

trong đó:

L_1 - chiều dài quá độ hoặc chiều dài nước rơi tính theo các công thức của thủy lực.

$$L_2 = \beta l_n \text{ với } \beta = 0,7 \div 0,8.$$

Ở đây: l_n là chiều dài nước nhảy tính theo các công thức của thủy lực.

* Chiều dài sân sau thứ hai (L_s)

$$L_s = k \sqrt{q \cdot \sqrt{\Delta H}} \quad (\text{m}), \quad (7 - 54)$$

Trong đó: ΔH - chênh lệch mực nước thượng hạ lưu (m);

q - lưu lượng đơn vị ở cuối sân tiêu năng ($\text{m}^3/\text{s.m}$);

K - hệ số phụ thuộc vào địa chất nền lòng dẫn;

$K = 10 \div 12$ với cát mịn, cát pha;

$K = 8 \div 9$ với cát to, đất có tính dính;

$K = 6 \div 7$ với đất sét cứng.

Phạm vi sử dụng của (7 - 54) là $\sqrt{q \cdot \sqrt{\Delta H}} = 1 \div 9$.

β) Tiêu năng phóng xa

Nội dung chính của tính toán xác định được chiều dài phun xa và chiều sâu hố xói, từ đó xác định được hiệu quả tiêu năng và tìm các biện pháp gia cố. Sơ đồ tính toán máng phun xem hình 7 - 25.

Chiều dài phun xa của tia dòng của máng phun nằm ngang tính theo biểu thức:

$$l = 0,45 \varphi v \sqrt{P + h}, \quad (7 - 55)$$

trong đó:

v , h - lưu tốc và chiều sâu dòng nước tại cuối máng phun khi không có hàm khí;

φ - hệ số phụ thuộc P lấy theo bảng 7 - 10.

Bảng 7-10. Trị số của hệ số φ

$P(\text{m})$	1	2	3	4	5
φ	0,97	0,94	0,91	0,89	0,87

Chiều dài phun xa của tia dòng của máng phun nằm ngang tính theo biểu thức:

$$l = \frac{\varphi v^2 \sin \beta \cos \beta + v \cos \beta \sqrt{v^2 \sin^2 \beta + 2g(P + h)}}{g} \quad (7 - 56)$$

Vận tốc rơi vào nước v_o của tia dòng tính theo các biểu thức sau đây:

$$v_o = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}; \quad (7 - 57)$$

$$v_x = \varphi v; \quad v_y = \varphi \sqrt{2g(P + h)}.$$

- Khi mũi phun có độ dốc ngược i_m thì:

$$L_r = 2\varphi^2 \cdot H_0 \cdot \sqrt{1 - i_m^2} \left(\sqrt{i_m^2 + \frac{P + h_h + 0,5h}{\varphi \cdot H_0}} + i_m \right) \quad (7 - 58)$$

trong đó: φ - hệ số lưu tốc;

i_m - độ dốc của mũi phun;

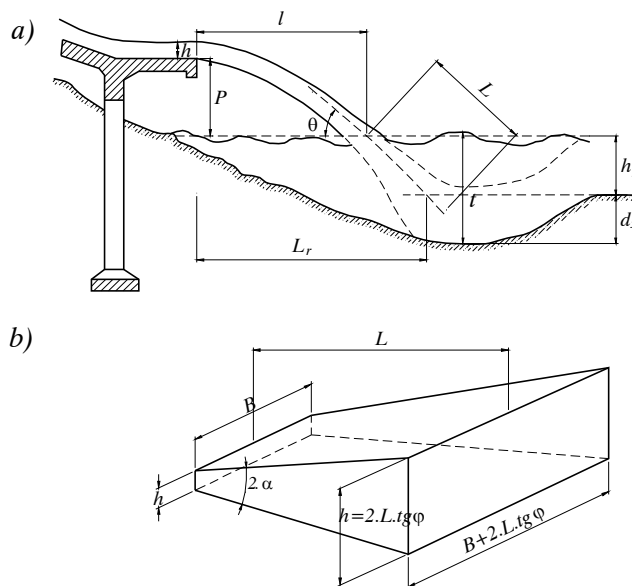
h_h - chiều sâu nước hạ lưu;

$H_0 = E_0 - P - h_h - 0,5h$;

E_0 - năng lượng toàn phần của dòng chảy tại mũi phun lấy đối với đáy kênh hạ lưu.

Góc nghiêng của tia dòng rơi xuống hố xói tính theo biểu thức:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\sqrt{2g(P+h)}}{V} \quad (7 - 59)$$



Hình 7-25. Sơ đồ tính toán máng phun

a) Mặt cắt dọc trục máng; b) Sơ đồ tính luồng nước khuếch tán.

Chiều sâu của hố xói có thể tính như sau:

- Coi chiều sâu hố xói bằng chiều sâu bề tiêu năng:

$$d_x = \sigma h_c'' - h_h \quad (7-60)$$

trong đó: $\sigma = 1,05 \div 1,1$;

h_h - cột nước hạ lưu;

h_c'' - độ sâu liên hiệp với độ sâu h_c tại mặt cắt co hẹp ở đáy hố xói.

- Theo E.A. Zamarin, xem luồng nước nhập vào khối nước của hố xói sẽ khuếch tán ra tiết diện ướt càng tăng thì lưu tốc càng giảm cho tới khi bằng trị số không xói đối với đất của nền. Phương trình của luồng nước chảy loe rộng trong hố xói như sau:

$$L = 1,4 \text{ qlg } \frac{v_0}{av_{cp}}, \quad (7 - 61)$$

trong đó: q - lưu lượng đơn vị tại chỗ luồng nước rơi xuống nước, lấy $q \leq 10 \text{ m}^3/\text{s.m}$;

v_{cp} - lưu tốc cho phép đối với đất nền;

a - hệ số giảm lưu tốc, $a = 0,7 \div 0,8$.

Khi $\theta \leq 10^\circ$, chiều sâu hố xói lớn nhất:

$$t = h + 2Ltg\alpha; \quad (7 - 62)$$

Khi $\theta > 10^\circ$, chiều sâu hố xói lớn nhất:

$$t = L\sin\theta,$$

trong đó: 2α - góc trung tâm trung bình của tia dòng chảy loe rộng, tính theo biểu thức:

$$av_{cp} = \frac{Q}{(b + 2Ltg\alpha)(h + 2Ltg\alpha)} \quad (7 - 63)$$

- Theo M.X. Vuzgo:

$$t = K.A \sqrt{q} \sqrt{p + \frac{v^2}{2g}} \quad (7 - 64)$$

trong đó: q - lưu lượng đơn vị;

A - hệ số giảm chiều sâu hố xói do có ngậm khí, lấy theo (bảng 7 - 11);

K - hệ số xói lở, lấy theo (bảng 7 - 12).

Bảng 7-11. Trị số của hệ số A

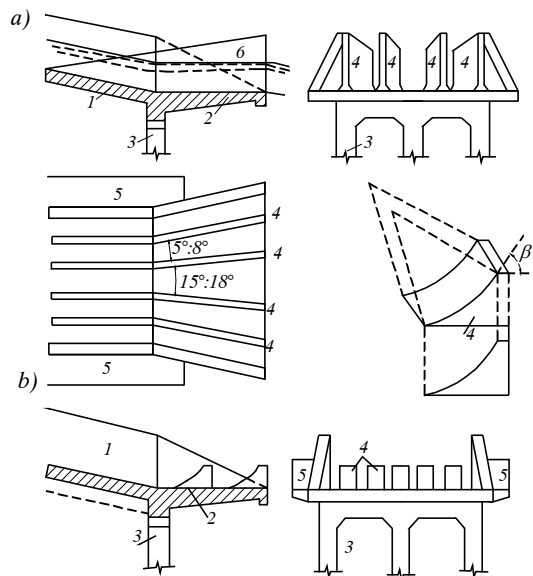
Chiều sâu h(m)	Trị số của hệ số A khi lưu tốc v(m/s)				
	5	10	15	20	25
0,2	0,70	0,64	0,62	0,61	0,60
0,5	0,88	0,71	0,66	0,63	0,62
0,7	1,00	0,90	0,70	0,66	0,64

Bảng 7-12. Trị số của hệ số K

Loại đất	Trị số của hệ số K khi góc θ (độ)					
	0	12	25	40	60	90
Rất yếu (cát chảy)	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
Chắc	1,4	1,7	2,0	2,4	2,7	3,3

Mái thượng lưu của hồ có độ dốc 1: 3,0; còn hạ lưu 1: 1,5.

Các biểu thức ở trên cho thấy rằng chiều sâu của hố xói phụ thuộc rất lớn vào trị số của q . Vì vậy người ta tìm cách giảm trị số lưu lượng đơn vị cuối máng phun và tăng độ khuếch tán dòng nước bằng các biện pháp sau đây (hình 7 - 27).



Hình 7-27. Các loại mố phóng và tường phân dòng cuối máng phun

- a) Tường phân dòng; b) Mố phóng;
 1- bản đáy dốc nước; 2- công xôn; 3- trụ đỡ;
 4- mố phóng, tường phân dòng; 5- cầu đi lại.

1. Làm góc loe cuối máng phun $8 \div 12^0$.
2. Làm tường phân dòng cuối máng phun, giữa các cặp tường gần nhau lấy loe rộng ở trung tâm là $15 \div 18^0$ và ở bên cạnh là $8 \div 6^0$, do đó làm tăng góc loe chung.
3. Làm các mố phóng ở cuối máng: khi lưu tốc $8 \div 15$ m/s thì chiều cao của mố phóng khoảng $(1,2 \div 2,0)h$, chiều rộng khe hở khoảng $1,5 \div 2,0$ lần chiều rộng mố phóng. Các tia dòng phóng ra từ mố phóng sẽ ngậm khí nhiều hơn và bị không khí làm khuếch tán nhanh. Mố phóng có dạng hình cung với góc phóng ra $\beta = 30^0 \div 60^0$ (hình 7-27).
4. Máng phun làm kiểu hình loe cong hai chiều.

Các biện pháp nêu ở trên đều qua thí nghiệm trên mô hình thủy lực để xác định hiệu quả. Nếu luồng nước bị khuếch tán nhiều, phân tán thành trận mưa lớn và hầu như không gây xói lở. Ngoài ra còn dùng biện pháp máng phun có khe hở ở đáy: nước một phần chảy qua khe và một phần phun xuống hạ lưu, cũng giảm được rất nhiều chiều sâu hố xói.

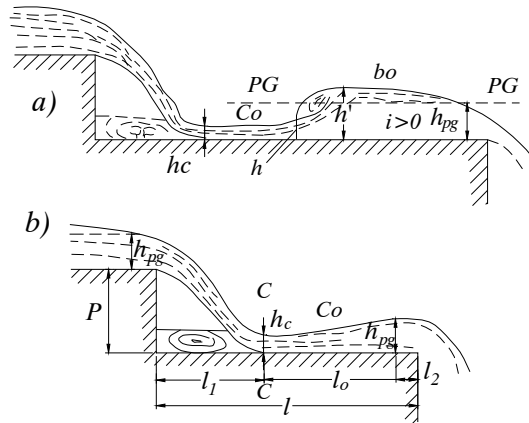
3. Tính toán thủy lực bậc nước sau ngưỡng tràn

Khả năng tháo lũ của bậc nước tùy thuộc khả năng tháo của bậc đầu tiên. Ngưỡng của bậc đầu tiên thường là đập tràn đỉnh rộng ($P = 0$), nên dùng biểu thức chảy không ngập để tính toán.

Nội dung cơ bản của tính toán thủy lực bậc nước là xác định kích thước của mỗi bậc với điều kiện thủy lực có lợi.

a) Bậc nước không có tường tiêu năng cuối bậc (hình 7-28)

Trường hợp này ít gặp trong thực tế thiết kế.



Hình 7-28. Bậc nước không có tường tiêu năng

a) Bậc nước dài; b) Bậc nước ngắn.

Tại chỗ rơi của dòng nước xuống bậc đầu tiên, hình thành mặt cắt co hẹp với chiều sâu h_c và trên bậc này hình thành đường nước dâng. Nếu chiều dài l của bậc không đủ, đường nước dâng có chiều sâu tại cuối cấp $h < h_{pg}$ (h_{pg} - độ sâu phân giới) và tỷ năng của dòng chảy tại mặt cắt cuối cùng không phải là nhỏ nhất. Do đó động năng sẽ tích lũy lại trong dòng chảy và dòng chảy có thể nhảy qua bậc tiếp theo, làm hư hại công trình. Vì vậy chiều dài l của mỗi bậc nước nhiều cấp, không có tường tiêu năng phải chứa được đường nước dâng từ chiều sâu h_c đến h_{pg} và có tính độ an toàn:

$$l = l_1 + l_0 + l_2, \quad (7 - 69)$$

trong đó: l_1 - chiều dài phóng xa của luồng nước từ độ cao P xuống ($l_1 = P + h_{pg}$);

l_0 - chiều dài đường nước dâng;

l_2 - chiều dài an toàn, lấy bằng $2h_{pg}$.

Chiều dài đường nước dâng có thể tính sơ bộ theo biểu thức:

$$l_0 = \frac{1}{i_{pg}} (0,75h_{pg} - h_c),$$

trong đó: i_{pg} - độ dốc phân giới.

Như vậy chiều dài toàn bộ một bậc có thể tính theo biểu thức:

$$l = P + 3h_{pg} + l_0 \quad (7 - 70)$$

b) *Tính toán bậc n-óc có t-ờng tiêu năng*

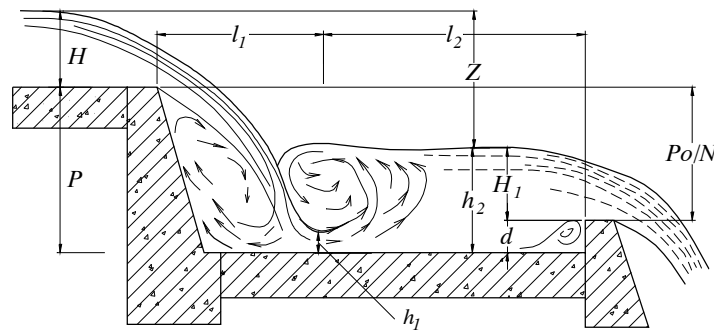
Việc làm tường tiêu năng có mục đích tạo nên nước nhảy ngập trong mỗi cấp. Như vậy chế độ dòng chảy trong mỗi bậc sẽ ổn định, bản đáy mỗi bậc được bảo vệ tốt.

Muốn cho trong mỗi bậc có nước ngập lặn, tỷ lệ độ sâu liên hiệp phải là $\frac{h_2}{h_1} > 2$. Nếu $\frac{h_2}{h_1} < 2$ sẽ phát sinh nước nhảy sóng. Trong thực tế thiết kế, tốt nhất có

được $\frac{h_2}{h_1} = 5 \div 6$, đó là điều kiện kinh tế, vì nếu tỷ lệ càng lớn, hiệu quả tiêu năng càng

lớn, nhưng bề tiêu năng phải làm sâu (tức là d phải lớn). Thông thường lấy chiều cao mỗi bậc $3 \div 5$ m.

Trình tự tính toán theo các bước sau (hình 7-29):



Hình 7-29. Sơ đồ tính toán bậc nước

1. Xác định chiều cao bậc P và d của bậc trước.
2. Tính:

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{\frac{3}{2}}}, \tag{7 - 71}$$

với: $E_0 = P + d + H_* + \frac{\alpha v^2}{2g}$

H_* - H khi tính bậc đầu tiên, là H_1 khi tính cho các bậc tiếp theo;

φ - hệ số lưu tốc;

d - chiều sâu trước bậc tính toán (khi tính bậc đầu tiên thì d = 0);

q - lưu lượng đơn vị;

v - lưu tốc chảy vào;

P - chiều cao bậc tính từ đáy bậc trên đến bậc tính toán.

Từ $F(\tau_c)$ xác định hoặc tra ra τ_c, τ_c'' , từ đó có:

$$h_2 = \tau_c'' \cdot E_0; \quad h_1 = \tau_c \cdot E_0.$$

3. Tính độ sâu nước trong bậc h_b với điều kiện nước chảy ngập có:

$$\sigma = 1,05 \div 1,1; \quad h_b = \sigma \cdot h_2.$$

4. Tính H_1 như qua đập tràn thực dụng:

$$H_1 = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} - \frac{q^2}{2gh_b^2} \quad (7 - 72)$$

5. Tính chiều sâu bể:

$$d = h_b - H_1 \quad (7 - 73)$$

6. Chiều dài bậc tính theo (7 - 53)

Riêng bậc cuối cùng tính như tiêu năng đáy cuối dốc nước.

7.4. ĐỒNG TRÀN NGANG

I. Điều kiện sử dụng

Khi không có những vị trí thích hợp để làm đường tràn dọc, ví dụ lúc không tìm được địa hình thiên nhiên loại hình yên ngựa, đặc biệt lúc gặp thế núi dốc và hẹp, để bố trí khối lượng thi công, hạ giá thành, đảm bảo cho đập được an toàn, ta có thể dùng đường tràn ngang (máng tràn ngang). Khi đó ta bố trí đường tràn ngang theo đường đồng mức dọc bờ. Đường tràn ngang là loại đường tràn hở gồm các bộ phận: ngưỡng tràn, máng tràn bên nằm trực tiếp sau ngưỡng tràn và đoạn tháo nước tiếp theo (có thể gồm một đoạn kênh, công trình nối tiếp có thể là dốc nước hay bậc nước và đoạn kênh dẫn nước về lòng sông cũ).

Đường tràn ngang thích hợp nhất đối với bờ là đá, lúc đó đơn giản nhất và kinh tế nhất. Với nền đất mềm, cũng có thể dùng loại đường tràn ngang, nhưng từ ngưỡng tràn đến đoạn nối tiếp đều phải gia cố, và do đó vốn đầu tư có thể lớn hơn.

II. Đặc điểm làm việc

Đặc điểm chủ yếu của đường tràn ngang là sau khi chảy qua ngưỡng tràn vào máng tràn, dòng nước sẽ chảy theo phương vuông góc, hoặc gần vuông góc với ngưỡng tràn. Dòng chảy trong máng tràn ngang là dòng biến lượng, chảy xoắn ốc khá phức tạp.

Trong điều kiện địa hình dốc, sườn núi là đá, làm đường tràn ngang có rất nhiều ưu điểm: có thể bố trí ngưỡng tràn theo đường đồng mức của sườn núi. Chiều dài của ngưỡng tràn đảm bảo tháo đủ lưu lượng lũ cần tháo hoàn toàn tùy thuộc vào người thiết kế; để đảm bảo khối lượng đào đất đá được hợp lý nhất; do cột nước trên ngưỡng thấp, độ dốc của kênh tháo tương đối lớn, mặt cắt kênh có thể nhỏ và khối lượng công trình có thể giảm. Cũng do cột nước trên ngưỡng tràn nhỏ mà có thể giảm được độ cao của đập và giảm được tổn thất ngập ở thượng lưu.

