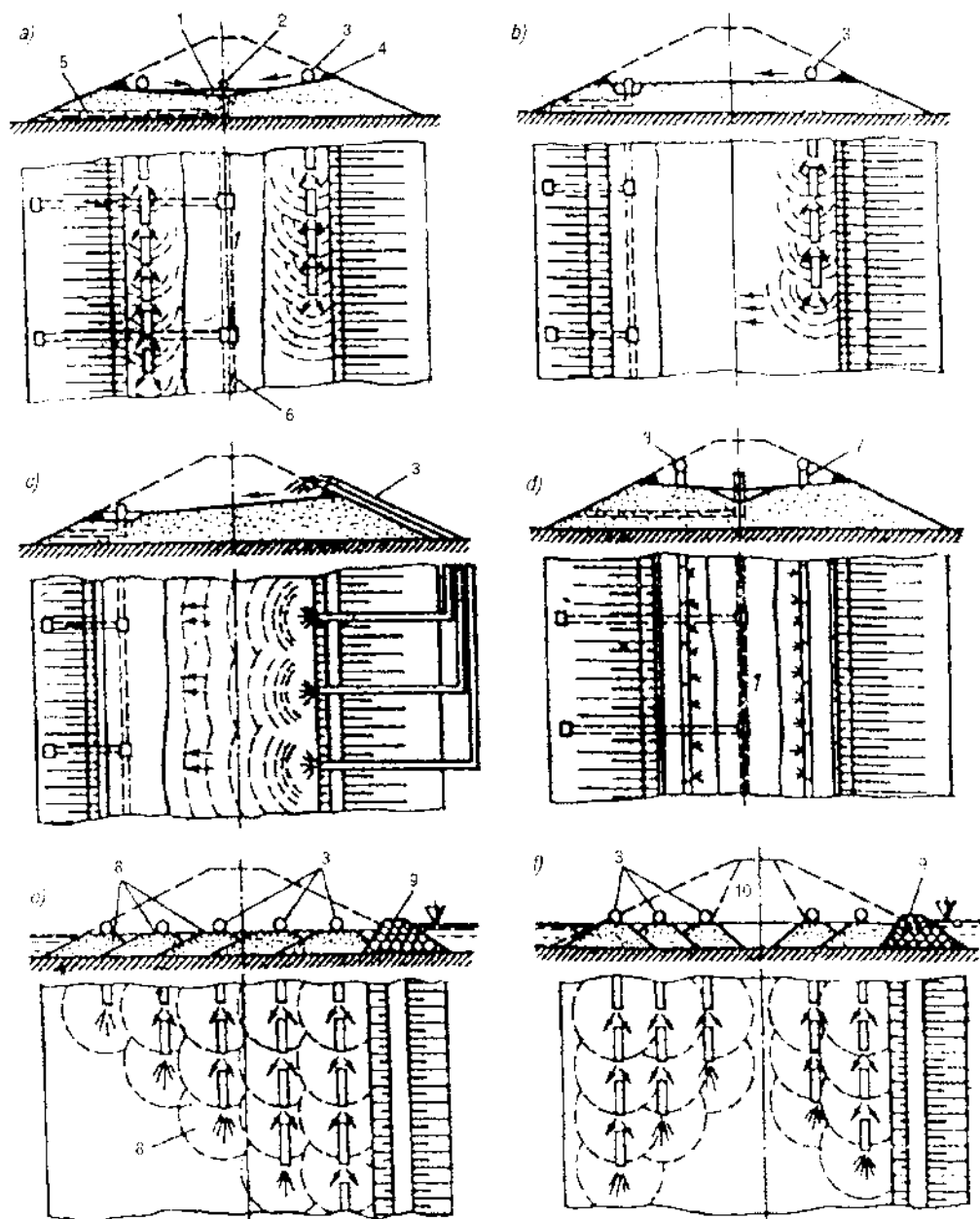
Mục đích dự báo thành phần hạt trong mặt cắt ngang của đập đất bồi là để xác định tính chất cơ lý và tính thấm của vật liệu được cấu thành trong các khu vực khác nhau của công trình.

Sự thay đổi thành phần hạt trong quá trình bồi có liên quan đến việc thải bỏ các hạt mịn và sự phân tầng thủy lực của các hạt dọc theo bãi bồi.

Khi xây dựng đập đồng chất bằng đất cát có hệ số phân hạt  $K_{60/10} < 2,5$  và  $K_{90/10} < 5$ , thì sự phân tầng hầu như không xảy ra mà chỉ có sự thay đổi về cấu tạo hạt so với đất ở chỗ, do các hạt mịn bị loại bỏ trong quá trình bồi. Thông thường các hạt có  $d < 0,01$  mm sẽ loại bỏ hết còn hạt có  $d = 0,01 - 0,05$  mm được loại bỏ một phần.

Đối với đập không đồng chất thì ngoài việc phải loại những cỡ hạt rất nhỏ, còn phải chú ý đến sự phân hạt về thủy lực trong mặt cắt ngang của đập. Ở đập lõi giữa, cho phép các hạt sét có đường kính  $d < 0,005$  mm được chiếm không quá 20% tổng khối lượng hạt với mục đích đẩy nhanh quá trình cố kết của hạt sét.

Nên xác định thành phần trung bình của hạt đất ở các làng trụ bên và ở lõi giữa của đập không đồng chất. Ngoài ra khi cần thiết, có thể xác định cấu tạo hạt ở các vùng trung gian.



**Hình 1-29. Những sơ đồ phổ biến để bồi đắp**

a) ÷ d) Phần trên mặt nước; e), f) Phần dưới nước;

1- ao lắng; 2- giếng thoát nước; 3- ống phân phối dung dịch đất bồi;

4- bờ bao; 5- ống thoát nước; 6- ống tập trung nước thoát;

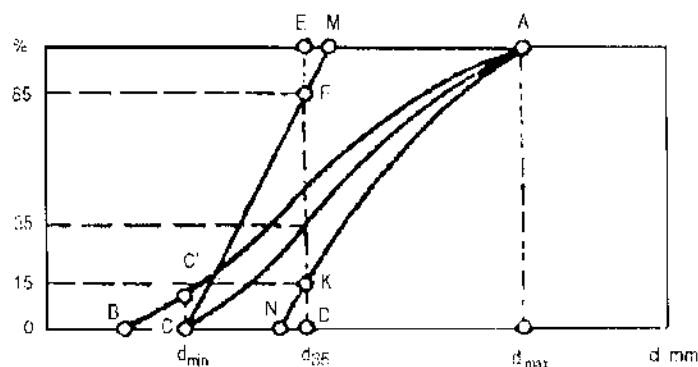
7- dàn đỡ ống dẫn nước bùn; 8- nón bồi tích;

9- lăng trụ thoát nước; 10- vùng tạo lõi giữa.

Việc dự báo thành phần hạt được thực hiện trên cơ sở bồi thí nghiệm. Đối với đập cấp I, công tác bồi thí nghiệm là yêu cầu bắt buộc. Đối với đập từ cấp II trở đi có thể dự báo bằng phương pháp tương quan hoặc các phương pháp gần đúng.

Trong trường hợp đập đập bồi từ hai phía thì có thể sử dụng phương pháp sau đây để dự báo thành phần hạt của đập.

Cho trước cỡ hạt nhỏ nhất cần giữ lại trong thân đập sau khi bồi, ví dụ hạt có  $d_{\min} = 0,005 \text{ mm}$  (điểm c trên hình 1-30). Xoay đường cong AB thành phần hạt của mô đất quanh điểm A cho tới khi nó trùng với điểm C ta có đường cong AC. Đường AC sẽ đặc trưng cho thành phần hạt trung bình của đất trong đập bồi. Đoạn CC là tỉ lệ phần trăm hạt đất bị loại bỏ. Từ điểm D ứng với cỡ hạt  $d_{35}$  kẻ đường thẳng đứng DE. Xoay đường cong AC quanh điểm C cho tới khi nó gặp điểm F ứng với 85% thành phần hạt (điểm F là giao điểm đường nằm ngang 85% thành phần hạt gặp đường thẳng đứng DE). Kẻ đường CF ta có đường CFM là đường thành phần hạt trên trục lõi giữa của đập. Đường thành phần hạt ở mặt ngoài của mái dốc của các lạng trụ biên được xác định bằng cách xoay đường cong AC quanh điểm A cho tới khi nó gặp điểm K trên đường thẳng đứng DE ứng với 15% thành phần hạt.



Hình 1-30. Đồ thị xác định quá trình xấp xếp hạt khi bồi

Thành phần hạt của đất bồi ở khoảng cách x nào đó kể từ trục đập có thể xác định theo công thức:

$$d_{ix} = (x/B)^2 (d_{i2} - d_{i1}) + d_{i1} \quad (1.29)$$

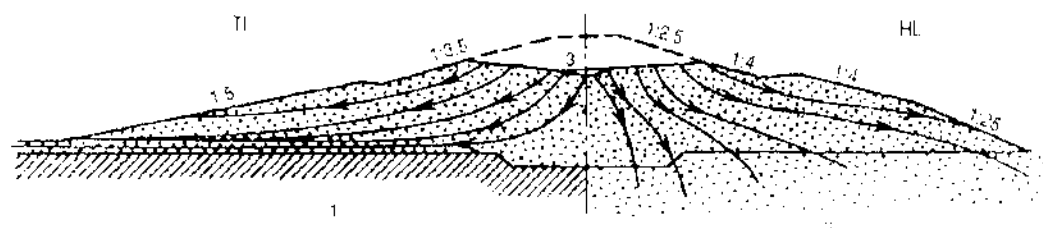
Trong đó:

$d_{ix}$  - đường kính hạt ứng với tỉ lệ hàm lượng i trên khoảng cách x kể từ trục đập;

B - một nửa chiều rộng đáy đập;

$d_{i2}$  và  $d_{i1}$  - đường kính hạt ứng với hàm lượng i theo đường cong thành phần hạt trên mái dốc và trên trục đập (đường AN và MC trên hình 1-30).

Kết quả thực nghiệm cho thấy trung bình có khoảng 15% cỡ hạt của vùng lõi rơi vào hai lăng trụ biên, trong khi đó lại có khoảng 15% cỡ hạt của lăng trụ biên thâm nhập vào vùng lõi giữa.



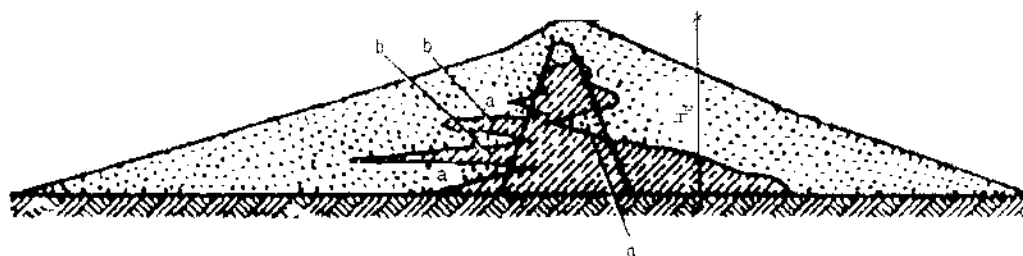
**Hình 1-31. Sơ đồ thấm trong thời gian bồi đắp**

1- nền là á sét; 2- nền cát; 3- ao lắng.

Sự cần thiết phải tính thấm trong thời gian bồi đắp là để kiểm tra ổn định của đắp trong quá trình bồi. Lưới thấm có thể vẽ bằng phương pháp đồ giải.

Cấu tạo thành phần hạt có thể được điều chỉnh nhằm đảm bảo tốc độ xây dựng đắp và yêu cầu ổn định cũng như chỉ tiêu kinh tế của đắp.

Tốc độ phát triển về chiều cao của đắp theo kinh nghiệm thực tế thường khoảng 0,1 - 0,25 m/ngày đêm. Lõi đắp trên mặt cắt ngang có thể có hình dích dắc, nhưng cố gắng tránh hiện tượng lưỡi nhọn, trong đó nê m cát ăn sâu vào phần lõi gây nguy cơ thấm xuyên cắt ngang lõi (khu vực a trên hình 1-32).



**Hình 1-32. Dạng mặt cắt ngang của lõi đắp đất bồi có thể xảy ra trong thực tế**

a- lưỡi cát ăn sâu vào lõi hạt sét; b- lưỡi hạt sét hay túi sét nằm trong nê m cát.

Hiện tượng hình thành các lưỡi cát là do tốc độ dòng chảy đất bùn quá lớn, vì vậy biện pháp tránh xuất hiện các lưỡi nhọn này là giảm tốc độ dòng chảy bằng cách đặt các tấm chắn trên đường chuyển động của dòng bùn, hoặc điều chỉnh lưu lượng của dòng bùn. Biện pháp hạn chế sự hình thành túi sét trong nê m cát (các vùng b trên hình 1-32) được thực hiện bằng cách khống chế (điều chỉnh) bề rộng của ao lắng hoặc điều chỉnh mực nước trong ao lắng.

Công tác kiểm tra và giám sát quá trình bồi là hết sức quan trọng, nhằm đảm bảo sự ổn định và bền vững của đập. Công tác kiểm tra thành phần hạt được tiến hành cho cả mô đất - nơi cung cấp vật liệu xây dựng đập và thân đập. Ngoài việc kiểm tra thành phần hạt của đất, cần kiểm tra độ sệt của dung dịch bùn, độ chặt của đất đập sau khi bồi (xác định trọng lượng thể tích của đất). Tiến hành theo dõi quá trình bồi để xác định sự biến đổi các thông số bồi (độ sệt, độ chặt) theo thời gian, xác định sự thay đổi kích thước lõi theo chiều cao, theo dõi quá trình nước thấm trên các mái dốc và trạng thái ổn định của mái dốc. Việc kiểm tra địa kỹ thuật được thực hiện bằng phương pháp lấy mẫu (một mẫu cho 300 - 600 m<sup>3</sup> đất) và xác định trọng lượng thể tích, trọng lượng riêng của đất, xác định độ ẩm, thành phần hạt, hệ số dẻo. Ngoài ra, việc kiểm tra quá trình nén chặt của đất đập được tiến hành bằng phương pháp dựng các mốc cao độ dạng các cột reper chuyên dụng, để cao đạc định kỳ theo thời gian hoặc phương pháp diện dung.

#### ***So sánh đập đất bồi với đập đất đắp khô***

*Đập đất bồi có các ưu điểm sau:*

- 1) Cường độ xây dựng đập khá cao (thực tế đã đạt được 200.000m<sup>3</sup> đất trong một ngày đêm);
- 2) Cho phép xây dựng đập không phải hút nước hồ móng;
- 3) Thiết bị cơ khí đơn giản, không đòi hỏi các máy đào xúc lớn cũng như ô tô vận chuyển trọng tải lớn;
- 4) Ít nhu cầu nhân lực;
- 5) Thông thường đơn giá xây dựng ít hơn so với đập đất đắp, nhất là khi khối lượng đập thuộc loại lớn (theo số liệu tổng kết của Liên Xô cũ thì đơn giá đập đất bồi nhỏ hơn 20 - 30%).

*Nhược điểm của đập đất bồi là:*

- 1) Có yêu cầu cao hơn về thành phần hạt của mô đất,
- 2) Tiêu thụ năng lượng lớn hơn, đặc biệt trong trường hợp vận chuyển dung dịch bùn bằng ống áp lực;
- 3) Nhu cầu sắt thép lớn hơn (ống dẫn, máng, các ống phân phối v.v...), các mối nối ống thường dễ hỏng do bị mòn.

## Chương 2

# CHỌN TUYẾN VÀ BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH

*Biên soạn: TS. Nguyễn Đình Tranh*

### 2.1. TUYẾN CÔNG TRÌNH ĐẦU MỐI THỦY LỢI

#### 2.1.1. Các khái niệm về tuyến

##### a) Vùng tuyến

Trong giai đoạn quy hoạch bậc thang các công trình thủy lợi - thủy điện trên một đồng sông, có khi còn gọi là sơ đồ sử dụng tổng hợp đồng sông hay thuyết minh tổng quan về sử dụng tổng hợp sông, cần xác định vùng tuyến công trình.

Vùng tuyến công trình bao gồm một đoạn sông tương đối dài, trong đó có thể chọn một số tuyến đại diện. Do trong bước nghiên cứu tính toán này chưa có những tài liệu khảo sát các điều kiện tự nhiên và xã hội chi tiết, thường dùng các bản đồ có tỷ lệ nhỏ nên việc chỉ cần xác định vùng tuyến cũng là phù hợp.

Hơn nữa yêu cầu về mức độ chi tiết của các kết cấu, kích thước công trình chưa thật cụ thể, chuẩn xác nên việc xác định vùng tuyến trên một đoạn sông tương đối hợp lý, tiêu biểu cho cả một vùng cũng là bảo đảm được cơ sở để tính toán các chỉ tiêu kinh tế - kỹ thuật cần so sánh.

##### b) Đoạn tuyến

Sang bước lập nghiên cứu Tiền khả thi, nghiên cứu Khả thi, cần phải đi sâu nghiên cứu tính toán ở mức chi tiết hơn, tài liệu khảo sát về địa hình, địa chất, thủy văn, môi trường, xã hội... cụ thể, đầy đủ hơn, nên từ vùng tuyến cần xác định đoạn tuyến đại diện trong vùng tuyến đó.

Đoạn tuyến thường trải dài trên một khúc sông, trong đó có một số tuyến đại diện. Do khúc sông thường có điều kiện thiên nhiên tương đối giống nhau nên các tuyến cũng không khác nhau nhiều. Tuy nhiên việc chọn đoạn tuyến hợp lý trong các đoạn tuyến của vùng tuyến cũng là một yêu cầu cần đạt để bảo đảm việc xác định các thông số kinh tế kỹ thuật của công trình được tương đối chuẩn xác, qua các bước thiết kế sau sẽ không bị thay đổi nhiều, thậm chí làm ảnh hưởng đến chủ trương đầu tư, tiến độ chuẩn bị và xây dựng công trình.

##### c) Tuyến

Tuyến công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện thường là tuyến đập ngăn sông vì đập là công trình chủ yếu tạo tuyến áp lực, đồng thời tạo hồ chứa với các quy mô khác nhau, mức độ điều tiết khác nhau dòng chảy của sông.

Tuyến công trình được xác định chủ yếu trong bước lập nghiên cứu Khả thi (hay luận chứng kinh tế kỹ thuật) và được hiệu chỉnh cụ thể trong bước thiết kế cơ sở hay thiết kế kỹ thuật vì trong bước này cần thu thập đầy đủ điều kiện thiên nhiên và xã hội, đặc biệt có khảo sát thăm dò điều kiện địa chất công trình chi tiết, các chỉ tiêu cơ lý của nền móng, vai đập, vật liệu xây dựng...

Tuyến công trình ở các loại công trình thủy điện kiểu lòng sông, kiểu sau đập, kiểu đường dẫn do bố trí công trình khác nhau (sẽ được trình bày chi tiết ở các phần sau) nên có yêu cầu khác nhau. Tuy nhiên do đập chính ngăn sông thường là công trình chủ yếu nên cũng có thể hiểu tuyến đập, đồng thời cũng là tuyến của công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện.

Tuyến được chọn trong các tuyến của đoạn tuyến có các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật thuận lợi hơn cả. Thường tuyến được chọn cũng là tuyến tiêu biểu của vùng tuyến và đoạn tuyến. Nếu làm được như vậy thì tiết kiệm được chi phí và thời gian cho việc chọn tuyến, một nội dung quan trọng trong quá trình lập dự án của công trình.

#### **d) Tìm tuyến**

Tìm tuyến hay trục tuyến cũng thường là tìm đập (trục đập). Đó là đường thẳng (thông thường) ở giữa đỉnh đập. Tuỳ theo loại đập mà có các hình thức tìm đập khác nhau. Nếu không thẳng thì có tìm, trục từng đoạn đập do thiết kế chi tiết xác định.

Tìm, trục đập được hiệu chỉnh cuối cùng trong giai đoạn lập bản vẽ thi công.

Đối với các công trình thủy lợi có thành phần công trình đầu mối với đập chính ngăn sông tạo hồ chứa, thì những "định nghĩa" về tuyến như đã trình bày. Đối với các công trình thủy lợi như cống, trạm bơm, kênh... thì tuyến công trình thường là tìm công trình, được xác định qua tính toán kinh tế kỹ thuật của từng giai đoạn thiết kế.

Với những công trình đầu mối có công trình phụ như đập phụ, tràn sự cố... thì có tuyến riêng của nó như tuyến (tìm) đập phụ, tuyến (tìm) tràn sự cố cũng do qua so sánh kinh tế kỹ thuật mà chọn, vì thường những công trình này cũng có chi phí đầu tư không nhỏ.

### **2.1.2. Tuyến ở mỗi loại bố trí công trình**

#### **a) Công trình thủy điện kiểu lòng sông**

Công trình thủy điện kiểu lòng sông là loại thủy điện cột nước thấp mà đập, nhà máy thủy điện, tràn xả lũ thường nằm trên một tuyến. Đó cũng chính là tuyến công trình đầu mối.

Tuyến công trình thủy điện kiểu lòng sông do nghiên cứu tính toán trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật một số phương án tuyến công trình để chọn. Thường điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn (kể cả cho các công trình dẫn dòng thì công kết hợp trong bố trí công trình chung) có ảnh hưởng trực tiếp đến việc chọn tuyến và bố trí công trình đầu mối.



Hiện ở Việt Nam có công trình thủy điện kiểu lòng sông mà cột nước hoàn toàn do tuyến áp lực tạo thành bao gồm nhà máy thủy điện, tràn xả lũ, đập chính ngăn sông bằng đất đá tạo nên là công trình thủy điện Thác Bà.

Công trình thủy điện Đrăyhlinh ở Đắk Lắk mới nhìn có thể liệt vào loại công trình kiểu lòng sông. Thực chất đây là công trình kiểu "đường dẫn" vì đập chính ngăn sông cũng là đập tràn Đrăyhlinh thấp so với cột nước tạo ra ở nhà máy thủy điện (chủ yếu do tận dụng thác thiên nhiên "Đrăyhlinh"). Ở đây tuyến nhận nước vào nhà máy thủy điện (gọi là tuyến năng lượng) và đập tràn trên một đường thẳng cũng là tuyến công trình đầu mối Đrăyhlinh.

#### **b) Công trình thủy điện kiểu sau đập**

Công trình thủy điện kiểu sau đập (theo đập, kèm đập) là loại công trình thủy điện mà cột nước chủ yếu do đập tạo nên. Đập chắn ngang sông ở đây vừa tạo nên cột nước làm việc của thủy điện vừa tạo hồ chứa điều tiết dòng chảy.

Trong công trình đầu mối của thủy điện kiểu sau đập, thường đập là công trình chủ yếu tạo tuyến áp lực nên tuyến đập cũng đồng thời là tuyến công trình. Trong tổ hợp hạng mục công trình tùy theo loại đập chính là đập bê tông, đập đất đá hay loại đập khác mà có những công trình xả lũ, công trình của tuyến năng lượng tương ứng.

Trường hợp đập chính ngăn sông là đập đất đá như ở công trình thủy điện Hoà Bình thì đập tràn xả lũ vận hành, dưới nó là công trình xả lũ sâu nằm bên cạnh đập. Tuyến năng lượng tách ra ở bên bờ trái với hệ thống của nhận nước, đường hầm dẫn nước vào gian máy thủy điện ngầm, đường hầm dẫn nước ra, kênh dẫn ra. Như vậy hệ thống năng lượng khá dài tạo thành tuyến gồm 8 trục tuyến riêng của mỗi tổ máy. Ở đây hầm dẫn ra có hợp nhất 2 tổ (từ tổ máy 3 đến 8) làm một và có kênh dẫn ra chung của cả 6 tổ máy. Còn tổ máy 1 và 2 có hệ thống dẫn ra riêng do tận dụng hai hầm dẫn dòng thì công ở đoạn cuối.

Các công trình thủy lợi do đập tạo hồ chứa cũng có thể xếp vào loại công trình này và thường tuyến đập chính ngăn sông cũng là tuyến của công trình đầu mối. Ngoài ra còn có tuyến công trình xả lũ, tuyến công trình lấy nước...

#### **c) Công trình thủy điện kiểu đường dẫn**

Công trình thủy điện kiểu đường dẫn là loại công trình thủy điện mà cột nước chủ yếu do hệ thống đường dẫn nước tạo ra. Hệ thống này thường gồm có cửa nhận nước, đường dẫn nước, ống áp lực, nhà máy thủy điện, kênh dẫn ra. Tùy theo đường dẫn nước và ống áp lực dài hay ngắn, có áp lực hay không (đối với đường dẫn nước) mà có thêm bể áp lực hoặc giếng (tháp) điều áp. Tuy nhiên do loại công trình này thường có cột nước cao nên có hồ điều tiết dòng chảy càng sâu càng tốt để tận dụng thế năng của hệ thống năng lượng. Do đó ở đây có tuyến đập tạo hồ chứa và tràn xả lũ, còn tuyến năng lượng thường nằm riêng và có chiều dài khá lớn. Đa số các công trình thủy điện tương đối lớn ở nước ta thuộc loại này.

Trước ngày thống nhất đất nước ở miền Nam có công trình thủy điện Đa Nhim thuộc kiểu này. Từ sau 1975 đến nay đã hoàn thành nhiều công trình kiểu này như Trị An, Vĩnh Sơn, Sông Hình, Thác Mơ, Hàm Thuận, Đa Mi, Yaly.

### 2.1.3. Tuyến đập

#### a) Đập

Là công trình ngăn sông, suối tạo hồ chứa hoặc dâng nước để có thể dẫn nước một cách thuận lợi từ cửa lấy nước (cửa nhận nước) vào hệ thống thủy lợi hoặc hệ thống năng lượng.

Tùy theo kết cấu và vật liệu, đập có các loại:

- Đập đất
- Đập đất đá
- Đập bê tông trọng lực
- Đập vòm
- Đập trụ chống, đập liên vòm

Các loại đập khác.

Đập thường là công trình chủ yếu tạo tuyến áp lực, có chi phí tương đối lớn nên việc chọn tuyến đập có ý nghĩa quan trọng trong suốt quá trình nghiên cứu tính toán các chỉ tiêu, thông số cơ bản của công trình đầu mối thủy lợi, thủy điện.

Do trong công trình đầu mối thủy lợi, thủy điện ngoài đập chính còn có công trình xả lũ, công trình lấy nước, các công trình khác phụ thuộc khá nhiều vào kiểu loại công trình thủy lợi, thủy điện và kết cấu đập nên tuyến và bố trí công trình có khác nhau. Như với loại đập đất, đập đất đá hỗn hợp thì khó có thể cho tràn qua đỉnh đập nên công trình tháo lũ thường phải bố trí tách riêng (bên bờ hay một "eo" núi). Công trình nhận nước đối với loại đập vật liệu tại chỗ (vật liệu địa phương) cũng thường được bố trí tách riêng. Đối với đập tương đối thấp, có thể bố trí cống lấy nước trong thân đập.

Dù là loại công trình nào và kết cấu đập như thế nào thì đập thường vẫn là công trình chủ yếu. Xét về mặt an toàn của hệ thống đầu mối và đặc biệt đối với hạ lưu đập, thì việc chọn tuyến chẳng những có ý nghĩa về mặt kinh tế - kỹ thuật mà còn có ý nghĩa về mặt xã hội, thậm chí đối với các đập cao, hồ chứa lớn còn có tầm an toàn quốc gia, vì nếu có sự cố đập sẽ gây thảm họa về người và của trong phạm vi rộng lớn.

#### b) Đập đất

Là loại đập bằng đất. Chọn tuyến đập chẳng những phải căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn, bố trí công trình xả lũ, bố trí cửa nhận nước... mà còn phải chú ý đến điều kiện có sẵn vật liệu xây dựng, nhất là đất đắp đập. Ở đây đòi hỏi chẳng những cự ly vận chuyển đất gần mà chủ yếu là chất lượng, các đặc tính của đất phải bảo đảm yêu cầu đắp đập về mặt chống thấm, chống xói ngầm, chống sạt lở, chống lão hoá... cũng như bảo đảm giá thành đắp đập hợp lý.

Cần nói rằng đại đa số các đập của công trình thủy lợi nước ta là loại đập bằng đất đồng chất, đến nay qua bao chục năm làm việc khá tốt, ổn định. Chính loại đập đất đồng chất được áp dụng từ lâu và làm việc khá bền vững theo thời gian. Nói chung khi chọn tuyến thường chọn những chỗ có thung lũng sông hẹp, nền móng là đá gốc, có điều kiện bố trí công trình xả lũ và cống lấy nước thích hợp. Vấn đề cơ bản ở đây là yêu cầu bảo đảm số lượng và chất lượng đất thích hợp cũng như thiết kế các kết cấu "lọc ngược", thoát nước hợp lý.

#### **c) Đập đất đá**

Là loại đập có kết cấu chống thấm bằng lõi giữa hoặc tường nghiêng có vật liệu "mềm" là loại đất ít thấm nước hoặc cứng như bê tông cốt thép, gỗ, tấm kim loại... Có thể nói đây là loại đập chủ yếu bằng vật liệu địa phương với chiều cao khá lớn. Những đập cao nhất thế giới nói chung chính là loại đập này như Nurech, Rogun (trên sông Vắc Sơ, Kiéc Ghi Di).

Đập Hòa Bình là đập cao nhất thế giới trên nền mềm (128 m). Qua đó thấy khả năng xây dựng đập đất đá trong những phạm vi rộng rãi, kể cả những điều kiện khác nghiệt về nền móng, về dẫn dòng thi công.

Đập đất đá có thể nằm trong công trình đầu mối với thủy điện kiểu lòng sông (Thác Bà), thủy điện kiểu sau đập (Hòa Bình) hay thủy điện kiểu đường dẫn (Yaly). Trong trường hợp đầu tuyến đập thường cũng là tuyến của công trình đầu mối. Trong hai trường hợp sau thì tuyến đập và tuyến năng lượng thường tách riêng, tuy nhiên cũng có thể gọi tuyến đập là tuyến chung của công trình đầu mối, như công trình thủy điện Đa Nhim lấy tên sông có đập chứ không lấy tên của sông là nơi có nhà máy thủy điện tháo nước ra.

Việc chọn tuyến đập với loại đập đất đá cũng giống như trong trường hợp với đập đất nhưng yêu cầu về nền móng có cao hơn vì tiếp giáp với lõi giữa hoặc tường nghiêng cũng như với vật liệu đá có đòi hỏi các chỉ tiêu nền móng thích hợp.

Ngoài ra thường đập đất đá có chiều cao khá lớn, khối lượng xây dựng nhiều nên cần chọn vị trí bảo đảm khối lượng và thời gian thi công càng ít càng thuận lợi. Ở đây cần chú ý cả việc bố trí tuyến xả lũ và tuyến năng lượng để chọn tuyến công trình đầu mối hợp lý nhất, đạt được giá thành xây dựng ít mà các yêu cầu khác, đặc biệt về an toàn ổn định công trình được bảo đảm cao.

#### **d) Đập bê tông trọng lực**

Là loại đập bê tông được áp dụng rộng rãi trong nhiều điều kiện với chiều cao khác nhau. Đập bê tông trọng lực cao nhất thế giới Grand Dixence (285m) được xây dựng ở Thụy Sĩ.

Do áp lực của đập bê tông trọng lực lên nền, nhất là khi chiều cao của đập khá lớn khá tập trung, đặc biệt ở chân mái đập hạ lưu nên yêu cầu nền móng là loại đá tương đối nguyên vẹn, cứng chắc. Qua thực tế xây dựng loại đập này trên thế giới thì tất cả

các loại đá gốc mác ma, trầm tích hay biến chất đều có thể làm nền móng cho loại đập này. Ở những chỗ mềm yếu nứt nẻ nhiều có thể có những xử lý thích hợp vẫn bảo đảm yêu cầu về nền móng.

Khi chọn tuyến cho loại đập này, ngoài điều kiện địa hình cần chú ý đến điều kiện địa chất công trình. Cần chú ý chọn những vị trí có lớp phong hoá mỏng, nền móng đồng nhất. Ngoài ra khi đặt tràn trên đỉnh đập cần chú ý khu vực tiêu năng để tiếp nối thủy lực hạ lưu được thuận lợi, nhất là tạo dòng chảy ở phần thoát ra được thuận dòng.

Đối với các công trình có tràn xả lũ cũng như tuyến năng lượng tách riêng, đập bê tông trọng lực là công trình duy nhất ngăn sông thì nên chọn chỗ tuyến hẹp, nhưng cần chú ý việc dân dòng thì công bằng ngăn sông từng đợt, bằng kênh, bằng hầm sẽ kết hợp hay không kết hợp vào công trình để chọn tuyến hợp lý. Có thể cần qua so sánh một số phương án bố trí tổng thể công trình để chọn tuyến hợp lý nhất.

#### **d) Đập vòm**

Là loại đập bê tông có hình cong để sử dụng sức tựa vào hai bờ nhằm tăng độ ổn định của công trình và giảm vật liệu xây dựng. Do đó yêu cầu địa chất công trình ở hai bờ khá cao và địa hình thung lũng sông hẹp, có độ dốc đối xứng nhất định. Do có ưu việt như vậy nên đại đa số các đập bê tông cao (trên 180m) là đập vòm hoặc vòm trọng lực.

Tuy có yêu cầu cao về nền móng, nhất là ở hai vai đập, nhưng thực tế xây dựng trên thế giới cho thấy tất cả các loại đá dù nguồn gốc nào đều có thể thiết kế và xây dựng đập vòm lên đó trong điều kiện địa hình cho phép. Đối với đập vòm (thuần túy) thì hệ số tuyến, nghĩa là chiều dài tuyến trên chiều cao của đập dưới 3 là thích hợp. Khi hệ số tuyến 3-7 thì nên dùng kết cấu đập vòm trọng lực. Tất cả những thông số của đập vòm (độ dày, cung 2, 3 chiều...) thường phải qua thí nghiệm mô hình cùng với nền móng để xác định.

Khi có điều kiện địa hình với hệ số tuyến dưới 4-5 và điều kiện địa chất tương đối đồng nhất nên chú ý chọn tuyến đập vòm mà hiện nay đã cho phép tràn qua đỉnh đập với lưu lượng khá lớn, nhà máy sau đập (tựa đập) với công suất khá cao, đồng thời bảo đảm độ an toàn ổn định lớn hơn so với các loại đập khác, đặc biệt trong điều kiện có động đất mạnh.

#### **e) Đập trụ chống, đập liên vòm**

Là loại đập thường bằng bê tông có trụ đỡ các tấm bê tông cốt thép tạo thành mặt chịu áp. Trường hợp kết cấu chịu áp có tấm hình cong thì đó là đập liên vòm.

Đập trụ chống, liên vòm có tiết kiệm được vật liệu bê tông nhưng kết cấu phức tạp, cốt thép nhiều, yêu cầu nền móng cao nên thường áp dụng cho chiều cao đập dưới 100m. Loại đập này khó cho tràn qua đỉnh đập, thi công khó khăn nên ít phổ biến hơn những loại đập khác.

Ở nước ta do điều kiện thường có lũ lớn, lớp phong hoá dày, triển vọng áp dụng loại đập này không nhiều, tuy nhiên khi có điều kiện vẫn cần xem xét để giảm khối lượng bê tông và giá thành so với đập trọng lực.

#### **g) Các loại đập khác**

Các loại đập khác như những đập nhỏ bằng cây gỗ, rọ đá, đá xây, đá xếp... hoặc hỗn hợp với các loại vật liệu vừa nêu trên thường là loại đập thấp, dài. Tuyến đập trong trường hợp này thường phụ thuộc vào điều kiện địa hình lòng sông cũng như nền móng và thủy văn, nhất là khả năng thoát lũ.

Nói chung dù là loại đập gì thì cũng cần qua so sánh kinh tế kỹ thuật một số phương án tuyến và đi sâu dần để cụm lại từ phạm vi rộng (vùng, đoạn) đến hẹp (tuyến) và cuối cùng chọn được tìm tuyến có lợi nhất. Đây là quá trình chuẩn xác hoá dựa trên tài liệu khảo sát và nghiên cứu tính toán đầy đủ. Cần qua mô hình vật lý và thủy lực để kiểm chứng và xác định vị trí cũng như kết cấu và kích thước của công trình, nhất là đối với đập, thường là công trình chịu lực của đầu mối thủy lợi - thủy điện, đặc biệt đối với đập lớn.

### **2.1.4. Tuyến công trình xả lũ**

#### **a) Công trình xả lũ**

Thường phải có trong hệ thống đầu mối thủy lợi thủy điện để tháo lũ không cho nước tràn qua đỉnh đập dù là đập bằng bất cứ loại vật liệu gì, hình thức nào, trừ những đập tràn sự cố khi thiết kế cho phép lũ lớn đột xuất tràn qua, thậm chí cho xói đi nên còn gọi là đập xói (cầu chì).

Công trình xả lũ thường bằng bê tông với hình thức tràn mặt, tháo sâu hay xả sâu, có cửa van hoặc không. Sau mặt tràn là dốc nước và cuối cùng là kết cấu tiêu năng. Kết cấu tiêu năng có thể là mũi phóng nước xuống hố tiêu năng, giếng - bể tiêu năng hoặc nếu nền móng đá, lưu lượng nhỏ dùng "tiêu năng tự nhiên"...

Thường công trình xả lũ là một hệ thống các hạng mục và kết cấu công trình khá phức tạp, có một tuyến công trình xả lũ riêng ở bên trên đập, bên cạnh đập, tách riêng hoàn toàn khỏi đập chính. Như vậy hình thức tuyến công trình xả lũ khác với tuyến đập, nghĩa là khác với tuyến công trình đầu mối.

Tuy nhiên, với trường hợp tràn trên đỉnh đập hoặc tràn bên cạnh đập thì tuyến công trình xả lũ cũng trùng với tuyến đập hoặc tuyến công trình đầu mối. Đa số các công trình thủy điện ở nước ta có công trình xả lũ thuộc loại này.

#### **b) Tràn trên đỉnh đập**

Tràn xả lũ trên đỉnh đập thường được áp dụng với kết cấu đập bê tông trọng lực, đập vòm trọng lực. Cũng có trường hợp tràn trên đỉnh đập vòm, đập trụ chống thấp.

Tuyến tràn trong trường hợp như vậy cũng là tuyến đập. Tuyến ở đây là "tuyến ngang". Còn tuyến theo nghĩa "mặt cắt dọc" thì thường thẳng góc với tuyến đập.

Đối với đập bê tông trọng lực do mái đập hạ lưu tương đối thoải nên có thể kết hợp thành "mái tràn" mà phía đuôi mái là mũi phóng hoặc kết cấu tiêu năng. Trong điều kiện nước ta do lũ lớn và tập trung nên đập bê tông trọng lực có thể là thích hợp khi cho tràn qua đỉnh đập với lưu lượng đơn vị tương đối lớn. Trong trường hợp như vậy thì chọn tuyến đập cũng đồng thời là tuyến tràn xả lũ, chỉ cần chú ý điều kiện dòng chảy sau bộ phận tiêu năng cho thuận lợi.

### c) Tràn bên

Tràn xả lũ bên cạnh đập thường được áp dụng đối với đập bằng vật liệu địa phương và có điều kiện địa hình tạo tuyến tràn xả lũ ngay sát đập để giảm khối lượng đào đất đá. Trong trường hợp này tuyến đập thẳng hàng (hoặc dưới một góc rộng) với tuyến tràn. Tràn bên cũng được áp dụng với các loại đập bê tông không cho tràn qua đỉnh.

Hình thức ngưỡng tràn có thể là thực dụng, chân không, đỉnh rộng. Sau đó thường là dốc nước và cuối cùng là bộ phận tiêu năng. Vấn đề ở đây là cần chọn tuyến dọc của công trình xả lũ vừa giảm được khối lượng xây dựng, vừa bảo đảm bộ phận tiêu năng cũng như dòng chảy ra thuận lợi.

Công trình tràn bên của đập Hoà Bình hiện nay là loại có lưu lượng đơn vị lớn nhất thế giới. Tuy nhiên do muốn giảm lưu lượng đơn vị đã thiết kế tuyến mũi phóng xiên góc làm nước quần vào chân đập. Sau thiết kế thêm "răng khếnh" để lái dòng chảy về phía bờ trái, giảm dòng quần vào chân đập đất đá cũng như phải xây dựng thêm tường lái dòng bờ phải.

Khi chọn tuyến dọc công trình xả lũ bên cạnh đập cần chú ý làm thế nào để giảm được chiều cao và khối lượng tường ngăn giữa đập và tràn.

### d) Xả sâu

Xả sâu là công trình tháo lũ nằm sâu dưới mực nước dâng bình thường với hình thức cống được chắn bởi cửa van chịu áp lực cao. Loại công trình này được áp dụng khi phải xả một lưu lượng với cao trình cửa xả nằm sâu dưới mực nước thượng lưu thường áp dụng ở công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện có yêu cầu dung tích hữu ích kết hợp với dung tích chống lũ cho hạ du như ở công trình Hoà Bình. Công trình thủy lợi - thủy điện lớn nhất thế giới hiện nay là công trình Tam Hiệp trên sông Trường Giang ở Trung Quốc cũng có công trình xả sâu.

Công trình xả sâu thường được thiết kế trong đập bê tông trọng lực (Tam Hiệp) hoặc đập tràn bê tông (Hoà Bình) mà phía trên là các cửa van xả tràn, phía dưới là các cửa van của cống xả sâu.

Công trình xả sâu do phải tháo lũ trong điều kiện mực nước thượng lưu cao gây áp lực vào cửa nên vận hành phức tạp, cần có luận chứng đầy đủ. Tuyến công trình xả sâu thường trùng với tuyến tràn xả lũ. Ở công trình Hoà Bình được gọi chung là công trình xả lũ vận hành.

#### **d) Các loại công trình xả lũ khác**

Các loại công trình xả lũ khác bao gồm các công trình xả lũ riêng biệt tách khỏi công trình đập mối (công trình Thác Mơ, Vĩnh Sơn, Hàm Thuận, Phú Ninh...) cũng như công trình xả lũ dự phòng, lũ sự cố, lũ đột xuất...

Các công trình xả lũ loại này thường được lợi dụng các "eo" đồi, núi để giảm khối lượng đào đất đá. Ngoài ra phần cuối của công trình phải bảo đảm có tiêu năng thuận lợi cũng như dòng chảy "ôm" vào hợp lưu với sông suối thiên nhiên.

Tuyến của các công trình xả lũ loại này phụ thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn, dân cư ở dọc tuyến cũng như ở hạ lưu tuyến nếu lưu lượng xả qua công trình tương đối lớn.

Các ngưỡng xả của công trình có thể có hoặc không có cửa van (còn gọi là tràn "tự động").

Nói chung tràn xả lũ là công trình phức tạp và chi phí tương đối lớn, nhất là khi tách khỏi đập chính nên việc chọn tuyến xả lũ phải được qua so sánh chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật đầy đủ tương ứng với từng giai đoạn thiết kế công trình và ở giai đoạn thiết kế cụ thể cần có mô hình thủy lực toàn tuyến đối với công trình tương đối lớn để xác định các thông số và các kích thước cụ thể.

### **2.1.5. Tuyến năng lượng**

#### **a) Tuyến năng lượng**

Tùy theo kiểu loại công trình thủy điện mà có các hạng mục khác nhau. Đơn giản nhất là thủy điện kiểu lòng sông thường có tuyến năng lượng ngắn bao gồm cửa lấy nước, ống dẫn nước, gian máy thủy điện, kênh ra kết hợp lại thành một công trình là nhà máy thủy điện. Phức tạp nhất thường là thủy điện kiểu đường dẫn dài bao gồm cửa nhận nước, đường dẫn nước có áp hoặc không áp, bể áp lực khi đường dẫn nước không áp, giếng hoặc tháp điều áp khi đường hầm dẫn nước có áp, ống áp lực, gian máy, đường dẫn nước và kênh ra.

Tuyến dọc của hệ thống năng lượng do đó được chọn sao cho có khối lượng và chi phí xây dựng nhỏ nhưng các chỉ tiêu năng lượng lại lớn. Thông thường phải qua nghiên cứu tính toán kinh tế kỹ thuật theo từng bước có so sánh nhiều phương án tuyến. Sơ bộ có thể thấy trong những điều kiện tuyến năng lượng nào ngắn thì có chỉ tiêu kinh tế tài chính tốt hơn. Tuy nhiên do tính chất phức tạp của tuyến năng lượng với các dạng công tác khác nhau từ đắp đào ngầm hay hở, bê tông ngầm hay hở, ống áp lực bằng thép hay bằng các vật liệu khác, gian máy, đường dẫn nước ra cũng vậy... nên cần khảo sát, tính toán cụ thể theo từng giai đoạn để chọn được phương án hợp lý nhất.

**b) Tuyến thủy điện kiểu lòng sông**

Tuyến dọc thủy điện kiểu lòng sông được xác định trong tổng thể tuyến công trình đầu mối thường do bố trí nhà máy thủy điện ở trong hệ thống công trình sao cho thuận lợi nhất. Do công trình tràn xả lũ có lưu lượng lớn hơn nên bố trí ở giữa lòng sông, còn nhà máy thủy điện có thể bố trí hoặc bên bờ phải hoặc bên bờ trái chủ yếu nơi nào thuận lợi đối với giao thông vận tải. Nhà máy thủy điện kiểu lòng sông thường có cột nước thấp, thiết bị nặng với các cấu kiện tương đối lớn (siêu trường siêu trọng) nên vấn đề giao thông vận chuyển cần chú ý.

**c) Tuyến thủy điện kiểu sau đập**

Tuyến dọc thủy điện kiểu sau đập phụ thuộc đập chính ngăn sông là loại đập gì, vì đập bằng vật liệu địa phương khó kết hợp bố trí công trình lấy nước và đường dẫn nước nên tuyến dọc của thủy điện được xem xét bố trí riêng bên cạnh hay tách hẳn khỏi tuyến đập. Việc bố trí này có liên quan chủ yếu đến tuyến năng lượng dài hay ngắn do điều kiện địa hình, địa chất cụ thể của vùng công trình đầu mối chi phối.

Công trình thủy điện kiểu sau đập với đập bê tông thường có đường dẫn không dài vì chủ yếu tận dụng cột nước do đập và có thể kết hợp làm tuyến dẫn nước trong thân đập, nhà máy ở liền chân hạ lưu đập, làm cho đầu mối khá "gọn" và kinh tế. Trong trường hợp tràn trên đỉnh và nóc nhà máy thì thực tế tuyến dọc đập, công trình xả lũ và năng lượng trùng nhau.

**d) Tuyến thủy điện kiểu đường dẫn**

Tuyến dọc của thủy điện kiểu đường dẫn thường rất dài và gập khúc vì ít khi bố trí được cả hệ thống năng lượng thành một đường thẳng. Như vậy tổn thất thủy lực có tăng lên nhưng vẫn kinh tế hơn vì tổn thất đó thường không lớn so với khi phải "nắn thẳng" toàn tuyến năng lượng, chi phí tăng lên rất nhiều.

Do đó tuyến năng lượng thường chọn tùy theo từng đoạn công trình hợp lý (hạng mục công trình) như kênh vào và cửa lấy nước, đường dẫn nước và công trình điều áp, đường ống áp lực và nhà máy, đường dẫn nước và kênh ra. Trong các hạng mục trên thì đường dẫn nước và ống áp lực thường chiếm một chi phí đáng kể nên được xem xét "ưu tiên", làm thế nào để có chiều dài ngắn nhất, đặc biệt là ống áp lực.

**2.1.6. Tuyến công trình ngăn mặn**

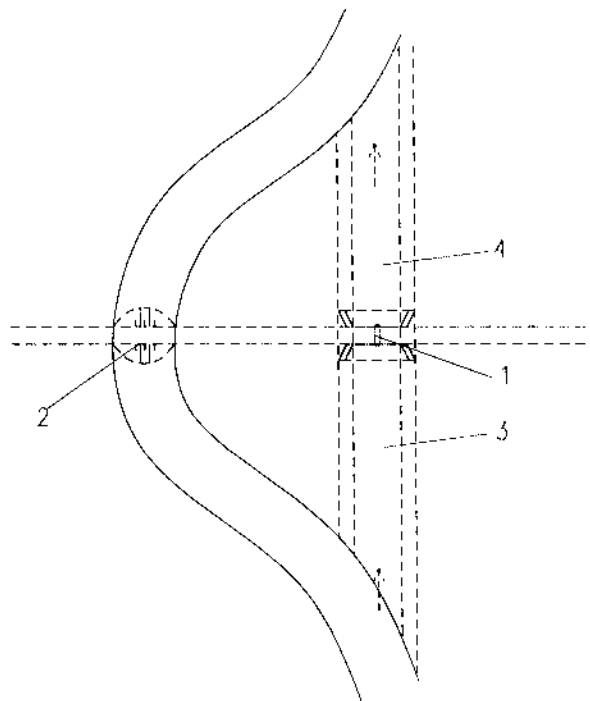
Chọn vị trí tuyến cống phải theo các nguyên tắc sau để đáp ứng các yêu cầu kinh tế kỹ thuật:

- Cống phải là nơi không chế được vùng lập dự án.
- Dòng chảy vào và ra khỏi cống thuận, nghĩa là ít làm thay hướng chảy của dòng sông, kênh tự nhiên để không gây diễn biến xói bờ ở hạ lưu và thượng lưu khi tháo và khi lấy nước.



- Nếu đặt cống trong lòng sông thì không được đặt ở đoạn sông cong mà phải đặt ở đoạn sông thẳng và không nên đặt cống ở đoạn sông hẹp và sâu, nên đặt ở đoạn có lòng sông rộng trung bình và độ sâu vừa phải. Trường hợp cống đặt trong lòng sông thì phải thi công cuốn chiếu, đắp đê quai hay đóng cừ vây một nửa và làm khô để thi công một nửa cống ở một phía, phía còn lại thoát lũ thì công. Sau đó tháo lũ thì công qua phần cống đã xây và thi công tiếp phần cống còn lại.

- Nếu đặt cống trên bờ thì chọn một đoạn sông cong để dẫn dòng thi công đào hố móng khô trên bãi bờ bồi. Khi xây xong cống thì đào kênh nối hai đầu cống với sông và đắp đập ngăn sông.



**Hình 2-1. Thi công công trình cống ngăn mặn trên bãi**

- 1- cống;                      2- đập ngăn mặn;  
3- kênh dẫn vào;      4- kênh dẫn ra.

Ở đồng bằng sông Cửu Long, phần lớn sông rạch thẳng hầu như không có khúc khuỷu thì việc xây cống trên kênh nên đặt trên lòng sông để đảm bảo dòng chảy thuận và cảnh quan môi trường, lúc đó phải đào kênh dẫn dòng thi công.

- Tuy ở đồng bằng vùng ven biển thường có địa chất gần giống nhau nhưng cục bộ vẫn có những chỗ yếu hơn, nên vị trí cống phải tránh các chỗ đó.

- Vị trí cống cũng không nên đặt ở những vùng có dân cư đông đúc phải giải phóng mặt bằng và điều kiện thi công không thuận lợi.

### 2.1.7. Một số vấn đề chung về chọn tuyến

#### a) Việc chọn tuyến

Việc chọn tuyến của công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện là một "công đoạn" trong quá trình khảo sát thiết kế xuyên suốt từ giai đoạn tiền thiết kế (quy hoạch, nghiên cứu Tiền khả thi, nghiên cứu Khả thi) đến thiết kế, lập bản vẽ thi công. Khâu "tác nghiệp" chuyên ngành này được hoàn thiện dần qua các bước, giai đoạn nghiên cứu thiết kế.

Có thể nói đây là một khâu có tính chất nghệ thuật và sáng tạo vì các công trình thủy lợi - thủy điện khó mà theo một "định hình" hay một thiết kế mẫu nào, kể cả trong việc chọn tuyến công trình. Nó lại là khâu chi phối khá nhiều đến thời gian và giá thành đầu tư cũng như chất lượng công trình nên cần học hỏi, đúc rút kinh nghiệm và tổng kết trong vấn đề này.

#### b) Tuyến dọc

Các tuyến dọc của hạng mục công trình như đập, tràn xả lũ, cống thủy lợi, tuyến năng lượng được cụ thể qua bố trí tổng thể công trình đầu mối, thường thẳng góc với tuyến chung (tuyến ngang toàn diện). Các tuyến này cũng cần bố trí cho thật hợp lý, trong đó làm thế nào để thủy lực "đầu vào" và "đầu ra" được thuận lợi nhất, đồng thời giá thành đầu tư xây dựng là ít nhất trong khi vẫn bảo đảm các nhiệm vụ và thông số chủ yếu của công trình đầu mối.

**c) Các điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn, thi công, môi trường sinh thái dân sinh xã hội** có ảnh hưởng trực tiếp và là cơ sở ban đầu để xem xét nghiên cứu tính toán việc so sánh và chọn lựa tuyến công trình đầu mối và các hạng mục công trình. Cần có đề cương cụ thể trong từng giai đoạn, từng bước nghiên cứu tính toán để thu thập với mức tối thiểu các chỉ tiêu, số liệu nhằm giúp cho việc so chọn tuyến được thuận lợi, chuẩn xác.

Dù trường hợp nào thì cũng cần có khảo sát tổng hợp ở thực địa với phương châm "trăm nghe không bằng một thấy" để kiểm tra chung những số liệu thu thập và là cơ sở để lập đề cương công việc cần làm cho bước sau.

**d) Thường điều kiện địa hình** có ý nghĩa chi phối lớn đối với việc chọn tuyến, trong khi điều kiện địa chất, thủy văn, môi trường sinh thái, thi công, vận hành... trong một vùng tuyến thường tương tự nhau.

Khi sơ bộ chọn tuyến cần chú ý ngay đến việc bố trí công trình cụ thể trong toàn bộ công trình đầu mối, kể cả việc dẫn dòng thi công (thường đối với điều kiện lũ lớn ở nước ta, có ảnh hưởng đáng kể đến bố trí công trình chung cũng như giá thành xây dựng). Như vậy trên cơ sở tài liệu địa hình, địa chất, thủy văn cần "phác họa" bố trí tổng thể công trình bằng cách "sắp xếp" các hạng mục công trình.

**đ)** Dù hệ thống công trình thủy lợi - thủy điện loại nào thì đập chính ngăn sông vẫn là hạng mục công trình chủ yếu, chi phối các hạng mục công trình khác. Do đó loại đập có ý nghĩa lớn trong việc chọn tuyến và mỗi loại đập thường có tổ hợp các công trình đi theo, nên cần có chủ định rõ ràng khi chọn tuyến từ lúc sơ bộ xác định vùng tuyến. Ngay lúc đó cũng đã phải chọn tuyến đại diện đi với loại đập chính ngăn sông một cách có cơ sở kinh tế kỹ thuật.

Vì vậy loại đập chính ngăn sông thường là "chủ đề" cho việc chọn tuyến. Loại đập này do những điều kiện thiên nhiên như địa hình, địa chất, thủy văn, vật liệu xây dựng... chi phối, cũng như do những điều kiện môi trường sinh thái, công nghệ xây dựng, kinh tế tài chính tác động. Tất nhiên cần qua so sánh kinh tế kỹ thuật cụ thể nhưng đối với "chuyên gia" cũng cần có những "cảm nhận" trực giác qua nhiều kinh nghiệm lý luận và thực tiễn giúp định hướng và định lượng đúng đắn, giảm được thời gian và chi phí khảo sát, tính toán cũng như chất lượng dự án được bảo đảm ở mức cao nhất.

## **2.2. BỐ TRÍ TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH ĐẦU MỐI**

### **2.2.1. Những nguyên tắc chung**

#### **a) Điều kiện cơ sở**

Do các công trình đầu mối thủy điện – thủy lợi có nhiệm vụ khai thác sử dụng tổng hợp nguồn tài nguyên nước đồng thời phải bảo vệ nguồn nước lâu dài, cắt giảm lũ cho phía hạ lưu... nên trong thành phần công trình đầu mối ngoài những công trình thủy công chung như đập, tràn xả lũ... còn có các công trình chuyên ngành như cống lấy nước để cung cấp nước, nhà máy thủy điện, âu tàu hay công trình nâng tàu, công trình chuyển tải, công trình chuyển cá, công trình xả sâu...

Từ đó bố trí tổng thể công trình đầu mối thường gồm nhiều hạng mục công trình, cần tổ hợp thành một mặt bằng bố trí công trình hợp lý, hài hoà để bảo đảm thực hiện được các nhiệm vụ đặt ra cho công trình đầu mối một cách thuận lợi nhất, đạt hiệu quả cao nhất. Thường cần qua so sánh một số phương án bố trí công trình để chọn phương án tối ưu. Cần dự kiến cả khả năng mở rộng, nâng cấp công trình trong tương lai.

#### **b) Điều kiện kinh tế - kỹ thuật**

Bố trí tổng thể công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện cần đạt được các đặc trưng và chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật thuận lợi, hợp lý. Giá thành xây dựng công trình có kể đến các chi phí vận hành thường xuyên phải là tối thiểu. Cần tận dụng các điều kiện thiên nhiên về địa hình, địa chất, thủy văn, vật liệu xây dựng tại chỗ. Trong điều kiện có thể, cần tận dụng sự kết hợp các hạng mục công trình đập với tuyến xả lũ, tuyến năng lượng.

Chú ý sơ đồ thi công làm thế nào để với khối lượng tối thiểu có thể đưa công trình vào vận hành từng phần sớm nhất, phát huy hiệu quả nhanh nhất.

Trong điều kiện nhiệt đới ẩm có lũ lớn như ở nước ta công trình dẫn dòng thi công thường chiếm một tỷ trọng chi phí lớn nên cần chú ý bố trí hợp lý qua so sánh các phương án và tận dụng các công trình tạm thời đó sau thành công trình vĩnh cửu như để xả phù sa, xả một phần lũ, kết hợp đường dẫn ra của tổ máy (như ở Hoà Bình). Trong trường hợp cần đẩy nhanh tiến độ thi công với khối lượng đắp đập không lớn, có thể tập trung làm trong một mùa khô thì không nhất thiết phải có công trình tháo lũ thi công (Thác Mơ) vừa tốn kém, vừa kéo dài thời gian xây dựng mà chỉ cần công trình dẫn dòng mùa cạn.

### c) Điều kiện thi công - xây dựng

Khi chọn kết cấu và bố trí công trình cần chú ý sơ đồ tổ chức để xây dựng và tiến độ thi công làm thế nào để xây dựng công trình trong một thời gian ngắn nhất với cường độ thi công các loại xen kẽ một cách hợp lý nhất. Tổ chức dẫn dòng thi công hợp lý, tận dụng được lực lượng xây dựng sẵn có.

Sơ đồ đường giao thông vận chuyển ngoài và trong công trình cần hợp lý hoá, tận dụng tối đa những tuyến và phương tiện vận chuyển, giao thông, thi công sẵn có. Cố gắng bố trí các hạng mục công trình tương đối tập trung để tận dụng các phương tiện thi công chung, làm giảm khối lượng các công trình tạm thời, phụ cũng như công trình chính. Cần có chỗ để bố trí công trình phụ trợ nhất là khu nhà máy bê tông nghiền sàng phải gần công trình.

Trong trường hợp khó thi công dễ quai, làm khô hồ móng vì nền đập là cát cuội, sỏi thì áp dụng sơ đồ thi công trong nước phần đắp cát và dùng thủy lực dòng chảy để làm trôi lớp cát cần phải bóc bỏ (như ở Hoà Bình).

### d) Điều kiện kỹ thuật vận hành

Công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện phải đáp ứng các yêu cầu nhiệm vụ đề ra một cách tốt nhất trong suốt thời gian làm việc của công trình. Cố gắng kết hợp tối đa các nhiệm vụ về khai thác, sử dụng và bảo vệ nguồn tài nguyên nước.

Bố trí công trình đầu mối làm thế nào để thao tác vận hành được thuận lợi, có thể tự động hoá một cách đơn giản, chắc chắn và tối đa, bảo đảm vận hành an toàn, linh hoạt.

Các công trình tuyến áp lực cần bảo đảm độ an toàn ổn định, ít phải sửa chữa. Các công trình cần có điều kiện thủy lực vào và ra thuận lợi, vừa ít tổn thất, tránh dòng xoáy, xói lở vừa giảm khối lượng xây dựng. Cần tận dụng điều kiện thiên nhiên sẵn có, không đào mác dốc nhiều vừa giữ cảnh quan môi trường và bảo vệ khỏi bị sạt lở trong khi thi công và vận hành.

#### **d) Các điều kiện khác**

Công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện chẳng những phải bảo đảm yêu cầu kinh tế - kỹ thuật, bền vững mà còn tạo cảnh quan, công trình kiến trúc, mỹ thuật hài hoà với thiên nhiên môi trường, càng ít tác động vào tự nhiên càng tốt.

Với điều kiện có thể, cần dự kiến trước sự nâng cấp, nâng cao năng lực sản xuất của công trình. Bố trí chỗ để làm tiếp các công trình cần phát triển theo nhu cầu như công trình vận chuyển khách, hàng hoá qua đập, công trình tràn sự cố phòng các đập ở phía thượng lưu bị vỡ (hoặc hạ thấp mực nước dâng khi khó bố trí công trình tràn sự cố...). Kết hợp và tận dụng các công trình để giao thông qua lại (trên đỉnh đập, các cơ, dè quai). Kết hợp và tận dụng các cơ sở phục vụ, khu phụ trợ, khu nhà ở lán trại để sử dụng cho địa phương cho cán bộ công nhân vận hành, cho di dân tái định cư...

#### **2.2.2. Bố trí công trình không có đập ngăn sông**

a) Công trình không có đập là công trình không có cột nước như công trình lấy nước tự chảy trực tiếp từ sông, từ kênh lớn, không có hồ chứa. Những công trình lấy nước này thường là để tưới tiêu, cung cấp nước cho công nghiệp, sinh hoạt.

b) Theo điều kiện lấy nước từ sông vào kênh chính công trình lấy nước chia làm hai loại: có điều tiết và không điều tiết. Đối với loại công trình không điều tiết lưu lượng cần lấy phụ thuộc vào mực nước sông. Đối với loại công trình có điều tiết thường có cống điều tiết hoặc trạm bơm ở đầu kênh cho phép lấy lưu lượng cần thiết với bất kỳ mực nước nào của sông.

c) Vị trí và bố trí công trình không có cột nước cũng như loại công trình lấy nước được xác định do một số điều kiện địa hình, địa chất, thủy văn của đoạn sông, điều kiện và lưu lượng nước cần lấy.

#### **2.2.3. Bố trí công trình với cột nước thấp**

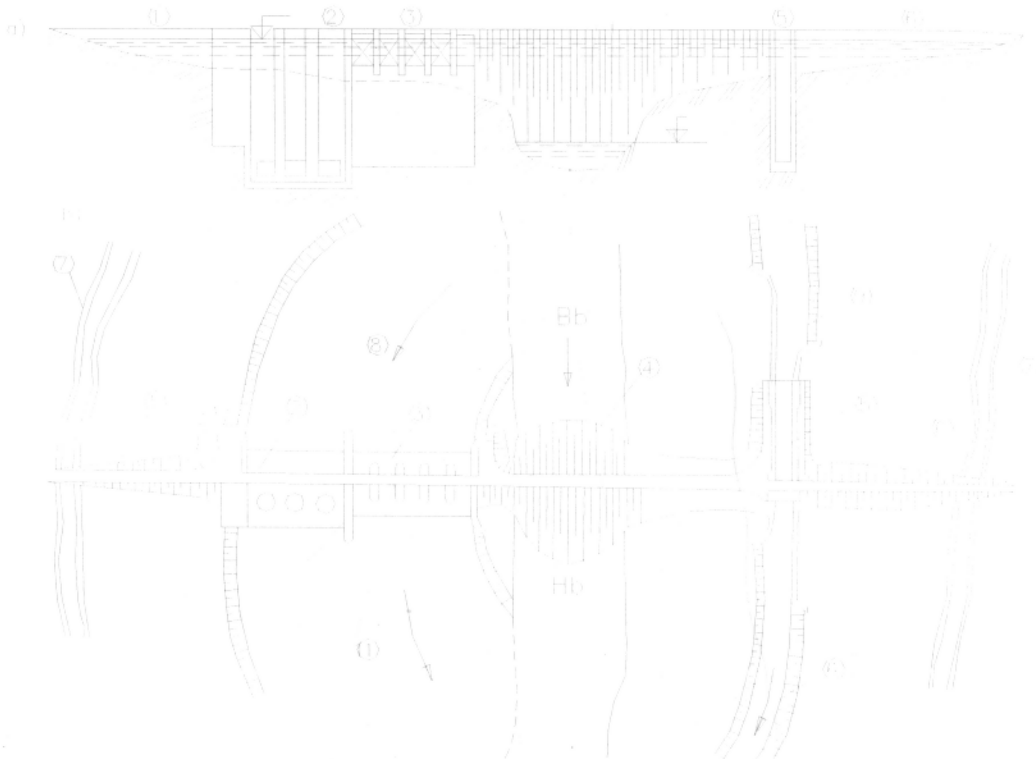
a) Công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện với chiều cao thấp dùng để dâng nước tạo điều kiện lấy nước cho nhu cầu thủy lợi, công nghiệp, sinh hoạt, cho thủy điện kiểu đường dẫn dùng lưu lượng cơ bản. Công trình thủy điện kiểu lòng sông cũng thường có cột nước thấp, có khi với mục đích "kênh hoá" dòng sông cho giao thông vận tải thủy.

Bố trí công trình đầu mối trong các điều kiện như vậy ngoài đập dâng và tràn xả lũ còn có công trình như cống lấy nước, âu tàu, nhà máy thủy điện...

b) Nếu sông rộng thì thường bố trí nhà máy thủy điện trên một bờ, âu tàu ở bờ bên kia, ở giữa là đập tràn xả lũ. Nếu đặt cả nhà máy thủy điện và âu tàu vào một bờ thì vận hành công trình có khó khăn, nhưng thi công công trình bê tông được thuận lợi do tạo thành một tổ hợp công trình bê tông.

c) Khi lòng sông hẹp khó bố trí tất cả các hạng mục của công trình đầu mối vào một tổ hợp, có thể phải đào lán bờ để bố trí công trình như đặt nhà máy thủy điện. Nếu điều kiện cho phép thì nên kết hợp tuyến năng lượng với tuyến tràn xả lũ. Tuy nhiên do cột nước thấp nên khó bố trí, có thể dùng các mô trụ của đập để bố trí tổ máy sẽ có hiệu quả hơn.

**d)** Ở nước ta công trình Thác Bà được xây dựng trong những năm 60 của thế kỷ XX là thuộc loại thủy điện kiểu lòng sông với cột nước tương đối thấp, bố trí công trình bao gồm từ bờ phải qua trái đập khô bờ phải; nhà máy thủy điện với 3 tổ máy, tràn xả lũ có 3 khoang, đập chính ngăn sông bằng đất đá (xem hình 2-2).



**Hình 2-2. Bố trí tổng thể công trình loại thủy điện lòng sông**

- a) Cắt dọc theo trục công trình đầu mối; b) Mặt bằng;  
 1, 4, 6- đập đất; 2- Nhà máy thủy điện; 3- Đập tràn bê tông;  
 5- Âu tàu; 7- Ranh giới ngập ở thượng lưu;  
 8, 11- Kênh vào và kênh ra; 9, 10- Kênh vào âu.

#### 2.2.4. Bố trí công trình với cột nước trung bình

**a)** Công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện với cột nước trung bình có thể được xây dựng ở sông vùng đồng bằng, trung du và miền núi. Trong trường hợp ở sông vùng đồng bằng và trung du, có thể nền móng không phải là đá, còn sông ở miền núi thường là nền móng đá. Các công trình đầu mối có cột nước trung bình đa số với mục đích phát điện và nhà máy thủy điện thường thuộc kiểu sau đập.

**b)** Bố trí công trình thủy điện kiểu sau đập phụ thuộc chủ yếu vào loại đập bằng bê tông hay bằng vật liệu tại chỗ. Trong trường hợp đập bằng vật liệu tại chỗ khó có thể kết hợp với tràn xả lũ, cần bố trí tràn xả lũ riêng bên cạnh đập như ở công trình Hoà Bình. Tuyến năng lượng hoàn toàn bố trí riêng bên bờ trái.

c) Bố trí công trình với đập bê tông có thể kết hợp tràn và tuyến năng lượng vào một "đầu mối" thì thường cho tràn qua đỉnh đập và nóc nhà máy thủy điện. Như vậy bố trí công trình gọn vào một "tổ hợp". Trong trường hợp này cần chú ý đến công trình dẫn dòng thi công. Nếu sông tương đối rộng, mái thoải thì có thể làm kênh dẫn dòng, sau đó bố trí công trình bê tông có khoang tràn và lỗ xả sâu để tháo lũ, lỗ xả đáy để tháo phù sa hoặc chừa "chỗ" để sau này mở rộng, tăng thêm công suất của thủy điện, nghĩa là để làm nhà máy thủy điện mới. Khó khăn là hệ thống cửa lấy nước, ống dẫn nước... sẽ "cải tạo" như thế nào để trở thành tuyến năng lượng. Có thể trong trường hợp với cửa xả sâu có phần thuận lợi hơn trong việc "cải tạo".

d) Bố trí công trình Hoà Bình với tuyến năng lượng độc lập bên bờ trái, nhà máy thủy điện ngầm cho phép chạy máy sớm do việc chạy máy đầu tiên có thể làm theo tuyến riêng từ đào, đổ bê tông, lắp ráp tổ máy. Trong trường hợp với nhà máy hở phải hoàn thành phần dưới nước của cả 8 tổ máy là phần khối lượng chủ yếu của toàn bộ nhà máy. Ngoài ra các đường hầm có áp vào các tổ máy ngầm ngấn, thi công nhanh, khác với trường hợp khi nhà máy thủy điện hở, đường hầm áp lực dài rất khó thi công, nhất là ở hai đầu đều bị "chặn lại", phía thượng lưu là cửa nhận nước, phía hạ lưu là nhà máy, phải thi công 16 "hầm cột" vừa lâu, vừa có nhiều rủi ro; khối lượng đào hở ở nhà máy rất lớn, khi vận hành việc bảo vệ mái đào cao cũng là một khó khăn (xem hình 2-3).



**Hình 2-3. Bố trí tổng thể công trình loại thủy điện sau đập**

1- trạm điện; 2- đập khô; 3- nhà máy thủy điện;  
4- đập tràn; 5- đập đất; 6- âu tàu; 7- đường.

