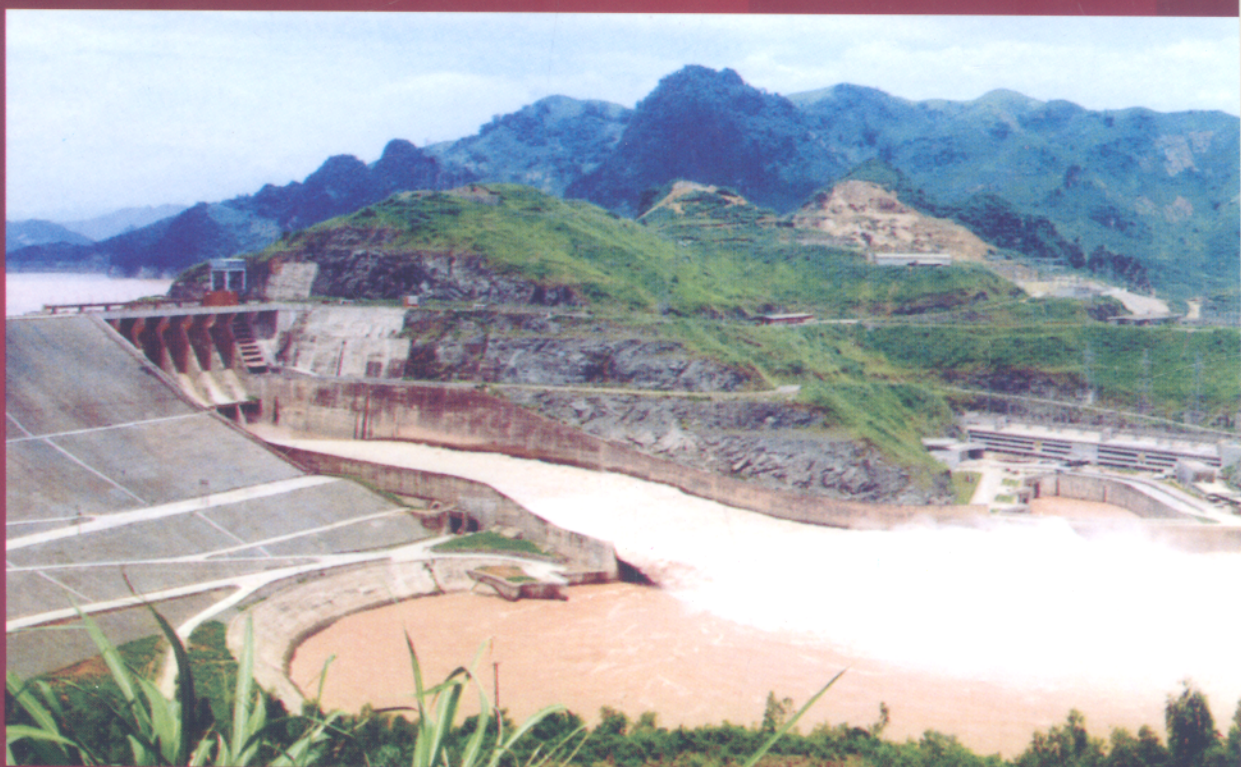


NGUYỄN VĂN CUNG
NGUYỄN XUÂN ĐẶNG - NGÔ TRÍ VIỀNG

CÔNG TRÌNH **THÁO LŨ** TRONG ĐẦU MỐI HỆ THỐNG THỦY LỢI



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

NGUYỄN VĂN CUNG - NGUYỄN XUÂN ĐẶNG - NGÔ TRÍ VIỀNG

CÔNG TRÌNH THẢO LŨ TRONG ĐẦU MỐI HỆ THỐNG THUỶ LỢI

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

"Công trình tháo lũ trong đầu mối hệ thống thủy lợi" là cuốn sách được xuất bản năm 1977, được nhiều bạn đọc hoan nghênh.

