

THỦY CÔNG II

Chương 8 ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

§1 KHÁI NIỆM CHUNG VÀ LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN

1. Định nghĩa

Đập BTTL là loại đập bê tông mà sự ổn định của nó chủ yếu dựa vào trọng lượng bản thân. Cụ thể trọng lượng bản thân đóng vai trò chủ yếu giữ cho đập không bị trượt, lật và đẩy nổi.

II. Ưu nhược điểm của Đập BTTL

1. Ưu điểm

- Đập BTTL có thể cho nước tràn qua.
- Có thể xây dựng với chiều cao rất lớn (Grand Diksans ở Thụy Sĩ cao 284m).
- Thuận tiện cho việc bố trí tràn, công trình lấy nước, nhà máy thủy điện trong thân đập.
- Có tính bền vững lớn.

2. Nhược điểm

- Sự ổn định dựa vào trọng lượng bản thân nên thể tích lớn, tốn nhiều vật liệu giá thành cao.
- Đập có dạng khối lớn nên chịu tác dụng của ứng suất nhiệt.
- Do ứng suất nền lớn nên yêu cầu về nền cao hơn so với đập bằng vật liệu địa phương và đập đá.



Đập BTTL Tân Giang - Ninh Thuận, cao 39.5m

III. Lịch sử phát triển

Đập BTTL ra đời sớm và được xây dựng ngày một phổ biến. Đến nay cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật nói chung, kỹ thuật tính toán thiết kế cũng như thi công các công trình thủy đã có những tiến bộ đáng kể và đã tích lũy được nhiều kinh nghiệm phong phú. Vì vậy, trong khoảng 100 năm gần đây số lượng ĐBTTL chiếm hơn 50% tổng số các đập cao đã được xây dựng.

Ở Việt Nam trong những năm gần đây xu thế xây dựng đập BT đã và đang phát triển. Ví dụ đập Tân Giang ở Ninh Thuận cao 39.5m thi công hoàn thành năm 2001, hiện nay đang xây dựng đập Định Bình ở Bình Định, đập A Vương ở Quảng Nam, đập Sơn La ở Sơn La...

§2 MẶT CẮT NGANG CỦA ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Mặt cắt cơ bản của Đập BTTL

- Ban đầu mặt cắt ngang đập BTTL có nhiều hình dạng khác nhau. Dần dần cùng với sự phát triển lý luận tính toán, đập BTTL đã có những tiết diện hợp lý hơn, trong đó mặt cắt tam giác được xem là mặt cắt cơ bản được dùng phổ biến.

- Cơ sở thiết kế mặt cắt cơ bản:

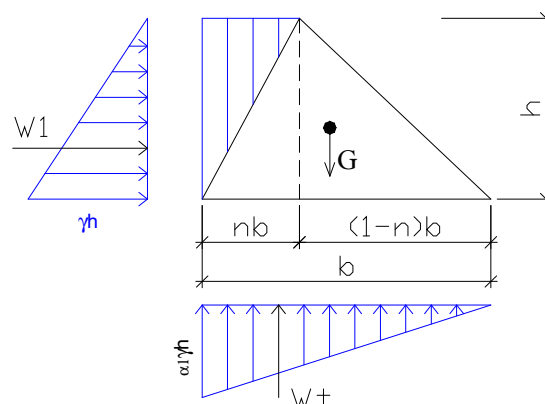
Mặt cắt cơ bản phải thỏa mãn các điều kiện sau:

- + Điều kiện cường độ : trong đập không sinh ra ứng suất kéo, nếu có thì trị số của nó phải nhỏ hơn ứng suất kéo cho phép của bê tông và trị số ứng suất nén không được phép lớn hơn ứng suất nén cho phép của bê tông.
- + Điều kiện ổn định: đập phải đảm bảo điều kiện ổn định chống trượt trong mọi trường hợp.
- + Điều kiện kinh tế: đập phải có khối lượng nhỏ nhất (chiều rộng đáy đập nhỏ nhất).

- Để xác định mặt cắt cơ bản của đập ta xét bài toán sau:

- Xét bài toán phẳng với chiều dài đơn vị (1m); chiều cao h ; hình chiếu mái thượng lưu là $n.b$, mái hạ lưu là $(1-n)b$, trong đó $n < 1$.

Các tải trọng tác dụng gồm : trọng lượng bản thân công trình G ; áp lực nước nằm ngang W_1 , áp lực nước thẳng đứng W_2 ; áp lực thấm dưới đáy đập W_t .



Hình 8.1 Sơ đồ tính mặt cắt cơ bản

1. Xác định chiều rộng đáy đập theo điều kiện cường độ

Ứng suất tại mép thượng, hạ lưu đập được xác định theo công thức :

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{6\Sigma M}{b^2} \quad (1)$$

trong đó :

ΣV : tổng các lực thẳng đứng

$$\Sigma V = G + W_2 - W_t$$

$$= \gamma_1 \frac{bh}{2} + \gamma \frac{nb.h}{2} - \alpha_1 \frac{\gamma h.b}{2}$$

$$= \frac{bh}{2} (\gamma_1 + n\gamma - \alpha_1\gamma) \quad (2)$$

ΣM_0 : tổng mômen của các lực đối với trọng tâm mặt cắt ngang tính toán.

$$\Sigma M_0 = M_{W1} + M_{Wt} - M_{W2} - M_G$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} + \alpha_1 \frac{\gamma h.b}{2} \cdot \frac{b}{6} - \gamma \frac{nb.h}{2} \left(\frac{b}{2} - \frac{nb}{3} \right) - \gamma_1 \frac{bh}{2} \left(\frac{\frac{b}{2} - nb}{3} \right) \\ &= \frac{b^2 h}{12} [2\gamma \frac{h^2}{b^2} + \alpha_1 \gamma - 3n\gamma + 2n^2\gamma - \gamma_1 - 2n\gamma_1] \end{aligned} \quad (3)$$

Với :

γ_1 : trọng lượng riêng của vật liệu.

γ : trọng lượng riêng của nước.

α_1 : hệ số áp lực thấm còn lại do tác dụng cản trở của màng chống thấm.

Thế (2) và (3) vào (1) ta xác định được ứng suất theo phương thẳng đứng tại mép thượng lưu σ_H' ở mép hạ lưu σ_H'' là :

$$\begin{aligned} \sigma_H' &= h[\gamma_1(1-n) + \gamma n(2-n) - \alpha_1\gamma - \frac{h^2}{b^2}] \\ \sigma_H'' &= n.h(\gamma_1 - \gamma - n\gamma) + \frac{h^3}{b^2} \end{aligned} \quad (4)$$

Khi hồ chứa đầy nước, ứng với điều kiện không phát sinh ứng suất kéo ở mép thượng lưu thì $\sigma_H' \geq 0$, đặt bài toán ở giới hạn $\sigma_H' = 0$, ta có :

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}(1-n) + n(2-n) - \alpha_1}} \quad (5)$$

Để khối lượng công trình nhỏ nhất, thì biểu thức trong căn đạt cực đại. Lấy đạo hàm theo n và cho đạo hàm bằng 0, ta được :

$$n = \frac{2 - \frac{\gamma_1}{\gamma}}{2} \quad (6)$$

Nếu trị số γ_1/γ lấy trung bình 2,4. Khi đó, $n=-0,2$ nghĩa là mái ngược. Điều này không thực tế, sẽ sinh ra ứng suất kéo ở mép hạ lưu khi thượng lưu không có nước, do đó để đảm bảo cường độ và kinh tế thì lấy $n=0$, khi đó:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} - \alpha_1}} \quad (7)$$

$$\text{Khi } \frac{\gamma_1}{\gamma} = 2,4 \text{ với } \alpha_1 = 0,5 \Rightarrow b = 0,73h$$

$$\text{Khi } \frac{\gamma_1}{\gamma} = 2,4 \text{ với } \alpha_1 = 0 \Rightarrow b = 0,65h$$

Vậy W_1 càng nhỏ thì b càng nhỏ và khối lượng vật liệu có thể giảm 10÷25%. Vì vậy cần thiết phải có biện pháp công trình để giảm áp lực thấm dưới đáy đập.

2. Xác định chiều rộng đáy đập theo điều kiện ổn định trượt

Điều kiện tối thiểu để đảm bảo ổn định trượt của đập là :

$$k_c \cdot W_1 = f \cdot \Sigma V \quad (8)$$

f : hệ số ma sát giữa đập và nền.

k_c : hệ số an toàn ổn định đập.

Xác định W_1 và thế (2) vào (8) ta được :

$$k_c \cdot \frac{\gamma h^2}{2} = f \frac{bh}{2} (\gamma_1 + \gamma \cdot n - \alpha_1 \gamma)$$

$$\Rightarrow b = k_c \frac{h}{f \left(\frac{\gamma_1}{\gamma} + n - \alpha_1 \right)}$$

Với $n=0$; $\gamma_1 = 2,4T/m^3$; $\gamma = 1T/m^3$; $f = 0,70$; $k_c = 1$ (điều kiện giới hạn)

Khi $\alpha_1 = 0,5$ thì $b=0,75h$

Khi $\alpha_1 = 0$ thì $b=0,60h$

Nhận xét :

+ Từ kết quả tính b trên ta thấy rằng khi $f = 0,70$ và áp lực thấm nhỏ thì bề rộng đáy đập b do điều kiện cường độ quyết định, còn trong trường hợp áp lực thấm lớn thì b do điều kiện ổn định quyết định.

+ Với nền đá có hệ số ma sát nhỏ hoặc nền đất thì chiều rộng đáy đập do điều kiện ổn định quyết định.

Chiều rộng đáy đập lý thuyết được chọn phải thỏa mãn ba điều kiện như nêu trên.

II. Mặt cắt thực tế của đập BTTL

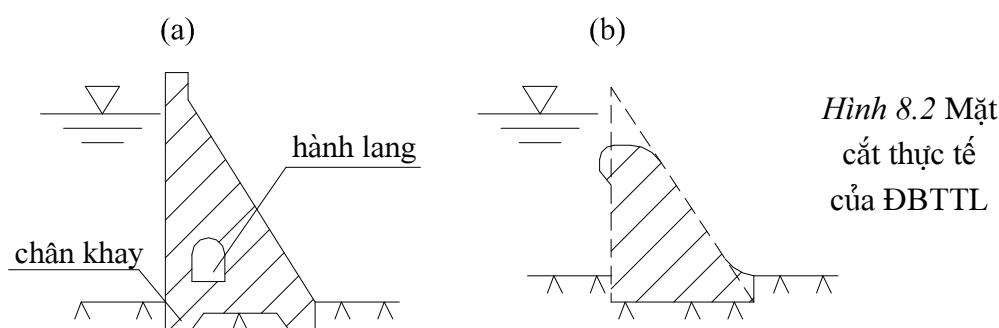
Mặt cắt thực tế của đập ĐBTTL có nhiều thay đổi so với mặt cắt cơ bản bởi vì:

- Trong điều kiện thực tế đập còn chịu tác dụng của các lực : áp lực bùn cát, áp lực sóng, lực quán tính động đất...

- Trong trường hợp đập không tràn nước thì chiều cao đập phải cao hơn và đỉnh đập kết hợp giao thông (hình 8.1a).
- Khi đập tràn nước thì đỉnh đập phải hạ thấp xuống, mái hạ lưu lượng cong, đảm bảo nối tiếp công trình tiêu năng, tạo mũi phun (hình 8.2b).
- Trong một số trường hợp trong thân đập xây dựng đường hầm lấy nước vào nhà máy thủy điện, tưới.
- Với đập lớn phải xây dựng hành lang thoát nước, đi lại kiểm tra và đặt thiết bị khoan phụt (hình 8.2b).
- Để tăng ổn định có thể làm chân khay ở thượng hạ lưu (hình a).

Lưu ý :

Đối với mặt cắt thực tế có sự thay đổi trị số ứng suất cũng như trạng thái ổn định của đập. Do đó, trong tính toán thiết kế phải kiểm tra lại.