### 2.2.5. Bố trí công trình với cột nước cao

a) Bố trí công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện với cột nước cao có thể có 2 loại. Loại chủ yếu do đập tạo nên cột nước, thường có đập cao và giá thành của đập chiếm đến 40 ÷ 60% toàn bộ giá thành. Bố trí công trình loại này chủ yếu do đập chi phối. Nếu là đập bê tông thì thường kết hợp công trình xả lũ và tuyến năng lượng vào đầu mối. Khi địa hình, địa chất, thủy văn không cho phép kết hợp và có thể bố trí riêng thì bố trí các công trình xả lũ cũng như năng lượng ở trên một bờ hay tách riêng ra hai bờ tương tự như với bố trí khi có đập ngăn sông bằng vật liệu tại chỗ. Thường điều kiện địa hình chi phối việc bố trí công trình. Để làm thế nào có chi phí xây dựng ít nhất, cần qua so sánh một số phương án bố trí công trình cụ thể.

b) Loại chủ yếu do đường dẫn nước tạo nên cột nước (thủy điện kiểu đường dẫn) thì ngoài đập, công trình xả lũ thường bố trí tập trung, còn tuyến năng lượng do có đường dẫn nước dài (bao gồm kênh, hầm dẫn, ống áp lực, nhà máy kênh ra) phải bố trí riêng ở một phía bờ sông. Cần căn cứ chủ yếu vào điều kiện địa hình địa chất để làm thế nào với độ dài đường dẫn ngắn nhất, tạo được cột nước cao nhất.

Ở loại công trình có cột nước cao thường chỉ có tuyến năng lượng mà không có các công trình khác như âu tàu (hoặc công trình nâng tàu, công trình cho cá lên xuống, công trình thả gỗ...).

c) Thường trong bố trí công trình có cột nước cao tuyến năng lượng có ý nghĩa lớn dù là trong trường hợp kiểu đường dẫn hoặc trong trường hợp kiểu sau đập, nên cần có so sánh các phương án kinh tế kỹ thuật cụ thể. Đối với đập bê tông, loại công trình kiểu sau đập thường tuyến năng lượng có thể kết hợp tương đối thuận lợi. Đối với đập bằng vật liệu tại chỗ đường dẫn nước phải dài và thường là kiểu hầm dẫn. Ở đây phải xem xét cụ thể trong từng trường hợp hoặc không có công trình điều áp, chủ yếu do chiều dài của đường dẫn chi phối.

d) Nhà máy thủy điện do có đường dẫn nước thường kiểu ngầm, cả ống áp lực cũng vậy nên có thể là kiểu thủy điện ngầm. Gian máy ngầm thực chất do quy mô khá lớn nên thì công gần giống như gian máy hở sau khi đã làm vòm. Phần dưới hầu như không bị mưa gió ảnh hưởng, thì công từng tổ máy độc lập, có thể đưa vào vận hành sớm nên trên thế giới nhà máy thủy điện ngầm được làm khá nhiều. Ở Hoà Bình, Yaly cũng vậy, vì bảo đảm kinh tế kỹ thuật chứ không phải chỉ vì quốc phòng mà làm ngầm.

### 2.2.6. Một số nhận xét chung

a) Bố trí công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện phụ thuộc vào thành phần của đầu mối, ngoài công trình đập ngăn sông và công trình xả lũ thì chủ yếu do nhiệm vụ của công trình đầu mối: cấp nước, thủy điện, vận tải thủy, thả gỗ.

Khi công trình có nhiệm vụ cung cấp nước tưới, nước cho công nghiệp, nước cho sinh hoạt thì trong hệ thống đầu mối còn có cửa lấy nước hoặc cống, kênh dẫn nước các nút phân phối nước (cống tưới, tiêu, trạm bơm, công trình trên kênh...).



Khi công trình có nhiệm vụ phát điện thì trong hệ thống đầu mối còn có tuyến năng lượng bao gồm cửa nhận nước, công trình dẫn nước (kênh, ống, hầm), nhà máy thủy điện, công trình phân phối điện...

Khi công trình có nhiệm vụ giao thông vận tải thủy thì trong hệ thống đầu mối còn có tuyến chuyển tàu, thuyền, bè thường bao gồm kênh vào, ra, âu tàu, đường trượt tàu hoặc công trình nâng tàu...

Cũng có những trường hợp có nhiệm vụ sử dụng tổng hợp nguồn tài nguyên nước với 2 hoặc cả 3 nhiệm vụ thì hệ thống đầu mối thủy lợi - thủy điện bao gồm đủ cả các công trình: đập tràn xả lũ, cống lấy nước, tuyến năng lượng, âu tàu.

**b)** Vấn đề chọn loại đập là một trong những nội dung chủ yếu về nghiên cứu tính toán kinh tế kỹ thuật, có ý nghĩa lớn trong việc bố trí công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện. Trong việc chọn loại đập thì sự xác định đập bê tông hay đập vật liệu tại chỗ có ảnh hưởng trực tiếp đến bố trí công trình đầu mối.

Đối với công trình đầu mối thủy lợi với đập ngăn sông không cao, tạo hồ chứa để tưới về mùa khô, chủ yếu ở vùng trung du, có địa hình bố trí tràn xả lũ bên bờ hay riêng ở "eo" núi có chỗ đổ ra sông suối tương đối thuận lợi thì đập thường làm bằng vật liệu tại chỗ.

Đập bê tông thường được chọn ở địa điểm có điều kiện địa hình, địa chất thích hợp, nền móng là đá, vật liệu cát sỏi tương đối ở gần, điều kiện dẫn dòng thì công thuận lợi theo cách phân đợt, kênh hoặc hầm tháo lũ thì công. Đập bê tông cho phép kết hợp công trình xả lũ, có khi cho phép xả lũ trong lúc còn đang xây dựng.

Đập vòm hoặc vòm trọng lực được xây dựng ở những địa điểm có điều kiện địa hình, địa chất cho phép với hệ số tuyến thường khoảng  $2 : 4$ , cũng có khi với hệ số tuyến lớn hơn. Hiện nay việc kết hợp cho tràn qua đỉnh đập và kết hợp xây dựng nhà máy sau đập trong điều kiện lưu lượng lũ và công suất lớn đều đã có thực tiễn ở nhiều nơi. Do đó đặc biệt trong điều kiện có động đất mạnh, cần quan tâm để làm đập cong hoặc vòm (đập vòm Vaiont ở Italia cao 262 m, nước lũ đất đá do sạt bờ hồ tràn trên đỉnh hàng trăm mét mà không bị vỡ), nghĩa là cần tận dụng điều kiện tự nhiên để xây dựng đập vòm hoặc vòm trọng lực.

**c)** Cần đặc biệt quan tâm bảo đảm độ an toàn và ổn định của tuyến áp lực, về kết cấu của công trình đập, chỗ tiếp giáp cũng như 2 vai đập. Ngoài việc chọn kết cấu hợp lý thì cần chú ý điều kiện sạt lở bờ hồ trong phạm vi gần (như bờ hồ Vaiont bị sạt lở làm hồ bị lấp, tuy đập không vỡ nhưng vẫn làm thiệt mạng khoảng 4 ngàn người mặc dù đã có báo động trước để sơ tán ở hạ lưu).

Việc bảo đảm an toàn ổn định của phía hạ lưu như công trình tiêu năng, chân đập, hai bờ cả về kết cấu và thủy lực cũng cần được quan tâm. Thường có mô hình thủy lực để kiểm tra các giải pháp kỹ thuật, đặc biệt nếu ở hạ lưu công trình có dòng dân cư hoặc có các công trình kinh tế - xã hội.

Điều kiện mật độ dân cư và quy mô các công trình ở hạ lưu có ý nghĩa lớn trong việc chọn bố trí và thông số, kết cấu công trình. Do sự cố của đập tạo hồ chứa lớn dẫn đến hậu quả khôn lường nên cần xem xét và chọn loại công trình có độ an toàn ổn định cao (như đập cong, đập vòm) có độ dự trữ cần thiết so với những đập thông thường (đập Hoà Bình đã gia tăng 3m so với tiêu chuẩn công trình cấp I). Nơi có điều kiện cần cố gắng bố trí đập tràn sự cố, tràn dự phòng.

**d)** Điều kiện dẫn dòng thi công có ảnh hưởng đến bố trí công trình đầu mối thủy lợi thủy điện. Tất nhiên ở đây lưu lượng và thời gian lũ có ý nghĩa không nhỏ. Trong trường hợp sông rộng hoặc có phần vai - bãi thì nên chọn công trình bê tông thi công đợt 1 (nhà máy và tràn ở Thác Bà, tràn xả lũ ở Trị An), trong đợt 2 sẽ xả lũ thi công qua công trình bê tông đã xây trong đợt 1.

Trong trường hợp sông rộng vừa, có bãi hay mái thoải ở một bờ thì nên dẫn dòng thi công bằng kênh, sau này sẽ lấp kênh bằng đập đất đá (Hoà Bình) hay đập bê tông có dự kiến kết hợp công trình xả đáy hoặc xả sâu. Riêng ở Hoà Bình còn có hàm dẫn dòng thi công cả mùa cạn, mùa lũ xả cả qua kênh và sau cả qua công trình xả lũ.

Trong trường hợp sông hẹp, hai bờ dốc thì nên bố trí công trình dẫn dòng thi công bằng đường hầm. Công trình Nurech (trên sông Vắc-sơ) dẫn dòng thi công bằng đường hầm.

Nếu trường hợp cần bóc bỏ lớp đá phong hoá thì việc đào kênh dẫn dòng sau được ngăn lại bằng đập bê tông có kết hợp tháo sâu hay xả đáy là hợp lý. Như vậy nói chung đây là khâu phải "xử lý thiết kế" theo yêu cầu chung là chọn phương án hợp lý nhất qua so sánh kinh tế kỹ thuật các phương án cần thiết.

**đ)** Việc bố trí công trình hợp lý là điều kiện cần thiết đầu tiên trong suốt quá trình thiết kế ở tất cả các giai đoạn. Thường ngay trong bước đầu tiên, khi chưa có tài liệu bản đồ tỷ lệ lớn, khi chưa có nhiều tài liệu khảo sát địa chất, số liệu thủy văn chưa được "chuẩn xác" hoá... thì việc bố trí công trình trong trường hợp nào cũng là cơ sở cho các nghiên cứu tính toán so chọn phương án cũng như thông số cơ bản của công trình đầu mối qua xác định giá thành đầu tư toàn bộ công trình.

Có thể nói đây chẳng những là một nội dung kinh tế kỹ thuật mà còn là một "nghệ thuật", căn cứ vào lý thuyết, thực tiễn, kinh nghiệm trong nước, trên thế giới... đặc biệt là với những điều kiện tương tự về thiên nhiên và kinh tế xã hội, để áp dụng một cách sinh động, hợp lý nhất.

Cần nói rằng không có một công trình đầu mối thủy lợi - thủy điện nào, một tuyến đập nào lại giống hoàn toàn với nhau mà luôn có sự khác biệt không ít thì nhiều và phải có sự "vận dụng" thích hợp vì không có "thiết kế mẫu" nào để "đưa nguyên si" sang công trình khác. Đó chính là điều khác biệt của công trình thủy so với các loại công trình kiến trúc xây dựng khác. Từ đó đòi hỏi phải có tích lũy kinh nghiệm và tri thức, phải luôn học hỏi, sưu tầm và suy nghĩ, vận dụng cho thích hợp nhất dựa vào những nhiệm vụ cơ bản và yêu cầu cụ thể đối với từng công trình đầu mối thủy lợi thủy điện.

## 2.3. ĐẶC TR NG CƠ BẢN MỘT SỐ CÔNG TRÌNH THỦY LỢI Ở VIỆT NAM

### 2.3.1. Các công trình thủy điện

#### 1. Công trình Thác Bà

a) Công trình thủy lợi - thủy điện Thác Bà là công trình tương đối lớn đầu tiên ở nước ta, được xây dựng trên sông Chảy (tỉnh Yên Bái).

Cao độ mức nước dâng bình thường của hồ dựa trên cơ sở tính toán thủy năng đã chọn là 58,0 m, điều tiết được nhiều năm dòng chảy tại tuyến.

Công suất nhà máy gồm 3 tổ máy là 108 MW, là nhà máy thủy điện kiểu lòng sông, nghĩa là nhà máy tham gia tạo tuyến áp lực.

Thành phần công trình đầu mối gồm đập không tràn bằng đất đá, nhà máy thủy điện, công trình xả tràn và 16 đập phụ (12 đập ở bờ phải và 4 ở bờ trái).

b) Trong đồ án đã xét 3 phương án chính về bố trí công trình:

- Phương án nhà máy thủy điện với đập đá đổ. Trong phương án này đập chịu áp lực nước còn nhà máy thủy điện là công trình không chịu lực.

- Phương án nhà máy thủy điện kiểu lòng sông với đập đá đổ. Trong phương án này nhà máy thủy điện nằm trong thành phần các công trình của tuyến áp lực.

- Phương án đập bê tông chắn ngang toàn bộ tuyến công trình đầu mối, nhà máy thủy điện bố trí trong tuyến đập, còn xả lũ thực hiện qua tuyến tràn của đập.

Sau khi so sánh và đánh giá các phương án bố trí và kết cấu các công trình đầu mối, đã chọn phương án nhà máy kiểu lòng sông với đập đá đổ.

c) Đã xem xét 3 tuyến của công trình đầu mối. Đã chọn tuyến nằm ở phần giữa của khối đá hoa cương, công trình bê tông bố trí trên nền đá cứng tốt.

Nhà máy thủy điện gồm 3 tổ máy với tua bin loại cánh quay, trục đứng, khoảng cách giữa các trục là 15,5 m. Chiều rộng nhà máy là 53,2 m.

Chiều dài phần đập tràn là 28,0 m, lưu lượng xả 3280 m<sup>3</sup>/s (tần suất 0,1%), cao độ đỉnh đập là 63,0 m.

d) Khối lượng xây dựng chính gồm: Đào đất đá: 1.604,8.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Đắp đất đá: 2.712,7.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Bê tông và bê tông cốt thép: 177,7.10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Khoan phun xi măng: 23,2.10<sup>3</sup> m. Thiết bị cơ khí thủy công: 1.891 tấn. Thiết bị thủy lực và điện: 4.030 tấn.

#### 2. Công trình Hòa Bình

a) Công trình Hoà Bình là công trình bậc thang thủy lợi - thủy điện đầu tiên trên sông Đà, con sông có nguồn thủy năng lớn nhất nước ta mà trữ năng hiện thực chiếm khoảng 40% trong tổng trữ năng thủy điện của cả nước.

Qua so sánh nhiều phương án bậc thang công trình trên sông Đà đều thấy có phương án công trình Hoà Bình ở dưới cùng. Bên cạnh đó là sự thuận lợi cho việc xây dựng và vận hành tải điện của công trình thủy lợi – thủy điện lớn vì công trường ở ngay thị xã Hoà Bình cách thủ đô Hà Nội 76 km theo quốc lộ 6.

Do qua khảo sát địa chất trước Cách mạng tháng 8 và trong những năm đầu thập niên 60 (của thế kỷ 20) thấy được cấu tạo dưới lòng sông có hẻm sâu chứa đầy cát, cuội, sỏi dày đến khoảng 60 m nên phương án đập bê tông hầu như không được nêu lên xem xét. Trong thời gian đó việc làm đê quai để bóc bỏ lớp phù sa dày nhằm đặt đập bê tông trên nền đá là khó hiện thực. Phương án hầu như duy nhất là xét bố trí công trình với đập đất đá ngăn sông.

b) Ở mỗi tuyến có khối lượng đập khác nhau chủ yếu tùy theo chiều cao của đập do địa hình hai bờ có thay đổi. Trước kia các chuyên gia Pháp cũng như đầu những năm 60 do dự kiến đập thấp hơn nên đã xem xét chủ yếu các tìm tuyến ở phía dưới tuyến hiện nay đã chọn và được xây dựng (tuyến 3).

Về sau vào cuối những năm 60, đầu những năm 70 do cao trình đỉnh đập dự kiến trong phạm vi 100 : 120 m nên đã kiến nghị tìm tuyến như hiện nay đã thực thi vì chẳng những có khối lượng xây dựng đập tương đối ít mà công trình xả lũ vận hành bên cạnh đập cũng như tuyến năng lượng đều có vị trí thuận lợi.

Sau đó các chuyên gia Liên Xô (cũ) có đề xuất nhiều phương án tuyến ở cả thượng và hạ lưu tuyến 3, đặc biệt ở cả về phía thượng lưu đến 30 km, coi như một vùng tuyến, trong đó đoạn tuyến ở thị xã Hoà Bình dài đến 5 km có nhiều tuyến. Tuy nhiên sau khi khảo sát, nghiên cứu tính toán đều thấy rằng tuyến 3 vẫn là hợp lý nhất vì có giá thành xây dựng ít nhất với bố trí tổng thể công trình "hài hoà" nhất.

c) Do đập đất đá Hoà Bình là đập cao nhất thế giới trên nền mềm (128 m) nên không thể bố trí công trình xả lũ trên đỉnh đập cũng như bố trí tuyến năng lượng kết hợp trong thân đập rất khó khăn do đó các hạng mục công trình này đặt tách riêng ra.

Vấn đề là cần bố trí tuyến xả lũ vận hành như thế nào để tường ngăn giữa đập đất đá và đập xả lũ thấp và ngắn, đồng thời khối lượng đào đất đá, bê tông của công trình tràn xả sâu và dốc nước cũng là tương đối ít nhất, hồ tiêu năng ở cuối tràn ở vị trí tương đối thuận lợi, làm ảnh hưởng đến chân đập hạ lưu ít nhất.

Sau khi nghiên cứu tính toán khá nhiều phương án bố trí công trình, kể cả ở bờ phải và bờ trái, thấy rằng phương án bố trí công trình xả lũ vận hành và tuyến năng lượng ở bờ trái là thuận lợi hơn cả.

d) Vấn đề tương đối phức tạp trong bố trí tổng thể công trình Hoà Bình là giải pháp dẫn dòng thì công do lưu lượng lũ thì công rất lớn ( $24.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ), lòng sông lại hẹp có tầng phù sa dưới đáy sông rất dày. Ở đây cần có biện pháp "tổng hợp" khá công phu vì phải vận dụng tất cả các khả năng dòng sông, kênh bờ phải, hầm bờ trái, công trình xả lũ vận hành.

Trong các năm đầu khi thi công kênh dẫn dòng bờ phải và hai hãm dẫn dòng bờ trái thì sông vẫn chảy "bình thường". Sau khi thi công xong kênh bờ phải và hai hãm bờ trái tiến hành ngăn sông đợt 1 vào ngày 12/1/1982, lưu lượng sông được tháo qua kênh bờ phải cũng như hai hãm bờ trái. Công tác đắp phần đập dưới nước được tiến hành, rồi đến phần giữa (theo chiều cao) của đập. Đến đầu 1986 khi đập ở phần lòng sông đã đắp đến cao độ cần thiết thì tiến hành ngăn sông đợt 2. Trong một thời gian mùa khô phải đắp phần dưới của đập ở đoạn kênh bờ phải để mùa lũ đến (lũ 1986) cho xả qua kênh bờ phải cũng như hai hãm bờ trái. Sau lũ 1986 phải đắp phần đập bờ phải cho đến cao trình 81m trước khi lũ 1987 đến, do đó đã có khẩu hiệu: "Cao độ 81 m hay là chết".

Lũ 1987 được xả qua 2 hãm thi công cũng như công trình xả lũ vận hành ở bờ trái đang xây dở. Tất cả những giải pháp này đều thực thi theo thiết kế. Vào mùa khô 1987 : 1988 hai hãm thi công được bật lại ở phần đầu để tích nước, bảo đảm cuối năm 1988 vận hành tổ máy đầu tiên. Phần nửa hạ lưu của hãm được tận dụng để làm thành phần hãm dẫn ra của hai tổ máy đầu tiên.

Có lẽ bố trí công trình vào loại "phức tạp nhất thế giới" như vậy là hợp lý. Đây là bài học quý giá chẳng những cho ngành thủy công Việt Nam mà cho cả thế giới.

**d)** Khối lượng xây dựng chính gồm: Đào đất đá:  $20.256 \times 10^3 \text{ m}^3$ . Đắp đất đá:  $26.631 \times 10^3 \text{ m}^3$ . Bê tông và bê tông cốt thép:  $1.899 \times 10^3 \text{ m}^3$ . Khoan phun xi măng:  $205 \times 10^3$  mét dài (md). Thiết bị và kết cấu kim loại: 46.721 tấn.

### 3. Công trình Trị An

**a)** Công trình Trị An là công trình thủy lợi - thủy điện lớn nhất miền Nam, bậc thang cuối cùng ở hạ lưu sông Đồng Nai, được chuẩn bị vào đầu những năm 80 để giải quyết việc cung cấp thêm điện đang rất thiếu sau khi giải phóng miền Nam.

Theo những quy hoạch sơ bộ ở trong và ngoài nước (chủ yếu do Ủy ban sông Mê Kông tiến hành) thì sông Đồng Nai có nhiều công trình, trong đó công trình Đa Nhim ở thượng nguồn đã được xây dựng từ đầu những năm 60. Sau hợp lưu giữa 2 sông Đa Nhim và Đa Dug dự kiến đến 8 công trình mà Trị An là công trình thứ 9.

Công trình Trị An tuy ở hạ lưu nhưng có hồ chứa tương đối lớn, có thể điều tiết sâu dòng chảy khi chưa có các công trình ở trên lại ở tương đối gần thành phố Hồ Chí Minh (chỉ trên 50 km), điều kiện thi công vận hành, tái điện rất thuận lợi nên được thi công trước. Hơn nữa ở đây điều kiện địa hình (có thác Trị An), địa chất, xây dựng khá thuận lợi, trong phương án bậc thang thủy điện sông Đồng Nai nào cũng có công trình Trị An nên việc được chọn làm công trình đợt 1 trên sông Đồng Nai cũng tương tự như công trình Hoà Bình trên sông Đà là hoàn toàn thích hợp.

**b)** Cần nói rằng qua tài liệu trước ngày giải phóng miền Nam năm 1975 cũng như của Bộ Thủy lợi (cũ) trong "thiết kế nhiệm vụ" của công trình Trị An thì tuyến đập cũng như tuyến năng lượng của công trình Trị An khác với tuyến được chọn và được xây dựng.

Tuyến đập được chọn ở hạ lưu tuyến lúc trước dự kiến cũng như tuyến do Viện Thiết kế thủy công Liên Xô (cũ) kiến nghị. Tuyến được chọn có ưu điểm là thi công trên khô đập tràn phía bờ trái một cách thuận lợi (không phải qua cầu). Sau khi thi công tam đáy phân đập tràn và các móng trụ mới ngăn sông Đồng Nai và lưu lượng thi công được tháo qua đập tràn đang xây dựng.

Tuyến năng lượng được chọn ở phía hạ lưu tuyến trước đây dự kiến (nhà máy thủy điện ở ngay hạ lưu đập phụ Suối Rập). Tuyến năng lượng mới được đề xuất và thực thi có ưu điểm là tận dụng được một đoạn thác với độ dốc sông khá tập trung ở ngay hạ lưu sông Đồng Nai. Ngoài ra đã bố trí tuyến năng lượng hợp lý hơn do tận dụng bờ trái hồ Suối Rập có cao độ vừa với cửa nhận nước và độ dốc khá lớn xuống nhà máy thủy điện có kênh ra đào không sâu. Từ đó giảm nhiều khối lượng xây dựng mà đồng thời được tăng cột nước và công suất lắp máy, diện lượng đáng kể.

c) Trong bài học kinh nghiệm về kết cấu công trình Trị An có vấn đề sự cố ống áp lực, do đã làm ống vuông bằng bê tông cốt thép với khẩu độ trong rất lớn ( $7\text{ m} \times 7\text{ m}$ ) mà cốt thép đặt ở góc chưa chuẩn xác, thời gian sau khi đổ bê tông chưa đáp ứng yêu cầu. Tuy nhiên bài học thành công là chủ yếu nên trong thời gian rất ngắn đã hoàn thành một công trình có tầm cỡ quốc gia, thậm chí là quốc tế.

Đã nhanh chóng triển khai công tác xây dựng cầu qua sông Đồng Nai, ở tuyến đập, tuyến tràn cũng như tuyến năng lượng, huy động mọi khả năng về lực lượng xây dựng và thiết bị để thi công trong thời gian ngắn: khởi công năm 1984 đến đầu năm 1988 đã chạy máy đệt đầu.

#### **4. Công trình Vĩnh Sơn**

a) Công trình thủy điện Vĩnh Sơn có các đập tạo thành hồ chứa A, B nằm trên sông nhánh, chuyển nước sang sông chính qua nhà máy thủy điện nằm ở bờ phải sông Côn (tỉnh Bình Định).

Luận chứng kinh tế kỹ thuật công trình thủy điện Vĩnh Sơn được hoàn thành vào năm 1985. Hồ A trên sông Đak Phan được nước từ hồ B chuyển về tạo thành hệ thống hồ có khả năng điều tiết nhiều năm. Cụm công trình B đặt ở tuyến trên, công trình tràn ở bên bờ phải, kênh chuyển nước bên bờ trái. Cụm công trình A có xem xét 2 tuyến đập: dưới và trên cách nhau khoảng 150 : 200 m. Sau khi xem xét đã chọn tuyến dưới có khối lượng ít hơn dù dưới nền có đá badan lỗ rỗng. Công trình tràn đặt ở eo bờ phải, có cả tràn "sự cố" theo kiểu "cầu chì".

b) Tuyến năng lượng bao gồm kênh vào từ hồ A; 2 ống thép hở (thay hồ C bằng cách tận dụng ống thép không dùng của nhiệt điện Cầu Đỏ); tháp điều áp; đường ống áp lực hở dài 1928 m; nhà máy thủy điện với 2 tổ máy, kênh dẫn ra dài 60 m.

Đường ống áp lực bằng thép chiều dày  $10 \div 46$  mm; trong quá trình xem xét đã chuyển toàn bộ tuyến năng lượng về phía hạ lưu (sông Côn) khoảng 200 m làm giảm khối lượng đào ở vùng thấp điều áp đến gần 1 triệu  $m^3$ , đường ống thì công được thuận lợi hơn lại thêm được cột nước.

c) Thông số của một số hạng mục như sau: Đường ống ngang: 2 ống đường kính trong 1600 mm, dài 785 m. Tháp điều áp có chỗ co hẹp, đường kính trong 6,7 m, đường kính vách ngăn 1,6 m, cao 40,60 m, chiều dày tháp 0,5 m. Đường ống áp lực dọc, đường kính trong 1600 : 1750 mm, dài 1700 m. Công suất lắp đặt với 2 tua bin gió 66 MW, lưu lượng cực đại qua tua bin 13,2  $m^3/s$ .

## 5. Công trình Thác Mơ

a) Tuyến đập công trình Thác Mơ là loại công trình đường dẫn nên cũng theo nguyên tắc chung là đập đất phía thượng lưu đoạn thác. Tuyến đập tương đối ngắn, khối lượng đập đất đá không nhiều, có thể tập trung thi công trong một mùa khô. Do đó đã "xử lý" việc dân đồng thi công chủ yếu với lưu lượng "kiệt", không phải làm kênh rộng thoát lũ thì công sau phải đắp lại với khối lượng khá lớn.

Nhờ kênh nhỏ tháo lưu lượng mùa khô đã đắp đê quai thấp nhằm thi công nền móng đập, khoan phun trong mùa khô. Mùa lũ lượng nước được tháo qua phần nền móng đã thi công, mùa khô năm sau đắp đập chính nhằm đảm bảo để cho lũ (năm sau) xả qua tràn đang xây dựng.

b) Đã xem xét đến 6 tuyến năng lượng. Cuối cùng dừng ở tuyến 6, giảm khối lượng đập đập phụ Đức Hạnh và công tác xây dựng khá nhiều.

Hệ thống tuyến năng lượng bao gồm kênh dẫn vào dài 850 m, cửa lấy nước cao 16m, đường ống bằng bê tông cốt thép đường kính trong 4,7 m dài 590 m gồm 2 ống, nhà máy thủy điện rộng 18 m, dài 48 m, cao 24m với 2 tua bin loại tâm trục, công suất chung 150 MW, kênh dẫn ra dài 25 m.

c) Công trình ở tuyến áp lực có đập ngăn sông chính, chiều cao lớn nhất 46 m, chiều dài theo đỉnh đập 464 m.

Công trình xả tràn có 4 khoang, khả năng xả với lũ tần suất 0,1% là 4722  $m^3/s$ . Đập Đức Hạnh có chiều cao lớn nhất 48 m, chiều dài theo đỉnh 905 m. Kênh nối 2 hồ với lưu lượng 186  $m^3/s$ , dài 985 m, ngoài ra còn 2 đập phụ nhỏ ở bờ trái và phải đập vai cửa lấy nước.

d) Công trình được chính thức khởi công ngày 20/11/1991, hoàn thành vào năm 1995. Khối lượng xây dựng gồm đào đất đá  $7.444 \times 10^3 m^3$ , đắp đất đá  $7.137 \times 10^3 m^3$ , bê tông và bê tông cốt thép 214.794  $m^3$ , khoan phun xi măng 8.824 mđ, kết cấu thép và thiết bị 6.397 tấn.

## 6. Công trình Yaly

a) Công trình thủy điện Yaly là công trình lớn nhất miền Trung. Đây là công trình thuộc loại đường dẫn, tận dụng thác thiên nhiên Yaly cao đến 50 m và các thác nhỏ.

Tuy công trình Yaly ở phần sông Sê San sau hợp lưu của 2 sông Đak Pôcô và Đak Bla, nhưng do có hồ chứa tương đối lớn, điều tiết khá sâu dòng chảy sông tại tuyến đập, lại có điều kiện thiên nhiên và xây dựng khá thuận lợi nên là công trình xây dựng đợt đầu trên hệ thống sông Sê San.

Trong Quy hoạch bậc thang thủy điện sông Sê San khi nào cũng có công trình Yaly với thác Yaly nổi tiếng. Cũng có phương án "ăn xổi Thác Yaly" với quy mô nhỏ và quy mô vừa. Tuy nhiên sau quá trình nghiên cứu tính toán thấy rằng phương thức tận dụng cả đoạn thác sau thác Yaly, độ dốc khá tập trung vào một công trình như hiện nay đã hoàn thành là phù hợp nhất. Qua đây cũng cần "rút kinh nghiệm" vì nếu chia đoạn thác dài khoảng 4 km thành 2 bậc thì sẽ tốn kém hơn, phải hai nhà máy có tổng công suất tương đương nhưng thiết bị đắt hơn do cột nước thấp hơn. Cửa nhận nước, đập, tràn cũng đều phải làm 2 lần. Đây thực chất là 2 công trình chứ không phải là "hai đợt" mà công trình sau với khối lượng lớn là đường dẫn dài có lẽ sẽ khó hoàn thành trong thời gian mong muốn.

b) Tuyến đập Yaly cũng dễ thống nhất là nằm ngay ở đầu thác Yaly, chỉ cần xem xét tìm đập cụ thể. Trong trường hợp đập đất đá như đã chọn thì tìm đập hiện nay là hợp lý dù có đoạn cong chữ S ở gần tiếp giáp với tràn xả lũ, tuy nhiên độ cong không lớn. Nếu đưa tuyến đập lên phía thượng lưu nữa thì khối lượng sẽ tăng lên do tuyến đập dài hơn, tuyến tràn xả lũ cũng khó bố trí hơn.

c) Tuyến năng lượng của công trình Yaly hầu như chỉ có tuyến đã chọn là hợp lý cả ở cửa nhận nước, cũng như ở vùng nhà máy thủy điện.

Vấn đề là xác định tìm tuyến ở từng đoạn tuyến sao cho hợp lý nhất, đặc biệt ở đoạn kênh ra để tận dụng cột nước và thuận thủy lực. Tuyến năng lượng gồm: Cửa lấy nước có 2 khoang kích thước 5,5x11m với lưu lượng lớn nhất là 420 m<sup>3</sup>/s. Hầm dẫn nước gồm 2 hầm đường kính trong 7,0 m dài 3720 m. Tháp điều áp gồm 2 giếng, mỗi giếng có 2 buồng. Hầm áp lực gồm 2 hầm đường kính 7,0 m dài 320 m, có bọc thép dày 10 mm. Nhà máy thủy điện ngầm gồm 2 tổ máy. Trạm phân phối điện ngoài trời rộng 89,0 m dài 260 m.

d) Khối lượng công tác chính như sau: Đào đất đá:  $2.857 \times 10^3$  m<sup>3</sup>, trong đó đào ngầm  $574 \times 10^3$  m<sup>3</sup>. Đắp đất đá:  $12.828 \times 10^3$  m<sup>3</sup>. Bê tông cốt thép:  $432,9 \times 10^3$  m<sup>3</sup>, trong đó ngầm  $225,7 \times 10^3$  m<sup>3</sup>. Khoan phun xi măng: 186.480 m. Thiết bị thủy công: 5.503 tấn. Thiết bị thủy điện: 6.982 tấn.

Công trình thủy điện Yaly đã hoàn thành toàn bộ và chính thức khánh thành ngày 16/4/2002.



## 7. Công trình sông Hình

a) Luận chứng kinh tế kỹ thuật công trình thủy điện sông Hình đã được phê duyệt năm 1986 và được hiệu chỉnh năm 1991. Thiết kế kỹ thuật bước 1 cũng được hoàn thành trong năm 1991. Các thông số chính của công trình như sau: Chiều cao lớn nhất của đập chính: 44,0 m. Chiều dài đập chính: 880,0 m. Lưu lượng xả của đập tràn: 6200 m<sup>3</sup>/s. Chiều cao lớn nhất các đập phụ: 18,0 m. Tổng chiều dài các đập phụ: 6400,0 m. Kênh dẫn vào tuyến năng lượng dài 1530,0 m. Hầm dẫn nước dài: 1458 m, đường kính trong 5,0 m. Tháp điều áp kiểu giếng cao 70,0 m, đường kính trong 8,5 m. Ống áp lực thép dài 558,0 m, đường kính trong 3,4 : 4,0 m, chiều dày 14 : 22 mm. Nhà máy thủy điện có lưu lượng qua nhà máy 57,3 m<sup>3</sup>/s, cột nước tính toán 141,0 m.

b) Về tuyến đập có so sánh tuyến Ia, Ib và Ic. Đã chọn tuyến Ia có giá thành ít nhất, tuyến Ib cong có khối lượng đào đắp lớn, tuyến Ic ở dưới cùng cũng có khối lượng xây dựng lớn.

Tuyến đập tràn đã chọn ở bờ trái, có 4 khoang, khối lượng bê tông ít nhất và giá thành chung thấp nhất.

Về tuyến năng lượng có xem xét tuyến Ia, Ib. Đã kiến nghị tuyến Ia có tìm tuyến đường hầm thẳng, đường ống áp lực ngắn hơn, hầu hết các mố néo và mố đỡ đặt trên đá gốc, có giá thành thấp hơn.

c) Khối lượng công tác chính: Đào đất đá: 4.518,41×10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Đắp đất đá: 5.719,78×10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Bê tông và bê tông cốt thép: 103,09×10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>. Khoan phun xi măng: 21.000 md. Kết cấu thép ống và cơ khí thủy lực: 3.169,6 tấn. Thiết bị thủy điện: 1.235 tấn.

## 8. Công trình Hàm Thuận

a) Công trình Hàm Thuận là loại công trình đường dẫn chuyển nước từ sông La Ngà sang suối Đa Bo. Thành phần công trình bao gồm:

Đập chính trên sông La Ngà bằng đất đá và các đập phụ tạo thành hồ chứa nước với chiều dài tuyến áp lực khoảng 3,5 km.

Công trình tràn xả lũ bố trí riêng ở phía bờ trái.

- Tuyến năng lượng gồm cửa lấy nước, hầm áp lực, giếng điều áp, hầm dẫn nước vào tước bin, nhà máy thủy điện, kênh ra tháo nước vào suối Đa Bo. Tuyến năng lượng được chọn ở bờ trái suối Đa Bo.

b) Đoạn tuyến đập chính được xem xét trên một chiều dài khoảng 1,5 km. Đã so sánh nhiều tuyến, cuối cùng chủ yếu xem xét giữa tuyến b và d.

Tuyến b với đập chính cao 97 m và chiều dài đỉnh đập 1235 m. Đập phụ gồm 3 đập với chiều cao lớn nhất 64 m và chiều dài đỉnh 1180 m. Tổng chiều dài tuyến áp lực 3500 m. Tuyến d có đập chính cao 101 m, dài 468 m. Các đập phụ có chiều cao lớn nhất 68 m, tổng chiều dài 1127 m.

Trong giai đoạn lập Luận chứng kinh tế kỹ thuật đã kiến nghị phương án tuyến đập là tuyến b và tuyến năng lượng ở bờ phải suối Đa Bo. Sang giai đoạn thiết kế kỹ thuật (1994) đã hiệu chỉnh việc chọn tuyến đập sang tuyến d, có khối lượng xây dựng ít hơn, đập chính ngăn sông ngăn hơn nhiều. Tuyến năng lượng cũng được chuyển sang bờ trái suối Đa Bo, khối lượng xây dựng ít hơn.

c) Đập tràn đặt riêng ở phía bờ trái của đập chính với lưu lượng 6.600 m<sup>3</sup>/s. Tuyến năng lượng bao gồm cửa lấy nước với kết cấu loại thấp; tuy nen dẫn nước là loại áp lực có bọc bê tông, đường kính trong là 7 m và chiều dài 3020 m, độ dốc của tuy nen là 1:100; giếng điều áp loại lỗ, đường kính trong là 11 m và chiều cao từ đáy là 110,5 m; đường ống áp lực là loại đơn ngầm có bọc thép, có rẽ nhánh ở phần dưới vào 2 tổ máy, đường kính trong thay đổi từ 5,3 ÷ 4,8 m, đường kính ống rẽ nhánh là 2,8m; nhà máy thủy điện loại hồ dài 70 m, rộng 45 m, cao 40 m, công suất 300 MW; tua bin loại tâm trục đứng, cột nước 250 m.

## 9. Công trình Đa Mi

a) Công trình Đa Mi tận dụng nước điều tiết từ hồ Hàm Thuận, sau khi đã phát điện tại nhà máy Hàm Thuận, đổ vào suối Đa Bo. Tại đây đập đập chính là loại đất đá, chiều cao 69 m, dài 490 m, khối lượng đắp đất đá là  $4,8 \times 10^6$  m<sup>3</sup>. Có một đập phụ ở bờ phải và một đập phụ ở bờ trái sát với đập tràn (cao 12 m, dài 160 m).

Đập tràn đã xem xét 2 phương án: tràn thẳng và tràn nghiêng, loại tràn tự do không có cửa. Lưu thiết kế là 1320 m<sup>3</sup>/s với giá trị bằng  $1,2Q_{0,5\%}$ .

b) Tuyến năng lượng bao gồm cửa lấy nước đặt ở bờ phải cách đập chính khoảng 180 m, lưu lượng thiết kế 137 m<sup>3</sup>/s; kênh dẫn vào dài 73 m; tuy nen dẫn nước dài 1834 m, đường kính trong 7 m, là loại áp lực có bọc bê tông; giếng điều áp cao 50 m, đường kính trong 15 m là loại lỗ có đường kính 5 m, bọc bê tông dày 1,5 m; đường ống áp lực là loại giếng ngầm nghiêng có bọc thép với chiều dài 356,2 m và đường kính trong 5,2 ÷ 5,6 m, đoạn phân nhánh có đường kính 3,6 m; nhà máy thủy điện ở bờ phải suối Đa Mi là loại thủy điện hồ dài 56 m, rộng 31 m, cao 42 m, gồm 2 tổ máy công suất 172 MW; tua bin loại tâm trục đứng, cột nước tính toán 142,7 m; kênh xả hạ lưu dài 31 m, rộng 27 ÷ 30 m. Trạm phân phối điện đặt ngay trước nhà máy với diện tích khoảng 875 m<sup>2</sup>.

### 2.3.2. Các công trình thủy lợi đầu mối

#### 1. Công trình thủy lợi Cẩm Sơn

##### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

Dự án này gồm:

- Hồ chứa Cẩm Sơn: Xây dựng trên sông Hoá (một nhánh của sông Thương) thuộc địa phận huyện Hữu Lũng (Lạng Sơn). Hồ có nhiệm vụ xả nước xuống sông Thương đến đập Cầu Sơn thì nước đưa vào khu hưởng lợi qua cống lấy nước Cầu Sơn.

- Đập dâng nước Cầu Sơn được xây dựng nhằm đưa nước sông Thương vào khu hưởng lợi qua cống Cầu Sơn (Dự án này trước đây gọi là dự án Kép do người Pháp xây dựng).

- Một vài thông số của Hồ Cẩm Sơn:

Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ):  $378 \text{ km}^2$

Cấp công trình: II

Mực nước gia cường (MNGC):  $+68,58 \text{ m}$

Mực nước dâng bình thường (MNDBT):  $+66,50 \text{ m}$

Mực nước chết (MNC):  $+51,00 \text{ m}$

Dung tích chết ( $W_c$ ):  $20,5 \times 10^6 \text{ m}^3$

Dung tích toàn bộ ( $W_{tb}$ ):  $227,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

##### b. Quy mô, kết cấu các hạng mục công trình chính

- Đập đất đồng chất bằng đất thịt, dài  $230 \text{ m}$ , cao ( $H_{max}$ )  $42,50 \text{ m}$

- Tràn xả lũ có cửa rộng  $18 \text{ m}$ , dài  $77,5 \text{ m}$ ,  $Q_{tân(p=0,1\%)}: 572 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Cống lấy nước: Cống lấy nước có đường kính  $D = 2,5 \text{ m}$  dài  $165 \text{ m}$ , lưu lượng thiết kế  $Q_{lk} = 25,81 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- Nhà máy thủy điện: Công suất lắp máy ( $N_{lm}$ ):  $2600 \text{ KW}$  gồm 2 tổ máy.

- Kênh và hệ thống kênh được làm mới, mở rộng. Trong đó có các công trình quan trọng như xi phông vượt sông và hàng ngàn công trình trên kênh.

#### 2. Công trình thủy lợi Yên Lập

##### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ):  $183 \text{ km}^2$

Cấp công trình: II

Mực nước gia cường (MNGC <sub>$p=1,5\%$</sub> ):  $+31,37 \text{ m}$

- Mực nước dâng bình thường (MNDBT):  $+29,50 \text{ m}$

- Mực nước chết (MNC):  $+11,50 \text{ m}$

- Dung tích toàn bộ ( $W_{th}$ ):  $127,50 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Dung tích hữu ích ( $W_{hi}$ ):  $118,12 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Dung tích chết ( $W_c$ ):  $9,38 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

*b. Quy mô kết cấu các hạng mục công trình chính*

- Đập đất ngăn sông dài 270 m, cao ( $H_{max}$ ) 40 m và các đập phụ;
- Trần mặt có cửa, kích thước  $n(b \times h) = 3(8 \times 6) \text{ m}$ ,  $Q_{xii} p_{0,5\%} = 830 \text{ m}^3/\text{s}$ , cao trình đỉnh tràn: +23,50;
- Cổng gồm 2 ống, đường kính ống  $D = 1,75 \text{ m}$ , chiều dài toàn bộ cổng 160 m, hành lang kiểm tra có kích thước  $6,5 \times 6,5 \text{ m}$ .

Hệ thống kênh:

Kênh tưới dài 560 km, trong đó: Kênh chính: 25 km; Kênh cấp 1: 115 km; Kênh cấp 2; 3; 4: 152 km v.v... và 1590 công trình trên kênh (trong đó có xi phông sông Chanh).

### 3. Công trình thủy lợi Kê Gồ

*Các thông số kỹ thuật chủ yếu*

Cấp công trình : II (TCXDVN 285-2002)

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ):  $233 \text{ km}^2$
- Mức nước dâng bình thường (MNDĐT): 32,5m
- Dung tích toàn bộ ( $W_{th}$ ):  $345 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Dung tích chết ( $W_c$ ):  $24,9 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Chiều dài đỉnh đập chính (L): 1100 m
- Chiều cao đập lớn nhất ( $H_{max}$ ): 41 m
- Chiều rộng tràn 2 cửa bằng bê tông cốt thép  $B_{tr} = 20 \text{ m}$  có lưu lượng xả ứng với tần suất 0,5% là  $1540 \text{ m}^3/\text{s}$ . Đường tràn sự cố có  $B_{trm} = 65 \text{ m}$ ,  $Q_{xii} = 699 \text{ m}^3/\text{s}$

Cổng lấy nước dài 140m,  $Q_{lk}$ :  $29 \text{ m}^3/\text{s}$

Công suất nhà máy thủy điện (N): 2300 kW

Hệ thống kênh

Kênh chính dài: 17 km

Kênh cấp 1: 82 km

Kênh cấp 2: 174 km

Kênh cấp 3; 4: 630 km

- Công trình trên kênh: 3151 công trình, trong đó cầu máng vượt sông Rào Cái dài 140 m, cao 41 m.

#### 4. Công trình thủy lợi Núi Một

##### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 110 km<sup>2</sup>
- Cấp công trình: II (TCXDVN 285: 2002)
- Mức nước gia cường (MNGC): +48,68 (P = 0,5%)
- Mức nước dâng bình thường (MNDBT): +44,20 m
- Mức nước chết (MNC): +25,00 m
- Dung tích toàn bộ ( $W_{tb}$ ): 90,78 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích chết ( $W_c$ ): 1,45 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

##### b. Quy mô, kết cấu các hạng mục công trình chính

- Đập đất đồng chất dài 670m, cao ( $H_{max}$ ): 32,5m
- Tràn xả lũ:  $B_{tràn}$ : 20m  
 $Q_{tràn (p=0,5\%)}$ : 488 m<sup>3</sup>/s  
 Cổng lấy nước: chảy có áp, kích thước d=1,5m (ống thép tròn trong ống bê tông cốt thép). Hành lang kiểm tra cống có kích thước 1,75 x 1,8m.  $Q_{ik\ cống} = 8$  m<sup>3</sup>/s
- Hệ thống kênh gồm kênh chính và kênh nhánh
- Công suất nhà máy thủy điện ( $N_{lm}$ ): 486 KW (2 tổ máy)

#### 5. Công trình thủy lợi Phú Ninh

##### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 235 km<sup>2</sup>
- Cấp công trình: II (TCVN 285: 2002). Do phía hạ lưu có quá nhiều khu kinh tế, dân cư quan trọng nên đề nghị xem xét nâng lên cấp I.
- Mức nước gia cường (MNGC): +35,40m
- Mức nước dâng bình thường (MNDBT): +32,00m
- Mức nước chết (MNC): +20,44m
- Dung tích ứng với MNGC ( $W_{Gc}$ ): 460,8 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích ứng với MNDBT ( $W_{bt}$ ): 344 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích ứng với MNC ( $W_c$ ): 70,3 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>.

##### b. Quy mô, kết cấu các hạng mục công trình

Đập đất:

Đập chính dài 620m, cao ( $H_{max}$ ): 40m

5 đập phụ trong đó đập Long Sơn 1 dài 260m được kết hợp làm tràn dự phòng với cao độ đỉnh bằng MNGC +35,4m

- Đập tràn số 1: tràn tự do, rộng ( $B_0$ ): 37m, V ngưỡng: +32,0;  $Q_{tràn}$ : 401 m<sup>3</sup>/s
- Đập tràn số 2: có 2 cửa kiểu máng phun, khẩu độ 2(10x6)m, V ngưỡng: +26,0;  $Q_{tràn}$ : 1053 m<sup>3</sup>/s
- Đập tràn sự cố:
  - Sau năm 2000 bổ sung đập tràn số 3: 2 cửa có khẩu độ 2(5x8)m, Cao độ ngưỡng tràn +24,0;  $Q_{tràn}$ : 696 m<sup>3</sup>/s
- Cống lấy nước:
  - Cống Bắc đặt tại đập Tứ Yên có khẩu độ: 3 x 3m, dài 106m,  $Q_{lk}$ : 25 m<sup>3</sup>/s
  - Cống Nam đặt tại đập chính có khẩu độ 1,6 x 1,2m  $Q_{lk}$ : 5,8 m<sup>3</sup>/s
  - Cống tại đập phụ Dương Lâm có khẩu độ 1,25 x 1,0;  $Q_{lk}$ : 1,2 m<sup>3</sup>/s
- Hệ thống kênh chính có tổng chiều dài: 55 km
  - Kênh cấp 1 có tổng chiều dài 138 km
  - Kênh cấp 2; 3 có tổng chiều dài 244 km; Và hàng ngàn công trình trên kênh.

## 6. Công trình thủy lợi Dầu Tiếng

### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Cấp công trình: I (TCXDVN 285: 2002)
- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 2700 km<sup>2</sup>
- Mức nước dâng bình thường (MNDBT): +24,4 m
- Mức nước chết (MNC): +17,0 m
- Dung tích toàn bộ ( $W_{tb}$ ): 1450 x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích chết ( $W_c$ ): 395 x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

### b. Quy mô, kết cấu các hạng mục công trình

- Đập đất:
  - Đập chính dài 1100m, cao ( $H_{max}$ ): 28,50 m
  - Đập phụ dài 23.000 m, cao ( $H$ ): 8 m
- Tràn xả lũ:
  - Kích thước:  $n(b \times h) = 6(10 \times 6)$  m
  - $Q_{xả}$ : 2800 m<sup>3</sup>/s
- Cống lấy nước:
  - Kênh Đông: cống có áp kích thước  $n(b \times h) = 2(3 \times 4)$  m, dài 61,6 m, Lưu lượng  $Q_{lk}$ : 80 m<sup>3</sup>/s
  - Kênh Tây: cống chảy không áp, kích thước  $n(b \times h) = 3(3 \times 4)$  m, Lưu lượng  $Q_{lk}$ : 82,19 m<sup>3</sup>/s
  - Kênh chính đông dài 61,6 km

Kênh chính tây dài 40 km  
 Kênh cấp 1: 20 kênh dài 130 m  
 Công trình trên kênh: 6500 cái.

## 7. Công trình thủy lợi Núi Cốc

### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Cấp công trình: II (TCXDVN 285: 2002)
- Diện tích lưu vực ( $F_N$ ): 535 km<sup>2</sup>
- Tổng lượng dòng chảy  $P = 75\%$ :  $411,15 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Lưu lượng lũ:
  - $P2\%$ :  $Q = 1426 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $P5\%$ :  $Q = 1880 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $P10\%$ :  $Q = 1113 \text{ m}^3/\text{s}$
- Mức nước dâng bình thường (MNDBT): +46,20 m
- Mức nước chết (MNC): +34,00 m
- Mức nước lũ (tương ứng  $P2\%$ : +48,00 m;  $P0,5\%$ : 48,23 m)
- Dung tích toàn bộ:  $W_{tb} = 175,5 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Dung tích hữu ích:  $W_{hi} = 168 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Dung tích chết:  $W_c = 7,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

### b. Quy mô kết cấu các hạng mục công trình

- Đập chính, đập phụ đập bằng đất đồng chất;
  - Đập chính dài 480m, cao ( $H_{max}$ ): 27 m
  - Bảy đập phụ dài từ 40 đến 400 m, cao từ 5 đến 12 m
- Một cống lấy nước phía bờ tả của đập dài 120 m bằng bê tông cốt thép, gồm 2 đường ống, mỗi ống có đường kính 1,75 m dài 120 m có khả năng truyền tải lưu lượng  $Q = 20 : 30 \text{ m}^3/\text{s}$ . Trên 2 ống cống có hành lang kiểm tra.
- Hai tràn xả lũ bằng bê tông cốt thép:
  - Tràn số 1 có 3 cửa cung mỗi cửa rộng 8 m,  $B_{tr} = 24 \text{ m}$ , có khả năng tháo lũ từ 760 đến  $830 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
  - Tràn xả lũ số 2 có 2 cửa 8 m,  $Q_{xả} = 584 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Hệ thống kênh và các công trình trên kênh:
  - Kênh chính dài 18 km, đáy rộng 6 m có khả năng truyền tải lưu lượng  $Q = 13 : 16 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Ba kênh cấp 1 (đông, giữa, tây) có tổng chiều dài 43 km đáy rộng từ 1,5 đến 3 m,  $Q = 2,6 : 6,4 \text{ m}^3/\text{s}$
  - 74 tuyến kênh cấp 2; 3 với tổng chiều dài 230 km
  - Trên toàn tuyến có 2211 công trình lớn, nhỏ.

## 8. Công trình thủy lợi Sông Quao

### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 296 km<sup>2</sup>
- Cấp công trình: cấp III (TCXDVN 285: 2002)
- Chế độ điều tiết: hồ điều tiết nhiều năm, về mùa kiệt được bổ sung lưu lượng cơ bản từ đập Đan Sách có lưu vực  $F = 120$  km<sup>2</sup>
- Mức nước gia cường (MNGC): +91,02 m
- Mức nước dâng bình thường (MNDBT): +89,00 m
- Mức nước chết (MNC): 72,00 m
- Dung tích toàn bộ ( $W_{tb}$ ): 73,0 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích hữu ích ( $W_{hi}$ ): 67,3 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>
- Dung tích chết ( $W_c$ ): 5,7 x 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

### b. Quy mô kết cấu các hạng mục công trình chính

- Đập chính được đắp bằng đất đá hỗn hợp
  - Nhánh trái dài 470m, cao ( $H_{max}$ ): 40 m
  - Nhánh phải dài 426m, cao ( $H_{max}$ ): 29 m
- Các đập phụ (1, 2, 3) với tổng chiều dài 525 m, cao ( $H_{max}$ ): 25 m
- Trần xả lũ: Bê tông cốt thép, kích thước  $n(b \times h) = 3 (6 \times 8)$  m, cửa cung có  $Q_{trần\ max} = 1050$  m<sup>3</sup>/s
- Tiêu năng bằng mũi phun
- Cống lấy nước: đặt dưới đập phụ, chảy không áp, kích thước  $b \times h = 2 \times 2,5$  m dài 137,5 m
- Đập dâng Đan Sách: đá xây và bê tông.  $Q_{vu\ max} = 840$  m<sup>3</sup>/s.  
Chiều dài phần tràn 147 m
- Kênh chuyển nước từ lưu vực Đan Sách về lưu vực sông Quao: L = 970 m;  
 $Q = 3,23$  m<sup>3</sup>/s
- Kênh chính dài 24,68 km;  $Q_{tk\ đầu\ kênh} = 13,5$  m<sup>3</sup>/s có 97 công trình trên kênh
- Kênh cấp 1: 19 kênh với tổng chiều dài 66 km.

## 9. Công trình thủy lợi Thạch Nham

### a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 2836 km<sup>2</sup>
- Cấp công trình: I (TCXDVN 285: 2002)
- Mức đảm bảo tuổi  $P = 75\%$
- Tần suất lũ thiết kế:  $P = 1\%$
- Lưu lượng lũ lớn nhất  $Q_{max\ 1\%}$ : 17.400 m<sup>3</sup>/s



*b. Quy mô kết cấu các hạng mục*

- Công trình đầu mối: đập dâng nước bê tông trọng lực ngăn sông Trà Khúc với chiều dài tuyến tràn  $L = 200$  m (13 khoang), chiều cao  $H_{\max}$ : 26,6 m, chiều rộng đáy từ  $22,5 \div 32$  m

- Hình thức tiêu năng: mũi hắt, nối tiếp với hạ lưu bằng chế độ chảy mặt ngập

Cống lấy nước và cống xả bờ bắc: bố trí kết hợp theo đó cống xả cát ở dưới, cống lấy nước ở trên, kết cấu bê tông cốt thép, cửa phẳng bằng thép, phai bằng bê tông cốt thép đóng mở bằng điện, kích thước như sau:

$$\text{Cống tưới: } n(b \times h) = 2(2,5 \times 2,5) \text{ m}$$

$$\text{Cống xả cát: } n(b \times h) = 2(2,0 \times 2,5) \text{ m}$$

$$Q_{\text{tk công tưới}}: 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cống lấy nước và cống xả cát bờ nam, bằng bê tông cốt thép, bố trí tách rời nhau, cửa phẳng bằng thép, đóng mở bằng điện, kích thước như sau:

$$\text{Cống tưới: } n(b \times h) = 2(2,5 \times 2,5) \text{ m}$$

$$\text{Cống xả cát: } n(b \times h) = 3(2,5 \times 3) \text{ m}$$

$$Q_{\text{tk công tưới}}: 31,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Hệ thống kênh:

Kênh chính Bắc dài 30,3 km

Kênh chính Nam dài 57 km

28 kênh cấp 1 (Nam, Bắc) dài 235 km

1200 công trình trên kênh

14 trạm bơm điện

950 km kênh nhánh (dưới kênh cấp 1)

Trong hệ thống có nhiều công trình lớn như Xiphông sông Vệ, lưu lượng chuyển  $Q_{\text{tk}} = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$

**10. Công trình thủy lợi Ayun hạ***a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu*

Cấp công trình: II

- Diện tích lưu vực ( $F_{\text{lv}}$ ):  $1.670 \text{ km}^2$

- Dung tích toàn bộ ( $W_{\text{tb}}$ ):  $253 \times 10^6 \text{ m}^3$

- Dung tích hữu ích ( $W_{\text{hư}}$ ):  $201 \times 10^6 \text{ m}^3$

- Chiều dài đỉnh đập ( $L_{\text{đập}}$ ): 370 m

- Chiều cao đập lớn nhất ( $H_{\max}$ ): 36 m

Chiều rộng tràn ( $B_{\text{tràn}}$ ): 18 m

- Lưu lượng qua tràn ( $Q_{\text{tràn}}$ ):  $1.237 \text{ m}^3/\text{s}$

- Đất đào đắp: 4.488.940 m<sup>3</sup>
- Đá đào: 285.430 m<sup>3</sup>
- Bê tông các loại: 55.387 m<sup>3</sup>
- Xây lát: 37.610 m<sup>2</sup>.

*b. Quy mô kết cấu các hạng mục công trình:*

- Đập đất: Không đồng chất
- Trần xả lũ: Bằng bê tông cốt thép, có 3 cửa cung, mỗi cửa  $B \times H = 6 \times 5$ , đóng mở bằng điện, tiêu năng bằng máng phun
- Cổng lấy nước: Bằng bê tông cốt thép bố trí ở vai phải đập chính với  $Q_{lk}$ : 13,4 m<sup>3</sup>/s.

## 11. Công trình thủy lợi Nam Thạch Hãn

*a. Các thông số kỹ thuật chủ yếu*

- Diện tích lưu vực ( $F_{lv}$ ): 1460 km<sup>2</sup>
- Cấp công trình: II
- Mức nước lớn nhất trước đập: +20,05 m
- Mức nước dâng bình thường (MNDĐT): +8,30 m

*b. Quy mô kết cấu các hạng mục công trình chính*

- Đập chính ngăn sông bằng đất đồng chất cao trình đỉnh đập +21,70 m, dài 680 m, đập cao 24,70 m và 7 đập phụ cao từ 2 m đến 14,5 m.
- Trần ở eo bờ tả: Hình thức đập tràn đỉnh rộng chảy tự do kiểu dốc nước, cao trình ngưỡng tràn +8,30,  $B_{tràn} = 135$  m,  $Q_{xa \max p-1\%}$ : 7300 m<sup>3</sup>/s. Cổng lấy nước kích thước 5x2,5m,  $Q_{lk} = 32$  m<sup>3</sup>/s. Âu thuyền cho thuyền dưới 100 tấn qua lại, kích thước 5 × 7,5 m, dài 63 m, cao trình đáy cổng +5 m
- Cổng xả cát, kích thước 5 × 2m,  $Q_{xả \text{ mùa lũ}} = 88$  m<sup>3</sup>/s, cao trình đáy cổng xả cát +2 m, dài  $L = 83$  m
- Hệ thống kênh:  
Kênh chính dài 17,225 km và 6 kênh cấp 1 có tổng chiều dài 90,385 km. Cụ thể như sau:

- + Tưới cho vùng Hải Lăng có các kênh N2A, N4, N6, N2B
- + Tưới cho vùng Triệu Phong có các kênh N1, N3

Thị xã Quảng Trị được tưới bằng kênh vượt cấp. Thực tế sau khi xây dựng, dự án chỉ tưới được 50% diện tích do nhiều nguyên nhân khác nhau.

Vừa qua để khôi phục khả năng tưới cho của dự án Công ty Tư vấn Xây dựng Thủy lợi 1 đã chọn giải pháp nâng cao ngưỡng tràn bằng đập cao su cao 2,2 m, dài 140 m để trữ thêm 9,750×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> và sửa chữa một phần hệ thống kênh nhằm đáp ứng mức tưới đề ra ban đầu của dự án.

**Bảng 2-1. Một số thông số chính của các nhà máy thủy điện đã vận hành**

| Thông số                  | Đơn vị                         | Thác Bà | Hòa Bình | Đa Nhim | Trị An | Đây H'linh | Vinh Sơn |       | Thác Mơ | Yaly   | Sông Hinh | Hàm Thuận | Đa Mi |
|---------------------------|--------------------------------|---------|----------|---------|--------|------------|----------|-------|---------|--------|-----------|-----------|-------|
|                           |                                |         |          |         |        |            | Hồ B     | Hồ A  |         |        |           |           |       |
| Diện tích lưu vực         | km <sup>2</sup>                | 6.100   | 51.700   | 775     | 14.600 | 8.893      | 117      | 97    | 2.200   | 7.455  | 772       | 1.280     | -     |
| Lưu lượng bình quân       | m <sup>3</sup> /s              | 190,2   | 1.800    | 22,6    | 475    | 220        | 3,18     | 3,05  | 87,4    | 270    | 40,6      | 50,4      | -     |
| Mức nước dâng bình thường | m                              | 58      | 115      | 1.042   | 62     | 302        | 827,5    | 773   | 218     | 515    | 210       | 605       | 325   |
| Mức nước chết             | m                              | 46      | 80       | 1.018   | 50     | 299        |          | 765   | 198     | 490    | 196       | 575       | 323   |
| Dung tích hồ toàn bộ      | 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> | 2.940   | 9.450    | 165     | 3.012  | 2,28       | 108      | 34    | 1350    | 1037   | 399       | 695       | 141   |
| Dung tích hữu ích         | 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> | 2.160   | 5.650    | 150     | 3.761  | 1,53       | 80       | 21,9  | 1.260   | 779    | 365       | 523       | 13,44 |
| Cột nước tính toán        | m                              | 30      | 88       | 756     | 50     | 18         | -        | 600   | 90      | 190    | 191       | 250       | 142   |
| Cột nước tối đa           | m                              | 36      | 101,6    | -       | 59     | 18         | -        | 611,3 | 106     | 212,6  | 154       | 278       | 150   |
| Cột nước tối thiểu        | m                              | 23,2    | 62,6     | -       | 45     | -          | -        | 589   | 83,4    | 168,06 | 130       | 236,8     | 140   |
| Công suất lắp máy         | MW                             | 108     | 1.920    | 160     | 400    | 12         | -        | 66    | 150     | 720    | 70        | 300       | 172   |
| Công suất bảo đảm         | MW                             | 46      | 570      | -       | 100    | 4,7        | -        | 20,2  | 55      | 227    | 28        | 71        | 43    |
| Số tổ máy                 | tổ                             | 3       | 8        | 4       | 4      | 3          | -        | 2     | 2       | 4      | 2         | 2         | 2     |
| Điện lượng hàng năm       | 10 <sup>6</sup> kWh            | 411     | 8.160    | 1.050   | 1.700  | 92         | -        | 250   | 610     | 3.680  | 360       | 955       | 585   |

**Bảng 2-2. Một số thông số chính của các công trình thủy lợi đầu mối**

| Thông số          | Đơn vị                         | Cấm Sơn   | Yên Lập    | Kê Gỗ   | Núi Một   | Phù Ninh  | Dầu Tiếng | Núi Cốc     | Đá Bàn    | Sông Quao  | Thạch Nhạn | Ayun hạ | Nam Thạch Hân |
|-------------------|--------------------------------|-----------|------------|---------|-----------|-----------|-----------|-------------|-----------|------------|------------|---------|---------------|
| Tỉnh              |                                | Bắc Giang | Quảng Ninh | Hà Tĩnh | Bình Định | Quảng Nam | Tây Ninh  | Thái Nguyên | Khanh Hòa | Bình Thuận | Quảng Ngãi | Gia Lai | Quảng Trị     |
| Sông              |                                | Hóa       | Mĩp        | Rào Cai | An Tường  | Tam Kỳ    | Sài Gòn   | Công        | Đá Bàn    | Quao       | Trà Khúc   | Ayun    | Thạch Hân     |
| Diện tích lưu vực | Km <sup>2</sup>                | 378       | 183        | 233     | 110       | 235       | 2700      | 535         | 128       | 296        | 2836       | 1670    | 1460          |
| Mức nước hồ       | m                              | 66,5      | 29,5       | 32,5    | 44,2      | 32,0      | 24,4      | 46,2        | 63,6      | 89,0       | 19,5       | 204,0   | 8,3           |
| Mức nước dâng     | 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> | 227,5     | 127,5      | 345,0   | 90,78     | 344,0     | 1450,0    | 175,5       | 79,2      | 73,0       |            | 253,0   |               |
| Diện tích tưới    | ha                             | 24.110    | 10.064     | 21.136  | 17.000    | 23.000    | 93.390    | 12.000      | 9.000     | 8.120      | 50.000     | 13.500  | 17.000        |

### 2.3.3. Các công trình ngăn mặn

#### 1. Cống Đò Điềm trên sông Nghèn

##### a. Nhiệm vụ công trình

- Ngăn mặn giữ ngọt cho sông Nghèn, tạo nguồn nước tưới cho 6.671 ha đất canh tác phía hạ lưu cống Đồng Huê và cung cấp nước cho công nghiệp, sinh hoạt của nhân dân trong vùng.

- Tiêu thoát lũ, đảm bảo canh tác nông nghiệp vụ Hè thu và không làm xấu đi so với hiện trạng thoát lũ.

- Kết hợp giao thông thủy bộ trong vùng.

##### b. Các thông số cơ bản của công trình

- Mức nước lớn nhất phía thượng lưu  $P = 1\%$ : + 2,55 m
- Mức nước lớn nhất phía thượng lưu  $P = 10\%$ : + 1,75 m
- Mức nước triều mùa lũ  $P = 10\%$ : + 2,18 m
- Mức nước mùa kiệt  $P = 10\%$ : + 1,47 m
- Mức nước giữ ngọt ở thượng lưu công trình 0,0 - > 0,5 m
- Mức nước triều cao nhất khi ngăn mặn  $P = 1\%$ : + 2,5%
- Mức nước triều thấp nhất thực đo: -1,5 m
- Lưu lượng thoát lũ  $P = 1\%$ : 1777 m<sup>3</sup>/s
- Lưu lượng thoát lũ  $P = 10\%$ : 1160 m<sup>3</sup>/s
- Tải trọng âu thuyền: < 200 tấn
- Tỉnh không qua âu: 4,5 : 6 m
- Mặt cầu: 5 m, H13X60.

#### 2. Công trình Ngăn mặn giữ ngọt Tháo Long

##### a. Nhiệm vụ dự án

Ngăn mặn giữ ngọt, phối hợp các công trình thủy lợi ở thượng lưu sông Hương và sông Bồ (trước mắt là Hồ Tả Trạch) để từng bước đáp ứng đủ nhu cầu dùng nước của nông nghiệp, công nghiệp, môi trường sinh thái, dân sinh vùng đồng bằng sông Hương và cải thiện cảnh quan du lịch Thành Phố - Huế.

- Không ảnh hưởng tới khả năng thoát lũ của sông Hương so với hiện trạng đập Tháo Long cũ.

Đảm bảo giao thông thủy trên sông Hương với thuyền tải trọng 50 tấn

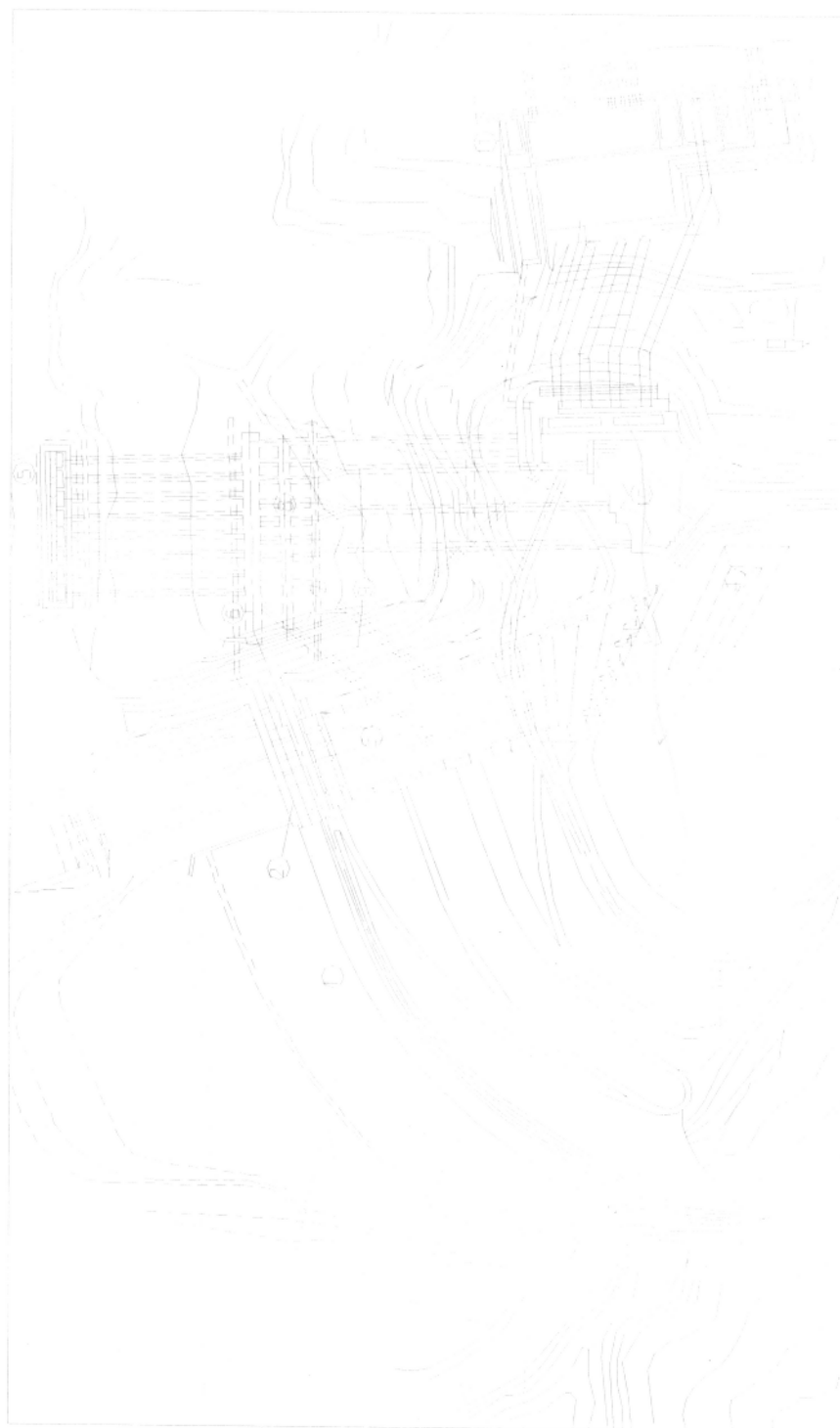
Kết hợp làm cầu giao thông qua sông trên cống và âu thuyền tải trọng H30-XB80, khổ cầu  $K7 + 2 \times 1 + 2 \times 0,5$  m.