Loại đường tràn ngang có thể dùng cho tất cả các loại công trình lớn, vừa và nhỏ.

III. Các bộ phận của đường tràn ngang

Đường tràn ngang gồm: cửa vào, ngưỡng tràn, máng bên, kênh tháo (dốc nước, bậc nước), thiết bị tiêu năng, kênh dẫn về sông cũ (hình 7 - 30).

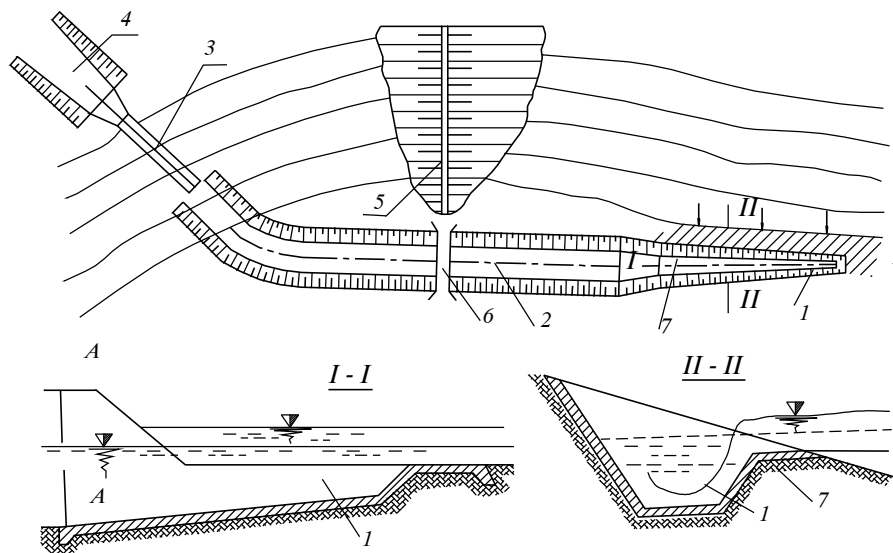
1. Cửa vào

Thường có cấu tạo như mọi cửa vào các công trình tháo nước khác nhưng nó rộng mở hơn, chiều dài ngắn hơn (do ngưỡng tràn men theo đường đồng mức).

2. Ngưỡng tràn

Ngưỡng tràn bố trí men đường đồng mức. Hình thức hay dùng là ngưỡng thực dụng và ngưỡng đỉnh rộng, có hay không có cửa van. Trên mặt bằng tuyến ngưỡng thường thẳng hoặc cong hoặc gãy khúc, đôi khi cả phần đầu máng cũng bố trí nước tràn vào (hình 7 - 30). Vật liệu làm ngưỡng là gạch đá xây, bê tông (với lưu lượng tràn, cột nước tràn nhỏ); bê tông cốt thép (khi lưu lượng và cột nước tràn lớn).

Khi bố trí ngưỡng cần chú ý đảm bảo ổn định: đặt trên nền đất nguyên thổ hoặc nền đá, mái địa hình không bị trượt sụt xuống phía hồ.



Hình 7-30. Đường tràn ngang

1- máng bên; 2- kênh tháo; 3- công trình nối tiếp;
4- kênh dẫn; 5- đập; 6- cầu; 7- ngưỡng tràn.

3. Máng bên

Máng bên có mặt cắt ngang hình chữ nhật hoặc hình thang. Đáy máng theo phương dòng chảy có thể thẳng với độ dốc nào đó hoặc cong phù hợp với tính toán thủy lực. Mái của máng bên thường chọn từ 1:1 đến 1:2 tùy theo điều kiện địa chất nhằm đảm bảo mái không bị trượt, sạt. Đặc biệt mái phía đôi núi cần chú ý tới cả mái đào phía trên máng bên.

Máng có thể được bảo vệ bằng gạch đá xây, bê tông, bê tông cốt thép. Đáy máng thường làm tách rời với hai thành bên. Kênh tháo tiếp theo máng, bên thiết bị tiêu năng cuối kênh tháo, kênh dẫn về sông cũ cũng tương tự như ở đường tràn dọc.

IV. Tính toán thủy lực

Nội dung tính toán thủy lực ở cửa vào, kênh tháo (dốc nước, bậc nước), tiêu năng... như đã trình bày ở đường tràn dọc. Trong phần này chủ yếu trình bày tính toán thủy lực ngưỡng tràn và máng bên.

1. Tính toán thủy lực cho ngưỡng tràn

Ta có thể dùng loại đập tràn ngưỡng rộng hay thực dụng. Qua so sánh kinh tế - kỹ thuật, chúng ta có thể xác định được cao trình của ngưỡng và cột nước H trên ngưỡng. Để tránh chảy ngập và làm cho khả năng tháo không bị giảm, độ sâu mực nước trong máng tràn ngang không nên vượt quá 0,4H. Với bờ đá, để đạt yêu cầu kinh tế cũng nên bảo đảm cho dòng chảy qua đập tràn không ngập.

Chiều dài ngưỡng tràn có thể tính theo biểu thức như đập tràn:

- Lúc chảy không ngập:

$$L = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2gH}^{3/2}} \quad (7 - 74)$$

- Lúc chảy ngập:

$$L = \frac{Q}{\varphi h \sqrt{2gz}} \quad (7 - 75)$$

trong đó: H - cột nước trên ngưỡng tràn (m);

φ - hệ số lưu tốc;

h - chiều sâu nước trên ngưỡng (m);

z - độ chênh mực nước thượng hạ lưu (m);

2. Tính toán thủy lực cho máng bên

Sau ngưỡng tràn là máng bên (máng bên dọc theo ngưỡng tràn). Dòng nước chảy trong máng bên rất phức tạp. Nước qua ngưỡng tràn sẽ chảy dọc theo tuyến máng bên để xuống hạ lưu (kênh dẫn hoặc dốc nước). Để mặt cắt thiết kế của máng bên thỏa mãn được yêu cầu tháo lũ, chúng ta phải xác định được đường mặt nước trong máng bên, rồi căn cứ vào đó để xác định cao trình đáy của máng bên.

Dòng chảy trong máng bên là dòng biến lượng ba hướng. Đây là một vấn đề thủy lực phức tạp, cho đến nay vẫn chưa giải quyết được triệt để. Ở đây chỉ có thể giới thiệu một vài phương pháp tính gần đúng.

a) *Ph- ơng pháp dòng đều*

(*Coi dòng chảy trong máng bên là dòng chảy đều - đây là phương pháp đơn giản nhất*).

Để đạt tới diện tích chảy nhỏ nhất, phải cho lưu tốc dòng chảy trong máng bên đạt tới lưu tốc cho phép. Do đó trước lúc tính phải xác định lưu tốc lớn nhất trong máng (lấy gần bằng lưu tốc cho phép, tùy theo vật liệu của máng bên).

Trình tự tiến hành như sau:

1. Chia máng bên ra từng đoạn, với khoảng cách của các mặt cắt kể từ đầu máng bên là: $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n, \dots$

2. Lưu lượng chảy qua mặt cắt x được xác định theo biểu thức:

$$Q_x = m_0 x_i \sqrt{2gH}^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{s}), \quad (7 - 76)$$

trong đó: m_0 - hệ số lưu lượng của ngưỡng tràn.

3. Xác định chiều rộng b của đáy máng bên và độ dốc mái của mặt cắt máng bên (mặt cắt ngang của máng bên). Ta đã biết Q_x , v nên có thể tính một cách dễ dàng chiều sâu trung bình h tại mặt cắt x_i .

Đến đây sơ bộ ta đã tính ra chiều rộng của đáy và chiều sâu ở các mặt cắt của máng bên. Nhưng quan hệ giữa các mặt cắt thì phải qua việc tính đường mặt nước mới xác định được.

4. Tính độ dốc thủy lực:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}, \quad (7 - 77)$$

trong đó: R - bán kính thủy lực;

n - hệ số nhám của máng bên, thường lấy theo các bảng,
(do dòng chảy máng bên là dòng chảy xiết).

5. Biết độ dốc thủy lực tại từng mặt cắt, ta có thể xác định trị số trung bình cho hai mặt cắt:

$$i_{tb} = \frac{1}{2}(i_n + i_{n+1}) \quad (7 - 78)$$

6. Coi độ chênh mực nước giữa hai mặt cắt bằng tổn thất cột nước giữa hai mặt cắt:

$$h_w = l \cdot i_{tb}, \quad (7 - 79)$$

trong đó: l - khoảng cách giữa hai mặt cắt.

Như vậy toàn bộ đường mặt nước trong máng bên đã được xác định. Ta đã biết độ sâu tại mỗi mặt cắt, do đó có thể xác định cao trình đáy của toàn bộ máng bên (có thể lập thành biểu để tính cho rõ ràng). Do xuất phát từ giả thiết dòng chảy trong máng bên là dòng chảy đều, nên kết quả tính ra ở đây chỉ là sơ bộ và gần đúng để sơ bộ chọn được độ dốc của đáy, sau đó phải kiểm tra lại bằng một phương pháp tính toán chính xác hơn.

b) *Phương pháp dòng biến l- ứng*

Giả thiết dòng chảy là ổn định, chúng ta có thể dùng biểu thức sau đây để vẽ đường mặt nước trong máng bên:

$$d \left(\frac{\alpha_0 v^2}{2g} \right) + \frac{dp}{\gamma} + dZ + i_f dx + \frac{\alpha(v-\theta)}{gQ} v dQ = 0, \quad (7 - 80)$$

trong đó:

v - lưu tốc trung bình của dòng chảy tại mặt cắt đã định;

Q - lưu lượng tại mặt cắt;

Z và p - toạ độ và áp lực thủy động tại một điểm của mặt cắt;

i_f - độ dốc ma sát (có thể xác định theo dòng chảy đều);

θ - hình chiếu của lưu tốc của dòng nhập vào phương của dòng cơ bản trong máng bên;

α_0 - hệ số lưu tốc.

Biểu thức (3 - 76) cũng có thể viết dưới dạng:

$$-d \left(\frac{p}{\gamma} + Z \right) = d \left(\frac{\alpha_0 v^2}{2g} \right) + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} dx + \frac{\alpha_0 \left(1 - \frac{\theta}{v} \right)}{g \omega^2} Q dQ. \quad (7 - 81)$$

Gọi y là toạ độ của mặt nước tại mặt cắt x (so với mặt chuẩn nằm ngang):

$$y = Z + \frac{p}{\gamma} \quad (7 - 82)$$

Lấy hai mặt cắt tương đối gần nhau, cách nhau một đoạn Δx , viết phương trình (7 - 81) dưới dạng sai phân ta có:

$$y_1 - y_2 = \frac{\alpha_0 (v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{Q_{tb}^2}{C_{tb}^2 \omega_{tb}^2 R_{tb}} \Delta x + \alpha_0 \left(1 - \frac{\theta}{V_{tb}} \right) \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g \omega_{tb}^2} \quad (7 - 83)$$

Ở đây chỉ số "tb" dùng để chỉ trị số trung bình cho cả đoạn, tức là trung bình cộng của hai trị số ở 2 mặt cắt.

Trong trường hợp dòng nhập vào vuông góc với trục của dòng cơ bản của máng bên thì $\theta = 0$, lúc đó phương trình (7 - 83) có dạng:

$$y_1 - y_2 = \frac{\alpha_0 (v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{Q_{tb}^2}{C_{tb}^2 \omega_{tb}^2 R_{tb}} \Delta x + \alpha_0 \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g \omega_{tb}^2}. \quad (7 - 84)$$

Chúng ta có thể tính đường mặt nước một cách dễ dàng bằng máy tính, hoặc có thể tính tay bằng cách lập bảng theo phương pháp thử dần.

Giả sử h_1 là chiều sâu tại mặt cắt thứ nhất mà ta đã biết, h_2 là chiều sâu tại mặt cắt thứ hai mà ta cần phải tính ra. Trước hết ta giả thiết h_2 để tính thử. Ta sẽ tính toán theo thứ tự trong (bảng 7 - 13).

Bảng 7-13. Tính toán đường mặt nước trong máng bên theo phương pháp thử dần

1	Số thứ tự mặt cắt	-	-
2	Khoảng cách kể từ đầu x (m)	-	-
3	Lưu lượng tại mặt cắt tính toán Q_x (m ³ /s)	-	-
4	Chiều sâu h (m)	-	-
5	Chiều rộng máng bên b (m)	-	-
6	Diện tích mặt cắt ω (m ²)	-	-
7	Lưu tốc v (m/s)	-	-
8	Chu vi ướt χ (m)	-	-
9	Bán kính thủy lực R (m)	-	-
10	Hệ số Sêzi C	-	-
11	v^2	-	-
12	Q_2	-	-
13	$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$	-	-
14	Q_{bt}^2	-	-
15	C_{tb}^2	-	-
16	ω_{tb}^2	-	-
17	R_{tb}	-	-
18	Δx	-	-
19	$\frac{Q_{tb}^2}{C_{tb}^2 \omega_{tb}^2 R_{tb}} \cdot \Delta x$	-	-
20	$\alpha_0 \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g\omega_{tb}^2}$	-	-
21	$y_1 - y_2$	-	-
22	$y_1 - y_2 = \Delta h + i_0 \Delta x$	-	-
23	Cao trình đáy (m)	-	-
24	Cao trình mặt nước (m)	-	-

Nếu đẳng thức:

$$y_1 - y_2 = \Delta h + i_0 \Delta x \quad (7-85)$$

được thỏa mãn (theo yêu cầu chính xác của thiết kế) thì việc giả thiết h_2 là đúng. Nếu đẳng thức (7-85) chưa thỏa mãn thì ta phải giả thiết lại h_2 cho đến lúc đẳng thức (7-85) thỏa mãn. Trong đẳng thức (7-85) thì:

$(y_1 - y_2)$ - độ chênh mực nước ở 2 mặt cắt tính toán gần nhau
tính theo biểu thức (7-84);

$$\Delta h = h_1 - h_2; \quad (7-86)$$

i_0 - độ dốc đáy máng bên;

Δx - khoảng cách giữa hai mặt cắt.

Thường việc tính thử bắt đầu từ mặt cắt cuối cùng của máng bên (mặt cắt nối tiếp giữa máng bên và đoạn kênh nối tiếp). Chiều sâu ở mặt cắt cuối này là một điều kiện biên quan trọng mà ta cần xác định trước. Chiều sâu này tùy thuộc vào quan hệ giữa độ dốc của đáy máng bên và kênh dẫn tiếp máng bên. Trường hợp ta thường gặp nhất là trường hợp độ dốc đáy máng bên nhỏ hơn độ dốc phân giới và độ dốc của đoạn kênh nối tiếp lớn hơn độ dốc phân giới. Trong trường hợp đó, theo kết quả hàng loạt thí nghiệm chuyên đề mà chúng tôi đã tiến hành, ta có thể lấy chiều sâu của mặt cắt cuối của máng bên bằng chiều sâu phân giới ứng với lưu lượng tính toán tại mặt cắt đó ($h_{\text{cuối}} = h_{\text{pg}}$).

Những kết quả tính toán ra theo phương pháp này vẫn là tương đối, vì thực ra, dòng chảy trong máng bên là dòng biến lượng 3 hướng rất phức tạp. Mặt nước tại mỗi mặt cắt cũng không đều, mực nước tại phía thành đối diện với ngưỡng tràn thường cao hơn các mực nước khác trên cùng mặt cắt. Có nhiều vấn đề mà ta có thể tiếp tục nghiên cứu.

c) Các phương pháp khác

Để rút ra biểu thức tính toán đường mặt nước trong máng bên, có thể chia hai loại xuất phát điểm:

- Xuất phát từ nguyên lý động lượng.
- Xuất phát từ nguyên lý động năng.

1. T.R. Camp và W.E. Howlond xuất phát từ nguyên lý động lượng, cho b không đổi, rút ra biểu thức:

$$\Delta y = 2\Delta \frac{V^2}{2g} + \frac{2V_{\text{tb}}^2}{2g} \cdot \frac{\Delta \omega}{\omega_{\text{tb}}}, \quad (7-87)$$

Ở đây các ký hiệu cũng như trên.

2. I.M. Konovalop xuất phát từ nguyên lý động năng rút ra phương trình cơ bản của dòng biến lượng sau đây:

$$\Delta h = \frac{ig\omega_{\text{tb}}^3 - 2\omega_{\text{tb}} \cdot q^2 x_{\text{tb}}}{g\omega_{\text{tb}}^3 - q^2 x_{\text{tb}}^2 b} \Delta x, \quad (7-88)$$

$$\text{hoặc:} \quad \Delta y = \Delta \left(\frac{V^2}{2g} \right) + \frac{V_{\text{tb}}^2}{2y} \left(\frac{2\Delta x}{x_{\text{tb}}} \right), \quad (7-89)$$

trong đó: $Q_x = q \cdot x$

Các ký hiệu khác như trên.

7.5. GIẾNG THÁO LŨ

I. Điều kiện sử dụng

Giếng tháo lũ là một loại công trình tháo lũ bề mặt, thường được xây dựng ngoài thân đập, là công trình được sử dụng lâu dài để tháo lũ trong hệ thống đầu mối thủy lợi. Người ta thường sử dụng các tuyen, đường ống được dùng để dẫn dòng thi công trong thời gian xây dựng để kết hợp với giếng đứng tháo lũ trong thời gian vận hành. Giếng tháo lũ được sử dụng trong các trường hợp sau đây:

1. Bờ đập là đá, có địa hình dốc và hẹp không thuận lợi cho việc xây dựng các công trình tháo lũ khác.
2. Bản thân đường hầm hoặc đường ống là công trình dẫn dòng thi công.
3. Giếng tháo lũ thường được xây dựng trong các đầu mối thủy lợi của hồ chứa có đập dâng bằng vật liệu địa phương, có trường hợp đập dâng là đập vòm, đập bản tựa và các loại đập khác.
4. Lưu lượng tháo qua giếng đứng có thể đến $5.000\text{m}^3/\text{s}$ và có cột nước đến 100m.

II. Các bộ phận của giếng tháo lũ

1. Miệng vào

Trên mặt bằng là ngưỡng tràn hình tròn đồng tâm với giếng đứng, có trường hợp do địa hình phải bố trí lệch tâm. Miệng tràn có thể là hình elíp, một phần của hình tròn. Trên đỉnh tràn có thể không có cửa van hoặc có cửa van. Cửa van thường dùng là van phẳng, van cung, van trụ; đa số trường hợp dùng không có cửa van. Trước cửa van có thể có kết cấu hướng dòng.