§3 TÍNH CƯỜNG ĐỘ ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Mục đích, trường hợp và phương pháp tính toán

1. Mục đích tính toán

Tính toán ứng suất trong thân ĐBTTL nhằm xác định trị số, phương, chiều và sự phân bố ứng suất trong thân đập dưới tác dụng của ngoại lực và các yếu tố khác như : biến dạng nền, sự thay đổi nhiệt độ...nhằm mục đích :

- Kiểm tra khả năng chịu lực của vật liệu.
- Phân vùng để dùng vật liệu cho phù hợp, xác định phạm vi cần gia cố và phương đặt thép hợp lý.
- Phân khe thi công, cấu tạo các bộ phận công trình một cách thích hợp.

2. Các trường hợp tính toán

Tính toán ứng suất thân đập được tiến hành theo các trường hợp sau :

- Trường hợp khai thác: tính cho tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt.
- Trường hợp thi công: mới thi công xong chưa có nước tác dụng, hoặc mực nước trước đập chỉ dâng đến một mức nào đó đối với công trình vừa thi công vừa khai thác.
- Trường hợp sửa chữa : hồ chứa đầy nước sau đó tháo cạn.

3. Các phương pháp tính toán

- Việc xác định cường độ đập trọng lực được tiến hành theo hướng lý luận và thí nghiệm mô hình.
- Phương pháp lý luận có ba phương pháp tính toán chính:
 - + Phương pháp sức bền vật liệu (phương pháp phân tích trọng lực hoặc phương pháp phân tích tuyến tính). Giả thiết sự phân bố ứng suất pháp trên mặt phẳng nằm ngang theo qui luật đường thẳng và trị số tại các biên đập được xác định theo công thức nén lệch tâm.
 - + Phương pháp lý luận đàn hồi: xem đập là môi trường liên tục, đồng chất, đẳng hướng, ứng suất và biến dạng trong phạm vi đàn hồi tuân theo định luật Húc.
 - + Phương pháp phần tử hữu hạn: giải các phương trình lý thuyết đàn hồi bằng cách rời rạc hóa miền tính toán. Đây là phương pháp cho kết quả phù hợp với thực tế kể cả các đập có điều kiện biên phức tạp, giải được các bài toán phẳng và bài toán không gian, các bài toán có xét đến sự làm việc đồng thời của môi trường vật liệu làm đập và nền.

II. Tính ứng suất trong thân đập bằng phương pháp sức bền vật liệu

- Giả sử đập ngàm chặt vào nền, dùng công thức nén lệch tâm để tính.
- Tiến hành tính toán theo bài toán phẳng, nghĩa là chúng ta tiến hành khảo sát với đoạn đập có chiều dài đơn vị bỏ qua ảnh hưởng của lực tác dụng theo phương song song trục đập.
- Người ta thường dùng phương pháp sức bền vật liệu để kiểm tra ứng suất tại các biên đập ở các mặt cắt ngang khi sơ bộ định kích thước, đặc biệt đối với mặt cắt có kích thước thay đổi đột ngột.

1. Tính ứng suất trong thân đập

a. Tính ứng suất pháp σ_y trên tiết diện nằm ngang

- Xét mặt cắt nằm ngang 1-1 gắn với hệ tọa độ xoy như hình vẽ (O nằm ở mép hạ lưu).
- Trị số σ_y trên 1-1 sẽ phân bố theo qui luật đường thẳng, do đó trị số tại một điểm có hoành độ x được viết dưới dạng hàm bậc nhất $\sigma_y = a_2 + b_2x$, trong đó a_2, b_2 được xác định từ điều kiện biên :

$$+ \text{ Khi } x=0 \text{ thì } \sigma_y = \sigma''_y \Rightarrow a_2 = \sigma''_y$$

$$+ \text{ Khi } x=b \text{ thì } \sigma_y = \sigma'_y$$

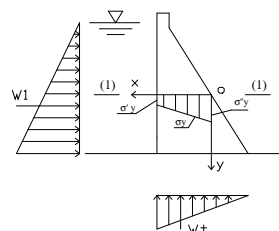
$$\Leftrightarrow \sigma'_y = a_2 + b_2.b \Rightarrow b_2 = \frac{\sigma'_y - \sigma''_y}{b}$$

Với :

$$\sigma'_y = \frac{V}{S} + \frac{M}{J} \frac{b}{2}$$

$$\sigma''_y = \frac{V}{S} - \frac{M}{J} \frac{b}{2}$$

Trong đó :



Hình 8.3 sơ đồ tính σ_y

V : tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên phần đập kể từ mặt cắt 1-1 trở lên.

M : tổng mômen đối với trọng tâm mặt cắt tác dụng lên phần đập tính từ mặt cắt 1-1 trở lên (qui ước M dương quay ngược chiều kim đồng hồ).

$$\text{Với : } J = \frac{1.b^3}{12}, S = 1.b$$

Suy ra

$$\sigma_y' = \frac{V}{b} + \frac{6M}{b^2}$$

$$\sigma_y'' = \frac{V}{b} - \frac{6M}{b^2}$$

Như vậy :

$$a_2 = \frac{V}{b} - \frac{6M}{b^2}$$

$$b_2 = \frac{12M}{b^3}$$

b. Xác định ứng suất tiếp trên mặt cắt ngang :

- Xét một khối phân tử trong thân đập với các cạnh là dx và dy có trọng lượng $dx.dy.\gamma_1$ và các ứng suất τ, σ_x, σ_y .

- Phân tử ở trạng thái cân bằng nên $\Sigma Y = 0$:

$$\Leftrightarrow \tau.dy - (\tau + \frac{\partial \tau}{\partial x} dx)dy + \sigma_y dy - (\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy)dx + \gamma_1 dx.dy = 0$$

$$\Leftrightarrow \frac{\partial \tau}{\partial x} dx.dy + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dx.dy - \gamma_1 dx.dy = 0$$

$$\Leftrightarrow \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \gamma_1 = 0$$

$$\Leftrightarrow \partial \tau = \gamma_1 dx - \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dx$$

Thay $\sigma_y = a_2 + b_2 x$ vào ta được :

$$\partial \tau = \gamma_1 dx - \frac{\partial a_2}{\partial y} dx - \frac{\partial b_2}{\partial y} x.dx$$

Tích phân hai vế ta được :

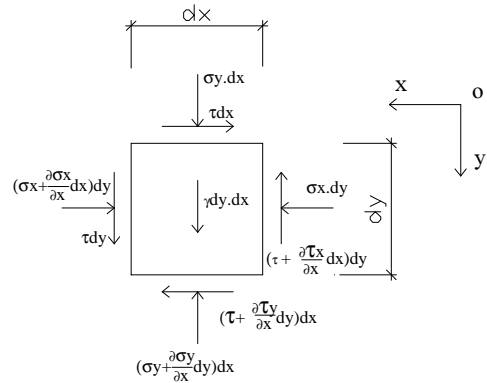
$$\tau = (\gamma_1 - \frac{\partial a_2}{\partial y}).x - \frac{1}{2} \frac{\partial b_2}{\partial y} x^2 + C$$

$\frac{\partial a_2}{\partial y}, \frac{\partial b_2}{\partial y}$ có thể xem là các sai phân của a và b.

Do đó τ có dạng hàm bậc hai :

$$\tau = a_1 + b_1 x + c_1 x^2$$

Trong đó a_1, b_1, c_1 là các hằng số xác định từ các điều kiện biên sau :



Hình 8.5 Sơ đồ tính ứng suất tiếp τ và ứng suất pháp σ_x

a. Tại mép hạ lưu :

$$x = 0 \quad \text{thì} \quad \tau = \tau'' \Rightarrow a_1 = \tau''$$

b. Tại mép thượng lưu :

$$x = b \quad \text{thì} \quad \tau = \tau' \Leftrightarrow a_1 + b_1.b + c_1.b^2 = \tau'$$

c. Tổng ứng suất tiếp trên tiết diện nằm ngang phải bằng tổng các lực tác dụng ngang từ mặt cắt ngang đang xét trở lên :

$$\int_0^b \tau . dx = \int_0^b (a_1 + b_1 x + c_1 x^2) dx = -\Sigma W$$

Giải hệ phương trình (a), (b), (c) ta được :

$$a_1 = \tau''$$

$$b_1 = -\frac{1}{b} \left(6 \frac{\Sigma W}{b} + 2\tau' + 4\tau'' \right)$$

$$c_1 = \frac{1}{b^2} \left(6 \frac{\Sigma W}{b} + 3\tau' + 3\tau'' \right)$$

c. Tính ứng suất pháp σ_x trên mặt phẳng thẳng đứng :

- Viết phương trình cân bằng lực cho phân tố theo phương x :

$$\Sigma X = 0$$

$$\Leftrightarrow -\tau . dx + \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial y} dy \right) dx + \sigma_x . dy - \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx \right) . dy = 0$$

$$\Leftrightarrow \frac{\partial \tau}{\partial y} - \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0$$

- Thay $\tau = a_1 + b_1 x + c_1 x^2$ vào ta được :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial a_1}{\partial y} + \frac{\partial b_1}{\partial y} x + \frac{\partial c_1}{\partial y} x^2 + \frac{\partial \sigma_x}{\partial y} x^2 + 2x \frac{\partial c_1}{\partial y}$$

- Tích phân hai vế ta được :

$$\sigma_x = \frac{\partial a_1}{\partial y} x + \frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial y} x^2 + \frac{\partial c_1}{\partial y} b_1 x + \frac{1}{3} \frac{\partial c_1}{\partial y} x^3 + c_1 \frac{\partial x}{\partial y} x^2 + C$$

$$\sigma_x = C + \left(\frac{\partial a_1}{\partial y} + \frac{\partial c_1}{\partial y} b_1 \right) . x + \left(\frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial y} + c_1 \frac{\partial x}{\partial y} \right) . x^2 + \frac{1}{3} \frac{\partial c_1}{\partial y} x^3$$

- Khi $x=0$ ta có $C=\sigma''_x$ và để ý rằng khi đó khối phân tử nằm sát mép hạ lưu nên $\frac{\partial x}{\partial y} = \operatorname{ctg}\alpha$
 $\sigma_x = m_2$, nên ta có thể viết :

$$\sigma_x = \sigma''_x + \left(\frac{\partial a_1}{\partial y} + m_2 b_1\right).x + \left(\frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial y} + m_2 c_1\right).x^2 + \frac{1}{3} \frac{\partial c_1}{\partial y} x^3$$

- Như vậy σ_x có dạng hàm bậc ba tổng quát như sau :

$$\sigma_x = a_3 + b_3 x + c_3 x^2 + d_3 x^3$$

Các hệ số a_3, b_3, c_3, d_3 như sau :

$$a_3 = \sigma''_x$$

$$b_3 = \frac{\partial a_1}{\partial y} + b_1.m_2$$

$$c_3 = \frac{1}{2} \frac{\partial b_1}{\partial y} + c_1.m_2$$

$$d_3 = \frac{1}{3} \frac{\partial c_1}{\partial y}$$

- Để đơn giản xem $\frac{\partial a_1}{\partial y}, \frac{\partial b_1}{\partial y}, \frac{\partial c_1}{\partial y}$ là các sai phân

$$\frac{\partial a_1}{\partial y} = \frac{a_1 - a_1^+}{\Delta y}; \quad \frac{\partial b_1}{\partial y} = \frac{b_1 - b_1^+}{\Delta y}; \quad \frac{\partial c_1}{\partial y} = \frac{c_1 - c_1^+}{\Delta y}$$

Với a_1^+, b_1^+, c_1^+ là các hệ số của phương trình σ_x ứng với mặt cắt nằm phía trên mặt cắt tính toán một đoạn Δy .

Lưu ý : Khi tính toán sơ bộ có thể đơn giản hóa xem ứng suất pháp σ_x phân bố theo qui luật đường thẳng.

$$\sigma_x = a_3 + b_3 x$$

Với a_3, b_3 được xác định theo điều kiện biên ta được :

$$a_3 = \sigma''_x$$

$$b_3 = \frac{\sigma'_x - \sigma''_x}{b}$$

d. Ứng suất chính :

- Ứng suất chính tại một điểm bất kỳ trong thân đập được xác định theo công thức :

$$N_{1-2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

- Ứng suất tiếp cực đại tại các điểm tương ứng :

$$T = \frac{N_1 - N_2}{2} = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}$$

- Phương ứng suất chính $N_1 (N_1 > N_2)$ làm với trục x ($\sigma_x > \sigma_y$) hoặc với trục y ($\sigma_x < \sigma_y$) một góc θ_1 xác định theo công thức :

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{-(\sigma_x - \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}$$

$$\operatorname{tg} 2\theta_1 = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Khi $\operatorname{tg} 2\theta_1 > 0$ thì $0 < \theta_1 < 45^\circ$

$\operatorname{tg} 2\theta_1 < 0$ thì $-45^\circ < \theta_1 < 0^\circ$

Với qui ước theo chiều kim đồng hồ là dương.