Để đáp ứng kịp thời trong công tác thiết kế, nghiên cứu khoa học và học tập, chúng tôi tái bản có bổ sung và sửa đổi nội dung của cuốn sách cho phù hợp với sự phát triển đa dạng và phong phú các công trình thủy lợi ở nước ta cũng như trên thế giới hiện nay.

Công trình tháo lũ là một trong những công trình chủ yếu và quan trọng ở đầu mối thủy lợi nhằm đảm bảo cho sự làm việc an toàn và ổn định lâu dài của hồ chứa nước.

Quyển sách này nhằm giúp cho cán bộ khoa học kỹ thuật khi thiết kế và nghiên cứu công trình tháo lũ, đồng thời phục vụ cho các thầy giáo và sinh viên các ngành thủy lợi trong giảng dạy và học tập.

Trong lần tái bản này, GS. Ngô Trí Viêng đảm nhận phần sửa đổi và bổ sung.

Chúng tôi mong nhận được những ý kiến đóng góp quý báu của bạn đọc.

Các tác giả

Chương I

NHỮNG VẤN ĐỀ CHUNG

§1-1. PHÂN LOẠI CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

Trong đầu mỗi công trình thuỷ lợi hồ chứa nước, ngoài một số công trình như đập dâng, công trình lấy nước, công trình chuyên môn, còn phải làm các công trình để tháo nước lũ thừa không thể chứa được trong hồ, có lúc đặt ở sâu để đảm nhận thêm việc tháo cạn một phần hay toàn bộ hồ chứa khi cần thiết phải kiểm tra sửa chữa hoặc tháo bùn cát trong hồ. Có công trình tháo lũ thì hồ mới làm việc được bình thường và an toàn.

Có nhiều loại công trình tháo lũ. Căn cứ vào cao trình đặt, có thể phân làm hai loại: công trình tháo lũ kiểu xả sâu (lỗ tháo nước) và công trình tháo lũ trên mặt (đường tràn lũ).

1. Công trình tháo lũ kiểu xả sâu có thể đặt ở dưới đáy đập trên nền (cống ngầm), qua thân đập bê tông (đường ống), có thể đặt ở trong bờ (đường hầm) khi điều kiện địa hình địa chất cho phép. Với loại này có thể tháo được nước trong hồ ở bất kỳ mực nước nào, thậm chí có thể tháo cạn hồ chứa. Loại này không những để dùng tháo lũ mà còn tùy cao trình, vị trí và mục đích sử dụng có thể để dẫn dòng thi công lúc xây dựng, tháo bùn cát lắng đọng trong hồ chứa hoặc lấy nước tưới, phát điện...

Tùy điều kiện cụ thể mà có thể kết hợp nhiều mục đích khác nhau trong một công trình tháo nước dưới sâu.

2. Công trình tháo lũ trên mặt thường đặt ở cao trình tương đối cao. Do cao trình của ngưỡng tràn cao, nên nó chỉ có thể dùng để tháo dung tích phòng lũ của hồ chứa. Công trình tháo lũ trên mặt bao gồm các kiểu sau đây:

- Đập tràn;
- Đường tràn dọc;
- Đường tràn ngang (máng tràn ngang);
- Xi phông tháo lũ;
- Giếng tháo lũ;
- Đường tràn kiểu gáo.

Công trình tháo lũ trên mặt có thể phân thành:

- Công trình tháo lũ trong thân đập (đập tràn, xi phông tháo lũ, cống ngầm, đường ống...) và công trình tháo lũ ngoài thân đập (đường tràn dọc, tràn ngang, giếng tháo lũ, đường hầm...).

- Công trình tháo lũ cột nước cao và công trình tháo lũ cột nước thấp. Cột nước cao khi $\geq 60\text{m}$. Phân loại này nói lên đặc điểm, chế độ làm việc.

Đối với từng loại đầu mối công trình thủy lợi, cần phân tích kỹ đặc điểm làm việc, điều kiện địa hình, địa chất và thủy văn, các yêu cầu về thi công, quản lý khai thác để chọn loại đường tràn thích hợp.

§1-2. NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

Do điều kiện làm việc, đặc điểm địa hình và tính chất công trình ngăn nước mà có thể có nhiều cách bố trí và nhiều hình thức công trình tháo lũ.