**b. Các thông số cơ bản của công trình**

- Cấp công trình: III
- Tần suất lưu lượng và mực nước tính ổn định công trình:  $P = 1\%$
- Mực nước ngăn mặn với đỉnh triều max: + 0,70 m
- Mực nước triều min: - 0,70 m
- Mực nước giữ ngọt phía thượng lưu công trình: + 0,50 m
- Mực nước lũ chính vụ, tần suất  $P = 1\%$ : + 3,17 m
- Mực nước lũ tiểu mãn, tần suất  $P = 10\%$ : + 2,20 m
- Lưu lượng chính vụ:  $Q_{p=1\%} = 6.858 \text{ m}^3/\text{s}$
- Lưu lượng lũ tiểu mãn:  $Q_{p=10\%} = 1.161 \text{ m}^3/\text{s}$
- Khoảng ngưỡng - 1,5m: 6 khoang
- Khoảng ngưỡng - 2,5m: 9 khoang
- Chiều rộng thông nước một khoang: 31,50 m
- Cửa van Clape trực dưới khoang cống ngưỡng - 1,5 m: 6 cái
- Cửa van Clape trực dưới khoang cống ngưỡng - 2,5 m: 9 cái
- Khẩu độ một nhịp cầu: 33,05 m
- Chiều rộng thông nước ô thuyền: 8 m
- Tổng chiều rộng thông nước: 480,50 m
- Diện tích thoát lũ tiểu mãn (+1,01):  $1521,6 \text{ m}^2$
- Tỷ số chiều rộng thoát nước/chiều rộng lòng sông: 0,89
- Vận tốc trung bình khi thoát lũ tiểu mãn:  $0,763 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**2.4. MỘT SỐ MẶT BẰNG BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH**

(xem hình 2-4 : 2-24)



**Hình 2-4. Bố trí công trình thủy điện Hòa Bình**

1- đập chính bằng đất đá; 2- tràn và xả sau; 3- dốc nước; 4- hố tiêu năng; 5- cửa nhận nước; 6- gian máy ngầm;  
7- gian biến thế; 8- hầm dẫn vào; 9- hầm dẫn ra; 10- kênh dẫn ra; 11- sân phân phối ngoài trời.



**Hình 2-5. Bố trí công trình thủy điện Trị An (Trên sông Đồng Nai)**

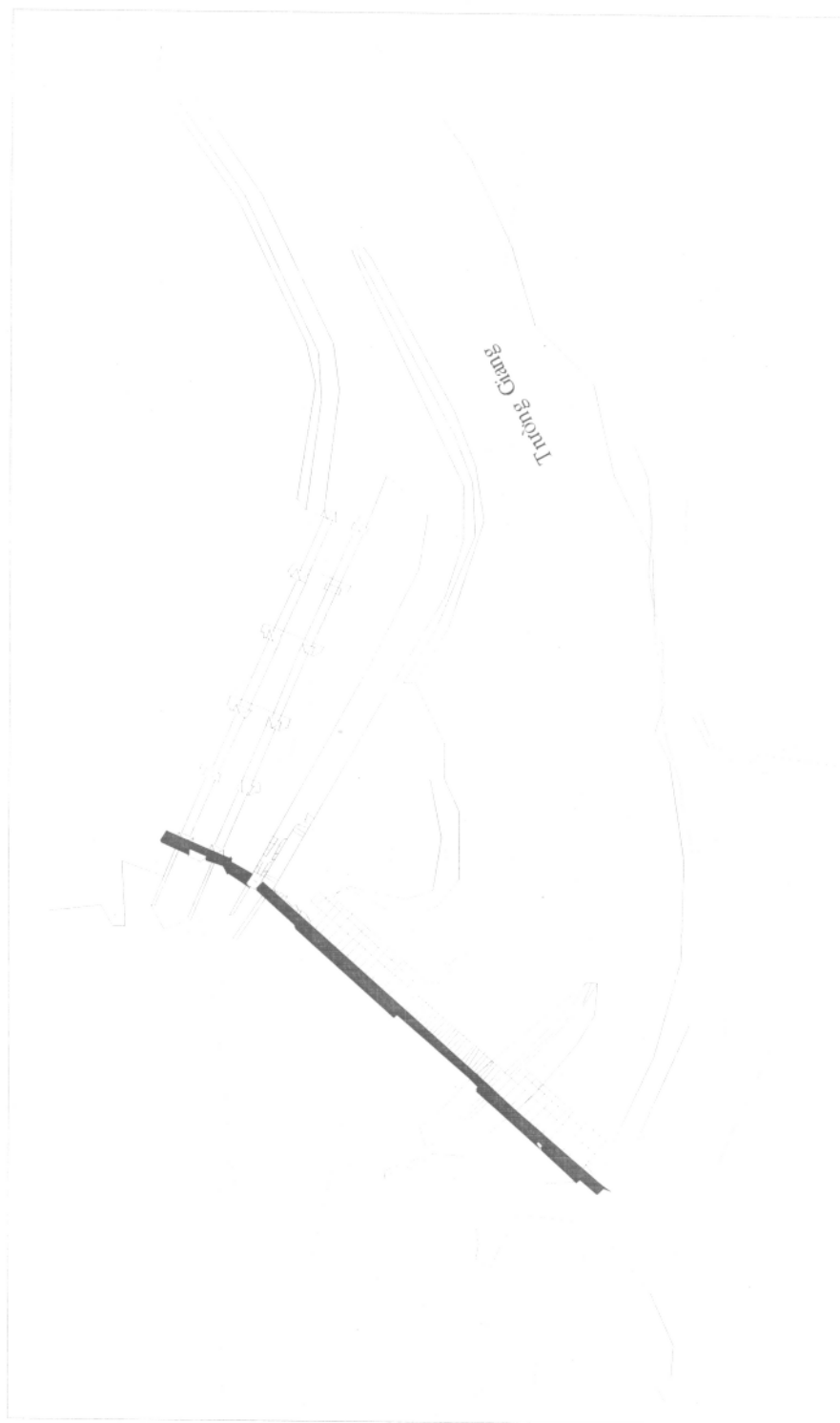
1- nhà máy thủy điện; 2- cửa nhận nước; 3- kênh dẫn ra; 4- đập Suối Rập; 5- đập lòng sông;  
6- đập tràn; 7- kênh nối hồ chính và hồ phụ; 8- cửa chắn hồ phụ; 9- cửa chắn hồ chính.





**Hình 2-6. Bố trí công trình thủy điện Yaly**

- 1- đập tràn; 2- đập đất đá; 3- cửa nhận nước; 4- đường hầm dẫn nước số 1; 5- hầm dẫn nước số 2;  
6- đường hầm giao thông số 1; 7- trạm biến áp; 8- nhà máy; 9- trạm chuyển tiếp từ cáp sang đường dây;  
10- đường hầm giao thông số 2; 11- buồng dưới tháp điều áp; 12- hành lang cáp; 13- đường vận hành.



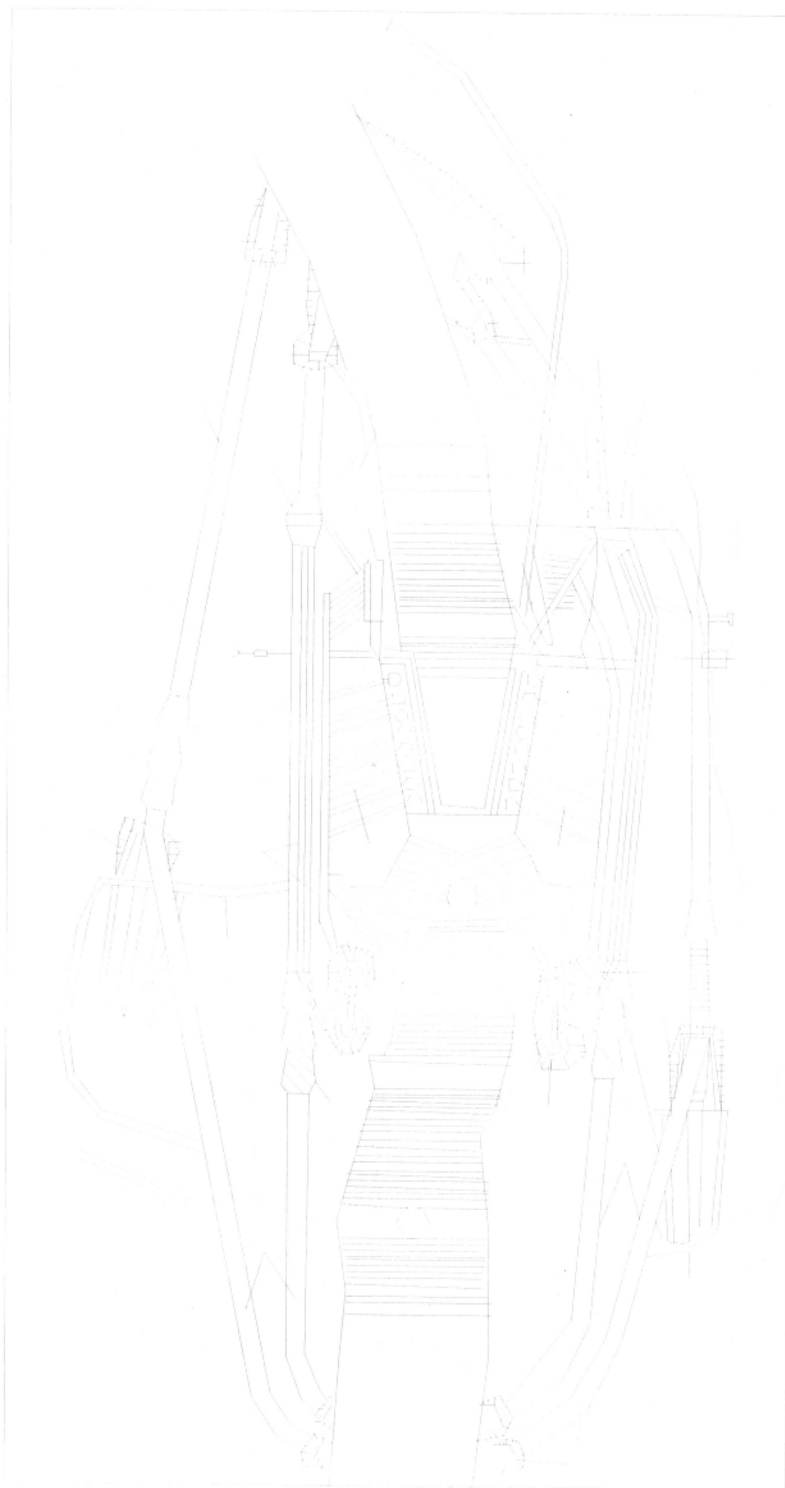
**Hình 2-7. Bố trí công trình thủy điện Tam Hiệp (Trung Quốc)**

1 - nhà máy thủy điện; 2 - tràn; 3 - âu tàu; 4 - năng tàu.



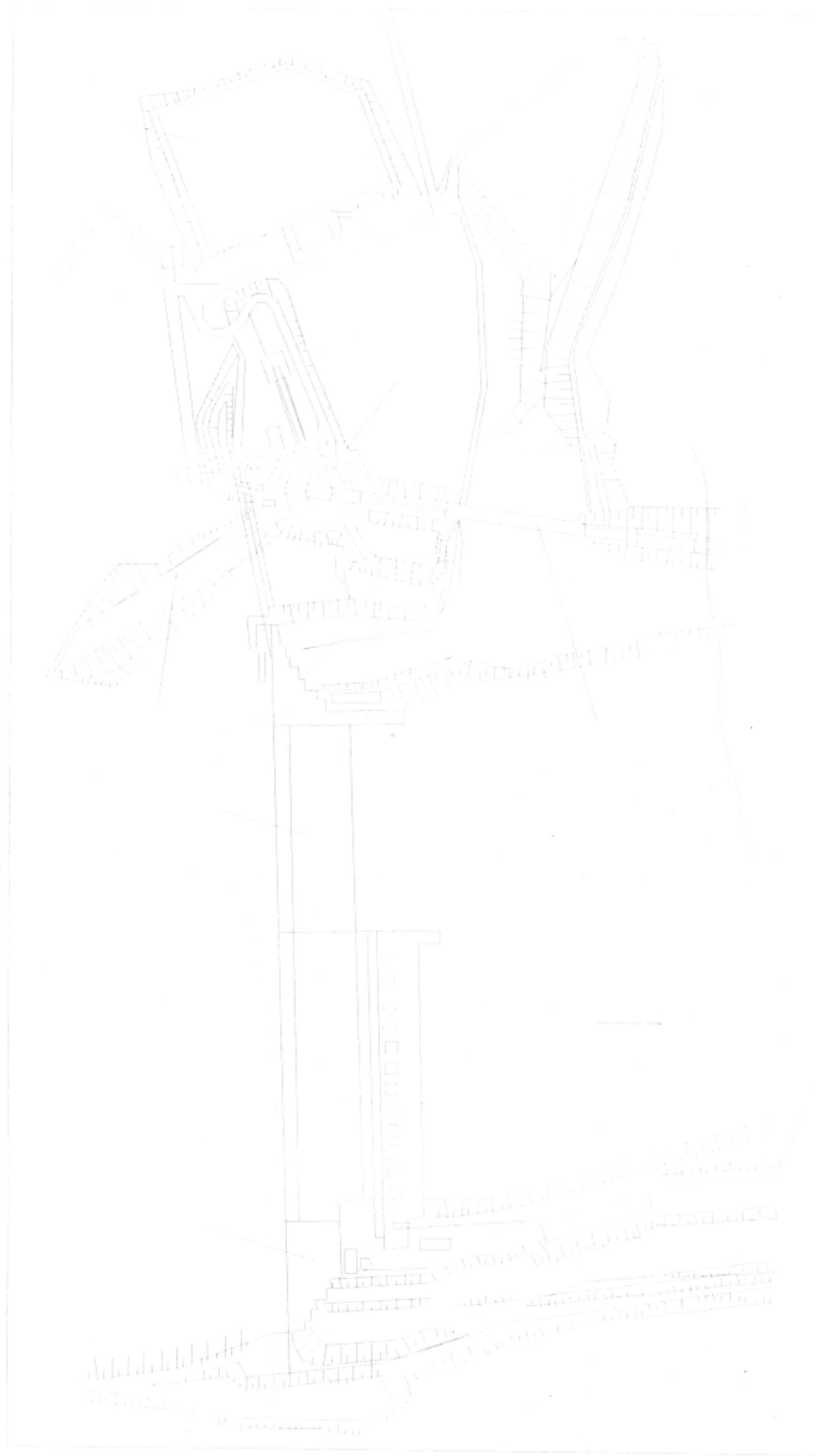
**Hình 2-8. Bố trí công trình thủy điện Axoan (Trên sông Nil ở Ai Cập)**

1- đập tràn; 2- đập đất đá; 3- cửa nhận nước; 4- đường hầm dẫn nước số 1; 5- hầm dẫn nước số 2;  
6- đường hầm giao thông số 1; 7- trạm biến áp; 8- nhà máy; 9- trạm chuyển tiếp từ cáp sang đường dây;  
10- đường hầm giao thông số 2; 11- buồng dưới tháp điều áp; 12- hành lang cáp; 13- đường vận hành.



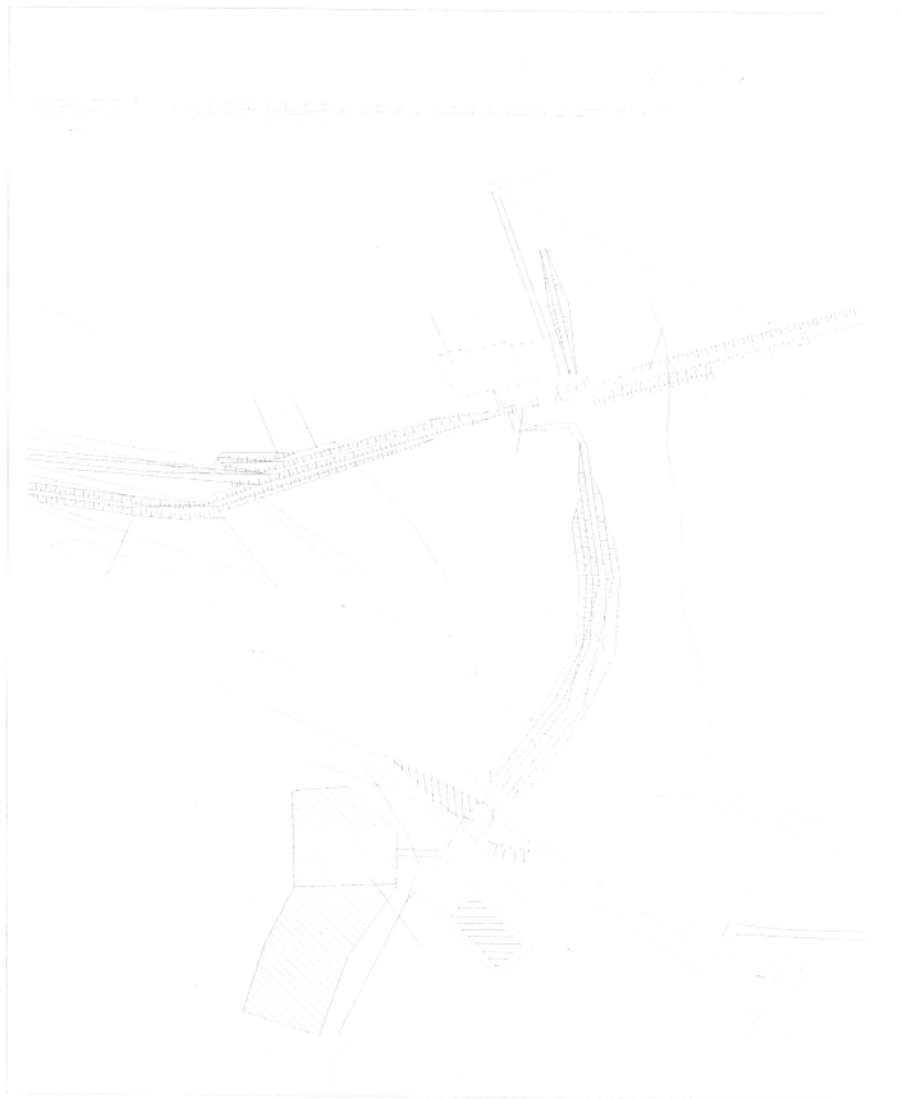
**Hình 2-9. Bố trí công trình thủy điện Baondơ (Trên sông Colorado ở Mỹ)**

1- đập vòm; 2- đê quai; 3- đường hầm dẫn dòng; 4- đường ống; 5- tràn; 6- nút bê tông;  
7, 8- ống thép; 9- nhà máy thủy điện; 10- hầm xả lũ; 11- ống xả nước trong nút hầm;  
12- băng kết; 13- hầm vào nhà máy; 14- tràn nước bên cạnh; 15- cửa nhận nước kiểu tháp;  
16- lưới chắn.



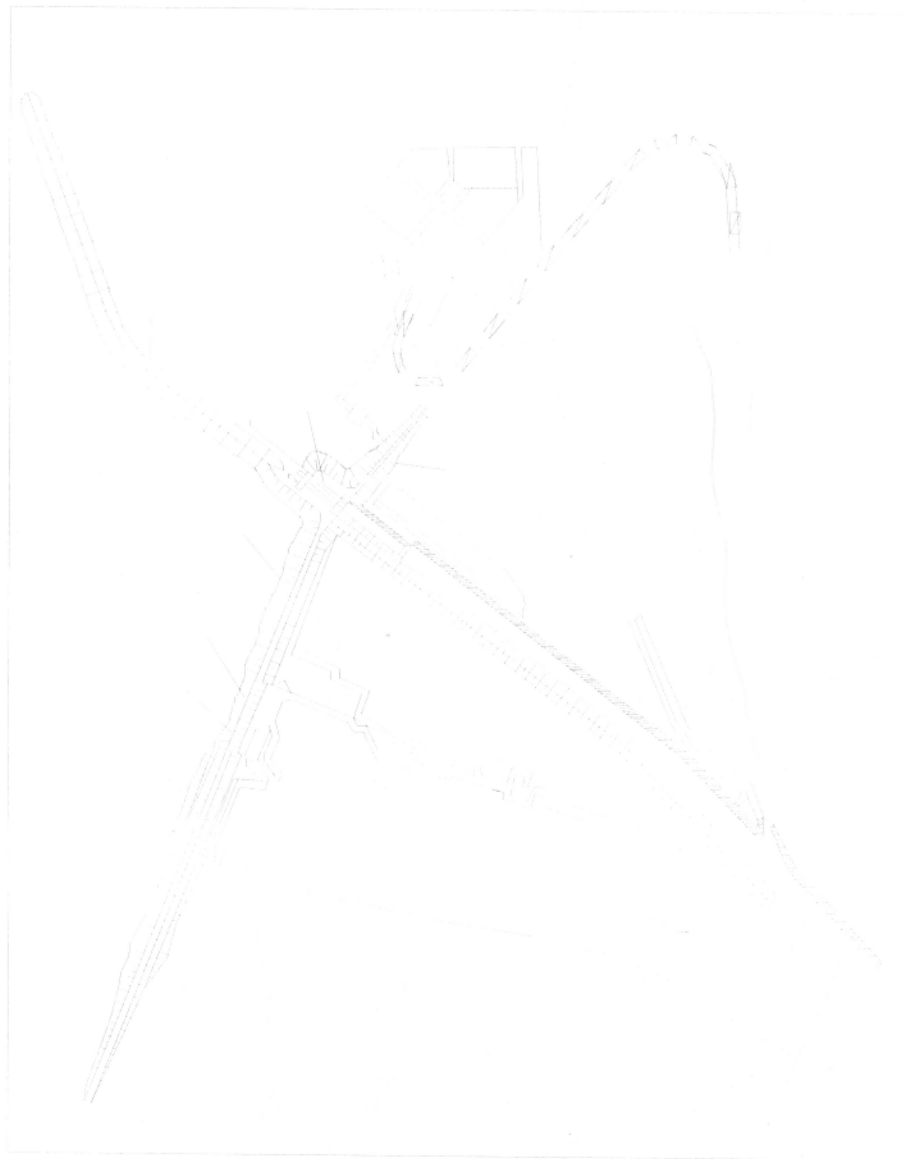
**Hình 2-10. Bố trí công trình thủy điện Krasnoiarsk (Trên sông Iénisêi ở Nga)**

- 1- nhà máy thủy điện loại sau đập; 2- đập tràn; 3- đập bê tông không tràn bên bờ;  
4- đường kéo tàu nghiêng; 5- vòng quay của công trình nâng tàu; 6- sân phân phối hồ.



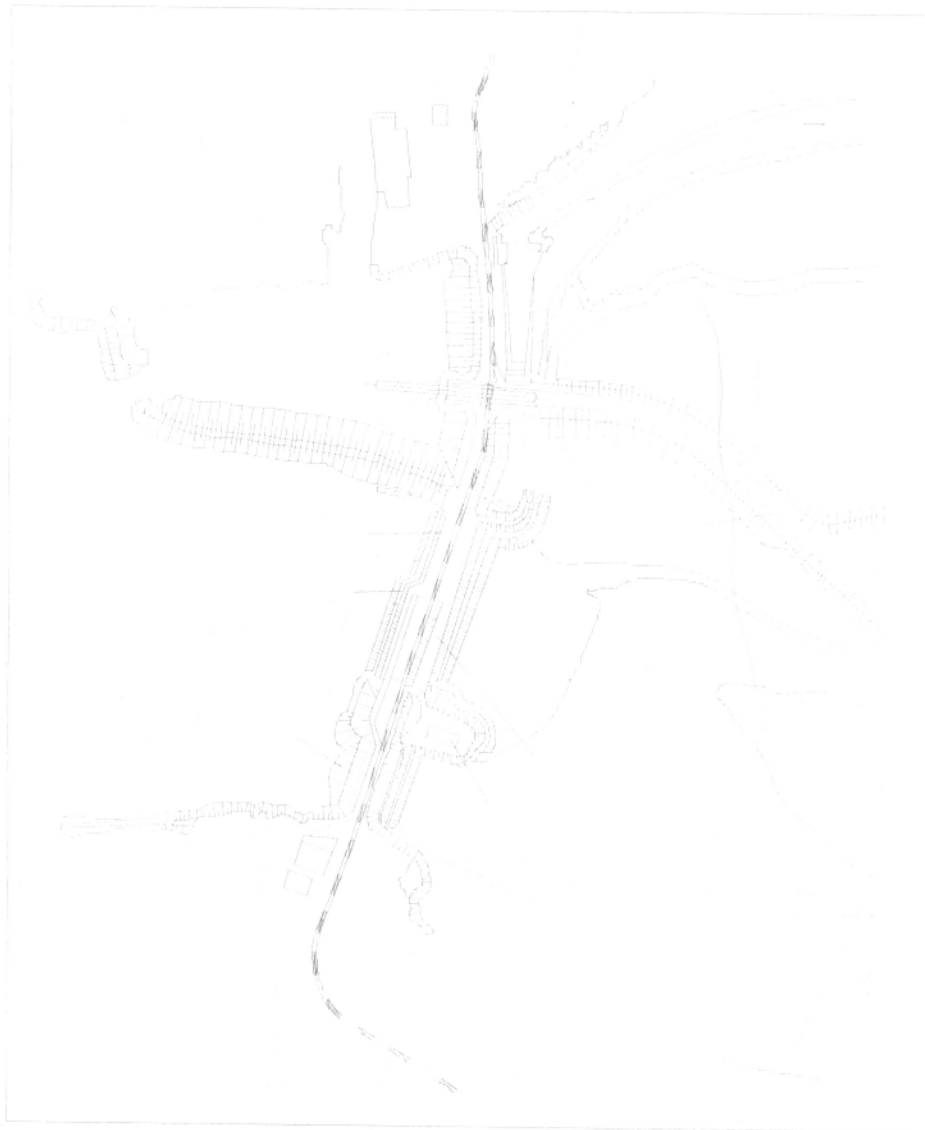
**Hình 2-11. Bố trí công trình thủy điện Nóvôxiéc (Trên sông Ôbi ở Nga)**

1 - gian máy; 2 - đập tràn; 3, 9, 12 - đập đá; 4 - âu tàu; 5, 6, 11 - dè chắn; 8 - khu nhà ở; 10 - kênh vào âu tàu.



**Hình 2-12. Bố trí công trình thủy điện Votkinh (Trên sông Kama ở Nga)**

1, 2, 5, 8- đập đất; 3- đập tràn; 4- gian máy thủy điện; 6- âu tàu; 7- dề chắn.



Hình 2-13. Bố trí tổng thể công trình Vongagrado (Trên sông Vônga ở Nga)

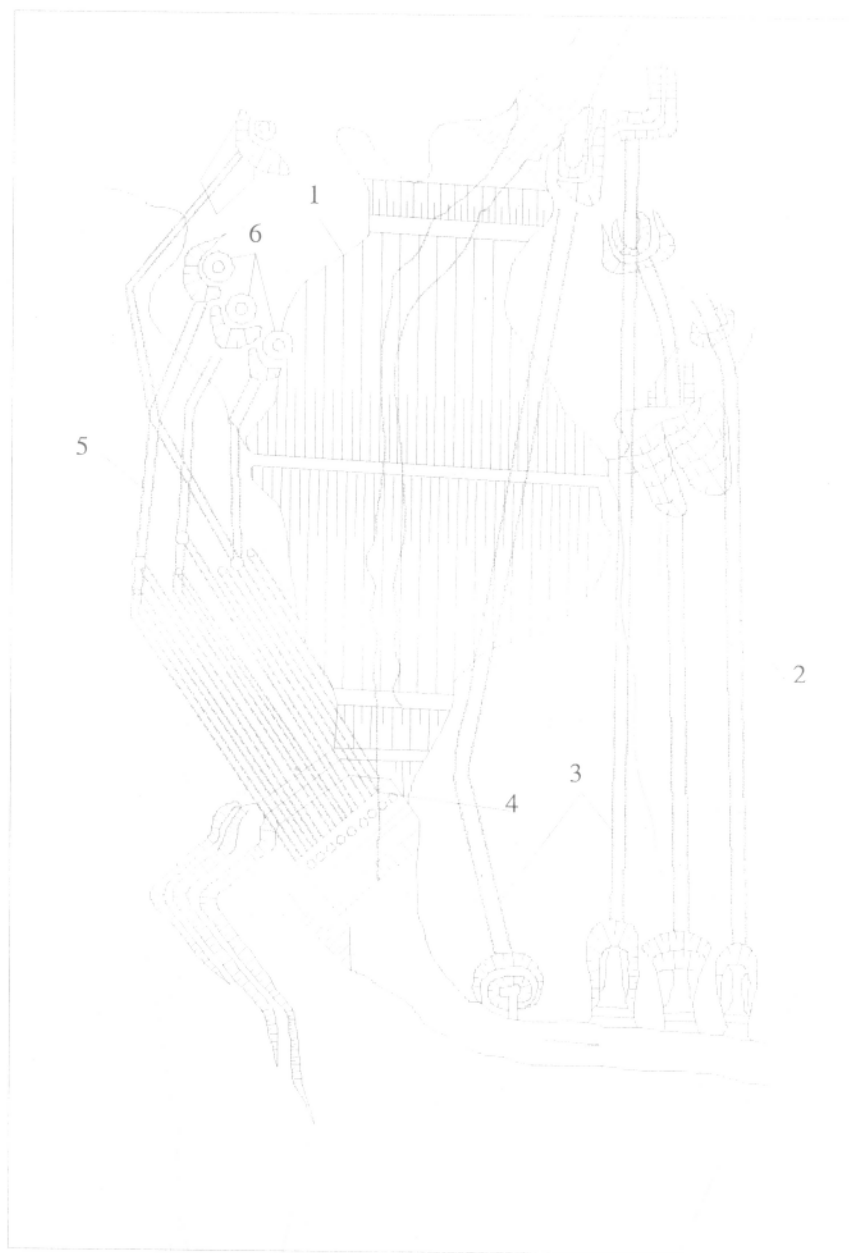
1- sân phân phối hồ; 2- đập đất; 3- công trình nâng cá; 4- đập tràn bê tông; 5- bến vào; 6- âu tầu; 7- kênh ra hạ lưu; 8- nhà máy thủy điện.





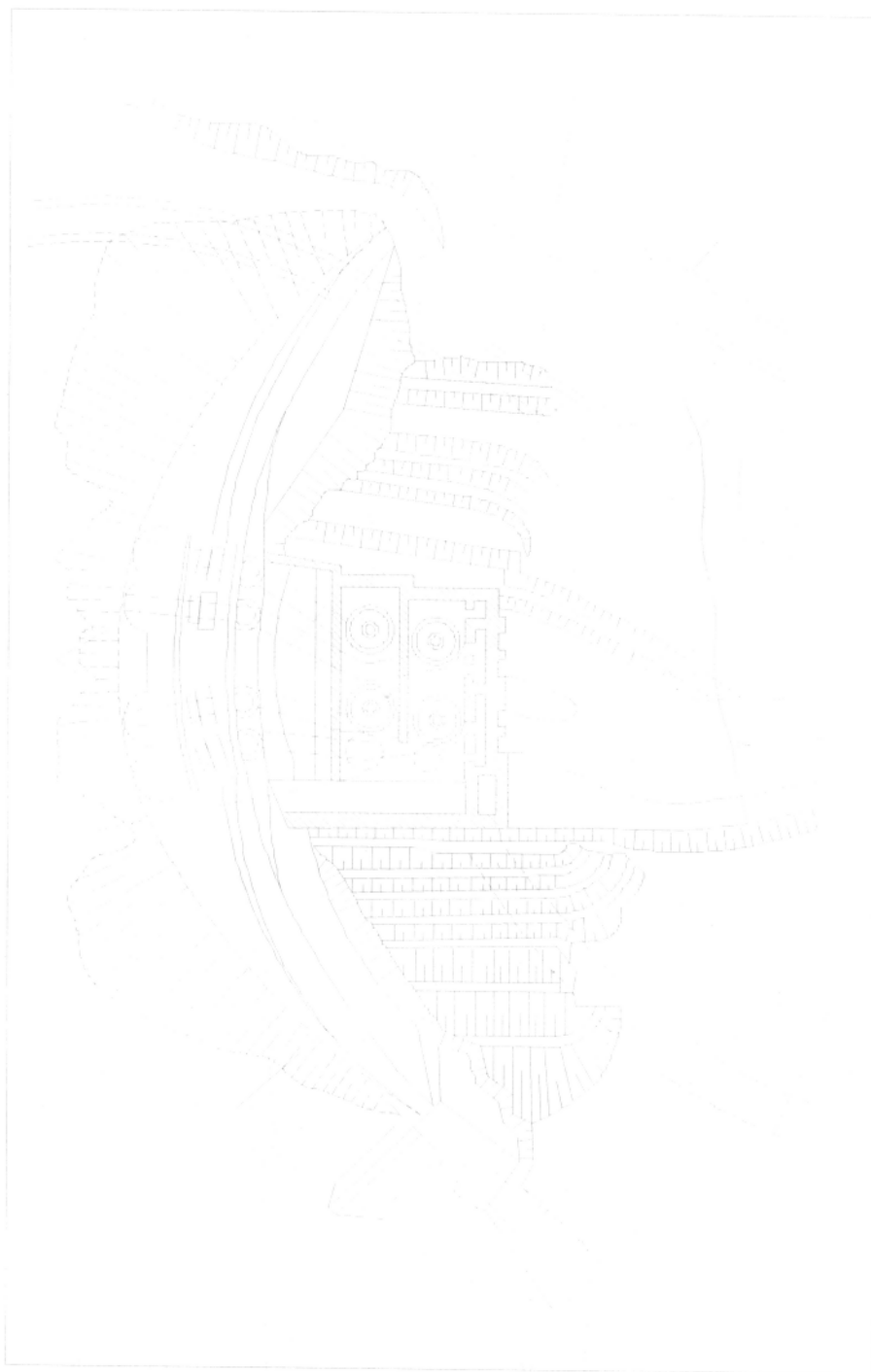
**Hình 2-14. Bố trí tổng thể công trình thủy điện Đnhiep (Trên sông Đnhiep ở Ucraina)**

1- gián thủy điện bờ phải; 2- trạm phân phối hồ; 3- đập tràn bê tông; 4- vùng xây dựng công trình đợt II; 5- âu tầu bờ trái.



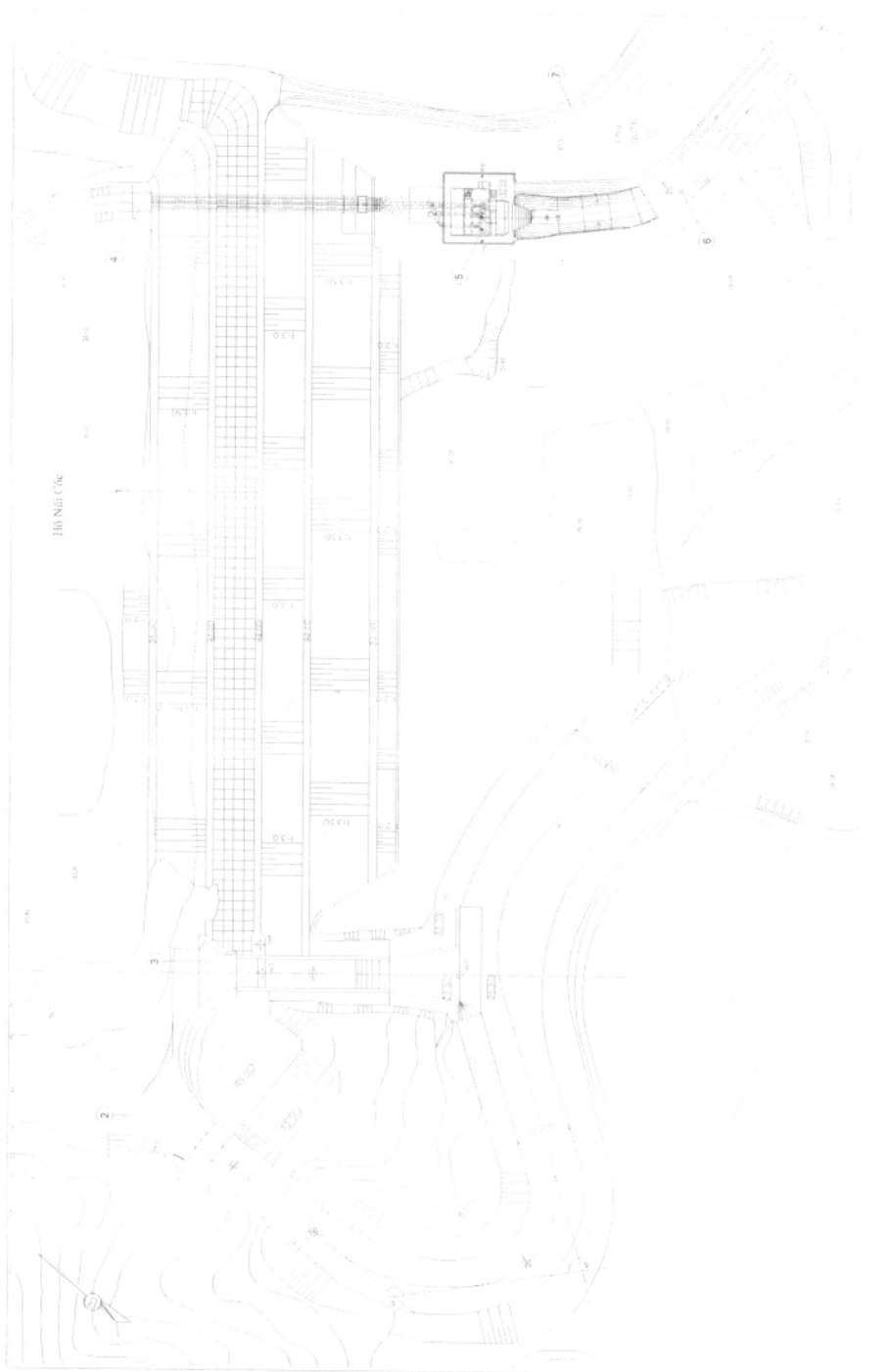
**Hình 2-15. Bố trí công trình thủy điện Nurách (Trên sông Vắcsơ ở Tadtikistan)**

- 1- đập đất đá; 2- công trình xả lũ; 3- hầm thi công;  
4- nhà máy thủy điện; 5- hầm dẫn nước; 6- cửa nhận nước.



**Hình 2-16. Bố trí tổng thể công trình thủy điện Chiềng Cáy (Trên sông Xulác ở Kiềghidi)**

1- đập vòm; 2- nhà máy; 3- cửa nhận nước; 4- công trình xả nước; 5- hầm thi công; 6- hầm giao thông.



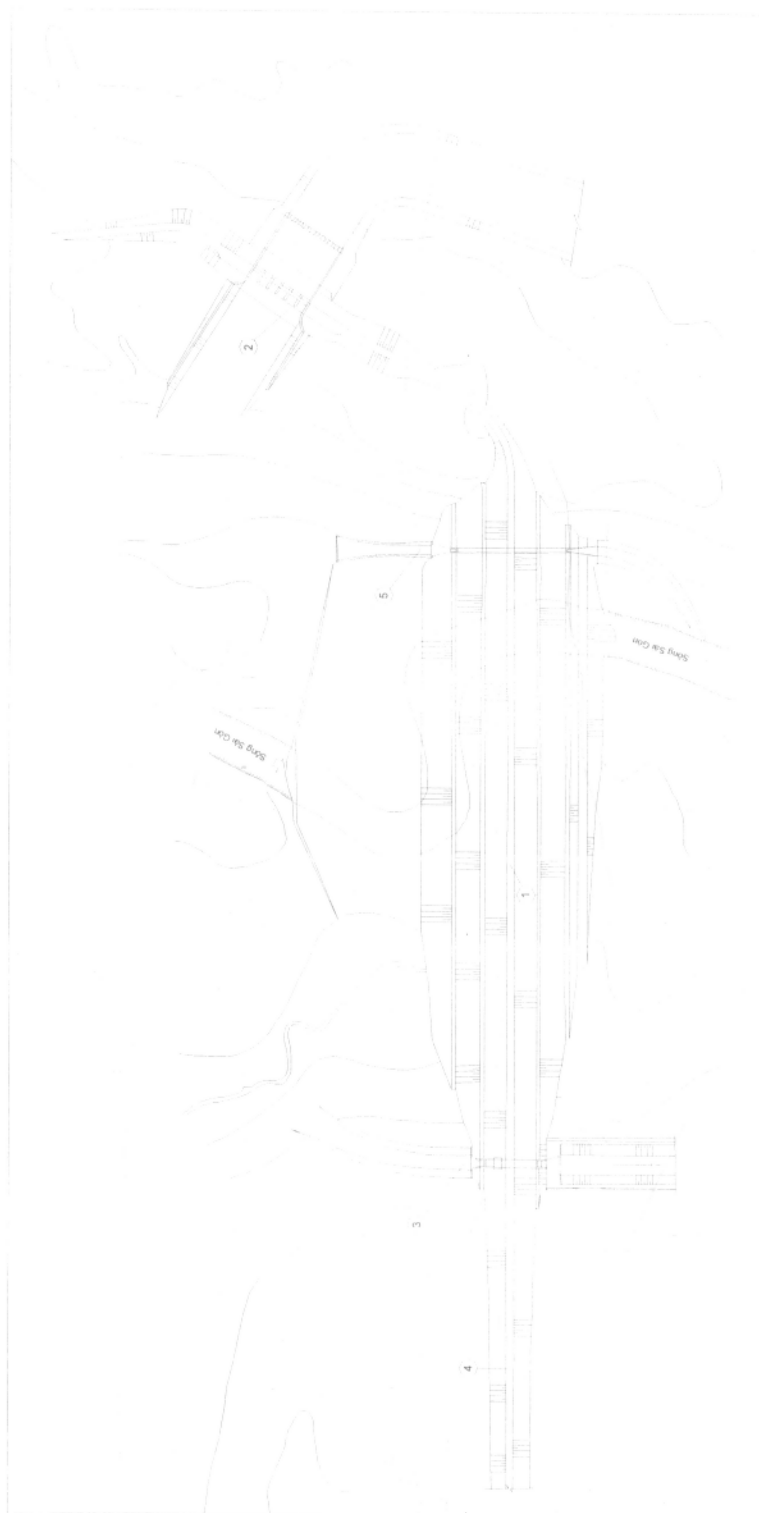
**Hình 2-17. Bố trí công trình thủy lợi Núi Cốc**

1- đập chính; 2- tràn xả lũ số 1; 3- tràn xả lũ số 2; 4- cống lấy nước; 5- nhà máy thủy điện; 6- kênh dẫn ra; 7- đường quản lý.



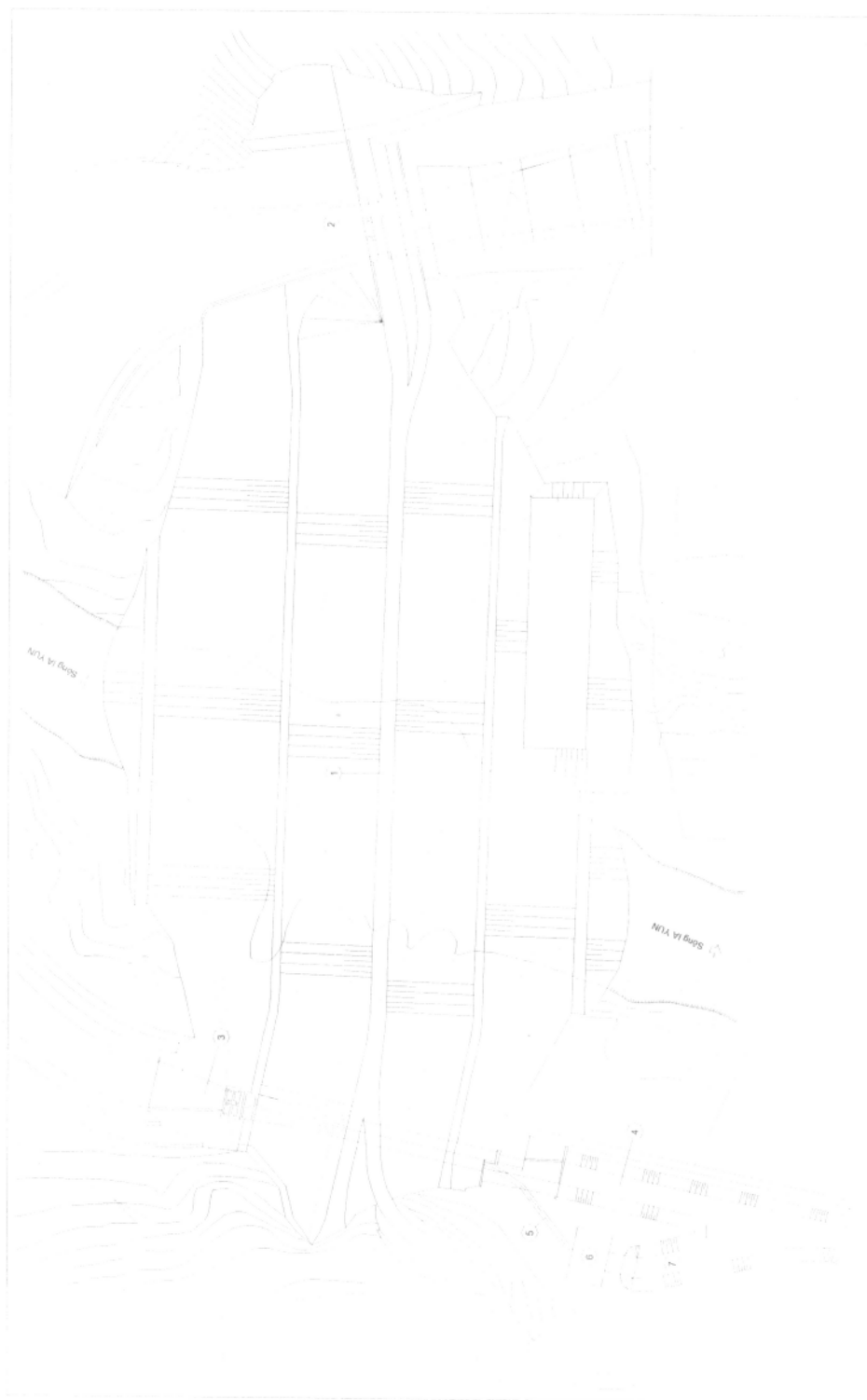
**Hình 2-18. Bố trí công trình thủy lợi Kẻ Gỗ**

1- đập chính; 2- tràn xả lũ; 3- tràn sự cố; 4- cống lấy nước; 5- nhà máy thủy điện; 6- kênh dẫn nước; 7- nhà quản lý.



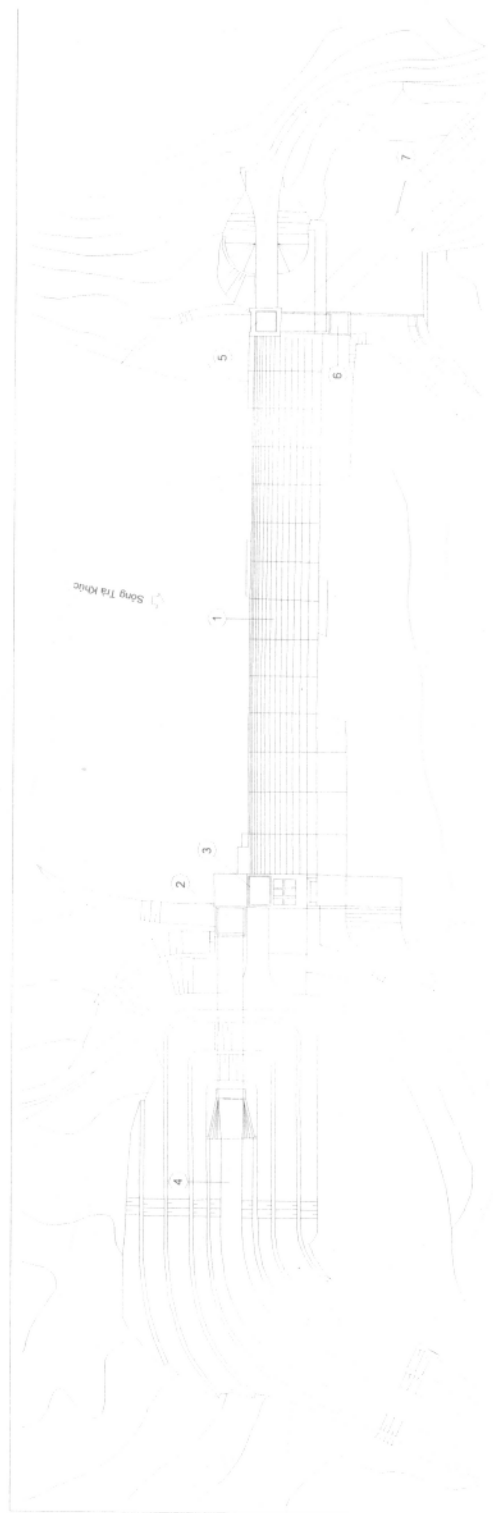
**Hình 2-19. Bố trí công trình thủy lợi Dầu Tiếng**

1 - đập chính; 2 - tràn xả lũ; 3 - cống lấy nước; 4 - đập phụ; 5 - cống dẫn dòng.



**Hình 2-20. Bố trí công trình thủy lợi, thủy điện Iayun hạ**

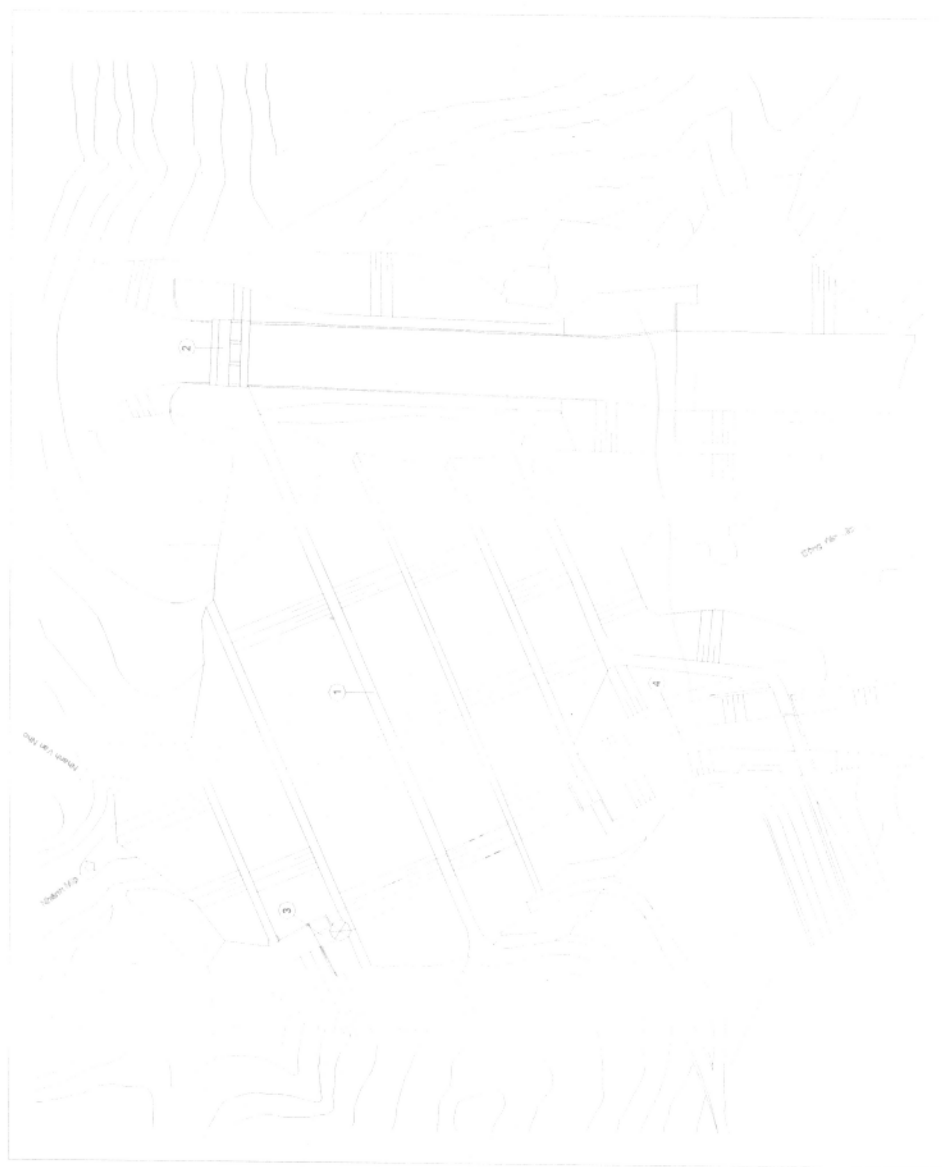
1- đập chính; 2- tràn xả lũ; 3- cống lấy nước; 4- kênh dẫn nước; 5- đường ống áp lực; 6- nhà máy thủy điện; 7- kênh dẫn ra.



**Hình 2-21. Bố trí công trình thủy lợi Thạch Nham**

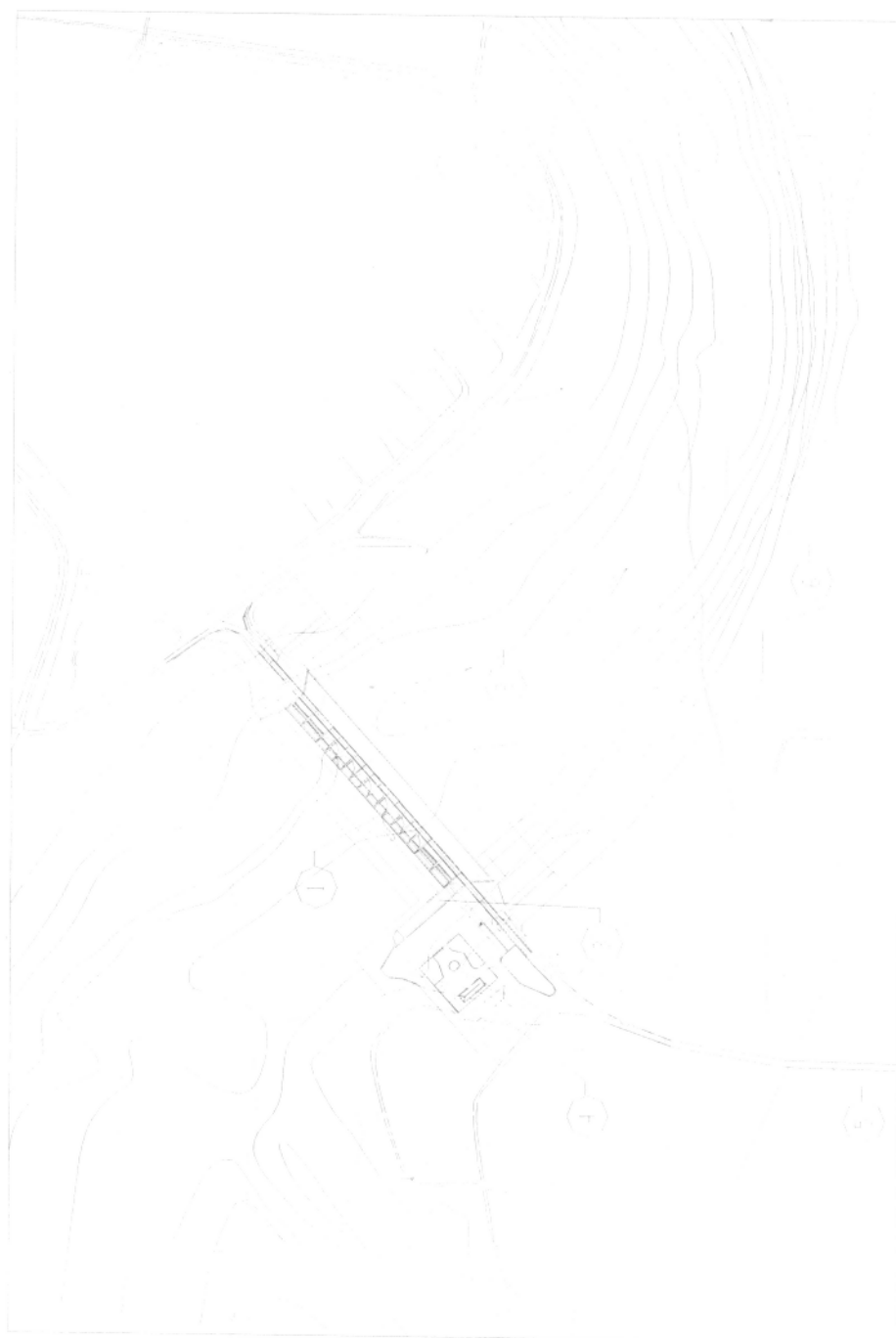
1- đập dâng; 2- cống lấy nước cửa Nam; 3- cống xả cát cửa Nam; 4- kênh dẫn nước cửa Nam;  
5- cống lấy nước cửa Bắc; 6- cống xả cát cửa Bắc; 7- kênh dẫn nước cửa Bắc.





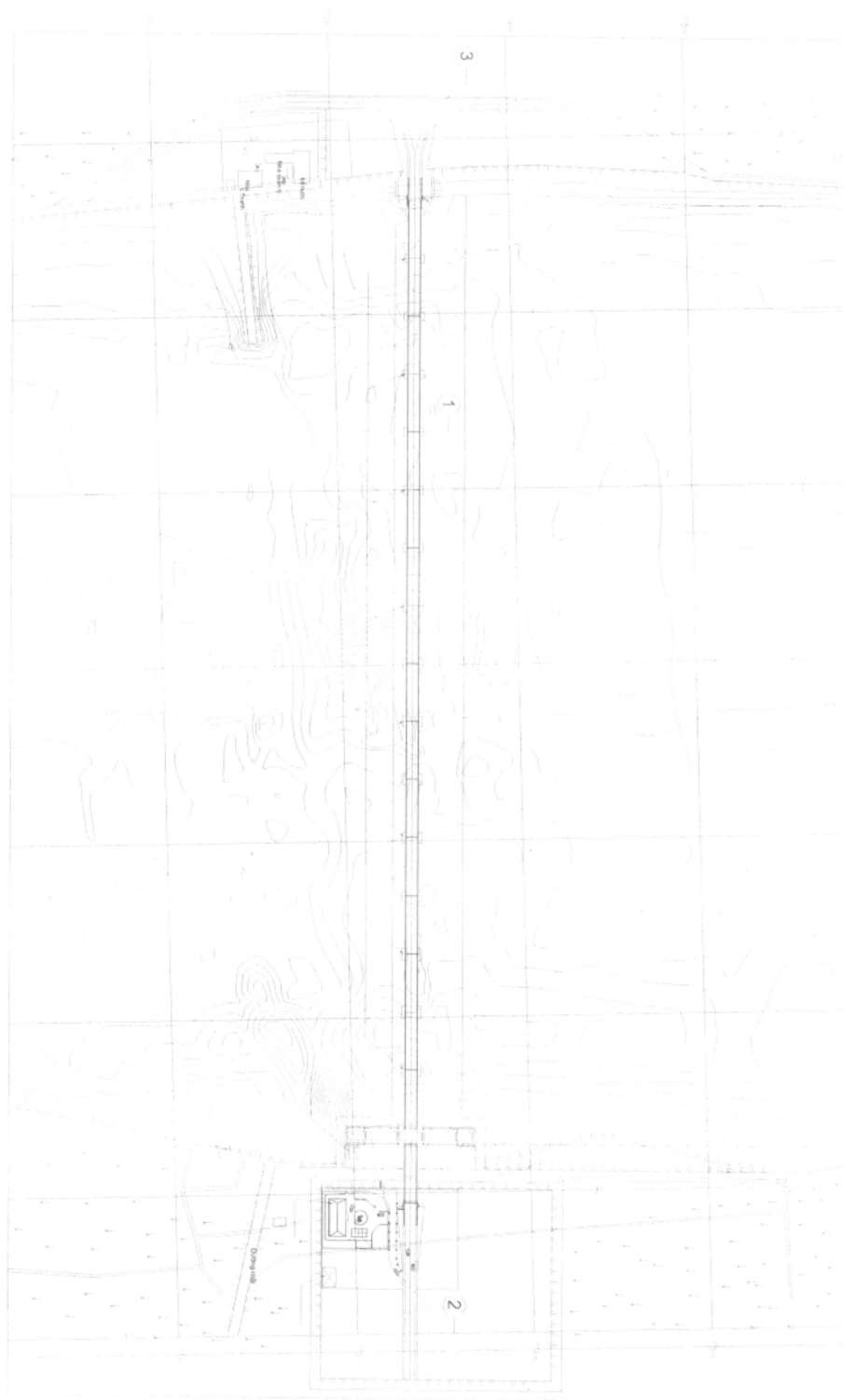
**Hình 2-22. Bố trí công trình thủy lợi Yên Lập**

1- đập chính; 2- tràn xả lũ; 3- cống lấy nước; 4- kênh dẫn nước.



**Hình 2-23. Bố trí tổng thể công trình Đò Điểm**

1- tuyến công trình; 2- sân tiêu năng; 3- âu thuyền; 4- khu quản lý; 5- đường; 6- kè hạ lưu.



**Hình 2-24. Bố trí tổng thể công trình ngăn mặn Tháo Long**  
1- tuyến cống; 2- khu quản lý; 3- đường quản lý.

### Chương 3

## KẾT CẤU GIA CỐ MÁI DỐC ĐẬP BẤT DẴNG

*Biên soạn: GS. TSKH. Trịnh Trọng Hàn*

### 3.1. TỔNG QUÁT

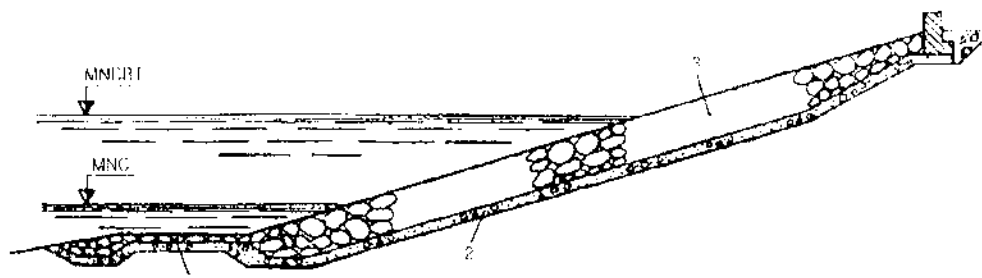
Kết cấu gia cố để bảo vệ mái dốc của đập đất đá và mái dốc đất đá của công trình thủy nói chung bao gồm năm bộ phận sau:

- 1) Kết cấu gia cố cơ bản để bảo vệ mái dốc đất đá chống xói lở do tác động thường xuyên của sóng gió, dòng chảy và các tác động cơ học khác;
- 2) Kết cấu gia cố nhẹ hoặc lớp che phủ bố trí trên mái dốc và ở chân mái dốc ngoài phạm vi được bảo vệ bởi kết cấu gia cố chủ yếu, ở vùng chịu tác động yếu và không thường xuyên hoặc vùng chịu ảnh hưởng gián tiếp của các tác động cơ học nêu ở trên;
- 3) Kết cấu chuyển tiếp, dạng lớp đệm lót hoặc tầng lọc ngược phía dưới các bộ phận gia cố cơ bản và gia cố nhẹ, để liên kết các bộ phận gia cố với mái dốc đất đá và bảo vệ các hạt đất đá của mái dốc không bị xói ngầm, đồng thời làm chức năng tiêu thoát nước thấm ở mái, bờ khi mực nước ngầm cao hoặc khi mực nước hồ chứa hay lòng dẫn dao động với biên độ lớn;
- 4) Kết cấu tựa đỡ, bố trí ở dưới chân bộ phận gia cố cơ bản để chống trượt cho bộ phận gia cố cơ bản và nối tiếp liên kết giữa bộ phận gia cố cơ bản với gia cố nhẹ;
- 5) Kết cấu hạn chế phạm vi lan truyền tác động của dòng chảy hay tác động sóng, còn gọi là tường chắn sóng, cho phép giảm quy mô và khối lượng của bộ phận gia cố.

Trong trường hợp độ vượt cao của đỉnh đập so với mực nước tính toán lớn hơn trị số độ vượt cao dự trữ cần thiết có kể đến sóng leo thì không làm tường chắn sóng. Như vậy việc lựa chọn phương án kết cấu tường chắn sóng được quyết định theo so sánh về kinh tế kỹ thuật.

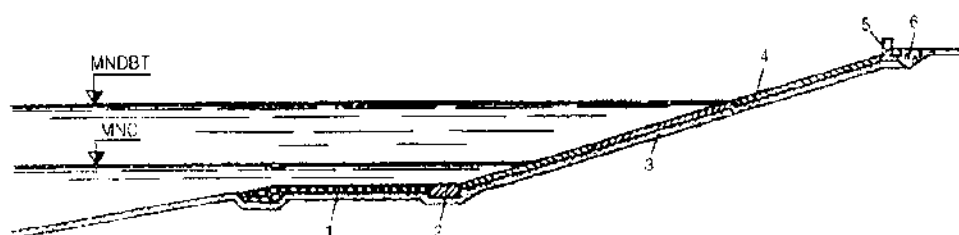
Kết cấu gia cố cơ bản có thể được làm bằng nhiều loại vật liệu khác nhau, như đá (đá dỏ, đá lát, đá xây...), bê tông và bê tông cốt thép (nguyên khối - đúc tại chỗ hoặc các tấm rời lắp ghép), bê tông nhựa đường, gỗ, v.v...

Vật liệu được sử dụng phổ biến để gia cố là đá và bê tông. Đá để làm gia cố cơ bản có thể được chọn lọc hoặc không chọn lọc về thành phần hạt. Khi sử dụng đá chọn lọc có kích thước đồng đều cần phải có luận chứng thích đáng về kinh tế kỹ thuật, nhất là khi chiều cao sóng tính toán lớn hơn 2m phải dùng đá cỡ lớn.



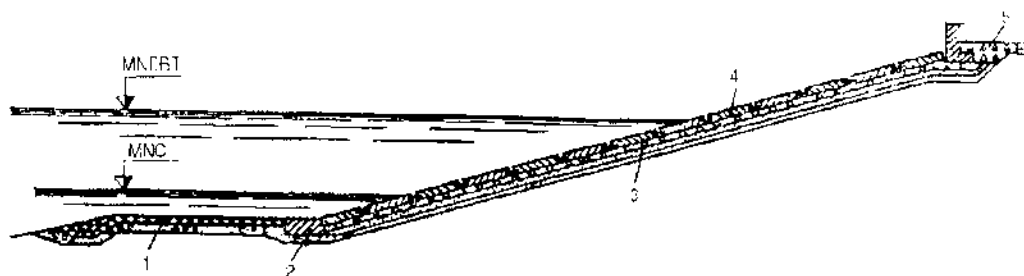
**Hình 3-1. Sơ đồ gia cố mái dốc bằng đá đổ**

1- gia cố nhẹ; 2- lớp chuyển tiếp lọc ngược; 3- gia cố cơ bản bằng đá.



**Hình 3-2. Sơ đồ gia cố mái dốc bằng bê tông nguyên khối**

1- gia cố nhẹ; 2- gối tựa của gia cố cơ bản; 3- lớp lót chuyển tiếp;  
4- gia cố cơ bản bằng bê tông cốt thép; 5- tường chắn sóng;  
6- đắp lại bằng đá dăm hoặc đất cát sỏi.



**Hình 3-3. Sơ đồ gia cố bằng tấm bê tông cốt thép lắp ghép có các mối nối hờ**

1- gia cố nhẹ; 2- gối tựa của gia cố cơ bản; 3- lớp đệm lót chuyển tiếp;  
4- gia cố cơ bản bằng tấm bê tông cốt thép có mối nối hờ;  
5- lớp đắp lại bằng đá dăm.

Kết cấu gia cố bằng bê tông cốt thép đổ liền khối được chia thành những tấm riêng trong quá trình đổ, sau đó đổ lấp kín các khe nối giữa các tấm. Loại gia cố này thuộc kết cấu gia cố cứng, được sử dụng khi sóng lớn có chiều cao sóng trên 2m và cấu tạo mái dốc bằng loại đất đòi hỏi phải có lớp bảo vệ có độ cứng cần thiết.

Gia cố bằng tấm bê tông cốt thép có hai hình thức:

1) Đúc tại chỗ (trên mái dốc) để tranh thủ áp dụng biện pháp cơ giới hoá đồng bộ công tác đổ bê tông, tăng cường độ và giảm thời gian thi công, tạo lớp phủ liên tục không thấm nước, không trôi đất;

2) Sử dụng các tấm bê tông lắp ghép có mối nối hở trong điều kiện mái dốc có khả năng lún không đều với độ lún lớn, hoặc do các yếu tố khác, ví dụ thi công dưới nước, mái dốc có dòng thấm chảy ra thường xuyên, thi công trong điều kiện thời tiết không thuận lợi cho việc đổ bê tông, v.v...

Khi thiết kế và lựa chọn hình thức gia cố cần nghiên cứu những khuyến nghị về việc sử dụng vật liệu gia cố trong điều kiện cụ thể cũng như các dự báo về sự diễn biến thay đổi chế độ làm việc của kết cấu gia cố ở những vùng khác nhau trên phạm vi mái dốc đập theo dọc tuyến và theo chiều cao công trình.