- Ứng suất tiếp cực đại hướng theo đường phân giác giữa các phương ứng suất pháp chính nghĩa là tạo với phương ứng suất pháp chính một góc 45° .

2. Xác định ứng suất tại hai mép đập:

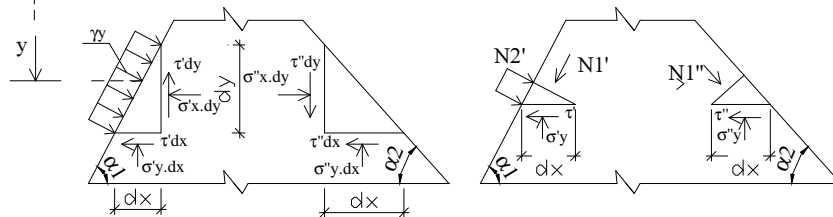
a. Ứng suất pháp trên tiết diện nằm ngang tại hai mép đập :

- Tại mép thượng lưu :

$$\sigma_y' = \frac{V}{b} + \frac{6M}{b^2}$$

- Tại mép hạ lưu :

$$\sigma_y' = \frac{V}{b} - \frac{6M}{b^2}$$



Hình 8.6 Sơ đồ tính ứng suất biên

b. Xác định ứng suất tiếp trên tiết diện ngang tại mép đập

- Xét phân tử tại mép thượng hạ lưu đập

$$\Sigma Y = 0$$

$$\Leftrightarrow \gamma \cdot y \cdot \frac{dx}{\cos \alpha_1} \cos \alpha_1 - \frac{\tau' \cdot dx}{\operatorname{ctg} \alpha_1} - \sigma_y' \cdot dx + \frac{1}{2} \gamma_1 dx \cdot dy = 0$$

Bỏ qua VCB bậc cao ta được :

$$\tau' = (\gamma \cdot y - \sigma_y') \operatorname{ctg} \alpha_1$$

$$\Leftrightarrow \tau' = (\gamma \cdot y - \sigma_y') m_1$$

y : độ sâu tính toán

γ : dung trọng của nước.

- Tại mép hạ lưu

$$\text{Tương tự ta được : } \tau'' = \sigma_y'' \cdot m_2$$

c. Xác định ứng suất pháp trên mặt cắt đứng tại các mép đập :

- Tại mép thượng lưu :

$$\Sigma X = 0$$

$$\Leftrightarrow \sigma_x' . dy - \gamma . y . \frac{dx}{\cos \alpha_1} \sin \alpha_1 + \tau' . dx = 0$$

$$\Rightarrow \sigma_x' = \gamma . y . \operatorname{tg} \alpha_1 . \frac{dx}{dy} - \tau' . \frac{dx}{dy}$$

$$\Rightarrow \sigma_x' = \gamma . y - (\gamma . y - \sigma_y') m_1^2$$

- Tại mép hạ lưu :

Tương tự viết phương trình cân bằng cho phân tố ở mép hạ lưu ta được :

$$\sigma_x'' = \sigma_y'' . m_2^2$$

d. Ứng suất chính :

- Tại mặt thượng lưu :

$$+ N_2' = \gamma . y$$

- + Xét cân bằng phân tố tam giác tại biên thượng lưu :

$$\Sigma Y = 0$$

$$\Leftrightarrow \gamma . y . dx . \cos \alpha_1 . \cos \alpha_1 + N_1' . dx . \sin \alpha_1 . \sin \alpha_1 - \sigma_y' . dx = 0$$

$$\Rightarrow N_1' = \frac{\sigma_y' - \gamma . y . \cos^2 \alpha_1}{\sin^2 \alpha_1}$$

- Mép hạ lưu :

Tương tự ta cũng có :

$$+ N_2'' = 0$$

$$+ N_1'' = \frac{\sigma_y''}{\sin^2 \alpha_2}$$

Nhận xét :

- Khi $\sigma_y' < \gamma . y . \cos^2 \alpha_1$ mái thượng lưu sẽ phát sinh ứng suất kéo. Vì vậy phải tăng α_1 , thường lấy $\alpha_1 = 90^\circ$.

- Đối với mép hạ lưu :

Khi α_2 nhỏ thì N_1'' lớn do đó cần có biện pháp tăng α_2 .

e. Ứng suất tiếp cực trị tại biên đập

- Tại mép thượng lưu :

$$T' = \frac{N_1' - N_2'}{2}$$

- Tại mép hạ lưu :

$$T'' = \frac{N_1''}{2}$$

3. Nhận xét về phương pháp

Phương pháp sức bền vật liệu đơn giản, sai số do giả thiết ban đầu nhỏ. Nhưng không giải quyết về sự tập trung ứng suất, ứng suất nhiệt và không xét đến sự ảnh hưởng của biến dạng nền.

III. Sự phân bố ứng suất trong thân đập, đường đẳng ứng suất và quỹ đạo ứng suất

1. Đường đẳng ứng suất

Các đường cong trên đó các ứng suất có cùng trị số gọi là đường đẳng ứng suất. Nhờ nó ta hiểu rõ tình hình phân bố ứng suất làm cơ sở chọn vật liệu thích hợp cho từng vùng trong thân đập.

2. Đường quỹ đạo ứng suất

Đường quỹ đạo ứng suất (đường quỹ đạo ứng suất chính) là đường mà tiếp tuyến tại mỗi điểm nằm trên nó trùng với phương tác dụng của ứng suất chính.

3. Cách vẽ đường đồng ứng suất theo phương pháp sức bền vật liệu

- Chia mặt cắt thành từng ô lưới (với độ rộng ô lưới khoảng 3- 5m)
- Tại mỗi tiết diện ngang xác định M, V, b và xác định được các hệ số $a_1, b_1, c_1, a_2, b_2, a_3, b_3, c_3, d_3$.
- Tính được $\sigma_x, \sigma_y, \tau, N_1, N_2, \theta$ tại các mắt lưới.
- Vẽ đường đồng ứng suất (hay quỹ đạo ứng suất) bằng phương pháp nội suy.

IV. Các nhân tố ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất trong thân đập

1. Ảnh hưởng của biến dạng nền đến sự phân bố ứng suất trong thân đập.

Dưới tác dụng của trọng lượng nước trong hồ và trọng lượng bản thân, nền đập tất nhiên bị biến dạng. Chính sự biến dạng đó ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất trong đập nhất là ở phần chiều cao gần đáy đập.

Nói chung sự phân bố ứng suất ở vùng đáy đập chủ yếu phụ thuộc vào tỷ số giữa môđun đàn hồi của vật liệu làm đập E_d và của nền E_n . Dưới đây chỉ trình bày định tính ảnh hưởng của biến dạng nền đối với trạng thái ứng suất trong thân đập.

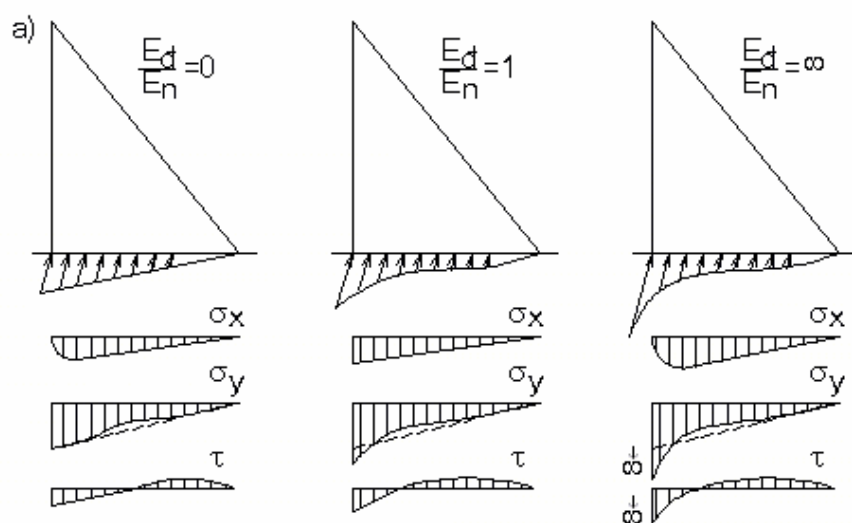
a. Xét trường hợp hồ tháo cạn nước và $\frac{E_d}{E_n}$ Biến đổi từ nhỏ đến lớn.

Chỉ khi $\frac{E_d}{E_n} = 0$, tức $E_n = \infty$ (nền tuyệt đối cứng) thì sự phân bố ứng suất pháp σ_y mới theo quy luật đường thẳng. Khi tỷ số $\frac{E_d}{E_n}$ tăng dần lên, biểu đồ σ_y sẽ thay đổi tăng lên ở chân đập phía thượng lưu và nếu $\frac{E_d}{E_n} = \infty$ (tức $E_n = 0$) thì σ_y tại chân đập phía thượng lưu sẽ lớn vô cùng,

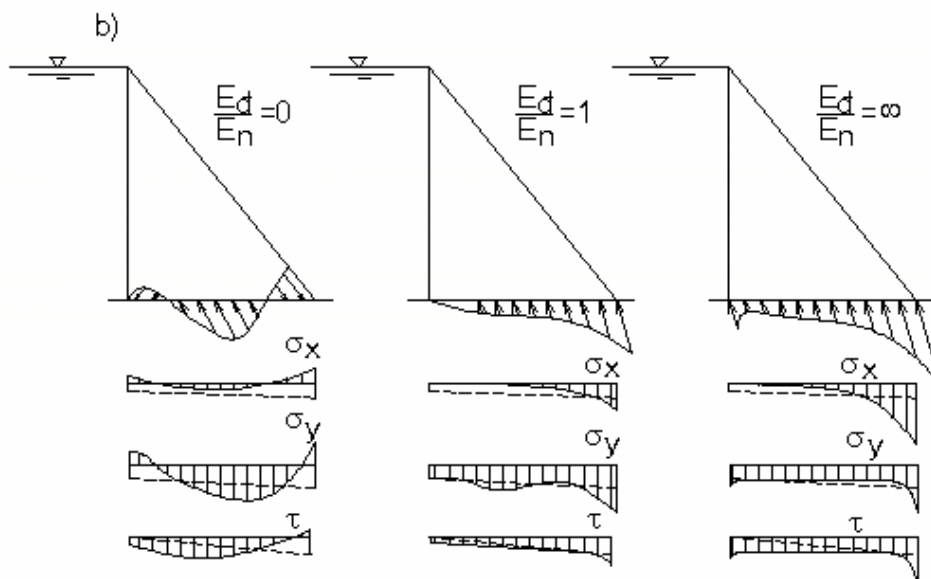
trong khi đó phát sinh ứng suất tiếp τ hướng về trung tâm tiết diện do đó σ_x tăng lên. Điều đó có lợi đối với đập vì những vết nứt do vật liệu giãn nở ở đáy đập và các vết nứt phía thượng lưu được ép kín lại.

b. Xét trường hợp hồ đầy nước.

$\frac{E_d}{E_n}$ nhỏ ($=0$) ứng suất σ_y ở đáy thượng lưu giảm đi và thậm chí có dấu âm. Nhưng tỷ số $\frac{E_d}{E_n}$ tiếp tục tăng lên thì biểu đồ σ_y lại thay đổi, phía thượng lưu và cả hạ lưu dần tăng lên và khi $\frac{E_d}{E_n} = \infty$ không những σ_y ở đáy hạ lưu tăng lên mà cả σ_x cũng tăng, vượt xa trị số do quy luật biến thiên theo đường thẳng quyết định. Điều đó rõ ràng là sự biến dạng của nền khi hồ đầy nước không có lợi đối với đập.