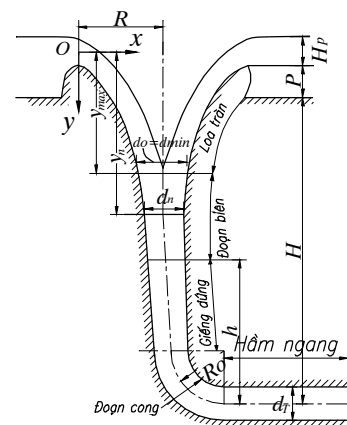
2. Giếng

Là phần nối tiếp giữa đoạn miệng vào với giếng. Nói chung giếng có dạng thẳng đứng, tâm của miệng vào trùng với tâm của giếng. Có trường hợp do sự nối tiếp giữa giếng với đường hầm dẫn nước có khó khăn mới bắt buộc đặt giếng hơi nghiêng. Từ miệng vào đến giếng bao gồm các đoạn: đoạn loe tràn (tại miệng vào), đoạn thu hẹp nối tiếp, đoạn vào với giếng, đoạn giếng đứng để nối tiếp với đường hầm (hình 7-31).

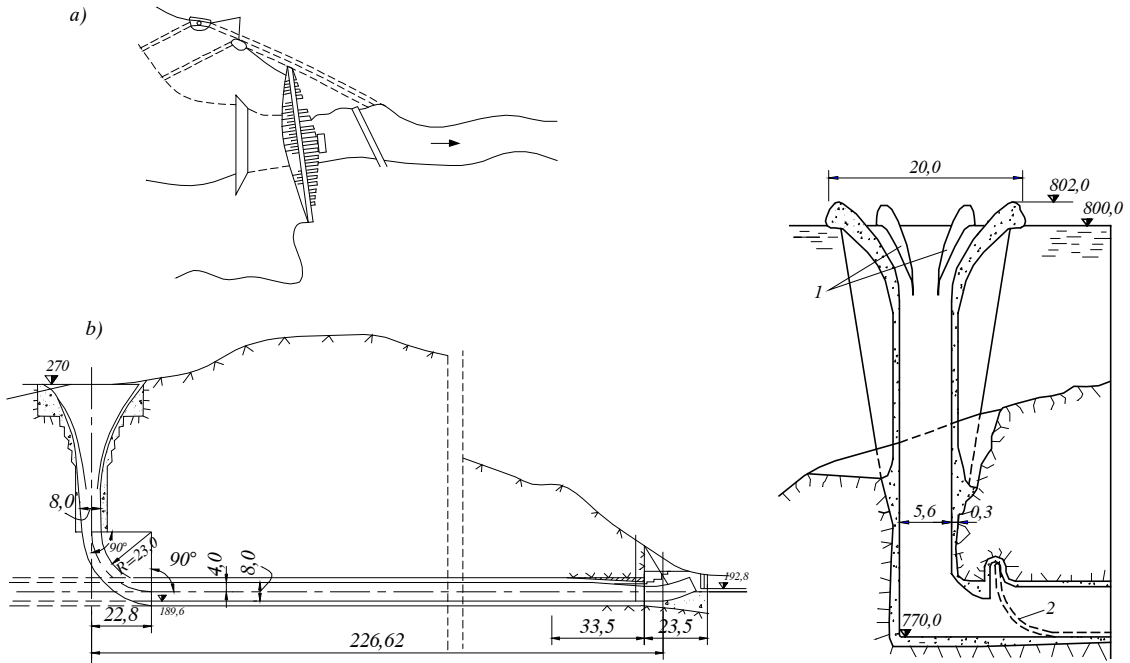
Giếng tháo lũ từ cửa vào đến đường hầm dẫn nước có thể bố trí toàn bộ trong núi đá (hình 7-32) là giếng tháo lũ Melrin ở Iran thuộc loại trên.

Giếng tháo lũ có thể bố trí một phần trong đá và một phần đoạn vào hình thức tháp bằng bê tông cốt thép (hình 7-33).

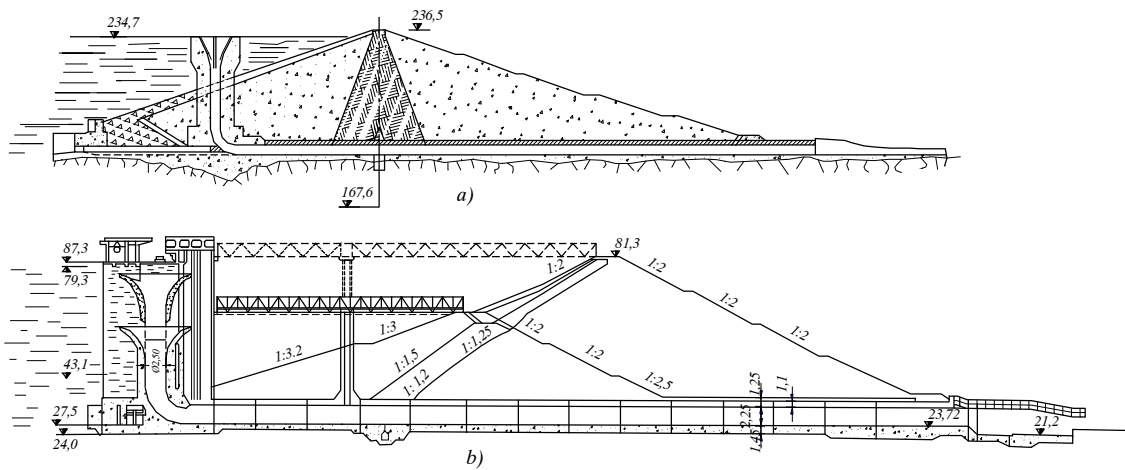
Giếng tháo lũ có thể bộ phận đường ống dẫn nước bố trí dưới đập vật liệu địa phương, phần giếng đứng là tháp bằng bê tông cốt thép đặt trong hồ chứa (hình 7-34).



Hình 7-31. Các bộ phận của giếng tháo lũ



Hình 7-32. Giếng tháo lũ trong công trình Melrin ở Iran **Hình 7-33. Giếng tháo lũ Pontezi (Ý)**
(kích thước trong hình ghi theo m)



Hình 7-34. Giếng tháo lũ có cột nước cao
a) Ấytem - Malaixia; b) Trên sông Relipka (Ch. Séc).

3. Đường hầm hoặc đường ống

Là đoạn nằm ngang nối tiếp với giếng đứng bằng đoạn cong có bán kính $r > (2,5 \div 4)d$; (d - đường kính của đoạn nối tiếp). Đường kính của đường hầm hoặc đường ống được thiết kế theo yêu cầu dẫn dòng thi công và được dùng làm công trình tháo lũ với khả năng tháo theo yêu cầu. Cuối đường hầm, đường ống cần có kết cấu tiêu năng.

III. Khả năng tháo nớc

Lưu lượng chảy qua giếng đứng phụ thuộc vào chế độ chảy vào miệng tràn ngập hay không ngập (còn gọi là trạng thái có áp hay không áp).

1. Trường hợp chảy không ngập với ngưỡng vào là hình tròn

$$Q = \epsilon m \cdot 2\pi R \sqrt{2g} H_0^{3/2} \tag{7-90}$$

trong đó: Q - lưu lượng;

H_0 - cột nước trên đỉnh tràn;

$2\pi R$ - chu vi ngưỡng tràn (R - bán kính loa tràn);

m - hệ số lưu lượng;

ϵ - hệ số co hẹp;

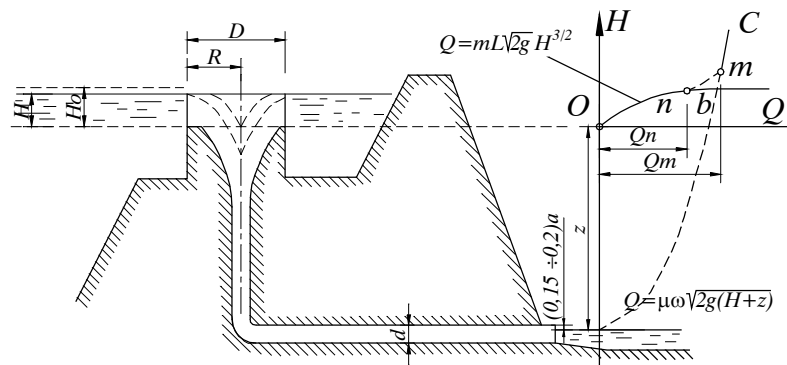
2. Trường hợp chảy ngập được xem là chảy có áp vào giếng đứng

$$Q = \mu \omega_h \sqrt{2g(H+Z)} \tag{7-91}$$

trong đó: μ - hệ số lưu lượng;

ω_h - diện tích mặt cắt ngang của đường hầm;

Z - khoảng cách từ đỉnh tràn đến mức nước hạ lưu, khi cửa ra bị ngập, hoặc tính Z là khoảng cách từ đỉnh tràn đến phía dưới trần cống tại cửa ra một đoạn bằng $(0,15-0,2)d$; (d - đường kính của đường hầm).



Hình 7-35. Sơ đồ tính toán thủy lực giếng tháo lũ

Hệ số lưu lượng μ được tính:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi + \lambda \frac{1}{d}}} \tag{7-92}$$

trong đó: $1 + \sum \xi$ - tổng hệ số tổn thất cục bộ;

λ - hệ số cản theo chiều dài;

d, l - đường kính và chiều dài đường hầm có áp;

Hệ số kháng cục bộ $\sum \xi$ gồm hệ số kháng chỗ miệng vào (ξ_v), hệ số kháng chỗ cửa ra (ξ_r), hệ số kháng chỗ uốn cong (ξ_c) và hệ số kháng do thay đổi tiết diện (ξ_t), ở đây chỉ nêu bảng tính hệ số kháng của miệng vào (ξ_v), vì là đặc thù của giếng tháo lũ (bảng 7-14).

Bảng 7-14. Hệ số kháng miệng vào giếng tháo lũ

H/R	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
ξ_v	0,123	0,075	0,049	0,043	0,040	0,039

Nhận xét: Qua sơ đồ tính toán khả năng tháo của giếng, thấy rằng đường quan hệ $Q = f(H)$ gồm 2 phần (hình 7-35).

- Phần thứ nhất: đoạn *ob* tương ứng với chế độ dòng chảy không ngập của miệng loa tràn hoặc của giếng tháo lũ nói chung.

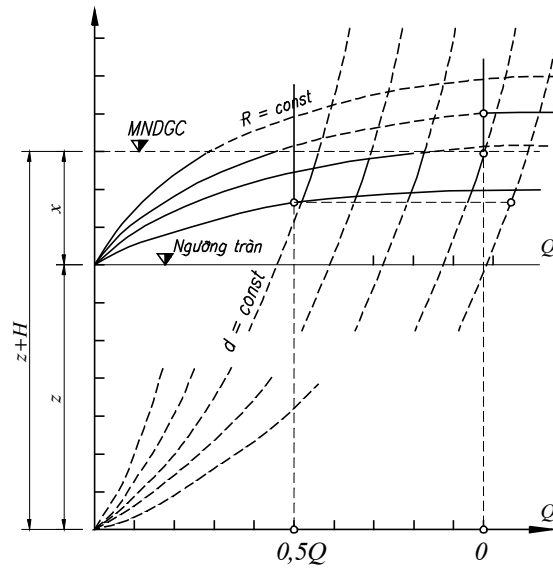
- Phần thứ hai: đoạn *bc* tương ứng với chế độ chảy ngập của miệng loa tràn hoặc của giếng tháo lũ nói chung.

Trong phần thứ hai, độ dốc đường cong khá lớn, tức là cột nước tăng nhanh khi lưu lượng tháo tăng. Trong trường hợp này khả năng dự trữ tháo lũ của công trình nhỏ hơn của các công trình tràn hở không áp. Đó cũng là nhược điểm chung của các công trình tháo lũ có áp.

Ví dụ: Với lưu lượng tháo $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$; đường tràn có $B = 22,8 \text{ m}$; $H_0 = 3 \text{ m}$; $m = 0,38 \text{ m}$; đường hầm có áp có $\omega = 12,57 \text{ m}^2$; $Z = 27 \text{ m}$; $\mu = 0,69$. Khi mực nước cao hơn mực nước trên 1,5 m thì khả năng tháo của đường tràn sẽ là $Q = 490 \text{ m}^3/\text{s}$ (do $Z + 1,5 \text{ m}$), tức là chỉ tăng 7,5%.

Vì vậy khi thiết kế giếng tháo lũ, thường theo chế độ chảy không ngập, như vậy đập dâng nước không phải làm quá cao. Muốn đạt được yêu cầu này, có thể sử dụng hai biểu thức (7-82) và (7-83) để xác định các trị số R, d, H hợp lý.

Cho những trị số R khác nhau và lập các họ đường cong $Q = f(H, R)$ đối với miệng loa tràn theo chế độ chảy không ngập. Cho những trị số d của hầm ngang khác nhau, từ đó tính ra hệ số μ và lập các họ đường cong $Q = f(H + Z)$ đối với hầm ngang và với giếng tháo lũ nói chung theo chế độ chảy ngập. Ta có đồ thị ở hình 7-36, trong đó có hai họ đường cong: ứng với chảy không ngập và ứng với chảy ngập. Dùng đồ thị này có thể với trị số H và Q cho trước chọn được R, d , hoặc ngược lại từ R, d , chọn được H trong phạm vi chảy không ngập.



Hình 7-36. Biểu đồ tổng hợp tính toán thủy lực

Khả năng tháo nước trước hết phụ thuộc vào chế độ làm việc của ngưỡng tràn, có thể xác định như sau:

- $\frac{H}{R} < 0,46$ - đập tràn chảy không ngập.
- $\frac{H}{R} = 0,46 \div 1,0$ - đập tràn chảy ngập.
- $\frac{H}{R} = 1,0 \div 1,6$ - phễu bị ngập.
- $\frac{H}{R} > 1,6$ - phễu ngập lặn.

- Khi đập tràn chảy không ngập, khả năng tháo được tính theo công thức (7-90) hoặc:

$$Q = \epsilon m (2\pi R - n\delta) \sqrt{2g} H_0^{3/2},$$

trong đó:

m - hệ số lưu lượng;

R - bán kính phễu;

$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g}$, H - cột nước trên đỉnh phễu;

V_0 - vận tốc đến gần đỉnh phễu;

n, δ , ϵ - số trụ pin, chiều rộng trụ pin, hệ số co hẹp lấy gần bằng 0,90, (khi không có trụ pin $\epsilon = 1$).

Hệ số lưu lượng tính theo công thức của N.I.Romankô (khi có kết cấu hướng dòng và $\frac{H}{R} = 0,20 \div 0,38$, $\frac{P}{R} = 0 \div 1,0$):

$$m = \left[0,490 - 0,068 \left(\frac{H}{R} \right)^{1/2} \right] - 0,03 \left[1 - \left(\frac{P}{R} \right)^{2/3} \right], \quad (7-93)$$

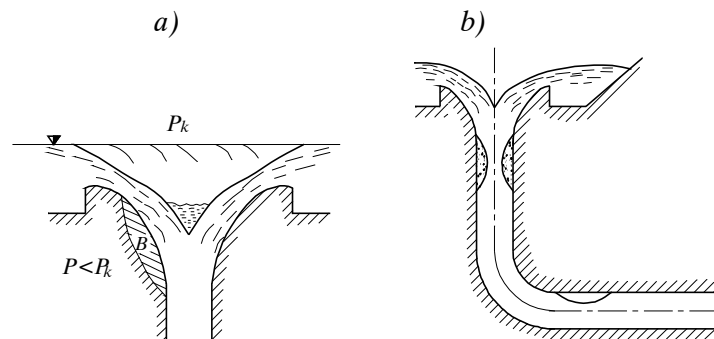
trong đó: P - chiều cao ngưỡng so với đáy kênh dẫn vào.

Khi không có kết cấu hướng dòng, hệ số lưu lượng vẫn có thể tính theo công thức trên, nhưng giảm đi 6%.

- Khi phễu bị ngập $\left(\frac{H}{R} > 1,6 \right)$, khả năng tháo nước được tính theo công thức (7-91).

IV. Chân không và biện pháp chống chân không

Trong những điều kiện thủy lực không phù hợp, với điều kiện thiết kế, hoặc do chưa xét hết các ảnh hưởng, trong giếng tháo lũ sẽ hình thành chân không. Những vùng dễ tồn tại chân không được nêu ở hình 7-37.



Hình 7-37. Vùng chân không trong giếng tháo lũ cột nước cao

Những vùng chân không phía dưới ngưỡng tràn là có lợi, tăng được hệ số lưu lượng, còn những vùng khác cần phải tránh.

Theo N.P. Rozanop, trị số chân không cho phép được tính theo biểu thức:

$$(h_{ck})_{cp} = \frac{P_k}{\gamma} - \frac{P_h}{\gamma} - \delta_0 \frac{v^2}{2g}, \quad (7-94)$$

trong đó: $(h_{ck})_{cp}$ - chân không trung bình cho phép (m);

$\frac{P_k}{\gamma}$ - áp suất khí trời (m);

$\frac{P_h}{\gamma}$ - áp suất hơi nước (m);

v - vận tốc nước trên vùng chân không (m/s);

δ_0 - hệ số, lấy bằng, $\delta_0 = 0,1$.

Có thể tính gần đúng chân không trung bình cho phép theo biểu thức:

$$(h_{ck})_{cp} \approx 9,75 - 0,1 \frac{v^2}{2g} \quad (7-95)$$

Trong các vùng xảy ra chân không, phải bảo đảm điều kiện:

$$(h_{ck})_{max} < (h_{ck})_{cp}$$

Theo N.P. Rozanop, trị số chân không trong công trình không nên vượt quá $7,5 \div 8,5$ (mét cột nước); với trị số như thế, không gây nên nguy hiểm về khí thực.

Các nghiên cứu về chân không trong giếng tháo lũ cho biết:

- Chân không trong phạm vi ngưỡng tràn có trị số lớn nhất khi tháo lưu lượng bằng $(0,75 \div 0,85)$ lưu lượng tính toán;
- Trong phạm vi giếng đứng và trong đoạn cong nối tiếp giữa giếng đứng và đường hầm ngang thường tồn tại chân không.

Chân không có trị số lớn nhất ở mép trên của đoạn uốn cong và thường gây nên xâm thực bê tông. Để chống các tác hại do chân không vượt quá trị số giới hạn gây nên, người ta tìm cách đưa không khí vào các nơi này.