Do điều kiện làm việc khác nhau theo độ cao cho nên phải chọn loại gia cố khác nhau và quy mô kết cấu gia cố khác nhau. Ví dụ, trong phạm vi gia cố cơ bản nên chọn cùng một hình thức gia cố nhưng chiều dày gia cố có thể giảm dần từ trên xuống và giảm ở vùng thường xuyên ngập nước so với vùng nước dao động.

Giới hạn trên của gia cố cơ bản được lấy cao hơn mực nước tính toán (MNDBT) một đại lượng bằng  $(h_l + \Delta h)$  hoặc  $(0,8h_k + 0,5 \text{ m})$  và không thấp hơn mực nước kiểm tra, trong đó  $h_l$  - chiều cao sóng leo;  $h_k$  - chiều cao sóng tính toán;  $\Delta h$  - chiều cao dâng thêm của mặt nước do tác dụng của dầm gió. Giới hạn dưới của gia cố cơ bản lấy thấp hơn mực nước chết một đại lượng bằng  $H_k$  hoặc  $2h$  ( $H_k$  - độ sâu phân giới, nơi xảy ra sóng đổ lần đầu tiên).

Tiếp theo gia cố cơ bản là gia cố nhẹ. Gia cố nhẹ kết thúc ở vị trí không có dòng chảy hoặc dòng chảy không có khả năng gây xói mái dốc.

## 3.2. THIẾT KẾ TẦNG ĐỆM DỜI KẾT CẤU GIA CỐ

### 3.2.1. Tổng quát

Nhiệm vụ của tầng đệm là nối tiếp bộ phận gia cố với đất mái dốc, vì vậy hình thức cấu tạo của lớp đệm phụ thuộc vào điều kiện làm việc của nó. Tầng đệm có thể cấu tạo gồm một lớp hay nhiều lớp.

Theo chế độ vận hành của công trình thủy và điều kiện làm việc của kết cấu gia cố, tầng đệm có thể có các chức năng sau:

- Thoát nước ngầm từ trong mái dốc chảy ra;
- Tiêu hao năng lượng của dòng chảy có sóng;
- Thoát nước thấm từ thượng lưu qua các khe hở của kết cấu gia cố hay nước thấm qua lớp gia cố dưới tác dụng của cột nước làm việc của đập hoặc do tác dụng sóng;
- Phân bố tải trọng từ kết cấu gia cố sang mái dốc theo hướng có lợi để giảm biến dạng lún không đều;
- Bảo vệ vật liệu mái dốc không bị xói ngầm cục bộ và xói tiếp xúc do tác dụng của thấm theo cả hai hướng - thấm ngược về phía thượng lưu và thấm dọc theo mái dốc (khi sóng rút hoặc mực nước hồ hạ đột ngột);

- Thực hiện chức năng riêng theo yêu cầu của công nghệ thi công kết cấu gia cố, hoặc theo hỗn hợp một số chức năng kể trên.

Cấu tạo vật liệu tầng đệm không được chứa các tạp chất có thể bị hoà tan trong nước. Tỷ lệ hạt bụi đường kính  $d \leq 0,1$  mm không vượt quá 5%.

### 3.2.2. Tầng đệm d ới kết cấu gia cố bằng lớp phủ liên tục

Khi sử dụng lớp gia cố phủ liên tục trên bề mặt mái dốc như bê tông cốt thép đổ liền khối hoặc đổ theo các tấm sau đó bịt lấp khe nối, v.v..., thì cần phải thoát nước ngầm hoặc nước thấm ngược khi mực nước hồ dao động thường xuyên với biên độ lớn. Trong trường hợp này tầng đệm làm việc theo chức năng tầng lọc ngược. Việc thiết kế và lựa chọn cấu tạo của tầng đệm tiến hành theo các quy định và chỉ dẫn đối với tầng lọc ngược của công trình thủy.

Trong trường hợp lớp gia cố dạng lớp phủ liên tục có đủ độ cứng với các mối nối được bịt lấp đảm bảo không thấm nước thì có thể không cần làm tầng đệm nếu có các điều kiện sau:

- Mực nước thượng lưu trước mái dốc tương đối ổn định hay thay đổi chậm;
- Không có nước dâng do nước ngầm ở phía sau lớp gia cố tạo nên;

Đất của mái dốc có độ thấm lớn đảm bảo không sinh ra áp lực dư ở phía sau lớp gia cố.

Đối với lớp phủ gia cố để bảo vệ mái dốc được cấu tạo bằng đất hạt bụi, đất mềm dẻo hoặc vật liệu có khả năng lún lớn thì cần phải có tầng đệm liên tục dưới lớp gia cố.

Trường hợp cần thoát nước thấm hoặc tạo điều kiện cho sự cố kết của lớp phủ thì tầng đệm được làm bằng đá dăm hoặc bằng loại đất có thành phần hạt khác nhau xen các hạt lớn đập thành một lớp dày  $15 \div 20$  cm.

Cấu tạo của tầng đệm phía dưới các khớp nối nhiệt - lún thường có dạng nhiều lớp lọc xếp thành băng dài dọc theo đường khớp nối. Khoảng cách giữa các khớp nối thường lấy bằng  $40 \div 60$  m đối với kết cấu gia cố nguyên khối và bằng  $30 \div 40$  m đối với lớp phủ ghép. Cấu tạo thành phần hạt của tầng đệm được xác định theo yêu cầu của kết cấu gia cố có mối nối hở làm việc trong điều kiện chịu tác động sóng.

Trường hợp mái dốc là đất dính có hiện tượng bị trương nở thể tích khi nhiệt độ âm thì phía dưới lớp đệm bằng hạt thô cần có lớp chuyển tiếp bằng đất cát có tác dụng hạn chế không khí lạnh từ môi trường không khí bên ngoài xâm nhập trực tiếp vào bề mặt đất mái dốc. Lớp cát được gọi là lớp giữ ẩm cho đất của mái dốc. Chiều dày lớp cát được lấy theo điều kiện khí hậu của vùng xây dựng, theo loại kết cấu lớp gia cố và lớp đệm gia cố.

### 3.2.3. Tầng đệm d ới gia cố bằng tấm bê tông có khe nối hở

Dưới các tấm bê tông cốt thép có khớp nối hở (không đổ bê tông lấp kín khe nối) hoặc tấm bê tông cốt thép có các lỗ thoát nước làm việc trong điều kiện tác động sóng là tầng đệm được cấu tạo bằng vật liệu chọn lọc đập thành hai hoặc ba lớp theo tính chất tầng lọc ngược. Trong trường hợp này cũng có thể làm tầng đệm một lớp bằng vật liệu cỡ hạt khác nhau với cấu tạo thành phần hạt xác định theo tính toán.

Nếu sử dụng tầng đệm một lớp và nếu mái dốc là đất dính, thì cấu tạo tầng đệm gồm các hạt trung và hạt thô được chọn theo yêu cầu không xảy ra xói ngầm tiếp xúc giữa các lớp kề nhau.

Trong trường hợp sử dụng tầng đệm nhiều lớp và mái dốc là đất cát hạt bụi, thì lớp đệm dưới cùng tiếp xúc với đất của mái dốc được làm bằng cát.

Trường hợp mái dốc là đất dính hoặc đất cát bụi thì có thể sử dụng tầng đệm một lớp bằng đất cát cỡ hạt khác nhau và được đầm chặt.

Tầng đệm phía dưới kết cấu gia cố bằng các tấm bê tông cốt thép lắp ghép trên mái dốc có nhu cầu phải thoát nước thấm (do mực nước hồ dao động lớn hay do vị trí mực nước ngầm cao hơn mực nước hồ) được tính toán và thiết kế theo quy định đối với tầng lọc ngược ở các bộ phận có áp của công trình thủy. Riêng lớp trên cùng của tầng đệm còn được chọn kích thước hạt theo điều kiện chịu tác động sóng của kết cấu gia cố.

Vật liệu của tầng đệm một lớp phía dưới kết cấu gia cố bằng tấm bê tông cốt thép có khớp hở hoặc có các lỗ hổng được xác định theo các thông số sau:

- Tỷ lệ kích thước hạt lớp đệm và kích thước khe hở hoặc kích thước lỗ hổng trong các tấm gia cố;
- Kích thước hạt đất của mái dốc cần bảo vệ;
- Độ không đồng nhất của hạt lớp đệm (biểu thị bằng hệ số không đồng nhất  $\eta$  về thành phần hạt hoặc độ không đồng nhất của vật liệu  $K_{60/10}$ ).

Đối với tầng đệm một lớp, giới hạn cho phép về độ không đồng nhất của vật liệu được lấy bằng:

$$K_{60/10} = D_{60} / D_{10} = 5 \div 20 \quad (3.1)$$

Trong đó:

$K_{60/10}$  - độ không đồng nhất của vật liệu (ý nghĩa tương tự như hệ số  $\eta$  theo V.X. Istômina);

$D_{60}$  và  $d_{10}$  - đường kính của nhóm hạt lớn và nhóm hạt nhỏ có số hạt kích thước nhỏ hơn chúng chiếm tỷ lệ tương ứng 60% và 10% theo khối lượng.

Khi gia cố bằng các tấm có khe nối hở còn yêu cầu  $D_{60} \leq 50 \div 60$  mm. Nếu sử dụng tấm gia cố có các lỗ hổng thì tỷ lệ kích thước ngang của tiết diện lỗ hổng ( $b$ ) so với kích thước hạt của tầng đệm một lớp được xác định theo biểu thức sau:

$$b < 0,6D_n \quad (3.2)$$

Trong đó:  $n$  - tỷ lệ số hạt (tính theo % khối lượng) cho phép bị xói ra khỏi lớp đệm với điều kiện không gây biến dạng có hại cho tấm gia cố. Đối với tấm gia cố có khe nối hở lấy  $n < 25 \div 30\%$ .

Nếu trục dọc của khớp hở hoặc trục dọc các lỗ hổng vuông góc với đường mép nước thì tỷ lệ giữa kích thước các hạt của tầng đệm so với kích thước ngang ( $b$ ) của khe hở hoặc của các lỗ hổng được lấy trong phạm vi sau:



Với chiều cao sóng tính toán tần suất 1% đạt tới 2 m ( $h_{1\%} < 2$  m)

$$3 \text{ cm} > b < 0,6 D_n \quad (3.3)$$

- Với chiều cao sóng tính toán tần suất 1% có giá trị lớn hơn 2 m ( $h_{1\%} > 2$  m)

$$2 \text{ cm} > b < 0,6 D_n \quad (3.4)$$

Nếu trục dọc của khớp hở hoặc của hàng lỗ hổng nằm song song với đường mép nước thì lấy đại lượng  $b$  trong phạm vi:

$$4 \text{ cm} > b \leq 0,8 D_n \quad (3.5)$$

Kích thước hạt của tầng đệm một lớp  $D_{10}$  được chọn theo điều kiện có kể đến cỡ hạt trung bình của đất cát tạo nền mái dốc ( $d_{50}$ ) theo quan hệ sau:

$$D_{10}/d_{50} \leq 30 \quad (3.6)$$

Đối với tầng đệm gồm hai hoặc ba lớp, thì lớp dưới cùng của tầng đệm tiếp xúc trực tiếp với mái dốc bằng đất cát được chọn theo yêu cầu về độ không đồng nhất của thành phần hạt như sau:

$$K_{60/10} \leq 20 \quad (3.7)$$

Ngoài ra, tỉ lệ kích thước hạt của lớp đệm tiếp xúc với mái dốc ( $D$ ) so với kích thước hạt ( $d$ ) của đất mái dốc phải trong phạm vi:

$$\text{hoặc} \quad \left. \begin{array}{l} D_{10} / d_{10} \leq 10 \\ D_{50} / d_{50} \leq 10 \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

Thành phần hạt của lớp đệm nằm trực tiếp dưới các khe hở của tấm gia cố được xác định theo 3 chỉ tiêu sau (đối với tầng đệm nhiều lớp):

1) Độ không đồng nhất của vật liệu lớp đệm:

$$K_{60/10} \leq 2 \quad (3.9)$$

2) Giá trị của hệ số quan hệ giữa kích thước hạt trung bình của lớp xem xét ( $D_{50}$ ) và lớp đệm kế tiếp phía dưới nó ( $d_{50}$ ), gọi tắt là hệ số quan hệ lớp  $K_r$ :

$$K_r = D_{50}/d_{50} = 3 \div 4 \quad (3.10)$$

3) Tỉ số giữa kích thước  $D_M$  của các hạt nhỏ nhất của lớp đệm trên cùng (lớp xem xét) và kích thước ngang của lỗ hổng / trong tấm gia cố phải nằm trong giới hạn:

$$b \leq 0,6 D_n \quad (3.11)$$

Nếu trục dọc của mỗi nối hở hoặc các lỗ hổng nằm vuông góc với đường mép nước, thì tỉ lệ giữa kích thước hạt của lớp đệm trên cùng và kích thước ngang của khe hở hoặc của lỗ trong tấm gia cố được lấy theo quy định sau:

- Khi chiều cao sóng tính toán tần suất 1% có giá trị  $h_{1\%} < 2$  m:

$$3 \text{ cm} \geq b \leq 0,6 D_M ; \quad (3.12)$$

- Khi chiều cao sóng tính toán tần suất 1% có giá trị  $h_{1\%} > 2$  m:

$$2 \text{ cm} > b < 0,6 D_M \quad (3.13)$$

Nếu trục dọc của khớp nối hoặc cửa hàng lỗ nằm song song với đường mép nước thì lấy trong phạm vi:

$$4 \text{ cm} \geq b < 0,8 D_M \quad (3.14)$$

Thành phần hạt của lớp giữa và lớp dưới cùng trong tầng đệm ba lớp được xác định theo các yêu cầu sau:

a) Giá trị của hệ số giữa lớp

$$k_g \leq 20 \quad (3.15)$$

b) Tỷ số giữa các đại lượng về độ không đồng nhất của các hạt

$$K_{60/10}/K_{60/10} < 12 \quad (3.16)$$

### 3.2.4. Chiều dày của các lớp đệm d ới gia cố bằng bê tông cốt thép

Chiều dày của tầng đệm một lớp ở dưới các tấm gia cố có khớp nối hờ hoặc có các lỗ thoát nước được lấy trong phạm vi:

$$35 \text{ cm} < \delta \leq 10 D_{50} \quad (3.17)$$

Chiều dày tầng đệm một lớp dưới gia cố bằng bê tông cốt thép đổ liền khối và liền tục, hoặc gia cố bằng bê tông cốt thép đổ theo tấm sau đó đổ bê tông lấp kín các khe nối, được lấy trong phạm vi:

$$15 \text{ cm} < \delta < 4 D_{50} \quad (3.18)$$

Chiều dày mỗi lớp đệm trong tầng đệm hai hoặc ba lớp khi thi công bằng cơ giới trên mái dốc được lấy không nhỏ hơn 20 cm đối với đất hạt thô, đá dăm; không nhỏ hơn 15cm đối với cát hạt lớn.

### 3.2.5. Tầng đệm d ới gia cố bằng đá

Gia cố bằng đá (đá đổ, đá xếp) thuộc loại gia cố hờ và mềm dẻo, do đó ngoài những chức năng chung nêu ở mục 3.2.1, tầng đệm dưới gia cố đá còn phải đảm bảo yêu cầu không bị xói qua các khe hở của lớp đá gia cố dưới tác dụng thấm ngược từ phía mái dốc ra hồ chứa trong các trường hợp:

- Mực nước hồ hạ đột ngột và nhanh chóng;

Tác động sóng, nhất là khi sóng rút;

Nước ngầm trong mái dốc có nguồn bổ sung với lưu lượng khá lớn, ví dụ do mưa rào.

Tùy theo cấu tạo của gia cố đá, cấu tạo của đất mái dốc và thông số sóng, tầng đệm có thể gồm một lớp hoặc hai lớp, trong đó kích thước hạt của lớp đệm được lấy như sau:

a) Lớp đệm tiếp xúc với đất mái dốc:

$$D'_{1s} / d_{xs} < 5 \quad (3.19)$$

Trong đó:

$D'_{15}$  - kích thước hạt của lớp đệm có số hạt nhỏ hơn nó chiếm tỉ lệ 15% theo khối lượng hạt của lớp đệm;

$d_{85}$  - kích thước hạt đất của mái dốc có số hạt nhỏ hơn nó chiếm tỉ lệ 85% khối lượng hạt của mái dốc.

b) Lớp đệm tiếp xúc với đá gia cố:

$$D_{15}^u / d_{85}^l \leq 10 \quad (3.20)$$

Trong đó:

$D_{15}^u$  - đường kính hạt của đá gia cố;

$d_{85}^l$  - đường kính hạt của lớp đệm (lớp lót) dưới đá gia cố.

c) Kích thước hạt của lớp đệm theo điều kiện chịu tác động sóng:

Khi chiều cao sóng lớn nhất  $h_{\max} < 120$  cm,  $d_{85}^l \geq 4$  cm

Khi chiều cao sóng lớn nhất  $h_{\max} = 120 \div 300$  cm;  $d_{85}^l \geq 5$  cm

Nếu mái dốc gồm đất hạt mịn có độ dính nhỏ, thì tầng đệm phải cấu tạo thành 2 lớp, trong đó lớp đệm tiếp giáp với đất mái dốc phải có bề dày lớn hơn 15 cm.

Tầng đệm dưới gia cố bằng đá không chỉ là lớp chuyển tiếp trung gian giữa đá gia cố với đất mái dốc cần bảo vệ, mà còn làm chức năng tầng lọc ngược.

Theo nghiên cứu rất cơ bản của viện sỹ Istomina V.X, tiêu chuẩn để lựa chọn vật liệu tầng đệm nhiều lớp (2 : 3 lớp) là hệ số không đồng nhất của cấp phối hạt ( $\eta = d_{60}/d_{10}$ ) và hệ số quan hệ kích thước hạt của hai lớp kế nhau ( $\xi = D_{50}/d_{50}$ ), trong đó  $d_{60}$ ,  $d_{10}$  là đường kính hạt trong cấp phối có số hạt nhỏ hơn nó chiếm tỉ lệ tương ứng là 60% và 10% theo khối lượng;  $D_{50}$ ,  $d_{50}$  - đường kính trung bình của lớp hạt lớn và lớp hạt nhỏ kế nhau. Trong một số trường hợp còn sử dụng chỉ tiêu  $\xi' = D_{60}/d_{40}$ , gọi là hệ số tỉ lệ kích thước hạt của hai lớp tiếp xúc nhau.

Khi thiết kế tầng đệm và tầng lọc ngược trong đập đất đá cũng như trong các công trình thủy nói chung ở Liên Xô (cũ) thường lấy giá trị của các hệ số  $\eta$ ,  $\xi$ ,  $\xi'$  như sau:

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 5;$$

$$\xi = \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq 10;$$

$$\xi' = \frac{D_{60}}{d_{40}} \leq 10 \div 15.$$

Trung Quốc và một số nước phương Tây sử dụng hệ số  $\xi$  với:

$$\xi_{\text{tr}} = \frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

tương tự hệ số quan hệ kích thước lớp đệm tiếp xúc với đất mái dốc, (xem công thức 3.19).

Chiều dày mỗi lớp trong tầng đệm nhiều lớp được lấy  $10 \div 15$  cm.

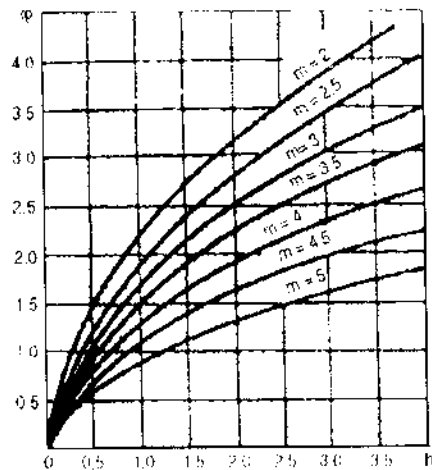
Bằng nghiên cứu thực nghiệm, Sankin P.A thấy rằng, để đảm bảo ổn định của lớp gia cố, tầng đệm một lớp phải có độ dày lớn hơn tầng đệm nhiều lớp, do đó nếu chỉ chọn tầng đệm theo điều kiện "không bị chui lọt" qua các hệ số  $\eta$ ,  $\xi$ ,  $\xi'$  ở trên thì sẽ không kinh tế. Trên quan điểm đó Sankin đã đề nghị xác định hệ số  $\xi$  theo công thức:

$$\xi = \frac{D_{50}}{d_{50}} \leq \frac{12}{\varphi} e^{0,21 \frac{t}{D_{50}}} \quad (3.21)$$

Trong đó:  $t$  - tổng chiều dày của tầng đệm;  $\varphi$  - hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào thông số sóng và hệ số mái dốc, xác định như sau: khi  $\lambda/h \geq 15$  lấy giá trị  $\varphi$  theo đồ thị hình 3-4; khi  $\lambda/h < 15$  lấy giá trị tính toán ( $\varphi_1$ ) theo công thức:

$$\varphi_1 = \varphi - 0,33 \left( 15 - \frac{\lambda}{h} \right) \quad (3.22)$$

Trong đó:  $\varphi$  được tra theo đồ thị hình 3-4.



Hình 3-4. Đồ thị xác định hệ số  $\varphi$

Công thức tính chiều dày tầng đệm nhiều lớp theo Sankin P.A

$$t = 11 D_{50} \lg \left( \frac{\varphi}{12} \cdot \frac{D_{50}}{d_{50}} \right) \quad (3.23)$$

Kết cấu tầng đệm xác định theo các công thức (3.21) ÷ (3.23) còn phải thỏa mãn điều kiện:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D_{50}}{d_{50}} &\geq \frac{14,8}{\varphi} \\ \lg \left( \frac{\varphi}{12} \cdot \frac{D_{50}}{d_{50}} \right) &\geq 0,425 \end{aligned} \right\} \quad (3.24)$$

Theo Sankin, nếu không thỏa mãn điều kiện (3.24) sẽ có hiện tượng chuyển dời hạt của tầng đệm, nghĩa là hiện tượng các hạt nhỏ chui vào kẽ hở của lớp hạt lớn.

Trong trường hợp gia cố bằng đá xếp thì có thể sử dụng tầng đệm một lớp với kích thước trung bình của hạt tầng đệm lấy theo quy định sau:

$$d_{50} = (0,2 : 0,25) D \quad (3.25)$$

Trong đó:  $d_{50}$  - đường kính trung bình của hạt tầng đệm;

$D$  - đường kính trung bình của đá xếp.

Chiều dày tầng đệm một lớp có thể xác định theo công thức (3.23), trong đó  $D_{50}$  và  $d_{50}$  tương ứng là đường kính trung bình của đá xếp và của cấp phối tầng đệm.

Tính toán gia cố theo công thức (3.23) được áp dụng cho trường hợp dòng thấm có phương vuông góc hoặc gần vuông góc với mái dốc theo điều kiện không xảy ra hiện tượng hạt tầng đệm chui qua khe hở của lớp đá gia cố.

Trong trường hợp tác động thường xuyên của sóng với các pha sóng leo lên mái dốc và sóng rút xuống, thì sẽ hình thành sự chuyển động của dòng chảy dọc theo mái dốc bao gồm dòng chảy dọc theo lớp gia cố và dọc theo tầng đệm. Sự chuyển động dọc của dòng chảy có thể gây xói ngầm vùng tiếp giáp giữa lớp đệm với lớp gia cố gọi là hiện tượng xói ngầm tiếp xúc dọc.

Điều kiện ổn định của hạt tầng đệm không bị xói ngầm tiếp xúc dọc được biểu thị bởi quan hệ:

$$J_d < J_{ph} \quad (3.26)$$

Trong đó:  $J_d$  và  $J_{ph}$  tương ứng là gradian thấm tiếp xúc dọc thực tế và gradian thấm tiếp xúc dọc phá hoại.

Giá trị của  $J_d$  có thể xác định theo công thức Sankin P.A:

$$J_d = 1,5 \cdot h e^{-\sum_{i=1}^k \left( n \frac{\delta}{D_{50}} \right)} \quad (3.27)$$

Ở đây:  $h$  - chiều cao sóng (m);

$k$  - số lớp của tầng đệm;

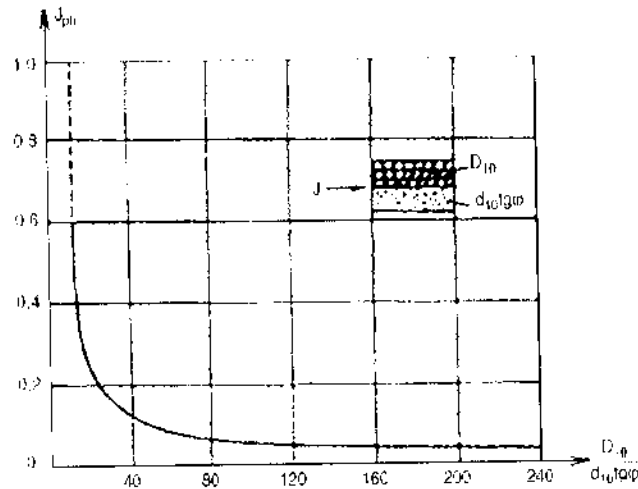
$\delta$  - chiều dày mỗi lớp của tầng đệm;

$D_{50}$  - đường kính trung bình của cấp phối hạt trong lớp đệm;

$n$  - hệ số thực nghiệm,  $n = 0,21$  đối với lớp đệm đồng chất,  $n = 0,30$  đối với lớp đệm không đồng chất.

Giá trị gradien thấm tiếp xúc phá hoại  $J_{ph}$  được xác định theo đồ thị hình 3-5.

Ngoài ra, kích thước hạt của tầng đệm làm chức năng lớp lọc được lấy theo quy định:  $d_{50} = 0,15 \div 1$  mm đối với lớp đệm hạt nhỏ và  $D_{50} = 1 \div 3,5$  mm đối với lớp đệm hạt lớn.



Hình 3-5. Đồ thị xác định gradien phá hoại  $J_{ph}$

### 3.3. THIẾT KẾ GIA CỐ BẰNG ĐÁ

#### 3.3.1. Tổng quát

Trong trường hợp vùng xây dựng có đủ đá về khối lượng và chất lượng thì hình thức gia cố bằng đá rất thích hợp, cho phép sử dụng được vật liệu tại chỗ ít tốn kém.

Đá gia cố có thể được chọn lọc hoặc không chọn lọc. Đá chọn lọc đòi hỏi khâu công tác lựa chọn đá, nhưng khả năng ổn định chống trượt lại cao hơn, do đó chiều dày của lớp gia cố sẽ nhỏ hơn so với lớp gia cố bằng đá không chọn lọc.

Để bảo vệ mái dốc đất chống sạt lở bờ tác dụng của sóng hay dòng chảy thường sử dụng phổ biến loại gia cố bằng đá không chọn lọc.

Gia cố bằng đá chọn lọc chỉ áp dụng trong một số trường hợp cá biệt khi có đủ số đá cần thiết ở khu vực xây dựng và có luận cứ kinh tế kỹ thuật thích đáng.

Đá đổ không chọn lọc để bảo vệ mái dốc bằng đất cát và đất dính được thi công lên trên lớp đệm bằng vật liệu đất hạt thô.

Khi thiết kế gia cố bằng đá đổ không chọn lọc cần xác định các thông số đặc trưng sau đây:

- 1) Kích thước tính toán tối thiểu của viên đá trong khối đá đổ theo điều kiện ổn định dưới tác động của sóng;
- 2) Kích thước tính toán của các viên đá được sử dụng để tạo ra hệ thống khung bao quanh các ô nhằm bảo vệ khối đá đổ cỡ hạt nhỏ hơn ở bên trong ô, đồng thời đảm bảo sự ổn định chung cho toàn bộ kết cấu gia cố dưới tác động sóng;

3) Chiều dày của lớp đá đổ theo điều kiện ổn định dưới tác động sóng;

4) Ổn định chung của lớp gia cố phải kể đến khả năng bóc tách các viên đá khỏi lớp gia cố do các lực tác dụng khác nhau, ví dụ ở vùng khí hậu có băng giá là lực lôi cuốn của băng khi mực nước hồ rút xuống, còn ở điều kiện bình thường là lực lôi cuốn của sóng khi sóng rút, v.v...

Theo tài liệu thống kê thực tế, khi sử dụng gia cố bằng đá đổ không chọn lọc để bảo vệ mái dốc đất chống tác động xói lở của sóng và dòng chảy, hiệu quả kinh tế kỹ thuật sẽ là tối ưu nếu hệ số mái dốc mặt ngoài của lớp gia cố bằng hoặc lớn hơn 3 ( $m_n \geq 3$ ).

### 3.3.2. Tính gia cố bằng đá đổ

Gia cố bằng đá đổ không chọn lọc có ưu điểm là sử dụng được phương tiện thi công cơ giới, cho phép nâng cao năng suất và rút ngắn thời gian xây dựng. Vì vậy hình thức gia cố bằng đá đổ không chọn lọc hiện nay được áp dụng phổ biến nhất, đặc biệt khi khối lượng gia cố lớn.

Kích thước tính toán nhỏ nhất của viên đá  $D_{min}$  (m) được quy đổi thành hình cầu đối với gia cố bằng đá đổ không chọn lọc và hệ số mái dốc trong phạm vi  $m = 2 : 5$  được xác định theo công thức:

$$D_{min} = 0,12C \frac{h_{1/2} \cdot (m_{h1/2}^2 + 10) \cdot \frac{2,8m + 0,8}{1,8m + 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_d - \gamma_a}}{m_{h1/2}} \quad (3.28)$$

Trong đó:

C - hệ số cản thủy lực, lấy bằng 0,2 khi đường kính viên đá lớn hơn 15cm và chiều cao sóng trên 0,5m;

$m_{h1/2}$  - độ dốc của sóng ứng với tần suất 1% và được lấy bằng 7 đối với sóng ở hồ chứa;

$\gamma_a$  - dung trọng nước có hàm khí trong dòng chảy do sóng vỗ đập vào mái dốc đá đổ, lấy bằng  $0,8 \text{ g/cm}^3$ ;

$\gamma_d$  - dung trọng viên đá.

Đường kính viên đá  $D_{min}$  tính theo công thức (3.28) được áp dụng cho các viên đá thuộc cấp phối hạt nhỏ nhất trong khối gia cố đá đổ theo điều kiện không bị rơi lọt xuống dưới lớp gia cố qua các khe hở. Công thức (3.28) cũng áp dụng cho trường hợp sóng tác dụng thuộc khu vực sóng đổ (vùng III trên sơ đồ phân vùng sóng), trong đó các viên đá nằm ở tư thế có một nửa đường kính nhô ra khỏi mặt cắt ngang của lớp gia cố.

Kích thước viên đá để tạo ra khung bao quanh các ô đá đổ và giữ ổn định chung cho lớp gia cố trên mái dốc có hệ số mái  $m = 2 : 5$  được tính theo công thức:

$$D_b = 1,5C \cdot h_{1/2} \cdot \left( \frac{\sqrt[3]{m_{h1/2}}}{m} + 0,5 \right) \cdot \frac{m + 1,8}{(1,8 - 1)} \cdot \frac{\gamma_a}{(\gamma_d - \gamma_a)} \quad (3.29)$$

Trong đó:

$C$  - hệ số cản thủy lực, lấy bằng 0,2 đối với đá có kích thước lớn hơn 15cm và chiều cao sóng trên 1 m;

$\gamma_d$  - dung trọng nước có hàm khí chảy ra khỏi lớp gia cố sau khi sóng rút,  
 $\gamma_d = 10 \text{ kN/m}^3 (1 \text{ g/cm}^3)$ .

Các công thức (3.28) và (3.29) là những công thức được sử dụng trong Quy phạm thiết kế gia cố đá đổ không chọn lọc của Liên Xô (cũ) [29].

Ngoài ra, trên cơ sở nghiên cứu điều kiện ổn định cân bằng của đá và tổng kết sự làm việc thực tế của lớp gia cố bằng đá đổ, nhiều tác giả đã đề nghị các công thức kinh nghiệm để tính toán gia cố bằng đá. Dưới đây là một số công thức tham khảo.

### 1. Công thức tính trọng lượng viên đá trong kết cấu gia cố bằng đá đổ

Công thức Sankin P.A:

$$Q = \frac{\Lambda \cdot \gamma_d \cdot h^3}{(\gamma_d - 1)} \cdot \left[ \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m(m + 2)} \right]^3 \quad (3.30)$$

Trong đó:

$\Lambda$  - hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào thông số sóng,  $\Lambda = 7,2$  khi  $\frac{\lambda}{h} < 15$ ;

$\Lambda = 8,2$  khi  $\frac{\lambda}{h} > 15$ ;

$\gamma_d$  - dung trọng đá ( $\text{T/m}^3$ );

$h, \lambda$  - tương ứng là chiều cao sóng và bước sóng;

$m$  - hệ số mái dốc.

Công thức quy phạm CH.92-60 của Liên Xô (cũ):

$$Q = \eta \gamma \frac{\mu \gamma_d h^2 \lambda}{(\gamma_d - \gamma)^3 \cdot \sqrt{1 + m^2}} \quad (3.31)$$

Trong đó:

$\gamma_d, \gamma$  - tương ứng là dung trọng đá và dung trọng nước ( $\text{T/m}^3$ );

$\mu$  - hệ số kinh nghiệm kể đến kích thước viên đá,  $\mu = 0,017$  đối với đá nhỏ,  
 $\mu = 0,05$  đối với đá lớn;

$\eta$  - hệ số an toàn,  $\eta = 2,0$  đối với đá không chọn lọc,  $\eta = 1,5$  đối với đá chọn lọc.







Theo "Sổ tay thiết kế thủy công" của Liên Xô (cũ), thành phần hạt của đá đổ không chọn lọc trong kết cấu gia cố đá đổ phải chứa không dưới 50% theo thể tích đá có đường kính tính toán lớn nhất  $D_n$ , không dưới 25% theo thể tích đá có kích thước trong phạm vi giữa đường kính đá tính toán lớn nhất  $D_n$  và nhỏ nhất  $D_{min}$  và không vượt quá 25% theo thể tích đá có kích thước nằm ngoài giới hạn tính toán [theo các công thức (3.28) và (3.29)].

Khi thiết kế tổ chức thi công lớp gia cố đá đổ cần chú ý đến các giải pháp công nghệ có khả năng đảm bảo sự phân bố đều cấp phối đá trên mặt cắt ngang và trên toàn bề mặt lớp gia cố.

Chiều dày lớp gia cố bằng đá không chọn lọc được xác định đối với điều kiện chịu tác động sóng theo quan hệ sau:

$$t = (2 \div 2,1)D_n \quad (3.42)$$

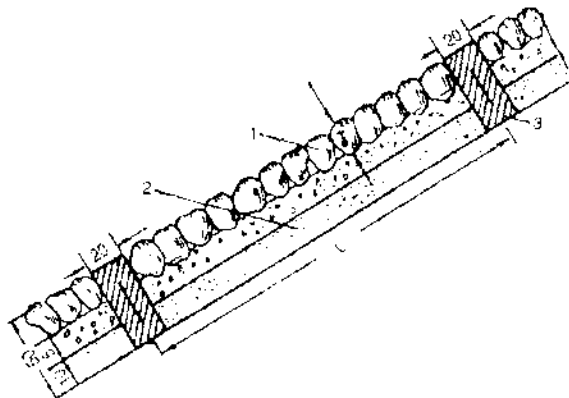
Tại giới hạn dưới của lớp gia cố bằng đá đổ nên làm gối tựa theo hình thức lăng trụ đá hoặc trụ bê tông cốt thép, hoặc hình thức kết cấu chuyển tiếp để tạo phản lực tựa kết hợp với gia cố nhẹ (xem hình 3-6).

### 3.3.3. Gia cố bằng đá xếp

Gia cố bằng đá xếp hay còn gọi là đá xây khan (không có vữa) đòi hỏi thi công bằng phương pháp thủ công, do đó chất lượng gia cố phụ thuộc vào tay nghề của thợ xây dựng. Tuy nhiên nếu chất lượng thi công tốt sẽ giảm được khối lượng đá gia cố, ví dụ chỉ cần 1 - 2 lớp đá xếp so với 3 lớp đá đổ. Theo kinh nghiệm của Trung Quốc, hiệu quả lớp gia cố bằng đá đổ dày 90 cm chỉ tương đương lớp đá xếp 30 : 45 cm.

Kích thước đá xếp thường được chọn tương đối đồng đều, đôi khi còn được đục gọt để tăng độ khít chặt của lớp đá xây nhằm tăng ổn định cho kết cấu gia cố.

Để khắc phục hậu quả sụp đổ cả mảng lớn, lớp đá xếp được bố trí theo ô có khung bao quanh, kích thước ô có thể vuông (1 × 1 m) hoặc chữ nhật (0,8 × 1,5 m), cạnh ô đặt chéo theo mái dốc tạo với phương mái dốc và phương nằm ngang góc 45°.



**Hình 3-6. Gia cố bằng đá xếp một lớp có khung bảo vệ**

1- đá xếp; 2- tầng đệm; 3- dầm bê tông cốt thép.

Chiều dày của lớp gia cố đá xếp có thể xác định theo các công thức sau:

Công thức Sankin P.A

$$t = \Lambda \cdot \frac{\gamma}{\gamma_d - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{(m + 1)m} \cdot h \quad (3.43)$$

Trong đó:

$\Lambda$  - hằng số,

$\Lambda = 1,7$  khi  $\lambda/h < 1,5$ ;

$\Lambda = 1,85$  khi  $\lambda/h > 15$ .

Công thức Bojik P.K

$$t = \frac{0,31h_{\max}}{\gamma_d - \gamma} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m} \quad (3.44)$$

Công thức Lupinxki L.M

$$t = 1,36 \sqrt[3]{\frac{Q}{\gamma_d}} \quad (3.45)$$

Trong đó:

$h_{\max}$  - chiều cao sóng lớn nhất;

$Q$  - trọng lượng viên đá xếp, lấy bằng  $Q = 11 \cdot K \cdot h^3$ ;

$K$  - hệ số, bằng 1,25 - 1,5;

$h$  - chiều cao sóng tính toán.

Công thức trong "Sổ tay thiết kế thủy công" của Trung Quốc [4]:

Độ dày của lớp bảo vệ mái dốc bằng đá xây khan

$$t = 1,36 \sqrt[3]{\frac{Q}{\gamma_d}} \quad (3.46)$$

Nếu sử dụng đá xếp không quy tắc thì đường kính trung bình của viên đá được xác định như sau:

$$D_m = D/0,85 \quad (3.47)$$

Gia cố bằng đá xếp đòi hỏi nhiều nhân lực thủ công, thi công tương đối phức tạp, do đó chỉ sử dụng đối với các công trình nhỏ, khối lượng gia cố không lớn.

Trong thiết kế sơ bộ, gia cố bằng đá có thể dùng công thức Sankin P.A để xác định trọng lượng và kích thước tính toán của viên đá, đồng thời có thể lấy chiều dày lớp gia cố  $t = 2D$  nếu là đá đổ chọn lọc và  $t = 3D$  nếu là đá đổ không chọn lọc ( $D$  - đường kính tính toán của viên đá).

### 3.4. THIẾT KẾ GIA CỐ BẰNG LỚP PHỦ BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐỒ LIÊN KHỐI HOẶC ĐỔ THEO TẦM LỚN SAU ĐÓ LẮP KÍN CÁC KHE NỖI BẰNG BÊ TÔNG

#### 3.4.1. Tính toán ổn định chung của lớp gia cố

Ổn định chung của kết cấu gia cố cứng dạng lớp che phủ liên tục bằng bê tông cốt thép được đánh giá bởi khả năng chống đẩy trôi dưới tác dụng của áp lực ngược. Điều kiện ổn định được đảm bảo nếu chiều dày của lớp gia cố bê tông cốt thép không nhỏ hơn giá trị tính theo các công thức dưới đây [29]:

$$\delta_1 = \frac{h_{1c}^2 \xi n \psi \gamma \left[ 3B_1(1+k) + h_{1c} \psi (1,5+k)^2 \right]}{3 \left[ B^4 \gamma_1 - (B^2 - B_1^2) \gamma \right] \cos \alpha} \quad (3.48)$$

$$\delta_2 = \frac{h_{1c}^2 \xi n \psi \gamma \left[ 3B_2(1+k) - h_{1c} \psi (1,5+k)^2 \right]}{3 \left[ B^2 \gamma_1 - B_2^2 \gamma \right] \cos \alpha} \quad (3.49)$$

Trong các công thức trên:

$h_{1c}$  - chiều cao sóng tính toán ứng với tần suất gió bão 1% (đơn vị: m);

$\xi, \psi, k$  - các tham số đặc trưng kích thước một chiều của biểu đồ áp lực đẩy nổi của sóng, lấy giá trị trong bảng 3-2;

$n$  - hệ số vượt tải,  $n = 1,1$ ;

$B_1$  - khoảng cách từ mép nước trên mái dốc ứng với mực nước tính toán đến giới hạn trên của lớp gia cố bê tông cốt thép (tính bằng mét);

$B$  - khoảng cách giữa giới hạn trên và giới hạn dưới của lớp gia cố tính toán, (m);

$\gamma_1$  - dung trọng của vật liệu gia cố (bê tông cốt thép);

$B_2$  - khoảng cách từ mép nước ứng với mực nước tính toán đến giới hạn dưới của lớp gia cố, (m).

**Bảng 3-2. Giá trị của các tham số  $\xi, \psi, k$**

| Hệ số mái dốc $m$ | $\xi = \frac{P}{\gamma h_{1c}}$ | $\psi = \frac{l_1}{h_{1c}}$ | $k = \frac{l_2}{l_1}$ |
|-------------------|---------------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1,0               | 0,15                            | 0,5                         | 0,5                   |
| 1,2               | 0,18                            | 0,6                         | 0,6                   |
| 1,5               | 0,22                            | 0,8                         | 0,8                   |
| 2,0               | 0,28                            | 1,0                         | 1,0                   |
| 2,5               | 0,35                            | 1,2                         | 1,2                   |
| 3,0               | 0,42                            | 1,4                         | 1,4                   |
| 3,5               | 0,48                            | 1,6                         | 1,6                   |
| 4,0               | 0,55                            | 1,8                         | 1,8                   |
| 4,5               | 0,62                            | 2,0                         | 2,0                   |
| 5,0               | 0,68                            | 2,2                         | 2,2                   |
| 5,5               | 0,75                            | 2,4                         | 2,4                   |
| 6,0               | 0,82                            | 2,6                         | 2,6                   |
| 6,5               | 0,88                            | 2,8                         | 2,8                   |
| 7,0               | 0,95                            | 3,0                         | 3,0                   |
| 7,5               | 1,02                            | 3,2                         | 3,2                   |
| 8,0               | 1,08                            | 3,4                         | 3,4                   |
| 8,5               | 1,15                            | 3,6                         | 3,6                   |
| 9,0               | 1,22                            | 3,8                         | 3,8                   |
| 9,5               | 1,28                            | 4,0                         | 4,0                   |
| 10,0              | 1,35                            | 4,2                         | 4,2                   |

Trong bảng 3-2:  $P$  - tung độ của biểu đồ áp lực đẩy nổi của sóng;

$l_1, l_2$  - kích thước một chiều của biểu đồ áp lực đẩy nổi của sóng trên mái dốc.

Chiều dày của lớp gia cố nguyên khối bằng bê tông cốt thép ( $\delta$ ) được lấy không nhỏ hơn  $0,1h_{lg}$ , theo các điều kiện tấm có lưới cốt thép, khớp nối được đổ bê tông lấp kín và đảm chặt đảm bảo tính nguyên khối của kết cấu và lớp gia cố đảm bảo làm việc bền vững lâu dài.

### 3.4.2. Tính độ bền và biến dạng của lớp gia cố bê tông cốt thép

Theo quy phạm CHUẨN II 21.75 và II-56-77 của Liên Xô (cũ), kết cấu gia cố bảo vệ mái dốc loại tấm phủ liên tục bằng bê tông cốt thép được kiểm tra về độ bền và biến dạng dưới tác dụng của áp lực đẩy nổi do sóng theo giá trị cực đại của mômen uốn  $M_{\max}$  và lực cắt  $Q_{\max}$ . Các đại lượng này được xác định theo biểu đồ tải trọng đẩy nổi theo các công thức sau [29]:

$$M_{\max} = \gamma h_{lg}^3 \xi \psi^2 \left[ M_A - \frac{\bar{x}^2}{2r} + \Lambda \bar{x} + \frac{k(\bar{x} - a + k/3)}{2} - \frac{(\bar{x} - a)^2(\bar{x} - a - 3)}{6} \right]; \quad (3.50)$$

$$Q_{\max} = \gamma h_{lg}^2 \xi \psi \left[ A - \frac{x}{r} + \frac{1}{2K} (x - a + K)^2 \right]; \quad (3.51)$$

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{l^2}{24r} \left[ \frac{1+K+K^2}{36r} - \frac{\Lambda l}{2} \right]; \\ \Lambda &= \frac{1}{90} \left[ \frac{2(K^4 - 1) + 5(K^2 - 1)}{l^3} \right]; \\ a &= \frac{k+1}{3} + \frac{l}{2}; \end{aligned} \right\}; \quad (3.52)$$

Trong đó:

$\xi, \psi, K$  - các tham số có ý nghĩa như trong các công thức (3.48) và (3.49), giá trị tương ứng lấy theo bảng 3-2;

$r$  - tham số đặc trưng quan hệ giữa tải trọng đẩy nổi và trọng lượng lớp gia cố.

$$r = \frac{\xi r h_{lg}}{q \cos \alpha} \quad (3.53)$$

ở đây:

$q$  - trọng lượng đơn vị của lớp gia cố có kể đến lực đẩy nổi tĩnh  $q = \delta(\gamma_1 - \gamma)$ ;

$\alpha$  - góc nghiêng của mái dốc, (độ).

Đại lượng  $x$  và  $\bar{x}$  xác định theo các công thức:

$$\bar{x} = \frac{r - 1 - \sqrt{(r-1)^2 + 2(\Lambda r - ar + 0,5r^2k)}}{r} \quad (3.54)$$

$$x = a - K + K/r \quad (3.55)$$

Đại lượng  $l$  là chiều dài tương đối của phần lớp gia cố bị nâng lên bởi tải trọng đáy nổi và có thể được xác định từ điều kiện cân bằng giữa các lực tác động lên kết cấu gia cố, cụ thể là:

$$\text{Khi } r \geq 2: \quad l = 0,5r(1 + K)$$

$$\text{Khi } 1 < r < 2: \quad l = 0,5r(1 + K) - \Lambda$$

Trong đó:  $\Lambda$  là thông số phụ thuộc vào  $r$  và  $K$ , lấy giá trị ở bảng 3-3;

$$\text{Khi } r < 1: \quad l = 0$$

**Bảng 3-3. Giá trị của  $\Delta$**

| Tham số $r$ | Giá trị $\Delta$ ứng với tham số $K$ |      |      |      |      |
|-------------|--------------------------------------|------|------|------|------|
|             | 1,2                                  | 1,1  | 1,0  | 0,9  | 0,8  |
| 0,8         | 0,00                                 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,9         | 0,00                                 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1,0         | 0,00                                 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1,1         | 0,00                                 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 1,2         | 0,00                                 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

Trong trường hợp này không cần kiểm tra độ bền và biến dạng của kết cấu gia cố bởi vì tải trọng tác động (áp lực đáy nổi) được cân bằng với trọng lượng bản thân của tấm gia cố, mômen uốn không xuất hiện.

Để tránh hiện tượng dịch chuyển lớp gia cố trên mái dốc có thể gây ra sự biến đổi bất lợi về cấu trúc của đất ở phía dưới lớp gia cố, cần tính toán kiểm tra sự biến dạng cục bộ của kết cấu gia cố dưới tác dụng tải trọng đáy nổi của sóng. Trong trường hợp này đại lượng biến dạng đàn hồi cho phép của tấm trên mái dốc ( $\sum f$ ) phải thỏa mãn điều kiện:

$$\sum f < d_{50} \quad (3.56)$$

Trong đó:  $d_{50}$  - đường kính trung bình của các hạt nằm phía dưới tấm gia cố.

Độ võng lớn nhất của tấm bê tông cốt thép đổ liền khối trên mái dốc được xác định theo công thức:

$$\sum f = \frac{\gamma h_{1G}^5 \xi \psi^4}{D} \left[ M_A \frac{l^2}{8} + \Lambda \frac{l^3}{48} - \frac{l^4}{384r} + \frac{l^4}{144} + \frac{(l \cdot 2a + 2K/3)^3}{96K} \right. \\ \left. + \frac{(l/2 - a)^4 (l/2 - a - 5)}{120} + \frac{(45a - 17)}{3^3 \cdot 120} \right] \quad (3.57)$$

Trong đó:

$D$  - độ cứng hình trụ của tấm,  $D = E_t I / (1 - \nu_1^2)$ ;

$I$  - momen quán tính của tấm,  $I = \frac{\delta^3}{12}$ ;

$E_t$  và  $\nu_1$  tương ứng là modun đàn hồi và hệ số Poatson đối với vật liệu tấm;

Các kí hiệu còn lại tương tự như trong các công thức (3.50) + (3.52).

Tính toán cường độ (độ bền) của kết cấu gia cố bằng bê tông cốt thép đổ liền khối được tiến hành theo sơ đồ tấm trên nền đàn hồi. Đặc trưng nền được lấy theo loại đất của mái dốc đập hoặc đất của mái dốc bờ có tấm gia cố.

Khi tính cường độ của tấm chịu tải trọng va đập của sóng trên mái dốc có thể sử dụng sơ đồ mẫu về áp lực sóng, trong đó tung độ lớn nhất của áp lực sóng được đặt trùng với tâm của tấm gia cố. Chú ý rằng, vị trí áp lực sóng cực đại ( $P = P_{max}$ ) khi sóng đổ không trùng với vị trí của áp lực ngược lớn nhất ( $W_u = W_{max}$ ) khi sóng rút (hình 3-7). Vị trí của  $W_{max}$  thường ở độ sâu  $z = 0,9h/m$  kể từ mực nước tính toán ( $h$  - chiều cao sóng tính toán;  $m$  - hệ số mái dốc). Giá trị của áp lực ngược lớn nhất (áp lực đẩy nổi) có thể xác định theo công thức:

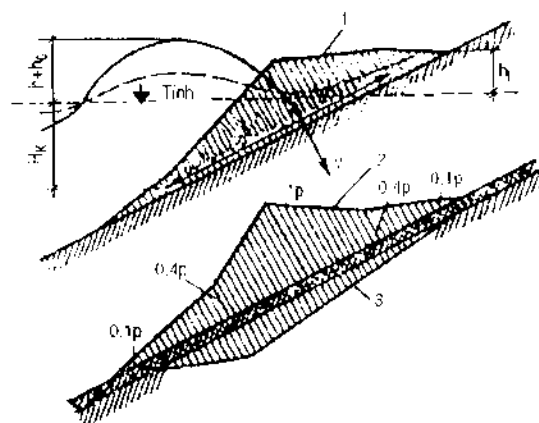
$$W_{max} = 0,46\gamma h_f \sqrt{1 + m^3} \quad (3.58)$$

Trong đó:

- $\gamma$  - dung trọng của nước;
- $h_f$  - chiều cao sóng leo;
- $m$  - hệ số mái dốc.

Tải trọng sóng dọc theo đường mép nước có thể quy ước xem như phân bố đều với giá trị tương ứng biểu đồ áp lực sóng tính toán.

Trong tính toán động học đối với tấm có chiều dày phổ biến 10 : 40 cm, tần số dao động bản thân trong phạm vi 100 : 300 s<sup>-1</sup> khi thời gian phát triển của tải trọng va đập của sóng bằng 0,05 ÷ 0,1 s, cho phép lấy hệ số động học bằng 1 đơn vị.



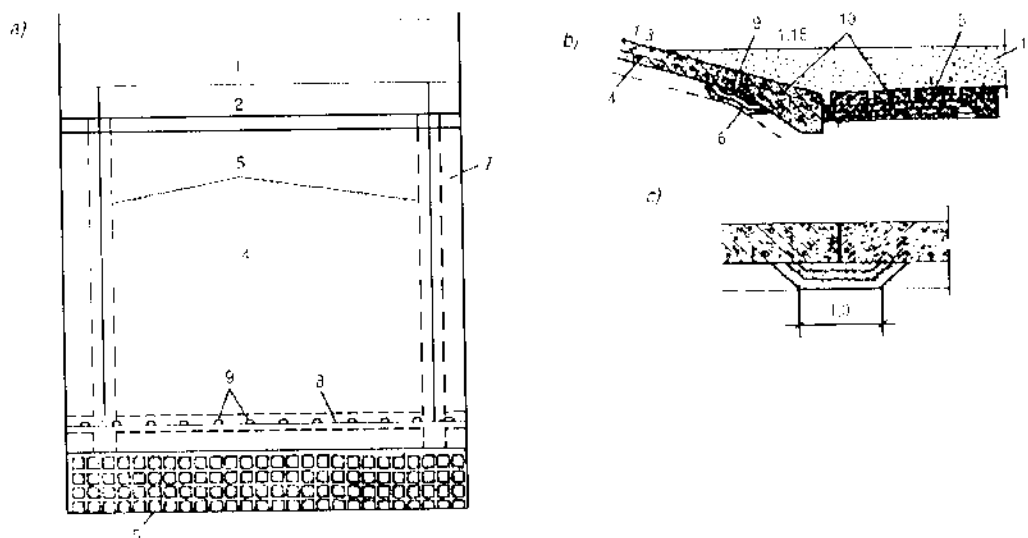
**Hình 3-7. Tác động sóng trên mái dốc**

- 1- biểu đồ phân bố vận tốc; 2- biểu đồ phân bố áp lực sóng (khi sóng đổ);
- 3- biểu đồ áp lực ngược (áp lực đẩy nổi khi sóng rút);
- v- hướng vận tốc khi sóng đổ; 1p- giá trị cực đại của áp lực sóng đổ.



### 3.4.3. Cấu tạo của lớp gia cố bê tông cốt thép đổ liền khối

Theo điều kiện biến dạng lún - nhiệt và yêu cầu thi công, lớp gia cố bằng bê tông cốt thép liền khối được chia thành những tấm có kích thước mỗi cạnh tối đa tới 20 m (hình 3-8). Khoảng cách giữa các khớp nhiệt - lún được lấy không lớn hơn 40 : 60 m.



**Hình 3-8. Sơ đồ cấu tạo của gia cố mái dốc bằng tấm bê tông cốt thép đổ liền khối**

a) Mặt bằng của kết cấu gia cố; b) Chi tiết phân tầng lớp gia cố;

c) Tầng lọc ngược phía dưới khớp nối;

- 1, 2- gia cố nhẹ ngoài giới hạn sóng leo; 3- cơ bê tông; 4- tấm bê tông cốt thép;  
5- đệm bằng bê tông cốt thép; 6- tầng lọc ngược; 7, 8- khớp nối; 9- lỗ thoát nước;  
10- lưới cốt thép; 11- lớp gia tải.

Kết cấu chống thấm ở các khớp nối có thể bằng tấm gỗ (được tấm chất chống mối mọt và dựng nghiêng cạnh trong khe nối), bằng đệm cao su, tấm atphan, nhựa đường trát xi măng bảo vệ, tấm bê tông cốt thép, hoặc vật liệu hỗn hợp nào đó có tác dụng chống xói khi sóng va đập và có khả năng làm việc bền vững lâu dài.

Hình thức gia cố bằng lớp phủ liên tục có thể gồm các tấm bê tông cốt thép sau khi lắp ghép trên mái dốc sẽ được liên kết lại (bằng mối hàn hoặc móc nối cốt thép) và được lấp kín khe nối bằng vữa hoặc bê tông. Để đảm bảo độ cứng của kết cấu ghép trong phạm vi mái dốc ngập dưới nước, mỗi cạnh bên của tấm bố trí ít nhất hai thanh nối.

Chiều dày của tấm liền khối được kiểm tra về khả năng chống dấy nổi toàn bộ tấm dưới tác dụng của áp lực ngược theo biểu thức [27]:

$$\delta = 0,07k_a h \frac{\gamma}{\gamma_t - \gamma} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B}} \quad (3.59)$$

Trong đó:

B – chiều dài tấm theo phương vuông góc với đường mép nước;

$k_a$  – hệ số dự trữ (an toàn),  $k_a = 1,25 : 1,5$ .

Nếu sử dụng lớp gia cố bằng các tấm bê tông cốt thép ghép nối, thì sai số cho phép về kích thước tấm so với thiết kế được lấy như sau:

|                                  |         |
|----------------------------------|---------|
| Theo chiều dài và chiều rộng tấm | ± 5 mm  |
| Theo độ dày tấm                  | + 2,5%  |
| Theo chiều dài đường chéo        | ± 15 mm |
| Theo khối lượng tấm              | - 5%    |
| Theo chiều dày lớp bảo vệ        | + 5 mm. |

Đối với tấm ghép nên sử dụng cốt thép hai lớp để hạn chế vết nứt trong quá trình vận chuyển hoặc bốc dỡ, cũng như do lún không đều của mái dốc. Vừa để lấp các khe nối nên sử dụng loại vật liệu có tính nở thể tích trong quá trình đông kết. Ngoài ra, phía dưới các khe nối có thể dùng đệm bê tông hoặc vật liệu đệm lót nào đó để tăng chất lượng liên kết khi đổ vữa bê tông vào các khe nối.

Phía dưới các tấm bê tông dùng lớp đệm bằng đá dăm hoặc cát sỏi để đảm bảo cho các tấm nằm sát với bề mặt mái dốc.

### 3.5. THIẾT KẾ GIA CỐ HỖ BẰNG TẤM BÊ TÔNG CỐT THÉP LẮP GHÉP

#### 3.5.1. Tính ổn định và cường độ của tấm gia cố

Ổn định của tấm gia cố nằm tự do trên mái dốc chịu tác động của sóng phụ thuộc chủ yếu vào kích thước tấm trên bình diện và độ dày của tấm.

Kích thước tấm trên mặt bằng được lựa chọn căn cứ vào trọng tải của cần trục và các thông số kỹ thuật khác của các phương tiện nâng chuyển cũng như năng lực sản xuất của nhà máy bê tông.

Độ dày của tấm đặt tự do trên mái dốc, có hệ số mái (m) trong phạm vi 2 : 5, khi tổng diện tích các lỗ thoát nước bằng 2,5 ÷ 6% tổng diện tích của tấm, tải trọng tác động sóng có kể đến lực đẩy nổi tĩnh và hệ số vượt tải  $n_1 = 1,2 : 1,3$ , được xác định theo công thức:

$$\delta = 0,6 \cdot \frac{n_2 h^2 \sqrt[3]{B_1}}{B \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_t - 0,3K_a \cdot \gamma} \quad (3.60)$$

Trong đó:

$n_2$  - hệ số vượt tải bổ sung, lấy bằng 1,1 đối với công trình cấp I : III theo điều kiện có thể xuất hiện sóng do gió bão tần suất nhỏ hơn 1%, các trường hợp khác lấy  $n_2 = 1$ ;

$h$  - chiều cao trung bình của sóng ứng với gió bão tính toán, m;

$B_t$  - chiều dài tương đối của cạnh bên của tấm,  $B_t = B/h$  ;

$B$  - chiều dài cạnh bên của tấm theo phương vuông góc với đường mép nước, m;

$\gamma$  - dung trọng của nước;

$\gamma_1$  - dung trọng của vật liệu tấm;

$K_n$  - hệ số ngập tương đối của tấm trong môi trường nước có hàm khí dưới tác động tải trọng dấy nổi tính toán, lấy theo bảng 3 4.

**Bảng 3-4. Giá trị của hệ số  $K_n$**

| $B_t = B/h$ | $K_n$ | $B_t = B/h$ | $K_n$ |
|-------------|-------|-------------|-------|
| <           |       | >           |       |

Tải trọng sóng dọc theo đường mép nước được thừa nhận phân bố đều với giá trị tương ứng với biểu đồ áp lực sóng tính toán.

Độ bền của tấm được tính toán theo sơ đồ bản trên nền đàn hồi với các thông số địa kĩ thuật của đất mái dốc, không kể đến tính nén của tầng đệm vì độ cứng của tầng đệm lớn hơn rất nhiều so với độ cứng của đất mái dốc.

Độ bền của tấm lắp ghép trong quá trình bốc dỡ vận chuyển và lắp đặt trên mái dốc được xác định theo sơ đồ tính toán định hình có kể đến trọng lượng bản thân của tấm với hệ số động học bằng 1,5.

Cường độ của tấm trong trường hợp mái dốc lún không đều có thể được kiểm tra theo sơ đồ lục, trong đó tấm chỉ tựa trên mái dốc ở phần giữa trên phạm vi 1/2 cạnh bên và chịu tác động của lực tập trung ở hai phía có giá trị bằng 1/2 trọng lượng của tấm nằm kề nó (cũng có thể sử dụng sơ đồ tính toán khác đối với trường hợp lún không đều).

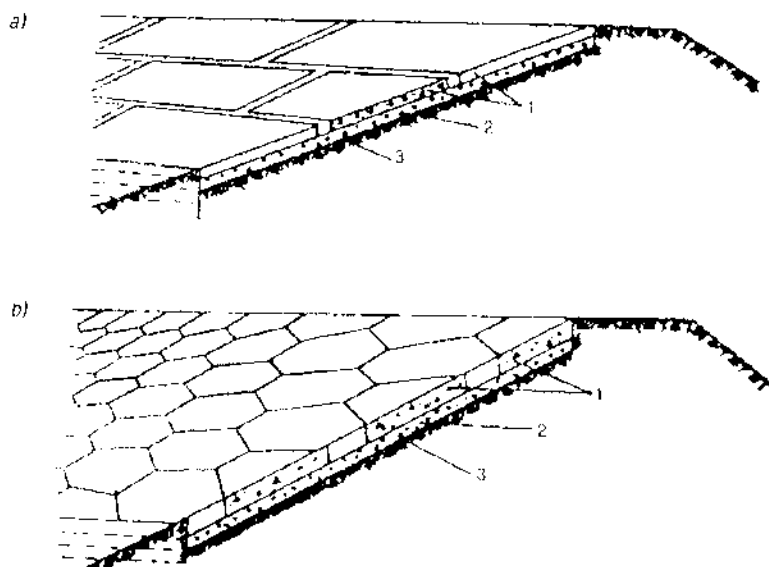
### 3.5.2. Cấu tạo của gia cố hở

Khi thiết kế kết cấu gia cố hở cần tham khảo các chỉ dẫn đối với gia cố liên khối thuộc loại tấm lắp ghép với mối nối lắp kín, đồng thời có xét đến các đặc điểm riêng của loại tấm lắp ghép đặt tự do.

Hình dạng tấm trên mặt bằng có thể là chữ nhật hoặc đa giác. Cạnh dài của tấm đặt song song với đường mép nước trên mái dốc; các tấm đặt so le nhau với độ so le bằng  $1/2$  kích thước cạnh bên để các khe nối không tạo thành đường thẳng liên tục từ trên xuống dưới theo phương mái dốc. Tấm gia cố được liên kết với nhau bằng khớp bản lề hoặc thanh giằng mối nối hàn, dùng thép tròn  $\phi 16$  mm. Phần thép lộ ra ngoài để nối các tấm được sơn phủ lớp vật liệu chống gỉ (quét  $3 \div 4$  lớp).

Tấm bê tông lắp ghép được đặt trên lớp đệm dầm chặt với bề mặt bằng phẳng. Để tăng ổn định cho các tấm, mái dốc được sử dụng loại gia cố bằng tấm lắp ghép nền lấy với hệ số mái dốc bằng 3,5 hoặc lớn hơn ( $m > 3,5$ ).

Sai số cho phép về kích thước tấm lắp ghép được lấy như trong mục 3.4.3.



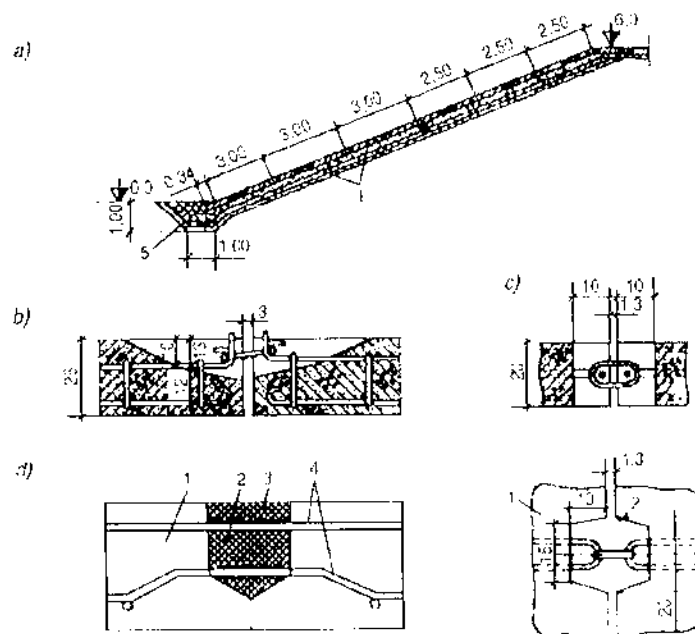
**Hình 3-9. Gia cố mái dốc bằng tấm bê tông cốt thép lắp ghép**

a) Đặt tấm hình chữ nhật trên mái dốc; b) Tấm đa giác;

1- tấm gia cố bảo vệ mái dốc; 2- tầng đệm dưới tấm gia cố; 3- đất mái dốc.

Sai số về chiều rộng khớp nối không được quá  $+ 5$  mm hoặc không lớn hơn  $\pm 10\%$  kích thước quy định theo thiết kế.

Trong trường hợp sử dụng tấm bê tông lắp ghép để gia cố bảo vệ mái dốc có cấu tạo đất dễ bị nhão, ví dụ đất sét bụi dạng đất lầy (hoàng thổ), cát hạt mịn hoặc cát bụi, v.v..., thì tầng đệm dưới các tấm được bố trí trên một lớp cát cỡ hạt khác nhau có khả năng tiêu thoát nước thấm. Chiều dày lớp cát thoát nước và cấu tạo thành phần hạt của nó được xác định phụ thuộc vào tính chất của đất mái dốc, các tham số về giá trị và tính chất của tải trọng, kích thước của tấm và các yếu tố khác. Các thông số này có thể xác định bằng thí nghiệm.



**Hình 3-10. Sơ đồ cấu tạo tấm bê tông cốt thép lắp ghép**

- a) Mặt cắt ngang lớp gia cố; b) Khớp nối bản lẻ;  
c) Nối bằng thanh thép có móc hình khuyên; d) Khớp được lắp kín:  
1- tấm gia cố; 2- lắp khớp nối bằng vữa bê tông nhựa đường;  
3- mối hàn; 4- sợi cốt thép; 5- gối tựa.

Theo số liệu quan trắc đối với gia cố bằng các tấm lắp ghép, các tấm nằm ở vùng mép nước chịu áp lực đẩy nổi lớn nhất. Trong nhiều trường hợp, đại lượng tải trọng tính toán được quyết định không phải do sóng có năng lượng lớn nhất mà phụ thuộc vào cấu trúc mái dốc, vị trí sóng đổ và các tham số tạo sóng khác. Ngoài ra, độ hàm khí có ảnh hưởng đáng kể đến lực đẩy nổi, nhất là khi dung trọng nước hàm khí ở trong phạm vi  $\gamma = 0,25 : 0,3 \text{ g/cm}^3$ .

### 3.6. MỘT SỐ LOẠI GIA CỐ KHÁC

#### 3.6.1. Gia cố bằng bê tông atphan

Loại gia cố này chưa được áp dụng ở Việt Nam, nhưng lại là hình thức gia cố đang có xu hướng sử dụng phổ biến trên thế giới, bởi vì nó có một số ưu điểm rất cơ bản, đó là:

Có tính mềm dẻo, ít xuất hiện vết nứt khi mái dốc biến dạng lún không đều;

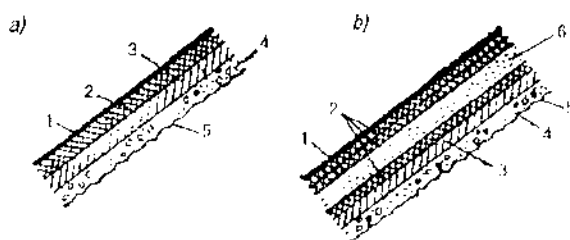
- Có tính chống thấm tốt, do đó có thể kết hợp làm gia cố bảo vệ mái dốc và làm vật chống thấm cho thân đập (thay thế tường nghiêng hoặc lõi chống thấm).

- Cho phép cơ giới hoá toàn bộ các khâu thi công lớp gia cố với năng suất và chất lượng cao, sửa chữa đơn giản;

Giá thành không cao (so với kết cấu bê tông cốt thép thì bê tông atphan có thể còn rẻ hơn).

Nhược điểm chính của bê tông atphan là sự lão hoá. Biện pháp hạn chế là quét phủ lớp sơn màu sáng hoặc dùng lớp phủ bê tông, song phổ biến là không có lớp phủ.

Gia cố bằng bê tông nhựa đường thường được thi công bằng phương pháp đổ trực tiếp trên mái dốc với cấu tạo một hoặc hai lớp, mỗi lớp dày ít nhất 4 : 6 cm (xem hình 3-11).



**Hình 3-11. Gia cố bằng bê tông nhựa đường**

a) Kết cấu một lớp; b) Kết cấu hai lớp;

1- lớp mattit nhựa đường; 2- bê tông nhựa đường; 3- lớp liên kết;

4- lớp bê tông nhựa để tạo mặt phẳng; 5- tưới nhựa đường 1,5 kg/m<sup>2</sup>;

6- lớp thoát nước.

Theo kinh nghiệm sử dụng gia cố bằng bê tông nhựa đường ở Cộng hoà Liên bang Đức thì nên dùng kết cấu một lớp, vì loại kết cấu hai lớp thường bị hỏng do sự trương nở của lớp bên trên. Chiều dày gia cố một lớp lấy bằng 8 : 12 cm.

Nếu sử dụng gia cố bằng bê tông atphan kết hợp để chống thấm thì lớp bê tông nhựa đường được cấu tạo từ chân đập tới đỉnh đập và hạn chế số khớp nối ít nhất. Phần chân của lớp gia cố (bê tông nhựa đường) được liên kết với bộ phận chống thấm ở nền (chi tiết xem kết cấu tường nghiêng bằng bê tông atphan).