Sự biến đổi ứng suất tại đáy đập trong trường hợp không chứa nước



Sự biến đổi ứng suất tại đáy đập trong trường hợp chứa nước

2. Ảnh hưởng của lực thấm đến các thành phần ứng suất trong thân đập

Thực tế khi hồ dâng nước, trong đập hình thành dòng thấm. Vấn đề tính toán áp lực thấm trong các tiết diện của đập bê tông cho đến nay chưa được giải quyết rõ ràng. Dưới đây trình bày cách tính áp lực thấm W_t trên một mặt cắt ngang nào đó được dùng phổ biến hiện nay:

$$W_t = \alpha_2 \gamma \Omega$$

Ω - diện tích vùng thấm nước kể từ mặt cắt tính toán trở lên.

α_2 - hệ số truyền áp lực phụ thuộc vào bề mặt của lỗ rỗng hay mật độ của bê tông và trạng thái ứng suất của bê tông, dao động từ $0,43 \div 0,95$ đạt trị số lớn nhất ở vùng bê tông chịu kéo.

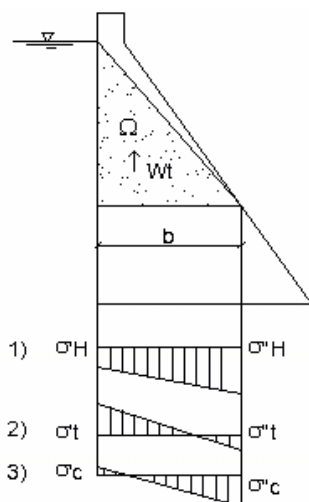
γ - dung trọng của nước.

Ứng suất theo phương thẳng góc với mặt nằm ngang có chiều rộng b được xác định theo công thức nén lệch tâm.

$$\sigma_t = \frac{W_t}{b} \pm \frac{6M}{b^2}$$

M - mômen của lực thấm W_t đối với tâm mặt cắt có chiều rộng b .

Nhìn vào biểu đồ ứng suất tổng cộng ta thấy áp lực thấm của đập bê tông làm cho đập làm việc trong điều kiện bất lợi.



Biểu đồ ứng suất

1. Khi chưa kể áp lực thấm

2. Do áp lực thấm gây ra

3. Biểu đồ ứng suất tổng cộng

3. Ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ đến ứng suất trong thân đập.

Ảnh hưởng của nhiệt độ đối với đập có hai loại:

- Thời kỳ xây dựng: nhiệt độ sinh ra do quá trình thủy hóa của xi măng, sau đó tỏa nhiệt, nhưng quá trình tỏa nhiệt không đều trong khối bê tông, do đó bê tông phát sinh ứng suất kéo và nén.
- Trong thời kỳ khai thác: ứng suất nhiệt sinh ra là do độ chênh lệch nhiệt độ ở mép ngoài và phía trong của đập cũng như do đập liên kết với nền nên khối đập không thể biến dạng một cách tự do khi nhiệt độ bên ngoài dao động. Khối bê tông càng lớn thì sự ảnh

hưởng của sự thay đổi nhiệt độ đến ứng suất trong thân đập thể hiện càng rõ, đặc biệt là chỗ tiếp xúc của đập với nền, giữa bê tông cũ và mới.

Một quá trình như vậy cũng xảy ra, nhưng với mức độ thấp, khi có sự phân bố không đều của độ ẩm.

Biến dạng dẻo của bê tông cũng có tác dụng làm cho ứng suất trong thân đập phân bố lại đều đặn hơn.

4. Ảnh hưởng của việc phân giai đoạn thi công đến ứng suất thân đập

Khi đập bê tông được thi công theo từng giai đoạn thì sự phân bố ứng suất trong thân đập khác với qui luật mà chúng ta đã nghiên cứu.

V. Ứng suất quanh các lỗ và hành lang trong thân đập

- Để xác định ứng suất quanh lỗ dạng tròn hoặc elip xác định theo công thức của X.P. Timosenko (xem giáo trình).
- Để xác định chính xác ta dùng phương pháp số được lập trình trên máy tính.
- Xung quanh lỗ thường xuất hiện ứng suất nén tập trung và ứng suất kéo vì vậy cần phải bố trí cốt thép để chịu ứng suất kéo hoặc nén tập trung đó. Tại điểm góc cần vác hợp lý để giảm ứng suất tập trung.

§4. TÍNH ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Phương pháp tính toán

Dưới tác dụng của tải trọng, công trình, hệ công trình-nền có thể mất ổn định. Việc tính toán ổn định được tiến hành tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất.

Công thức tính toán:

$$n_c \cdot N_{tt} \leq \frac{m}{k_n} \cdot R$$

N_{tt} , R – lần lượt là giá trị tính toán của lực tổng quát gây trượt(hoặc lật) và của lực chống giới hạn;

k_n – hệ số tin cậy, phụ thuộc cấp công trình;

n_c – hệ số tổ hợp tải trọng;

m – hệ số điều kiện làm việc.

(các hệ số xem ở TCVN 4253-86, Nền các công trình thủy công)

II. Tính ổn định của đập BTTL dọc theo mặt nền

1. Đặt vấn đề

Khi chịu tải trọng, trong đập phát sinh ứng suất tiếp, nếu giá trị các ứng suất này vượt quá sức chống cắt thì đập sẽ phá hoại vì trượt. Mặt phá hoại thường xảy ra tại các vị trí có tính

xung yếu: khe thi công ngang, mặt tiếp xúc giữa đập và nền, trong đó mặt nguy hiểm nhất là mặt tiếp xúc giữa đập và nền. Mặt khác công trình còn có thể bị đẩy nổi hoặc bị lật.

2. Kiểm tra ổn định trượt dọc theo mặt nền

- Trong trường hợp tổng quát lực chống cắt bằng:

$$\tau = f \cdot \sigma + c$$

Trong đó :

σ : ứng suất pháp tại mặt nền.

f : hệ số ma sát :

$f = 0.65 \div 0.70$	với đá tốt.	$f = 0.40 \div 0.50$	với đất cát.
$f = 0.50 \div 0.65$	với đá trầm tích.	$f = 0.20 \div 0.30$	với đất á cát.
$f = 0.30 \div 0.50$	với đá nham thạch.	$f = 0.25 \div 0.35$	với đất á sét.
$f = 0.50 \div 0.60$	với đất sỏi, cuội.	$f = 0.20 \div 0.30$	với đất sét.

c : lực dính kết đơn vị, đối với nền đá có thể lấy $c = (20 \div 40) \text{ T/m}^2$, đối với nền đất hoặc đá yếu có thể cho $c = 0$.

Với chiều dài một nhịp đập tính toán là L , suy ra tổng lực chống cắt tại mặt nền:

$$R = L \cdot \int_0^b \tau \cdot db = L \cdot \int_0^b (f \cdot \sigma + c) \cdot db$$

$$\Rightarrow R = f(G - W_1) + F \cdot c$$

Với $F = L \cdot b$ diện tích mặt phá hoại.

G - tổng các lực đứng

- Lực gây trượt :

$$N_{tt} = \vec{W}_1 + \vec{W}_{bc} + \vec{W}_2 + \dots$$

- Hệ số ổn định trượt :

$$k_t = \frac{R}{N_{tt}}$$

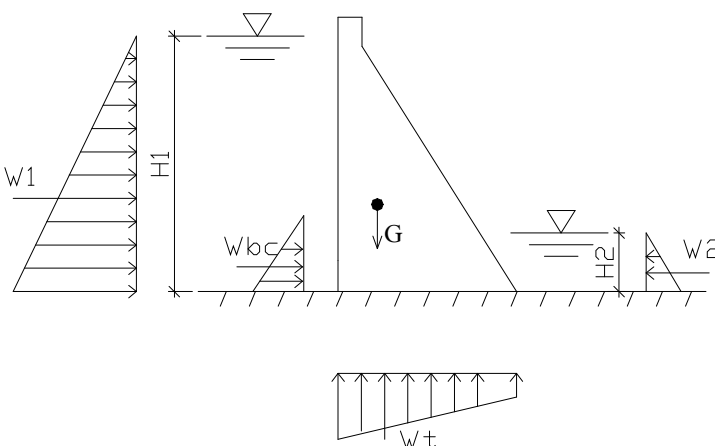
- Để đập làm việc an toàn không bị trượt thì :

$$k_t \geq [k_t] = \frac{n_c \cdot k_n}{m}$$

Ghi chú :

Hệ số f và c được xác định bằng kết quả thí nghiệm. Cần chú ý rằng các điều kiện thí nghiệm thường khác nhiều so với tình hình làm việc thực tế của công trình, trị số thu được từ thí nghiệm thường thiên lớn, nhất là hệ số c có phạm vi thay đổi rất lớn nó phụ thuộc vào loại nền và chất lượng thi công. Lực dính c có thể không phát sinh trên toàn mặt tiếp xúc, vì vậy thường lấy bằng $(30 \div 40)\%$ kết quả thí nghiệm ở hiện trường.

- Trường hợp mặt nền nằm nghiêng một góc α , thì trị số k_t được xác định như sau :



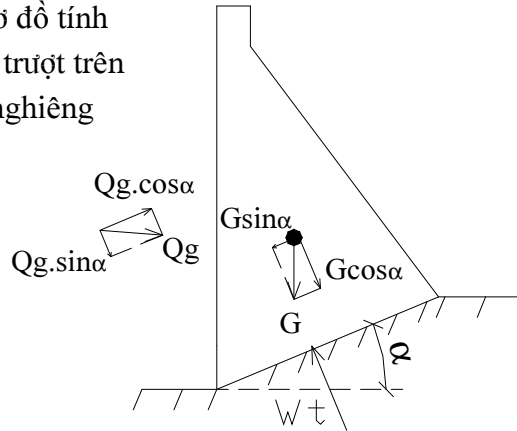
Hình 8.8

Sơ đồ tính toán ổn định trượt

$$k_t = \frac{f(G.\cos\alpha + Q_g.\sin\alpha - W_t) + F.c}{Q_g.\cos\alpha - G.\sin\alpha}$$

F : diện tích phá hoại theo mặt nghiêng.

Hình 8.9 Sơ đồ tính toán ổn định trượt trên mặt trượt nghiêng



3. Kiểm tra ổn định đẩy nổi

Dưới tác dụng của lực thấm, đập có thể bị đẩy nổi, hệ số an toàn được tính:

$$K_{dn} = \frac{G}{W_t}$$

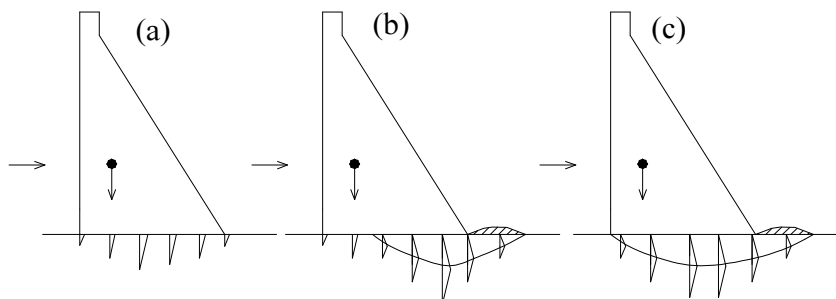
4. Kiểm tra ổn định lật về phía hạ lưu

Khi tính ổn định lật thì R là tổng mômen chống lật còn N_t là tổng mômen gây lật. Việc kiểm tra này thực tế không cần thiết vì thông thường hệ số an toàn tương đối lớn.

III. Tính toán ổn định của đập cùng với một phần nền

- Trường hợp này thường xảy ra khi nền là đất hoặc đá yếu. Tùy theo tính chất nền và đặc điểm của tải trọng, mất ổn định của đập cùng một phần nền có thể xảy ra theo sơ đồ trượt phẳng, trượt sâu hoặc trượt hỗn hợp.

a. Trượt phẳng: mặt trượt phát sinh giữa đáy công trình và nền (hình 8.10a).