Có thể bố trí công trình tháo lũ tách khỏi công trình ngăn nước hay có thể công trình tháo lũ ở ngoài lòng sông chính.

Đối với đập bê tông, bê tông cốt thép, đá xây thường bố trí công trình tháo lũ ngay trên thân đập, như hệ thống Bái Thượng, Đê Lương, Thạch Nham, Tân Giang... thì đập vừa làm nhiệm vụ dâng nước và tràn nước.

Đối với các loại đập khác (đập vật liệu địa phương, đập đất, đập đá...), công trình tháo lũ thường được tách khỏi công trình dâng nước.

Đường tràn tháo lũ có thể có cửa van khống chế, cũng có thể không có. Khi không có cửa van thì cao trình ngưỡng tràn bằng cao trình mực nước dâng bình thường, đường tràn làm việc tự động. Khi có cửa van khống chế thì cao trình ngưỡng đặt thấp hơn mực nước dâng bình thường, khi đó cần có dự báo lũ, quan sát nước trong hồ chứa để xác định thời điểm mở cửa van và điều chỉnh lưu lượng tháo.

Khi công tác dự báo lũ tương đối tốt thì đường tràn có cửa van khống chế có thể kết hợp dung tích phòng lũ với dung tích hữu ích, lúc đó hiệu ích sẽ tăng thêm. Cho nên với hệ thống công trình tương đối lớn, dung tích phòng lũ lớn, khu vực bị ngập ở thượng lưu rộng thì thường dùng loại đường tràn có cửa van khống chế. Đối với hệ thống công trình nhỏ, tổn thất ngập lụt không lớn, thường làm đường tràn không có cửa van.

Khi thiết kế các hệ thống thủy lợi, cần nghiên cứu nhiều phương án để chọn cách bố trí, hình thức, kích thước công trình tháo lũ cho hợp lý về mặt kỹ thuật (tháo lũ tốt nhất, an toàn, chủ động) và kinh tế (vốn đầu tư toàn bộ hệ thống ít nhất).

§1-3. LŨ THIẾT KẾ VÀ LŨ KIỂM TRA ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH THÁO LŨ.

Khi thiết kế công trình tháo lũ ở các đầu mối hồ chứa nước cần biết được lũ thiết kế và lũ kiểm tra, tương ứng điều tiết lũ của hồ có mực nước thiết kế (MNTK) và mực nước kiểm tra (MNKT). Các tần suất lưu lượng này được quyết định theo cấp công trình.

I. Các tiêu chuẩn của Việt Nam

1. TCXDVN 285-2002 (Công trình thủy lợi – các quy định chủ yếu về thiết kế)

Tần suất lưu lượng và mực nước lớn nhất để tính toán thiết kế và kiểm tra năng lực xả nước, ổn định kết cấu, nền móng của các công trình thủy lợi trên sông và ven bờ, các công trình trên tuyến chịu áp, các công trình trong hệ thống tưới tiêu khi ở thượng nguồn chưa có công trình điều tiết dòng chảy được xác định như ở bảng 1-1.

Bảng 1-1. Tần suất lưu lượng và mực nước lớn nhất thiết kế và kiểm tra công trình thủy

Loại công trình thủy	Cấp công trình				
	I	II	III	IV	V
1. Cụm đầu mối các loại (trừ công trình đầu mối vùng triều); hệ thống dẫn thoát nước và các công trình liên quan không thuộc hệ thống tưới tiêu nông nghiệp; công trình dẫn tháo nước qua sông suối của hệ thống tưới tiêu nông nghiệp					
- Tần suất thiết kế (%)	0,1 ÷ 0,2*	0,5	1	1,5	2
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	1000 ÷ 500	200	100	67	50
- Tần suất kiểm tra (%)	0,02 ÷ 0,04*	0,1	0,2	0,5	
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	5000 ÷ 2500	1000	500	200	
2. Công trình đầu mối vùng triều; công trình và hệ thống thoát nước liên quan trong hệ thống tưới tiêu nông nghiệp (trừ công trình dẫn tháo nước qua sông suối đã nói ở 1)					
- Tần suất thiết kế (%)	0,2	0,5	1	1,5	2
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	500	200	100	67	50

Chú thích: * Tần suất nhỏ áp dụng cho công trình có dạng lũ phức tạp thường xuất hiện ở miền núi, trung du. Tần suất lớn áp dụng cho các công trình có dạng lũ ổn định thường xuất hiện ở vùng đồng bằng.