A.N. Ahutin kiến nghị tổng diện tích tiết diện các ống đưa không khí vào trong giếng đứng cột nước cao nên lấy bằng $(10-15\%)$ tiết diện ngang của giếng.

Có thể dùng biểu thức gần đúng để tính tổng diện tích ống đưa không khí.

$$F = \frac{W}{\mu_k \sqrt{2g \frac{(h_{ck})_{cp}}{\gamma_k}}} \quad (m^2), \quad (7-96)$$

trong đó:

W - khối lượng không khí cần đưa vào, $W = k_0 Q$;

k_0 - hệ số hàm khí;

Q - lưu lượng nước chảy qua giếng;

μ_k - hệ số lưu lượng của hệ thống đưa không khí vào;

$(h_{ck})_{cp}$ - trị số chân không trung bình cho phép tính theo biểu thức gần đúng (7-95);

γ_k - dung trọng không khí dưới áp lực không khí bình thường, $\gamma_k = 12,3 \text{ N/m}^3$.

Tuy nhiên việc dùng nhiều ống để đưa không khí vào cũng gây những khó khăn về thi công, quản lý. Biện pháp tốt nhất là làm giếng đứng có tiết diện thu nhỏ dần từ trên xuống theo quy luật ngược với sự tăng của lưu tốc.

V. Thiết kế các bộ phận của giếng tháo lũ

1. Thiết kế miệng loa tràn

Loa tràn là một loại đập tràn tuyến tròn, hệ số lưu lượng của nó, như ở trên đã nói, phụ thuộc vào loại ngưỡng tràn: kiểu đập tràn thực dụng, đập đỉnh rộng hoặc các loại khác.

Việc thiết kế miệng loa tràn, không những chỉ xác định dạng ngưỡng mà phải tính cả đoạn loa nối tiếp từ ngưỡng đến giếng.

Giếng tháo lũ có 2 loại loa tràn (hình 7-38): có mặt phẳng nghiêng và không có mặt phẳng nghiêng.

a) *Loa tràn có mặt phẳng nghiêng* (hình 7-38a): Nếu gọi R là bán kính ngoài của ngưỡng tràn, loại loa tràn này được dùng khi $R \geq (6-8) H$ và khi có địa hình thuận lợi, loa tràn này có đoạn phẳng nghiêng và đoạn loa nối tiếp.

Đoạn phẳng nghiêng có tác dụng làm việc như đập tràn đỉnh rộng, đặt nghiêng một góc $\beta = 6^\circ \div 8^\circ$ để đưa nước vào miệng giếng được tốt. Hệ số lưu lượng giống đập tràn đỉnh rộng $m = 0,36$.

Chiều dài của đoạn phẳng nghiêng $L = (3 \div 4) H \approx (0,4 \div 0,5) R$.

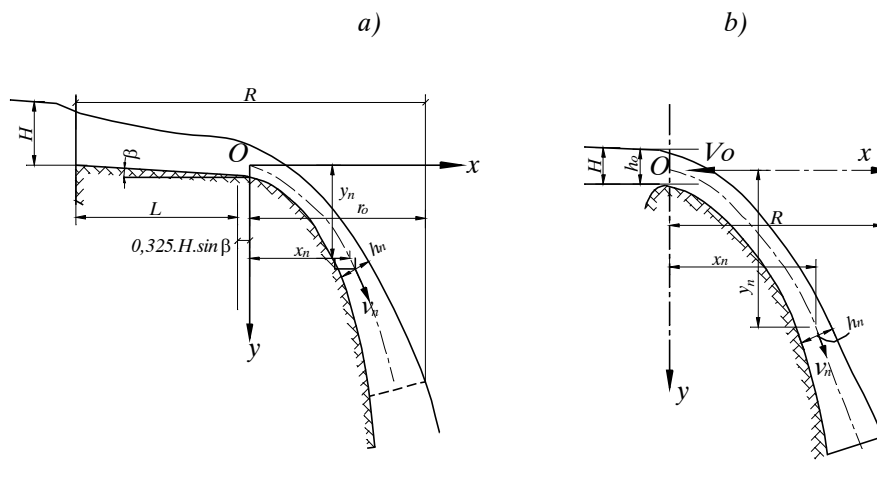
Khả năng tháo lũ tính theo biểu thức (7-90).

Nếu có trụ van thì tính theo biểu thức (7-92).

Chiều sâu dòng chảy cuối đoạn phẳng nghiêng lấy bằng $0,65H_0$ và lưu tốc tại đó tính theo biểu thức:

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0 (0,65)H_0}, \quad (7-97)$$

trong đó: r_0 - bán kính của loa, $r_0 = R - L - \frac{h_0}{2} \sin \beta$.



Hình 7-38. Tính toán loa tràn của giếng tháo lũ

a) Có mặt phẳng nghiêng; b) Không có mặt phẳng nghiêng.

Đường viền của loa đưa nước xuống giếng, phải thỏa mãn yêu cầu không có hiện tượng tách dòng khỏi đáy. Đã có nhiều thí nghiệm chọn đường viền của loa tràn dạng elip, nhưng dạng thích hợp nhất là dạng parabol theo phương trình đường tia nước với lưu tốc ban đầu là v_0 và có xét tới hướng của vectơ lưu tốc (nghiêng một góc β so với mặt phẳng ngang).

Trước hết tính quỹ đạo của tia dòng nằm giữa lớp nước tràn có gốc tọa độ tại cuối mặt phẳng nghiêng và có lưu tốc v_0 (hình 7-38a). Từ đó có:

$$v_x = v_0 \cos \beta \text{ và } x = v_x t = v_0 \cos \beta t;$$

$$v_y = v_0 \sin \beta \text{ và } y = v_y t + \frac{1}{2} g t^2 = v_0 \sin \beta t + \frac{1}{2} g t^2;$$

Khử t trong các phương trình ở trên, sẽ có phương trình của quỹ đạo tia dòng giữa lớp nước tràn như sau:

$$y = \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2 \beta} + x \operatorname{tg} \beta \quad (7-98)$$

Khi $x = r_0$ ta có $y = y_{\max}$ và do đó xác định được điểm gặp nhau của quỹ đạo tia dòng từ hai bên, đó cũng là chỗ kết thúc khu vực miệng loa tràn. Lưu tốc tại mặt cắt này được tính theo biểu thức:

$$v_{r0} = v_{\max} = 0,97 \sqrt{2 g y_{\max} + v_0^2} \quad (7-99)$$

Do đó đường kính cần thiết ở cuối loa tính theo biểu thức:

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{\max}}} \quad (7-100)$$

Khi đã biết phương trình quỹ đạo tia giữa lớp nước, và nếu biết chiều dày h_n của lớp nước tại các điểm, có thể vẽ được đường mặt nước và đáy, tức là đường viền loa tràn (hình 7-38a) với:

$$h_n = \frac{Q}{2\pi(r_0 - x_n)v_n}, \quad (7-101)$$

trong đó: $v_n = 0,97 \sqrt{2 g y_n + v_0^2} \quad (7-102)$

Từ quỹ đạo tia dòng vẽ đường vuông góc lên trên một đoạn bằng $0,5h_n$ sẽ có đường mặt nước, và lấy xuống phía dưới $0,5h_n$ sẽ là điểm trên đường viền loa tràn.

b) Loa tràn không có mặt phẳng nghiêng (hình 7-38b): Trường hợp này thường gặp khi ngưỡng tràn cao, có dạng đập tràn thực dụng, dùng trong trường hợp $R \leq 5H$.

Hệ số lưu lượng trong tính toán sơ bộ lấy $m = 0,46$. Chiều sâu trên ngưỡng tràn.

$$h_0 = 0,75H \quad (7-103)$$

Lưu tốc tại đó:

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0(0,75H_0)}, \quad (7-104)$$

trong đó: $r_0 = R$ và vectơ lưu tốc có hướng ngang.

Đường viền của loa tràn cũng được tính toán như trường hợp trên, nhưng đơn giản hơn (hình 7-38b).

Trước hết tìm phương trình về quỹ đạo của tia dòng giữa lớp nước có gốc tọa độ tại đỉnh ngưỡng tràn và lưu tốc tại đó bằng v_0 ($\beta = 0$).

Ta có:

$$v_x = v_0 \text{ và } x = v_x t = v_0 t$$

$$v_y = 0 \text{ và } y = \frac{1}{2} g t^2$$

Khử t trong các phương trình trên, ta có phương trình quỹ đạo như sau:

$$y = \frac{g x^2}{2 v_0^2} \quad (7-105)$$

Lưu tốc và độ sâu lớp nước tại điểm bất kỳ tính theo các biểu thức sau đây:

$$v_n = 0,97 \sqrt{2 g y_n + v_0^2}$$

$$h_n = \frac{Q}{2\pi(R-x)v_n} \quad (7-106)$$

Khi đã biết v_n , h_n sẽ vẽ được đường mặt nước và đường viền loa tràn.

Giống như ở trên, loa tràn kết thúc tại vị trí khi:

$$y = y_{\max} \text{ ứng với } x = r_0 = R$$

So sánh khi trị số lưu động tháo bằng nhau, loa tràn không có mặt phẳng nghiêng có đường kính ngưỡng tràn nhỏ, do đó dễ bố trí. Khi cột nước của hai loại ngưỡng tràn bằng nhau, đường mặt nước của loại loa này gặp nhau dưới sâu, do đó có thể có hiện tượng không gặp nhau trong phân giếng đứng. Do đó cần phải thiết kế một cách hợp lý. Loa tràn có mặt phẳng nghiêng có thể dễ bố trí cửa van.

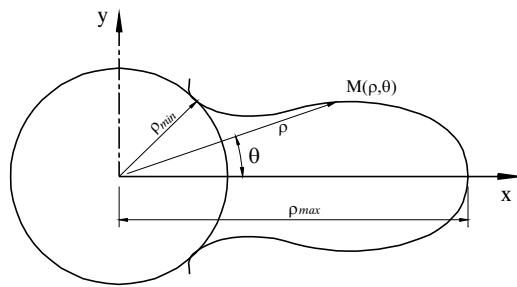
Trong trường hợp có cửa van, cột nước tràn lớn nhất đạt tới $4,5 \div 5\text{m}$; còn khi tự tràn cột nước tràn thường lấy $1,0 \div 1,5\text{m}$.

Để tăng khả năng tháo nước của giếng tháo lũ, ngoài việc tìm cách tăng hệ số lưu lượng, một phương hướng quan trọng là tăng chiều dài tràn nước. Một số tác giả đã đưa ra loại miệng tràn hình hoa hồng trên mặt bằng.

Các giếng tháo lũ loại này đã được xây dựng tại hồ chứa nước Sacno (Angiêri) và trên sông Vorotok (Nga).

Đặc điểm của nó là các «cánh hoa» làm cho chiều dài tràn nước tăng lên nhiều lần, do đó có thể tháo được lưu lượng lớn với cột nước khá nhỏ, rất thích hợp với loại tự tràn. Tại hồ chứa nước Sacno với cột nước 1,2m đã tháo được 360m³/s.V.K. Xanoyan đã đề nghị phương pháp tính dạng của «hoa hồng» như sau:

Tại mỗi điểm trên «cánh hoa» lưu tốc đều phải vuông góc với ngưỡng tràn. Muốn giải quyết vấn đề này, tác giả đã dùng lý thuyết hàm số phức tính được mô hình dòng chảy thế, mà đường viền của các «cánh hoa», tức là mép ngưỡng tràn tương đương với đường thế (hình 7-39).



Hình 7-39. Sơ đồ tính miệng tràn hình hoa hồng

Tác giả đề nghị phương trình liên hệ giữa các tọa độ của «cánh hoa» như sau:

$$\cos \theta = \frac{\alpha^{2n} - C}{2\alpha^n}, \quad (7-107)$$

trong đó: $\alpha = \frac{\rho}{a}$

ρ - khoảng cách từ tâm giếng đến «cánh hoa»;

C - hệ số;

n - số «cánh hoa»;

Trình tự tính toán như sau:

- trước hết chọn bán kính ρ_{\min} và ρ_{\max} của giếng;
- tính C và a theo hệ thống phương trình (qua diễn toán của tác giả);

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{\min} &= \frac{\rho_{\min}}{a} = (\sqrt{1+C} - 1)^{1/n}; \\ \alpha_{\max} &= \frac{\rho_{\max}}{a} = (\sqrt{1+C} + 1)^{1/n}; \end{aligned} \right\} \quad (7-108)$$

- Thay các trị số C , a vào phương trình (7-107), sẽ tính và vẽ được tọa độ dạng của từng «cánh hoa» của giếng.

Sau khi nước đã tràn qua các «cánh hoa», mỗi cánh làm việc như một máng tràn nước chảy từ ba phía. Do đó theo ý chúng tôi, có thể dùng phương trình tăng dần lưu lượng của phương pháp tính máng tràn ngang để tính chiều sâu cần thiết của mỗi cánh.

2. Kết cấu hướng dòng của loa tràn

Như trên đã nói, do ảnh hưởng của bờ nên nước chảy vào loa tràn không vuông góc với ngưỡng tràn, mà có thể thành dòng chảy xoắn làm cho lưu tốc và lưu lượng đơn vị phân bố không đều quanh ngưỡng. Điều đó không những làm giảm hệ số lưu lượng của công trình tháo lũ nói chung, mà còn làm cho chế độ thủy lực trở nên phức tạp.

Để chống lại hiện tượng này cần có thiết bị hướng dòng gồm 2 phần (hình 7-40).

a) phần đào sâu vào bờ thành dạng thuận chiều dòng chảy;

b) tường phân dòng trên ngưỡng tràn.

Cũng có trường hợp chỉ cần một trong hai phần trên, tùy theo tình hình cụ thể.

Những tác giả nghiên cứu vấn đề này có N.I.Romanko, A.I. Txêpko, P.P. Moyx.

Trên cơ sở so sánh với kết quả của các tác giả trước,

P.P. Moyx chọn được dạng hướng dòng có hiệu ích nhất:

- Bờ đào theo dạng parabol có tọa độ:

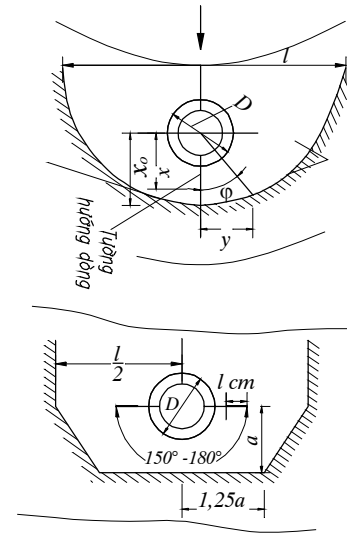
$$y = \frac{4x(l-x)f}{l^2}, \quad (7-109)$$

trong đó: $f = 1,75D$;

$l = 7D$;

D - đường kính loa tràn;

- Tường hướng dòng theo loại tường cong vuông góc với hướng dòng chảy vào từ hồ.



Hình 7-40. Sơ đồ kết cấu hướng dòng của loa tràn

3. Đoạn tiệm biến

Thông thường đường kính của giếng đứng bằng đường kính hầm ngang ($d_g = d_h$). Nếu đường kính tại mặt cát tận cùng của loa tràn lớn hơn của giếng đứng ($d_0 > d_g$) sẽ có đoạn tiệm biến thu nhỏ dần từ d_0 đến d_g . Góc thu hẹp không nên quá đột ngột, trong phạm vi $8 \div 10^\circ$ và trong phạm vi đoạn tiệm biến ngắn, dòng chảy vẫn được xem là dòng không áp.

4. Giếng đứng

Giếng đứng là phần từ cuối đoạn tiệm biến đến phần uốn cong sang hầm ngang. Nước trong giếng đứng chảy với lưu tốc lớn, gần như rơi tự do và xem như trong giếng đứng tổn thất năng lượng không đáng kể. Vì vậy lưu tốc sẽ tăng dần. Để tránh hiện tượng do thu hẹp mặt cát ướt trong những giếng tháo lũ cột nước cao, giếng được thiết kế có tiết diện thu hẹp dần.

5. Đường hầm ngang

Đường hầm ngang có đường kính là của đường hầm tháo lũ thi công. Vì vậy nên có thể nhỏ hơn, hoặc lớn hơn của giếng đứng.

Chế độ dòng chảy trong đường hầm có thể là có áp, không áp hoặc bán áp. Thông thường trong đường hầm ngang người ta thiết kế để cho dòng chảy có áp, hoặc không áp hoàn toàn.

Khoảng cách từ đầu giếng đứng đến mực nước hạ lưu là h (nếu cửa ra không ngập thì được tính đến cách đỉnh mặt cắt ra một đoạn $(0,15 \div 0,2)d_h$) tức là tổng thế năng của phần giếng đứng và đường hầm ngang. Nếu: $h = \Sigma h_w$,

trong đó: h - tổng thế năng (m);

$$\Sigma h_w - \text{tổng tổn thất năng lượng, } \Sigma h_w = h_1 + h_\xi + h_r;$$

$$h_1 - \text{tổn thất cột nước trên chiều dài, lấy bằng } \frac{4l^2}{C^2 d_h} v^2;$$

$$h_\xi - \text{tổn thất chỗ uốn cong, } h_\xi = \xi_a \frac{v^2}{2g};$$

$$h_r - \text{tổn thất cột nước tại chỗ cửa ra.}$$

Trường hợp này đường hầm hoàn toàn chảy có áp.

Nếu $h > \Sigma h_w$, nghĩa là cột nước (thế năng) lớn hơn so với yêu cầu, hay nói một cách khác, tổn thất cột nước nhỏ. Đường hầm ngang có thể làm việc không áp, và xem như không có thành phần tổn thất trong đường hầm ngang. Trường hợp này xảy ra khi $Q_t < Q_{tk}$ (Q_t - lưu lượng tháo; Q_{tk} - lưu lượng thiết kế), hoặc đường kính hầm ngang lớn hơn so với yêu cầu.

Nếu $h < \Sigma h_w$, tức là tổn thất quá lớn, đường hầm không đủ để tháo lưu lượng từ miệng loa tràn xuống, chế độ thủy lực trong giếng tháo lũ sẽ chuyển thành chế độ chảy ngập miệng loa tràn. Đây cũng là trường hợp $Q_t > Q_{tk}$, hoặc đường kính đường hầm nhỏ hơn đường kính yêu cầu.

Như vậy trong thiết kế giếng tháo lũ, muốn cho $Q_t = Q_{tk}$, cần kiểm tra $h = \Sigma h_w$.