Hình 8.10 Sơ đồ các dạng mặt trượt

b. Trượt hỗn hợp: phía thượng lưu mặt trượt trùng với mặt nền, phía hạ lưu mặt trượt cong ăn sâu vào nền (hình 8.10b).

c. Trượt sâu: Mặt trượt ăn sâu hoàn toàn vào trong nền (hình 8.10c).

1. Phán đoán khả năng trượt

Theo tiêu chuẩn "Nền các công trình thủy công TCVN 4253-86", các tiêu chuẩn phán đoán mặt trượt như sau:

- Chỉ được tính toán ổn định công trình theo một sơ đồ trượt phẳng đối với nền là cát, đất hòn lòn, đất có sét cứng và nửa cứng, khi phải thỏa mãn điều kiện:

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{B \cdot \gamma_1} \leq N_{\sigma}^{\lim} \quad (9)$$

và cả đối với nền là đất có sét dẻo, dẻo cứng và dẻo mềm, ngoài điều kiện (3) cần thỏa mãn thêm các điều kiện dưới đây:

$$\operatorname{tg} \psi_1 = \operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{\sigma_{tb}} \geq 0.45 \quad (10)$$

$$C_v^0 = \frac{K_t(1+e)t_0}{a \cdot \gamma_n \cdot h_0^2} \geq 4 \quad (11)$$

N_{σ} - chỉ số mô hình hoá;

σ_{\max} - ứng suất pháp lớn nhất tại điểm góc của đáy móng công trình;

B - kích thước cạnh (chiều rộng) đáy móng công trình chữ nhật, song song với lực trượt (không tính chiều dài sân trước néo vào móng công trình);

γ_1 - trọng lượng thể tích của đất nền (khi nền nằm dưới mực nước ngầm, cần xét đến sự đẩy nổi của nước);

N_{σ}^{\lim} - chuẩn số không thứ nguyên lấy bằng 1 đối với cát chặt và bằng 3 đối với các loại đất khác; đối với các loại đất nền đối với công trình cấp I và II chuẩn số được xác định bằng thực nghiệm;

$\operatorname{tg} \psi_1$ - giá trị tính toán của hệ số trượt;

φ_1, c_1 - giá trị tính toán của góc ma sát trong và lực dính của đất nền;

σ_{tb} - ứng suất pháp trung bình của đáy móng công trình;

C_v^0 - hệ số mức độ cố kết;

K_t - hệ số thấm;

e - hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên;

t_0 - thời gian thi công công trình;

a - hệ số nén của đất;

γ_n - trọng lượng riêng của nước

h_0 - chiều dày tính toán của lớp cố kết, lấy bằng chiều dày của lớp đất có sét h_1 (nhưng không lớn hơn B). Nếu đất có sét bị ngăn cách với đáy móng công trình bởi một lớp không tiêu thoát nước có chiều dày h_2 , thì phải lấy $h_0 = h_1 + h_2$ (nhưng không lớn hơn B)

- Khi không thoả mãn các điều kiện nêu trên, đối với công trình trên nền đồng nhất, trong mọi trường hợp phải tính toán ổn định công trình trên sơ đồ trượt hỗn hợp.
 - Tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt sâu phải được thực hiện trong các trường hợp:
 - + Công trình trên nền đồng nhất và không đồng nhất chỉ chịu tải trọng thẳng đứng;
 - + Các công trình chịu tải trọng thẳng đứng và nằm ngang trên nền không đồng nhất mà không thoả mãn yêu cầu trượt phẳng;
- Khi có tải trọng nghiêng, phải kiểm tra ổn định công trình theo sơ đồ trượt phẳng.

2. Tính toán theo sơ đồ trượt phẳng

- Đối với mặt trượt nằm ngang lực gây trượt N_{tt} và lực chống trượt giới hạn R xác định theo công thức:

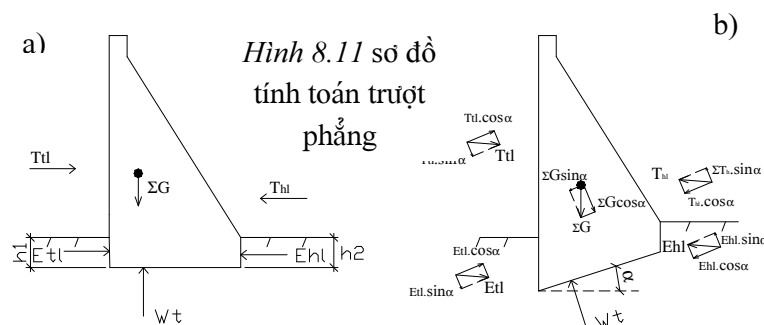
$$N_{tt} = T_{tl} + E_{tl} - T_{hl}$$

$$R = (\sum G - W_t) \tan \varphi + c.B + m_1 E_{hl}$$

T_{tl} , T_{hl} : Tổng tải trọng ngang tác dụng lên công trình có tác dụng đẩy (T_{tl}), có tác dụng giữ (T_{hl}) không kể áp lực đất.

E_{hl} , E_{tl} : lần lượt là các thành phần nằm ngang của áp lực bị động của đất từ phía mặt hạ lưu của công trình và của áp lực đất chủ động của đất từ phía thượng lưu;

m_1 : hệ số điều kiện làm việc, xét đến quan hệ giữa áp lực bị động của đất với chuyển vị ngang của công trình, lấy theo kết quả thí nghiệm thực nghiệm. Khi không có điều kiện thí nghiệm có thể lấy bằng 0,7.



- Trong trường hợp mặt trượt nghiêng, khi xác định N_{tt} và R phải chiếu tất cả các lực lên mặt nghiêng này và lên mặt phẳng thẳng góc với mặt nghiêng đó (hình 8.11b).

3. Tính toán theo sơ đồ trượt hỗn hợp

- Trong trường hợp này, mặt trượt chia làm hai phần :

+ B_1 : trượt sâu.

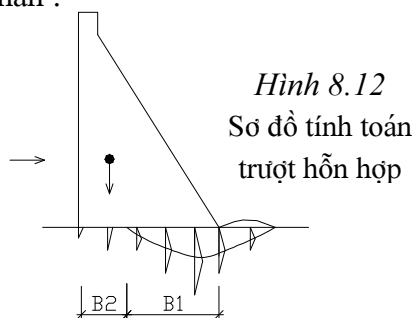
+ B_2 : trượt phẳng.

Thành phần chống trượt :

$$R = (\sigma \tan \varphi + c) B_2 + B_1 \cdot \tau_{gh}$$

σ : tải trọng phân bố trong phạm vi B_2 .

τ_{gh} : ứng suất tiếp giới hạn tại phần bị ép trôi xác định theo phụ lục 3 TCVN 4253-86

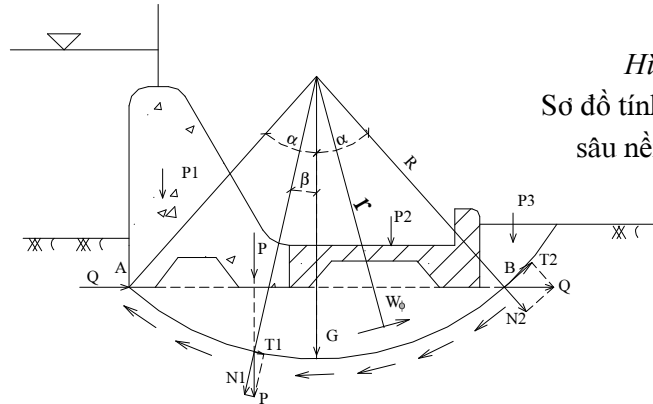


- Thành phần tải trọng ngang gây trượt N_{tt} được xác định tương tự như trên.

4. Tính toán theo sơ đồ trượt sâu :

Dùng phương pháp Górisin giả thiết mặt trượt là mặt cung tròn đi qua mép thượng lưu của đáy đập, xem đập là một khối biến dạng gắn chặt vào nền, ta tìm ổn định cho toàn khối.

a. Xét nền đồng chất



- Các lực tác dụng lên khối trượt :

+ Hợp lực P của các lực thẳng đứng (của các bộ phận công trình P_1, P_2, P_3, \dots) di chuyển hợp lực xuống gặp mặt phẳng trượt và phân ra hai lực :

$$N_1 = P \cdot \cos \beta$$

$$T_1 = P \cdot \sin \beta$$

+ Hợp lực Q của các lực nằm ngang, dịch chuyển Q xuống gặp mặt phẳng AB , rồi dời đến điểm B (khi di chuyển Q thì P cũng phải di chuyển theo sao cho tổng mômen của P và Q đối với tâm O trước và sau khi di chuyển là không đổi). Phân Q làm hai thành phần :

$$N_2 = Q \cdot \sin \alpha$$

$$T_2 = Q \cdot \cos \alpha$$

- + Áp lực thấm :

$$W_t = \gamma \cdot J_{tb} \cdot \omega$$

- + Lực dính trên mặt trượt :

$$C = 2\alpha R \cdot c$$

- + Trọng lượng phần đất nằm trong cung trượt G (tính với γ_{dn}):

$$G = \gamma_{dn} \left(\frac{\pi \alpha_0}{180} - \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right) \cdot R^2 \quad (\alpha_0 = 2\alpha)$$

- + Các lực thẳng góc với N_1, N_2 và G sinh ra lực ma sát :

$$S_1 = N_1 \cdot \tan \varphi$$

$$S_2 = N_2 \cdot \tan \varphi$$

$$S_3 = G \cdot \tan \varphi$$

- Hệ số an toàn ổn định trượt được xác định theo công thức :

$$k_{at} = \frac{M_{ct}}{M_{gt}}$$

$$M_{ct} = S_1 \cdot R + S_2 \cdot R + S_3 \cdot R + 2\alpha R \cdot c \cdot R$$

$$M_{gt} = T_1 \cdot R + T_2 \cdot R + W_t \cdot r$$

$$\Rightarrow k_{at} = \frac{S_1 + S_2 + S_3 + 2\alpha R \cdot c}{T_1 + T_2 + W \frac{r}{R}}$$

- Để tìm được cung trượt nguy hiểm nhất ta phải giả thiết n cung trượt với các tâm và bán kính khác nhau, sẽ tìm được cung trượt nguy hiểm nhất là cung trượt có k_{at} nhỏ nhất.

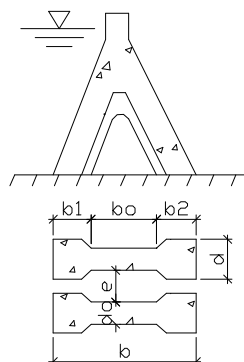
b. Nền không đồng chất

Khi cung trượt đi qua nền không đồng chất gồm nhiều lớp khác nhau ta phải chia khối trượt ra làm nhiều dải thẳng đứng có chiều rộng b , xét lực tác dụng lên từng dải để tính ΣM_{ct} , ΣM_{gt} . Hoặc đơn giản dùng trị số tg ϕ và c trung bình.

§5 ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC CÓ KHE RỖNG

I. Đặc điểm cấu tạo

- Đập BTTL không tận dụng hết khả năng chịu lực của vật liệu, để khắc phục nhược điểm đó người ta tạo ra các khe rỗng tại chỗ tiếp giáp giữa các nhịp đập. Đập này được gọi là đập có khe rỗng.
 - Đập có thể làm theo dạng tràn nước hoặc không tràn nước.
 - Mặt cắt đập vẫn giữ tam giác cơ bản.
 - Chiều dài của mỗi đoạn đập khoảng 15 - 20m tùy theo loại nền.
 - Sơ bộ kích thước các cấu tạo theo kinh nghiệm như sau :
 - + Chiều rộng khe rỗng e có thể lấy từ 3÷9m hoặc lấy theo công thức : $e = (0,15 \div 0,40)d$. Nếu e/d quá lớn thì đập khe rỗng biến thành đập ban tựa.
 - + Khoảng cách từ mặt thượng lưu đến điểm bắt đầu có khe rỗng bằng $(0,4 \div 1)d$ và $\geq 3m$ đồng thời đủ để bố trí bộ phận chống thấm.
- (các ký hiệu xem hình vẽ).



Hình 8.7
Sơ đồ đập khe
rỗng

II. Tính toán cường độ

Tính toán cường độ tiến hành theo các sơ đồ sau :

- + Khi $\frac{e}{d} = 0,1 \div 0,2$, tính như đập BTTL có chiều dài $d_0 = d - e$
- + Khi khe rỗng lớn hơn thì tính như đập đầu to.