Ngoài hình thức gia cố bằng bê tông nhựa đường đổ liên khối trực tiếp trên mái dốc, có trường hợp sử dụng kết cấu bê tông nhựa đường đúc sẵn. Tấm bê tông nhựa đúc sẵn phải có lưới cốt thép (dùng thép  $\phi 5\text{mm}$  tạo ô lưới kích thước ô  $20 \times 20\text{ cm}$ ) và có thanh thép ( $\phi \sim 16\text{ mm}$ ) để nối tấm khi lắp đặt trên mái dốc. Kích thước tấm đúc sẵn có thể là  $0,5 \times 0,5 \times 0,06\text{ m}$  đối với loại tấm nhỏ, hoặc  $4 \times 3 \times 0,10\text{ m}$  đối với tấm lớn.

### 3.6.2. Gia cố bằng vữa cát nhựa đường liên kết với đá

Cấu tạo của loại gia cố này gồm 3 lớp: bê tông dầu cạn dày 8 cm, lớp vữa cát nhựa đường dày 5 cm và lớp đá có khe hở giữa các viên đá khoảng 2 cm trong đó đổ vữa cát nhựa đường. Loại gia cố này làm việc tốt ở vùng khí hậu lạnh.

### 3.6.3. Gia cố mái dốc bằng đất xi măng

Cấu tạo của lớp gia cố gồm cát thô, cát trung và cát mịn trộn với 7 ÷ 12% xi măng (theo trọng lượng) và nước. Vữa hỗn hợp đất xi măng được trộn đều, đổ rải thành lớp dày khoảng 15 cm và đầm chặt. Bề mặt của hỗn hợp vữa xi măng đất sau khi đầm chặt có thể dùng đất ướn phủ lên trên để bảo dưỡng. Tổng chiều dày của đất xi măng không nhỏ hơn  $0,6 \div 0,8$  m (theo chiều vuông góc với mái dốc).

Theo kinh nghiệm sử dụng ở một số đập của Trung Quốc, lớp gia cố bằng vữa xi măng đất có thể chịu được sóng lớn nhất tới 1.8m, mà không bị hư hỏng, trừ số ít trường hợp có vết nứt.

Cấp phối hạt nền sử dụng là đất cát pha sỏi, không lẫn chất hữu cơ, trong đó cỡ hạt 5 ÷ 50 mm chiếm khoảng 55 ÷ 60%, cỡ hạt nhỏ hơn 0,1 mm chiếm khoảng 10 ÷ 25%.

### 3.6.4. Gia cố mái dốc bằng dầm gỗ

Đối với các hồ chứa nhỏ, đập thấp, ở vùng có sản gỗ có thể sử dụng gia cố mái đập bằng các dầm gỗ.

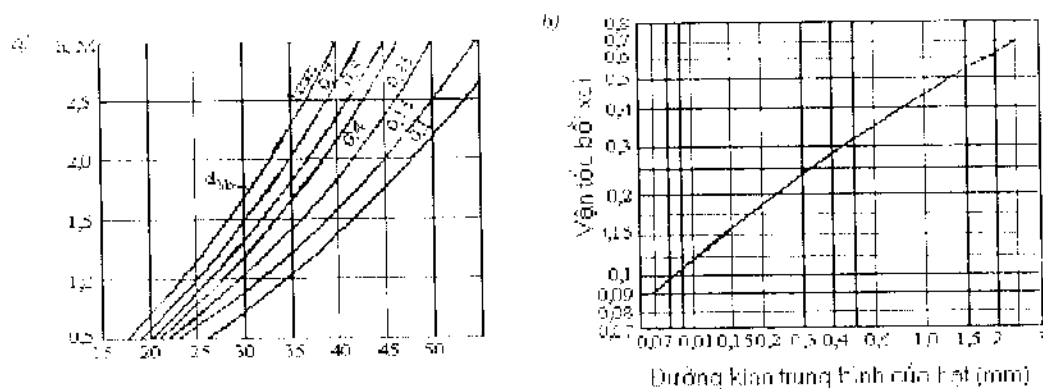
Kết cấu gia cố bằng gỗ chỉ nên sử dụng ở vùng mái dốc thường xuyên ngập nước để hạn chế mục nát.

Để tiết kiệm gỗ có thể sử dụng kết cấu bảo vệ mái chống sóng bằng bè phao (với chiều cao sóng  $h < 0,5$  m).

### 3.6.5. Sử dụng mái dốc thoải không có gia cố

Trong một số trường hợp (đập thấp, sóng gió trung bình, v.v...) có thể dùng biện pháp làm mái dốc thoải, đảm bảo ổn định khi có sóng, do đó không cần lớp gia cố bảo vệ mái dốc.

Trên hình 3-12 a giới thiệu đồ thị để xác định hệ số mái dốc ổn định phụ thuộc vào sóng [ $m = f(h)$ ] và đồ thị quan hệ vận tốc tối hạn của sóng bắt đầu phá huỷ mái dốc bằng đất cát (hình 3-12 b).



**Hình 3-12. Đồ thị quan hệ mái dốc ổn định phụ thuộc vào chiều cao sóng:  $m \sim h$ , (a) và quan hệ vận tốc tối hạn xói tùy theo đường kính hạt:  $v \sim d$ , (b).**

### 3.7. THIẾT KẾ GIA CỐ NHẸ

Gia cố nhẹ được sử dụng để bảo vệ phần mái dốc và đáy công trình thủy chịu tác động sóng ở độ sâu lớn hơn chiều sâu phân giới  $H_k$ , nghĩa là ở khu vực kế tiếp với giới hạn dưới của gia cố cơ bản (chi tiết 1 ở các hình 3-1 ÷ 3-3), trong đó  $H_k$  được lấy bằng  $H_k \geq 2h_{1\%}$ ,  $h_{1\%}$  - chiều cao sóng tính toán ứng với gió bão tần suất 1%.

Gia cố nhẹ được làm bằng đất hạt thô hoặc đá dăm.

Giới hạn dưới của gia cố nhẹ được lấy đến độ sâu, nơi dòng chảy đáy không có khả năng gây xói đối với hạt đất của mái dốc hoặc vật liệu của công trình.

Nội dung tính toán gia cố nhẹ là nhằm xác định kích thước cần thiết  $d_{50}$  của vật liệu gia cố, đảm bảo ổn định dưới tác dụng của dòng chảy đáy với vận tốc  $v_d$  do sóng tính toán gây ra ở mực nước thiết kế. Trong trường hợp này vận tốc đáy phải không lớn hơn vận tốc xói đối với cỡ hạt tính toán, nghĩa là  $v_d < v_x$ .

Vận tốc đáy do sóng tạo ra ở độ sâu  $z = H_k \geq 2h_{1\%}$ , được xác định theo công thức

$$v_z = \frac{n\pi h_{50\%}}{\sqrt{\frac{\pi\lambda_{50\%}}{g} \cdot \text{sh} \frac{4\pi z}{\lambda_{50\%}}}} \quad (3.61)$$

Trong đó:  $n$  - hệ số phụ thuộc vào thông số sóng,

$$n = 0,8 \text{ khi } \frac{\lambda}{h} > 20;$$

$$n = 0,7 \text{ khi } \lambda/h < 10;$$

$h_{50\%}$  - chiều cao sóng tần suất 50% ứng với gió bão tính toán;

$\lambda$  - chiều dài bước sóng ứng với chiều cao sóng  $h_{50\%}$ , và được xác định theo sóng có độ thoải lớn nhất;

$z$  - chiều sâu thay đổi trên mái dốc hoặc độ sâu gần đáy công trình ở vùng bố trí kết cấu gia cố nhẹ,  $z \geq 2h_{1\%}$ .

Chiều dày lớp gia cố nhẹ  $\delta_n$  được lấy theo tỉ số sau:

$$\delta_n = 10d_{50} \quad (3.62)$$

Trong đó:  $d_{50}$  - đường kính trung bình của cấp phối hạt trong lớp gia cố nhẹ.



## Chương 4

# THẨM QUA ĐẬP ĐẤT ĐÁ

*Biên soạn: GS. TSKH. Trịnh Trọng Hàn*

### 4.1. TỔNG QUÁT

Nội dung nghiên cứu tính toán thẩm qua đập đất đá là xác định các yếu tố sau:

- Lực tác dụng cơ học của dòng thấm lên đập;
- Vị trí mặt bão hòa hay đường bão hòa;  
Vị trí điểm dòng thấm đi ra máng dốc hạ lưu hoặc đi vào vật thoát nước;
- Lưu lượng thấm;
- Độ cao mao dẫn trên mặt tự do (mặt bão hòa) của dòng thấm;
- Thành phần hoá của đất và của nước thấm.

Thông qua kết quả tính toán thẩm tiến hành đánh giá độ tin cậy và tính kinh tế của đập được thiết kế, từ đó có thể áp dụng các biện pháp điều chỉnh bổ sung khi cần thiết.

Các phương pháp nghiên cứu tính toán thẩm bao gồm phương pháp cơ học chất lỏng, phương pháp thủy lực và phương pháp thực nghiệm.

Đặc tính của chuyển động thấm trong đập đất đá phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: cấu tạo đập, cấu tạo địa chất của nền và bờ, địa hình khu vực xây dựng, đặc trưng chế độ thủy văn và địa chất thủy văn của công trình.

#### *Thấm phẳng và thấm không gian*

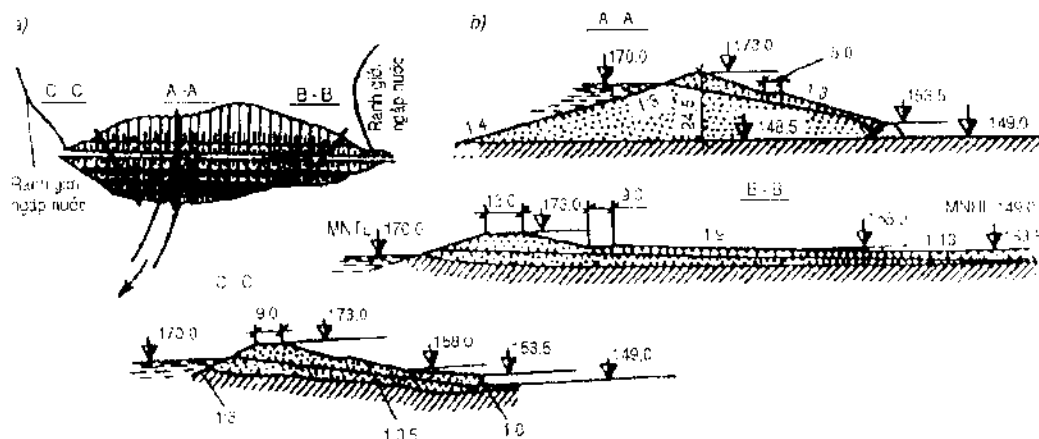
Đối với các đập xây dựng ở sông đồng bằng thường có chiều cao nhỏ, chiều dài lớn, do đó chuyển động thấm trong phạm vi phần lớn của chiều dài đập là thấm gần như phẳng, nghĩa là dòng thấm gần vuông góc với trục dọc của đập.

Trong các đập cao xây dựng ở vùng núi, hoặc trong các đập xây dựng trên các sông suối hẹp thì chuyển động của dòng thấm có tính không gian rõ rệt.

Bản thân lòng sông trong đa số trường hợp làm chức năng thoát nước thấm không gian. Riêng đoạn mặt cắt qua khu vực lòng sông ngập nước ở hạ lưu, các dòng thấm có phương vuông góc với trục đập (mặt cắt A-A trên hình 4-1 a) và chuyển động thấm xem là phẳng.

Tại hai vai đập, ở phạm vi bãi bồi và sườn dốc của hai bên bờ, các đường dòng thấm có dạng cong và kéo dài trên bình diện (các mặt cắt B-B và C-C, hình 4-1 a).

Trong thực tế, việc giải bài toán thấm không gian thuần túy rất phức tạp, cho nên ít được thực hiện mà thường sử dụng phương pháp đánh giá qua lời giải của một số bài toán thấm phẳng và thấm vòng. Tuy nhiên, để những lời giải các bài toán thấm phẳng riêng lẻ phản ánh được quá trình thấm chung có tính không gian, cần lấy mặt cắt tính toán đi theo các đường đồng của thấm bình diện. Trên hình 4-1 giới thiệu mặt bằng và các mặt cắt được lựa chọn để xét theo bài toán phẳng áp dụng cho đập đất đồng chất bằng cát trên nền không thấm.



Lời giải giải tích chuyển động thấm trong đập đất chủ yếu được thiết lập cho các bài toán thấm phẳng hoặc thấm bình diện ứng với môi trường thấm là đất đồng nhất áp dụng cho đoạn đập ở lòng sông và đập xây dựng ở vùng đồng bằng có chiều dài lớn.

#### *Lớp cách n-ớc và thoát n-ớc*

Trong trường hợp đất đập và nền là không đồng chất thì cần phải sử dụng khái niệm lớp cách nước và lớp thoát nước. Ví dụ, đất đập hoặc đất ở một bộ phận nào đó của đập có hệ số thấm là  $k_d$ , còn đất nền có hệ số thấm là  $k_n$ . Nếu  $k_d/k_n > 100$ , thì nên được xem là lớp cách nước (lớp không thấm) đối với đập (trong nhiều trường hợp có thể sử dụng với  $k_d/k_n = 20 \div 25$ ). Nếu quan hệ  $k_d/k_n$  nhỏ hơn giới hạn nêu ở trên thì không được xem nền là lớp cách nước hay tầng không thấm, bởi vì ảnh hưởng của chuyển động thấm ở đập và nền có tác động lẫn nhau rất lớn.

Giả thiết nền là lớp cách nước trong trường hợp này được hiểu là lưu lượng thấm qua nền nhỏ hơn rất nhiều so với lưu lượng thấm qua đập, do đó có thể bỏ qua thấm ở nền.

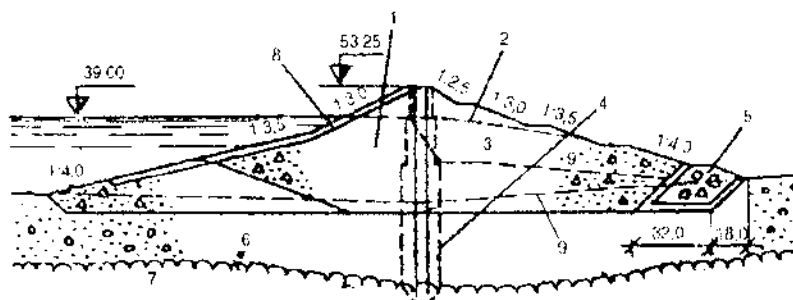
Nếu tỷ số  $k_d/k_n < 1/100$ , thì vật liệu nền (có hệ số thấm  $k_n$ ) có thể xem là lớp thoát nước cho vật liệu có hệ số thấm  $k_d$  (tức vật liệu đập) còn tổn thất thấm ở nền được xem là nhỏ so với tổn thất thấm qua đập. Khái niệm lớp thoát nước ở đây khác với khái niệm vật thoát nước trong đập đất, vì vậy không được nhầm lẫn.

#### *Tính chất đẳng h-ớng và dị h-ớng của vật liệu*

Khái niệm đất đồng chất về phương diện thấm trong đập đất thường không dẫn đến những sai số đáng kể so với thực tế, tuy vậy ở một số trường hợp phải chú ý đến sự không đồng nhất của vật liệu (tính chất dị hướng về thấm).

Nếu thân đập hoặc bộ phận chống thấm của đập (như lõi giữa, tường nghiêng bằng đất) được thi công bằng loại vật liệu tương đối đồng chất, thì hệ số không đồng nhất có giá trị nhỏ và có thể giải quyết bài toán thấm với môi trường đồng nhất. Sự không đồng nhất - dị hướng ở đây thường xảy ra do công nghệ thi công đắp đất với những lớp nằm ngang, tạo sự khác nhau về hệ số thấm theo phương ngang và đứng với  $k_x^* \approx (2 \div 3)k_y^*$ , trong đó:  $k_x^*$  và  $k_y^*$  là các hệ số thấm theo phương x (ngang) và y (đứng).

Trong trường hợp vật liệu sử dụng cho kết cấu chống thấm của thân đập có cấu tạo thành phần hạt rất khác nhau, thì khi đổ đất thường xảy ra hiện tượng phân tầng, ở dưới là đất hạt thô với hệ số thấm lớn, phía trên nó cỡ hạt nhỏ hơn và hệ số thấm nhỏ hơn. Với lớp đổ tiếp theo sự phân tầng cũng tương tự như vậy. Hậu quả của phân tầng là tạo ra sự dị hướng về hệ số thấm trong phạm vi mỗi lớp với độ chênh lệch tới 5 : 7 lần, có khi tới 10 lần. Hiện tượng này đã xảy ra ở đập Orto - Tokoiskaia trên sông Tsu. Bằng chứng là dòng thấm chảy lộ ra mái dốc hạ lưu ở cao độ ngang với mực nước thượng lưu (xem hình 4.2, đường dòng 2). Để khắc phục xói lở mái dốc hạ lưu đã sử dụng biện pháp phun ép vữa xi măng sét, tạo màng chống thấm kiểu lõi giữa (chi tiết 4, hình 4.2), nhờ đó đường bão hòa thấm được hạ xuống theo mong muốn (đường 3 - 9, hình 4.2).

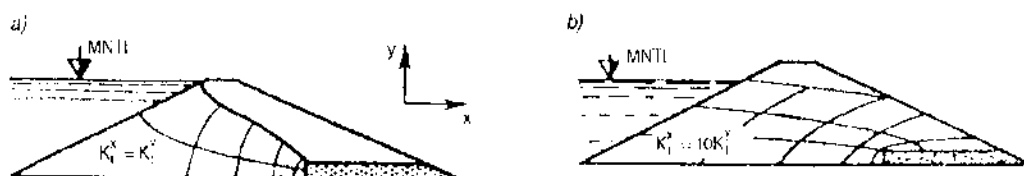


**Hình 4-2. Đập Orto - Tokoiskaia**

- 1- đất thân đập là vật liệu của nón bồi tích có cỡ hạt  $d < 2$  mm chiếm 24,5%;
- 2- vị trí đường bão hòa trước khi phun ép vữa xi măng - sét để tạo màng chống thấm;
- 3- đường bão hòa sau khi có màng chống thấm; 4- màng chống thấm;
- 5- lang trụ thoát nước thấm; 6- đất nền - aluvi; 7- tầng đá gốc;
- 8- gia cố mái dốc thượng lưu bằng đá; 9- đường mặt đất tự nhiên.

Khi tính thấm, cần phân tích khả năng tồn tại các vùng vật liệu có hệ số thấm dị hướng với sự khác biệt lớn để có biện pháp khắc phục hậu quả bất lợi của biến dạng thấm.

Trên hình 4-3 giới thiệu lưới thấm trong đập đồng chất có hệ số thấm đẳng hướng (đồng nhất:  $k_1^x = k_1^y$ ) và dị hướng (không đồng nhất,  $k_1^x > k_1^y$ ). Như thấy rõ trên hình 4-3 b, đối với đất đồng chất dị hướng, tác dụng của vật thoát nước nằm ngang bị giảm đi rất đáng kể. Trong trường hợp này phải sử dụng vật thoát nước thẳng đứng.



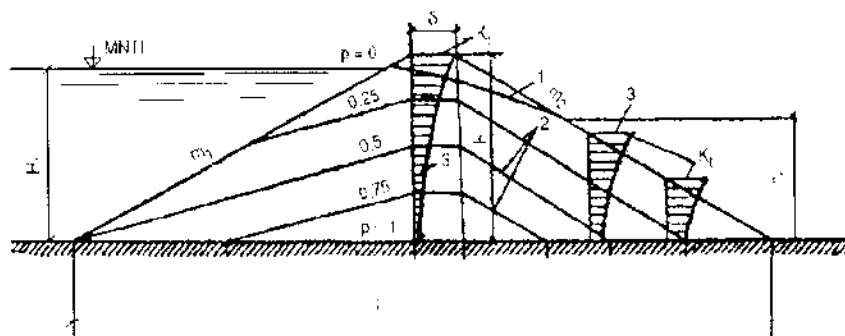
**Hình 4-3. Sơ đồ lưới thấm trong đập đồng chất có VTN nằm ngang**

a) Thấm đẳng hướng; b) Thấm dị hướng:  $K_1^x = 10K_1^y$ .

*Ảnh hưởng trạng thái ứng suất đến hệ số thấm*

Một vấn đề khác cần chú ý là ảnh hưởng của ứng suất đến hệ số thấm trong vật liệu đập. Nếu đất bị nén mạnh và ứng suất trung bình  $\sigma = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$  ở các điểm khác nhau trong thân đập có sự khác nhau đáng kể về giá trị, thì sẽ có hiện tượng thấm không đồng nhất, bởi vì độ rỗng của đất thay đổi phụ thuộc vào ứng suất. Theo V.P. Nedriga, hệ số thấm trong lõi giữa của đập cao và siêu cao có thể khác nhau đến 10 lần đối với vật liệu ở vùng dưới đáy lõi so với vùng trên đỉnh lõi. Thậm chí nếu  $k_1^x = k_1^y$ , thì lưu lượng thấm và tính chất lưới thấm còn phụ thuộc vào sự thay đổi hệ số thấm ( $k_1$ ) theo tọa độ.

Trên hình 4-4 giới thiệu sơ đồ đập đất đá, trong đó vẽ các đường đồng áp lực theo chiều cao (đường 2) và biểu đồ hệ số thấm theo chiều cao (chi tiết 3). Từ hình 4-4 còn thấy hệ số thấm không chỉ thay đổi theo chiều cao mà còn thay đổi theo chiều ngang.



**Hình 4-4. Phân bố giá trị của hệ số thấm trong thân đập**

1- đường bão hòa; 2- đường đẳng áp; 3- biểu đồ hệ số thấm.

#### Thấm ổn định và không ổn định

Những tính toán chính đối với công trình về thấm được tiến hành cho trường hợp thấm ổn định, trong đó cho trước các đại lượng mực nước thượng hạ lưu không đổi và điều kiện tác động bình thường của chúng đến lưu lượng thấm cũng như đến vị trí đường bão hòa thấm.

Dưới góc độ đảm bảo sự làm việc tin cậy của đập đất đá thì nghiên cứu thấm không ổn định có một vai trò quan trọng. Đáng chú ý là trường hợp chuyển động thấm không ổn định ở khu vực nê-m thượng lưu của đập và ở mái dốc hai bờ phía thượng lưu, khi mực nước trong hồ chứa hạ đột ngột với tốc độ lớn. Hiện tượng này thường xảy ra khi cần tháo nước hồ chứa để tạo dung tích phòng lũ trước thời điểm có lũ lớn theo dự báo hoặc trong tình huống sự cố. Do vị trí đường bão hòa trong thân đập cao hơn mực nước hồ cho nên sẽ hình thành sự chuyển động thấm ngược về phía hồ chứa, và hiện tượng thấm ngược có thể gây mất ổn định cho mái dốc thượng lưu hoặc làm trượt lớp gia cố bảo vệ mái dốc.

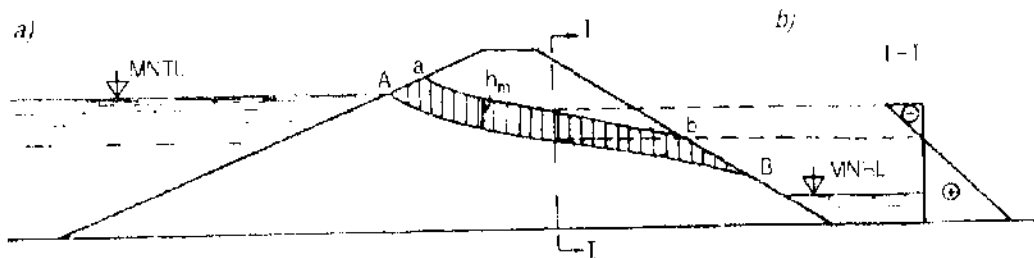
#### Hiện tượng mao dẫn trong thấm không áp

Thấm qua đập đất đá là thấm không áp có mặt bão hòa là mặt thoáng tự do, vì vậy phía trên mặt bão hòa hình thành vùng đất có độ ẩm giảm dần dưới tác dụng của lực mao dẫn ( $w_m < w_b$ , trong đó:  $w_m$  - độ ẩm của đất ở vùng mao dẫn,  $w_b$  - độ ẩm của đất trong điều kiện bão hòa nước - đất nằm dưới đường bão hòa). Chiều cao mao dẫn và sự phân bố độ ẩm của đất ở vùng mao dẫn phụ thuộc vào kích thước kẽ rỗng giữa các hạt đất. Theo số liệu quan trắc thực tế, với đất có cỡ hạt  $d = 0,1$  mm, chiều cao mao dẫn trung bình bằng  $h_m = 0,5$  m; đất hạt bụi hoặc hạt sét có chiều cao mao dẫn tới trên 10 m.

Áp lực trong vùng mao dẫn nhỏ hơn áp lực không khí ngoài trời và có sự phân bố áp lực theo quy luật thủy tĩnh (xem hình 4-5 b), theo công thức:

$$P = P_k - \gamma h_m \quad (4.1)$$

Trong đó:  $P$  và  $P_k$  - áp lực ở điểm xét và áp lực không khí;  
 $h_m$  - chiều cao cột nước mao dẫn tại điểm xét;  
 $\gamma$  - dung trọng nước.



Hình 4-5. Sơ đồ vùng thấm mao dẫn (a) và biểu đồ áp lực nước trong đập đất (b)

Nước mao dẫn tham gia vào chuyển động thấm ở vùng bão hòa. Nếu kể tới chuyển động mao dẫn thì cột nước thấm được lấy như sau:

$$h_t = h + h_m \cdot a \quad (4.2)$$

Trong đó:

- $h_t$  - cột nước thấm có kể đến chuyển động mao dẫn;
- $h$  - cột nước thấm kể từ đường bão hòa đến đáy đập;
- $h_m$  - chiều cao mao dẫn;
- $a$  - hệ số kể đến mức độ chứa nước trong lớp mao dẫn, lấy bằng 0,3 : 0,4.

Ảnh hưởng mao dẫn đối với chuyển động thấm và lưu lượng thấm không lớn, nhưng cần biết phạm vi mao dẫn ( $h_m$ ) khi thiết kế vật thoát nước theo yêu cầu bảo vệ mái dốc hạ lưu không bị ướt dưới tác dụng của dòng thấm ra hạ lưu.

#### Tr-ờng hợp tính toán thấm

Tính toán thấm trong đập đất đã được xét với những trường hợp sau:

a) Mức nước thượng lưu là mức nước thiết kế lớn nhất (MNDBT), mức nước hạ lưu là mức nước ứng với lưu lượng tháo lũ tính toán.

Đây là trường hợp có áp lực thấm lớn nhất lên công trình ứng với tổ hợp tính toán cơ bản.

b) Mức nước thượng lưu là mức nước kiểm tra (MNGC), mức nước hạ lưu là mức nước ứng với lưu lượng tháo lũ kiểm tra ( $Q_{kt}$  phụ thuộc vào cấp công trình lấy theo tần suất lũ kiểm tra).

Trường hợp này được tiến hành theo bài toán thấm ổn định đối với đập bằng vật liệu có hệ số thấm lớn như đất cát, trong đó vị trí đường bão hòa rất nhanh chóng được ổn định sau khi có sự thay đổi mức nước ở thượng lưu và hạ lưu.

Đối với đập bằng đất sét (ít thấm) hoặc đập đá đổ có bộ phận chống thấm bằng đất sét, cần giải bài toán thấm không ổn định khi mức nước thượng lưu là MNGC.

c) Mức nước thượng lưu là MNDBT, mức nước hạ lưu là mức nước lớn nhất mùa kiệt. Đây là trường hợp tính toán cơ bản để chọn kết cấu tầng lọc tại khu vực tiếp xúc giữa đập với bộ phận thoát nước thấm của đập và nền.

d) Mức nước thượng lưu từ MNDBT hạ xuống đến MNPL (mức nước phòng lũ) hoặc đến một mức nước nào đó (theo giả định) với tốc độ hạ mức nước khác nhau. Bài toán này được tiến hành theo trường hợp thấm không ổn định để kiểm tra độ ổn định của mái dốc thượng lưu của đập và bờ.

Ngoài ra, tùy theo yêu cầu và tầm quan trọng của công trình, có thể tính thấm với trường hợp vật thoát nước bị hư hỏng, nhằm xác định vị trí đường bão hòa ra mái dốc hạ lưu, khả năng ổn định của mái dốc và các ảnh hưởng biến dạng do thấm đối với vật liệu đập.

Lưu ý rằng, trong đa số trường hợp lưu lượng thấm qua đập tương đối nhỏ và có thể bỏ qua, nhưng cũng có trường hợp lưu lượng thấm là yếu tố quyết định để chọn kết cấu đập và bộ phận chống thấm của đập. Trường hợp như vậy được chia thành hai nhóm:

1) Đập cấu tạo bằng vật liệu có độ thấm lớn như đất cát, cuội sỏi, hoặc đập đá đổ xây dựng bằng phương pháp nổ mìn định hướng không có bộ phận chống thấm riêng. Trường hợp này cần xác định lưu lượng thấm qua đập để có biện pháp xử lý thích hợp, bởi vì lưu lượng thấm có thể rất lớn, gây tổn thất đáng kể đến cột nước dâng trước đập và theo đó là tổn thất năng lượng.

2) Đập có chức năng riêng, ví dụ đập được xây dựng để tạo kho chứa các chất thải công nghiệp như xỉ than, chất thải trong công nghiệp tuyển khoáng, v.v... Các chất thải có thể chứa những độc tố có hại cho sức khỏe con người hoặc cho động thực vật, hoặc gây ô nhiễm môi trường, vì vậy lưu lượng thấm dù nhỏ cũng nguy hiểm và không cho phép. Trong trường hợp này cần phân tích kỹ bài toán thấm, kiểm tra thấm qua thân đập và vòng quanh hai đầu đập, để có các biện pháp chống thấm cũng như biện pháp thoát nước thấm với độ an toàn cao.

Lưu lượng thấm toàn bộ qua đập đất đá được xác định theo công thức:

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \ell_i \quad (4.3)$$

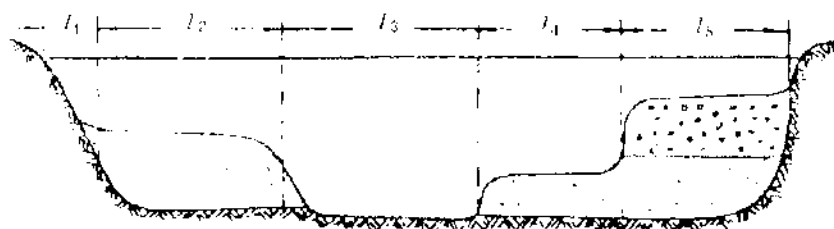
Trong đó:

$q_i$  - lưu lượng thấm đơn vị cho mặt cắt đặc trưng của đoạn  $i$ ,

$\ell_i$  - chiều dài đoạn thứ  $i$ ;

$n$  - số đoạn tính toán.

Căn cứ vào hình dạng mặt cắt ngang của lòng sông và bình đồ của đập, tiến hành chia đập thành những đoạn đặc trưng theo điều kiện các thông số kích thước hình dạng và thông số thấm (loại vật liệu đập và nền, hệ số thấm ở mỗi đoạn là như nhau hoặc gần như nhau, hoặc nếu có thay đổi thì theo quy luật đường thẳng (không có đột biến), để có thể lấy giá trị trung bình cộng (xem ví dụ hình 4-6).



Hình 4-6. Sơ đồ chia mặt cắt dọc trục đập thành những đoạn đặc trưng

## 4.2. NHỮNG BÀI TOÁN THẨM ỔN ĐỊNH ĐẶC TR NG TRONG ĐẬP ĐẤT

### 4.2.1. Thẩm qua đập đất đồng chất trên nền không thấm, không có vật thoát nước

*Bài toán 1:* Thẩm qua đập đất đồng chất trên nền không thấm là trường hợp đơn giản nhất nhưng rất cơ bản khi nghiên cứu thẩm trong đập đất, vì vậy có thể gọi là bài toán thẩm số 1.

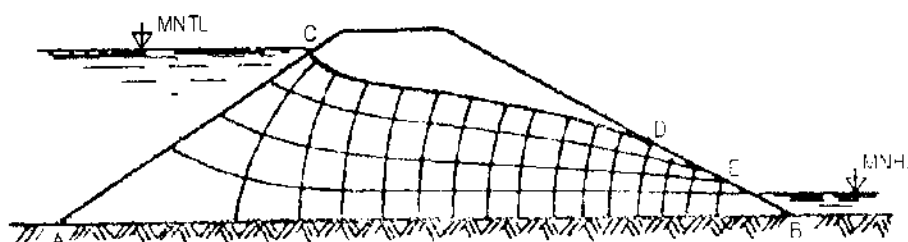
Trên cơ sở các phương pháp giải bài toán thẩm số 1, cho phép mở rộng bài toán thẩm cho những sơ đồ phức tạp hơn với độ chính xác cao hơn.

#### a. Phương pháp phân đoạn

Có rất nhiều nghiên cứu và kiến nghị về cách giải bài toán thẩm không áp dụng ra ở trên bằng phương pháp thủy lực, trong đó được sử dụng phổ biến nhất là phương pháp phân đoạn do viện sỹ N. N. Pavlovski đưa ra, đến nay đã được hiệu chỉnh bổ sung.

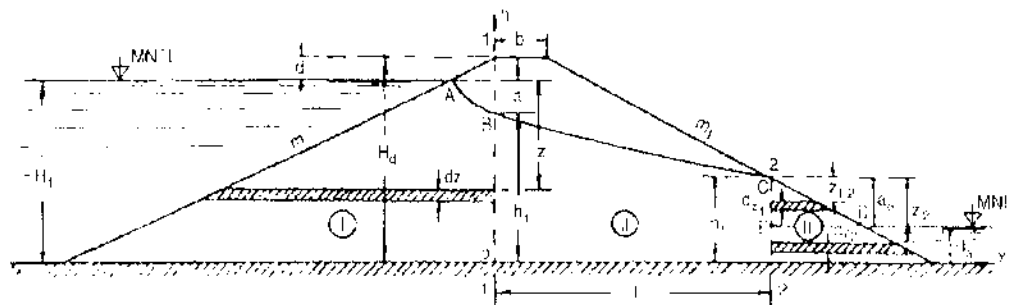
Mặc dù trường hợp xét ở đây là đơn giản nhất, song nếu phân tích sự chuyển động thẩm qua lưới thẩm (hình 4-7) thấy rằng không thể sử dụng phương pháp thủy lực để giải bài toán thẩm theo một sơ đồ chung, nói cách khác là phải chia mặt cắt đập thành các phân đoạn và giải bài toán thẩm riêng cho mỗi phân đoạn.

Sơ đồ bài toán thẩm qua đập đất đồng chất trên nền không thấm được chia thành 3 phân đoạn, gồm phân đoạn nêm thượng lưu (I), phân đoạn giữa (II) và phân đoạn nêm hạ lưu (III) kể từ vị trí mặt bão hòa ra mái dốc hạ lưu, (xem hình 4-8).



Hình 4-7. Sơ đồ lưới thẩm qua đập đồng chất trên nền không thấm nước





Hình 4-8. Sơ đồ tính thấm theo phân đoạn

Thấm qua phân đoạn I: Trong thực tế, đường dòng thấm ở phân đoạn I là những đường cong có các điểm xuất phát theo hướng vuông góc với mái dốc thượng lưu, vì mái dốc này là đường đẳng thế. Khi tính thấm ở phân đoạn I đã giả thiết các đường dòng là song song nằm ngang, ví dụ với bó dòng phân tố  $dz$  thì chiều dài đường dòng là (hình 4-8).

$$L = m(z + d)$$

do đó gradient thấm theo bó dòng  $dz$  là:

$$I = \frac{a}{L} = \frac{a}{m(z + d)}$$

Vận tốc thấm theo đường dòng phân tố  $dz$ :

$$v = kI = \frac{ka}{m(z + d)}$$

Lưu lượng phân tố theo bó dòng  $dz$ :

$$dq = vdz = \frac{ka}{m} \frac{dz}{(z + d)}$$

Lưu lượng toàn phần qua phân đoạn I là:

$$q = \int_a^{a+h_1} \frac{ka}{m(z + d)} dz = \frac{ka}{m} \left[ \ln(z + d) \right]_a^{a+h_1} = \frac{ka}{m} \ln \frac{d + a + h_1}{d + a}$$

$$\text{hay là: } q = \frac{k(H_d - d - h_1)}{m} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} \quad (4.4)$$

Trong đó:  $k$  - hệ số thấm của đất đập; các ký hiệu khác trong công thức (4.4) xem hình 4-8.

Thấm qua phân đoạn II: Đường dòng thấm ở phân đoạn II có dạng biến đổi dần, vì vậy có thể tính lưu lượng thấm theo công thức Dupuy:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (4.5)$$

Đường bão hòa trong phân đoạn II xác định theo công thức:

$$h_x^2 = h_1^2 + \frac{2q}{k} x \quad (4.6)$$

Trong đó:  $h_x$  và  $x$  là chiều cao đường bão hòa ở vị trí  $x$  cách góc tọa độ lấy từ mặt phẳng 1.1 (điểm O trên hình 4-8).

Thấm qua phân đoạn III: Đường dòng thấm ở phân đoạn III cũng được xem là những đường thẳng song song nằm ngang. Thấm ở phân đoạn III được chia thành hai phần, phía trên và dưới mực nước hạ lưu.

Đối với phần phía trên mực nước hạ lưu:

$$J_1 = \frac{z_1 - l}{m_1 z_1 - m_l},$$

$$v_1 = kJ_1 = \frac{k}{m_l},$$

$$dq_1 = v_1 dz_1 = \frac{k}{m_l} dz_1,$$

$$\text{và} \quad q_1 = \int_a^a \frac{k}{m_l} dz_1 = \frac{ka_0}{m_l} \quad (4.7)$$

Đối với phần nằm dưới MNHL:

$$J_2 = \frac{a_0}{m_l z_2},$$

$$v_2 = kJ_2 = \frac{ka_0}{m_l z_2}$$

$$dq_2 = v_2 dz_2 = \frac{ka_0}{m_l z_2} dz_2$$

$$\text{và} \quad q_2 = \int_a^{a_0+H_2} \frac{ka_0}{m_l z_2} dz_2 = \frac{ka_0}{m_l} \ln \frac{a_0 + H_2}{a_0} \quad (4.8)$$

Lưu lượng thấm toàn bộ qua phân đoạn III:

$$q = q_1 + q_2 = \frac{ka_0}{m_l} \left( 1 + \ln \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right) \quad (4.9)$$

Như vậy, bài toán thấm qua đập đồng chất trên nền không thấm được mô tả bằng hệ phương trình sau:

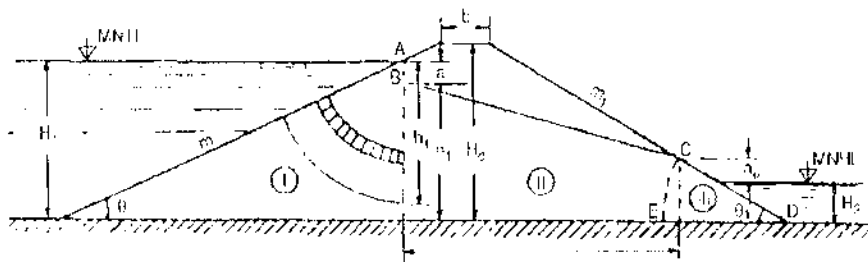
$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{k} &= \frac{h_d - d - h_1}{m} \cdot 2,3 \lg \frac{H_d}{H_d - h_1}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{h_1^2 - (a_0 + H_2)^2}{2L}; \\ \frac{q}{k} &= \frac{a_0}{m_1} \left( 1 + 2,3 \lg \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right); \\ L &= b + m_1 \left[ H_d - (a_0 + H_2) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

Giải hệ phương trình (4.10) tìm được giá trị các đại lượng  $q$ ,  $h_1$ ,  $a_0$  và  $L$ . Trong trường hợp hạ lưu không có nước thì xem  $H_2 = 0$ .

Dựa vào phương pháp giải của N. N. Pavolôpxki, nhiều tác giả đã có những đề nghị bổ sung khác nhau.

A. A. Ughintruc và P.A. Sankin sử dụng giả thiết đường dòng thấm ở phần đoạn I là những đường cong tròn tâm ở A, do đó lưu lượng thấm qua phần đoạn I được tính bằng (hình 4-9):

$$q = kJ_1 h_1 = k \frac{q}{h_1} \cdot \frac{\pi(90^\circ - \theta^\circ)}{2 \cdot 180^\circ} \quad h_1 = \frac{k a \cdot 360^\circ}{\pi(90^\circ - \theta^\circ)} \approx \frac{115^\circ k a}{(90^\circ - \theta^\circ)} \quad (4.11)$$



Hình 4-9. Sơ đồ tính thấm theo phân đoạn với đường dòng ở phân đoạn I là các cung tròn

A. Cadagrando đề nghị giả thiết đường đẳng thế ở ranh giới phân chia đoạn II và III là cung tròn CE có tâm ở D (hình 4-9), do đó công thức lưu lượng thấm qua phần đoạn III có dạng:

$$q = k a_0 \sin \theta_1 \left( 1 + 2,3 \lg \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right) \quad (4.12)$$

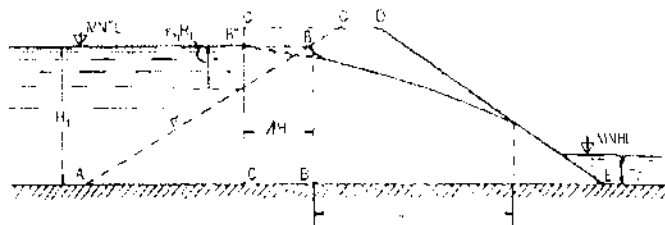
Trong đó:  $\theta_1$  - góc nghiêng của mái dốc hạ lưu so với mặt nằm ngang.

Nếu kể đến các giả thiết đưa ra ở trên, hệ phương trình thấm qua đập đồng chất trên nền không thấm sẽ là:

$$\left. \begin{aligned} q &= 115^{\circ} a_0; \\ K &= 90^{\circ} - 0^{\circ}; \\ \frac{q}{K} &= \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} = \frac{h_1^2 - (a_0 + H_2)^2}{2L}; \\ \frac{q}{K} &= a_0 \sin \theta_1 \left( 1 + 2.3 \lg \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right); \\ L &= b + m_1 \left[ H_1 - (a_0 + H_2) \right]; \end{aligned} \right\} \quad (4.13)$$

*b. Phương pháp biến đổi mái dốc thượng lưu*

Nhiều tác giả như A. E. Zamarin, G.M. Mikhailóp, S. N. Numêrôp, A. A. Ughintruc... đề nghị thay thể nêm thượng lưu hình tam giác bằng khối chữ nhật (hình 4-10) có bề rộng  $\lambda H_1$ , trong đó  $\lambda$  - hệ số biến đổi, phụ thuộc vào hệ số mái dốc và theo G. M. Mikhailóp,  $\lambda \approx m/(1 + 2m)$ .



**Hình 4-10. Sơ đồ tính thấm theo phương pháp biến đổi mái dốc thượng lưu**

Để đơn giản, nhiều tác giả đề nghị lấy  $\lambda = 0,4$  với  $m \geq 2$ .

Điều kiện biến đổi được thực hiện theo nguyên tắc cột nước tổn thất thấm và lưu lượng thấm qua nêm tam giác thượng lưu cũng như qua khối chữ nhật thay thế là bằng nhau.

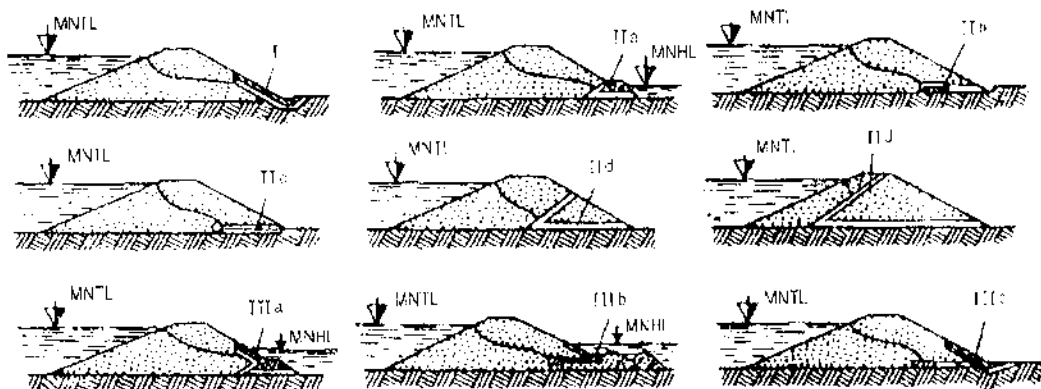
#### 4.2.2. Thấm qua đập đất đồng chất trên nền không thấm, hạ lưu đập có vật thoát nước

Vật thoát nước là một bộ phận quan trọng trong cấu tạo của đập đất hoặc đập đất đá. Nó được sử dụng để điều chỉnh vị trí đường bão hòa trong thân đập; thu và thoát nước thấm; ngăn ngừa sự xuất hiện biến dạng thấm. Ngoài ra, đối với đập có cấu tạo bằng vật liệu ít thấm hoặc đối với kết cấu chống thấm của đập như lõi sét, tường nghiêng sét, thì vật thoát nước (các tầng lọc của VTN) còn có tác dụng giảm áp lực kẽ rỗng trong quá trình cố kết của vật liệu ít thấm, nhờ đó đẩy nhanh quá trình cố kết của vật liệu, hoặc giảm áp lực kẽ rỗng khi có lực động đất tác dụng lên đập.

Vật thoát nước ở đáy và nền đập đất có tác dụng giảm áp lực kẽ rỗng ở nền và để thoát nước có áp trong tầng chứa nước dưới nền bị che phủ bởi lớp cách nước bên trên.

Trên hình 4-11 giới thiệu sơ đồ đập đất đồng chất trên nền không thấm có vật thoát nước với cấu tạo khác nhau, được bố trí ở những vị trí khác nhau, phụ thuộc vào điều kiện làm việc và mục đích - yêu cầu đối với mỗi loại vật thoát nước.

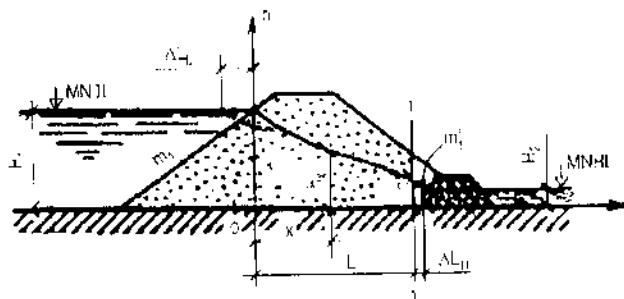
Dưới đây là lời giải đối với một số sơ đồ làm việc điển hình của vật thoát nước trong thân đập đất đồng chất trên nền không thấm. Trên cơ sở phương pháp giải những bài toán này có thể mở rộng cho các sơ đồ tính toán tương tự khác.



**Hình 4-11. Sơ đồ các loại vật thoát nước (VTN) trong đập đất đồng chất trên nền không thấm**

I- VTN bề mặt; IIa- VTN lăng trụ; IIb- VTN gối phẳng nằm ngang dưới đáy đập; IIc- VTN ống dọc; IIđ- VTN gối phẳng nằm ngang kết hợp với VTN gối nghiêng đặt sâu trong thân đập; IIIa, IIIb, IIIc- các loại VTN hỗn hợp.

**Bài toán 2:** Thẩm qua đập đất đồng chất trên nền không thấm, vật thoát nước lăng trụ (hình 4-12).



**Hình 4-12**

Phương trình lưu lượng thẩm qua đập:

$$q = \frac{K}{2L_{th}} (H_1^2 - H_2^2) \quad (4.14)$$

Trong đó:  $L_{th} = L + \Delta L_{th} + \Delta L_H$ ;

$$\Delta L_H = \lambda H_1; \quad \Delta L_H = \frac{m'_1 H_1}{3};$$

$\Delta L_H$  - khoảng cách từ điểm đường bão hòa đi vào VTN so với chân mái dốc thượng lưu của VTN;

$m_1$  - hệ số mái dốc thượng lưu của đập;

$m_1'$  - hệ số mái dốc thượng lưu của VTN;

$k$  - hệ số thấm của vật liệu đập;

$H_1, H_2$  - chiều sâu cột nước thượng và hạ lưu.

Phương trình đường bão hòa:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} (L - x) + h_c^2} \quad (4.15)$$

Trong đó:  $h_c$  - tung độ đường bão hòa tại mặt cắt 1 - 1, lấy như sau:

a) Khi  $H_2 > 0$ :

$$h_c = \sqrt{H_1^2 - 2(L - \Delta L_H) \frac{q}{K}} - H_2 \quad (4.16)$$

b) Khi  $H_2 = 0$ :

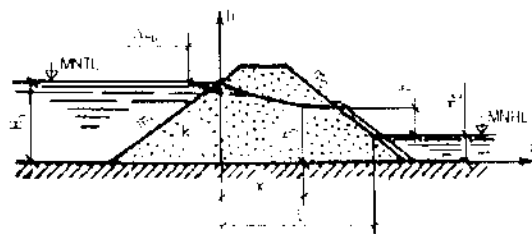
$$h_c = f(m'_1) \frac{q}{K} \quad (4.17)$$

Hàm  $f(m'_1)$  phụ thuộc vào hệ số mái dốc  $m'_1$  và lấy như sau:

|  |   |
|--|---|
|  | > |
|--|---|

Đoạn đầu đường bão hòa được điều chỉnh bằng mắt ở vùng  $h_x > H_1 - q/k$  (đường nét liền thay cho đường đứt khúc).

**Bài toán 3:** Đập đất đồng chất trên nền không thấm, VTN bề mặt dạng gờ nghiêng (còn gọi là kiểu áp mái), hạ lưu có nước (hình 4-13).



**Hình 4-13**

Phương trình lưu lượng thấm qua đập:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_{\text{th}}} \quad (4.18)$$

Trong đó:  $L_{\text{th}} = L + \Delta L_{\text{th}}$ ;  $\Delta L_{\text{th}} = \lambda H_1$

Phương trình đường bão hòa:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - x + m_2 h_r) + (H_2 + h_r)^2} \quad (4.19)$$

$$h_r = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k}} \quad (4.20)$$

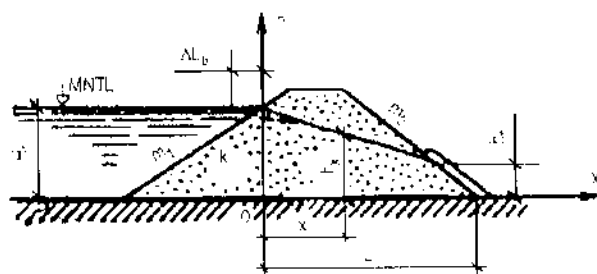
Trong đó:

$$a = 0,5 f(m_2) \frac{q}{k} = 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]^2} \right\} H_2; \quad (4.21)$$

Hàm  $f(m_2)$  lấy giá trị tương tự như hàm  $f(m_1)$ , phụ thuộc vào hệ số mái dốc hạ lưu  $m_2$ .

Đoạn đầu đường bão hòa được chỉnh bằng mắt tương tự như bài toán 2, ở đoạn  $h_s > H_1 + \frac{q}{k}$ .

**Bài toán 4:** Đập đất đồng chất trên nền không thấm, VTN bề mặt dạng gờ nghiêng, hạ lưu không có nước (hình 4-14).



Hình 4-14

Phương trình lưu lượng thấm qua đập:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2}{L_{\text{th}} + \sqrt{L_{\text{th}}^2 + m_2^2 H_1^2}} \quad (4.22)$$

Trong đó:

$$L_{\text{th}} = L + \Delta L_{\text{th}}; \Delta L_{\text{th}} = \lambda H_1;$$

$$h_r = f(m_2) \frac{q}{k} \quad (4.23)$$

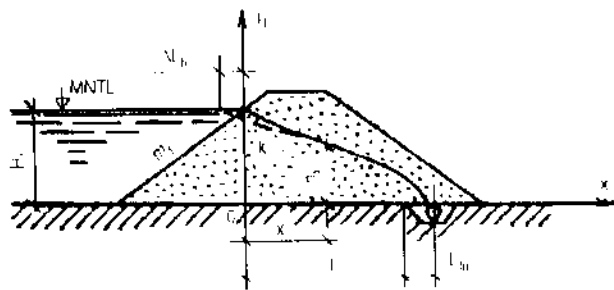
Hàm  $f(m_2)$  phụ thuộc vào hệ số mái dốc hạ lưu,  $f(m_2) = 0,5 + m_2$  khi  $m_2 > 1$ ;  $f(m_2) = 0,7 + 0,8m_2$  khi  $m_2 < 1$ .

Phương trình đường bão hòa:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - x + m_2 h_1)} + h_1^2 \quad (4.24)$$

Đường bão hòa được chỉnh sửa ở đoạn đầu ở vùng  $h_x > H_1 + \frac{q}{k}$ .

**Bài toán 5:** Đập đất đồng chất trên nền không thấm, VTN ống dọc, hạ lưu không có nước (hình 4-15).



Hình 4-15

Phương trình lưu lượng thấm qua đập:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2}{2L_b} \quad (4.25)$$

Trong đó:  $L_b = L + \Delta L_b$ ;  $\Delta L_b = \lambda H_1$

Phương trình đường bão hòa

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k} (L - x + L_m)} \quad (4.26)$$

$L_m$  - khoảng cách từ mép thượng lưu rãnh thoát nước đến tâm ống thu nước thấm,

$$L_m = 0,5 \frac{q}{k}.$$

Đường bão hòa được chỉnh lại ở đoạn đầu, nơi  $h_x > H_1 + \frac{q}{k}$

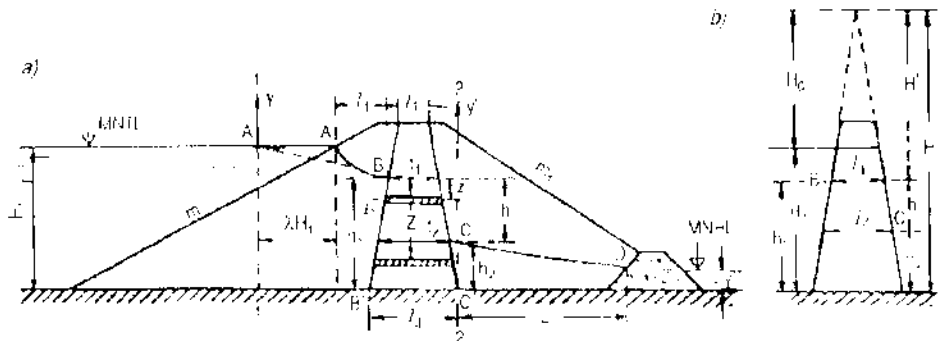
#### 4.2.3. Thấm qua đập không đồng chất trên nền không thấm

**Bài toán 6:** Đập đất không đồng chất, trên nền ít thấm có bộ phận chống thấm bằng lõi giữa.

Bài toán này có thể giải bằng phương pháp phân đoạn hoặc phương pháp biến đổi đất lõi giữa bằng khối đất cùng loại với đất đập theo điều kiện tổn thất thấm qua lõi giữa và qua khối đất thay thế bằng nhau.



a) Giải theo phương pháp phân đoạn (hình 4-16)



Hình 4-16. Sơ đồ thấm qua đập đất có lõi giữa trên nền không thấm

Đập được chia thành ba phân đoạn: phần thân đập phía thượng lưu (I), lõi giữa (phân đoạn II), và phần thân đập hạ lưu (III).

Đối với phần thân đập thượng lưu sử dụng phương pháp biến đổi khối mái dốc bằng khối đất chữ nhật bề rộng  $\lambda H_1$ .

Phương trình lưu lượng thấm qua phân đoạn I:

$$\frac{q}{k} = \frac{H_1^2 - h_1^2}{2L_1} \tag{4.27}$$

Trong đó:  $L_1 = \lambda H_1 + \ell_1$

Đối với phân đoạn II (lõi giữa), có thể sử dụng lời giải của N. N. Pavlovski, trong đó được chia thành 2 khu vực thấm khác nhau là khu thấm nằm trên vị trí điểm đầu đường bão hòa của phân đoạn III (điểm C) và khu thấm nằm dưới mặt cắt ngang qua điểm C.

Lưu lượng phần tử qua phần trên đường bão hòa được xác định theo công thức (hình 4-16 a):

$$dq_1 = \frac{k_1 z dz}{t_1 + 2m_0 z} = \frac{k_1}{2m_0} \cdot \frac{z}{z + \frac{t_1}{2m_0}} dz,$$

Do đó công thức lưu lượng qua phần trên đường bão hòa có dạng:

$$q_1 = \int_0^h \frac{k_1}{2m_0} \cdot \frac{z}{z + \frac{t_1}{2m_0}} dz$$

Thay

$$\frac{z}{z + \frac{t_1}{2m_0}} = 1 - \frac{\frac{t_1}{2m_0}}{z + \frac{t_1}{2m_0}}$$

ta có

$$q_1 = \frac{k_1}{2m_0} \left[ h_1 \frac{t_1}{2m_0} \ln \frac{h_1 + \frac{t_1}{2m_0}}{t_1} \right] \quad (4.28)$$

Trong đó:

$K_1$  - hệ số thấm của lõi;

$m_0$  - hệ số mái dốc phía thượng lưu của lõi;

Các ký hiệu khác xem hình 4-16.

Đối với phần lõi nằm dưới đường bão hòa phía hạ lưu, biểu thức lưu lượng phân tố có dạng:

$$dq_2 = \frac{k_1 h}{t_1 + 2m_0 z} dz = k_1 h \frac{dz}{t_1 + 2m_0 z}$$

do đó, lưu lượng qua lõi ở phần dưới đường bão hòa phía hạ lưu có dạng:

$$q_2 = \int_h^{h_1} k_1 h \frac{dz}{t_1 + 2m_0 z} = \frac{k_1 h}{2m_0} \ln \frac{h_1 + \frac{t_1}{2m_0}}{h + \frac{t_1}{2m_0}} \quad (4.29)$$

Từ hình 4-16 b ta có:

$$t_1 = 2m_0 H'$$

vì thế  $H' = \frac{t_1}{2m_0}$

Mặt khác  $H' = H - h_1$

do đó  $H - h_1 = \frac{t_1}{2m_0}$

Tổng lưu lượng thấm qua lõi sẽ là  $q = q_1 + q_2$ . Phương trình lưu lượng thấm qua lõi sau khi rút gọn có dạng:

$$\frac{q}{k_1} = \frac{h_1 - h_2}{2m_0} \left[ 1 - \frac{H - h_1}{h_1 - h_2} \ln \frac{H - h_2}{H - h_1} + \ln \frac{H}{H - h_2} \right] \quad (4.30)$$

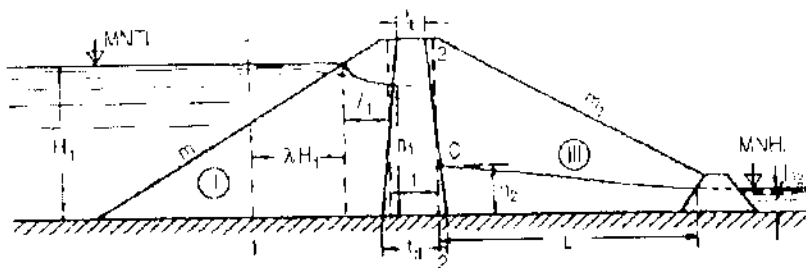
Phương trình lưu lượng thấm qua phần hạ lưu của đập với giả thiết bỏ qua chiều cao hút  $a_0$  có dạng (hình 4-16 a):

$$q = \frac{h_2^2 - H_2^2}{2L} \quad (4.31)$$

Giả thiết bỏ qua chiều cao hút  $a_0$  là cho phép, bởi vì khi có vật chống thấm trong đập thì đường bão hòa ở phần hạ lưu đập rất thấp.

$$t = \frac{t_1 + t_d}{2}$$

$t_d$  - chiều dày lõi ở dưới đáy (hình 4-17).

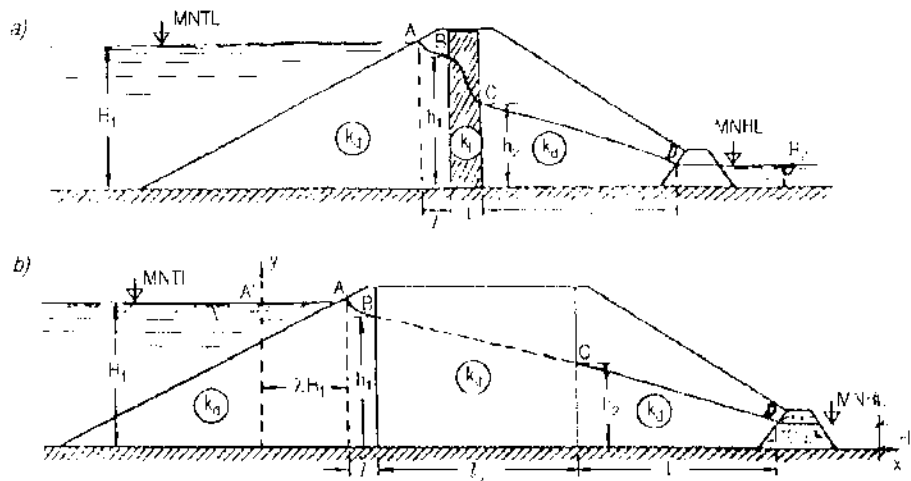
$$\frac{q}{k_1} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2t} \quad (4.32)$$


Hình 4-17. Thẩm qua đập đất có lõi giữa trên nền không thấm

$$y = \sqrt{H_1^2 - \frac{2q}{k}x} \quad (4.33)$$
$$y' = \sqrt{h_2^2 - \frac{2q}{k}x} \quad (4.34)$$

Trong đó trục tung (y') lấy theo mặt cắt 2-2, tức mặt cắt đi qua điểm đường bão hòa gặp mái dốc hạ lưu của lõi (điểm C, hình 4-17).

b) Giải theo phương pháp biến đổi lõi giữa (hình 4-18)



Hình 4-18. Đập có lõi giữa trên nền không thấm

Mục đích của phương pháp biến đổi lõi giữa là đưa bài toán thấm qua đập không đồng chất (có lõi giữa) về bài toán thấm qua đập đất đồng chất. Muốn vậy cần thay chiều rộng thực của lõi ( $t$ ) với hệ số thấm  $k_1$  bằng chiều rộng bảo kiến ( $t_0$ ) với hệ số thấm bằng hệ số thấm của vật liệu đập  $k_d$ , sao cho tổn thất cột nước thấm qua lõi và qua khối đất thay thế là như nhau ( $\Delta h = h_1 + h_2 = \text{const}$ ).

Trong trường hợp nền có hệ số thấm nhỏ, cụ thể khi  $k_d/k_n < 50$ , thì phải kể đến ảnh hưởng thấm của nền và chiều rộng bảo kiến  $t_0$  được xác định như sau:

$$t_0 = \frac{k_d}{k_1} t_{nb} \quad (4.35)$$

$$\text{Trong đó: } k_1' = k_1 + \frac{2k_n \cdot t_{nb}}{\pi(h_1 + h_2)} \operatorname{arch} \frac{2l}{t_d}; \quad (4.36)$$

$$t_{nb} - \text{chiều rộng trung bình của lõi, } t_{nb} = \frac{t_1 + t_d}{2};$$

$k_d, k_1, k_n$  - hệ số thấm tương ứng của vật liệu đập, của lõi và của nền;

$t_1$  - chiều rộng đáy lõi theo thực tế;

Các ký hiệu khác xem hình 4-18.

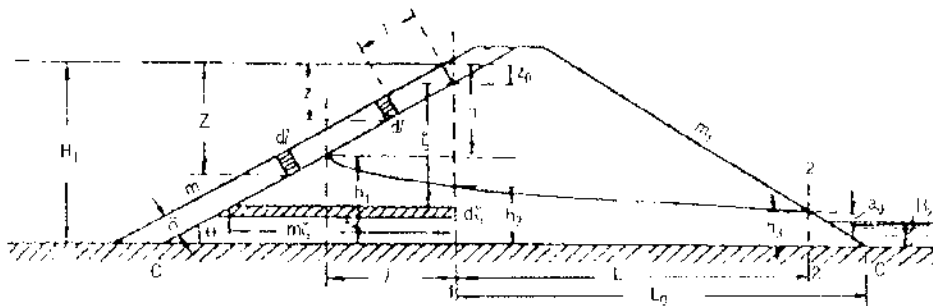
Lời giải tiếp theo của bài toán 6 được tiến hành như sơ đồ thấm qua đập đồng chất trên nền không thấm.

**Bài toán 7: Thấm qua đập đất có tường nghiêng trên nền không thấm**

Tương tự như bài toán 6, trường hợp thấm qua đập đất có tường nghiêng bằng vật liệu đất ít thấm như đất sét, á sét, v.v..., có thể được giải quyết bằng phương pháp phân đoạn hoặc biến đổi tường nghiêng.

**a) Giải theo phương pháp phân đoạn (hình 4-19)**

N. N. Pavlovski sử dụng giả thiết dòng thấm qua tường nghiêng có phương vuông góc với mái dốc của tường và chia sơ đồ thấm qua tường thành hai phần: thấm qua đoạn tường nằm trên đường bão hòa với lưu lượng  $q_1$  và thấm qua đoạn tường phía dưới đường bão hòa với lưu lượng  $q_2$  (hình 4-19).



**Hình 4-19. Sơ đồ thấm qua đập đất có tường nghiêng**

Đối với đoạn tường trên đường bão hòa lưu lượng phân tố qua đoạn  $d\ell$  cách mép nước  $l$  có thể viết theo biểu thức:

$$dq_1 = k_1 J_1 d\ell = \frac{k_1}{\delta} z d\ell = \frac{k_1}{\delta \sin \theta} z dz \quad (4.37)$$

Trong đó:

- $k_1$  - hệ số thấm của tường nghiêng;
- $J_1$  - gradient thấm qua tường nghiêng,  $J_1 = z/\delta$ ;
- $z$  - cột nước tác dụng ở mặt cắt xét;
- $\delta$  - chiều dày trung bình của tường nghiêng.
- $\theta$  - góc nghiêng của mái dốc tường so với mặt nằm ngang.

Từ (4.37), lưu lượng  $q_1$  sẽ là:

$$q_1 = \int_{z_0}^{H_1-h_1} dq_1 = \frac{k_1}{2\delta \sin \theta} (H_1 - h_1)^2 - z_0^2 \quad (4.38)$$

Đối với đoạn tường dưới đường bão hòa ta có:

$$dq_2 = k_2 J_2 d\ell = k_2 \frac{H_1 - h_1}{\delta} d\ell = k_2 \frac{H_1 - h_1}{\delta \sin \theta} dz$$

$$\text{do đó} \quad q_2 = \int_{H_1-h_1}^{H_1} k_t \frac{H_1-h_1}{\delta \sin \theta} dz = k_t \frac{(H_1-h_1)h_1}{\delta \sin \theta} \quad (4.39)$$

Lưu lượng toàn phần qua tường nghiêng có dạng:

$$q = q_1 + q_2 = k_t \left[ \frac{(H_1-h_1)^2 - z_0^2}{2\delta \sin \theta} + \frac{(H_1-h_1)}{\delta \sin \theta} h_1 \right] + k_t \frac{H_1^2 - h_1^2 - z_0^2}{2\delta \sin \theta} \quad (4.40)$$

Thẩm qua thân đập phía sau tường nghiêng được chia thành ba phân đoạn:

1) Phần nằm tam giác dưới tường nghiêng, kể từ điểm C đến mặt cắt 1-1 (gọi là phân đoạn I); 2) Đoạn giữa mặt cắt 1-1 và 2-2 (phân đoạn II); 3) Đoạn từ mặt cắt 2-2 đến điểm C ở chân mái dốc hạ lưu (phân đoạn III).

Đối với phân đoạn I, với giả thiết lưu lượng thấm là  $q_1$  (bỏ qua  $q_1$ ), N. N. Pavolôpxki đã lập công thức tính lưu lượng thấm có dạng:

$$q_2 = \int_{H_1-h_2-z_0}^{H_1-z_0} k_d \frac{h_1-h_2}{m\xi} d\xi = k_d \frac{h_1-h_2}{m} \ln \frac{H_1-z_0}{H_1-h_2-z_0} \quad (4.41)$$

Trong đó:  $k_d$  - hệ số thấm của đập; các kí hiệu khác xem hình 4-19.

Cân bằng phương trình (4.39) với (4.41) ta có:

$$k_d \frac{h_1-h_2}{m} \ln \frac{H_1-z_0}{H_1-h_2-z_0} = k_t \frac{(H_1-h_1)h_1}{\delta \sin \theta} \quad (4.42)$$

Đối với phân đoạn II, phương trình lưu lượng thấm là:

$$\frac{q}{k_d} = \frac{h_2^2 - h_3^2}{2L} \quad (4.43)$$

Trong đó:  $L = I_m - m_1 h_3$ .

Phương trình lưu lượng thấm qua phân đoạn III được xác định tương tự như bài toán 1 và có dạng:

$$\frac{q}{k} = \frac{a_0}{m_1} \left( 1 + \ln \frac{a_0 + H_2}{a_0} \right) \quad (4.44)$$

Khi xét đến lưu lượng  $q_1$  với giả thiết lượng nước thấm sau khi qua tường nghiêng không đủ làm bão hòa khối đất nằm trực tiếp ở phía dưới nó cho nên sẽ rơi tự do theo các kẽ hở của khối đất này, vì vậy phương trình thấm ở nêm thượng lưu của thân đập (dưới tường nghiêng) có dạng:

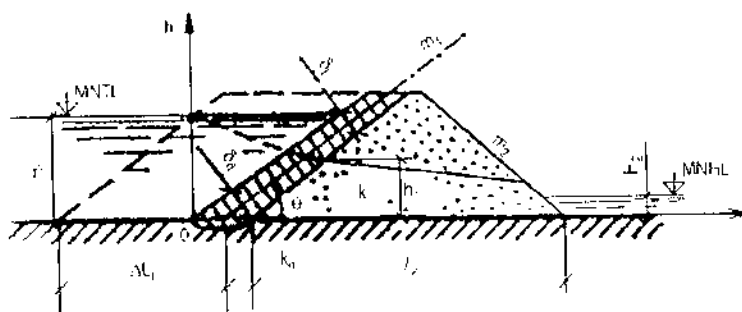
$$h_1^2 - h_2^2 = \frac{2\eta(H_1-h_1)h_1L_1}{\delta \sin \theta} + \frac{\eta L(2H_1-2h_1+z_0)}{3\delta \cos \theta} \quad (4.45)$$

Trong đó  $\eta$  - tương quan hệ số thấm của tường với đập,  $\eta = \frac{k_t}{k_d}$ .