2. Tiêu chuẩn TCXD 250 – 2001 áp dụng cho dự án thủy điện Sơn La

Công trình thủy điện Sơn La là công trình đặc biệt nên có một tiêu chuẩn riêng. Các công trình chủ yếu được lấy tần suất lũ thiết kế $p = 0,05\%$ có $Q_{0,05\%}$, kiểm tra ứng với tần suất $p = 0,01\%$ cộng thêm lượng $\Delta Q = 20\% Q_{0,01\%}$.

$$Q_{\text{ktra}} = Q_{0,01\%} + \Delta Q_{0,01\%}$$

Lũ lớn nhất khả năng (PMF) được tính toán để đối chứng.

II. Tiêu chuẩn của các nước khác

1. Tiêu chuẩn của Liên bang Nga

Quy phạm này tương đồng với quy phạm Việt Nam, nhưng có thêm điều kiện khi công trình có sự cố gây nên hậu quả nghiêm trọng thì công trình được tính toán kiểm tra với lưu lượng lớn nhất tương ứng tần suất $p = 0,01\%$ cộng thêm lưu lượng hiệu chỉnh ΔQ nhưng không vượt quá 20%, trong quy phạm không đề cập đến tính toán lũ lớn nhất khả năng (PMF).

2. Tiêu chuẩn của Trung Quốc

Theo tiêu chuẩn của Trung Quốc GB50201 – 94 có hiệu lực từ 1995, công trình thủy công thuộc đầu mối thủy lợi thủy điện, tùy theo nó thuộc nhóm đầu mối nào, tác dụng và tầm quan trọng của nó, có thể chia thành 5 cấp. Nhóm đầu mối, tùy theo quy mô, hiệu quả và tính chất của công trình trong nền kinh tế quốc dân, chia thành 5 nhóm (bảng 1-2).

Bảng 1-2. Cấp công trình

Nhóm đầu mối	Cấp công trình lâu dài		Cấp công trình tạm thời
	Công trình chủ yếu	Công trình thứ yếu	
I	I	III	IV
II	II	III	IV
III	III	IV	V
IV	IV	V	V
V	V	V	V

Tiêu chuẩn phòng lũ của công trình thủy công, tùy theo cấp được xác định phụ thuộc vào vị trí công trình (vùng núi đồi hay đồng bằng, ven biển) và vật liệu xây dựng công trình như bảng 1-3.

Bảng 1-3. Tần suất lũ thiết kế và kiểm tra

Cấp công trình	Tiêu chuẩn (thời gian lặp lại/ tần suất %)				
	Vùng đồi núi			Vùng đồng bằng, ven biển	
	Thiết kế	Kiểm tra		Thiết kế	Kiểm tra
		Đập bê tông đá xây	Đập đất và đá đổ		
I	1000 ÷ 500 (0,1 ÷ 0,2)	5000 ÷ 2000 (0,02 ÷ 0,05)	PMF hoặc 1000 ÷ 5000 (0,01 ÷ 0,02)	300 ÷ 100 (0,3 ÷ 0,1)	2000 ÷ 1000 (0,05 ÷ 0,1)
II	500 ÷ 100 (0,2 ÷ 1,0)	2000 ÷ 1000 (0,05 ÷ 0,1)	5000 ÷ 200 (0,02 ÷ 0,05)	100 ÷ 50 (1,0 ÷ 2,0)	1000 ÷ 300 (0,1 ÷ 0,3)
III	100 ÷ 50 (1,0 ÷ 2,0)	1000 ÷ 500 (0,1 ÷ 0,2)	2000 ÷ 1000 (0,01 ÷ 0,1)	50 ÷ 20 (2,0 ÷ 5,0)	300 ÷ 100 (0,3 ÷ 1,0)
IV	50 ÷ 30 (2,0 ÷ 3,0)	500 ÷ 200 (0,2 ÷ 0,5)	1000 ÷ 300 (0,1 ÷ 0,3)	20 ÷ 10 (1 ÷ 10)	100 ÷ 50 (1,0 ÷ 2,0)
V	30 ÷ 20 (3,0 ÷ 5,0)	200 ÷ 100 (0,5 ÷ 1,0)	300 ÷ 200 (0,3 ÷ 0,5)	10 (10)	50 ÷ 20 (2,0 ÷ 5,0)