III. Ưu nhược điểm

1. Ưu điểm

- Giảm được khối lượng bê tông.
- Giảm lực thấm, lực đẩy nổi vì vậy tăng ổn định.
- Giảm được ứng suất nhiệt.
- Phòng lún tốt.

2. Nhược điểm

- Tốn nhiều ván khuôn.
- Khó tiến hành tháo nước qua các phần bê tông đang xây như đập BTTL mà phải làm lỗ tháo nước qua các đoạn đập.

S6 TÍNH TOÁN THỦY LỰC CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC ĐẶT TRONG THÂN ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Các loại công trình tháo nước đặt trong thân ĐBTTL

Trong đập BTTL có thể có các loại công trình tháo nước sau :

- Công trình tháo nước mặt : dạng này thường là đập tràn để tháo lũ. Loại này có ưu điểm là: tháo được lưu lượng lũ lớn, dễ quan trắc sửa chữa, dễ quản lý khai thác.
- Công trình tháo nước dưới sâu : có dạng đường ống tháo lũ đặt trong thân đập dùng để lấy nước, tháo bùn cát, tháo cạn hồ có kết hợp với tháo lũ. Loại này có những hạn chế là lưu lượng tháo nhỏ, lực đóng mở cửa van lớn, nằm dưới sâu khó sửa chữa quan trắc.
- Công trình tháo nước kiểu xiphông : có dạng đập tràn xiphông dùng để tháo lũ. Làm việc tự động tháo được lưu lượng lớn khi cột nước nhỏ. Tuy nhiên không tháo được vật trôi nổi, dễ bị xâm thực (do chịu ảnh hưởng của không khí).

II. Đập tràn

1. Trình tự xác định các kích thước cơ bản của đập tràn

a. Chọn hình thức tràn

- Tràn tự do

- + Ưu điểm : không có cửa van, không cần chi phí quản lý vận hành, thi công đơn giản.
- + Nhược điểm : tháo lũ bị động, nên dung tích phòng lũ nhỏ, do đó MLTK tăng nên khối lượng đập lớn.
- + Ứng dụng : lưu lượng xả nhỏ, tổn thất ngập lụt không lớn, yêu cầu cắt lũ thấp, phạm vi bố trí tràn rộng.

- Tràn có cửa

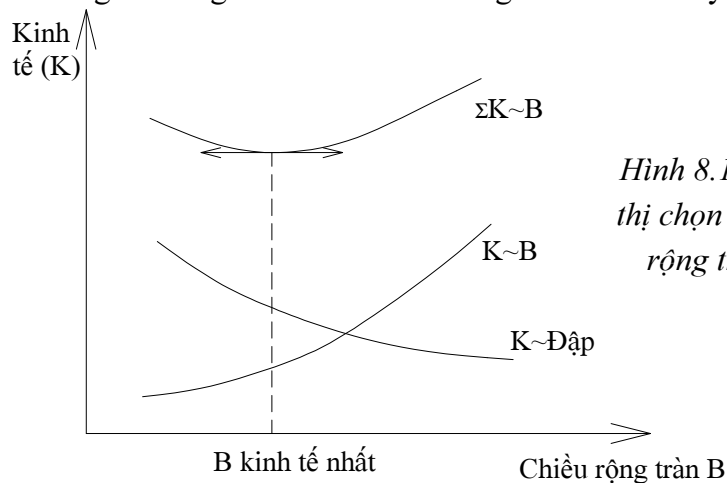
- + Ưu điểm : chủ động tháo lũ khi có dự báo, tăng dung tích tháo lũ, giảm MNGC, giảm khối lượng đập dâng.
- + Nhược điểm : phải xây dựng cửa van, tốn chi phí vận hành cửa van.
- + Ứng dụng : lưu lượng xả lớn, yêu cầu cắt lũ cao, dung tích phòng lũ lớn, tổn thất do ngập lụt lớn, phạm vi bố trí tràn hẹp. Thường dùng trong trường hợp có dự báo lũ.

b. Xác định yêu cầu phòng lũ ở thượng, hạ lưu

- Thượng lưu : khống chế diện tích ngập lụt.
- Hạ lưu : lưu lượng xả tối đa.

c. Chọn chiều rộng tràn

Chọn nhiều phương án với các chiều rộng B khác nhau, tính điều tiết lũ tương ứng với các phương án chọn. Sau đó so sánh vấn đề kỹ thuật, so sánh vốn đầu tư của tổ hợp (đập + tràn), để chọn ra B tràn ứng với tổng đầu tư nhỏ nhất đồng thời thỏa mãn yêu cầu kỹ thuật.



Hình 8.14 Đồ thị chọn chiều rộng tràn

2. Kiểm tra khả năng tháo qua đập tràn

- Với đập tràn thực dụng cửa van mở hết cỡ hoặc tràn tự do:

$$Q = \epsilon.m.\sigma_n. \Sigma b. \sqrt{2g} .H_0^{3/2}$$

$$\sigma_n : \text{Hệ số chảy ngập } \sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_0}\right)$$

H_0 : cột nước toàn phần trên đỉnh tràn :

$$H_0 = H + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Σb : tổng chiều rộng các khoang tràn.

ϵ : hệ số co hẹp bên.

$$\epsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_{mt} + (n-1) \xi_{mb} \frac{H_0}{b}}{n}$$

n : số khoang đập.

ξ_{mt}, ξ_{mb} : hệ số phụ thuộc hình dạng mố trụ, mố bên (tra trong QP.TL.C-8-76 hoặc sách thủy lực).

b : chiều rộng một khoang tràn.

- Với đập tràn có cửa, mở van với độ mở a :

$$Q = \epsilon.m.\Sigma b.a.\sqrt{2g(H_0 - \alpha a)}$$

α : hệ số co hẹp đứng.

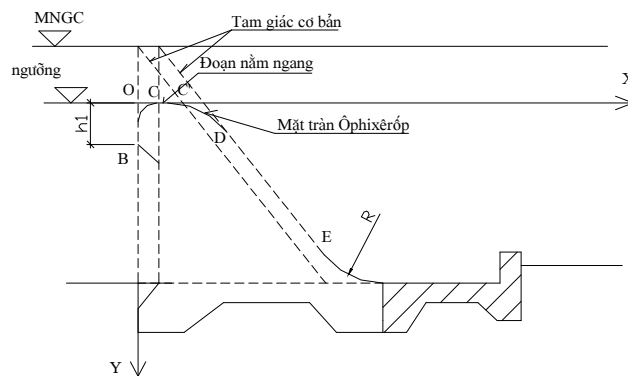
(các ký hiệu khác tương tự như trên).

3. Thiết kế mặt cắt đập tràn trong ĐBTTL

Hình dạng mặt cắt đập tràn có ảnh hưởng rất lớn đến hệ số lưu lượng. Đập thường dùng là loại không chân không kiểu Ôphixêrôp có $m = 0,46 \div 0,50$.

Trình tự thiết kế mặt cắt đập :

- + Vẽ mặt cắt cơ bản.



Hình 8.15 Thiết kế mặt cắt đập tràn

- + Xác định ngưỡng tràn : $\nabla_{\text{ngưỡng}} = \text{MNGC} - H_{\text{tràn}}$
- + Vẽ mặt tràn theo tọa độ Ôphixêrôp.
- + Tịnh tiến đoạn nằm ngang cần thiết để bố trí cửa van.
- + Mái hạ lưu DE tiếp tuyến với mặt tràn C'D và DE song song với cạnh của tam giác cơ bản.
- + Nếu mặt cắt vừa vẽ lớn hơn tam giác cơ bản ta dịch chuyển tam giác cơ bản xuống hạ lưu một đoạn sao cho cạnh của tam giác cơ bản tiếp tuyến với mặt tràn tại D.
- + Để tiết kiệm ta cắt bỏ khối bê tông phía thượng lưu nhưng phải đảm bảo $h_1 \geq 0,4H_{TK}$ để khỏi ảnh hưởng đến khả năng tràn nước.

- + Nối tiếp hạ lưu đập với sân sau bằng mặt cong có bán kính R lấy theo kinh nghiệm.

III. Đường ống tháo nước dưới sâu

- Dùng để lấy nước, tháo lũ, tháo cạn hồ.
- Nếu đường ống đặt trong đập không tràn thì cửa van thường đặt cuối ống.
- Ngược lại nếu đường ống đặt trong đập tràn thì cửa van đặt ở đầu đường ống hoặc ở hành lang trong thân đập.
- Cửa vào có lưới chắn rác.
- Tính toán tương tự như cống ngầm.

IV. Đập tràn siphông

1. Ưu điểm và điều kiện sử dụng

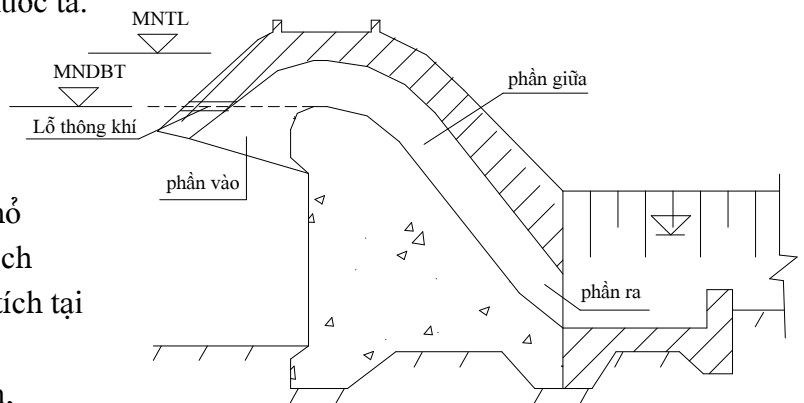
Si phông có các ưu điểm sau đây :

- Tự động tháo nước khi lũ về.
 - Rẻ tiền. Lưu lượng tháo của si phông lớn nên chiều rộng của si phông nhỏ hơn rất nhiều so với chiều rộng những công trình tháo lũ kiểu hồ khác.
 - Khác với công trình tháo lũ bằng đường ống, si phông không cần cửa van nên không tốn chi phí vận hành.
- > Do ưu điểm như vậy nên si phông được ứng dụng rộng rãi. Đặc biệt ở những nơi lũ về nhanh khi có mưa như ở miền núi nước ta.

2. Cấu tạo chung

Gồm ba bộ phận :

- Cửa vào : thu hẹp dần theo mặt phẳng thẳng đứng để lưu tốc vào nhỏ nhằm giảm tổn thất cột nước, diện tích cửa vào bằng khoảng 2÷3 lần diện tích tại đỉnh siphông, mép trên của miệng cửa vào dưới MNBT 0,7÷1m, có lỗ thông khí ngang MNDBT.
- Phần giữa : có dạng ống lượn cong theo mặt tràn, đỉnh xiphông đặt ở MNDBT.
- Phần ra : nối tiếp với bộ phận tiêu năng.



Hình 8.16 Đập tràn xiphông

b. Nguyên tắc làm việc

Khi có lũ, $MNTL > MNDBT$, nước bắt đầu tràn qua đỉnh đập, MNTL tiếp tục tăng làm ngập lỗ thông khí, dòng nước tràn sẽ kéo không khí ra ngoài tạo chân không trong xiphông, nước sẽ chảy đầy ống, xiphông thực sự bắt đầu làm việc có áp.

Khi lũ xuống, khi $MNTL < \text{lỗ thông khí}$, lỗ thông khí lộ ra tiếp xúc với không khí và dẫn khí từ ngoài vào làm cho xiphông ngừng làm việc.

Lưu ý

- Để xiphông nhanh chóng bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn, khi mực nước thượng lưu dâng quá đỉnh không lớn, người ta dùng biện pháp đẩy nhanh không khí từ trong ra ngoài đồng thời ngăn không cho không khí từ hạ lưu vào như : dùng lưới gà hắt nước, thiết kế đoạn ống cong, đường dẫn nước riêng, hạ lưu ngập trong bể tiêu năng...
- Do có chân không nên cần có biện pháp chống xâm thực cho bê tông và chống rung động.