Như ở trên đã nói, công trình tháo lũ như đường tràn, máng ngang, đập tràn $Q > Q_{tk}$, về cơ bản không làm thay đổi chế độ thủy lực, vì dự trữ tháo lũ của các công trình tràn hở khá lớn. Còn đối với giếng, nếu $Q > Q_{tk}$, hoặc nếu đường hầm ngang không đủ tiết diện để tháo lũ thì sẽ phát sinh hiện tượng chảy ngập, mực nước phía thượng lưu sẽ tăng rất nhanh. Vì vậy cần kiểm tra dự trữ tháo lũ lớn nhất của giếng đứng (trong điều kiện chảy không ngập).

Khả năng tháo lớn nhất của giếng tháo lũ trong điều kiện chảy không ngập được tính theo biểu thức:

$$Q_{\max} = \mu \omega \sqrt{2gH_1},$$

trong đó: H_1 - cột nước lớn nhất khi chuyển sang tính giếng theo lỗ vòi, lấy bằng khoảng cách từ mực nước thượng lưu đến mực nước hạ lưu (nếu hạ lưu ngập) hoặc đến cách đỉnh mặt cắt ra một đoạn $(0,15 - 0,20)h$ (nếu cửa ra không ngập).

Lưu lượng qua đường hầm ngang trong trường hợp miệng loa không ngập tính theo biểu thức:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gh} = \mu\omega\sqrt{2gh_w}$$

Ta có:

$$\frac{Q_{\max}}{Q} = \sqrt{\frac{H_1}{\sum h_{1w}}},$$

tức là:
$$Q_{\max} = Q\sqrt{\frac{H_1}{\sum h_{1w}}}$$

Đó cũng là lưu lượng giới hạn bảo đảm giếng chảy không ngập.

7.6. XI PHÔNG THÁO LŨ

I. Điều kiện sử dụng

Khi xây dựng hồ chứa nước, vốn đầu tư vào công trình tháo lũ khá lớn. Các công trình tháo lũ phải làm việc lâu dài, vững chắc, đơn giản trong quản lý và thỏa mãn điều kiện kinh tế. Một trong những kiểu công trình thỏa mãn các điều kiện này là xi phông. Ở những nơi nước lũ về nhanh khi có mưa, như ở miền núi nước ta thì việc ứng dụng xi phông tháo lũ có tác dụng rất lớn vì nó làm việc tự động và đảm bảo tháo lũ một cách nhanh chóng.

Trên thế giới xi phông được ứng dụng rộng rãi và được xây dựng cả trong các đập bê tông cao, cả trong những đập đất không lớn lắm. Những năm trước đây ở Liên Xô cũ, xi phông tháo lũ được xây dựng rộng rãi trong các đập đất trên các sông suối nhỏ. Các xi phông đó thường làm bằng các ống bê tông cốt thép hoặc ống thép đúc sẵn. Xi phông có các ưu điểm sau đây:

1. Tự động tháo nước. Khi lũ về, mực nước thượng lưu vượt quá mực nước dâng bình thường một trị số nào đó, xi phông bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn.

2. Rẻ tiền. Lưu lượng tháo của xi phông lớn nên chiều rộng của xi phông nhỏ hơn rất nhiều so với chiều rộng của các công trình tháo lũ kiểu hở khác. Sự chênh lệch đó đặc biệt lớn khi công trình có lưu lượng lũ thiết kế càng lớn.

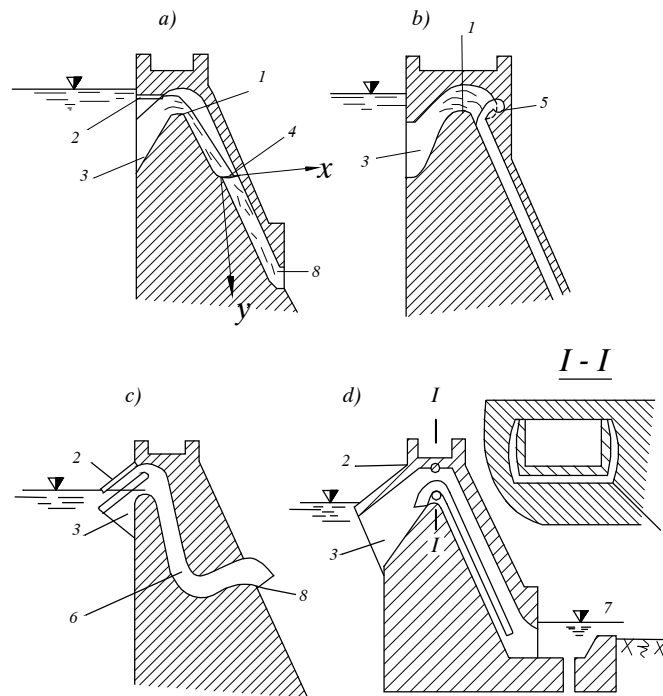
3. Khác với các kiểu công trình tháo lũ bằng đường ống, xi phông không cần cửa van và các thiết bị nâng cửa, do đó không cần nhân viên phục vụ.

Do những ưu điểm như vậy xi phông được ứng dụng rộng rãi không những trong các đập mà còn được xây dựng trong các kênh, trong trạm bơm, nhà máy thủy điện, v.v...

II. Đặc điểm cấu tạo và làm việc

Xi phong là một loại công trình tháo lũ kiểu kín. Do tự động làm việc và lưu lượng đơn vị lớn so với công trình tháo lũ kiểu hở nên được ứng dụng rộng rãi.

Trên thế giới, xi phong tháo lũ có nhiều hình dạng kết cấu khác nhau. Sự phát triển về kết cấu với mục đích tìm hình dạng hợp lý về mặt thủy lực, đồng thời đảm bảo chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật công trình.



Hình 7-41. Kết cấu các bộ phận xi phong

- 1- đỉnh trần; 2- lỗ thông khí; 3- cửa vào; 4- lưới gà hút nước;
5- đường dẫn nước; 6- đoạn ống cong ngược; 7- bể tiêu năng; 8- cửa ra.

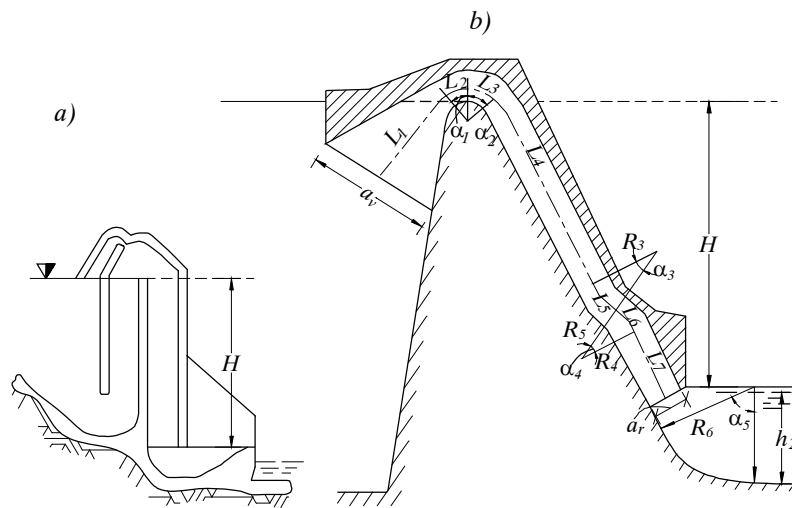
Mặt cắt ngang của xi phong được thu hẹp dần theo mặt phẳng thẳng đứng để lưu tốc vào nhỏ, giảm tổn thất cột nước. Diện tích cửa vào thường bằng $2 \div 3$ lần diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh. Mép trên của miệng vào đặt dưới mực nước dâng bình thường khoảng $0,7 \div 1,0$ m để xi phong làm việc ổn định, khi tháo lũ thì trước cửa không có xoáy, không khí không bị lọt vào miệng và đồng thời tránh được các vật nổi không trôi vào xi phong. Phía trên của mép vào, ngang với mực nước dâng bình thường, bố trí lỗ thông khí (hình 7-41a) hoặc dùng ống thông khí riêng thông với đỉnh xi phong (hình 7-41d) và miệng vào của ống thông khí đặt ngang với mực nước dâng bình thường. Diện tích lỗ thông khí bằng $7 \div 10\%$ diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh xi phong. Lỗ thông khí có tác dụng làm cho xi phong ngừng làm việc. Khi mực nước hạ xuống bằng mực nước dâng bình thường lúc đó miệng lỗ thông khí được lộ ra tiếp xúc với không khí và dẫn khí từ ngoài vào làm cho xi phong ngừng làm việc.

III. Các hình thức xi phong tháo lũ

Trên thế giới, xi phong tháo lũ có nhiều hình dạng kết cấu khác nhau. Sự phát triển về kết cấu với mục đích tìm hình dạng hợp lý về mặt thủy lực, đồng thời đảm bảo chỉ tiêu kinh tế - kỹ thuật của công trình. Sau đây nêu nên một số điển hình trong nhiều loại xi phong đã được xây dựng hoặc thiết kế trên thế giới.

1. Xi phong loại Grêgotti có nhánh ống hạ lưu thẳng đứng (hình 7-42a). Do hình dạng mặt cắt dọc không thuận nên có hệ số lưu lượng nhỏ $0,40 \div 0,6$. Xi phong loại này được dùng nhiều ở Italia, xây dựng trên nền đá.

2. Loại Hêyn có ống xả nghiêng với mặt nằm ngang một góc $65^{\circ} \div 80^{\circ}$. Đặc điểm loại này có cửa ra ngập trong bể tiêu năng. Cửa vào được mở rộng theo mặt phẳng đứng. Xi phong có hệ số lưu lượng tương đối lớn ($0,68 \div 0,89$) và nhanh chóng bắt đầu làm việc có áp khi mực nước thượng lưu dâng quá đỉnh một đoạn tương đối nhỏ. Loại này được ứng dụng rộng rãi ở Đức, Liên Xô cũ và nhiều nước khác (hình 7-42b).



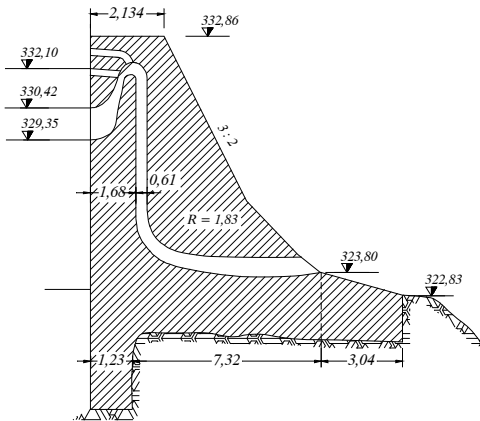
Hình 7-42. Hai loại xi phong điển hình

a) Xi phong loại Grêgotti; b) Xi phong loại Hêyn;

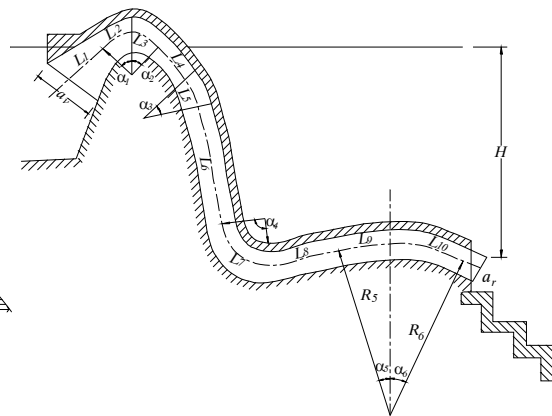
$\alpha_1 = 35^{\circ}$; $\alpha_2 = 66^{\circ}15'$; $\alpha_3 = 33^{\circ}40'$; $\alpha_4 = 30^{\circ}$; $\alpha_5 = 67^{\circ}$; $a_5 = 3,5a$; $R_1 = 1,15a$; $R_3 = 2,4a$; $R_4 = 1,2a$; $R_5 = 1,4a$; $R_6 = 3a$; $l_1 = 2,9a$; $l_2 = 0,7a$; $l_3 = 1,33a$; $l_5 = 1,37a$; $l_6 = 0,628a$; l_4 và l_7 phụ thuộc vào H.

3. Xi phong loại Stielei được xây dựng trong các đập trọng lực, phần vào có độ cong rất lớn, sau phần vào là giếng đứng. Xi phong có mặt cắt ngang thay đổi với mục đích để xi phong chóng bắt đầu làm việc thực sự, mặt cắt ngang ở đỉnh rộng và thấp, còn ở cửa ra hẹp và cao. Dòng chảy trong xi phong bị biến dạng, vì thế hệ số lưu lượng không lớn lắm ($0,65 \div 0,70$). Xi phong loại này được dùng nhiều nhất ở Mỹ, ví dụ trong đập Glenphonsphydes trên sông Okon (hình 7-43).

4. Trên cơ sở nghiên cứu bằng mô hình, Marky và Markety đã đề nghị mặt cắt xi phông có dạng như hình 7-44. Đặc điểm hình dạng của này là có nhiều đoạn cong với bán kính thay đổi. Xi phông loại này được xây dựng nhiều trên các kênh dẫn ở Italia.



Hình 7-43. Xi phông trong đập trên sông Ôkôn (Mỹ)
(kích thước trong hình ghi theo mét)



Hình 7-44. Xi phông loại Marky và Markety

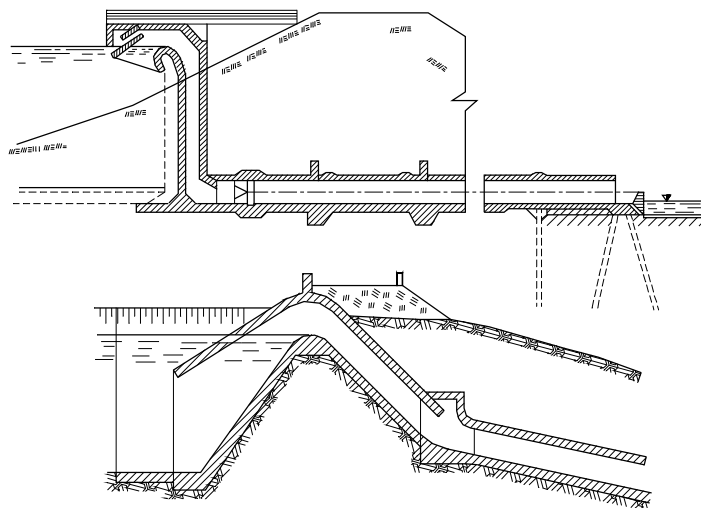
$\alpha_1=50^0$; $\alpha_2=45^040'$; $\alpha_3=34^0$; $\alpha_4=95^0$; $\alpha_5=17^0$;
 $\alpha_6=29^045'$; $a_v=2a$; $R_1=1,155a$; $R_2=1,59a$;
 $R_3=1,365a$; $R_4=1,5a$; $R_5=5,55a$; $R_6=5,27a$;
 $l_1=1,45a$; $l_2=1,01a$; $l_3=0,924a$; $l_5=0,81a$;
 $l_7=2,49a$; $l_8=2,14a$; $l_9=1,645a$; $l_{10}=2,74a$;
 $l_1=1,45a$; l_4 và l_6 phụ thuộc vào H.

5. Xi phông trong đập đất được dùng ở Liên Xô cũ và có nhiều hình dạng khác nhau. Viện Lengiprovozkos đã nghiên cứu và thiết kế định hình xi phông tháo lũ trong các đập đất.

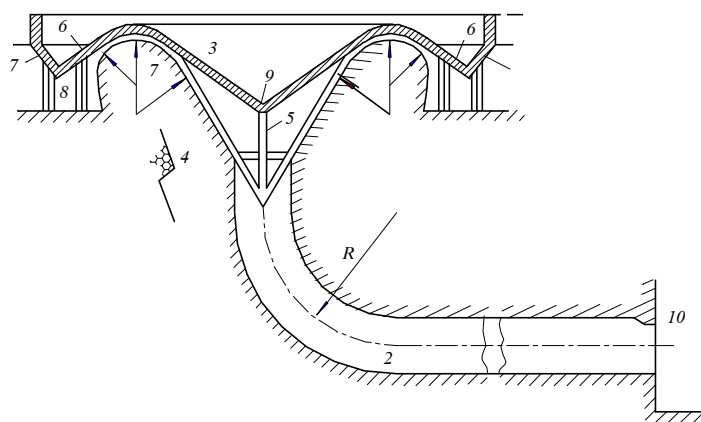
Xi phông bao gồm: phân vào, phân hạ lưu (có thể là gồm ống thẳng đứng và ống nằm ngang nối liền nhau (hình 7-45a) hoặc là ống nằm nghiêng (hình 7-45b) phân ra thường được thiết kế bằng hình thức côngxon có mũi phun).

Hình 7- 45 là sơ đồ một trong những loại xi phông trong đập đất được xây dựng ở Liên Xô cũ.

6. Xi phông hình thức giếng đứng khác hẳn với các loại trên. Loại này được O.V.Vyazêmxki đề nghị (hình 7-46). Tác giả cho rằng hình dạng phân vào được thiết kế căn cứ vào điều kiện cố định gia tốc theo trục dòng chảy với lưu tốc ban đầu ở cửa vào khoảng 2m/s.



Hình 7-45. Xi phong tháo lũ trong đập đất



Hình 7-46. Xi phong hình thức giếng đứng

Có thể phân loại xi phong tháo lũ hình dạng mặt cắt ngang như sau:

1. Xi phong có mặt cắt ngang cố định, nghĩa là ngoài phần vào, các mặt cắt ngang từ đỉnh cho đến cửa ra đều có hình dạng và kích thước giống nhau. Loại này được dùng với cột nước nhỏ hơn 10 m. Đối với cột nước lớn hơn có thể làm tăng chân không ở đỉnh, do đó cần có biện pháp giảm cột nước lưu tốc ở đỉnh như tăng hệ số ma sát của tường hoặc co hẹp mặt cắt ra, v.v...

2. Xi phong có mặt cắt ra mở rộng được dùng đối với những cột nước nhỏ hơn H_{\max} của xi phong có mặt cắt cố định. Bởi vì mở rộng mặt cắt sẽ dẫn đến tăng lưu tốc ở đỉnh xi phong do đó làm tăng chân không ở đó.

3. Xi phong có mặt cắt ra thu hẹp được ứng dụng khi cột nước lớn hơn 10m, là loại có hệ số lưu lượng nhỏ.

Ngoài ra có thể phân loại xi phông theo điều kiện dòng chảy ra ở hạ lưu công trình: chảy tự do (hình 7-44 và 70-45) và chảy ngập (hình 7-42) hoặc phân loại theo hình dạng mặt cắt ngang: xi phông hình tròn, hình chữ nhật, hình vuông.