Phương trình đường bão hòa có thể xác định gần đúng theo công thức:

$$y = \sqrt{h_1^2 - \frac{2q}{k_d} x} \quad (4.46)$$

b) Giải theo phương pháp biến đổi tường nghiêng (hình 4-20)



Hình 4-20

Nội dung phương pháp biến đổi tường nghiêng tương tự như biến đổi lõi giữa, nhằm đưa bài toán thấm qua đập không đồng chất (có tường nghiêng) trở thành bài toán thấm qua đập đồng chất.

Điều kiện đặt ra là tổn thất cột nước thấm qua tường nghiêng và qua khối đất thay thế phải bằng nhau.

Chiều rộng của khối đất thay thế  $\Delta L_1$  được xác định theo quan hệ:

$$\Delta L_1 = \delta_{trb} \frac{k}{k_1} \sin \theta \quad (4.47)$$

Trong đó:

$\delta_{trb}$  - chiều dày trung bình của tường nghiêng,  $\delta_{trb} = \frac{\delta_1 + \delta_d}{2}$ ;

$\delta_1, \delta_d$  - chiều dày tường ở mặt cắt qua mép nước và dưới chân tường, đo theo phương vuông góc với tường (hình 4-20);

$\theta$  - góc nghiêng của mái dốc tường so với mặt nằm ngang;

$$k'_1 = k_1 + \frac{2k_n \cdot \delta_{trb}}{\pi(H_1 + h_1) \sin \theta} \cdot \text{arch} \left( \frac{2\ell_2}{\delta_d} \sin \theta \right); \quad (4.48)$$

$k_n$  - hệ số thấm của nền.

Sau khi biến đổi tường (xác định được  $\Delta L_1$ ), bài toán thấm được giải với sơ đồ đập đồng chất trên nền không thấm.

*Bài toán 8:* Thẩm qua lõi giữa đập đá đổ bằng đất dính [trên nền không thấm (hình 4-21)].

Độ hạ đường bão hòa, khi  $l/H_1 < 0,5$  và  $\frac{k_d}{k_n} > 50$

$$h_0 = 0,65 \frac{b}{1 + \lg \left( \frac{\pi}{2} \cdot \alpha \right)} \quad (4.49)$$

Gradient dòng thấm đi ra mái dốc hạ lưu của lõi:

$$\left. \begin{aligned} J_1 &= \sin \alpha ; \\ J_n &= \sin \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta ; \\ J &= \frac{\sin \alpha}{\cos \beta} \end{aligned} \right\} \quad (4.50)$$

Trong đó:

$\beta$  - góc tạo bởi tiếp tuyến của dòng thấm ở điểm ra mái dốc hạ lưu với mái dốc hạ lưu, lấy theo lưới thấm;

$\alpha$  - góc nghiêng của mái dốc hạ lưu so với mặt nằm ngang.

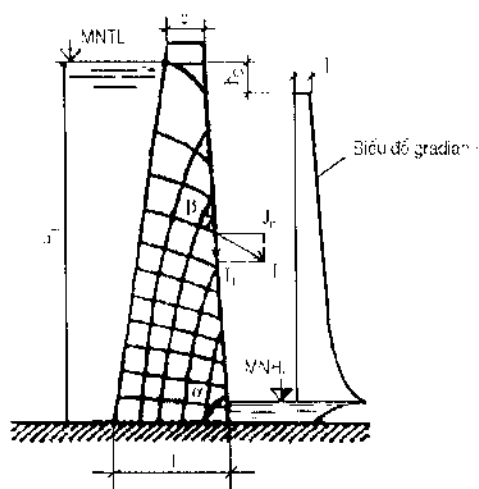
Lưu lượng thấm qua lõi:

$$q = K_s \cdot \Omega \quad (4.51)$$

Trong đó:

$K_s$  - hệ số thấm của lõi;

$\Omega$  - diện tích biểu đồ gradient thấm  $J$  (hình 4-21).



**Hình 4-21. Lõi đập trên nền không thấm**



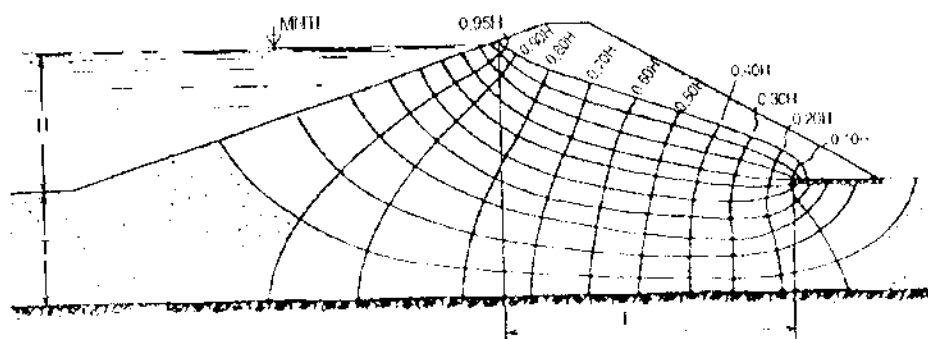
#### 4.2.4. Thẩm qua đập trên nền thấm n ớc chiều dày có hạn

##### a) Trường hợp tổng quát

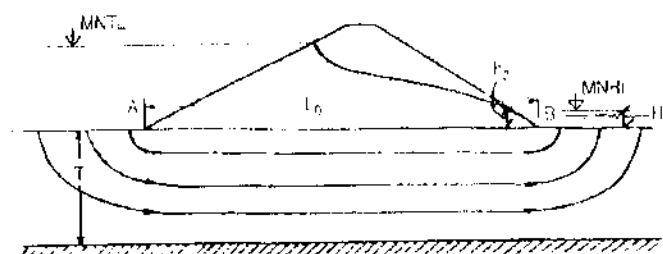
Tuỳ thuộc vào cấu tạo vật liệu của đập và nền, sự chuyển động thấm qua đập và nền sẽ rất khác nhau.

Trong trường hợp đập và nền là đất đồng chất, khi hệ số thấm của nền bằng hoặc lớn hơn hệ số thấm của đập ( $K_n \geq K_d$ ), dòng thấm có xu hướng đi từ đập xuống nền (hình 4-22), nghĩa là ảnh hưởng nền đối với thấm trong thân đập là rất đáng kể và rõ rệt.

Để đơn giản bài toán, trong trường hợp  $K_n \neq K_d$ , N. N. Pavolôpxki đã sử dụng giả thiết thấm qua đập và nền là độc lập nhau với đường dòng phân chia đi qua đáy đập. Lưu lượng thấm chung được xem là  $q = q_d + q_n$ , trong đó  $q_d$  và  $q_n$  tương ứng là lưu lượng thấm qua đập và qua nền (hình 4-23).



Hình 4-22. Sơ đồ lưới thấm qua đập và nền



Hình 4-23. Sơ đồ thấm độc lập qua đập và nền

Lưu lượng thấm qua nền với giả thiết ở trên được xác định theo công thức (hình 4-23):

$$q_n = K_n \frac{H_1 - H_2}{n l_0} T \quad (4.52)$$

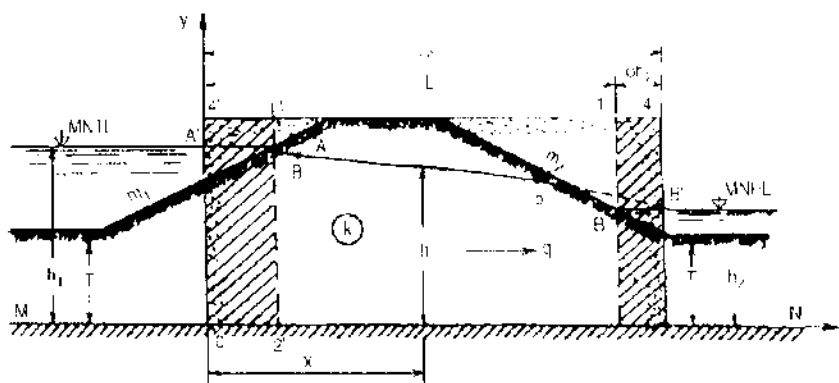
Trong đó:  $n$  - hệ số kể đến độ tăng chiều dài của đường dòng thấm ở nền so với bề rộng đáy  $l_0$ , phụ thuộc vào bề rộng  $L_0$  và chiều dày tầng nền thấm nước  $T$ , lấy giá trị theo bảng 4.1.

| $t$          | 1      | 2      | 3      | 4      | 5      |
|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\alpha_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\beta_t$    | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\gamma_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\delta_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\epsilon_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\zeta_t$    | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\eta_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\theta_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\iota_t$    | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\kappa_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\lambda_t$  | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\mu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\nu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\xi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\omicron_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\pi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\rho_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\sigma_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\tau_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\upsilon_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\phi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\chi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\psi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\omega_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\varphi_t$  | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\kappa_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\lambda_t$  | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\mu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\nu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\xi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\omicron_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\pi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\rho_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\sigma_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\tau_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\upsilon_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\phi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\chi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\psi_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\omega_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\varphi_t$  | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\kappa_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\lambda_t$  | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\mu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\nu_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\xi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\omicron_t$ | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\pi_t$      | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\rho_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\sigma_t$   | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| $\tau_t$     | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.     |

$$q_n = K_n \frac{H_1 - H_2}{L_n + 0,88T} T \quad (4.53)$$

Nếu hạ lưu có vật thoát nước thì  $I_m$  được tính từ chân đập thượng lưu đến vật thoát nước.

**Bài toán 9:** Hả lưu có nước, không có vật thoát nước (hình 4 24).



Sử dụng phương pháp biến đổi mái dốc thượng lưu và hạ lưu bằng các khối đất thẳng đứng (S. N. Numërop) và sử dụng giả thiết đập đồng chất (bao gồm cả phần đập và nền có hệ số thấm K) trên tầng không thấm MN (R. R. Tsugaép), công thức lưu lượng qua đập và nền được biến đổi có dạng (hình 4 24):

$$\frac{q}{K} = \frac{h_j^2 - h_z^2}{2I_{xx}} \quad (4.54)$$

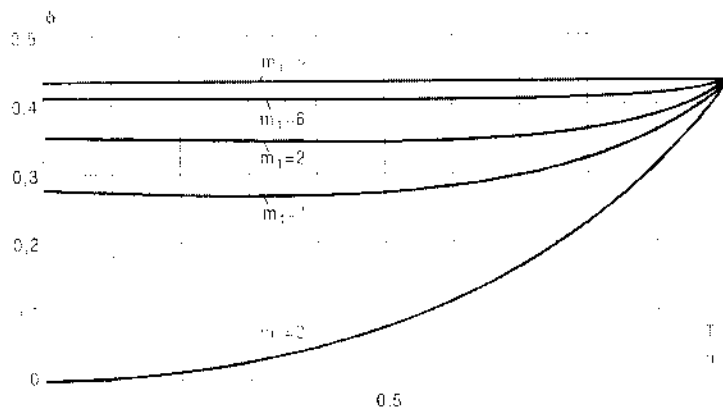
$h_1$  và  $h_2$  - là các tung độ cột nước thượng và hạ lưu đáp ứng với tọa độ yox (trục ox lấy ngang đáy của nền thấm nước);

$I_{\phi_0} = I_0 + \phi h_1 + \phi h_2$ ,  $\phi$  - hệ số biến đổi phụ thuộc vào hệ số mái dốc và tỉ số  $T/h_1$ , lấy theo đồ thị hình 4-25 của S. N. Numerov.

[illegible]

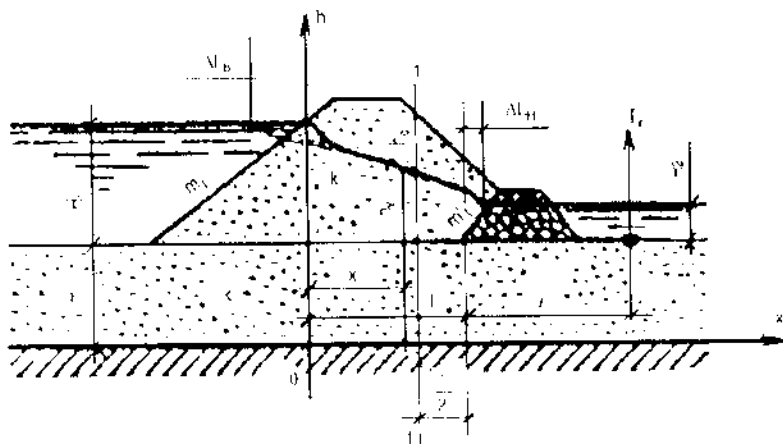
Phương trình đường bão hoà được thể hiện bằng công thức:

$$y = \sqrt{h_1^2 - \frac{x}{L_0}(h_1^2 - h_2^2)} \quad (4.54')$$



Hình 4-25. Đồ thị quan hệ  $\phi = f(m_1, T/h_1)$

Bài toán 10: Hạ lưu có nước, có vật thoát nước lửng trụ (hình 4-26).



Hình 4-26. Sơ đồ thấm qua đập và nền đồng chất  $K_d = K_n = K$

Phương trình lưu lượng thấm qua đập và nền:

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_b + AL_H} + \frac{(H_1 - H_2)T}{L_b + 0,4T} \quad (4.55)$$

Trong đó:

$$L_b = L + AL_b; AL_b = 0,4(H_1 + T);$$

$$AL_H = \frac{m_1' H_2}{3}$$

Phương trình đường bão hoà giữa mặt cắt 1-1 và vật thoát nước:

$$h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) \frac{x}{T/2 + \Delta l_{qH}}} \quad (4.56)$$

Trong đó:

$$h_c = \sqrt{(H_1 + T)^2 - \frac{2q}{K} \left( L_{cb} + \frac{T}{2} \right) + T} \quad (4.57)$$

Phương trình đường bão hoà giữa mặt cắt 1-1 và trục tung Oh:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} \left( 1 + \frac{T}{2} x \right) + (T + h_c)^2 - T} \quad (4.58)$$

Trong đó: Mặt cắt 1-1 là mặt cắt qua điểm uốn của đường bão hoà.

Gradian thấm ra hạ lưu  $J_r$  xác định theo công thức:

$$J_r = \frac{1}{T \sqrt{e^{\pi l/T} - 1}} \cdot \frac{q_{H1}}{K} \quad (4.59)$$

Trong đó:

$$0,01 < \frac{l}{T} < +\infty ;$$

$$\frac{q_{H1}}{K} = \frac{h_c + H_2}{\frac{T}{2} + 0,4T} \cdot T \quad (4.60)$$

Đường bão hoà được chính bằng mặt ở đoạn  $h_x \geq (H_1 + T) - \frac{q}{K}$ .

*Bài toán 11:* Hạ lưu có nước, vật thoát nước gối nghiêng bề mặt (hình 4.27).

Giá trị  $q$  và  $h_r$  được xác định bằng thử dần từ hệ các phương trình sau:

$$\frac{q}{K} = \frac{(H_1 + T)^2 - (H_2 + T + h_r)^2}{2(L_{cb} + m_2 h_r)} ; \quad (4.61)$$

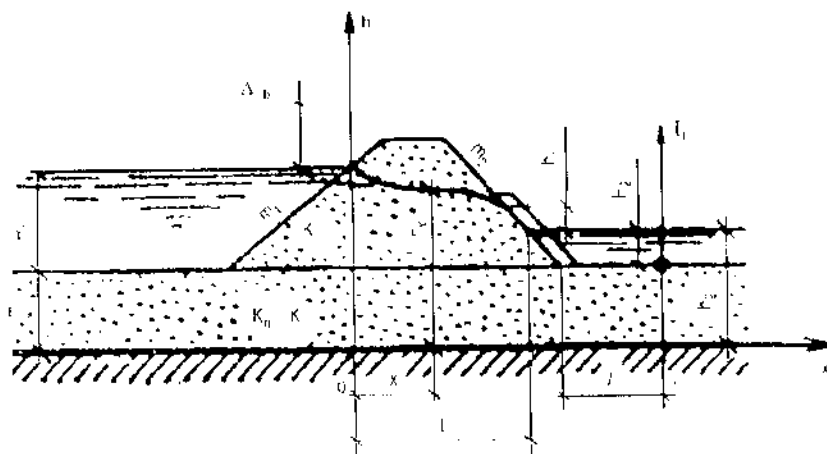
$$\frac{q}{K} = \frac{h_r \left[ 1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_r} \right]}{(0,5 + m_2) h_r + m_2 H_2 + 0,4T} ; \quad \frac{h_r T}{(0,5 + m_2) h_r + m_2 H_2 + 0,4T} \quad (4.62)$$

Trong đó:

$$L_{cb} = L + \Delta l_{cb} ; \alpha_m = \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2} ; \Delta l_{cb} = 0,4(H_1 + T) ;$$

Phương trình đường bão hoà:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} (L + m_2 h_r + x) + (h_r + H_2 + T)^2} \quad (4.63)$$



Hình 4-27. Sơ đồ thấm qua đập và nền đồng chất có VTN bề mặt

Gradien dòng thấm ra hạ lưu  $J$ , được xác định theo công thức (4.59).

Trong đó:

$$\frac{q_H}{K} = \frac{h_c T}{(0,5 + m_2) h_1 + m_2 H_2 + 0,4T} \quad (4.64)$$

Đường bão hoà được chỉnh sửa bằng mắt ở vùng:

$$h_x \geq (H_1 + T) - \frac{q}{K}$$

**Bài toán 12:** Đập và nền đồng chất ( $K_n = K_d = K$ ), hạ lưu không có nước, vật thoát nước ống dọc (hình 4-28).

Phương trình lưu lượng thấm qua đập và nền:

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2}{2L_b} + \frac{H_1 T}{L_b + 0,4T} \quad (4.65)$$

Trong đó:

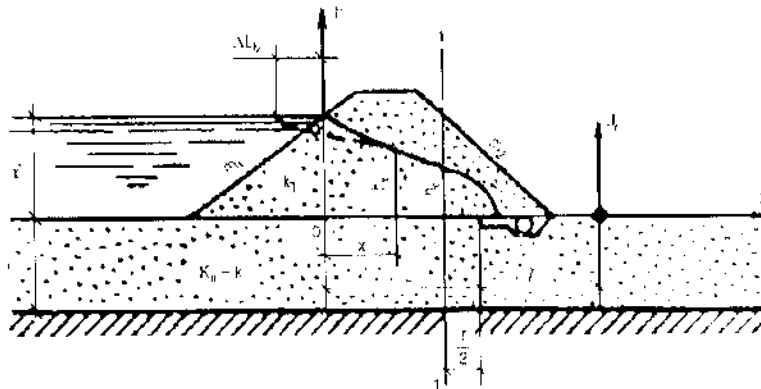
$$L_b = L + \Delta L_b; \Delta L_b = 0,4(H_1 + T)$$

Tung độ đường bão hoà ở đoạn giữa mặt cắt 1-1 và vật thoát nước

$$h_x = \frac{h_c}{T} \sqrt{\left[ \left( \frac{T}{h_c} \right)^2 + 1 \right] \left( 2 \frac{L_b - x}{T} + 1 \right)} \quad (4.66)$$

Tung độ đường bão hoà ở đoạn giữa mặt cắt 1-1 và trục Oh:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K} \left( 1 - \frac{T}{2} x \right) + (T + h_c)^2} - T \quad (4.67)$$



Hình 4-28. Sơ đồ thấm qua đập và nền đồng chất, có VTN ống dọc

Biểu thức gradian dòng thấm ra hạ lưu:

$$J_r = \frac{1}{T\sqrt{e^{3H_1/T} + K}} \cdot q_{H_1} \quad (4.68)$$

Trong đó:  $0,01 < \frac{e}{T} \leq 1, \infty$ ;  $\frac{q_{H_1}}{K} = \frac{h_e T}{\frac{T}{2} + 0,4T}$

Đại lượng  $h_e$  trong các công thức (4.66) - (4.68) xác định theo quan hệ sau:

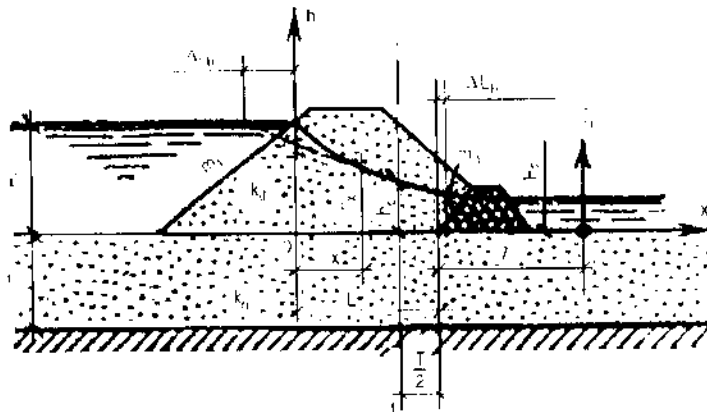
$$h_e = \sqrt{(H_1 - T)^2 - 2 \cdot \frac{q}{K} \left( L_b - \frac{T}{2} \right) - T} \quad (4.69)$$

Đường bão hoà được hiệu chỉnh bằng mắt trong vùng

$$h_x > (H_1 + T) - \frac{q}{K}$$

c) Các bài toán thấm qua đập và nền đất đồng chất trên nền thấm với chiều dày tầng thấm n-ớc có hạn, khi  $K_d < K_n$ .

Bài toán 13: Hạ lưu có nước, vật thoát nước lửng trụ (hình 4-29).



Hình 4-29. Sơ đồ thấm qua đập và nền với VTN lửng trụ ( $K_d < K_n$ )

Lưu lượng thấm qua đập và nền ( $q = q_d + q_n$ ):

$$q = k_d \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_b} + K_n \frac{(H_1 - H_2)T}{L_b + \Delta L_H + 0,4T} \quad (4.70)$$

Trong đó:

$$L_b = L + \Delta L_b + \Delta L_H + \Delta L_H = m \frac{H_2}{3};$$

$$\Delta L_b = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma + \alpha_1}; \quad \sigma = \sqrt{\frac{K_n}{K_d}};$$

$$\alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1 + H_2}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$$

$$\alpha_2 = \frac{m_1(H_1 - H_2)}{2m_1 + 1}; \quad \alpha_3 = m_1(H_1 + H_2) + 0,4T.$$

Tung độ đường bão hoà:

1) Đoạn giữa mặt cắt 1-1 và vật thoát nước:

$$h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_H}}; \quad (4.71)$$

2) Đoạn giữa mặt cắt 1-1 và trục tung:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K_d} (L - x) + (h_c + \frac{K_n}{K_d} T)^2 - \frac{K_n}{K_d} T}; \quad (4.72)$$

Đại lượng  $h_c$  trong các công thức (4.71) và (4.72) xác định theo quan hệ:

$$h_c = \sqrt{(H_1 + \frac{K_n}{K_d} T)^2 - 2 \frac{q}{K_d} \left( L + \Delta L_b - \frac{T}{2} \right) - \frac{K_n}{K_d} T}; \quad (4.73)$$

Gradian dòng thấm ra hạ lưu tính theo công thức (4.68), trong đó:

$$q_H = \frac{(H_1 - H_2)T}{L_b + \Delta L_H + 0,4T}$$

Đường bão hoà được chỉnh sửa bằng trục giác ở vùng  $h_x \geq H_1 - \frac{q}{K_d}$ .

**Bài toán 14:** Đập trên nền thấm nước chiều dày có hạn, có VTN ống dọc, hạ lưu không có nước, với  $K_d < K_n$  (hình 4.30).

Lưu lượng thấm qua đập và nền:

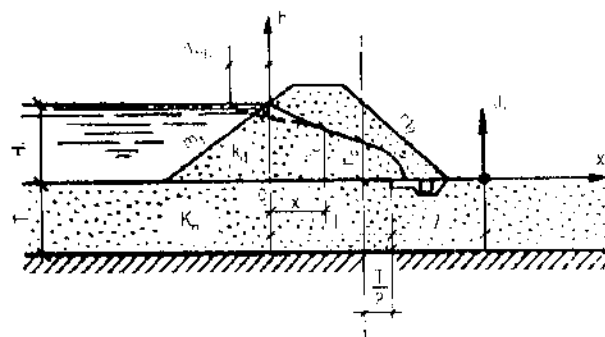
$$q = q_d + q_n = K_d \frac{H_1^2}{2L_b} + K_n T \frac{H_1}{L_b + 0,4T}; \quad (4.74)$$

Trong đó:

$$L_{ch} = L + M_{ch}; M_{ch} = \frac{\sigma\alpha_3 + \alpha_1\alpha_2}{\sigma + \alpha_1};$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{K_n}{K_d}}; \alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$$

$$\alpha_2 = \frac{m_1 H_1}{2m_1 + 1}; \alpha_3 = m_1 H_1 + 0,4T$$



Hình 4-30. Sơ đồ đập có VTN ống dọc

Tung độ đường bão hoà:

- Ở đoạn giữa mặt cắt 1-1 và vật thoát nước

$$h_x = \frac{h_c}{T} \sqrt{\left( \frac{T}{h_c} \right)^2 - 1} \left( 1 + 2 \frac{L}{T} x \right) + 1 \quad (4.75)$$

- Ở đoạn giữa mặt cắt 1-1 và trục tung

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K_d} \left( L + \frac{T}{2} - x \right) + \left( h_c + \frac{K_n}{K_d} T \right)^2} - \frac{K_n}{K_d} T \quad (4.76)$$

Gradien dòng thấm ra hạ lưu xác định theo công thức:

$$J_x = \frac{1}{T \sqrt{e^{\pi l/T} - 1}} \frac{q_H}{K_n},$$

Trong đó:

$$0,01 < \frac{l}{T} < \infty; \frac{q_H}{K_n} = \frac{h_c T}{T + 0,4T}$$

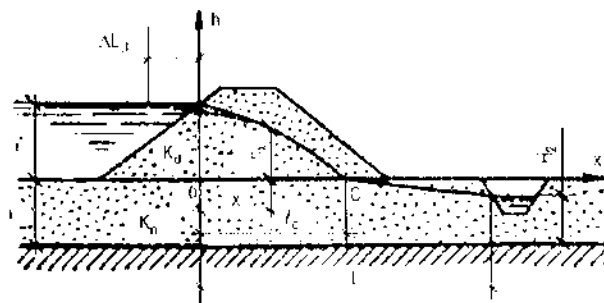
$$h_c = \sqrt{\left( H_1 + \frac{K_n}{K_d} T \right)^2 - 2 \frac{q}{K_d} \left( L + \frac{T}{2} \right) - \frac{K_n}{K_d} T} \quad (4.77)$$



Đường bão hoà được chỉnh sửa theo trục góc đối với vùng

$$h_x > H_1 + \frac{q}{K_d}$$

**Bài toán 15:** Đập đồng chất trên nền thấm nước chiều dày có hạn, hạ lưu đập có rãnh thoát nước đặt thấp hơn đáy đập với  $K_n > K_d$ , (hình 4-31).



Hình 4-31. Sơ đồ đập có rãnh thoát nước ở hạ lưu

Lưu lượng thấm qua đập và nền:

$$q = q_d + q_n = K_d \frac{H_1^2}{2(\Delta L_{th} + l_{ec})} + K_n T \frac{H_1}{\Delta L_{th} + l_{ec}} \quad (4.78)$$

Trong đó:

$$\frac{K_n}{K_d} = \frac{2H_1 T L - (T^2 - H_2^2) \Delta L_{th}}{H_1^2 L} \quad (4.79)$$

$$l_{ec} = \frac{K_n (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2}{K_d}$$

Tung độ đường bão hoà:

- Ở đoạn nằm bên phải điểm C

$$h_x = \sqrt{\left( T^2 - (T^2 - H_2^2) \frac{x}{L} \right) \frac{l_c}{l_c} + T^2} \quad (4.80)$$

- Ở đoạn nằm bên trái điểm C

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{K_d} (l_c - x) + \left( \frac{K_n}{K_d} T \right)^2 + \frac{K_n}{K_d} T} \quad (4.81)$$

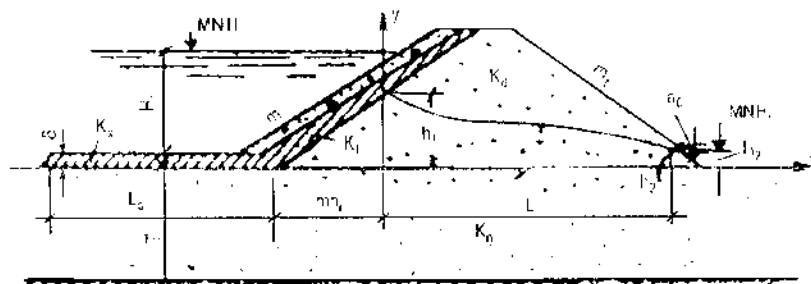
Đường bão hoà được chỉnh sửa ở khu vực có

$$\left( h_x + \frac{K_n}{K_d} T \right) \geq \left( H_1 + \frac{K_n}{K_d} T \right) - \frac{q}{K_d}$$

#### 4.2.5. Thẩm qua đập đất có vật chống thấm (VCT) trên nền thấm nước

*Bài toán 16:* Vật chống thấm loại tường nghiêng sân trước bằng đất.

a) Trường hợp tổng quát: Hệ số thấm của đập và nền khác nhau  $K_d \neq K_n$ , hạ lưu có nước (hình 4-32)



**Hình 4-32.** Sơ đồ thẩm qua đập đất có tường nghiêng sân trước trên nền thấm nước

Sử dụng phương pháp giải của N. N. Pavolôpxki có sự bổ sung của A. I. Damarin với các giả thiết sau:

- 1) Tổn thất cột nước thẩm qua lớp bảo hộ tường nghiêng bằng không;
- 2) Tường nghiêng có chiều dày trung bình  $\delta$  và mái dốc trung bình;
- 3) Tổn thất cột nước dọc sân trước biến đổi theo đường thẳng.

Lưu lượng thẩm ở phần phía trái trực y với thẩm có áp được xác định theo công thức:

$$q = K_n \frac{(H_1 - h_1)T}{L_s + mh_1 + 0,4T} \quad (4.82)$$

Trong đó:

$L_s$  - chiều dài sân trước.

Thẩm qua phần phía phải trực y có mặt bão hòa là thẩm không áp. Lưu lượng thẩm xác định theo công thức:

$$q = q_a + q_n = K_d \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} + K_n \frac{h_1 - h_2}{L + 0,4T} \cdot T \quad (4.83)$$

Trong đó:

$h_2 = a_n + H_2$ ;

$a_n$  - độ cao từ điểm đường bão hòa ra mái dốc hạ lưu so với mực nước hạ lưu.

$$a_n - h_2 - H_2 = \frac{L}{m_1} \sqrt{\left( \frac{1}{m_1} \right)^2} (H_1 - H_2)^2 \quad (4.84)$$

Giá trị  $h_1$  và  $h_2$  được xác định bằng thử dần từ hệ hai phương trình (4.82) và (4.83), trên nguyên tắc tự cho  $a_n$  sao cho  $h_1$  hoặc  $h_2$  tính theo các công thức (4.82) và (4.83) là cân bằng nhau.

Phương trình đường bão hòa có dạng:

$$q_1 = \frac{h_1^2}{2x} - \frac{y^2}{2x} \quad (4.85)$$

b) Thẩm qua đập có tường nghiêng sân trước khi hạ lưu đập có và không có vật thoát nước, với  $K_u = K_d$  (hình 4-33).

Lưu lượng thẩm qua đập và nền:

$$q = \frac{K_u \cdot \Lambda}{\phi} + \frac{K_1(1+m_1^2) \cdot \Lambda(2H_1 - \Lambda)}{2\delta_1} \quad (4.86)$$

Trong đó:

$$\phi = \frac{th(\alpha I_s)}{\alpha(T - \delta_s)} ; \quad \alpha = \sqrt{\frac{K_d}{K_s \delta_s (T - \delta_s)}} ; \quad \Lambda = \frac{B}{A} \cdot \frac{\sqrt{B^2 - AC}}{A} ;$$

$$A = \frac{1}{L_1 + \Delta L} \cdot \frac{K_1(1+m_1^2)}{K_u \delta_1} ; \quad B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L} \cdot \frac{1}{\phi} + \frac{K_1 H_1(1+m_1^2)}{K_u \delta_1} ;$$

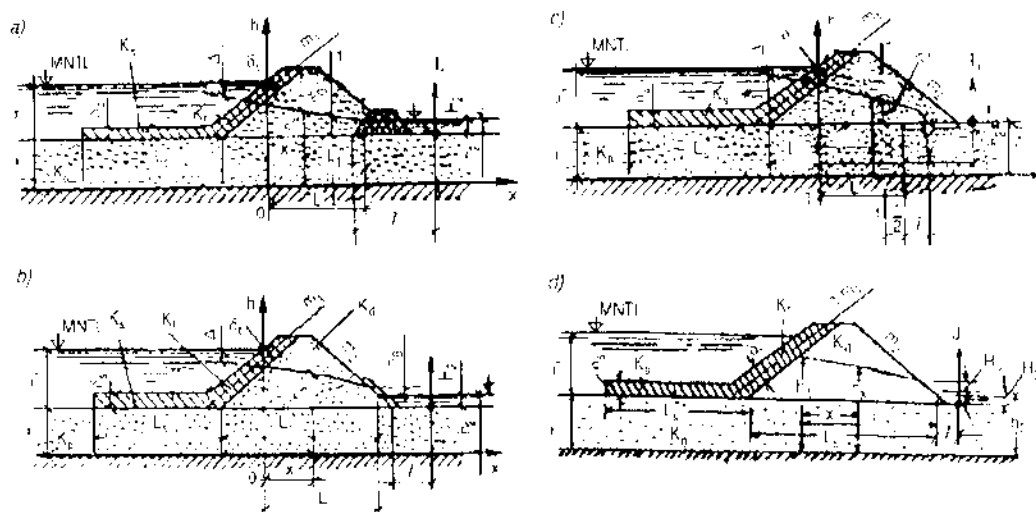
$$C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L} ;$$

$\Delta L = 0,4h_2$  đối với sơ đồ 4-33 b và 4-33 c.

$\Delta L = 0,4h_2 + 0,4 \left( h_2 - \frac{q}{K_u m_1'} \right)$  đối với sơ đồ 4-33 a. Trường hợp này bài toán

giải bằng thử dần, ban đầu cho  $\Delta L = 0,4h_2$ .

Đường bão hòa được xây dựng theo các sơ đồ bài toán 13, 14, 15.



**Hình 4-33. Sơ đồ đập có tường nghiêng sân trước trên nền thấm nước**

a) VTN thẳng; b) VTN bề mặt; c) VTN ống dọc; d) Không có VTN.

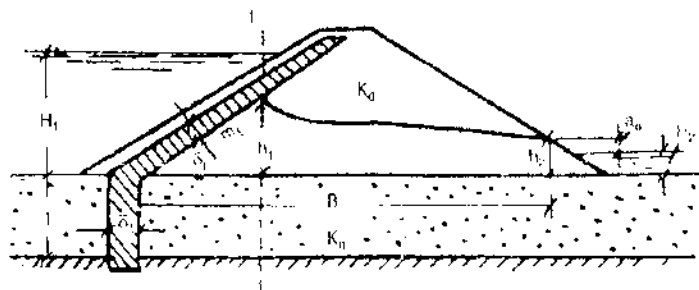
Gradien dòng thấm đi ra hạ lưu xác định theo công thức (4.68), trong đó giá trị  $h_c$  được tính theo quan hệ sau (đối với sơ đồ 4-33 a và c):

$$h_c = \sqrt{H_2^2 + 0,3T^2} + T \frac{q}{K_d} = 0,55T \quad (4.87)$$

Đối với sơ đồ 4-33 b và d thì giá trị  $\frac{q_H}{K_n}$  được xác định theo công thức:

$$\frac{q_H}{K_n} = \frac{h_1 T}{(0,5 + m_2) h_1 + H_2 m_1 + 0,4T}$$

**Bài toán 17:** Vật chống thấm loại tường nghiêng và tường răng (hình 4-34).



**Hình 4-34.** Sơ đồ thấm trong đập có tường nghiêng và tường răng

Phương trình lưu lượng thấm qua tường nghiêng và tường răng:

$$q = K_t \frac{H_1^2 - H_2^2 - h_1^2}{2\delta_t \sin \theta} + K_r \frac{(H_1 - h_1)T}{\delta_t} \quad (4.88)$$

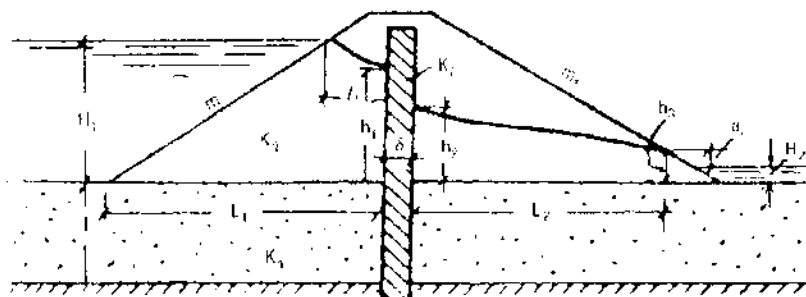
Phương trình lưu lượng thấm viết cho đập và nền:

$$q = K_d \frac{h_1^2 - h_2^2}{2(B - m_1 h_1)} + K_n \frac{(h_1 - h_2)T}{B - m_1 h_1 + 0,4T} \quad (4.89)$$

Trong đó:  $h_2 = a_n + H_2$ .

Đường bão hòa được xây dựng như bài toán 16 theo sơ đồ 4-33 d.

**Bài toán 18:** Thấm qua đập đất có lõi giữa và tường răng (hình 4-35).



**Hình 4-35**

Sơ đồ bài toán được chia thành 3 phần: 1) Phía trước lối và tường răng (phần đoạn I); 2) Lối và tường răng; 3) Phần nằm sau lối và tường răng (phần đoạn III).

Lưu lượng thấm qua phân đoạn I gồm lưu lượng qua phân đoạn I của đập (có thể giải theo phương pháp biến đổi mái dốc thượng lưu đập), và lưu lượng thấm qua nền (xem như thấm có áp), do đó công thức lưu lượng là:

$$Q = K_{II} \frac{H_1^2 - h_1^2}{2(L_1 + 0.4H_1)} + K_{IV} \frac{(H_1 - h_1)}{L_1 + 0.4H_1} T \quad (4.90)$$

Lưu lượng viết qua lỗ và tường có dạng (xem  $K_0 = K_1$ ):

$$q = K_f = \frac{(h_1 + T)^2 - (h_2 - T)^2}{2\delta} \quad (4.91)$$

Lưu lượng thẩm viết cho phân đoạn III:

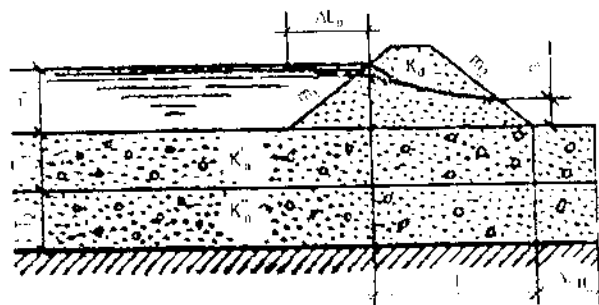
$$q = K_d \frac{h_2^2 - h_3^2}{2L_2} + K_n \frac{h_2 - h_3}{L_2 + 0,4T} \quad (4.92)$$

Trong đó:  $h_1 = a_0 + H_2$ . Các kí hiệu khác xem hình 4.35.

Giải hệ ba phương trình (4.90) : (4.92) xác định được các đại lượng  $q$ ,  $h$ , và  $h_2$  khi biết  $a_n$  (cho trước  $a_n$  và thứ dẫn).

Trong trường hợp kết cấu chống thấm (lồi, tường nghiêng, sân trước và tường rang) làm việc có hiệu quả tốt, thì đường bão hòa sau VCT hạ rất thấp và giá trị  $a_n$  rất nhỏ, cho nên có thể xem  $a_n \approx 0$ .

*Bài toán 19:* Đập đất đồng chất trên nền thấm hai lớp (hình 4-36) trường hợp  $K_0'' \approx K_0$ .



Hình 4-36. Sơ đồ thấm qua đập đất trên nền thấm hai lớp

Phương trình lưu lượng thấm:

$$q = \frac{H_1}{L_b} (K_d \frac{h_r}{2} + K_u' T_1 + K_u'' T_2) \quad (4.93)$$

Trong đó:

$$I_{j+1} = I_j + \Delta I_{j0} + \Delta I_{j1};$$

Khi  $K_n/K_n' > 10$ :

$$\Delta L_b + \Delta L_H = \sqrt{K_n' m_2 m_1 / K_n'} \quad (4.94)$$

Khi  $1 < K_n''/K_n' \leq 10$ :

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_b &= 0,5(H_1 + T_2 + T_1 \sqrt{K_n''/K_n'}) ; \\ \Delta L_H &= 0,5(T_2 + T_1 \sqrt{K_n''/K_n'}) ; \end{aligned} \right\} \quad (4.95)$$

Khi  $K_n/K_n' < 1$ :

$$\left. \begin{aligned} \Delta L_b &= 0,5(H_1 + T_1 + T_2 K_n''/K_n') ; \\ \Delta L_H &= 0,5(T_1 + T_2 K_n''/K_n') ; \end{aligned} \right\} \quad (4.96)$$

Chiều cao cột nước thấm ra hạ lưu  $h_r$  trong trường hợp  $K_n''/K_n' > 5$  được xác định theo công thức:

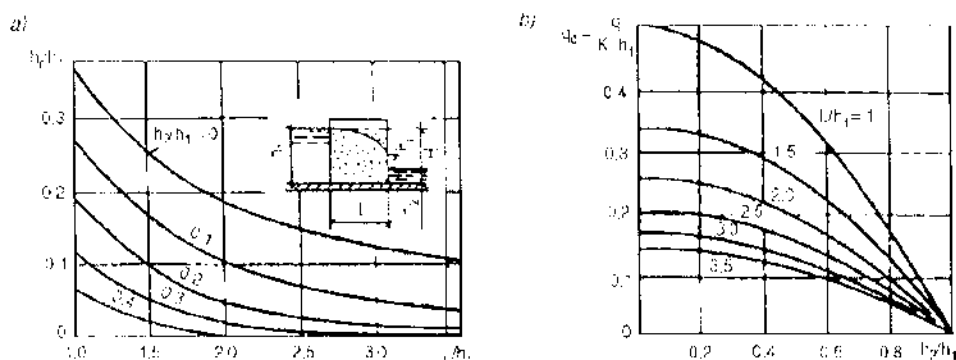
$$h_r = \frac{q \Delta L_H}{K_n' T_1 + K_n'' T_2} \quad (4.97)$$

Phương trình đường bão hòa có thể xác định theo công thức:

$$h_x = \sqrt{H_1^2 - \frac{x}{L} m_2 h_r (H_1^2 - h_r^2)} \quad (4.98)$$

Đường bão hòa được chỉnh sửa bằng trực giác ở đoạn  $h_x > H_1 - \frac{q}{K_d}$

**Bài toán 20:** Thấm qua đê quay bằng đất đồng chất có mái thượng lưu thẳng đứng (hình 4-37).



**Hình 4-37. Sơ đồ tính thấm đê quay**

Sử dụng lời giải của viện sỹ P. Ia. Polubarinova - Kotrina, chiều cao dòng thấm ra hạ lưu  $h_r$  được xác định theo đồ thị hình 4-37 a. Lưu lượng thấm quy đổi  $q_0$  trong đê quay được xác định theo đồ thị  $q_0 = q/(K h_1)$  hình 4-37 b, trong đó  $K$  - hệ số thấm của đê quay,  $h_1$  - chiều sâu nước trước đê quay,  $h_2$  - chiều sâu nước sau đê quay.

Trong trường hợp đập quay có bề rộng đáy rất lớn ( $L \approx \infty$ ) và hạ lưu không có nước ( $h_2 = 0$ ), lưu lượng thấm qua đập quay được xác định theo công thức:

$$\frac{q}{K} = 1,346h_2 \quad (4.99)$$

Đối với đập quay có bề rộng đáy hữu hạn, khi  $L/h_1 \geq 1$ , có thể lấy gần đúng

$$\frac{q}{K} \approx 1,35h_r \quad (4.100)$$

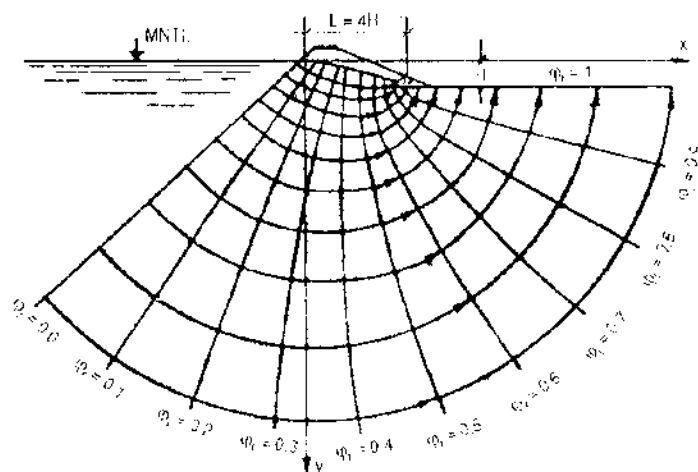
Khi  $L/h_1 < 1$  và xu thế  $L/h_1$  giảm dần bằng không ( $L/h_1 \rightarrow 0$ ) thì biểu thức (4.100) sẽ có sai số lớn.

Trường hợp  $L = \infty$ ,  $h_2 \neq 0$ , tỉ số  $q/(Kh_2)$  thay đổi trong phạm vi từ 1,346 đến 1 khi  $h_2$  thay đổi từ 0 đến  $\infty$ .

Đối với đập quay, khi  $L/h_1 < 1$  và  $h_2 = 0$ , có thể lấy

$$\frac{q}{K} \approx \frac{\pi}{2} h_r \quad (4.101)$$

*Bài toán 21:* Thấm qua đập đất đồng chất trên nền thấm nước vô hạn.



**Hình 4-38. Sơ đồ lưới thấm trong đập đồng chất trên nền thấm vô hạn**

Trường hợp đập đất đồng chất trên nền thấm nước vô hạn ( $K_x \approx K_0$ ) có thể sử dụng lời giải theo lý thuyết cơ học chất lỏng của viện sỹ F. A. Nensơncornhiacốp.

Đối với trường hợp hệ số mái dốc thượng lưu của đập  $m_1 \approx 1,5$ , hạ lưu có vật thoát nước, lưới thấm có dạng như trên hình 4-38.

Các thông số thấm ( $q$ ,  $J$ ,  $v$ ,...) có thể xác định từ lưới thấm.

Ảnh hưởng của mái dốc thượng lưu đối với đường bão hòa và lưới thấm nói chung không lớn, cho nên sơ đồ thấm trên hình 4-38 có thể sử dụng cho trường hợp  $m \neq 1,5$ .

### 4.3. THẨM KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ĐẬP ĐẤT

Về phương diện đảm bảo sự làm việc tin cậy của đập đất thì hiện tượng thẩm không ổn định là rất đáng chú ý.

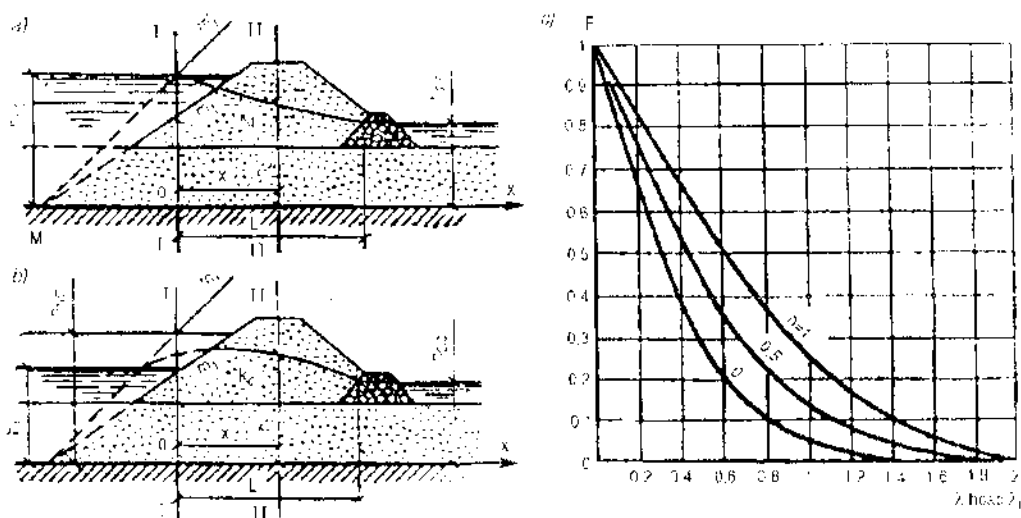
Trường hợp điển hình của thẩm không ổn định thường xảy ra khi mực nước hồ rút nhanh theo yêu cầu vận hành, ví dụ cần hạ mực nước hồ để phòng lũ (cát đỉnh lũ cho hạ du), hoặc xả nước hồ trong tình huống sự cố nào đó của đầu mối công trình thủy.

Khi mực nước ở hồ chứa hạ xuống đột ngột (với tốc độ hạ tương đối lớn) thì mặt bão hòa thấm trong thân đập cũng hạ theo nhưng với tốc độ nhỏ, do đó xuất hiện sự chuyển động ngược chiều và biến đổi gấp (không ổn định) của dòng thấm từ trong đập về phía thượng lưu (hồ chứa). Quá trình thẩm không ổn định cũng xảy ra ở hai bên bờ về phía hồ. Sự chuyển động không ổn định và đổi hướng của dòng thấm có thể gây ra mất ổn định (xói, sạt lở) đối với vật liệu ở khu vực nếm thượng lưu của đập và kết cấu gia cố mái đập.

Dưới đây là các biểu thức tính toán để xác định tốc độ hạ thấp của mặt bão hòa thấm trong thân đập đất đồng chất và dưới lớp gia cố mái dốc đập dạng tường nghiêng bằng đất sét do quá trình rút nước ở hồ chứa.

#### Thẩm không ổn định trong đập đồng chất

*Bài toán 22:* Tính toán thẩm không ổn định trong đập đồng chất theo V. M. Shestacôp (hình 4-39).



Hình 4-39. Sơ đồ tính toán thẩm không ổn định trong đập đất đồng chất

- Mặt bão hòa ở thời điểm đầu;
- Mặt bão hòa khi mực nước hồ hạ thấp;
- Đồ thị hàm  $F(\lambda, u)$  và  $F(\lambda, n)$ .



Vị trí mặt bão hòa thấm trong trường hợp mực nước thượng lưu hạ xuống được chia làm hai giai đoạn:

1) Mặt bão hòa ở thời điểm ban đầu  $t = 0$  (hình 4-39 a)

$$h_0 = \sqrt{h_{1(0)}^2 - (h_{1(0)}^2 - h_{2(0)}^2)x/L} \quad (4.102)$$

Trong đó  $x$  được tính từ mặt cắt I-I và lấy

$$m' = \frac{m_1^2}{m_1 + 0,5}; \quad (4.103)$$

2) Mặt bão hòa sau thời đoạn  $t$  (hình 4-39 b)

$$h_t = \left\{ h_0^2 - vt \left[ h_{1(0)} + h_1 + \frac{m_1(h_{1(0)}^2 - h_{2(0)}^2)}{L} \right] \times \left[ F(\lambda, n) - \frac{x + \frac{m_1 vt}{L + m_1 vt}}{L + m_1 vt} F(\lambda_{1, n}) \right] \right\}^{1/2} \quad (4.104)$$

Trong đó:  $v$  - tốc độ hạ trung bình của mực nước thượng lưu;

$$h_1 = h_{1(0)} - vt;$$

$F(\lambda, n)$  và  $F(\lambda_{1, n})$  - các hàm số có giá trị phụ thuộc vào  $\lambda$  và  $\lambda_1$  (lấy theo đồ thị hình 4-39 c);

$$\lambda = n \frac{x}{2\sqrt{at}}; \quad (4.105)$$

$$\lambda_{1, n} = h + \frac{L}{2\sqrt{at}}; \quad (4.106)$$

$$n = \frac{m_1 vt}{2\sqrt{at}}; \quad (4.107)$$

$$a = k_d (h_{1(0)} + h_1)/(2\mu);$$

$\mu$  - hệ số nhả nước;

$x > 0$  nếu mặt cắt II-II nằm bên phải mặt cắt I-I.

Tính toán trên có thể áp dụng cho trường hợp hạ lưu đập có vật thoát nước bề mặt gối nghiêng hoặc VTN đặt sâu trong đáy đập (VTN gối phẳng hay ống dọc).

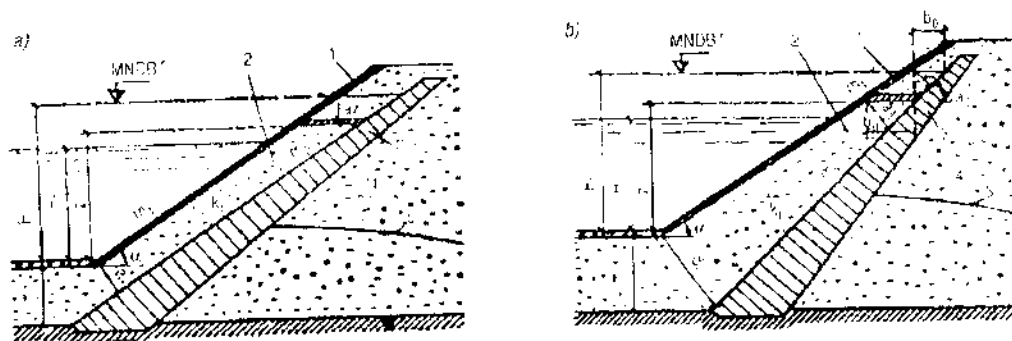
**Bài toán 23:** Tính toán thấm trong lớp đệm bằng đất cát dưới kết cấu gia cố bảo vệ mái dốc thượng lưu theo V. P. Nedriga (hình 4-40).

Lời giải được thực hiện cho hai trường hợp:

1) Lớp đệm cát có bề dày không đổi (hình 4-40 a)

2) Lớp đệm cát có bề dày tăng dần từ trên xuống dưới (hình 4-40 b).

Tính toán được tiến hành với điều kiện mực nước hồ hạ đột ngột (trường hợp vận hành đặc biệt), hoặc rút từ từ (trường hợp vận hành bình thường).



**Hình 4-40. Sơ đồ tính thấm trong lớp đệm thoát nước dưới kết cấu gia cố**

- a) Lớp đệm cát chiều dày không đổi; b) Lớp đệm chiều dày thay đổi;  
 1- kết cấu gia cố; 2- lớp đệm thoát nước thấm; 3- tường nghiêng bằng đất sét;  
 4- vật liệu thân đập; 5- đường bão hòa sau tường nghiêng.

1) Thời gian hạ thấp mặt bão hòa trong đệm cát có chiều dày không đổi được tính theo các công thức sau (hình 4-40 a):

a) Khi mực nước hồ hạ đột ngột

$$t = \frac{\mu}{k_1 \sin \alpha} \left[ (H_1 - z) \sqrt{1 + m_1^2} + \left( H_2 \sqrt{1 + m_1^2} + \frac{a}{2} \right) \ln \frac{H_1 - z}{H_2} \right] \quad (4.108)$$

Trong đó:

$\mu$  - hệ số nhả nước của đất, có giá trị được xác định bằng thực nghiệm cho mỗi trường hợp cụ thể; đối với đất cát nhỏ và cỡ hạt trung bình sơ bộ có thể lấy  $\mu = 0,15 : 0,20$ ; với cát thô (hạt lớn) lấy  $\mu = 0,23 : 0,28$ ;

$k_1$  - hệ số thấm của lớp đệm cát;

$\alpha$  - góc nghiêng của kết cấu gia cố so với mặt nằm ngang;

$H_1$  - chiều sâu nước trong đệm cát ở thời điểm đầu  $t = 0$ ;

$H_2$  - chiều sâu nước trong hồ chứa sau khi mực nước hồ rút đột ngột;

$z$  - tung độ tức thời của đường bão hòa trong lớp đệm cát  $H_1 > z > H_2$ ;

$m_1$  - hệ số mái dốc thượng lưu của kết cấu gia cố đập;

$a$  - chiều dày lớp đệm cát.

Góc nghiêng  $\alpha$  xác định theo công thức:

$$\alpha = \arctg(1/m_1) \quad (4.109)$$

b) Khi mực nước hồ hạ từ từ trên bình diện

$$t = \frac{\mu(H_1 - z)}{2K_1 \Delta H \sin \alpha} \left[ (H_1 + z) \sqrt{1 + m_1^2} + a \right] \quad (4.110)$$

Trong đó:  $\Delta H$  - độ chênh lệch cho phép về mực nước trong lớp đệm cát và trong hồ chứa.

2) Đối với lớp đệm cát có chiều dày thay đổi, thời gian hạ đường bão hòa trong đệm cát tính toán như sau (hình 4.40 b):

a) Khi mực nước hồ hạ đột ngột: tính toán tiến hành cho từng thời đoạn  $n$  với giả thiết điều kiện thoát nước thấm từ trong đệm cát là không thay đổi ứng với các thời đoạn tính. Như vậy thời gian hạ đường bão hòa trong mỗi thời đoạn là:

$$\Delta t_n = \frac{\mu b_n L_m}{K_1 a_n} \ln \frac{H_{1n} - H_2}{z_n - H_2} \quad (4.111)$$

Các tham số của lớp đệm cát tính toán  $L_m$ ,  $a_n$ ,  $b_n$  được xác định theo các công thức:

$$L_m = \frac{a_n z_n \sqrt{1 + m_1^2}}{a_1 - a_n} \ln \frac{a_1 - a_n}{a_n - \frac{a_n}{2}} \quad (4.112)$$

$$a_n = a_0 + \lambda_2 (H_1 - z) \quad (4.113)$$

$$b_n = b_0 + \lambda_1 (H_1 - z) \quad (4.114)$$

Trong đó:

$$a_1 = a_0 + \lambda_2 H_1 ;$$

$$\lambda_1 = m_1 - m_2 ;$$

$$\lambda_2 = (m_1 - m_2) \sqrt{1 + m_1^2} / (1 + m_1 + m_2) ;$$

$b_0$ ,  $a_0$  - chiều rộng và chiều dày của lớp đệm cát thoát nước thấm phía dưới kết cấu gia cố ở thời điểm tính toán ban đầu ( $t = 0$ ).

b) Khi cho trước độ hạ mực nước trong hồ chứa (trường hợp khai thác bình thường), thời gian hạ mực nước được xác định theo công thức sau:

$$t = \frac{\mu}{k_1 A H^3} \left[ D(H_1 - z) + N(H_1 - z)^2 + M(H_1 - z)^3 \right] \quad (4.115)$$

Trong đó:

$$\left. \begin{aligned} D &= b_0 (AC_1 + 0.5) ; \\ N &= \frac{1}{4} [2A(C_1 \lambda_1 - Bb_0) + \lambda_1] ; \\ M &= \frac{1}{3} AB \lambda_1 ; \\ A &= \frac{1 + m_1 m_2}{m_1 - m_2} ; \\ B &= \frac{C_1 - C_2}{H_1 - H_2} ; \\ C_1 &= \frac{\ln a_0 + \lambda_2 H_1}{a_0} ; \\ C_2 &= \ln \frac{a_0 + \lambda_2 H_1}{a_0 + \lambda_2 (H_1 - H_2)} \end{aligned} \right\} \quad (4.116)$$

Nếu tính toán tiến hành cho từng thời đoạn với giả thiết các tham số trong phạm vi mỗi thời đoạn là không thay đổi, tương tự như với  $a_n$  và  $b_n$  tính theo các công thức (4.113) và (4.114), thì biểu thức tính toán  $\Delta t_n$  sẽ có dạng đơn giản hơn, cụ thể là:

$$\Delta t_n = \frac{\mu b_n L_m}{k_1 a_n \Delta H} \cdot \Delta z_n \tag{4.117}$$

$$\text{hoặc} \quad \Delta t_n = \frac{\mu b_n}{k_1 \Delta H q_{b,n}} \cdot \Delta z_n \tag{4.118}$$

Biểu thức (4.118) có thể sử dụng để tính toán khi biết giá trị lưu lượng quy đổi  $q_{b,n}$  đối với từng thời đoạn (theo chế độ vận hành hồ chứa). Tính toán có thể tiến hành trên mô hình ECĐA với  $\Delta H = 1$  và  $K_1 = 1$ .

### 4.4. ỔN ĐỊNH THẨM CỦA ĐẤT

#### 4.4.1. Tổng quát

Trong thân và nền các công trình dâng nước, những vùng có khả năng xảy ra biến dạng thấm nguy hiểm là nơi dòng thấm đi ra bề mặt đất và nơi tiếp xúc giữa các loại đất có tính chất khác nhau (hình 4-41).

Mặt tiếp xúc có thể nằm ngang, thẳng đứng hoặc nghiêng. Hướng chuyển động của dòng thấm có thể trùng với mặt tiếp xúc hoặc vuông góc với mặt tiếp xúc.

Những biến dạng đối với môi trường đất do dòng thấm gây ra có thể là:

**Xói ngầm** – quá trình di chuyển hoặc cuốn trôi các hạt đất cỡ nhỏ ra khỏi lớp đất dưới tác dụng của dòng thấm. Nếu trong đất chứa các muối hoà tan thì có thể xảy ra xói ngầm hoá học.

**Đẩy bục** hay gọi là **đùn đất** - sự phá huỷ lớp đất phủ bên trên kéo theo hiện tượng mang cả một khối lượng đất ra khỏi vị trí của nó. Hiện tượng đẩy bục thường xảy ra ở mái hạ lưu của đập đất hoặc ở phần nền ngay phía sau công trình bê tông, nơi có dòng thấm tập trung ra hạ lưu.

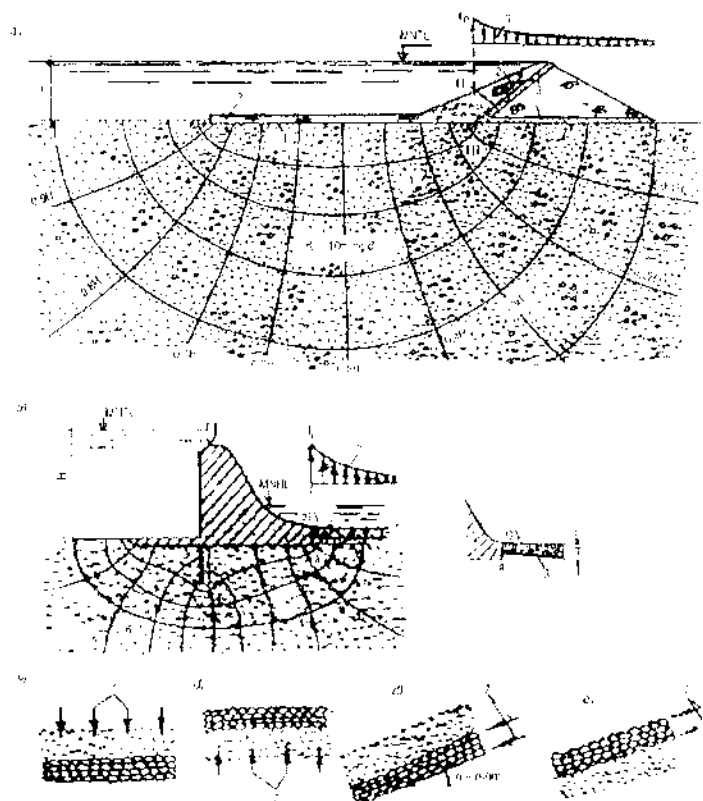
**Xói tiếp xúc dọc** – sự phá huỷ đất ở vùng tiếp giáp với vật liệu cỡ hạt lớn hơn do tác dụng của dòng thấm hướng dọc theo bề mặt tiếp xúc.

**Đùn đất tiếp xúc** - hiện tượng phá huỷ đất hạt nhỏ ở vùng tiếp xúc và cuốn trôi hạt nhỏ qua kẽ hở của đất hạt lớn hơn do tác dụng của thấm hướng vuông góc với bề mặt tiếp xúc.

**Bồi lấp hay lắng đọng** - quá trình các hạt đất cỡ nhỏ bị dòng thấm mang theo tích tụ lại ở kẽ hở của khối đất cỡ hạt lớn hơn.

**Tách lớp** - hiện tượng tách bóc các hạt và nhóm hạt đất sét ở trên các kẽ hở của lớp lọc dưới tác dụng của dòng thấm đi từ phía lớp lọc qua lớp đất sét.

Những biến dạng thấm kể trên (hoặc tổ hợp các biến dạng) đều nguy hiểm, vì nó có thể gây phá huỷ từng bộ phận riêng hay toàn bộ công trình.



**Hình 4-41. Sơ đồ tác động của dòng thấm đến ổn định của đất**

a) Dòng thấm trong đập đất; b) Dòng thấm trong đập bê tông;

c) ÷ e) Sơ đồ tính toán dòng thấm tiếp xúc giữa các loại đất khác nhau;

I - Xói tiếp xúc; II - Đùn đất tiếp xúc; III - Xói ngầm; IV - Đáy bực;

1 - đất cát sỏi; 2 - tường nghiêng và sàn trước đất bằng sét; 3 - tầng lọc;

4- nệm tựa; 5- đồ thị gradient thấm đi ra; 6 - cát; 7- Hướng chuyển động

của dòng thấm; T - Chiều dày lớp phủ (gia tải).

Để đánh giá độ ổn định thấm của đất, sử dụng các đặc trưng sau đây:

a) Đối với đất rời - cấu tạo thành phần hạt, độ chặt của các hạt  $\rho_s$ , độ chặt của đất khô  $\rho_k$ , độ ẩm  $w$ ;

b) Đối với đất dính - ngoài những tính chất như đối với đất rời, còn sử dụng một số đặc trưng khác là giới hạn chảy  $W_L$ , giới hạn lún (hay giới hạn dẻo)  $w_p$ , độ ẩm phân tử tới đa  $W_m$ , lực dính khi tách bóc đất  $C_u$ .

Phương pháp đánh giá độ ổn định thấm của đất có nhiều loại.

Khi đánh giá cường độ của đất cát và đất hạt thô dùng trong công trình thủy, dưới tác dụng thấm, đại lượng đặc trưng rất quan trọng là kích thước kê hở giữa các hạt biểu thị bằng lỗ hình tròn đường kính  $D_0^0$  nội tiếp trong các kê hổng đó.

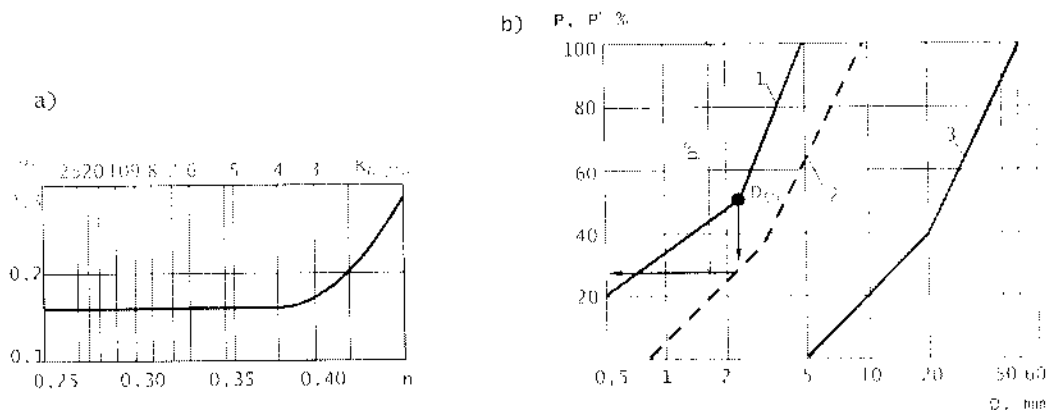
Kích thước kê hồng giữa các hạt đất khi biết được cấu tạo thành phần hạt của nó có thể được xác định theo công thức của V.X.Istomina - V.V. Burencova:

$$D_i^h = \alpha_n D_i \quad (4.119)$$

Trong đó:

$\alpha_n$  - hệ số phụ thuộc vào độ rỗng, tức phụ thuộc vào hệ số phân hạt  $K_{60/10}$  (lấy theo đồ thị hình 4-42 a);

$D_i$  - đường kính các hạt lấy theo đường cong thành phần hạt (hình 4-42 b) trong đó  $i$  - tỷ lệ phần trăm hay còn gọi là mức đảm bảo hàm lượng các hạt có đường kính đó.



**Hình 4-42. a) Đồ thị hàm  $n = f(K_{60/10})$ ,  $\alpha_n = f(n)$  và  $\alpha_n = f(K_{60/10})$ ; b) Đồ thị xây dựng đường cong thành phần lỗ rỗng trong vật liệu rời ứng với  $n = 0,36$  và  $\alpha_n = 0,155$  (b)**

- 1- thành phần đất bảo vệ; 2- đường cong thành phần lỗ rỗng của tầng lọc;  
3- cấu tạo thành phần hạt của lớp lọc.

- Nếu trong thực tế xây dựng thủy lợi sử dụng loại đất cát sỏi có hệ số  $K_{60/10} > 10$  và khi đập vào công trình có hiện tượng phân tầng tạo thành những khu vực có hạt cỡ lớn và hạt cỡ nhỏ khác với cấu tạo ban đầu của đất khai thác, thì khi chọn tầng lọc để bảo vệ loại đất này cần lấy phân hạt nhỏ làm chỉ tiêu tính toán về cấu tạo hạt, còn khi sử dụng loại đất này làm tầng lọc bảo vệ cho lớp đất bên cạnh thì sử dụng nhóm đất hạt lớn.

Đường kính tính toán của các hạt đất khi phân tầng được xác định theo công thức sau (V.V. Burencova):

Đối với nhóm hạt lớn

$$D_i^0 = \lambda_i D_i^s \quad (4.120)$$

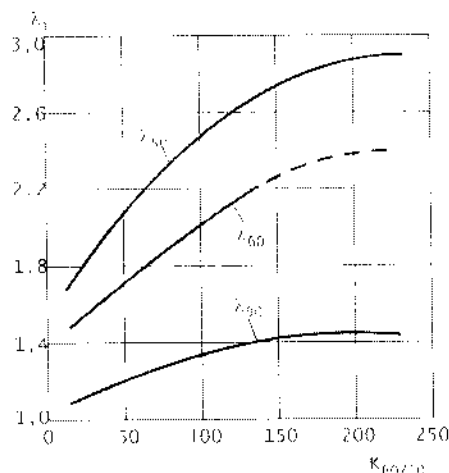
- Đối với nhóm hạt nhỏ

$$D_i^{hp} = D_i^s / \lambda_i \quad (4.121)$$

Trong đó:

$\lambda_i$  - hệ số phân tầng đối với các hạt có mức đảm bảo (tỷ lệ) 50, 60 và 90%, được lấy theo đồ thị hình 4-43.