3. Khả năng tháo nước

- Khả năng tháo nước xiphông được tính theo công thức sau :

$$Q = \mu \omega_r \sqrt{2gz_0}$$

μ : hệ số lưu lượng.

ω_r : diện tích mặt cắt ra của ống xi phông.

z_0 : cột nước kể đến lưu tốc đến gần.

$$z_0 = z + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

- Cột nước z và μ được tính như sau :

- + Trường hợp cửa ra của ống xiphông không ngập :

z : là độ chênh lệch mực nước thượng lưu và trung tâm mặt cắt ra của xiphông.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi k_n^2}}$$

$k_n = \frac{\omega_r}{\omega_n}$: tỷ số giữa diện tích mặt cắt cửa ra và mặt cắt tính tổn thất.

$\sum \xi$: tổng hệ số tổn thất từ mặt cắt cửa vào đến mặt cắt cửa ra.

- + Trường hợp cửa ra của ống xiphông ngập dưới mực nước hạ lưu :

z : chênh lệch cột nước thượng hạ lưu.

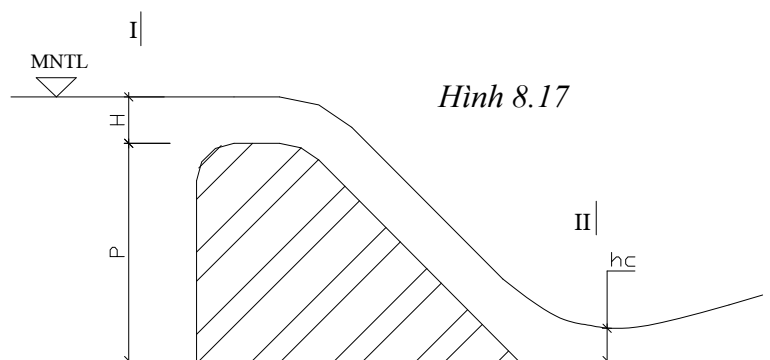
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{k_m^2 + \sum \xi k_n^2}}$$

$k_m = \frac{\omega_r}{\omega_m}$: tỷ số giữa diện tích cửa ra và diện tích mặt cắt dòng chảy ở bể tiêu năng.

Lưu ý : khi mặt cắt của xiphông không đổi thì $k_n = 1$.

V. Tiêu năng ở hạ lưu công trình tháo nước

1. Năng lượng thừa của dòng chảy và nguyên tắc tiêu năng



a. *Năng lượng thừa của dòng chảy*

-Viết phương trình Becnuli cho mặt cắt I-I và II-II:

$$P + H + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_w$$

h_w : tổng tổn thất dọc đường và cục bộ từ I-I đến II-II.

P, H khá lớn nên năng lượng thừa còn lại $E = h_c + \frac{\alpha v_2^2}{2g}$ lớn.

Phần năng lượng thừa E được tiêu hao trên đoạn tiếp theo dưới các hình thức sau :

- + Một phần tiêu hao do ma sát trong nội bộ dòng chảy.
- + Một phần tiêu hao do ma sát giữa nước và không khí.
- + Phần còn lại gây bào mòn cục bộ lòng sông và hai bờ sau đập.

b. *Nguyên tắc chung của biện pháp tiêu năng*

- Tăng cường tổn thất năng lượng trong nội bộ dòng chảy bằng cách tạo nước nhảy.
- Phun dòng chảy ra xa làm cho không khí trộn vào dòng chảy.
- Khuếch tán dòng chảy trên bình diện để giảm lưu lượng đơn vị q và khuếch tán theo phương đứng để phá vỡ kết cấu dòng chảy.

Hai nguyên tắc đầu là hiệu quả nhất, việc quyết định chọn phương án nào phụ thuộc cột nước H, lưu lượng Q, điều kiện địa chất địa hình, nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu.

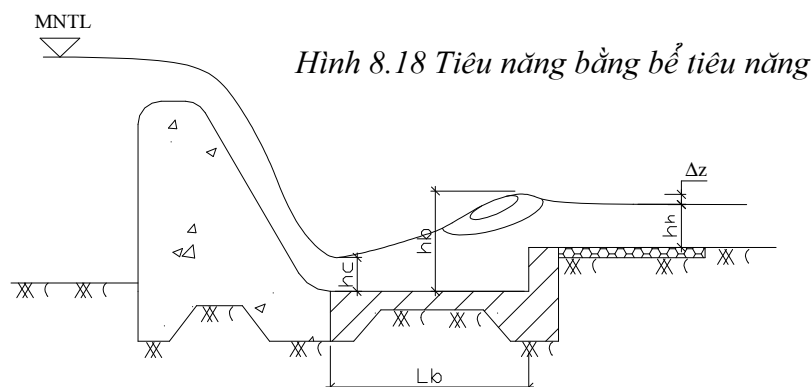
2. Các biện pháp tiêu năng

a. *Tiêu năng đáy*

- Nguyên tắc của biện pháp tiêu năng đáy là lợi dụng sức cản nội bộ của nước nhảy, phần năng lượng tiêu hao qua nước nhảy có thể đạt (40÷60)% tổng năng lượng dòng chảy. Biện pháp này có hiệu quả tốt và được sử dụng rộng rãi, thường được sử dụng khi địa chất nền tương đối kém, cột nước thấp.

- Điều kiện để có nước nhảy ngập ở hạ lưu $h_c < h_h$, để đạt được điều này có các biện pháp sau :

a1. *Bể tiêu năng*



Hình 8.18 Tiêu năng bằng bể tiêu năng

- $d_1 = h_c'' - h_h$ hoặc một trị số xấp xỉ trị số này.

- Định chiều sâu nước trong bể tiêu năng :

$$h_b = \sigma \cdot h_c'' \quad (\sigma = 1,05 \div 1,10)$$

- Tính Δz :

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g.\phi'.h_h^2} - \frac{q^2}{2g.(\sigma h_c'')^2}$$

$(\varphi' = 0,95 \div 1,00)$

- Tính lại d :

$$d = \sigma(h_c'') - (h_h + \Delta z)$$

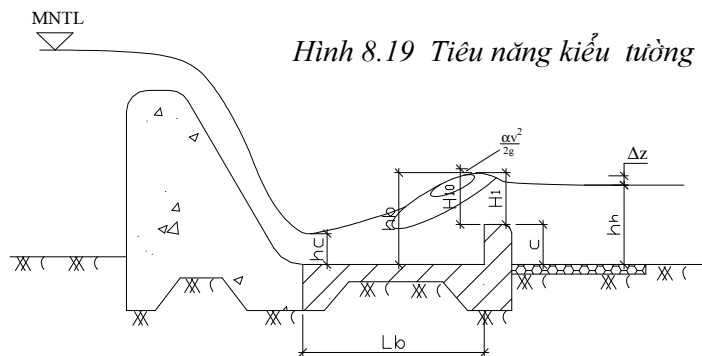
- Nếu d tính ra gần bằng d_1 thì việc chọn d_1 đã đúng là độ sâu bể. Nếu chưa bằng nhau thì lấy d để tính lại theo các bước trên.

- Chiều dài bề theo Trec-tô-u-xốp đề nghị :

$$L_b = \beta I_n \quad (\beta=0,7 \div 0,8)$$

l_n : chiều dài nước nhảy hoàn chỉnh không ngập.

a2. Tường tiêu năng



Hình 8.19 Tiêu năng kiểu tường tiêu năng

- Chiều cao tường tiêu năng c :

$$c = \sigma \cdot h_c'' - H_1$$

$$V_{oi} H_1 = \left(\frac{q}{\sigma_n \cdot m' \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha}{2g} \frac{q^2}{(\sigma h_c'')^2} \quad (*)$$

$$(m' = 0,40 \div 0,42)$$

$\sigma_n = f(\frac{h_n}{H_1})$ phụ thuộc vào $h_n = h_h - c$, nên phải giải (*) bằng phương pháp thử dần như

sau :

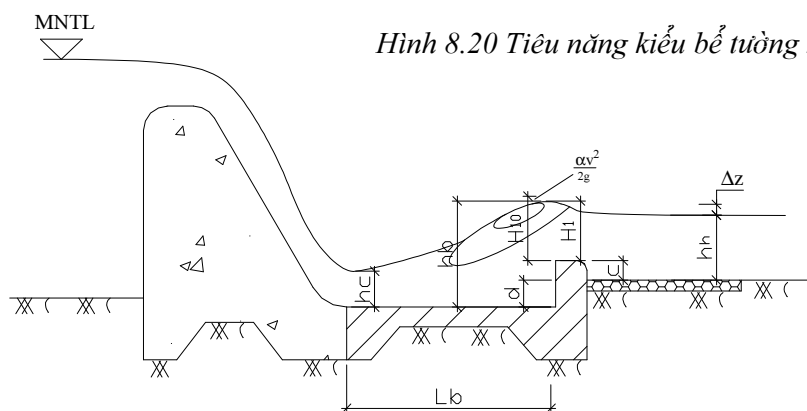
- + Sau khi có h_c và h_c'' ta tính H_1 theo (*) với giả thiết $\sigma_n=1$, rồi tính c .
- + Lấy c vừa tính để kiểm tra lại điều giả thiết.
- + Sau khi tính được c luôn luôn phải chú ý kiểm tra lại nước nhảy sau tường.

a3. Bể tường kết hợp:

- Xác định chiều cao tường c_0 :

$$c_0 = h_{c1} + \frac{q^2}{\phi'^2 \cdot 2g \cdot h_{c1}^2} - \left(\frac{q}{m' \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

$$\text{Với : } h_{c1} = \frac{h_h}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha_0 q^2}{gh_h^3}} - 1 \right]$$



Hình 8.20 Tiêu năng kiểu bể tường kết hợp

- Xác định d_0 :

$$d_0 = (h_c'')_0 - \left(E_{10} - \frac{\alpha q^2}{2g(h_c'')_0^2} \right)$$

Vì $(h_c'')_0$ lại phụ thuộc vào d_0 nên bài toán cũng phải tính bằng phương pháp đúng dần.

- Sau khi có d_0 và c_0 , ta phải giảm c_0 một ít và tăng d_0 lên một ít để có nối tiếp bằng nước nhảy ngập trong bể và sau tường. Chú ý cần tăng d_0 nhiều hơn giảm c_0 . Cuối cùng kiểm tra lại xem có thỏa mãn điều kiện :

$$h_b = d + c + H_1 \geq \sigma(h_c'')$$

a4. Các thiết bị tiêu năng trên sân sau

- Ngưỡng tiêu năng.
- Mố tiêu năng.
- Mố phân dòng.
- Mố phân dòng.
- Sân sau độ dốc thuận, ngược.

Lưu ý :

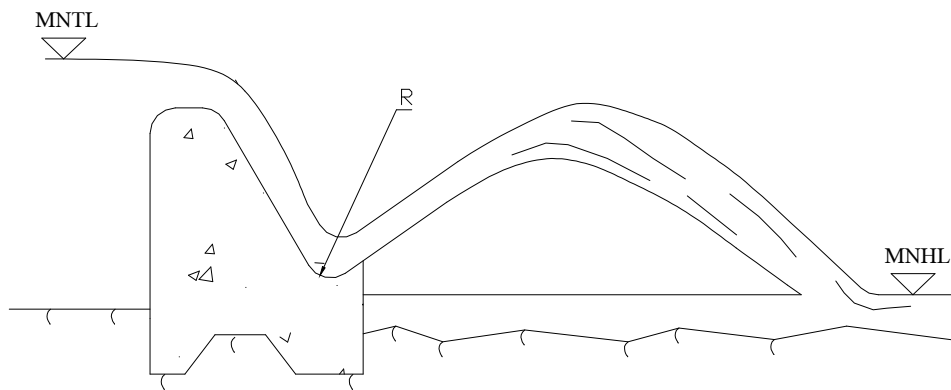
- Khi tính toán tiêu năng cần xác định lưu lượng bất lợi nhất về mặt tiêu năng. Lưu bất lợi nhất là lưu lượng mà có $(h_c'' - h_h)$ lớn nhất.
- Ngoài ra còn phải đảm bảo với mọi lưu lượng đều sinh ra nước nhảy ngập thích hợp :

$$+ \text{ Để đảm bảo nước nhảy ngập : } \eta = \frac{h_h}{h_c''} \geq 1,10.$$

- + Để đề phòng nước nhảy ngập không lớn và lưu tốc ở đáy không lớn thì $\eta \leq 1,30$
- > Tốt nhất : $1,10 \leq \eta \leq 1,30$.

b. Tiêu năng phun xa

Nguyên tắc của tiêu năng phun xa là dòng chảy có lưu tốc lớn phóng xa khỏi chân đập, dòng chảy bị khuếch tán trộn lẫn vào không khí và phần lớn năng lượng bị tiêu hao ở trên không, phần còn lại gây bào mòn dòng sông tạo nên hố xói tự nhiên, khi chiều sâu hố xói đạt tới mức độ ổn định thì năng lượng còn lại bị tiêu hao do ma sát trong nội bộ dòng chảy trong hố xói.