IV. Các bộ phận của xi phông

Cửa vào xi phông được thu hẹp dần theo mặt phẳng đứng để lưu tốc vào nhỏ, giảm tổn thất cột nước. Diện tích cửa vào thường bằng $2 \div 3$ lần diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh xi phông. Mép trên của miệng vào thường đặt dưới mực nước dâng bình thường khoảng $0,7 \div 1\text{m}$ để xi phông làm việc ổn định, khi tháo lũ thì trước cửa không có xoáy, không khí không bị lọt vào miệng và đồng thời tránh được các vật nổi không trôi vài xi phông. Trên mép vào, ngang với mực nước dâng bình thường, bố trí lỗ thông khí hoặc có thể dùng đường ống thông khí riêng thông với đỉnh xi phông và miệng của ống thông khí đặt ngang với mực nước dâng bình thường (hình 7- 41). Diện tích lỗ thông khí bằng $3 \div 10\%$ diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh xi phông. Lỗ thông khí có tác dụng làm cho xi phông ngừng làm việc (khi mực nước lũ hạ xuống bằng mực nước dâng bình thường, miệng lỗ thông khí được hở ra và dẫn không khí từ ngoài vào làm cho xi phông ngừng làm việc).

Đỉnh xi phông đặt ở cao trình mực nước dâng bình thường. Khi lũ về, nước trong hồ dâng cao hơn mực nước dâng bình thường, nước bắt đầu chảy tràn qua đỉnh và ngập lỗ thông khí. Mực nước trong hồ tiếp tục dâng, nước chảy trong ống cuốn theo không khí đi ra ngoài tạo thành chân không trong xi phông, nước sẽ chảy đầy ống, xi phông thực sự bắt đầu làm việc có áp.

Muốn cho xi phông thực sự bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn, khi mực nước thượng lưu dâng quá đỉnh không lớn lắm, cần phải tạo trong xi phông một độ chân không cần thiết. Bằng biện pháp thủy lực để đẩy không khí từ trong ống ra ngoài, đồng thời ngăn không cho không khí ở hạ lưu vào. Không khí không thể vào từ phía thượng lưu được vì do miệng vào ngập dưới nước, còn ở hạ lưu bằng cách tạo thành lớp nước đệm hoặc màng nước chắn trong giới hạn nhánh ống hạ lưu, ngăn cách với không khí, việc đẩy không khí trong ống ra ngoài do nước chảy trong xi phông tự động kéo theo đi ra hạ lưu. Còn thiết bị để tạo màng chắn không cho không khí ở hạ lưu vào thường là lưới gà hắt nước cố định hoặc di động 4 (hình 7-41a), đường dẫn nước riêng 5 tạo nên lớp nước chắn khí (hình 7-41b), đoạn ống cong ngược 6 tạo thành lớp nước ngăn cách không khí (hình 7-41c), cửa ra hạ lưu ngập trong bể tiêu năng (hình 7-41d), v.v...

Đơn giản nhất và thường dùng là lưới gà hắt nước cố định. Lưới gà có độ nghiêng nhất định làm với mặt phẳng nằm ngang một góc nào đó. Khi nước chảy qua lưới gà, nước được hắt sang phía đối diện tạo nên màng nước chắn khí.

V. Nguyên tắc làm việc và các yếu tố ảnh hưởng đến sự làm việc của xi phông

1. Sự bắt đầu làm việc của xi phông

Một trong những nhiệm vụ chính của kết cấu xi phông là làm thế nào để xi phông nhanh chóng làm việc thực sự. Khi lũ về, nếu xi phông nhanh chóng chảy có áp với lưu lượng thiết kế thì mực nước thượng lưu sẽ không dâng cao lắm. Điều này có ý nghĩa kinh tế lớn (làm giảm khối lượng đập không tràn và giảm tổn thất ngập lụt của vùng hồ). Có nhiều biện pháp kết cấu như đã trình bày ở trên để xi phông bắt đầu làm việc sớm.

Chúng ta cần thấy rằng tất cả các biện pháp đó đồng thời là những yếu tố gây thêm tổn thất cột nước và làm giảm khả năng tháo nước của xi phông. Vì thế, sự nhanh chóng làm việc thường gây nên giảm hệ số lưu lượng.

Một số kết cấu xi phông vừa thỏa mãn điều kiện làm việc nhanh chóng vừa có hệ số lưu lượng không bị giảm sẽ là kết cấu hợp lý.

Thời gian bắt đầu làm việc nhanh, nếu lưu lượng ban đầu chảy qua xi phông càng lớn. Vì thế, Hêyn đã đề nghị làm đường dẫn nước riêng (7-41b) để cho lưu lượng ban đầu lớn và giảm thời gian bắt đầu làm việc. Song biện pháp này ít dùng, bởi vì kết cấu phức tạp, hệ số lưu lượng nhỏ và trong đường dẫn nước có dòng chảy xoáy.

Thời gian làm việc nhanh có ý nghĩa quan trọng đối với xi phông được xây dựng ở các hồ chứa nước nhỏ, đặc biệt đối với các công trình loại nhỏ và vừa ở miền núi nước ta. Ở đó, khi lũ về, nước dâng lên rất nhanh, nếu thời gian xi phông bắt đầu làm việc nhanh thì giảm được mực nước lũ trong hồ rất nhiều.

Đối với hồ chứa nước lớn, thời gian bắt đầu làm việc không có ý nghĩa quan trọng lắm. Trong trường hợp này không cần các biện pháp về kết cấu để xi phông bắt đầu làm việc nhanh. Lúc đó cửa ra của xi phông cần ngập trong nước hoặc có lớp nước đệm để ngăn cách khí trời.

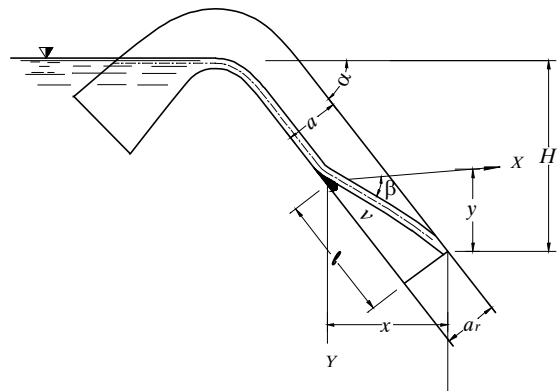
2. Vị trí lưới gà hất nước

Như trên đã nói, một trong những kết cấu đơn giản và thường dùng để xi phông bắt đầu làm việc nhanh là lưới gà hất nước.

Dòng chảy qua lưới gà được xem như là chuyển động cơ học của vật thể rơi (hình 7-47) có lưu tốc ban đầu v hướng tiếp tuyến với lưới gà làm với mặt phẳng nằm ngang một góc β . Lưu tốc ban đầu tính theo biểu thức:

$$v = \varphi \sqrt{2g(H - y)}, \quad (7 - 110)$$

trong đó φ - hệ số lưu tốc, theo thí nghiệm $\varphi = 0,6 \div 0,8$.



Hình 7-47. Sơ đồ chảy qua lưới gà

Phương trình chuyển động có thể viết như sau:

$$y = vt \sin \beta + \frac{1}{2} g t^2;$$

$$x = vt \cos \beta.$$

Từ đó rút ra:

$$y = x \operatorname{tg} \beta + \frac{g}{2v^2} (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) x^2. \quad (7 - 111)$$

Giải phương trình (7-103) ta được:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-v^2 + \sqrt{v^4 - g^2 x^2 + 2gv^2 y}}{gx}. \quad (7 - 112)$$

Muốn xác định góc β , cần phải biết được các trị số x , y . Trên (hình 7 - 47), x và y xác định theo quan hệ hình học:

$$\left. \begin{aligned} x &= \ell \cos \alpha + a_1 \sin \alpha \\ y &= \ell \sin \alpha + a_1 \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (7- 113)$$

Vị trí của lưới gà có vai trò quan trọng đối với việc bắt đầu làm việc của xi phông.

Cột nước vượt quá đỉnh cần thiết để xi phông bắt đầu làm việc và thời gian tương ứng (thời gian bắt đầu làm việc) không phụ thuộc vào cột nước H và khả năng tháo nước thiết kế của xi phông, mà chủ yếu phụ thuộc vào kết cấu xi phông, thể tích không khí trong xi phông cần đẩy ra kể từ lưới gà trở lên, lưu tốc ở lưới gà. Hai yếu tố sau phụ thuộc vào vị trí điểm đặt của lưới gà. Nếu đặt lưới gà càng thấp so với đỉnh xi phông thì thể tích không khí cần thoát ra càng lớn, nhưng lưu tốc ở lưới gà càng lớn, tức là khả năng kéo không khí đi theo ra ngoài càng tăng. Nếu đặt lưới gà càng cao thì hiện tượng xảy ra ngược lại. Như vậy thời gian bắt đầu làm việc của xi phông phụ thuộc rất lớn vào lưu tốc ở lưới gà và thể tích không khí trong ống.

Kết quả thí nghiệm của GS. Ngô Trí Viêng được tiến hành trong nhiều trường hợp khác nhau, điểm đặt của lưới gà hợp lý nhất là ở cách cửa ra của xi phông một đoạn $y = (0,5 \div 0,7)H$. Tại đó có lưu lượng và thời gian bắt đầu làm việc không lớn lắm, đồng thời có hệ số tổn thất nhỏ.

3. Kết cấu và kích thước của lưới gà

Khi thiết kế, bố trí lưới gà hút nước trong xi phông, việc chọn hình dạng và kích thước của nó vô cùng quan trọng, đặc biệt đối với xi phông tròn nhưng cho đến nay vấn đề đó vẫn chưa được nghiên cứu đầy đủ.

Trên cơ sở nghiên cứu của GS. Ngô Trí Viêng, để có thể nhận được hình dạng và kích thước hợp lý của lưới gà ứng với thời gian bắt đầu làm việc nhanh và có hệ số tổn thất cục bộ nhỏ, vị trí và góc nghiêng β của lưới gà làm với mặt phẳng nằm ngang được xác định ở trên, trong đó kích thước đối với:

- Xi phông hình chữ nhật chiều cao δ của lưới gà bằng

$$\delta = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12} \right) a \quad (a - \text{chiều cao của mặt cắt ngang}),$$

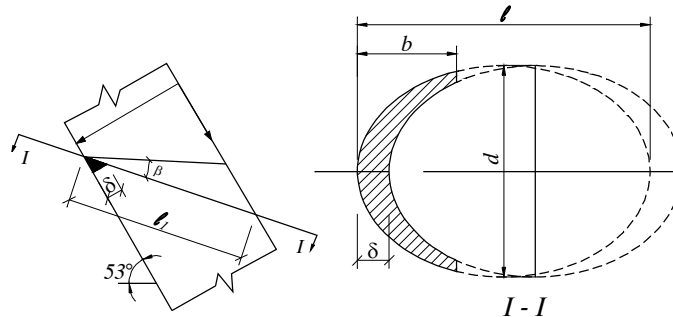
- Xi phông tròn:

$$\delta = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12} \right) d \quad (d - \text{đường kính của mặt cắt ngang}),$$

và chiều rộng

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) l_1$$

(b và l_1 xem hình 7 - 48).



Hình 7-48. Kích thước lưới gà hắt nước

4. Các trạng thái làm việc của xi phông

Nước chảy qua xi phông phụ thuộc vào lưu lượng nước đến Q_d trong hồ. Do đó tùy theo Q_d mà xi phông làm việc với các trạng thái sau đây.

a) Khi Q_d nhỏ, mực nước trong hồ dâng quá đỉnh xi phông một cột nước h không lớn lắm $h < h_{td}$ [h_{td} - cột nước tác dụng, ứng với cột nước này có lưu lượng Q_d chảy qua, xi phông bắt đầu làm việc có tác dụng thực sự (có áp hoàn toàn)], xi phông làm việc giống như đập tràn.

b) Khi mực nước trong hồ dâng và $h = h_{td}$, xi phông bắt đầu làm việc có áp, lúc này lưu lượng qua xi phông thay đổi từ Q_{td} đến lưu lượng thiết kế Q_{tk} (Q_{tk} - lưu lượng của xi phông khi chảy có áp, ứng với lưu lượng tính toán khi thiết kế xi phông).

Nếu $Q_d > Q_{td}$ và $Q_{tk} > Q_d$ thì sau khi xi phông bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn với Q_{tk} , nhưng vì $Q_{tk} > Q_d$, tức là lưu lượng qua xi phông lớn hơn lưu lượng nước đến nên mực nước trong hồ giảm và khi giảm đến cao trình lỗ thông hơi thì xi phông ngừng làm việc. Sau đó mực nước trong hồ lại dâng và khi $h = h_{td}$ thì xi phông lại bắt đầu làm việc có áp và trạng thái chạy trong xi phông lại lặp lại như ban đầu,... Trạng thái làm việc như vậy gọi là làm việc chu kỳ, tức là chảy không áp rồi có áp và trở lại không áp, v.v...

c) Khi Q_d rất lớn (mặc dầu vẫn nhỏ hơn Q_{tk}) thì sau khi bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn, xi phông không làm việc theo chu kỳ nữa, mà làm việc từng phần, dòng chảy qua xi phông là hỗn hợp không khí và nước. Lưu lượng đến Q_d càng lớn thì hàm lượng không khí càng nhỏ. Khi Q_d tăng mực nước trong hồ tăng, làm giảm không khí vào xi phông.

d) Khi lưu lượng đến $Q_d \geq Q_{tk}$ thì xi phông làm việc có áp hoàn toàn với hệ số lưu lượng cố định.

Nói chung đối với hồ chứa nước nhỏ, xi phông làm việc theo 4 trạng thái trên. Đối với hồ chứa có thể tích lớn, không xảy ra trạng thái làm việc thứ hai (tức là không xảy ra trạng thái làm việc chu kỳ).

5. Vấn đề khí thực và biện pháp đề phòng

Hiện tượng khí thực xảy ra trong xi phông là do xi phông làm việc có độ chân không lớn hoặc do thay đổi đột ngột áp lực khi xi phông bắt đầu làm việc hoặc bắt đầu ngừng làm việc (tức là lúc có không khí vào).

Hiện tượng kéo theo không khí vào xi phông xảy ra khi xi phông làm việc theo chu kỳ ($Q_d < Q_{tk}$) và cả trường hợp kết cấu phần vào hoặc thiết bị thông hơi không hợp lý. Trường hợp đầu thì xi phông làm việc không ổn định, theo chu kỳ. Trường hợp hai do mép vào đặt dưới mực nước không hợp lý hoặc lưu tốc vào quá lớn mà hình thành dòng chảy xoáy trước cửa và kéo theo không khí vào xi phông gây nên khí thực. Vì thế kích thước cửa vào cần đủ lớn và mở rộng dần về phía thượng lưu.

Muốn giảm khí thực khi xi phông làm việc chu kỳ, cần phải khử chế độ làm việc chu kỳ bằng cách thiết kế một tổ nhiều ống xi phông. Các ống đó cho bắt đầu làm việc ở các thời điểm khác nhau. Khi lưu lượng đến nhỏ thì cho một hoặc hai ống làm việc. Khi lưu lượng đến lớn thì cho nhiều ống làm việc. Với mục đích đó, cao trình các lỗ thông khí và đỉnh các ống đặt ở cao độ khác nhau. Cũng có thể thiết kế hệ thống thông khí thích hợp để điều chỉnh lượng không khí vào xi phông và đảm bảo xi phông tháo với lưu lượng tương ứng với lưu lượng đến Q_d trong hồ.

Ngoài những biện pháp về kết cấu phần vào và thiết bị thông khí, độ cong ở đỉnh xi phông không được lớn quá và lưu tốc ở đỉnh không được lớn hơn lưu tốc cho phép để đảm bảo độ chân không ở đỉnh nhỏ hơn độ chân không cho phép.

VI. Tính toán thủy lực xi phông

1. Khả năng tháo nước

a) Hệ số l- u l- ợng

Xi phông tháo lũ cần phải bảo đảm tháo lưu lượng thay đổi từ không đến Q_{\max} ứng với mực nước thượng lưu thay đổi từ mực nước dâng bình thường đến mực lớn nhất trong hồ.

Có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của xi phông, trong đó chủ yếu là kết cấu và kích thước của xi phông, cột nước, tỷ số giữa lưu lượng tháo và lưu lượng lớn nhất, điều kiện vào và ra của dòng chảy, áp lực khí trời, v.v...

Kết cấu và kích thước, độ cong của đỉnh, tính chất thay đổi mặt cắt ngang của ống, v.v... là những yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến sự phân bố áp lực và lưu tốc trong mặt cắt ngang và theo chiều dài của ống, do đó ảnh hưởng đến trị số chân không và khả năng tháo nước.

Tùy theo điều kiện dòng chảy ở cửa ra, hệ số lưu lượng của xi phông cũng khác nhau.

Khi xi phông làm việc thực sự, lưu lượng được xác định theo biểu thức thủy lực thông thường đối với ống ngắn:

$$Q = \mu \omega_r \sqrt{2gH_0}, \quad (7-114)$$

trong đó:

- μ - hệ số lưu lượng;
- ω_r - diện tích mặt cắt ngang tại cửa ra;
- g - gia tốc trọng trường
- H_0 - cột nước có kể đến lưu tốc tiến gần:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}; \quad (7 - 115)$$

- v_0 - lưu tốc trung bình tại mặt cắt 0-0 (hình 7-49; hình 7-50);
- α - hệ số, kể đến sự phân bố không đều của lưu tốc tại mặt cắt 0-0.

Cột nước H theo sơ đồ I (hình 7 - 49) được tính bằng độ chênh mực nước thượng lưu và trung tâm mặt cắt 3-3. Theo sơ đồ II (hình 7-50), H bằng độ chênh mực nước thượng hạ lưu.