$D_i^{\%}$  - kích thước hạt đất theo đường cong thành phần hạt với mức đảm bảo tương ứng.



**Hình 4-43. Đồ thị quan hệ giữa hệ số phân tầng  $\lambda_i$  và hệ số không đồng nhất của hạt  $K_{60/10}$  đối với loại đất cát - sỏi**

#### 4.4.2. Ổn định thấm của đất rời

Đối với công trình và nền cấu tạo bằng đất rời có thể xảy ra các loại biến dạng thấm khác nhau tùy thuộc vào tính chất đất, gradient cột nước thấm và phương chuyển động của dòng thấm.

Dưới đây là một số khuyến nghị được sử dụng phổ biến hiện nay để tính toán ổn định thấm đối với đất rời.

Những biến dạng thấm có khả năng xuất hiện trong đất rời là dùn đất, xói ngầm, xói tiếp xúc dọc và dùn đất tiếp xúc dọc.

Hiện tượng dùn đất hoặc dấy bụi đất không có lớp gia tải ở bên trên được kể đến khi  $K_{60/10} \leq 10$ .

Giá trị gradient cực hạn dấy bụi đất trong dòng thấm đi lên trong trường hợp không có lớp gia tải ở vùng dòng thấm lộ ra bề mặt đất được xác định gần đúng theo công thức của E.A. Zamarin như sau:

$$I_k^b = \frac{(\rho_s - \rho_w)(1 - n)}{\rho_w} \cdot 0,5n; \quad (4.122)$$

Trong đó:

$\rho_s$  và  $\rho_w$  - mật độ của hạt đất và của nước;

$n$  - độ rỗng của đất.

Nếu gradian đi ra của dòng thấm trên đoạn a – b (cuối chân đập tràn, hình 4-41 b)  $J^r > J_k^B$  thì cần phải xây dựng kết cấu gia tải (chi tiết 3, hình 4-41 b). Chiều dày lớp gia tải đồng thời làm chức năng tầng lọc có thể xác định theo công thức Tsugaép R.R. dưới đây:

$$T = S(J^r - J_k^B) \frac{\rho_w}{\rho_{gl}} k_a \quad (4.123)$$

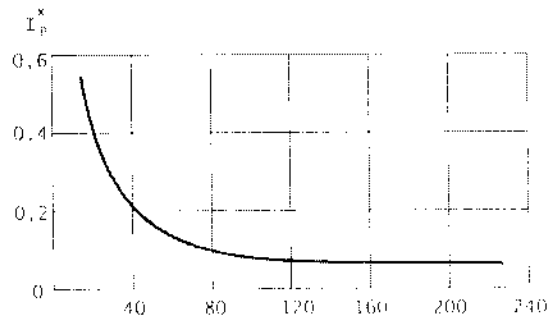
Trong đó: S - chiều dày lớp đất bị đẩy bực;

$\rho_{gl}$  - mật độ vật liệu khô của lớp gia tải;

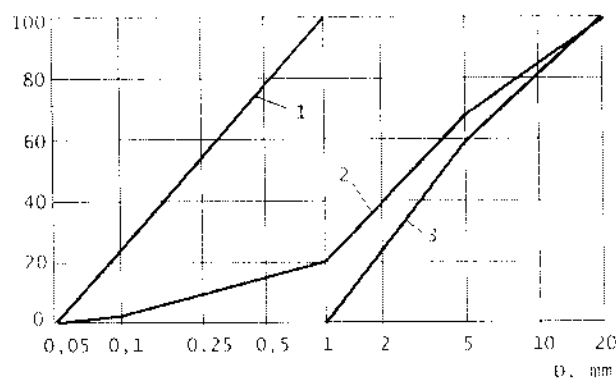
$k_a$  - hệ số dự trữ an toàn, lấy bằng 1,2 : 1,5.

**Xói ngầm:** Theo viện sĩ V.X. Istomina, giá trị của gradian thấm gây xói ngầm  $J_r^*$  đối với đất cát hoặc đất sỏi có  $K_{ngn} > 10$ , chứa các hạt đường kính  $D < 1\text{mm}$  trong phạm vi 10 : 30% theo khối lượng, có thể được đánh giá gần đúng bằng phương pháp chia thành phần hạt thành hai nhóm là nhóm cốt liệu với cỡ hạt  $D > 1\text{mm}$  và nhóm hạt mịn có cỡ hạt  $D < 1\text{mm}$  (hình 4-44).

Giá trị của gradian xói ngầm phá hủy (tối hạn) được xác định theo đồ thị hình 4-45 ứng với các giá trị đã biết về đường kính hoạt động của hạt cốt liệu ( $D_{10,c}$ ) và hạt mịn ( $D_{10,d}$ ) và góc nội ma sát của hạt mịn ( $\text{tg}\varphi_d$ ).



Hình 4-44. Ví dụ phân chia đất sỏi 2 thành nhóm cốt liệu 3 và nhóm mịn 1



Hình 4-45. Đồ thị quan hệ gradian xói ngầm phá hủy  $J_p^* = f \left[ (D_{10,c} / (D_{10,d} \cdot \text{tg}\varphi_d))^1 \right]$



Theo chỉ dẫn II - 55 76 của viện NCKH TL toàn Liên xô (cũ), cần kiểm tra khả năng xói ngầm của đất có cấu tạo hạt bất kỳ theo công thức:

$$D_{\max}^{xi} < D_3 \dots D_5 \quad (4.124)$$

Trong đó:

$D_3 \dots D_5$  - kích thước các hạt đất theo đường cong thành phần hạt tương ứng mức đảm bảo 3 - 5% (về hàm lượng);

$D_{\max}^{xi}$  - kích thước lớn nhất của các hạt bị dòng thấm cuốn trôi ra khỏi khối đất, xác định theo công thức:

$$D_{\max}^{xi} = 0,77 D_{\max}^{II} \quad (4.125)$$

$D_{\max}^{II}$  - kích thước lớn nhất của các kẽ hổng trong đất, tính theo công thức của M. P. Pavtrin:

$$D_{\max}^{II} = 0,455 \chi \sqrt[6]{K_{60/10} \frac{n}{1-n}} D_{17} \quad (4.126)$$

ở đây:  $\chi = 1 + 0,05 K_{60/10}$

**Đàn đất tiếp xúc:** Trường hợp dòng thấm có phương chuyển động vuông góc với mặt tiếp xúc của các lớp đất, cần kiểm tra điều kiện các hạt đất được bảo vệ không bị cuốn vào kẽ hổng của lớp hạt thô.

Theo V.X.Istomina, khi thiết kế tầng lọc ngược để bảo vệ đất cát ở nền công trình, cần đảm bảo yêu cầu không có xói tiếp xúc đối với đất nền theo điều kiện:

$$k_{60/10} < 10, \quad (4.127)$$

$$D_{50} \leq d_{50} (1,5 + 0,34 K_{60/10}^2) \quad (4.128)$$

Trong đó:

$D_{50}$  và  $d_{50}$  - đường kính trung bình của các hạt tương ứng của tầng lọc và đất cần được bảo vệ.

Các biểu thức (4.127) và (4.128) được áp dụng cho trường hợp  $I < 1,5$  và  $d_{10} = 0,1 : 0,17$  mm.

Nếu đất cần được bảo vệ có  $K_{60/10} > 10$  thì chỉ xét nhóm hạt dẹt.

Đối với đập có lõi giữa hoặc trường nghiêng, V.V.Burencova đề nghị tính lớp lọc thứ hai hoặc kiểm tra ổn định của lớp lọc tiếp xúc với khối nê-m tựa (bằng đá dẽ hoặc cỡ hạt thô) theo biểu thức:

$$D_{10}^{II} < D_{50}^I / \alpha_n^{II} \quad (4.129)$$

$$D_{10}^{III} < D_{50}^I / \alpha_n^{III} \quad (4.130)$$

Trong trường hợp hệ số không đồng nhất của hạt  $k_{60/10} > 10$ , cần chú ý điều kiện phân tầng theo các công thức (4.120) và (4.121).

Theo chỉ dẫn II - 55 - 76 độ ổn định thấm tiếp xúc của hai lớp đất không bị xói ngầm được đảm bảo với điều kiện:

$$D^n/d_i < 5,4 \quad (4.131)$$

Trong đó:

$D^n$  - đường kính trung bình của các kẽ rỗng của đất hạt lớn,

$$D^n = 0,455 \sqrt[n]{K_{60/10}} \cdot \frac{n}{1} \cdot D_{17} \quad (4.132)$$

$d_i$  - đường kính các hạt ứng với mức đảm bảo 3%.

Trong tiêu chuẩn CHulI II - 16 - 76 đề nghị xác định giá trị tính toán gradian cực bộ tới hạn  $J_k$  ở vùng dòng thấm đi ra hạ lưu đối với đất bị xói ngầm bằng các mô hình vật lý hoặc trên thực địa, còn đối với đất không bị xói ngầm lấy  $J < 0,3$  khi không có vật thoát nước và  $J < 0,6$  khi có VTN.

Trường hợp có VTN thẳng đứng, ổn định thấm của đất nền đập được xác định theo các biểu thức của X.K.Abramop với các đặc trưng của tầng lọc như sau.

$$K_{60/10} < 5; \quad (4.133)$$

$$D_{50} = d_{50} (5 : 10) \quad (4.134)$$

Trị số nhỏ được lấy khi đổ trực tiếp vật liệu lọc vào giếng, trị số lớn được lấy khi thi công lớp lọc trên giá đỡ.

Chiều dày lớp lọc khi đổ vật liệu vào giếng được lấy bằng 40 : 50 mm, khi thi công trên giá đỡ lấy không nhỏ hơn 30 mm.

**Xói ngầm tiếp xúc dọc:** Đối với đất cát và đất cát sỏi có  $d_{10} = 0,1 : 0,57$  mm và  $K_{60/10} < 10$  với  $J < 1,3$ , đường kính trung bình của lớp lọc  $D_{50}$  dùng để bảo vệ đất không bị xói ngầm tiếp xúc dọc được xác định theo công thức của V.X.Istomina như sau:

$$D_{50} = d_{50} (2,2 + 7,29 K_{60/10} / k_{60/10}) \quad (4.135)$$

Trong đó:

$d_{50}$  - đường kính trung bình của hạt đất cần được bảo vệ ;

$K_{60/10}$  và  $k_{60/10}$  - hệ số phân chia hạt tương ứng của vật liệu lọc và của đất cần bảo vệ lấy trong phạm vi  $K_{60/10}/k_{60/10} = 0,25 : 5$ .

Gradian tới hạn phá huỷ đối với đất hạt mịn khi kích thước các hạt bị cuốn trôi  $d_i < d_n$ , được xác định theo công thức thực nghiệm của G.X.Pravedni:

$$I_k^M = \frac{1}{\sqrt{\phi_i}} \cdot (2,3 + 15 \frac{d_{10}}{D^n}) \cdot \frac{d_i}{D^n} \sin(30^\circ + \frac{\theta}{8}) \quad (4.136)$$

Trong đó:

$\phi_i$  - hệ số kể đến hình dạng và độ nhám của các hạt; đối với đất cát - sỏi - cuội lấy  $\phi_i = 1$ ; đối với đá dăm  $\phi_i = 0,35 : 0,4$ ;

$\theta$  - góc tạo giữa phương chuyển động của dòng thấm và lực trọng trường của đất.

Công thức (4.136) thích hợp khi số của Reynol là:

$$Re = \frac{k_t J_k D^n}{v} \leq 20 \quad (4.137)$$

Ở đây:  $v$  - hệ số nhớt động học của nước thấm;

Vận tốc xói tới hạn khi đất hạt nhỏ tiếp xúc với đất hạt lớn được xác định theo công thức:

$$V_k = k_t J_k^{xi} \quad (4.138)$$

Trong đó:

$k_t$  - hệ số thấm của đất hạt lớn;

$J_k^{xi}$  - gradian tiếp xúc tới hạn, tính theo công thức (4.136).

#### 4.4.3. Ổn định thấm của đất dính (đất sét)

Đất dính (đất sét) có các tính chất đặc thù sau:

- 1) Lực dính phân tử giữa các hạt xuất hiện khi có biến dạng kéo;
- 2) Khả năng tăng độ ẩm và trương nở khi thấm ướt trong điều kiện không có tải bổ sung trên bề mặt đất.
- 3) Khả năng bị tách bóc từng hạt riêng rẽ.

Những biến dạng thấm chủ yếu thường xảy ra khi đất sét nằm tiếp xúc với đất hạt lớn là xói ngầm tiếp xúc, xói tiếp xúc dọc và sự phân tách lớp.

Tuỳ theo điều kiện làm việc của bộ phận chống thấm bằng sét trong thân đập, thường xét hai trường hợp tính toán sau:

- 1) Bộ phận chống thấm được xem là vật thể nguyên khối, không có bất kỳ khuyết tật nào như bị nứt hoặc có đường dòng thấm xuyên qua.
- 2) Trong vật chống thấm có các vết nứt và đường thấm xuyên suốt do sự biến dạng không đều của thân nền đập, hoặc do động đất gây ra.

**Trường hợp tính toán thứ nhất:** Khi VCT bằng sét ở trạng thái nguyên khối thì sự phá huỷ đất sẽ diễn ra dưới dạng các hạt sét bị đẩy bực vào kẽ hổng của tầng lọc. Như vậy, biến dạng chủ yếu ở đây là hiện tượng đẩy bực, được sử dụng để đánh giá về ổn định thấm của lõi giữa hay tường nghiêng.

Điều kiện không xảy ra đẩy bực các hạt sét qua kẽ hổng của lớp lọc hạt rời được thoả mãn khi:

$$J_p \leq J_{cp}^{kh} \quad (4.139)$$

Trong đó:

$J_p$  - gradian tính toán trong công trình;

$J_{cp}^{kh}$  - gradian cho phép đối với đẩy bực.

Đại lượng  $J_{ep}^{kb}$  được xác định theo công thức G.V. Mishurova:

$$J_{cp}^{kh} = \frac{0,1 C_F}{\gamma_w D_{90} (1 + \alpha_n) k} \quad (4.140)$$

Trong đó:

$C_n$  lực dính khi đất bị tách bóc;

$\gamma_w$  - dung trọng của nước;

$D_{90}$  đường kính tính toán của hạt lắng lọc;

$\alpha_n$  - hệ số xác định theo đồ thị (4.42, a);

$k$  - hệ số kể đến độ không đồng nhất giữa đất khai thác và đất đắp; đối với đập cấp I, lấy  $k = 2,5$ ; đập cấp II,  $k = 1,5$ ; đập cấp III và IV,  $k = 1$ .

Lực dính khi tách bóc các loại sét  $C_p$  đối với đập cấp I và II được xác định bằng thực nghiệm, đối với đập cấp III và IV lấy theo đồ thị hình 4-46 ứng với độ chặt tính toán của đất khô:

$$\rho_{k,p} = 0,94 \ (\rho_k - 0,05), \quad (4.141)$$

$$\rho_k = \frac{\rho_s \rho_w (1 - v')}{\rho_w + \rho_s w} \quad (4.142)$$

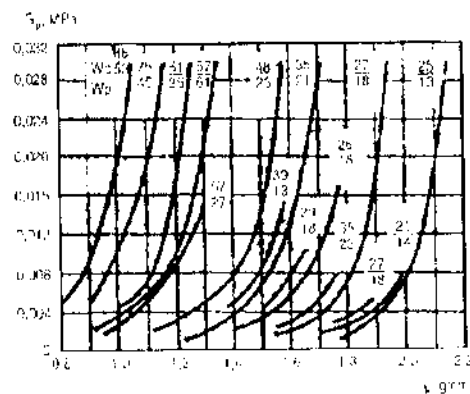
Trong đó:

$\rho_s$  - độ chặt của các hạt đất;

$v'$  - hệ số, lấy bằng 0,04 đối với đất sét; bằng 0,05 đối với á sét; bằng 0,06 đối với á cát;

$w$  - độ ẩm của đất theo tỷ lệ thập phân; độ ẩm tối ưu lấy bằng  $w_p = (0,02 : 0,03)$ ;

$w_p$  độ ẩm ở giới hạn lân.



Hình 4-46. Đồ thị quan hệ  $C_p$   $f\left|\rho_k, \frac{w_c}{w_p}\right|$  khi  $G \approx 1$

Nếu tầng lọc có  $K_{\text{moy}} > 10$  thì trong công thức (4.120) sử dụng  $D_{90}^0 - \lambda_{90} D_{90}$  thay cho  $D_{90}^s$ .

Đối với đất sét có lẫn các hạt thô, theo V.X. Istomina và V.V. Burencova, giá trị  $C_p$  trong công thức (4.140) được lấy theo độ chặt của nhóm hạt nhỏ ở thể khô và bằng

$$\rho'_{k,p} = 0,94(\rho'_k - 0,1) \quad (4.143)$$

Trong đó: 
$$\rho_k = \frac{\rho_{k,h} \rho_{s,d>1} (1 - P_{d>1})}{\rho_{s,d>1} - \rho_{k,h} P_{d>1}} \quad (4.144)$$

Ở công thức trên:

$\rho_{k,h}$  - độ chặt của hỗn hợp đất khô;

$\rho_{s,d>1}$  - độ chặt của các hạt thô đường kính  $d > 1$  mm;

$P_{d>1}$  - hàm lượng các hạt thô có  $d > 1$  mm lẫn trong đất sét, lấy trong phạm vi  $0,1 \div 0,7$ .

Khi không có số liệu thực nghiệm về đầm nén thì độ chặt của đất khô có thể được xác định theo các công thức dựa theo số liệu đầm nén tại các công trường thực tế, cụ thể là:

Đối với lõi đập:

$$\rho_{k,h} = \rho_{s,d>1} (0,61 + 0,35 P_{d>1}) \quad (4.145)$$

Đối với tường nghiêng:

$$\rho_{k,h} = \rho_{s,d>1} (0,55 + 0,37 P_{d>1}) \quad (4.145a)$$

Đối với á cát có  $I_p = 0,03 \div 0,05$ , gradian cho phép không bị dây bực tiếp xúc được xác định theo công thức G.V. Mishurova:

$$J_{cp}^{kh} = \frac{1}{1,4(D_{90}^0)^2} \quad (4.146)$$

Trong đó:

$D_{90}^0$  - đường kính của kê hồng tính toán của tầng lọc (cm), được xác định theo công thức (4.119) với  $D_s = D_{90}$ ;

Hệ số 1,4 tương ứng với đơn vị  $1,4 \text{ cm}^{-2}$ .

Hiện tượng tách bóc các nhóm hạt sét có  $I_p > 0,05$  sẽ không xảy ra nếu gradian cho phép bằng:

$$J_{cp} < \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{0,34}{(D_{\text{max}}^0)^2} - 1 \quad (4.147)$$

Trong đó:  $\varphi$  - hệ số phụ thuộc vào  $D_{\text{max}}^0$ , lấy giá trị ở bảng 4.2.

$\dot{\varphi}$ 

49

toá  
côT

## che

...hà

u k

in c

 $\partial W_{\alpha}$ 

mat

2.10

Theo tài liệu quan trắc thực tế ở những đập đã xây dựng cho thấy lõi giữa bị nứt ở phần trên với kích thước ở trong phạm vi 2 : 10 cm và độ sâu nứt có thể tới  $H_n = 5 : 20$  m.

Theo G.X.Pravedni, điều kiện đất lõi bị xói sẽ lắng đọng ở tầng lọc được thực hiện, nếu thành phần hạt của lớp lọc được thiết kế theo tiêu chuẩn sau:

$$\begin{aligned} D_{10} &< 26,5(1 - n) \\ d_{90} &= n \sqrt[5]{K160/10} \end{aligned} \quad (4.150)$$

Trong đó:

$d_{90}$  - đường kính hạt sét của lõi mức đảm bảo 90%.

**Xói tiếp xúc dọc:** Độ ổn định thấm về xói tiếp xúc dọc của đất sét tiếp giáp với vật liệu hạt lớn được kiểm tra theo công thức của V.V. Burenkova.

$$d_a > (D_{60}^0)_k \quad (4.151)$$

$$\text{và} \quad \left[ \frac{\rho_n d_a}{g} \right] v_o \left[ \frac{D_{60}^0}{(D_{60}^0)_k} \right]^2 < 12 f(o) \cdot \frac{D_{50}}{D_{50} + d_a} \operatorname{tg} \varphi \quad (4.152)$$

Trong đó:

$d_a$  như trong công thức (4.148);

$(D_{60}^0)_k$  - đường kính tính toán của kê hồng tầng lọc tại vùng tiếp xúc với đất sét.

$$(D_{60}^0)_k = 0,29 D_{60}^0 - 0,16 \quad (4.153)$$

ở đây:

$D_{60}^0$  - đường kính kê hồng đối với đất có cỡ hạt  $d = 3 : 30$  mm, được xác định theo công thức (4.120) với  $D_i = D_{60}$ ; Hệ số 0,16 lấy đơn vị là mm;

$\rho_w$  - mật độ của nước  $\text{g/cm}^3$ ;

$g$  - gia tốc rơi tự do,  $\text{cm/s}^2$ ;

$v_o$  - tốc độ dòng chảy trong kê hồng của tầng lọc,  $\text{cm/s}$ , xác định theo công thức

$$v_o = k_f J \quad (4.154)$$

$k_f$  - hệ số thấm của tầng lọc;

$f_{(oi)}$  - năng lượng dính bám đơn vị, đối với các hạt và nhóm hạt sét lấy

$$f_{(oi)} = 0,074 \text{ g/cm}^2;$$

$D_{50}$  - đường kính trung bình của các hạt tầng lọc, cm;

$\varphi$  - góc ma sát trong của đất sét ở trạng thái tổ hợp, lấy bằng  $3^\circ : 5^\circ$ .

| Loại đất | Giá trị $I_{cp}$ ứng với cấp của đập |    |     |    |
|----------|--------------------------------------|----|-----|----|
|          | I                                    | II | III | IV |
| A        |                                      |    |     |    |
| A        |                                      |    |     |    |



## Chương 5

# ỔN ĐỊNH VÀ BIẾN DẠNG CỦA ĐẬP ĐẤT ĐÁ

*Biên soạn: GS. TSKH. Trịnh Trọng Hàn*

### 5.1. ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC ĐẬP

#### 5.1.1. Tổng quát

Khi đánh giá ổn định của đập đất đá thì trước hết phải xét ổn định của các mái dốc thượng và hạ lưu đập dưới tác động của các lực và tải trọng trong điều kiện vận hành khai thác bình thường cũng như trường hợp có các lực và tổ hợp lực đặc biệt tác động bất thường.

Vì vậy, tính toán ổn định mái dốc là nội dung hết sức quan trọng khi thiết kế đập vật liệu địa phương - đập đất đá.

Về phương diện khoa học, bài toán ổn định mái dốc bằng đất (đá) nói chung và mái dốc của đập đất đá nói riêng cho đến nay vẫn còn chưa được giải quyết triệt để và đầy đủ, chứng tỏ đó là vấn đề không đơn giản.

Ổn định của mái dốc phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố nội ngoại như tính chất cơ lý hoá của vật liệu cấu thành mái dốc, các lực và tổ hợp tác dụng (áp lực thủy tĩnh, áp lực đẩy nổi, áp lực thấm, áp lực sóng gió, áp lực ngược, lực động đất, áp lực kê rỗng, tải trọng tĩnh và động của các phương tiện thiết bị quản lý vận hành v.v...), sự biến đổi theo thời gian của các tải trọng và tác động kể cả tác động biến đổi của môi trường như nhiệt độ, độ ẩm v.v...

Mục đích tính toán là xác định hệ số dự trữ nhỏ nhất về ổn định của mái dốc đập với dữ liệu cho trước gồm mặt cắt ngang của đập, các đặc trưng cơ lý của thân đập và nền đập, và tải trọng tính toán khác.

Đối với mái dốc các thượng lưu, ổn định được xét cho hai trường hợp tính toán cơ bản sau đây (Quy phạm thiết kế đập đất):

1) Độ hạ mức nước tối đa có thể trong hồ chứa kể từ mực nước dâng bình thường (MNDBT) với tốc độ hạ tối đa có thể. Tương ứng với chế độ biến đổi mực nước, xét tác động của dòng thấm xuất hiện trong nền tựa phía thượng lưu.

2) Mực nước trong hồ ở cao trình khai thác thấp nhất nhưng không nhỏ hơn 0,2H; mực nước trong thân đập lấy bằng mực nước ở hồ chứa.

Tổ hợp tính toán đặc biệt được xét đối với mái dốc thượng lưu là có thể từ mực nước gia cường ở hồ chứa với tốc độ hạ lớn nhất có thể. Trong tính toán xét đến lực thấm xuất hiện trong nền tựa thượng lưu ứng với điều kiện biến đổi mực nước ở hồ chứa đã nêu ở trên.

Đối mái dốc hạ lưu, tổ hợp tính toán cơ bản là : mực nước thượng lưu tương ứng MNDBI, mực nước hạ lưu là cao nhất có thể (nhưng không lớn hơn  $0,2H$ ), thấm ổn định với sự làm việc bình thường của vật thoát nước.

Trường hợp tính toán đặc biệt đối với mái dốc hạ lưu là: mực nước thượng lưu tương ứng mực nước gia cường (MNGC), vật thoát nước bị hư hỏng.

Ngoài ra, khi kiểm tra ổn định của mái dốc thượng lưu và hạ lưu còn xét tổ hợp tải trọng đặc biệt do lực động đất hoặc áp lực kê rộng quá mức bình thường trong quá trình đất cố kết.

Giá trị của hệ số ổn định tối thiểu cho phép đối với mái dốc phụ thuộc vào cấp công trình, có thể tham khảo bảng 5-1.

**Bảng 5-1. Giá trị hệ số an toàn cho phép về ổn định mái dốc đập đất đá  $K_a$**

| Tổ hợp tải trọng<br>và tác động | Giá trị $K_a$ ứng với cấp công trình |    |     |    |
|---------------------------------|--------------------------------------|----|-----|----|
|                                 | I                                    | II | III | IV |
|                                 |                                      |    |     |    |

**Ghi chú:**

1. Trị số lớn ( $K_a$ ) được lấy cho các trường hợp bộ phận chống thấm của đập (lõi tường nghiêng) hoặc nền đập là đất sét hoặc đất không đồng chất.
2. Giá trị hệ số an toàn ổn định của tường nghiêng, lớp bảo vệ và gia cố mái cũng phải lấy bằng hệ số an toàn ổn định của mái dốc đập.
3. Giá trị tính toán được ( $K_a$ ) ứng với tổ hợp cơ bản không được lớn hơn trị số ( $K_a$ ) ghi trong bảng 5-1 quá 15%, còn đối với đập siêu cao không quá 30%.
4. Trong tính toán ổn định các bộ phận kết cấu của đập phải xét đến lực động đất và áp lực kê rộng dư. Lúc này  $K_a$  được lấy theo tổ hợp đặc biệt.

Độ ổn định của đập bằng vật liệu địa phương (đất, đá) phải được đảm bảo trong mọi điều kiện khai thác cũng như trong giai đoạn thi công. Vì vậy, ngoài các tổ hợp tính toán cơ bản và đặc biệt được nêu ở trên, cần kiểm tra ổn định trong thời kỳ thi công đập, ví dụ khi đập mới xây dựng được một phần hoặc mới thi công xong, ứng với trường hợp hồ chứa chưa tích nước hoặc mới tích nước một phần.

Kinh nghiệm thiết kế đập đất trên thế giới cho thấy giá trị hệ số ổn định ( $K_a$ ) đối với mái dốc thượng lưu thường nhỏ nhất khi chiều sâu nước ở hồ chứa bằng khoảng  $1/2 \sim 1/3$  chiều cao đập, còn đối với mái dốc hạ lưu là tương ứng với trường hợp mực nước thượng lưu cao nhất (MNGC).

Vì rằng cho đến nay vẫn chưa có được phương pháp giải chính xác và tin cậy bài toán ổn định không gian, cho nên trong tính toán ổn định mái dốc chỉ xét bài toán phẳng với giả thiết khối đất có thể trượt theo một mặt phẳng nào đó. Mặt phẳng trượt hiện nay được sử dụng phổ biến là mặt cong tròn (gọi là mặt trượt hình trụ tròn) và mặt gãy khúc gồm một số đoạn thẳng hợp lại (ít được sử dụng hơn).

Hệ số dự trữ ổn định được xác định bằng phương pháp so sánh trạng thái làm việc thực tế của mái dốc với trạng thái tới hạn, đặc trưng bởi sự xuất hiện đồng thời ứng suất tiếp tới hạn tại mọi điểm trên mặt trượt (không phải mọi điểm của mái dốc).

### 5.1.2. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hình trụ tròn

Với giả thiết mặt trượt hình trụ tròn, hệ số ổn định chống trượt được xác định trên cơ sở phương trình tĩnh học  $\Sigma M = 0$

$$M_R - R \int_0^L \frac{\tau_{gh}}{k_a} dL = 0,$$

$$\text{hoặc} \quad k_a = \frac{M_c}{M_R} \quad (5.1)$$

Trong đó:

- $M_R$  và  $M_c$  tương ứng là momen của tổng lực gây trượt và chống trượt;
- $L$  - chiều dài cung trượt;
- $R$  - bán kính cung trượt.

Thay giá trị các đại lượng vào (5.1), ta có:

$$k_a = \frac{\int_0^L (\sigma'_h \tan \varphi + c) \frac{dx}{\cos \alpha}}{\int_0^L \tau_{gh} \frac{dx}{\cos \alpha}} \quad (5.2)$$

Trong tính toán ổn định hiện nay sử dụng một trong hai giả thiết:

- a) Xem khối trượt là một vật thể nguyên khối không tách rời nhau;
- b) Xem khối trượt gồm một số cột đứng bề rộng  $b$  (hình 5-1).

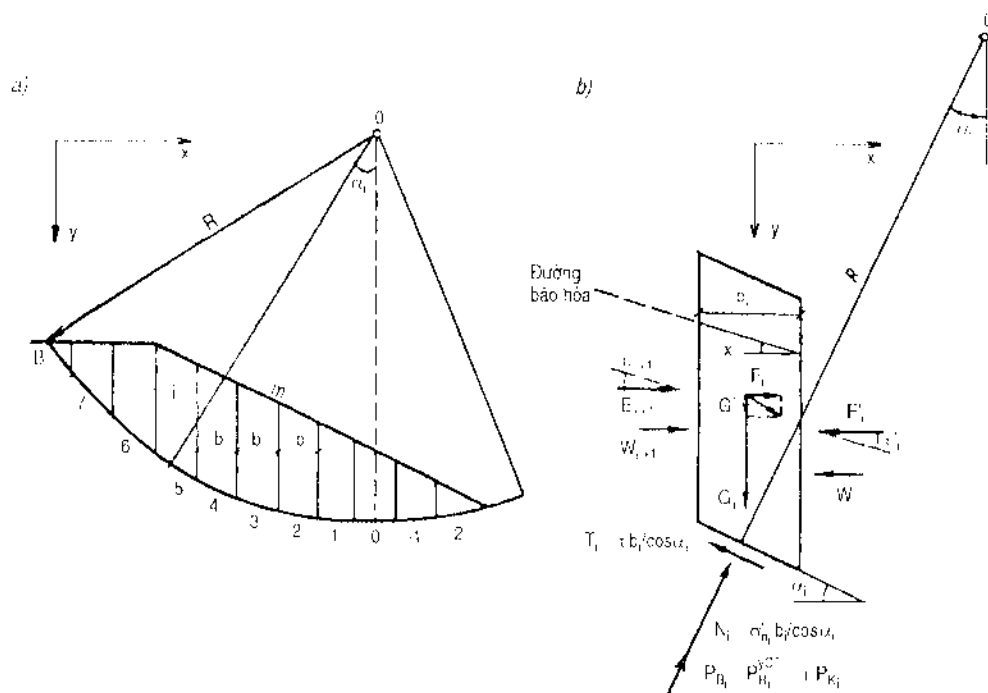
Phương pháp tính ổn định theo giả thiết vật thể trượt là nguyên khối chỉ áp dụng cho trường hợp mái dốc đất đồng chất.

Phương pháp chia khối trượt thành những cột thẳng đứng có ưu điểm là cho phép xét bài toán ổn định đối với mái dốc đất không đồng chất (gồm các loại đất khác nhau) và chịu tác động của các nội ngoại lực khác nhau (như trọng lượng bản thân, lực thủy động, áp lực nước ở thượng lưu và hạ lưu, lực động đất, áp lực kê rộng, v.v...), do đó hiện nay là phương pháp được áp dụng phổ biến nhất trong thực tế.

Nội dung tính ổn định theo giả thiết mặt trượt hình trụ tròn với khối trượt gồm những cột thẳng đứng có thể được thực hiện bằng nhiều phương pháp. Sự khác nhau giữa các phương pháp tính toán là cách thể hiện đại lượng ứng suất pháp hiệu quả tác động trên bề mặt trượt.

Về tổng quát, ứng suất pháp hiệu quả trên bề mặt trượt có phương tác dụng so với trục  $x$  bởi góc  $\alpha$  có thể biểu diễn qua ứng suất thành phần trên mặt phẳng thẳng đứng  $\sigma'_x$  và mặt phẳng nằm ngang  $\sigma'_y$  như sau:

$$\sigma'_h = \sigma'_x \sin^2 \alpha + \sigma'_y \cos^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (5.3)$$



**Hình 5-1. Sơ đồ tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hình trụ tròn**

a) Sơ đồ mặt trượt gồm các cột thẳng đứng; b) Sơ đồ lực tác dụng lên cột đất thứ i.

Sử dụng ký hiệu  $\xi = \sigma'_x / \sigma'_y$  và  $\tan \delta = \tau_{xy} / \sigma'_{xy}$ , ta có:

$$\sigma'_h = \sigma'_y \cos \alpha [\cos \alpha + \xi \sin \alpha (\tan \alpha - 2 \tan \delta)] \quad (5.4)$$

Thế giá trị  $\sigma'_h$  ở biểu thức (5.4) vào (5.2) và thay phương trình dạng tích phân bằng phương trình tổng ta có:

$$k_a = \frac{\sum \left( \sigma'_y \cos \alpha \tan \alpha + \frac{c}{\cos \alpha} \right) \Delta x + \sum \xi \sigma'_y \sin \alpha (\tan \alpha - 2 \tan \delta) \Delta x \tan \alpha}{\sum \sigma'_{gh} \Delta x / \cos \alpha} \quad (5.5)$$

Trong trường hợp chia khối trượt thành những cột thẳng đứng bề rộng như nhau  $\Delta x = b$ , các lực tác dụng lên cột với sơ đồ hình 5-1 b gồm có:

$G_i$  - trọng lượng bản chất của cột đất và nước trong kẽ rỗng đất; nếu có tải trọng ngoài (với thành phần thẳng đứng của ngoại lực là  $G'_i$ ) thì thay thành phần tải trọng thẳng đứng bằng lực của lớp đất giả định;

$F_i$  thành phần nằm ngang của ngoại lực tác dụng lên cột đất (gồm lực bề mặt và lực thể tích, không kể lực thấm);

$N_i = \sigma'_h b_i / \cos \alpha_i$  - tổng hợp lực của các ứng suất tiếp hiệu quả trên mặt đáy của cột đất xem xét;

$T_i = \tau_i b_i / \cos \alpha_i$  - tổng hợp lực của các ứng suất tiếp hiệu quả trên mặt đáy của cột đất thứ i;

$P_{in}$  - tổng áp lực nước (áp lực kẽ rỗng) trên mặt đáy của cột đất thứ  $i$ ,

$$P_{in} = P_{in}^{out} + P_{ik} \quad (5.6)$$

$P_{in}^{out}$  - áp lực nước trong điều kiện ổn định;

$P_{ik}$  - độ dư của áp lực kẽ rỗng, ví dụ áp lực dư trong quá trình đất cố kết;

$\Delta w_i$  - tổng áp lực nước trên cạnh thẳng đứng của cột đất;

$\Delta E'_i$  - thành phần vuông góc của phản áp lực đất tạo với mặt nằm ngang góc  $\varepsilon'_i$ .

Theo điều kiện cân bằng tĩnh học của cột đất thứ  $i$ , ta có:

$$\Sigma X = 0,$$

$$\text{hay là: } \Delta E'_i = \frac{(G - P_n \cos \alpha)_i (tg \alpha - tg \varphi_p)_i - C_{pi} b_i (1 + tg^2 \alpha_i)}{1 + tg \alpha_i tg \varphi_p + tg \varepsilon'_i (tg \alpha - tg \varphi_p)_i} \quad (5.7)$$

$$\Sigma Y = 0,$$

$$\text{hay là: } N_i = \frac{(G - P_n \cos \alpha)_i - \Delta E'_i tg \varepsilon'_i - c_p b_i tg \alpha_i}{\cos \alpha_i (1 + tg \varphi_p tg \alpha)_i} \quad (5.8)$$

Từ điều kiện cân bằng  $\Sigma M = 0$  cho toàn khối trượt (5.6) với các phân tích ở trên có thể viết:

$$k_n = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [(G - P_n \cos \alpha) tg \varphi + c b_i (1 + tg \alpha tg \varepsilon'_i)]_i \Lambda_i^{-1}}{\sum_{i=1}^{i=n} (G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R)} \quad (5.9)$$

Trong đó:

$$\Lambda_i = \cos \alpha_i [1 + tg \alpha tg \varphi_p + tg \varepsilon'_i (tg \alpha - tg \varphi_p)]_i;$$

$f_i$  - cánh tay đòn của lực  $F_i$  ứng với tâm momen (với giả thiết mặt trượt hình trụ tròn đó là tâm 0 của cung trượt bán kính  $R$ ).

Để tìm đại lượng  $\varepsilon'_i$  có thể kết hợp giải phương trình (5.9) với điều kiện  $\Sigma X = 0$  cho toàn khối trượt

$$\sum_{i=1}^{i=n} (\Delta E'_i + P_{in} \sin \alpha_i) - \Sigma F = 0 \quad (5.10)$$

Trong thực tế khi tính toán ổn định thường sử dụng giả thiết đại lượng  $\varepsilon'_i$  là không đổi hoặc là hàm số nào đó phụ thuộc vào góc nghiêng  $\alpha_i$  của mặt trượt.

Các giả thiết về  $\varepsilon'_i$  được sử dụng phổ biến là:

- Xem  $\varepsilon'_i = \varphi / 2$  - phương pháp R.R. Tsugaép về tác động tương hỗ của lực xiên;
- Xem  $\varepsilon'_i = \beta$ , trong đó  $\beta$  - trị trung bình của góc nghiêng của mái dốc;
- Xem  $\varepsilon'_i = \alpha$ , phương pháp tác động tương hỗ của lực nằm ngang hay còn gọi là sơ đồ tính toán của G. Cray.

Phương pháp "áp lực trọng lượng" dựa trên nguyên tắc so sánh kết quả tính của nó với kết quả tính theo phương pháp Taylor khi hệ số mái dốc  $m > 2.5$  có thể đặc trưng bằng hệ số áp lực hông  $\xi = \text{ctg}\alpha_i (1 - \cos\alpha_i) / \sin\alpha_i$ . Đối với trường hợp này hệ số  $k_a$  có dạng:

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n \cos \alpha)_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.11)$$

Cơ sở tiếp cận của phương pháp "áp lực trọng lượng" không có khả năng đánh giá độ tin cậy các kết quả tính toán của nó ứng với các tổ hợp tải trọng khác nhau cũng như khi mái dốc và nền không đồng chất. Riêng trường hợp dưới nền có lớp đất mềm yếu thì giá trị hệ số  $k_a$  tính được thường thiên nhỏ.

Với giả thiết trạng thái ứng suất một trục (một phương) trong phạm vi khối trượt (sơ đồ tính toán của K.Terzaghi) tương ứng là  $\xi = 0$ , phương trình tính  $k_a$  được đơn giản rất nhiều, cụ thể là:

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n \cos \alpha)_i \cos \alpha_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.12)$$

Công thức (5.12) có thể được rút ra từ (5.9) với giả thiết tổng hợp lực tác dụng có phương song song với mặt trượt dưới đáy cột, nghĩa là xem  $\varepsilon'_i = \alpha_i$ .

Phương pháp K. Terzaghi được ứng dụng rộng rãi vì nó đơn giản. Tuy nhiên, đối với các mái dốc thoải với hệ số  $m > 2.5$ , phương pháp K.Terzaghi có thể cho sai số lớn về phía giảm giá trị hệ số  $k_a$ .

Sử dụng sơ đồ tính toán K.Terzaghi với giả thiết  $\Delta w_i = 0$ , A.A.Nitriporovich đã lập công thức tính hệ số  $k_a$  có dạng như sau:

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n)_i \cos \alpha_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.13)$$

Với giả thiết biến dạng trượt phẳng và xét ổn định cho một đoạn đập chiều dày bằng một đơn vị (ví dụ 1m) biểu thức hệ số dự trữ ổn định của mái dốc có thể còn được viết ở dạng đơn giản hơn (xem sơ đồ hình 5-2), cụ thể như sau:

$$k_a = \frac{M_c}{M_g} = \frac{\int R \tau_c dl}{\int R \tau_g dl} = \frac{\sum_n \tau_c \Delta l_n}{\sum_n \tau_g \Delta l_n} \quad (5.14)$$

Trong đó:

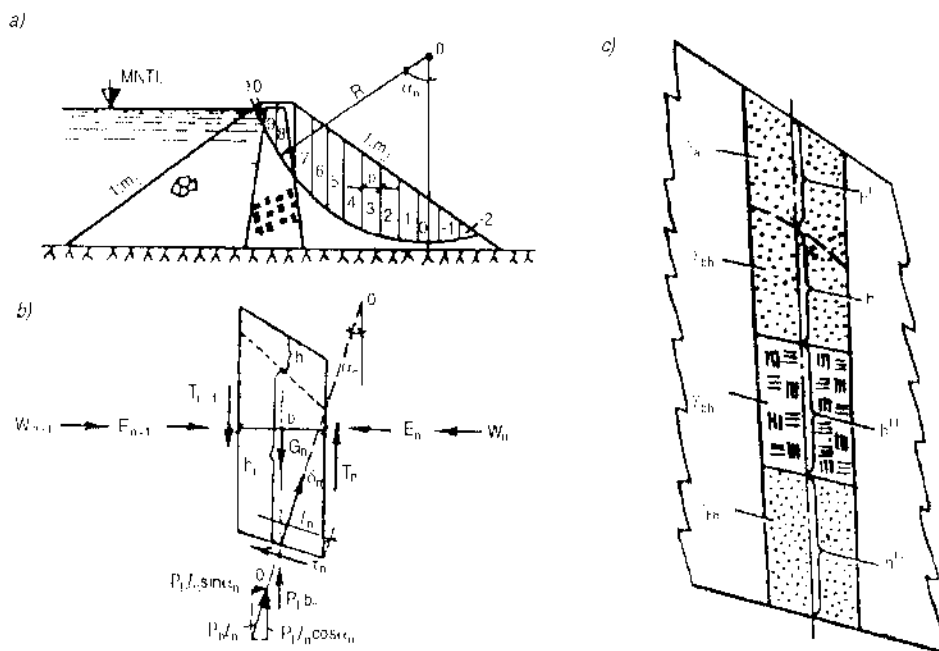
$\tau_c$  - ứng suất tiếp do lực chống trượt trên đoạn cung  $dl$ ;

$\tau_g$  - ứng suất tiếp do lực gây trượt trên đoạn  $dl$ ;

$\Delta l_n$  - chiều dài đoạn cung trượt của cột đất thứ  $n$ ;

$n$  - số thứ tự của cột đất;

$l$  - tổng chiều dài cung trượt;  $l = \sum_{n=1}^n \Delta l_n$ .



**Hình 5.2. Sơ đồ tính ổn định mái dốc theo bài toán phẳng với mặt trượt hình trụ tròn gồm có các cột đất thẳng đứng**

- a) Sơ đồ tính toán; b) Sơ đồ lực lên cột đất thứ  $n$ ;  
c) Sơ đồ tính trọng lượng bản thân cột đất  $G_n$ .

Các lực tác dụng lên khối đất thứ  $n$  gồm có: Trọng lượng bản thân của cột đất có kể đến lượng nước trong cột đất; các lực ma sát trên bề mặt ở hai phía của cột đất  $T_n$  và  $T_{n+1}$ ; áp lực thấm ở hai phía  $W_n$  và  $W_{n+1}$ ; áp lực đất từ hai phía của các cột đất bên cạnh  $F_n$  và  $E_{n+1}$ ; ứng suất pháp và ứng suất tiếp trên bề mặt trượt  $\sigma_n$  và  $\tau_n$ .

Trường hợp cột đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, lực  $\tau_n$  đạt giá trị tối đa,

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_n + c_n \quad (5.15)$$

Trong đó:  $\varphi_n$ ,  $c_n$  - góc nội ma sát và lực dính đơn vị trong cột đất thứ  $n$ .

Nếu xem các mặt phẳng thẳng đứng là mặt phẳng chính thì  $T_n = T_{n+1} = 0$ . Ngoài ra, xem các nội lực tự cân bằng nhau nghĩa là  $E_n = E_{n+1}$ ;  $W_n = W_{n+1}$ . Phương trình cân bằng lực chiếu lên trục  $O \perp O$  vuông góc với mặt trượt khi cột đất thứ  $n$  ở trạng thái cân bằng giới hạn là:

$$(G_n - p_n b_n) \cos \alpha_n - \sigma_n l_n = 0$$

hoặc:  $\sigma_n l_n = (G_n - p_n b_n) \cos \alpha_n \quad (5.16)$

Trong đó:  $P_n$  - áp lực kê rộng trên mặt trượt của cột đất tính toán. Áp lực kê rộng có thể do áp lực đất ở lớp bên trên gây ra, hoặc do áp lực nước, áp lực thấm hay do tác động nào đó (ví dụ lực động đất).

Thừa nhận các mặt phẳng thẳng đứng là mặt phẳng chính tương ứng với điều kiện không tồn tại sự chuyển động tương đối giữa các cột đất, do đó:

$$G_n \sin \alpha_n \leq \tau_p \quad (5.17)$$

Như vậy, theo điều kiện (5.17) thì

$$\sigma_y = \gamma_d H$$

Trong đó

$\gamma_d$  - trọng lượng thể tích của đất có kể đến lượng nước trong đất;

$H$  - chiều cao cột đất.

Nếu cột đất gồm một số loại đất khác nhau và có đường bão hoà đi qua, thì trọng lượng cột đất được tính như sau (hình 5-2 c):

$$G_n = b_n (\gamma_a' h^I + \gamma_b' h^{II} + \gamma_b'' h^{III} + \gamma_b''' h^{IV}), \quad (5.18)$$

Trong đó :

$\gamma_a', \gamma_b'$  - trọng lượng thể tích của lớp đất trên cùng ở trạng thái ẩm tự nhiên và trạng thái bão hoà nước;

$h^I, h^{II}$  - chiều cao tương ứng của lớp đất trên cùng ở trạng thái ẩm tự nhiên và bão hoà nước;

$\gamma_b'', h^{III}$  - trọng lượng thể tích và chiều cao của lớp đất nằm giữa ở trạng thái bão hoà nước;

$\gamma_b''', h^{IV}$  - trọng lượng thể tích và chiều cao của lớp đất nằm dưới cùng ở trạng thái bão hoà nước;

$b_n$  - chiều rộng cột đất thứ n.

Để tính toán được thuận lợi, thường lấy bề rộng cột bằng  $\frac{1}{10} R$ , trong đó:  $R$  - bán

kính cung trượt.

Sử dụng các biến đổi, biểu thức (5.14) có dạng:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n} \quad (5.19)$$

Trong đó thành phần  $G_n \sin \alpha_n$  ở mẫu số bao gồm cả lực đẩy trượt của áp lực thấm.

Nếu tính toán thực hiện cho thời điểm  $t \rightarrow \infty$  thì  $P_n = w_i$  ( $w_i$  là thành phần thẳng đứng của áp lực thấm):

$$w_i = h_n \gamma$$

Trong đó:

$h_n$  - cột nước do áp tính đến tâm cột đất xem xét;

$\gamma$  - trọng lượng thể tích của nước.



Lưu ý rằng, nếu xét lực thấm tách riêng như một ngoại lực, thì công thức (5.19) sẽ có dạng:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n + \Omega J \frac{r}{R}} \quad (5.19')$$

Trong đó:

$\Omega$  - diện tích vùng thấm của toàn khối trượt, kể từ mặt trượt đến mặt bão hoà;

$J$  - gradian trung bình của dòng thấm trong khối trượt;

$r$  - cánh tay đòn của lực thấm tính đến tâm  $O$ .

Tổng áp lực thấm và áp lực đẩy nổi trong trường hợp thấm ổn định có thể tính theo công thức:

$$P_{\Sigma} = P_{dn} + P_t = \gamma h_i b / \cos \alpha_i \quad (5.20)$$

Trong đó:  $h_i$  - chiều cao cột nước do áp ở tâm cột đất.

Đối với áp lực kẽ rỗng trong đất dính, nếu công trình có tầm quan trọng lớn thì phải xác định bằng phương pháp giải theo lý thuyết thấm cố hết. Trong trường hợp bình thường, khi cột đất nằm ngoài phạm vi vùng thấm và trên mực nước ngầm, thì có thể tính  $P_k$  theo công thức sau.

$$P_{ki} = \gamma_i \gamma_i' \alpha' b_i / \cos \alpha_i \quad (5.21)$$

Trong đó:  $\alpha'$  - hệ số áp lực kẽ rỗng;  $h_i$  - một nửa chiều cao cột đất.

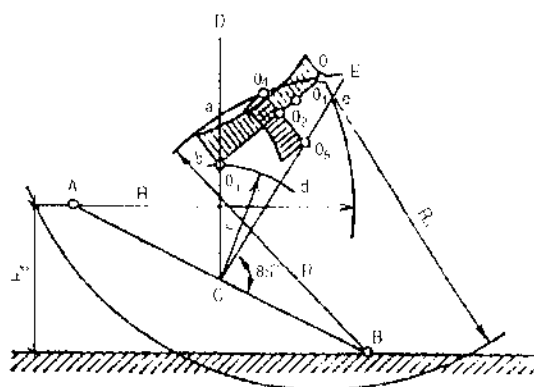
Trình tự tính toán ổn định mái dốc được thực hiện như sau:

- 1) Từ tâm  $O$  (chọn bất kỳ và tạm gọi là tâm  $O_1$ ) vẽ cung trượt bán kính  $R$  (chọn  $R$  bất kỳ và đánh số là  $R_1$ ) sao cho cung trượt cắt qua phần mái dốc tính toán;
- 2) Chia khối trượt thành các cột thẳng đứng bề rộng như nhau, nếu lấy  $b = 0,1R$  thì tính toán sẽ thuận lợi hơn, vì lúc này  $\sin \alpha_n = n \cdot 1/10 = 0,1n$ ; ví dụ đối với cột thứ 3 ( $n = 3$ ) ta có  $\sin \alpha_3 = 3 \times 0,1 = 0,3$ ;
- 3) Đánh số thứ tự các cột, bắt đầu từ cột 0 (có trục  $O - O$  đi qua tâm cột). Những cột nằm phía bên trái đánh số thứ tự lần lượt là 1, 2, 3, ..., những cột nằm phía bên phải đánh số thứ tự là -1, -2, -3, ...;
- 4) Lập bảng tính giá trị các đại lượng trong công thức (5.19) hoặc (5.13) đối với mỗi cột trong cung trượt đang xem xét;
- 5) Thế các giá trị tính được theo bảng tính toán vào công thức (5.19) hoặc (5.13) để xác định hệ số  $k_a$  và gọi tương ứng là hệ số  $k_{a1}$ ;
- 6) Từ tâm  $O_1$  vẽ cung trượt bán kính  $R_2 > R_1$ . Tiến hành các công đoạn tính toán 2 : 6 nêu ở trên ta có  $k_{a2}$ ;
- 7) Tiếp tục vẽ một số cung trượt từ tâm  $O_1$  với bán kính  $R_3, R_4, \dots, R_n$  và tương ứng với chúng xác định hệ số  $k_{a3}, k_{a4}, \dots, k_{an}$ ;
- 8) Tìm giá trị  $k_a$  nhỏ nhất ứng với tâm  $O_1$ . Thường chỉ cần vẽ 3 cung  $R_1, R_2, R_3$  có thể tìm được  $k_{amin}$ , theo xu thế các giá trị  $k_{ai}$  ứng với  $R_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ). Như vậy ứng với tâm  $O_1$  ta xác định được cung trượt có  $k_{amin}$ , nghĩa là cung trượt bất lợi nhất về mặt ổn định trượt của mái dốc.
- 9) Chọn tâm trượt  $O$ , và tiến hành cách tính toán như ở trên ta được giá trị  $k_{a2amin}$ .

Mục đích cuối cùng trong tính toán ổn định mái dốc là xác định giá trị nhỏ nhất của hệ số  $k_s$  tính theo công thức (5.19) hoặc (5.13), nói cách khác là tìm mặt trượt nguy hiểm nhất có thể xảy ra để đánh giá độ ổn định trượt của mái dốc được thiết kế. Muốn vậy cần phải lấy một số tâm trượt  $O_i$  ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ) tương ứng với các tâm trượt đó xác định các giá trị  $k_{s_{i_{\min}}}$ . Trên cơ sở những giá trị  $k_{s_{i_{\min}}}$  tìm mặt trượt có hệ số dự trữ ổn định nhỏ nhất, nghĩa là mặt trượt có  $k_{s_{\min}}$  ứng với tâm  $O_{\min}$ .

Với mục đích giảm khối lượng tính toán, cho phép nhanh chóng tìm được tâm trượt bất lợi nhất, nhiều tác giả đã nghiên cứu đề xuất cách xác định miền chứa tâm  $O_{\min}$  (chi tiết xem các tài liệu chuyên môn). Dưới đây giới thiệu một kiến nghị được sử dụng tương đối phổ biến.

Theo V.V. Aristopxki, tâm của mặt trượt nguy hiểm nhất nằm trong miền giới hạn bởi đa giác Oedba (hình 5-3) được xác định như sau:



Hình 5-3. Sơ đồ xác định tâm mặt trượt nguy hiểm nhất

Từ giữa mái dốc (điểm C) vẽ hai đường thẳng CE và CD như kiến nghị của V.V. Fandécép. Từ A và B dùng làm tâm vẽ hai đoạn cung tròn bán kính R cắt nhau ở O; giá trị của R được xác định theo công thức:

$$R = (R_d + R_{tr}) / 2;$$

Trong đó:  $R_d$  và  $R_{tr}$  là giới hạn dưới và trên của bán kính cung trượt  $R_{tr}$ , được lấy theo tỷ lệ chiều cao đập  $H_d$  (bảng 5-2).

Bảng 5-2. Giá trị  $R_d/H_d$  và  $R_{tr}/H_d$

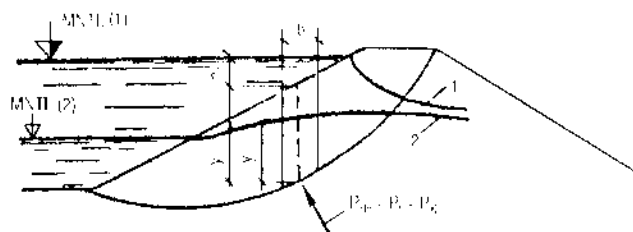
| Trị số $R/H_d$ | Hệ số mái tr-ợt |   |   |   |   |   |
|----------------|-----------------|---|---|---|---|---|
|                | 1               | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1              |                 |   |   |   |   |   |
| 2              |                 |   |   |   |   |   |
| 3              |                 |   |   |   |   |   |
| 4              |                 |   |   |   |   |   |
| 5              |                 |   |   |   |   |   |
| 6              |                 |   |   |   |   |   |

Các cung tròn bán kính R cắt đường thẳng CE ở "e" và cắt CD ở "a". Từ điểm C vẽ cung tròn bán kính  $r = Oc/2$ . Cung tròn này cắt hai đường thẳng CE và CD tương ứng ở "d" và "b". Đa giác Oedba là miền chứa tâm mặt trượt bất lợi nhất.

Theo V.V.Aristôpxki, tâm mất trượt nguy hiểm nhất thường nằm trên đoạn bO, vì vậy trước hết chọn một số tâm trên đoạn này, ví dụ các tâm  $O, O_1, O_2, \dots$  (xem hình 5-3). Tiến hành tính toán để xác định các giá trị  $k_a$  đối với các mặt trượt được vẽ từ các tâm nói trên. Xây dựng đồ thị giá trị  $k_a$  ứng với các tâm  $O, O_1, O_2, \dots$ . Ta xác định được  $k_{a_{\min}}$  trên bO. Trong trường hợp này tâm mất trượt nguy hiểm nhất là  $O_2$ . Để đảm bảo tin cậy, tiến hành xác định một số mặt trượt có tâm theo phương vuông góc với bO về qua  $O_1$ , ví dụ lấy tâm  $O_4$  và  $O_5$ . Xác định hệ số  $k_{a_{\min}}$  và  $k_{a_{\max}}$  và theo 3 giá trị  $k_{a_{\min}}, k_{a_{\max}}, k_{a_{\text{trung bình}}}$  vẽ đồ thị quan hệ  $k_{a_{\min}}$  ứng với phương  $O_4 - O_5$ . Theo đồ thị này, tâm có giá trị  $k_a$  nhỏ nhất vẫn là  $O_2$ . Như vậy tâm  $O_2$  là tâm có  $k_{a_{\min}}$ .

Chính xác mà nói, giá trị  $k_{a_{\min}}$  chỉ là gần đúng với trị nhỏ nhất  $k_a$  cần tìm, bởi vì số tâm tính toán và số mặt trượt tính toán đều là hạn chế (thường chỉ cần lấy 5-6 tâm), tuy nhiên sai số giữa  $k_{a_{\min}}$  và giá trị  $k_a$  nhỏ nhất thực tế không lớn do đó có thể xem  $k_{a_{\min}}$  là trị nhỏ nhất cần tìm.

Đối với mái dốc thượng lưu, trường hợp cần quan tâm là quá trình mực nước hồ rút nhanh (tốc độ hạ mực nước hồ vượt quá 0,3 - 0,5m/ngày đêm) tạo ra sự chuyển động thấm ngược và không ổn định từ trong thân đập về phía hồ chứa (hình 5-4).



**Hình 5-4. Sơ đồ lực (dẩy nổi, thấm và áp lực kê rỗng) tác dụng lên cột đất khi mực nước hồ rút nhanh**

1 và 2- đường bão hoà tương ứng trước và sau khi mực nước hồ hạ xuống.

Theo Bishop, tổng áp lực nước lên cột đất có thể tính theo công thức sau:

$$P_z = (y'_1 + h_1 - h_1 \alpha') \gamma b / \cos \alpha_1 \quad (5.22)$$

Trong trường hợp này khi tính trọng lượng cột đất xem đất ở trạng thái bão hoà nước, còn lớp nước bên trên cột đất không kể đến.

Khi xét đến lực động đất thì nó là thành phần gây trượt bổ sung, do đó có thể đưa lực động đất với dấu (-) trong tỷ số của công thức (5.19) cụ thể như sau:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n - F_d) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n + \Omega \Gamma \frac{r}{R}} \quad (5.22')$$

Trong đó:  $F_d$  thành phần thẳng đứng của lực động đất tác dụng lên cột đất tính toán, bằng tích số gia tốc động đất không thứ nguyên nhân với trọng lượng của cột đất.

Như vậy, biểu thức lực động đất tác dụng lên cột đất thứ  $n$  có thể xác định như sau:

$$F_d = k_d^* G_n; \quad (5.23)$$

Trong đó:

$k_d^*$  - gia tốc động đất không thứ nguyên, có thể tính theo công thức:

$$k_d^* = k_d \left( 1 + 1,5 \frac{y}{H_d} \right) \quad (5.24)$$

ở đây:

$k_d$  - hệ số động đất;

$y$  - khoảng cách từ điểm giữa mặt trượt của cột đất thứ  $n$  đến đỉnh đập;

$H_d$  - chiều cao đập;

$G_n$  - trọng lượng cột đất.

Đối với mái dốc thượng lưu, tải trọng động đất là các lực quán tính, vì vậy phải xét với môi trường đất bão hoà nước.

Giá trị  $k_{aminmin}$  sau khi tính được cần đối chiếu với trị số hệ số dự trữ ổn định cho phép theo tiêu chuẩn và qui phạm thiết kế công trình thủy lợi hiện hành (tham khảo số liệu ở bảng 5-1 và TCXDVN 285:2002).

Điều kiện ổn định được thoả mãn khi:

$$k_{aminmin} \geq [k] \quad (5.25)$$

Trong đó:  $[k]$  - hệ số ổn định cho phép, phụ thuộc vào cấp công trình.

Tuy nhiên nếu  $\frac{k_{aminmin}}{[k]} \cdot 100 > 15\%$

cần điều chỉnh lại mặt cắt đập (giảm hệ số mái dốc tính toán) vì độ dự trữ lớn sẽ gây lãng phí, nghĩa là công trình được thiết kế không kinh tế. Mặt khác cần lưu ý rằng, trong quá trình tính toán ổn định mái dốc đã sử dụng các giả thiết theo hướng thiên về an toàn, vì vậy trường hợp cá biệt đối với các công trình cấp III và IV hệ số ổn định cho phép  $[k]$  ứng với tổ hợp lực đặc biệt có thể lấy bằng 1, thậm chí 0,95 (tác động của lực đặc biệt chỉ nhất thời và trong thời gian rất ngắn).

Chương trình tính ổn định mái dốc đập đất đã được giới thiệu ở phụ lục.

### 5.1.3. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt phẳng hoặc theo mặt trượt gồm một số mặt phẳng

Trong trường hợp bề mặt trượt không thể vẽ tiệm cận theo dạng hình trụ tròn, ví dụ khi trong thân đập hoặc ở dưới nền có lớp đất mềm yếu với cường độ kháng trượt kém, hoặc khi xét ổn định của tường nghiêng hay lớp gia cố bảo vệ mái dốc v.v..., thì việc đánh giá ổn định của khối trượt thực hiện theo phương trình tĩnh học  $\Sigma X = 0$ .

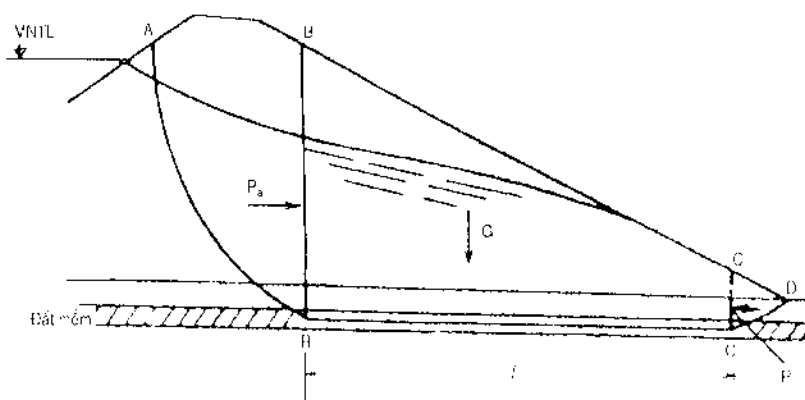
Đối với trường hợp này, góc nghiêng  $\varepsilon'_i$  của tổng hợp lực của các lực tác động tương hỗ giữa các cột đất được xác định bằng phương pháp giải kết hợp tất cả các phương trình tĩnh học hoặc có thể lấy trên cơ sở sử dụng các giả thiết.

#### 5.1.4. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hỗn hợp

Trong trường hợp dưới nền đập có lớp đất chịu lực kém (đất bùn, đất mềm yếu...) và nằm không sâu thì mặt trượt có thể đi ngang qua lớp đất yếu này, do đó tính toán ổn định nên tiến hành theo mặt trượt hỗn hợp gồm các đoạn cung trượt cong và đoạn trượt phẳng.

Giả thiết mặt trượt chọn tùy ý có dạng ABCD (hình 5-5) trong đó AB và CD là các mặt trượt hình cung tròn, còn BC là mặt trượt phẳng đi dọc theo lớp đất mềm yếu.

Xem  $P_a$  là lực gây trượt do khối đất ABH' tạo ra. Lực chống trượt gồm phần lực  $P_p$  của khối đất DCC' và lực  $S$  của khối đất nằm giữa B'BCC', trong đó  $S = G \tan \phi + C'l$  ( $G$  - trọng lượng khối đất có kể nước;  $\phi$  và  $C$  - góc nội ma sát và lực dính đơn vị của lớp đất mềm yếu;  $l$  - chiều dài mặt trượt theo lớp đất mềm yếu).



Hình 5-5. Sơ đồ tính ổn định mái dốc đập đá theo mặt trượt hỗn hợp

Xét cân bằng tối hạn của khối trượt theo phương trình tĩnh học  $\sum X = 0$ , ta có:

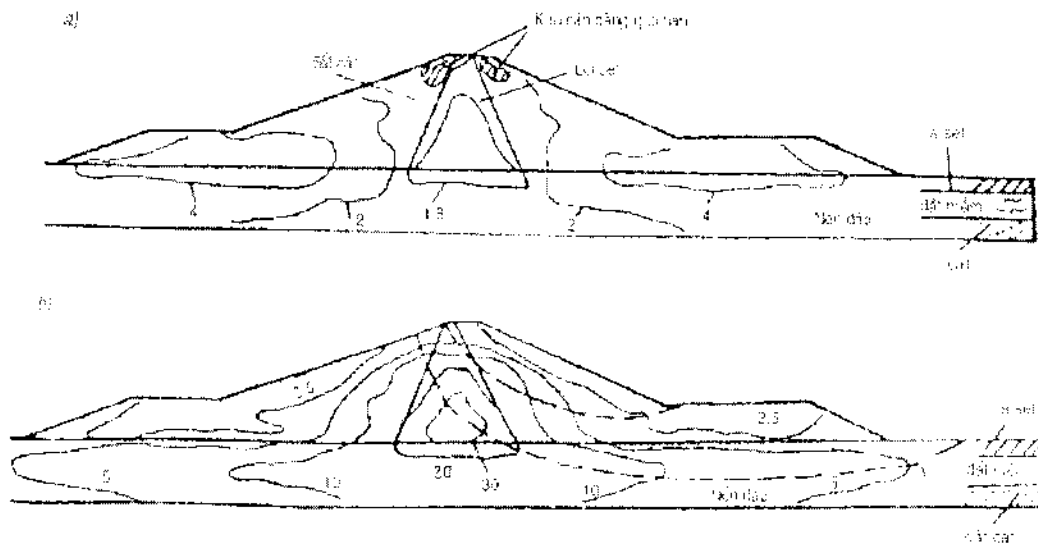
$$k_a = \frac{P_p + S}{P_a} \quad (5.26)$$

#### 5.1.5. Tính ổn định mái dốc đập theo trạng thái ứng suất biến dạng

Thông qua tính toán ứng suất trong thân đập (ví dụ tính ứng suất đập bằng phương pháp phần tử hữu hạn) có thể vẽ đồ thị đường đồng ứng suất và đồ thị biến dạng, trong đó tính chất vật lý của đất đá phải biểu thị qua định luật Huk.

Theo xu thế phân bố ứng suất tiếp (còn gọi là ứng suất cắt) có thể sơ bộ vẽ mặt trượt nguy hiểm nhất đối với mái dốc đập, hoặc vẽ mặt trượt cắt qua đập và nền trong trường hợp dưới nền có lớp đất mềm yếu (xem các đường cong đứt nét trên hình 5-6 b). Mặt trượt có thể không là cung tròn mà là một đường cong phức tạp nhiều bán kính.

Phương pháp phân tích trạng thái ứng suất cho phép nhanh chóng xác định mặt trượt nguy hiểm nhất (đúng hơn là phạm vi mặt trượt nguy hiểm nhất) và từ đó xác định hệ số dự trữ an toàn nhỏ nhất mà không mất nhiều thời gian thử dần.



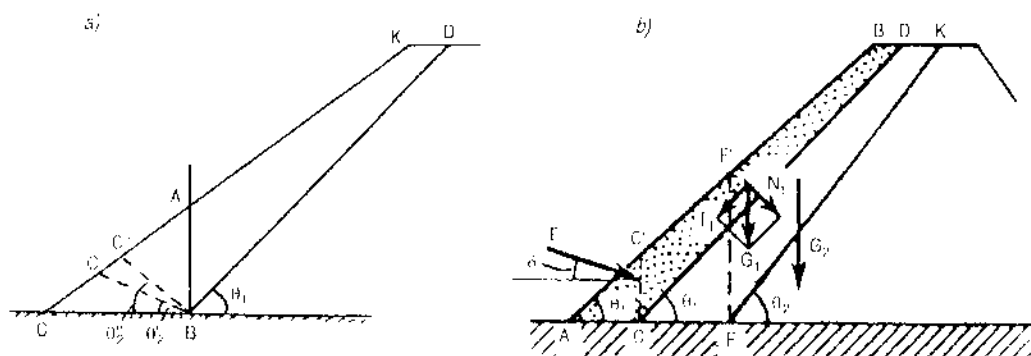
**Hình 5-6. Phân bố đường đồng hệ số  $K_i = \text{const}$  (a) và đồng ứng suất tiếp  $\tau = \text{const}$  (b) trong mặt cát đập**

#### 5.1.6. Tính ổn định t-ờng nghiêng và lớp bảo vệ

Độ ổn định của tường nghiêng và lớp bảo vệ được kiểm tra theo giả định mặt trượt hình trụ tròn và mặt trượt phẳng.

Trong trường hợp tường nghiêng bằng đất (đất sét, đất sét...) thì mặt trượt hình trụ tròn được sử dụng để kiểm tra ổn định trong phạm vi tường nghiêng. Khi kiểm tra ổn định của lớp bảo vệ sử dụng mặt trượt phẳng (lớp bảo vệ trượt theo bề mặt tường nghiêng). Tương tự như vậy, mặt trượt phẳng được dùng để kiểm tra ổn định tường nghiêng cùng với lớp bảo vệ dọc theo mặt tiếp xúc giữa tường nghiêng với tầng trụ tựa ở phía sau.