Hình 8.22 Tiêu năng phun xa

Cấu tạo mũi phun :

Mũi phun có cấu tạo sao cho đạt hiệu quả tiêu năng cao nhất, tức yêu cầu phun xa lớn mà lại ít xói lở.

- Mũi phun liên tục : loại mũi phun trơn đều ở cuối đập tràn.

Yêu cầu cấu tạo :

- + Góc nghiêng của mũi phun được xác định căn cứ vào chiều dài phun xa, $\alpha = 30 \div 35^\circ$
- + Bán kính cong của ngưỡng phun $6h \leq R \leq 10h$, thường $R = (8 \div 10)h$. (h : độ sâu cột nước tại mặt cắt co hẹp trên mũi phun).
- + Cao trình mũi phun cao hơn mực nước lớn nhất ở hạ lưu ít nhất 1m.

Ưu nhược điểm :

- + Ưu điểm : xây dựng đơn giản chiều dài phun xa lớn.
- + Nhược điểm : dòng chảy ít khuếch tán ít trộn vào không khí cho nên gây xói lở lòng sông nhiều.

- Mũi phun không liên tục (hình 8.23):

+ Là loại cải tiến của mũi phun liên tục, chia mũi phun thành các dãy lệch nhau về cao độ và góc phun.

+ Yêu cầu cấu tạo :

$$\alpha_1 - \alpha_2 \approx 5 \div 10^\circ$$

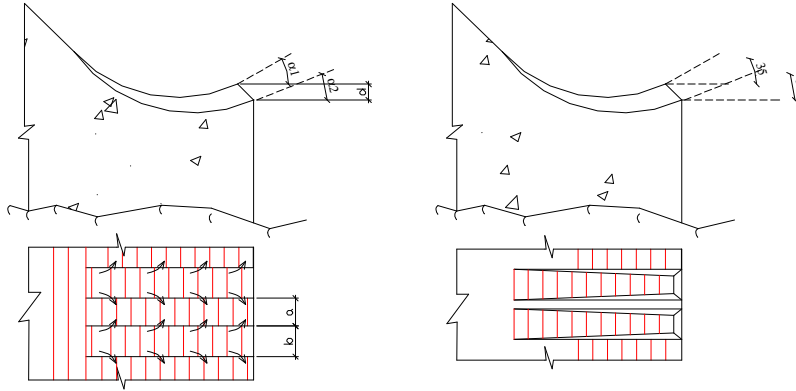
$$\text{Tỷ số giữa chiều rộng khe } a \text{ và chiều rộng răng } b : \frac{a}{b} = \frac{1}{2} \div \frac{2}{3}$$

$$0,5 < \frac{d}{h} < 1,0 \quad \text{với } d : \text{độ chênh lệch mũi phun; } h : \text{độ sâu nước trên mũi phun.}$$

+ Ưu nhược điểm :

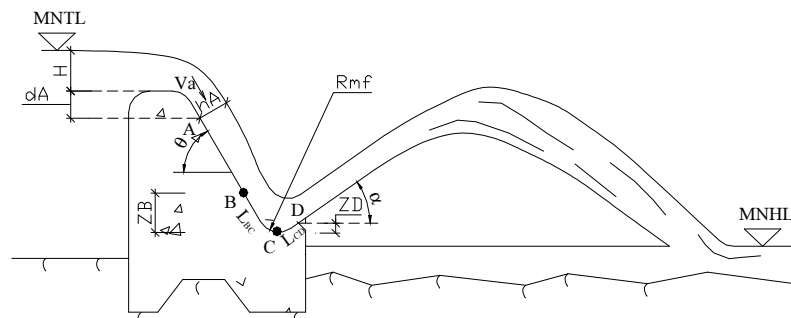
Ưu điểm : chảy qua mũi phun không liên tục, bị chia hai luồng với hai góc phun khác nhau. Cho nên được khuếch tán nhiều hơn, va chạm lẫn nhau và trộn lẫn vào không khí nhiều hơn nên giảm chiều sâu hố xói.

Nhược điểm : chiều dài phun xa nhỏ hơn, thi công phức tạp.



Hình 8.23 Mũi phun không liên tục

Tính toán thủy lực :



Hình 8.24 Sơ đồ tính toán tiêu năng phun xa

A : tiếp điểm của mái hạ lưu với đường cong Ôphixêrôp.

B : tiếp điểm giữa mái hạ lưu với đường cong mũi phun.

C : điểm thấp nhất.

D : điểm cuối cùng.

- Xác định v_A, h_A :

Viết phương trình Bernoulli cho mặt cắt I-I và mặt cắt đi qua A :

$$H + d_A + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_A \cdot \cos\theta + \frac{\alpha_A v_A^2}{2g} + h_w$$

Nếu bỏ qua h_w và $\frac{\alpha v_0^2}{2g} \approx 0, \alpha_A = 1$, ta được :

$$v_A = \frac{q}{h_A} = \sqrt{2g(d_A + H - h_A \cdot \cos\theta)} \quad \text{với } q = \frac{Q}{B}$$

Tính thử dần ta được v_A và h_A .

- Vẽ đường mực nước từ A đến B :
- Xác định h_c, v_c :

Viết phương trình Bernoulli cho mặt cắt qua B và C:

$$z_B + \frac{v_B^2}{2g} + h_B \cdot \cos\theta = \frac{v_C^2}{2g} + h_C + \frac{p_u}{\gamma} + \frac{v_{tb}^2}{C_{tb}^2 \cdot R_{tb}} L_{BC}$$

Xác định v_c, h_c bằng cách thử dần.

- Xác định h_D và v_D :

Viết phương trình Bernoulli qua C và D :

$$\frac{v_C^2}{2g} + h_C + \frac{p_u}{\gamma} = z_D + \frac{v_D^2}{2g} + h_D \cdot \cos\alpha + \frac{v_{tb}^2}{C_{tb}^2 \cdot R_{tb}} L_{CD}$$

Xác định v_D, h_D bằng cách thử dần.

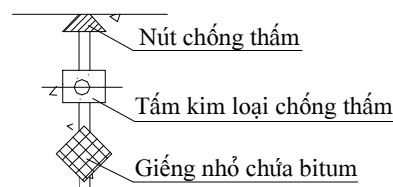
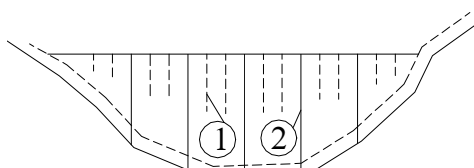
- Xác định chiều dài phun xa.
- Tính hồ xói dự kiến.

§7 CẤU TẠO ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

1. Phân khe trong đập BTTL

Để tránh nứt nẻ do biến dạng nhiệt hoặc do lún không đều gây ra, người ta thường chia đập ra những đoạn bằng những khe lún và khe nhiệt.

- Các khe lún cách nhau có thể tới 50÷60m tùy theo tính chất của nền. Khe lún cắt suốt chiều cao của đập, đảm bảo cho các đoạn đập làm việc độc lập.
- Khe nhiệt chỉ có thể cắt đến một độ sâu nhất định kể từ đỉnh đập. Khoảng cách giữa các khe nhiệt phụ thuộc vào điều kiện khí hậu, nói chung khoảng 10÷15m.
- Cấu tạo của các khe phải đảm bảo yêu cầu : chống thấm tốt, hai đoạn đập sát nhau làm việc không ảnh hưởng lẫn nhau, cấu tạo đơn giản, đảm bảo bền vững.

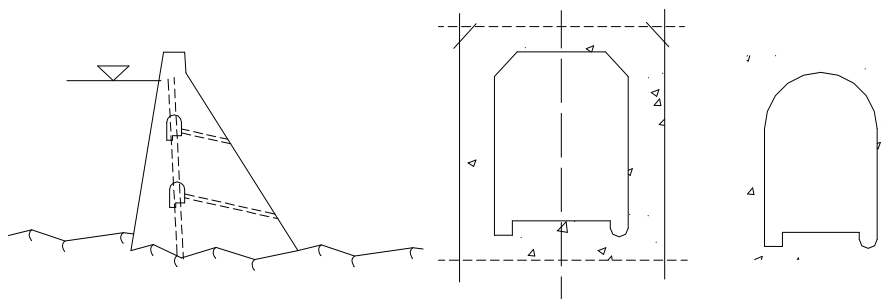


Hình 8.25a Sự phân bố khe lún khe nhiệt

Hình 8.25b Cấu tạo khe lún

2. Thiết bị thoát nước và hành lang

- Trong thân đập có các đường ống để thoát nước, các ống này bằng bê tông xộp hoặc bằng ống nhựa có đường kính khoảng 15cm, đặt cách nhau khoảng 1,5÷3m cách mặt thượng lưu bằng $(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12})$ cột nước tác dụng lên đập và không nhỏ hơn 2m. Nước thấm từ mặt thượng lưu được tập trung vào các ống thẳng đứng và dẫn xuống các hành lang để thoát ra hạ lưu bằng các ống bê tông xộp hoặc ống nhựa.
- Hành lang không chỉ tập trung nước thấm trong thân đập mà còn để đặt các thiết bị quan trắc, hành lang sát nền thường dùng để khoan phụt vữa màng chống thấm hoặc khoan các lỗ thoát nước nền. Kích thước hành lang đảm bảo yêu cầu đi lại, đặt máy móc thiết bị cần thiết cho thi công và công tác quản lý. Kích thước thường $(1,5 \times 2 \div 3,5 \times 4) \text{m}^2$, khi đập có nhiều tầng hành lang thì khoảng cách giữa các tầng 10÷15m.
- Để giảm áp lực thấm lên đáy đập, dọc trục đập sau màng chống thấm thường khoan một đến hai hàng lỗ để thoát nước thấm, các lỗ cách nhau 2÷5m, nước thấm từ nền qua các lỗ khoan vào hành lang và xuống hạ lưu.



Hình 8.26 Hệ thống thoát nước thấm và hành lang

§8 XU HƯỚNG CẢI TIẾN ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

Đập bê tông trọng lực có nhược điểm lớn là thể tích lớn, tốn nhiều bê tông và không tận dụng hết khả năng chịu lực của vật liệu nhất là phần giữa đập. Để khắc phục nhược điểm đó người ta có xu hướng cải tiến đập bê tông trọng lực như sau :

- Nghiên cứu xử lý về vật liệu, phân vùng sử dụng bê tông một cách hợp lý dựa vào kết quả tính ứng suất. Dùng bê tông đá hộc để tiết kiệm xi măng, dùng chất phụ gia để cải thiện tính chất của bê tông.
- Xử lý về kết cấu thay thế đập BTTL bằng các đập bê tông khác và đập bê tông cốt thép, đập trọng lực có ứng suất trước.
- Nghiên cứu cải tiến biện pháp thi công tăng cường sử dụng cấu kiện lắp ghép, đẩy nhanh tiến độ thi công, nâng cao chất lượng hạn chế ứng suất nhiệt.
- Nghiên cứu cải tiến hình thức đập : đập có các lỗ khoét lớn hướng dọc đập và nằm sát chân đập.
- Dùng bê tông đầm lã (RCC), loại đập này có ưu điểm là tiết kiệm xi măng, thời gian thi công nhanh, giá thành thấp so với đập bê tông trọng lực thông thường.

-----&-----