Khi mặt cắt ngang không thay đổi, hệ số lưu lượng được tính theo các biểu thức sau đây:

$$\text{- Đối với sơ đồ I: } \mu_1 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_3 + \sum_0^3 \xi}}; \quad (7 - 116)$$

- Đối với sơ đồ II:
$$\mu_2 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_4 K_m^2 + \sum_0^4 \xi}}, \quad (7 - 117)$$

trong đó:

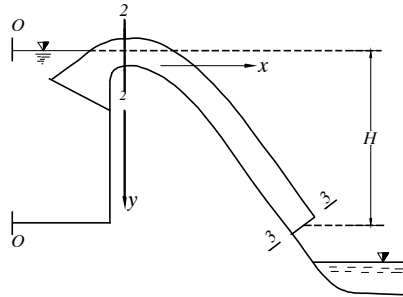
α_3, α_4 - hệ số, xét đến sự phân bố không đều của lưu tốc tại mặt cắt ra 3-3 (hình 7-49) và tại mặt cắt 4-4 (hình 7-50), các hệ số này thường lấy bằng 1;

$\sum_0^3 \xi_i$ - tổng hệ số tổn thất từ mặt cắt vào đến mặt cắt 3-3 (hình 7-49);

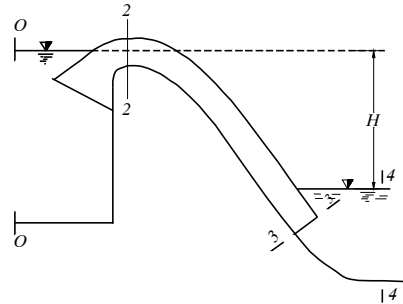
$\sum_0^4 \xi_i$ - như trên, nhưng có kể đến hệ số tổn thất từ mặt cắt ra đến mặt cắt 4-4 ở hạ lưu (hình 7-50);

$K_m = \frac{\omega_r}{\omega_b}$ - tỷ số giữa diện tích mặt cắt ra và mặt cắt 4-4 của dòng chảy ở bề

tiêu năng.



Hình 7-49. Sơ đồ tính toán I



Hình 7-50. Sơ đồ tính toán II

Khi xi phông có mặt cắt ngang thay đổi, hệ số lưu lượng xác định theo công thức:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha_r \left(\frac{\omega}{\omega_r} \right)^2 + \xi}}$$

trong đó:

$$\xi = \sum \xi_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 = \sum \xi_m \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \xi_c \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2;$$

α_r - hệ số động lượng ở mặt cắt ra, thường ≈ 1 ;

ω_r - diện tích mặt cắt ra; ω_i - diện tích mặt cắt đoạn thứ i.

Hệ số tổn thất thủy lực của đoạn thứ i bao gồm tổn thất ma sát dọc đường ξ_m và hệ số tổn thất cục bộ bao gồm hệ số tổn thất cửa vào ξ_v , khe van ξ_k , co hẹp ξ_{ch} , mở rộng ξ_{mr} , đoạn cong ξ_u ...

Các biểu thức (7-116) và (7-117) cho ta thấy rằng, tổng hệ số tổn thất càng nhỏ thì hệ số lưu lượng càng lớn. Khi cột nước và kích thước cơ bản của mặt cắt đã cho, muốn tăng khả năng tháo nước của xi phông thì cần phải giảm hệ số tổn thất bằng các biện pháp kết cấu khác nhau.

b) Hệ số tổn thất trong xi phông

Tổn thất năng lượng trong xi phông là kết quả xuất hiện các dạng tổn thất khác nhau: tổn thất vào, co hẹp hoặc mở rộng, tổn thất ở các đoạn cong, tổn thất dọc đường...

Theo thí nghiệm của GS. Ngô Trí Viêng, trường hợp cửa ra không ngập (hình 7-49) thì đa số trường hợp hệ số tổn thất đoạn vào ζ_{dv} (bao gồm tổn thất cửa vào, co hẹp, cong, tức là tổn thất từ cửa vào đến cuối đoạn cong ở đỉnh) chiếm nhiều hơn 50% tổng hệ số tổn thất trong xi phông, cá biệt có trường hợp chiếm 80 ÷ 90%.

Độ cong ở đỉnh xi phông càng nhỏ thì hệ số $\sum \zeta_{dv}$ càng giảm. Điều đó được giải thích như sau, trị số tổn thất của đoạn cong ở đỉnh phụ thuộc vào mức độ chảy rối của dòng chảy và hình dạng của ống. Bởi vì khi nước chảy vào đoạn cong thì thay đổi hướng dòng chảy, ở đó có xuất hiện lực ly tâm có hướng theo chiều bán kính cong, do đó làm giảm áp lực ở mặt lồi (ở đỉnh) và tăng áp lực ở mặt lõm hình thành nên chất lỏng chuyển động trên mặt cắt hướng từ mặt lồi tới mặt lõm. Như vậy ở đoạn cong thì dòng chảy mang tính chất áp lực tăng và lưu tốc giảm theo hướng từ mặt lồi đến mặt lõm hình thành nên dòng rối và làm co hẹp mặt cắt của dòng cơ bản. Cường độ chảy rối càng mạnh nếu độ cong ở đỉnh càng lớn.

Ở đoạn vào, các tổn thất cục bộ (vào, co hẹp, cong, dọc đường) xuất hiện đồng thời, vì thế tính các hệ số tổn thất cục bộ riêng rẽ chỉ là gần đúng.

Theo N.N. Paplôpxki, hệ số tổn thất vào $\zeta_v \approx 0,05 \div 0,10$.

Hệ số tổn thất co hẹp ζ_{ch} phụ thuộc vào tỷ số giữa diện tích mặt cắt co hẹp ω_2 và diện tích mặt cắt ban đầu ω_1 :

$$\zeta_{ch} = f\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right), \quad (7-118)$$

và được lấy theo bảng 7-15.

Bảng 7-15. Trị số của hệ số tổn thất co hẹp

ω_2/ω_1	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
ζ_{ch}	0,45	0,39	0,35	0,28	0,20	0,09	0,00

Hệ số tổn thất mở rộng dần ζ_{mr} :

$$\zeta_{mr} = \chi \left(\frac{\omega_3}{\omega_1} - 1 \right)^2, \quad (7-119)$$

trong đó:

ω_3 - diện tích mặt cắt mở rộng;

χ - hệ số, phụ thuộc vào góc mở rộng θ , lấy theo bảng 7-16.

Bảng 7-16. Trị số của hệ số χ

θ (độ)	5	10	15	20	30	40	45	50
χ	0,13	0,17	0,26	0,41	0,71	0,90	0,98	1,03

Khi xi phòng có lưới gà hắt nước được bố trí ở nhánh ống hạ lưu thì hệ số tổn thất do lưới gà gây nên ζ_{lg} được tính giống như hệ số tổn thất co hẹp ζ_{ch} :

$$\zeta_{lg} \approx \zeta_{ch}, \quad (7-120)$$

Tính toán hệ số tổn thất có thể tham khảo các giáo trình và sổ tay thủy lực.

c) Biện pháp tăng khả năng tháo n-ớc

Khi cột nước và kích thước cơ bản đã cho, muốn giảm hệ số tổn thất để tăng khả năng tháo nước, chúng ta có thể dùng các biện pháp sau đây:

- Chọn hình dạng hợp lý mặt cắt dọc của xi phòng, đặc biệt là tăng bán kính cong ở đỉnh xi phòng để giảm hệ số tổn thất cong;
- Cửa vào thuận để cho hệ số tổn thất vào nhỏ nhất;
- Làm nhẵn mặt trong của ống để giảm hệ số ma sát;
- Chọn hình dạng mặt cắt ngang có lợi nhất về thủy lực (như mặt cắt tròn có lợi hơn mặt cắt chữ nhật).

Trường hợp cửa vào thuận, tổn thất lớn nhất trong xi phòng là ở đoạn cong của đỉnh. Muốn giảm hệ số tổn thất cong, cần giảm cường độ chảy rối.

Dùng biện pháp kết cấu có thể giảm tổn thất cột nước ở đoạn cong bằng cách tăng bán kính cong nhưng như vậy sẽ dẫn đến không phù hợp với kích thước chung của toàn bộ công trình như xi phòng không nội tiếp được trong mặt cắt cơ bản của đập trọng lực... Đề nghị của GS. Ngô Trí Viêng là đoạn cong đó có bán kính thay đổi dần từ nhỏ (ở đỉnh) tới lớn (cuối đoạn cong) có dạng parabol. Hình dạng đó vừa phù hợp với kết cấu chung của công trình vừa có hệ số tổn thất nhỏ. Khi xi phòng có cột nước $H < 15$ m, đường cong đó có dạng $y = ax^2 = 0,4x^2$ (hình 7-49). Ưu điểm của biện pháp này như sau:

- Khi xi phong làm việc, không có xoáy ở đoạn cong, vì thế ở đoạn cong sẽ có hệ số tổn thất nhỏ và nói chung tổn thất trong xi phong nhỏ.

- Xi phong có bán kính cong ở đỉnh không lớn lắm. Nếu đường cong parabol đó có hệ số $a < 0,4$ thì bán kính cong ở đỉnh lớn và xi phong khó nội tiếp trong mặt cắt cơ bản của đập trọng lực. Nếu $a > 0,4$, trong xi phong sẽ xuất hiện chảy xoáy.

- Thời gian đầu, khi xi phong làm việc giống đập tràn có hệ số lưu lượng lớn, vì thế giảm được thời gian và cột nước bắt đầu làm việc thực sự của xi phong.

2. Áp lực trong xi phong

Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, khi xi phong làm việc dọc theo toàn bộ chiều dài của xi phong đều có chân không. Đặc biệt trong đoạn cong ở đỉnh có chân không lớn. Trị số chân không lớn nhất xảy ra ở đỉnh và lân cận đỉnh xi phong.

Độ cong và góc cong ở đỉnh có ảnh hưởng rất lớn đến trị số chân không ở đỉnh. Khi tăng tỷ số $\frac{r_0}{a}$ (r_0 - bán kính cong của trục xi phong; a - chiều cao mặt cắt ngang ở đỉnh) thì chân không ở đỉnh (mặt lồi) giảm, đặc biệt giảm rất nhanh khi $\frac{r_0}{a} = 0 \div 1,5$ và sau đó giảm từ từ, còn chân không mặt lõm thì lại tăng, nhưng vẫn nhỏ hơn rất nhiều so với mặt lồi. Như vậy tỷ số $\frac{r_0}{a}$ càng nhỏ thì sự chênh lệch chân không ở mặt lồi và mặt lõm càng lớn. Tương tự như vậy đối với xi phong có góc cong ở đỉnh lớn thì trị số chân không ở đó cũng lớn hơn. Vì thế khi thiết kế xi phong cần xác định $\frac{r_0}{a}$ và góc cong một cách hợp lý.

Kết cấu và kích thước mặt cắt ngang, trị số $\frac{r_0}{a}$, góc và tính chất thay đổi mặt cắt v.v... là những yếu tố chủ yếu ảnh hưởng tới sự phân bố áp lực và lưu tốc, tức là ảnh hưởng đến trị số chân không và khả năng tháo nước của xi phong. Vì thế khi thiết kế cần phải biết quy luật phân bố áp lực trong xi phong. Sự phân bố áp lực phụ thuộc rất lớn vào sự phân bố lưu tốc. Do đó chúng ta đều cần phải biết sự phân bố áp lực và cả lưu tốc. Sau đây sẽ giới thiệu một số phương pháp tính toán phân bố áp lực trong các đoạn cong của hai loại xi phong có mặt cắt ngang hình chữ nhật và hình tròn.

a) Phương pháp xác định phân bố áp lực trong xi phong hình chữ nhật

Có nhiều tác giả đã đề nghị và đưa ra phương pháp tính toán như Hinde, T.V. Ivanova, O.V. Vyazemski, Ngô Trí Viêng, v.v... Sau đây chỉ giới thiệu một số phương pháp gần đúng, đơn giản thường dùng.

α) Phương pháp của V.I. Tumanyan: Khi tính toán phân bố áp lực và lưu tốc ở đỉnh xi phong Tumanyan giả thiết như sau:

- Chuyển động chất lỏng ở đỉnh xi phong theo quy luật:

$$vr = \text{const} = C, \quad (7-121)$$

trong đó: v - lưu tốc dòng chảy tại điểm tính toán;
 r - bán kính cong tại điểm đó.

- Lưu tốc trung bình v_0 và áp lực trung bình p_0 của mặt cắt bằng các trị số lưu tốc và áp lực tại trục của mặt cắt đó.

Như vậy áp dụng biểu thức (7-121), lưu tốc tại một điểm bất kỳ sẽ là:

$$v = \frac{v_0 r_0}{r_1 + y} \quad (7-122)$$

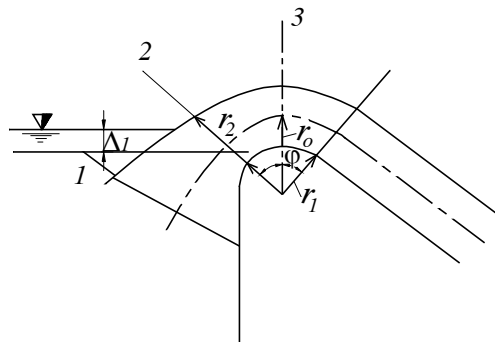
và áp lực trung bình của dòng chảy cong ở đỉnh được xác định theo phương trình Becnuily. Áp lực trung bình đó ở trục xi phong được xác định theo biểu thức:

$$\frac{p_0}{\gamma} = E - \frac{a}{2} - \frac{\alpha v_0^2}{2g} - a \sum \zeta \frac{v_0^2}{2g}, \quad (7-123)$$

trong đó: p_0 - áp suất trung bình của dòng chảy ở trục;
 a - chiều cao mặt cắt ở đỉnh;
 E - năng lượng tại mặt cắt đó;
 v_0 - lưu tốc trung bình của dòng chảy ở trục;
 $\sum \zeta$ - tổng hệ số tổn thất cột nước từ cửa vào đến mặt cắt ở đỉnh;
 r_0 - bán kính cong của trục;
 r_1 - bán kính cong của đỉnh xi phong.

- Tổn thất cột nước ở cửa vào và tổn thất co hẹp, tức là tổn thất từ mặt cắt 1-1 đến mặt cắt 2-2 (hình 7-51) xác định theo biểu thức:

$$\sum h_{1-2} = h_v + h_{ch} = (\xi_v + \xi_{ch}) \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (7-124)$$



Hình 7-51. Sơ đồ tính toán theo phương pháp Tumanyan

Tổn thất cột nước ở đoạn cong (đoạn 2-3) tính theo biểu thức:

$$\sum h_{2-3} = \sum h_c = \zeta_c \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad (7-125)$$

Với các giả thiết ở trên, tác giả đã nhận được phương trình xác định áp lực ở các điểm trong mặt cắt ngang ở đỉnh như sau:

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y - \frac{\alpha r_0 v_0^2}{2g} \left[\frac{1 + \sum \zeta_{2-3}}{r_1 + y} \right], \quad (7-126)$$

trong đó: y - khoảng cách từ đỉnh đến điểm tính toán;

E_2 - năng lượng đơn vị lại mặt cắt bắt đầu của đoạn cong (mặt cắt 2-2)

$$E_2 = \frac{p_k}{\gamma} \mp \Delta_1 - \alpha \sum \zeta_{1-2} \frac{v^2}{2g}; \quad (7-127)$$

p_k - áp suất khí trời;

Δ_1 - khoảng cách từ mực nước thượng lưu tới đỉnh.

Hệ số Coriolite α xác định theo biểu thức của Paplôpxki:

$$\alpha = \frac{\int_0^a v^3 dy}{v_0^3 a} = \frac{\int_0^a \left(\frac{v_0 r_0}{r_1 + y} \right)^3 dy}{a \left[\int_0^a \frac{v_0 r_0}{r_1 + y} dy \right]^3} = \frac{a^2 \left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right)}{2r_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3}, \quad (7-128)$$

trong đó: r_2 - bán kính ngoài của đoạn cong.

Trong phương trình (7-126) thay y bằng $y \cos \varphi$ và α bằng biểu thức (7-128) sẽ được biểu thức xác định áp lực tại các điểm trong mặt cắt bất kỳ của đoạn cong:

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y \cos \varphi - \frac{r_0 v_0^2 a^2 \left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right)}{4gr_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3} \left(\frac{1 + \sum \zeta_{2-3}}{r_1 + y} \right). \quad (7-129)$$

Tất nhiên phương pháp này vừa giả thiết thỏa mãn phương trình (7-121) vừa cho rằng lưu tốc và áp lực trung bình là ở trục của mặt cắt là không hoàn toàn phù hợp, nên ít được áp dụng.

β) Phương pháp của X.M. Xlixki

Nghiên cứu áp lực và lưu tốc trong các mặt cắt ở đoạn cong, tác giả đã ứng dụng phương trình Euler:

$$\frac{dv_y}{dt} = y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y}. \quad (7-130)$$

Xlixki chia áp lực nước ra 2 thành phần: áp lực tĩnh p phân bố theo áp lực thủy tĩnh, và áp lực động p^* . Như vậy áp lực tại một điểm bất kỳ trên mặt cắt ngang của dòng chảy sẽ được xác định theo biểu thức.

$$p = p' + p^* = -\gamma \cos \varphi + p^*.$$

Trong đoạn cong, độ cong $\frac{1}{r}$ của các đường dòng được thay đổi từ $\frac{1}{r_1}$ đến $\frac{1}{r_2}$ theo quy luật đường thẳng (hình 7-52).

Với trục tọa độ lấy như ở hình 7-52 thì:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{a}, \quad (7-131)$$

và tác giả đã đi đến biểu thức xác định thành phần lưu tốc nằm ngang hình chữ nhật của đoạn cong đường ống có hình áp như sau:

$$v_x = v = \frac{v_{tb} e^{\left[\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right] \frac{y^2}{2a} - \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2}}}{1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24}}, \quad (7-132)$$

trong đó: v_{tb} - lưu tốc trung bình của mặt cắt;

e - có số của lôgarit tự nhiên;

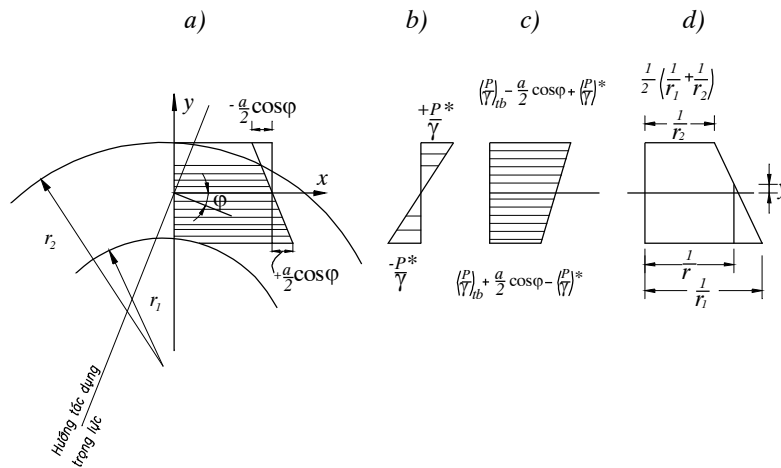
y - tung độ (hình 7-52).