Nội dung kiểm tra ổn định của tường nghiêng theo mặt trượt hình trụ tròn trong phạm vi tường nghiêng được thực hiện như tính toán ổn định mái dốc với giả thiết mặt trượt trụ tròn nêu ở mục 5.1.2. Trong mục này chỉ giới thiệu tính ổn định của tường nghiêng và lớp bảo vệ theo mặt trượt phẳng (hình 5-7).



**Hình 5-7. Sơ đồ tính ổn định tường nghiêng và lớp bảo vệ**

- a) Theo tỷ số giữa áp lực bị động (chống trượt) và áp lực chủ động gây trượt;  
b) Theo cân bằng lực  $\sum X = 0$ ,  $\sum Y = 0$ .

a. Khi tính ổn định tường nghiêng theo mặt trượt phẳng, hệ số dự trữ ổn định được xem xét như tỷ số giữa áp lực chống trượt (gọi là áp lực bị động  $P_b$ ) so với áp lực chủ động (gọi là áp lực gây trượt  $P_u$ ) tác dụng từ hai phía trái và phải của mặt thẳng đứng AB (hình 5-7 a):

$$k = \frac{P_b}{P_u} \quad (5.27)$$

Trong đó:

$$P_b = G_1 \cos^2 \theta_1 \tan \varphi + G_2 \tan(\varphi + \theta_2) + C(L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2);$$

$$P_u = G_1 \cos \theta_1 \sin \theta_1;$$

$G_1$  - trọng lượng khối đất ABDK (khối đất bên phải mặt AB);

$G_2$  - trọng lượng khối đất nằm bên trái AB có giá trị  $G_2 \tan(\varphi + \theta_2)$  là nhỏ nhất, xác định bằng thử dần với  $\theta_2$  khác nhau, cá biệt lấy  $\theta_2 = 0$ ;

$\theta_1$  - góc nghiêng của mặt trượt so với phương nằm ngang;

$\varphi$  - góc ma sát trong. Đối với vùng tiếp xúc giữa hai loại đất khác nhau thì lấy giá trị  $\varphi$  nhỏ;

$C$  - lực dính. Nếu tính ổn định của lớp bảo vệ thì lấy  $C = 0$ ;

$L_1$  - chiều dài mặt trượt của tường nghiêng ( $L_1 = BD$ );

$L_2$  - chiều dài phần mặt nền của khối đất chống trượt có giá trị  $G_2 \tan(\varphi + \theta_2)$  là nhỏ nhất. Trong ví dụ ở sơ đồ hình 5-7 a thì  $L_2 = BC$ .

Kiểm tra ổn định tường nghiêng hoặc lớp bảo vệ theo mặt trượt phẳng có thể được thực hiện bằng phương pháp đồ giải, thừa nhận  $\alpha' = \alpha$  (xem mục 5.1.3).

b. Tính ổn định tường nghiêng (hoặc lớp bảo vệ, hoặc cả tường nghiêng và lớp bảo vệ) theo phương trình cân bằng tĩnh học  $\Sigma X = 0$ .

Xét khối đất ABCD (lớp bảo vệ tường nghiêng) ở trạng thái cân bằng giới hạn. Lực tác dụng lên khối đất gồm có (hình 5-7 b).

Lực gây trượt:

$$T_1 = G_1 \sin \theta_1$$

Lực kháng trượt:

$$S_1 = N_1 \tan \varphi = G_1 \cos \theta_1 \tan \varphi$$

Ngoài ra, trong thành phần lực kháng trượt còn có phản lực  $E$  của khối đất ACC' tạo với mặt nằm ngang góc  $\delta$ . Đất nền được xem là chắc, nghĩa là không có hiện tượng trượt sâu xuống nền.

Chiếu các lực phương nằm ngang và theo điều kiện  $\Sigma X = 0$

ta có:

$$E \cos \delta + G_1 \cos^2 \theta_1 \tan \varphi - G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 = 0 \quad (5.28)$$

do đó:

$$E = G_1 \frac{\sin \theta_1 \cos \theta_1 - \cos^2 \theta_1 \tan \varphi}{\cos \delta} \quad (5.29)$$

Trong đó:

$G_1$  - trọng lượng khối đất CC'BD;

$\theta_1$  - góc tạo bởi mặt trượt CD so với mặt nằm ngang;

$\varphi$  - góc ma sát trong của khối đất CC'BD.

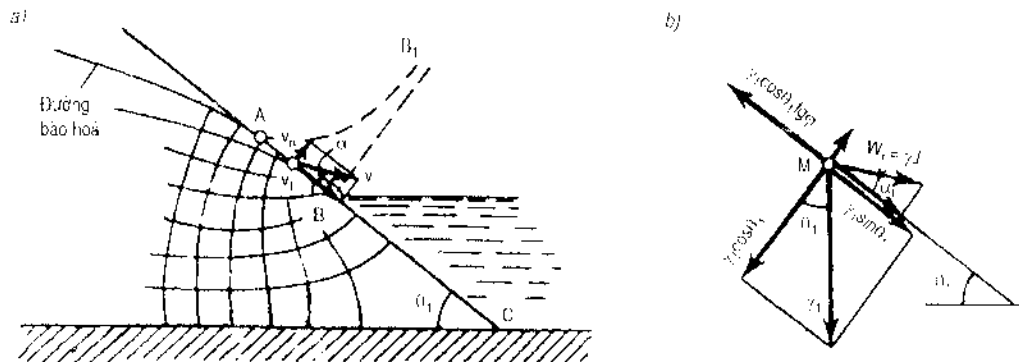
$\delta$  - góc của phản lực E so với mặt nằm ngang, cá biệt  $\delta = 0$ .

Để đảm bảo ổn định với độ dự trữ  $k_a$  thì phản lực thực tế  $E_p$  của khối hình nêm ACC' phải lớn hơn lực E xác định từ công thức (5.29), nghĩa là:

$$k_a \cdot \frac{E_p}{E} > 1,2 : 1,5$$

Khi tính toán cần kiểm tra trường hợp làm việc bất lợi của tường nghiêng và lớp bảo vệ trong điều kiện mực nước hồ hạ xuống với tốc độ lớn ( $v > 3 : 5$  m/ngđ), trong đó trọng lượng của phần đất nằm trên mực nước hồ (sau khi đã rút) được lấy ở trạng thái bão hoà nước hoặc bão hoà một phần.

#### 5.1.7. Tính ổn định mái dốc hạ lưu về sạt lở do dòng thấm gây ra



**Hình 5-8. Sơ đồ tính toán ổn định mái dốc hạ lưu về sạt lở do thấm**

a) Sơ đồ lưới thấm; b) Sơ đồ lực tác dụng lên khối đất phân tố M.

Nội dung tính toán là kiểm tra khả năng mất ổn định cục bộ (sạt, trượt, đẩy, bực...) của các phân tố đất ở đoạn mái dốc hạ lưu dưới tác động của lực thấm đi ra hạ lưu với vận tốc  $v = K_f \sin \theta$  ( $K_f$  - hệ số thấm của vật liệu ở đoạn AB, hình 5-8). Phương vận tốc tiếp tuyến với đường đồng thấm tại điểm trên mái dốc. Ví dụ tại điểm M, nếu phương tiếp tuyến của dòng thấm tạo với mặt nghiêng của mái dốc góc  $\alpha$ , thì có thể xác định các vận tốc thành phần theo hướng vuông góc với mái dốc  $v_n$  và tiếp tuyến mái dốc  $v_t$ , trong đó:

$$v_n = v \sin \alpha$$

$$v_t = v \cos \alpha$$



Do góc  $\alpha$  tăng dần trên đoạn AB (tại A góc  $\alpha = 0$ , tại B góc  $\alpha = 90^\circ$ ) cho nên giá trị  $v_n$  cũng tăng [xem đồ thị  $v_n = f(x_{AB})$  trên hình 5-8].

Xét cân bằng lực cho khối đất phân tố tại điểm A nơi đường bão hoà đi ra mái dốc hạ lưu (tại A góc  $\alpha = 0$ , lực thấm  $w_t = \gamma J = \gamma \sin \theta_1$  và chiếu lên phương mái dốc), ta có:

$$\begin{aligned} & \gamma J + \gamma_t \sin \theta_1 - \gamma_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \varphi = 0 \\ \text{hoặc} \quad & \operatorname{tg} \varphi = \frac{(\gamma + \gamma_t) \sin \theta_1}{\gamma_1 \cos \theta_1} = \frac{\gamma + \gamma_t}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \end{aligned} \quad (5.30)$$

Trong đó:  $\gamma$  - dung trọng nước;

$\gamma_t$  - dung trọng đất ở trạng thái bão hoà nước và đẩy nổi;

$J$  - gradient dòng thấm ra hạ lưu theo phương tiếp tuyến với mái dốc, trung bình lấy  $J = \sin \theta_1$ ;

$\varphi$  - góc ma sát trong của đất;

$\theta_1$  - góc mái dốc hạ lưu so với mặt nằm ngang.

Điều kiện ổn định với hệ số dự trữ an toàn  $k_d > 1$  là:

$$\operatorname{tg} \varphi > \frac{\gamma + \gamma_t}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \quad (5.31)$$

Nếu xem  $\gamma_t \approx 1$  thì  $\operatorname{tg} \varphi > 2 \operatorname{tg} \theta_1$ .

### 5.1.8. Đặc điểm tính toán ổn định mái dốc đập đất đá và đập đá đổ

Nội dung tính toán ổn định mái dốc đập đất đá và đập đá đổ tương tự như đối với đập đất, sử dụng giả thiết mặt trượt hình trụ tròn hoặc mặt trượt hỗn hợp.

Trong trường hợp đập được xây dựng trên tuyến hợp thì phải xét bài toán ổn định không gian, kể đến ảnh hưởng của hai bên bờ. Theo mục tiêu này đã có những nghiên cứu về ổn định đập vật liệu địa phương, xem đập là một kết cấu không gian, nhưng do tính toán khá phức tạp nên ít được sử dụng trong thực tế.

Độ ổn định của mái dốc hạ lưu đập đá đổ sơ bộ có thể xác định theo công thức:

$$k_d = \operatorname{Tg} \varphi / \operatorname{Tg} \alpha \quad (5.32)$$

Ổn định chung của đập vật liệu địa phương về trượt ngang theo mặt nền thường đảm bảo, vì vậy trong phần lớn trường hợp không cần tiến hành tính toán kiểm tra. Riêng trường hợp đập có vật liệu chống thấm loại màn chắn như trên hình 5-9 cần kiểm tra trượt theo mặt nền theo công thức:

$$k_a = \frac{f \gamma_1 (b H_d + 0,5 H_d^2 \operatorname{ctg} \alpha)}{0,5 \gamma H_d^2} \quad (5.32')$$

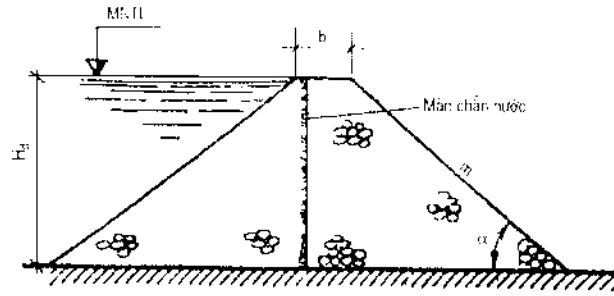
Trong đó:  $f$  - hệ số ma sát của đá đổ theo bề mặt nền;

$\gamma, \gamma_1$  - dung trọng nước và dung trọng đá đổ;

$b$  - bề rộng đỉnh đập;

$H_d$  - chiều cao đập;

$m$  - hệ số mái dốc hạ lưu,  $m = \operatorname{ctg} \alpha$ .



Hình 5-9. Sơ đồ tính toán ổn định trượt của đập đá đổ có màn chắn

## 5.2. TÍNH TOÁN ÁP LỰC KỀ RỘNG

### 5.2.1. Tổng quát

Áp lực kê rộng xuất hiện trong đất hạt sét do sự cố kết chậm xảy ra ở thời kỳ thi công khi chịu tác dụng của các ngoại lực như trọng lượng của lớp đất bên trên, áp lực nước ở thượng lưu hoặc lực động đất v.v... (đối với đất hạt rời như cát, cát sỏi... do hệ số thấm lớn, khả năng thoát nước lớn nên áp lực kê rộng tiêu tán nhanh chóng  $t \approx 0$ , trong khi đó ở đất hạt sét thời gian tiêu tán áp lực kê rộng về lý thuyết có thể là vô cùng  $t \approx \infty$ , vì vậy chỉ tính áp lực rỗng trong đất hạt sét).

Việc tính áp lực kê rộng trong các loại đất sét cấu tạo thân đập, lõi giữa, tường nghiêng hoặc ở dưới nền đập đất và đập đất đá chỉ thực hiện cho trường hợp đất bão hoà nước với mức độ ẩm  $G \geq 0,85$  và có hệ số thấm  $K_f < (5 : 10) 10^{-6}$  cm/s.

Theo CHuFl II - 53 - 73, áp lực kê rộng phải được kể đến khi tính ổn định mái dốc và lún đối với đập đất đắp và đập đất bồi, đối với lõi giữa và tường nghiêng của đập đá đổ hay đập đất đá có chiều cao trên 40m. Đối với đập có chiều cao dưới 40m, việc xét áp lực kê rộng được thực hiện trong các trường hợp sau:

- Khi bồi hoặc đổ đất trong nước;
- Khi đắp đập bằng vật liệu ít thấm nước;
- Khi trong nền đập có loại đất sét mềm dẻo, dẻo chảy hoặc có trạng thái sét chảy.

Hiện nay thường sử dụng phổ biến phương pháp Florin V.A để tính áp lực kê rộng theo lý thuyết thấm cố kết. Phương pháp này cho phép xét đến tính không đồng nhất và dị hướng của đất cũng như các tính chất đặc trưng biến đổi về độ nén chặt và độ thấm nước của đất trong quá trình cố kết, xét biến dạng theo qui luật bất kỳ của cốt đất, xét môi trường đất có hình dạng bất kỳ dưới tác động của tải trọng ngoài và điều kiện biến thay đổi theo thời gian.

Ngoài ra còn có phương pháp tính áp lực kê rộng trong lõi đập theo cách giải bài toán nén đất ba pha có kể đến từ biến của cốt đất.

Đối với môi trường đất ba pha khi nén trong điều kiện biến dạng phẳng, có thể giải phương trình vi phân cố kết bằng phương pháp sai phân hữu hạn. Có nhiều chương trình tính áp lực kê rộng trong thân và nền đập trong thời kỳ thi công cũng như vận hành cho tới khi chuyển động thấm trở nên ổn định.

Vấn đề có ý nghĩa thực tiễn là sự phân bố áp lực kê rỗng trong lõi đập cao (đập đá đổ) trong giai đoạn xây dựng và thời kỳ khai thác vận hành.

Viện Nghiên cứu thủy lợi Liên bang Nga đã có lời giải cho phương trình vi phân có kết đất ba pha ở dạng khép kín, áp dụng cho quá trình cố kết của lõi đập với giả thiết có sự tiêu thoát nước theo phương nằm ngang trong thời kỳ đất cố kết. Trong trường hợp này áp lực kê rỗng có thể được xác định có xét đến tác động do trọng lượng khối đất nằm bên trên tăng dần chiều cao theo thời gian xây dựng với một tốc độ nào đó, ngoài ra còn kể đến điều kiện biên thay đổi do tích nước ở hồ chứa (thay đổi hàm áp lực). Cũng có thể kể đến sự thay đổi tính chất cơ lý của đất theo chiều cao.

Điều kiện cho phép xét bài toán một chiều (tiêu nước theo phương nằm ngang) được áp dụng đối với các lõi mỏng, khi  $2l_n < 0,5 H_0$ , trong đó  $l_n$  - chiều rộng lõi ở mặt tiếp xúc với nền;  $H_0$  - chiều cao đập.

### 5.2.2. Tính áp lực kê rỗng theo phương pháp d-ờng cong nén

Đây là phương pháp đơn giản để xác định giá trị áp lực kê rỗng lớn nhất ( $t = 0$ ) đối với môi trường đất ba pha do Hamilton L.V và Hilf D.U đề xuất. Phương pháp dựa trên giả thiết cân bằng áp lực kê rỗng ở pha lỏng và pha khí trong điều kiện đất đất ở hệ thống kín.

Dưới tác dụng tải trọng từ mọi phía, quá trình nén đất chỉ xảy ra do không khí bị nén. Xem rằng nhiệt độ môi trường không thay đổi, có thể sử dụng định luật Boy Mariot cho pha khí trong đất  $PV = \text{const}$  ( $P$  - áp suất trong pha khí;  $V$  - thể tích khí), cho nên:

$$P_a(\varepsilon_K^0 + \beta\varepsilon_n) = (P_a + P_K)(\varepsilon_K^0 - \delta\varepsilon + \beta\varepsilon_K) \quad (5.33)$$

Trong đó:

$P_a$  - áp suất khí trời;

$P_K$  - áp suất trong pha khí lớn hơn áp suất khí trời do hiện tượng nén thể tích của đất;

$\varepsilon_K^0$  - hệ số rỗng của đất chỉ tính cho phần kê rỗng có chứa khí;

$\varepsilon_n$  - hệ số rỗng của đất đối với phần kê rỗng chứa nước;

$\delta\varepsilon$  - độ thay đổi hệ số rỗng của đất sau khi tác dụng ngoại lực;

$\beta$  - hệ số hòa tan khí trong nước, lấy bằng 0.0245;

$\beta\varepsilon_n$  - lượng không khí hoà tan trong nước tính cho một đơn vị thể tích đất.

Từ công thức (5.33) tìm được:

$$P_K = \frac{P_a \delta\varepsilon}{\varepsilon_K^0 - \delta\varepsilon + \beta\varepsilon_n} \quad (5.34)$$

Áp lực kê rỗng khi thể tích không khí trong đất bằng thể tích khí hoà tan ( $\delta\varepsilon = \varepsilon_K^0$ ) là:

$$P_K^* = \frac{P_a \delta\varepsilon}{\beta\varepsilon_n} \quad (5.35)$$

Biểu thức (5.35) dùng để xác định áp lực trong pha khí của đất.

### 5.2.3. Tính áp lực kẽ rỗng theo lý thuyết thấm cổ kết

V.A. Florin trên cơ sở thiết lập phương trình liên tục cho môi trường đất ba pha đã tìm được phương trình cổ kết đối với điều kiện biến dạng phẳng như sau:

$$(1 + \varepsilon) \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \beta \frac{\partial P_k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x^* \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y^* \frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad (5.36)$$

Trong đó:

$\varepsilon$  - hệ số rỗng;

$\beta$  - hệ số nén thể tích của pha khí;

$P_k$  - áp lực kẽ rỗng;

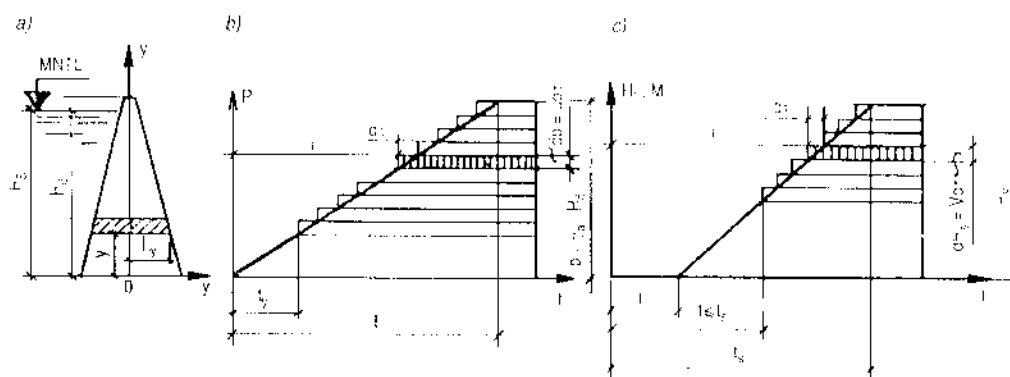
$K_x^*, K_y^*$  - hệ số thấm theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng;

$H$  - hàm số cột nước;

$t$  - thời gian.

Bài toán thấm phẳng có thể đưa về bài toán thấm đơn hướng nếu xem dòng thấm chỉ đi theo phương ngang ( $K_x^* \gg K_y^*$ ). Với giả thiết này (sai số không lớn khi tính toán cho lõi giữa và tường nghiêng) Nitriporovich A.A và Tsubunich T.I đã thiết lập biểu thức tính toán áp lực kẽ rỗng trong mặt cắt nằm ngang [ $P_k(x, y = \text{const})$ ].

**a) Trường hợp ngoại lực là tải trọng đất bên trên (hình 5-10 b)**



**Hình 5-10. Sơ đồ tính áp lực kẽ rỗng trong lõi đập**

a) Sơ đồ lõi; b) Đồ thị phát triển tải trọng do tăng chiều cao đất đắp;  
c) Đồ thị tích nước ở hồ chứa.

Nếu tải trọng từ trọng lượng thân của lớp đất đắp bên trên biến đổi theo một tốc độ nhất định trong giai đoạn thi công, ví dụ biến đổi đều ( $v_t = \text{const}$ ), thì áp lực kẽ rỗng do trọng lượng của đất đắp ở trên  $P_k^d(x, t)$  ở thời điểm  $t$  bất kỳ sau khi kết thúc thi công có thể được xác định theo công thức sau (hình 5-10 b):

$$P_k^d(x, t) = \frac{4}{\mu\pi} \alpha u \sum_{l=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{l^3} \left[ e^{-l^2 \mu (t-t_0)} - e^{-l^2 \mu (t-t_1)} \right] \sin \frac{l\pi (l_y - x)}{2l_y} \quad (5.37)$$

Trong đó:

$\alpha$  - hệ số áp lực kẽ rỗng,  $\alpha = P_{kmax} / P_p$ ;

$P_p$  - tải trọng toàn phần tác động lên lớp đất phân tố xem xét;

$U$  - tốc độ tăng tải trọng,  $U = \gamma_a H_d / t_c$ ;

$\gamma_a$  - dung trọng của đất ẩm ướt;

$H_d$  - chiều cao đập;

$t_c$  - thời gian thi công lõi;

$$\mu = \frac{\pi^2 c}{4 l_y^2} \quad (5.38)$$

$l_y$  - một nửa chiều rộng lõi ở độ cao  $y$  kể từ đáy đập (hình 5-10 a);

$$c = \frac{\lambda K_1 (1 + \varepsilon_{urb})}{\gamma_a a} \quad (5.39)$$

$$\lambda = \frac{(P_a + \alpha P_p)^2}{(P_a + \alpha P_p)^2 + (1 + \varepsilon_{urb}) P_a V_o / a} \quad (5.40)$$

Trong đó:

$k_i$  - hệ số thấm của vật liệu lõi;

$\varepsilon_{ur}$  - giá trị trung bình của hệ số rỗng;

$\gamma_a$  - dung trọng nước;

$a$  - hệ số nén chặt của đất, xác định theo đường cong nén;

$P_a$  - áp suất khí trời;

$V_o$  - thể tích ban đầu của không khí trong một đơn vị thể tích đất;

$t_y$  - thời gian thi công lõi đến độ cao  $y$ .

Các đặc trưng  $\lambda$ ,  $K$ ,  $\varepsilon$ ,  $a$  được lấy thay đổi theo chiều cao lõi, bằng giá trị trung bình của chúng khi thay đổi ứng suất nén trong cốt đất từ 0 đến  $P = \gamma_a (H_d - y)$ .

#### b) Trường hợp tác động do tích nước ở hồ chứa (hình 5-10 c)

Nếu mực nước hồ chứa dâng từ từ, áp lực kẽ rỗng do tác động của áp lực nước  $P_K^h$  tại thời điểm bất kỳ  $t$  sau khi kết thúc quá trình tích nước được xác định theo công thức sau:

$$P_K^h(x, t) = v \gamma_n \left\{ \frac{l_y - x}{2 l_y} (t_s - t_{s,y}) + \frac{2}{\pi \mu} \times \right. \\ \left. \times \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(i)}{i^3} \sin \left[ \frac{i \pi (l_y - x)}{2 l_y} \right] \left[ e^{-i^2 \mu (t - t_n)} - e^{-i^2 \mu (t - t_{s,y})} \right] \right\} \quad (5.41)$$

Trong đó:

$v$  - tốc độ dâng nước ở thượng lưu đập,  $v = H_d / (t_s - t_n)$ ;

$\bar{\alpha}(i) = 1$  khi  $i$  là số chẵn,  $\bar{\alpha}(i) = 2\alpha - 1$  khi  $i$  là số lẻ.

Áp lực kê rỗng toàn phần  $P_k$  do trọng lượng khối đất bên trên và tác động của hàm cột nước tạo ra ở thời điểm bất kỳ được xác định theo biểu thức tổ hợp tác động sau đây:

$$P_k = P_K^d + (P_K^S - \bar{P}_K^d) \quad (5.42)$$

Thành phần  $\bar{P}_K^d$  trong công thức (5.42) kể đến độ giảm áp lực kê rỗng trong các lớp đất nằm dưới độ cao mực nước ở thượng lưu do ảnh hưởng của lực đẩy nổi. Giá trị của  $\bar{P}_K^d$  được xác định theo công thức (5.37), trong đó lấy dung trọng đất ở trạng thái đẩy nổi.

Các công thức (5.37) và (5.41) có thể sử dụng để xác định giá trị áp lực kê rỗng trong thời kỳ thi công hoặc thời kỳ tích nước ở hồ chứa với thời điểm  $t_1$  nhỏ hơn  $t_c$  hoặc  $t_c$ . Trong các trường hợp này xem công tác xây dựng hoặc tích nước kết thúc ở thời điểm  $t_1$ .

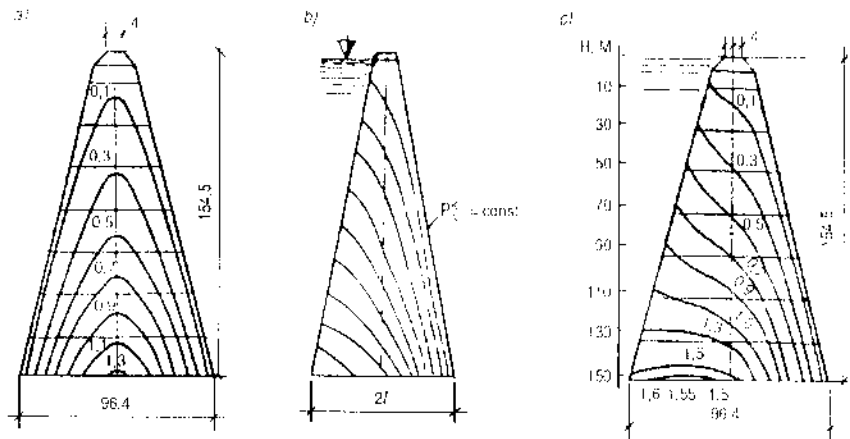
Do tính hội tụ nhanh của các hàm chuỗi (5.37) và (5.41), có thể chỉ cần lấy một hoặc hai số hạng đầu của chuỗi. Khi  $t \rightarrow \infty$ , áp lực kê rỗng trở nên ổn định (áp lực dư đã tiêu tán hết) và các công thức (5.37), (5.41) có dạng:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_K^d = 0 \quad (5.43)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_K^S = \gamma_{\text{tr}} \frac{l_y}{2l_y} x (t_S - t_{S,y}) \quad (5.44)$$

Như vậy áp lực kê rỗng  $P_K^S$  phân bố trên mặt cắt ngang của lõi theo qui luật tuyến tính, thay đổi từ giá trị  $P_K^S = \gamma_{\text{tr}} (t_c - t_{S,y}) = \gamma_{\text{tr}} (H_c - y)$  ở cạnh thượng lưu ( $x = l$ ) đến giá trị  $P_K^S = 0$  ở cạnh hạ lưu của lõi ( $x = 0$ ).

Trên hình 5-11 giới thiệu đồ thị các đường đồng áp lực kê rỗng trong lõi đập ở thời điểm kết thúc xây dựng do tác động của trọng lượng bản thân lõi và khi có kể đến áp lực nước ở thượng lưu.



**Hình 5-11. Đường đồng áp lực kê rỗng ở cuối thời kỳ xây dựng lõi đập (đơn vị: MPa)**

- a) Do trọng lượng bản thân của đất;    b) Do áp lực nước ở thượng lưu;  
c) Do trọng lượng bản thân của lõi và áp lực ở thượng lưu.

Nếu chiều rộng của lõi lớn hơn một nửa chiều cao lõi, hoặc toàn bộ thân đập được cấu tạo bằng đất dính, thì áp lực kê rộng ở điểm bất kỳ với toạ độ  $(y, x)$  vào thời điểm kết thúc thi công được xác định gần đúng theo công thức sau:

$$P_K = \alpha \gamma_n (H_d - y) \sin \frac{\pi(l_y - x)}{2l_y} \quad (5.15)$$

Vì rang công thức (5.15) không xét đến sự cố kết của đất trong giai đoạn thi công, do đó giá trị  $P_K$  tính được sẽ có độ chính xác càng lớn khi thời gian thi công càng ngắn.

### 5.3. TÍNH TOÁN LÚN Ở ĐẬP ĐẤT ĐÁ

#### 5.3.1. Tổng quát

Lún của đập bao gồm lún của bản thân đập trong quá trình nén vật liệu thân đập và lún nền.

Mục đích tính lún là để xác định tổng khối lượng vật liệu cần thiết cho thi công đập và cao trình thi công đỉnh đập cũng như các bộ phận cấu tạo của đập.

Ngoài ra, tính lún còn cho phép xác định lún không đều ở các bộ phận khác nhau của đập để có biện pháp xử lý trong thời kỳ thi công, tránh hậu quả lún không đều có thể phá vỡ tính toàn khối của công trình, tạo điều kiện cho sự hình thành thấm cục bộ tăng cường ở các mặt tiếp xúc, hoặc tạo các vết nứt làm giảm khả năng chịu lực phối hợp giữa các kết cấu.

Theo tiêu chuẩn TCVN 4253 1986, tính lún của đập đất và công trình trên nền không phải là đá cần tiến hành đối với hai loại nền: a) Nền đất không dính và nền đất dính có  $C_v^0 > 4$  ( $C_v^0$  - hệ số mức độ cố kết); b) Nền đất dính có  $C_v^0 < 4$  và nền đất có từ biến.

Theo CHuII II- 53 - 73, tính lún cần thực hiện đối với đập có chiều cao lớn hơn 40m. Với đập có chiều cao nhỏ hơn 40m tính lún được tiến hành nếu đập được xây dựng bằng vật liệu ít thấm nước (đất dính) hoặc khi nền là đất sét mềm dẻo, dẻo chảy và sét chảy, hoặc đối với đập bồi và đập đất thi công đổ trong nước. Những trường hợp khác có thể tính dự báo lún bằng các công thức gần đúng.

Tính lún được tiến hành đối với các mặt cắt ngang đặc trưng của đập theo một số mặt thẳng đứng đi qua các bộ phận công trình có cấu tạo vật liệu khác nhau, ví dụ lõi giữa, tường nghiêng, khối tựa hình nêm v.v...

Trong thời kỳ thi công và vận hành bên cạnh hiện tượng lún còn có thể xảy ra sự chuyển vị ngang và dọc của đập hoặc bộ phận đập. Việc dự báo chuyển vị ngang thường được thực hiện theo các tài liệu quan trắc thực tế đối với các đập có kết cấu tương tự và được xây dựng trong điều kiện tương tự.

Theo kinh nghiệm, độ biến dạng (lún, chuyển vị ngang) của các đập đất đá và đập đá đổ phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như: loại và vị trí của kết cấu chống thấm (lõi giữa, tường nghiêng, v.v...), mức độ đầm chặt và tính chất biến dạng của vật liệu, cấu tạo thân đập, khả năng biến dạng của nền, độ dốc của hai bờ, tải trọng ngoài, thời gian, v.v...

Để đánh giá sơ bộ biến dạng đứng (lún) của đỉnh đập có thể sử dụng các biểu thức kinh nghiệm dựa trên các kết quả quan trắc thực tế đối với công trình.

Ví dụ đối với các đập cao, độ lún của đỉnh đập  $S$  có thể xác định theo công thức kinh nghiệm được sử dụng khá phổ biến của Lauton và Lester, thông qua phân tích xử lý số liệu của 25 đập xây dựng trong giai đoạn 1941 : 1962, như sau:

$$S = 0,001 H_d^{3/2} \quad (5.46)$$

Trong đó:  $H_d$  – chiều cao đập, tính bằng mét.

Độ lún của các đập thấp và trung bình thường không vượt quá 1% chiều cao đập.

Độ chuyển vị ngang của đỉnh đập bằng vật liệu hạt lớn (đá đổ) theo chiều vuông góc với trục đập, tùy thuộc vào sự dao động mực nước ở hồ chứa, có thể diễn ra theo hướng xuôi theo phía hạ lưu hoặc ngược lên thượng lưu. Về giá trị tuyệt đối, độ chuyển vị ngang nhỏ hơn chuyển vị đứng và thường bằng khoảng 0,3 – 0,5% chiều cao đập. Sơ bộ có thể lấy gần đúng (thiên về an toàn) độ chuyển vị ngang của đỉnh đập bằng độ lún của đỉnh sau khi hoàn thành quá trình tích nước ở hồ chứa.

Độ chuyển vị dọc theo trục đập có thể xảy ra do lún không đều theo chiều dọc công trình (phụ thuộc vào hình dạng tuyến và cấu tạo địa chất dọc tuyến), do ảnh hưởng quá trình điều tiết hồ chứa (tích và xả nước từ hồ chứa), hoặc do tác dụng động đất.

Theo tài liệu quan trắc thực tế ở các đập Infernilo, Ser – Ponson, Gepatch và các đập khác, các chuyển vị diễn ra như sau: ở khu vực lòng sông có hiện tượng nén, còn ở vùng cách bờ một ít là kéo, do đó đối với giá trị ứng suất kéo nhất định có thể gây nứt trong bộ phận chống thấm bằng đất.

Lưu ý rằng, tính toán dự báo biến dạng công trình phụ thuộc vào chiều cao đập là bài toán gần đúng, bởi vì ở đây không xét tính chất biến dạng của vật liệu và yếu tố thời gian. Ngoài ra, khi sử dụng các tài liệu quan trắc về đập có cùng kết cấu và điều kiện làm việc cần chú ý đến phương pháp và phương tiện thi công.

### 5.3.2. Tính toán lún của đập hoặc các bộ phận đập cấu tạo bằng đất sét

Theo TCVN 4253-1986, độ lún cuối cùng  $S$  của công trình trên nền đất đồng chất và không đồng chất (theo điều 7.9.1) được xác định như sau:

a) Đối với bài toán không gian, theo phương pháp cộng lớp trong phạm vi lớp chịu nén II:

$$S = 0,8 \frac{E_{tb}}{E_{qd}} \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i h_i}{E_i} \quad (5.47)$$



Trong đó:

$E_{th}$  và  $E_{qd}$  - môđun biến dạng trung bình và quy đổi của toàn bộ lớp chịu nén;

$n$  - số lớp được chia ra để tính toán trong tầng chịu nén;

$\sigma_i$  - ứng suất pháp của lớp thứ  $i$  do các tải trọng và gia tải gây ra;

$h_i$  - chiều dày lớp thứ  $i$ ;

$E_i$  - môđun biến dạng của lớp thứ  $i$ .

Độ lún của thân đập được xác định theo công thức (5.47), trong đó giá trị  $0,8 \frac{E_{th}}{E_{qd}}$

lấy bằng 1.

#### b) Đối với biến dạng phẳng của nền đập đất - theo phương pháp cộng lớp

Theo CH11 II - 53 - 73, tính lún đối với đập hoặc các bộ phận đập bằng đất sét được thực hiện có xét đến áp lực kê rộng.

Độ lún ở thời điểm bất kỳ của thời kỳ thi công và vận hành được xác định theo công thức sau:

$$S_{t_1 - t_2} = \sum_{i=1}^{K_{L2}} Ah \frac{\varepsilon_{ji} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{ji}} \quad (5.48)$$

Trong đó:

$K_{L2}$  - số thứ tự của lớp phân tố được xây dựng ở thời điểm  $t_2$ ;

$Ah$  - chiều dày lớp đất phân tố;

$\varepsilon_{1i}, \varepsilon_{2i}$  - hệ số rỗng của đất xác định theo đường cong nén phụ thuộc vào ứng suất nén trong cốt đất ở lớp thứ  $i$ , ứng suất nén ở cốt đất được lấy bằng hiệu số ứng suất toàn phần (tong) trừ đi áp lực kê rộng ở thời điểm  $t_1, t_2$ ; ứng suất tổng được lấy bằng tích số trọng lượng riêng của đất nhân với chiều cao lớp đất nằm trên điểm tính toán, áp lực kê rộng ở thời điểm bất kỳ được xác định theo các công thức (5.37), (5.41).

#### 5.3.3. Tính toán lún đối với các bộ phận cấu tạo bằng đất hạt lớn trong đập đất đá và đập đá đổ

Độ lún của các bộ phận cấu tạo bằng vật liệu hạt thô trong đập đất đá và đập đá đổ trong giai đoạn thi công và vận hành phải được tính toán trên cơ sở thí nghiệm nền vật liệu có kể đến yếu tố thời gian.

Theo số liệu thực nghiệm và quan trắc thực tế về lún ở đập đất đá và đập đá đổ, trong đa số trường hợp có sự quan hệ tuyến tính giữa biến dạng của đất hạt thô với ứng suất và quan hệ phi tuyến giữa biến dạng với thời gian.

Phương trình trạng thái của đất hạt thô trong điều kiện không cho phép nở hông, mô tả quan hệ biến dạng phụ thuộc vào thời gian và ứng suất tác động tức thời có giá trị không đổi theo thời gian, có dạng như sau:

$$e = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma t}{\theta + \lambda t} \quad (5.49)$$

Trong đó:

$e$  - biến dạng tương đối;

$\sigma$  - ứng suất thẳng đứng, đơn vị MPa;

$t$  - thời gian;

$\theta, \lambda$  - các tham số thực nghiệm, đặc trưng biến dạng có tính từ biến, có đơn vị là  $\theta$  (MPa - năm) và  $\lambda$  (MPa).

Sử dụng biểu thức (5.49) có thể giải quyết được bài toán về biến dạng đứng (lún) trong khối đất hạt lớn có kể đến từ biến dưới tác dụng của tải trọng phát triển dần (theo lớp đắp tăng dần) hoặc khi có tải trọng tức thời (khi đổ vật liệu) do trọng lượng bản thân vật liệu. Lời giải được rút ra tương đối phù hợp với thực nghiệm trên cơ sở giả thiết tại trọng thay đổi theo nguyên tắc cộng dồn, cho phép mô tả tính từ biến của đất hạt thô.

Nếu xem rằng đắp được thì công với tốc độ (cường độ đắp) không đổi, chuyển vị đứng ở mức y bất kỳ của công trình vào thời điểm  $t$  được xác định theo công thức:

$$S_{y,t} = v \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left( 1 + \frac{\lambda}{\theta} t_y \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (A \ln A - B \ln B + C \ln C - \theta \ln \theta) \quad (5.50)$$

Trong đó:

$v = \sigma/t$  - tốc độ tăng ứng suất thẳng đứng, MPa/năm;

$T$  - thời gian kéo dài của giai đoạn xây dựng, năm;

$t_y$  - thời gian xây dựng công trình đến độ cao  $y$ ;

$t_y = t - T$ ;

$\gamma$  - trọng lượng riêng của đất, N/m<sup>3</sup>;

$A = \theta + \lambda (t - t_y)$ ;  $B = \theta + \lambda t$ ;  $C = \theta + \lambda t_y$ .

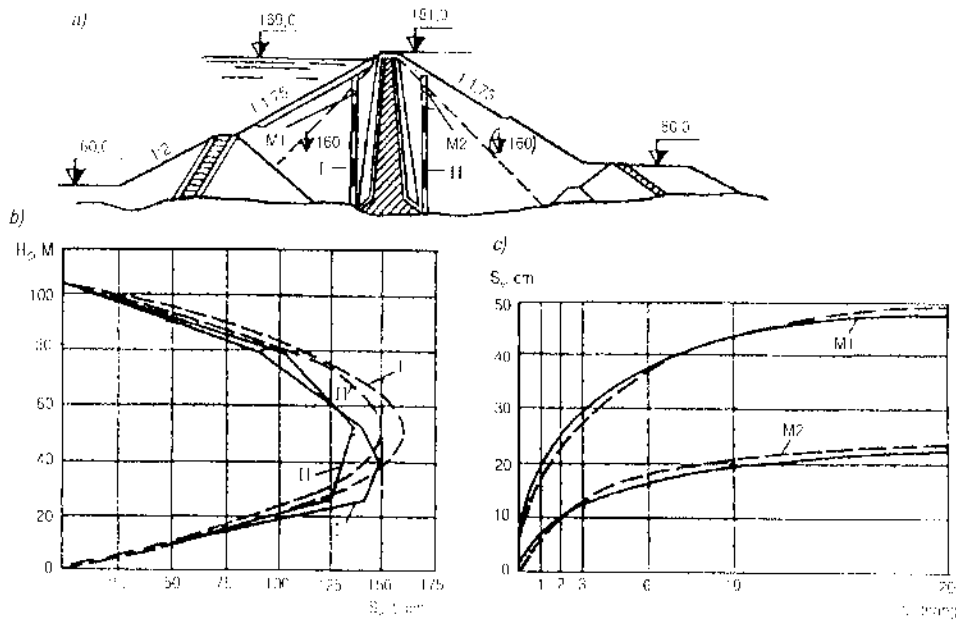
Vào thời điểm kết thúc xây dựng,  $t = T$ :

$$S_{y,T} = v \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (\bar{A} \ln \bar{A} - \bar{B} \ln \bar{B} + \bar{C} \ln \bar{C} - \theta \ln \theta) \quad (5.51)$$

Trong đó:

$$\bar{A} = \theta + \lambda (T - t_y); \bar{B} = \theta + \lambda T.$$

Độ lún lớn nhất sau giai đoạn xây dựng ứng với điểm có tung độ  $y$ , trong đó  $dS_{y,T} / dy = 0$ . Điều kiện này được thực hiện khi  $y = H_0/2$ . Như vậy, đồ thị lún của đập sau khi hoàn thành xây dựng có dạng đường parabol với điểm cực đại tại  $y = H/2$  (xem hình 5-12 b).



**Hình 5-12. Độ lún ở đập đá đổ**

a) Mặt cắt ngang đập Infernilo;

b) Phân bố chuyển vị đứng (lún) ở cuối thời kỳ xây dựng;

c) Độ lún vận hành ở điểm M<sub>1</sub> và M<sub>2</sub>;

Đường liền nét là số liệu quan trắc thực tế;

Đường đứt nét là số liệu tính toán.

Độ lún ở điểm bất kỳ của thân đập chỉ tính cho thời gian vận hành được thể hiện bằng công thức sau:

$$S_{y,t_h} = v \frac{0}{\lambda^2} y/n \left( 1 - \frac{\lambda}{\theta} t_h \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (A \ln A - A/n A + B/n B - B/n B) \quad (5.52)$$

Độ nén toàn phần (độ lún tổng cộng) của tất cả các lớp vật liệu đắp đập ở thời điểm hoàn thành xây dựng T, bằng:

$$S_{xt} = v \left( \frac{1}{E_1} + \frac{1}{\lambda} \right) \frac{TH}{2} + vH \frac{0}{\lambda^2} \ln \theta + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} \left[ 0/n \theta - 1 - B/(nB + 1) \right] \quad (5.53)$$

Công thức (5.53) có thể được sử dụng để chính xác hoá khối lượng vật liệu cần đưa vào công trình ứng với độ chặt ban đầu nào đó để cuối cùng đạt cao độ thiết kế ở đỉnh.

Các tham số tính toán biến dạng  $E_v$ ,  $\theta$ ,  $\lambda$  được xác định theo kết quả xử lý số liệu thực nghiệm ứng với mỗi loại vật liệu. Đối với tính toán sơ bộ, các đại lượng  $E_v$ ,  $\theta$ ,  $\lambda$  có thể lấy theo kết quả quan trắc thực tế đã qua xử lý về biến dạng ở những đập thực tế có điều kiện tương tự.

Trang này để chèn bảng ngang ở cuối file, sau tài liệu tham khảo

## 5.4. TÍNH TOÁN TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT - BIẾN DẠNG CỦA ĐẬP ĐẤT ĐÁ

Theo CHu11 II - 53 - 73, đối với đập cấp I và II có chiều cao trên 70 m cần tiến hành tính toán trạng thái ứng suất - biến dạng. Kết quả tính toán nói trên được sử dụng để xác định độ lún và chuyển vị ngang của thân đập, tính toán sự cố kết của lõi và tường nghiêng bằng đất dính, đánh giá cường độ và độ ổn định của thân đập nói chung.

Hiện nay trong tính toán trạng thái ứng suất biến dạng của đập đất đá thường sử dụng phương pháp số hoặc phương pháp cơ học công trình để giải các phương trình mô tả sự dao động của môi trường liên tục. Phương pháp dùng phổ biến là phương pháp phần tử hữu hạn hoặc sai phân hữu hạn. Dạng phương trình phụ thuộc vào điều kiện làm việc của công trình được xem xét trong tính toán.

Trạng thái ứng suất thực tế của đập bao gồm thành phần tĩnh và động. Dưới ảnh hưởng tác động tĩnh và động lực ở những điểm khác nhau của đập vào thời điểm nhất định nào đó có thể xảy ra một trong các trạng thái sau đây đối với đất: chưa đến giới hạn (dưới giới hạn), giới hạn và ngoài (sau) giới hạn. Các biến dạng dư (không phục hồi) được hình thành do sự tích lũy biến dạng trong giai đoạn giới hạn và sau giới hạn.

Trong trường hợp có tác động mạnh của lực động đất, việc tính toán đập càng trở nên phức tạp do sự hình thành các biến dạng dư và sự phá vỡ quan hệ thông thường giữa ứng suất và biến dạng. Vì vậy cần phân biệt ba khu vực làm việc của công trình.

- 1) Tương ứng với giai đoạn làm việc đàn hồi khi xung lực nhỏ;
- 2) Khu vực tương ứng với sự xuất hiện trượt trong môi trường rời với các biến dạng lớn trong thân đập;
- 3) Tương ứng với môi trường rời, trong đó xảy ra hiện tượng nén quá mức của các hạt tạo cho đập có độ cứng tăng cường.

Đối với hai trường hợp sau, quan hệ giữa biến dạng và ứng suất là phi tuyến. Qui luật phi tuyến có thể được xác định bằng thí nghiệm.

Tóm lại, để tính toán trạng thái ứng suất biến dạng của đập đất đá cần phải thiết lập được phương trình cơ học tổng quát của môi trường liên tục bao gồm các phương trình chuyển động và phương trình liên tục. Phương trình trạng thái đối với đất xem xét sẽ khép kín hệ các phương trình tính toán.

## 5.5. TÍNH ỔN ĐỊNH ĐẬP ĐẤT ĐÁ CÓ KẾ ĐẾN LỰC ĐỘNG ĐẤT

### 5.5.1. Tổng quát

Để đánh giá về độ ổn định động của đập đất đá thường xác định tải trọng động dài và xem nó là tải trọng bổ sung vào tổ hợp tải trọng tĩnh gây trượt. Trong trường hợp này, biểu thức hệ số dự trữ ổn định của cột đất trượt có dạng:

$$k_a = \frac{M_c}{M_{tr} + M_d} \quad (5.51)$$

Trong đó:  $M_c$ ,  $M_{tr}$ ,  $M_d$  - momen của các lực chống trượt, các lực gây trượt và lực động đất, tác động lên cột đất.

Tải trọng động đất  $S$  được xác định bằng cách nhân gia tốc động lực  $S_k$  (theo tỷ lệ của gia tốc trọng lực  $g$ ) ở điểm tác dụng lực với trọng lượng tương ứng của cột đất (có kể đến nước trong đất).

Gia tốc động đất ở điểm  $k$  của đập được xác định theo công thức sau:

$$S_k = \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_{ik}^*)^2} \quad (5.55)$$

Trong đó:

$n$  - số dạng dao động được kể đến trong tính toán;

$S_{ik}^*$  - gia tốc động đất với nhịp dao động thứ  $i$  ở điểm  $k$ ,  $S_{ik}^*$  được xác định bằng cách giải phương trình dao động cưỡng bức của công trình theo sơ đồ tính toán lựa chọn. Sơ bộ có thể tính theo công thức sau:

$$S_{ik} = Q_k m k_d \beta_i^n \eta_{ik}, \quad (5.56)$$

Trong đó:

$Q_k$  - trọng lượng phần công trình tính cho điểm  $k$ ;

$m$  - hệ số kể đến điều kiện làm việc đặc biệt của công trình thủy,

$m = 1,3$  đối với đập đất đá cấp I,

$m = 1,0$  đối với các công trình cấp II - IV;

$k_d$  - hệ số động đất,  $k_d = 0,025 : 0,100$  ứng với động đất cấp 7 - 9;

nếu đồng thời kể đến thành phần nằm ngang và thẳng đứng của lực động đất thì hệ số  $k_d$  được nhân với  $\cos \alpha$  ( $\alpha$  - góc tạo giữa phương của lực động đất với mặt nằm ngang);

$\beta_i^n$  - hệ số động học phụ thuộc vào chu kỳ dao động bản thân của công trình;

$\eta_{ik}$  - hệ số phụ thuộc vào dạng dao động bản thân của công trình (chi tiết xem chương tải trọng động đất của phần "Những vấn đề chung trong thiết kế công trình thủy").

Để xác định các đại lượng  $\beta_i^n$  và  $\eta_{ik}$  trong công thức (5.56) cần phải giải phương trình dao động tự do của đập.

Chu kỳ dao động bản thân theo phương nằm ngang của đập bằng vật liệu đồng nhất chiều dài  $l_0$  theo đỉnh và chiều cao  $H$  ứng với trường hợp  $l_0 > 4H$ , được xác định theo công thức:

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i c_s} H_0 \quad (5.57)$$

Trong đó:

$T_i$  - chu kỳ dao động bản thân theo dạng thứ  $i$ ;

$a_i$  - hệ số (nghiệm của hàm Besseli), lấy giá trị ở bảng 5-4;

$c_s$  - tốc độ lan truyền sóng ngang trong vật liệu đập, lấy giá trị trong các tài liệu nghiên cứu thực nghiệm về tác động nổ.

**Bảng 5-4. Giá trị hệ số  $a_i$  đối với bốn nhịp dao động bản thân**

| Số nhịp dao động | $a_i$ | Số nhịp dao động | $a$  |
|------------------|-------|------------------|------|
| 1                | 1     | 1                | 1    |
| 2                | 0,5   | 2                | 0,5  |
| 3                | 0,33  | 3                | 0,33 |
| 4                | 0,25  | 4                | 0,25 |

Khi đập có dạng hình nêm xây dựng trong thung lũng hẹp, nghĩa là  $l_0 < 4 H_d$ , các chu kỳ dao động được xác định có kể đến hình dạng thung lũng (gần đúng) theo công thức sau:

$$T_{i,j} = \frac{2\pi}{a_i c_s} \sqrt{1 + \frac{j\pi H_d}{a_i \Omega l_0}} \quad (5.58)$$

Trong đó:  $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ;  $j = 1, 3, 5, \dots$

$a_i$ ,  $a_j$  - nghiệm của hàm Besseli để xác định chu kỳ dao động bản thân theo phương dọc và ngang của thung lũng.

Ở đây  $P = l/l_0$ ;  $l$  - chiều dài đập theo mặt đáy (hay chiều rộng của thung lũng ở nền đập); đối với thung lũng hình tam giác  $P = 0$ , với thung lũng hình chữ nhật  $P = 1$ .

Trong trường hợp tính dao động bản thân đối với đập vật liệu địa phương chỉ xét đến chuyển vị ngang do tác dụng của lực động đất, các hàm cơ bản  $X_{ik}$  qui định dạng dao động được tính theo công thức sau:

$$X_{ik}(z_k) = J_0(a_i z_k / H_d) / [a_i J_1(a_i)], \quad (5.59)$$

Trong đó:  $J_0$  và  $J_1$  - các hàm Besseli bậc không và bậc một.

Biểu thức (5.59) xác định độ chuyển vị tương đối của mỗi mức thứ  $k$  của nêm hình tam giác có toạ độ  $z_k$ .

Giá trị của hệ số  $\eta_{ik}$  đối với bốn dạng dao động bản thân có kể đến dao động bên có thể lấy theo bảng 5-5.

**Bảng 5-5. Giá trị hệ số  $\eta_{ik}$  đối với bốn dạng dao động bản thân của nêm hình tam giác**

| $Z_k / H_d$ | Giá trị $\eta_{ik}$ khi dạng dao động |     |     |     |
|-------------|---------------------------------------|-----|-----|-----|
|             | 1                                     | 2   | 3   | 4   |
| 0           | 1                                     | 1   | 1   | 1   |
| 0,1         | 0,9                                   | 0,8 | 0,7 | 0,6 |
| 0,2         | 0,8                                   | 0,7 | 0,6 | 0,5 |
| 0,3         | 0,7                                   | 0,6 | 0,5 | 0,4 |
| 0,4         | 0,6                                   | 0,5 | 0,4 | 0,3 |
| 0,5         | 0,5                                   | 0,4 | 0,3 | 0,2 |
| 0,6         | 0,4                                   | 0,3 | 0,2 | 0,1 |
| 0,7         | 0,3                                   | 0,2 | 0,1 | 0,0 |
| 0,8         | 0,2                                   | 0,1 | 0,0 | 0,0 |
| 0,9         | 0,1                                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 1,0         | 0,0                                   | 0,0 | 0,0 | 0,0 |

Giá trị  $z_k = 0$  tương ứng với đỉnh đập.

Nếu đập vật liệu địa phương xây dựng trên nền không phải là đá, thì khi tính tần số và dạng dao động bản thân nền xét đến độ đàn hồi của nền. Trong trường hợp này biểu thức tính chu kỳ và dạng dao động vẫn như trên nhưng tùy thuộc vào độ đàn hồi của nền  $K_n$ , nghiệm của hàm besseli  $a_i$  sẽ thay đổi. Độ đàn hồi của nền được xác định theo tỷ số giữa modun Yunga của thân đập  $E_d$  và của nền  $E_n$ , hệ số Poatxông của nền  $\mu_n$  và hệ số Fort  $f$ .

$$K_n = \frac{E_d}{2(1 + \mu_n)E_n} \quad (5.60)$$

Hệ số  $f$  khi tải trọng cát phân bố đều và đặt ở mặt tiếp xúc của đập với nền được xác định theo tỷ số các cạnh của hình chữ nhật (bảng 5-6).

**Bảng 5-6. Giá trị hệ số  $f$  (khi hệ số Poatxông của nền bằng 0,2 ÷ 0,3)**

| $b/a$ | $f$  |
|-------|------|
| 0,2   | 0,25 |
| 0,3   | 0,30 |
| 0,4   | 0,35 |
| 0,5   | 0,40 |
| 0,6   | 0,45 |
| 0,7   | 0,50 |
| 0,8   | 0,55 |
| 0,9   | 0,60 |
| 1,0   | 0,65 |
| 1,1   | 0,70 |
| 1,2   | 0,75 |
| 1,3   | 0,80 |
| 1,4   | 0,85 |
| 1,5   | 0,90 |
| 1,6   | 0,95 |
| 1,7   | 1,00 |
| 1,8   | 1,05 |
| 1,9   | 1,10 |
| 2,0   | 1,15 |
| 2,2   | 1,20 |
| 2,4   | 1,25 |
| 2,6   | 1,30 |
| 2,8   | 1,35 |
| 3,0   | 1,40 |
| 3,2   | 1,45 |
| 3,4   | 1,50 |
| 3,6   | 1,55 |
| 3,8   | 1,60 |
| 4,0   | 1,65 |
| 4,2   | 1,70 |
| 4,4   | 1,75 |
| 4,6   | 1,80 |
| 4,8   | 1,85 |
| 5,0   | 1,90 |
| 5,2   | 1,95 |
| 5,4   | 2,00 |
| 5,6   | 2,05 |
| 5,8   | 2,10 |
| 6,0   | 2,15 |
| 6,2   | 2,20 |
| 6,4   | 2,25 |
| 6,6   | 2,30 |
| 6,8   | 2,35 |
| 7,0   | 2,40 |
| 7,2   | 2,45 |
| 7,4   | 2,50 |
| 7,6   | 2,55 |
| 7,8   | 2,60 |
| 8,0   | 2,65 |
| 8,2   | 2,70 |
| 8,4   | 2,75 |
| 8,6   | 2,80 |
| 8,8   | 2,85 |
| 9,0   | 2,90 |
| 9,2   | 2,95 |
| 9,4   | 3,00 |
| 9,6   | 3,05 |
| 9,8   | 3,10 |
| 10,0  | 3,15 |

*Ghi chú:*  $b$  - kích thước dọc theo trục đập;  $a$  - kích thước ngang đỉnh đập.

Khi tính toán tải trọng động đất đối với đập vật liệu địa phương trên nền không phải là đá cho phép xét đến ba nhịp dao động đầu. Trong bảng 5-7 và 5-8 nêu giá trị của hệ số  $a_i$  và hệ số hình dạng dao động  $\eta_{ik}$  có kể đến độ đàn hồi của nền.

**Bảng 5-7. Giá trị hệ số  $a_i$  đối với ba nhịp dao động bản thân của đập có kể đến đàn hồi của nền**

| $K_n$ | Giá trị $a_i$ |         |         |
|-------|---------------|---------|---------|
|       | $i = 1$       | $i = 2$ | $i = 3$ |
| 0,0   | 0,10          | 0,05    | 0,03    |
| 0,1   | 0,12          | 0,06    | 0,04    |
| 0,2   | 0,14          | 0,07    | 0,05    |
| 0,3   | 0,16          | 0,08    | 0,06    |
| 0,4   | 0,18          | 0,09    | 0,07    |
| 0,5   | 0,20          | 0,10    | 0,08    |
| 0,6   | 0,22          | 0,11    | 0,09    |
| 0,7   | 0,24          | 0,12    | 0,10    |
| 0,8   | 0,26          | 0,13    | 0,11    |
| 0,9   | 0,28          | 0,14    | 0,12    |
| 1,0   | 0,30          | 0,15    | 0,13    |
| 1,1   | 0,32          | 0,16    | 0,14    |
| 1,2   | 0,34          | 0,17    | 0,15    |
| 1,3   | 0,36          | 0,18    | 0,16    |
| 1,4   | 0,38          | 0,19    | 0,17    |
| 1,5   | 0,40          | 0,20    | 0,18    |
| 1,6   | 0,42          | 0,21    | 0,19    |
| 1,7   | 0,44          | 0,22    | 0,20    |
| 1,8   | 0,46          | 0,23    | 0,21    |
| 1,9   | 0,48          | 0,24    | 0,22    |
| 2,0   | 0,50          | 0,25    | 0,23    |
| 2,2   | 0,52          | 0,26    | 0,24    |
| 2,4   | 0,54          | 0,27    | 0,25    |
| 2,6   | 0,56          | 0,28    | 0,26    |
| 2,8   | 0,58          | 0,29    | 0,27    |
| 3,0   | 0,60          | 0,30    | 0,28    |
| 3,2   | 0,62          | 0,31    | 0,29    |
| 3,4   | 0,64          | 0,32    | 0,30    |
| 3,6   | 0,66          | 0,33    | 0,31    |
| 3,8   | 0,68          | 0,34    | 0,32    |
| 4,0   | 0,70          | 0,35    | 0,33    |
| 4,2   | 0,72          | 0,36    | 0,34    |
| 4,4   | 0,74          | 0,37    | 0,35    |
| 4,6   | 0,76          | 0,38    | 0,36    |
| 4,8   | 0,78          | 0,39    | 0,37    |
| 5,0   | 0,80          | 0,40    | 0,38    |
| 5,2   | 0,82          | 0,41    | 0,39    |
| 5,4   | 0,84          | 0,42    | 0,40    |
| 5,6   | 0,86          | 0,43    | 0,41    |
| 5,8   | 0,88          | 0,44    | 0,42    |
| 6,0   | 0,90          | 0,45    | 0,43    |
| 6,2   | 0,92          | 0,46    | 0,44    |
| 6,4   | 0,94          | 0,47    | 0,45    |
| 6,6   | 0,96          | 0,48    | 0,46    |
| 6,8   | 0,98          | 0,49    | 0,47    |
| 7,0   | 1,00          | 0,50    | 0,48    |
| 7,2   | 1,02          | 0,51    | 0,49    |
| 7,4   | 1,04          | 0,52    | 0,50    |
| 7,6   | 1,06          | 0,53    | 0,51    |
| 7,8   | 1,08          | 0,54    | 0,52    |
| 8,0   | 1,10          | 0,55    | 0,53    |
| 8,2   | 1,12          | 0,56    | 0,54    |
| 8,4   | 1,14          | 0,57    | 0,55    |
| 8,6   | 1,16          | 0,58    | 0,56    |
| 8,8   | 1,18          | 0,59    | 0,57    |
| 9,0   | 1,20          | 0,60    | 0,58    |
| 9,2   | 1,22          | 0,61    | 0,59    |
| 9,4   | 1,24          | 0,62    | 0,60    |
| 9,6   | 1,26          | 0,63    | 0,61    |
| 9,8   | 1,28          | 0,64    | 0,62    |
| 10,0  | 1,30          | 0,65    | 0,63    |



Sơ đồ tính toán để xác định chu kỳ và dạng dao động của các đập cao có thể được xây dựng dưới dạng dầm trượt ngàm cứng vào nền. Phương pháp xây dựng như sau: mặt cắt đập hình thang cân (hình 5-13) được chia thành  $n$  lớp. Mỗi lớp cắt được thay thế bằng cột công sôn với khối lượng tập trung đặt ở trọng tâm của lớp cắt. Độ chuyển vị đơn vị nhận được theo phương pháp lực cho phép thiết lập phương trình cân bằng ứng với trường hợp dao động tự do dưới dạng sau:

$$\bar{Y} - CM\ddot{Y} \quad (5.61)$$

Trong đó:

$Y$  và  $\ddot{Y}$  - các vectơ chuyển vị và gia tốc của khối lượng trong sơ đồ tính toán;

$C$  - ma trận của chuyển vị đơn vị;

$M$  - ma trận chéo của các khối lượng.

**Bảng 5-8. Giá trị hệ số  $\eta_{ik}$  ứng với ba nhịp dao động bản thân của đập có kể đến đàn hồi của nền**

| $z_k/H_d$ | Giá trị $\eta_{ik}$ |       |       |           |       |       |           |       |       |
|-----------|---------------------|-------|-------|-----------|-------|-------|-----------|-------|-------|
|           | $K_n = 0,5$         |       |       | $K_n = 1$ |       |       | $K_n = 2$ |       |       |
|           | $i=1$               | $i=2$ | $i=3$ | $i=1$     | $i=2$ | $i=3$ | $i=1$     | $i=2$ | $i=3$ |
| 0         |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,1       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,2       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,3       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,4       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,5       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,6       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,7       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,8       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 0,9       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |
| 1,0       |                     |       |       |           |       |       |           |       |       |



**Hình 5-13. Sơ đồ quy đổi mặt cắt đập hình thang thành cột công sôn có khối lượng tập trung**

Giải phương trình vi phân đồng nhất sẽ có được các tần số và dạng dao động bản thân của sơ đồ tính toán. Để có năm nhịp dao động đầu chỉ cần chia sơ đồ tính toán thành mười lát cắt với khối lượng tập trung.

Sự qui định chuẩn về các chuyển vị tương đối được tiến hành theo công thức:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} \quad (5.62)$$

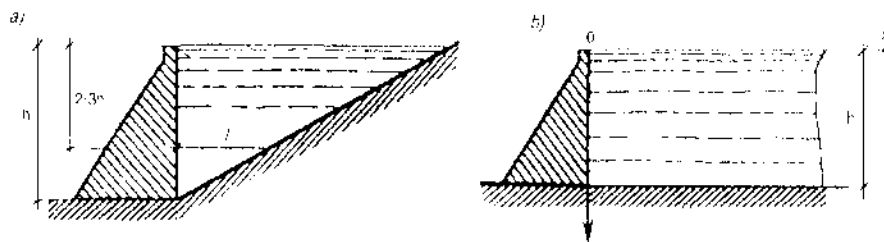
Trong đó:  $X_i(x_k)$  và  $X_i(x_j)$  - các chuyển vị của công trình theo nhịp dao động bản thân thứ  $i$  ở các điểm có tọa độ  $x_k$  và  $x_j$  ứng với sơ đồ tính toán công trình có khối lượng tập trung.

Nếu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thì tải trọng động đất lên công trình được tính chính xác hơn.

Các trường hợp có xét đến tác dụng bổ sung của áp lực nước, áp lực thủy động (thấm) và áp lực động của đất khi có động đất được giới thiệu ở phần "Những vấn đề chung trong thiết kế công trình thủy".

Dưới đây nêu trường hợp ảnh hưởng của nước hồ chứa đến tải trọng động đất.

### 5.5.2. Tác động của môi trường nước đối với ổn định công trình khi có động đất



**Hình 5-14. Sơ đồ hệ thống "đập - môi trường nước"**

- a) Đối với hồ chứa chiều dài hạn chế;
- b) Với hồ chứa chiều dài lớn (bài toán Vestergard).

Đối với đập dâng nước, khi có động đất sẽ xảy ra sự dao động của bản thân công trình và khối nước trước công trình.

Đại lượng của áp lực thủy động động đất phụ thuộc vào các tham số dao động của công trình và hình dạng hồ chứa. Biết được đại lượng áp lực thủy động động đất và giá tốc chuyển động của hệ thống "đập hồ chứa - môi trường nước" có thể xác định được khối lượng bổ sung của nước tác dụng lên công trình (hình 5-14).

Ngoài ảnh hưởng quán tính của nước còn có sự thay đổi đại lượng năng lượng khuếch tán dao động của hệ thống "công trình - môi trường nước".

Phần lớn các lời giải có xét đến tác động tương hỗ giữa đập và môi trường nước được dựa trên những giả thiết sau: xem nước là không nhớt và không nén, bỏ qua ảnh hưởng sóng trên bề mặt tự do; chuyển động của nước là chuyển động thế (không xoáy); xét dao động nhỏ của hệ "đập - môi trường nước" với các dao động ngang điều hoà.

Trong điều kiện trên, vận tốc chuyển động của các phân tử nước theo phương toạ độ (xem hình 5-14 b) và áp lực thủy động ở điểm bất kỳ biểu thị qua hàm thế  $\phi$  với bài toán phẳng có dạng sau:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = - \frac{\partial \phi}{\partial x}; \quad \frac{\partial V}{\partial t} = - \frac{\partial \phi}{\partial y}; \quad P(x, y, t) = \rho_n \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.63)$$

Trong đó:

$U, V$  - chuyển vị của các điểm trong môi trường nước theo phương  $x, y$ ;

$P(x, y, t)$  - áp lực thủy động tại điểm có toạ độ  $x, y$ ;

$\rho_n$  - mật độ của nước.

Thế vận tốc  $\phi(x, y, t)$  phải thỏa mãn phương trình Laplace (đối với chất lỏng không nén):

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0$$

và các điều kiện biên dưới đây:

- 1) Vận tốc đáy hồ theo phương thẳng đứng bằng không;
- 2) Trên bề mặt tự do áp suất không đổi (bỏ qua sự tạo sóng);
- 3) Chuyển động của chất lỏng ở các điểm cách xa đập bằng không;
- 4) Tốc độ di chuyển của các phân tử nước theo phương ngang và của các điểm ở mặt áp lực của đập bằng nhau.

Lời giải bài toán thủy động đàn hồi với các điều kiện nêu trên đã được các tác giả G.M. Vestergard, P.P. Kulmatch, I.X. Shaynin, X.G. Shulman và nhiều tác giả khác thực hiện.

Đại lượng áp lực thủy động phụ thuộc vào dạng dao động của công trình.

Khối lượng nước nhập vào công trình được tính theo công thức sau:

$$m_{myt} = \frac{P_{(y,t)}}{\bar{U}_{(y,t)}}$$

Trong đó:

$\bar{U}_{(y,t)}$  - giá tốc chuyển động của đập ở điểm  $y$ ;

$m_{myt}$  - khối lượng phân bố đều của nước ở điểm  $y$  được xem cùng chuyển động với đập.

Chu kỳ dao động nhịp thứ  $i$  của công trình có xét đến khối lượng nước  $T_{in}$  bằng:

$$T_{in} = T_i \sqrt{1 + (M_n / M_{cr})} \quad (5.64)$$

Trong đó:

$T_i$  - chu kỳ dao động nhịp thứ  $i$  của công trình trong không khí (không kể nước);

$M_n, M_{cr}$  - tổng khối lượng nước tham gia chuyển động và tổng khối lượng công trình.

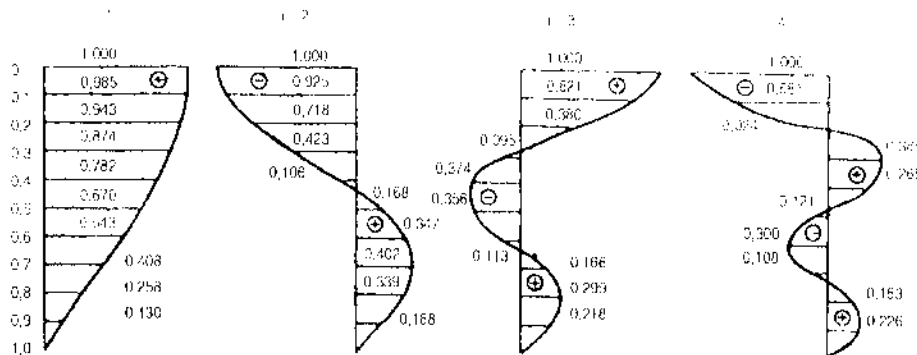
$$M_n = \int_0^b m_n(y) dy$$

Hệ số  $\eta_{ik}$  phụ thuộc vào dạng biến dạng của công trình ứng với nhịp dao động thứ  $i$  được xác định theo công thức:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum X_{ij}(m_j + m_{nj})}{\sum X_{ij}^2 m_j} \quad (5.65)$$

Trong đó:  $M_{nj}$  - giá trị khối nước nhập vào điểm  $j$  của công trình.

Trên hình 5-15 giới thiệu các dạng dao động bản thân với đập vật liệu địa phương ứng với sơ đồ tính toán nệm trượt.



**Hình 5-15. Các dạng dao động bản thân của đập đá theo sơ đồ nệm trượt gắn cứng vào nền**