Đối với trị số dương của y thì:

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v_{tb}^2}{g \left[1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24} \right]^2} \left[\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2} - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{2a} - \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{4} + \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \frac{y^3}{2a} - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^4}{4a^2} \right] \quad (7-133)$$

Đối với số âm của y thì:

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v_{tb}^2}{g \left[1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24} \right]^2} \left[\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2} + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{2a} + \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{4} + \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \frac{y^3}{2a} + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^4}{4a^2} \right] \quad (7-134)$$



Hình 7-52. Sơ đồ tính toán đoạn cong

- a) Áp lực thủy tĩnh; b) Áp lực thủy động;
 c) Áp lực tổng cộng; d) Sự thay đổi độ cong trong mặt cắt.

Khi giải quyết bài toán này Xlixki đã cho rằng, trị số $\frac{a}{r_1}$ phải nhỏ hơn một trị số xác định nào đó mà ở đó không sinh dòng chảy xoáy, nghĩa là phương pháp này được ứng dụng trong trường hợp bán kính cong lớn.

γ) Khi nghiên cứu sự phân bố áp lực và lưu tốc ở đỉnh xi phông hình chữ nhật, G.V. Ximakov đã kết luận như sau. Nếu đoạn cong ở đỉnh có $\frac{r_0}{a} = 2,25 - 2,5$ thì sự phân bố lưu tốc trong mặt cắt sẽ theo quy luật (7-121). Trường hợp này lưu lượng Q được tính theo biểu thức giống như đề nghị của O.V. Vyazêmxki:

$$Q = \int_{r_1}^{r_2} v dr = bC \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = bC \cdot \ln \frac{r_2}{r_1}$$

$$C = \frac{Q}{b \ln \frac{r_2}{r_1}} = \frac{v_{tb} ab}{b \ln \frac{r_2}{r_1}} = \frac{v_{tb} a}{\ln \frac{r_2}{r_1}}$$

Thay các biểu thức này vào biểu thức (7-121) ta có:

$$v = \frac{v_{tb} a}{r \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (7 - 135)$$

Dùng phương trình Becnuily để xác định trị số chân không ở các điểm trong mặt cắt:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y - h + (1 + \sum \zeta_{dv}) \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Thay biểu thức (3 - 127) vào biểu thức này ta có:

$$\frac{p_k - p}{r} = y - h + \frac{v_{tb}^2 a^2 (1 + \sum \zeta_{dv})}{2gr^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}}, \quad (7-136)$$

trong đó: b - chiều rộng của mặt cắt ngang;

v_{tb} - lưu tốc trung bình của dòng chảy tại mặt cắt ngang ở đỉnh;

p_k, p - áp suất khí trời và áp lực tại điểm tính toán;

h - cột nước kể từ đỉnh đến mực nước thượng lưu;

$\sum \zeta_{dv}$ - tổng hệ số tổn thất cột nước của đoạn vào, kể từ mặt cắt vào đến mặt cắt ở đỉnh.

Tổn thất cột nước ở đoạn vào là:

$$\sum h_{dv} = \sum \zeta_{dv} \frac{v^2}{2g} \quad (7-137)$$

Trường hợp xi phong có $1 \leq \frac{r_0}{a} \leq 2,25$, Ximakôp đề nghị tính lưu tốc gần đúng theo phương trình (7-135) và trị số chân không xác định theo phương trình của Laupher:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y - h + \frac{v_{tb}^2}{2g} \left(\frac{a^2}{r^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}} + \sum \zeta_{dv} \right) \quad (7-138)$$

Trong phương trình (7-138), tổn thất cột nước của các dòng phân tố bằng nhau và xác định theo biểu thức:

$$\sum h_{dv} = \sum \zeta_{dv} \frac{v_{tb}^2}{2g} \quad (7-139)$$

b) Phương pháp xác định phân bố áp lực trong xi phong tròn

α) Nghiên cứu dòng chảy ở đoạn cong xi phong tròn, V.G. Đêmêntep và G.V. Ximakôp đã ứng dụng quy luật (7-131) để xác định lưu tốc trong các mặt cắt ở

đoạn cong khi $\frac{r_0}{d} > 2,25 - 2,5$

với r_0 - bán kính cong của trục; d - đường kính ống xi phong.

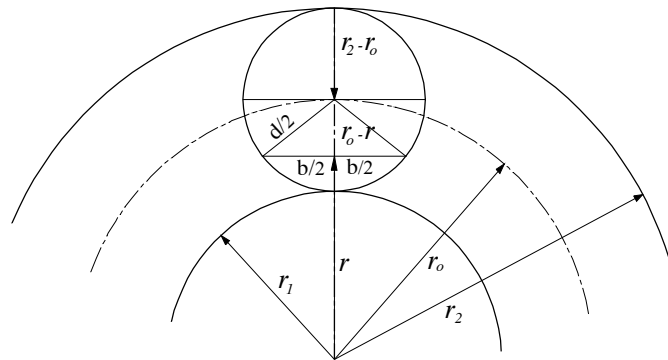
Lưu lượng qua mặt cắt tính theo biểu thức:

$$Q = \int_{r_1}^{r_2} v b dr \quad (7-140)$$

trong đó b như ở hình 7-53.

Ta có:
$$\left(\frac{b}{2}\right)^2 = \left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r_0 - r)^2; \quad (7-141)$$

$$b = 2 \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r_0 - r)^2}.$$



Hình 7-53. Sơ đồ xác định phân bố áp lực trong xi phông tròn

Thay b vào biểu thức (7-140) ta được:

$$Q = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r_0 - r)^2}}{r} dr = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - r_0^2 - 2r_0 r - r^2}}{r} dr.$$

Vì
$$\left(\frac{d}{2}\right)^2 - r_0^2 = \left(\frac{d}{2} + r_0\right)\left(\frac{d}{2} - r_0\right) = -r_1 r_2$$

Nên
$$Q = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{-r_1 r_2 + 2r_0 r - r^2}}{r} dr. \quad (7-142)$$

Giải phương trình (7-142) ta được:

$$Q = 2 \pi C \left(\pm \sqrt{r_1 r_2} \mp r_0 \right) \quad (7-143)$$

Lấy số dương của Q , ta có:

$$Q = 2 \pi C \left(r_0 - \sqrt{r_1 r_2} \right). \quad (7-144)$$

Từ biểu thức (7-144) rút ra hằng số C:

$$C = \frac{Q}{2\pi(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} \quad (7-145)$$

Do đó:
$$v = \frac{C}{r} = \frac{Q}{2\pi r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} \quad (7-146)$$

hoặc:
$$v = \frac{v_{tb} \frac{\pi d^2}{4}}{2\pi r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} = \frac{v_{tb} d^2}{8r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})}, \quad (7-147)$$

Xác định áp lực tại các điểm khác nhau của mặt cắt, tác giả dùng phương trình Bernoulli đối với các đường dòng:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y \cos \varphi - Z + \left(1 + \sum \zeta_i\right) \frac{v^2}{2g}, \quad (7-148)$$

hoặc:
$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y \cos \varphi - Z + \frac{Q^2 (1 + \sum \zeta_i)}{2g 4\pi^2 r^2 (r_0 - \sqrt{r_1 r_2})^2} \quad (7-149)$$

trong đó:

p_k, p - áp suất khí trời và áp lực tại điểm tính toán;

Z - khoảng cách từ mực nước thượng lưu tới điểm tại mép lồi của mặt cắt tính toán;

y - khoảng cách từ mép lồi đến điểm tính toán trong mặt cắt đó;

φ - góc giữa đường thẳng đứng và mặt cắt tính toán;

$\sum \zeta_i$ - tổng hệ số tổn thất từ cửa vào đến mặt cắt tính toán.

Trường hợp bán kính cong tương đối $\frac{r_0}{d} < 2,25$ thì sự phân bố lưu tốc theo quy luật:

$$vr^n = \text{const} = C, \quad (7-150)$$

trong đó n - chỉ số.

Để đơn giản tính toán, khi tính có thể biến đổi mặt cắt hình tròn có đường kính d thành mặt cắt hình chữ nhật có chiều cao bằng d và chiều rộng $b = 0,785d$.

Do đó ta có:

$$Q = 0,785 dC \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r^n} = 0,785d \frac{C}{1-n} (r_2^{1-n} - r_1^{1-n})$$

$$C = \frac{(1-n)Q}{0,785d(r_2^{1-n} - r_1^{1-n})}; \quad (7-151)$$

$$v = \frac{C}{r^n} = \frac{(1-n)v_{tb}d}{r^n(r_2^{1-n} - r_1^{1-n})}. \quad (7-152)$$

Áp suất tại các điểm trong mặt cắt xác định theo biểu thức:

$$\frac{p_K - p}{\gamma} = y \cos \varphi - Z + \frac{8(1-n)^2 Q^2 (1 + \sum \zeta_i)}{\pi^2 g d^2 r^{2n} (r_2^{1-n} - r_1^{1-n})^2} \quad (7-153)$$

Tác giả đã thí nghiệm cho trường hợp:

$$\frac{r_0}{d} = 0,75 \text{ thì } n = 0,60.$$

β) Nghiên cứu về xi phong tháo lũ hình tròn của GS. Ngô Trí Viêng đã được chứng minh bằng nhiều mô hình khác nhau đề nghị xác định lưu tốc tại các mặt cắt của đoạn cong theo phương trình (7-150) trong đó chỉ số n phụ thuộc vào $\frac{r_0}{d}$ và được xác định bằng thí nghiệm (xem bảng 7-17).

Bảng 7-17. Trị số của n

r_0/d	$\frac{r_0}{d} < 1$	$1 \leq \frac{r_0}{d} \leq 1,5$	$1,50 < \frac{r_0}{d} < 2,25$	$\frac{r_0}{d} \geq 2,25$
n	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{2}$	$\frac{\sqrt{3}}{2}$	1

Như vậy, khi $\frac{r_0}{d} \geq 2,25$ lưu tốc và áp lực tính theo các phương trình (7-147) và (7-149); khi $\frac{r_0}{d} < 2,25$ tính theo các phương trình (7-152) và (7-153) trong đó chỉ số n lấy theo bảng 7-17.

3. Tiêu năng hạ lưu

Hình thức và tính toán tiêu năng hạ lưu xi phong cũng giống như các công trình khác (có thể dùng bể, tường tiêu năng, v.v...). Kích thước của nó dùng các phương trình tính toán thông thường trong các sách thủy lực đã giới thiệu để xác định, bảo đảm tiêu năng bằng nước nhảy ngập ở hạ lưu.

Để rút ngắn thời gian bắt đầu làm việc của xi phong, đỉnh tường tiêu năng phải cao hơn đỉnh mặt cắt ra của xi phong ít nhất là 5 cm. Như vậy thời gian đầu, khi xi phong chảy không áp (tức là lúc nước mới bắt đầu tràn qua đỉnh) thì cửa ra của hạ lưu đã bị ngập để ngăn không khí ở ngoài không vào được trong xi phong.

VII. Lưu lượng đơn vị, lưu tốc giới hạn và trị số chân không cho phép trong xi phông

1. Lưu lượng đơn vị và lưu tốc giới hạn

Áp lực tại mọi điểm trong xi phông hầu như đều nhỏ hơn áp lực khí trời, tức là xảy ra chân không. Khi lưu lượng tháo tăng thì trị số chân không tăng, vì thế khi xi phông tháo với lưu lượng lớn nhất Q_{\max} thì có độ chân không lớn nhất $(h_{\text{ck}})_{\max}$. Trị số $(h_{\text{ck}})_{\max}$ thường xảy ra ở đỉnh xi phông, cho nên mặt cắt ở đỉnh là mặt cắt nguy hiểm nhất về quan điểm hình thành chân không trong xi phông.

Xác định gần đúng lưu tốc trung bình lớn nhất $(v_{\text{tb}})_{\max}$ tại mặt cắt ở đỉnh xi phông theo phương trình Becnuily:

$$(v_{\text{tb}})_{\max} = \sqrt{2g \frac{1}{\alpha + \sum \zeta_{\text{dv}}} \left(\frac{p_k - p_{\min}}{\gamma} + h - \frac{a}{2} \right)}; \quad (7-154)$$

$$q_{\max} = (v_{\text{tb}})_{\max} \cdot a, \quad (7-155)$$

trong đó: q_{\max} - lưu lượng đơn vị lớn nhất;

$\sum \zeta_{\text{dv}}$ - tổng hệ số tổn thất từ cửa vào đến mặt cắt ở đỉnh;

p_k, p_{\min} - áp lực khí trời và áp lực nước cho phép nhỏ nhất trong xi phông;

h - khoảng cách từ đỉnh đến mực nước thượng lưu;

a - chiều cao của mặt cắt tại đỉnh.

Ví dụ: $\frac{p_k}{\gamma} = 10$ m (cột nước), $\frac{p_{\min}}{\gamma} = 1,5$ m (cột nước), như vậy trị số chân không $h_{\text{ck}} = 8,5$ m.

Nếu chiều cao mặt cắt ở đỉnh $a = 2$ m, $h = 0$, hệ số lưu tốc $\varphi = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \sum \zeta_{\text{dv}}}} \approx 0,90$,

theo các phương trình (7-154) và (7-155) ta xác định được:

$$(v_{\text{tb}})_{\max} \approx 11,5 \text{ m/s}; \quad q_{\max} \approx 23 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Trong thực tế, thường dùng lưu lượng đơn vị thiết kế bằng $20 \div 25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nếu thừa nhận phân bố lưu tốc tại mặt cắt ở đỉnh theo phương trình (7-121) thì lưu tốc lớn nhất ở đỉnh có thể xác định theo biểu thức:

$$v_{1\max} = \sqrt{2g \left[\left(\frac{p_k}{\gamma} \right)_{\min} - \left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \right]}, \quad (7-156)$$

trong đó: φ - hệ số lưu tốc, lấy bằng 1;

$(p_k)_{\min}$ và $(p)_{\min}$ - áp suất khí trời nhỏ nhất tại nơi xây dựng và áp suất nước cho phép nhỏ nhất trong xi phông.

Lưu tốc tại một điểm bất kỳ trong mặt cắt theo phương trình (7-121), ta có:

$$v = \frac{v_1 r_1}{r}, \quad (7-157)$$

trong đó: v_1 - lưu tốc tại đỉnh;

r_1, r - bán kính cong tại đỉnh và tại điểm tính toán.

Lưu lượng đơn vị và lưu lượng đơn vị giới hạn sẽ xác định theo các biểu thức sau:

$$q = \int_{r_1}^{r_2} v dr = v_1 r_1 \ln \frac{r_2}{r_1} : \quad (7-158)$$

$$q_{gh} = \sqrt{2g \left[\left(\frac{p_k}{\gamma} \right)_{\min} - \left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \right]} r_1 \ln \frac{r_2}{r_1}. \quad (7-159)$$

2. Trị số chân không cho phép

Lúc thiết kế xi phông cần phải chọn cột nước cho phép H_{cp} và trị số chân không cho phép $(h_{ck})_{cp}$. Các trị số đó đặc biệt quan trọng khi thiết kế xi phông trong các đập cao. Với cột nước H đã cho, lưu lượng tháo của xi phông đạt trị số lớn nhất khi độ chân không trong đó đạt tới trị số giới hạn $(h_{ck})_{gh}$. Để trong xi phông không xuất hiện khí thực, khi thiết kế người ta dùng trị số chân không cho phép $(h_{ck})_{cp}$ mà không dùng trị số chân không giới hạn $(h_{ck})_{gh}$.

Theo G. V. Ximakôp, muốn cho xi phông làm việc không có hiện tượng khí thực thì áp suất ở đỉnh xi phông vào bất kỳ một thời điểm nào cũng phải lớn hơn áp suất hoá hơi ở nhiệt độ lớn nhất của nước tại nơi xây dựng. Ở Việt Nam thường lấy nhiệt độ tính toán của nước là 30°C và áp lực của nước hoá khí $\frac{p_n}{\gamma} = 0,44$ m chiều cao cột nước.

Không dùng áp lực này trong thiết kế, bởi vì với áp lực này thì trong xi phông sẽ sinh ra mạch động chân không. Vì thế, để đảm bảo không có khí thực thì áp lực nhỏ nhất trong xi phông phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \geq \frac{p_n}{\gamma} + \Delta h_{ck} \quad (\text{mét cột nước}), \quad (7-160)$$

trong đó: Δh_{ck} , - một nửa trị số mạch động chân không.

Cho đến nay người ta xác định được trị số của Δh_{ck} cũng chỉ là gần đúng. Theo thí nghiệm của C.V. Ximakova, trị số của Δh_{ck} bằng khoảng 10% trị số chân không h_{ck} trong xi phông. Do đó điều kiện (7-160) có thể viết như sau:

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \geq 0,44 + 0,1 h_{ck}. \quad (\text{mét cột nước}) \quad (7-161)$$

Trị số chân không cho phép $(h_{ck})_{cp}$ không những chỉ phụ thuộc vào $\left(\frac{p}{\gamma}\right)_{min}$ mà còn phụ thuộc vào áp suất khí trời $\frac{p_k}{\gamma}$. Áp lực khí trời $\frac{p_k}{\gamma}$ phụ thuộc vào độ cao địa hình so với mặt biển và các yếu tố khí tượng khác. Bảng (7-18) cho trị số bình thường và trị số nhỏ nhất của áp suất khí trời tại các vị trí có độ cao khác nhau.

Như vậy, khi chọn trị số chân không cho phép $(h_{ck})_{cp}$ phải căn cứ vào áp suất nhỏ nhất của khí trời $\left(\frac{p_k}{\gamma}\right)_{min}$. Ta có:

$$(h_{ck})_{cp} \leq \left(\frac{p_k}{\gamma}\right)_{min} - 0,44 - 0,1(h_{ck})_{cp},$$

$$(h_{ck})_{cp} \leq 0,91 \left(\frac{p_k}{\gamma}\right)_{min} - 0,22 \text{ (mét cột nước)}. \quad (7-162)$$

Bảng 7-18. Trị số bình thường và trị số nhỏ nhất của áp suất khí trời

Độ cao địa hình so với mặt biển (m)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000
$\left(\frac{p_k}{\gamma}\right)$ (mét cột nước)	10,33	9,74	9,18	8,64	8,14	7,80	7,37
$\left(\frac{p_k}{\gamma}\right)_{min}$ (mét cột nước)	9,81	9,25	8,72	8,21	7,73	7,41	7,00

Căn cứ vào biểu thức (7-154) ta xác định được trị số chân không cho phép $(h_{ck})_{cp}$ khi biết được độ cao địa hình tại vị trí xây dựng công trình. Ví dụ, tại độ cao địa hình $\pm 0,00$, $(h_{ck})_{cp} \leq 8,52$ mét cột nước, tại độ cao $+3000\text{m}$ thì $(h_{ck})_{cp} \leq 5,96$ mét cột nước.