Đập đất đá khi sự cố xảy ra gây tác hại lớn đối với hạ lưu, tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ của công trình cấp I cần sử dụng lũ PMF hoặc lũ 10.000 năm ($p = 0,01\%$); các công trình cấp II ÷ IV tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ có thể nâng lên 1 cấp.

Đập bê tông và đập đá xây nếu lũ tràn đỉnh cũng gây ra những tổn thất nghiêm trọng, tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ cho công trình cấp I, nếu có luận cứ đầy đủ về chuyên môn có thể sử dụng lũ PMF hoặc là 10.000 năm ($p = 0,01\%$). Nếu theo phương pháp khí tượng thủy văn tính được lũ PMF cho kết quả hợp lý thì dùng trị số PMF; nếu theo phương pháp phân tích tần suất, tính được lũ 10.000 năm và nếu lũ PMF và lũ 10.000 năm với độ tin cậy tương đương nhau thì dùng giá trị trung bình của hai số hoặc dùng giá trị lớn hơn.

3. Tiêu chuẩn của Hội đồng đập lớn thế giới (ICOLD)

Hồ chứa được chia thành 4 nhóm A, B, C, D.

Nhóm A. Hồ chứa khi bị sự cố gây tổn thất về người và tổn thất về tài sản rất nghiêm trọng cho hạ lưu :

Lũ thiết kế = lũ PMF

Nhóm B. Hồ chứa khi bị sự cố có thể gây tổn thất về người và tổn thất tài sản nghiêm trọng cho hạ du :

Lũ thiết kế = 0,5 lũ PMF đến lũ tần suất 0,01%

Nhóm C. Hồ chứa nước khi bị sự cố gây tổn thất không đáng kể về người và tài sản cho hạ du:

Lũ thiết kế = 0,3 lũ PMF đến lũ tần suất 0,1%

Nhóm D. Hồ chứa nước khi bị sự cố không gây tổn thất về người và tổn thất tài sản cho hạ du.

Lũ thiết kế = 0,2 lũ PMF đến lũ tần suất 150 năm 1 lần ($p = 0,66\%$).

4. Tiêu chuẩn của Mỹ

Các công trình tháo lũ của các hồ chứa đều được tính để tháo được lũ PMF. Lũ PMF được tính từ mưa cực hạn PMF xảy ra tại lưu vực trong vòng 72 giờ.

§1-4. TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT LŨ

I. Giới thiệu chung

Nhiệm vụ cơ bản của điều tiết dòng chảy là nâng cao lưu lượng mùa kiệt và hạ thấp lưu lượng mùa lũ. Điều tiết năm và nhiều năm chủ yếu là nghiên cứu cách nâng cao lưu lượng mùa kiệt hoặc lưu lượng năm ít nước, còn điều tiết dòng chảy lũ là nghiên cứu cách hạ thấp lưu lượng mùa lũ, lưu lượng đỉnh lũ lớn.

Mục tiêu của việc nghiên cứu điều tiết lũ của hồ chứa là thông qua việc tính toán, tìm ra dung tích phòng lũ cần thiết của hồ chứa, phương thức trữ nước và tháo nước thích

hợp, từ đó giảm bớt kích thước công trình tháo lũ và thỏa mãn cột nước hạn chế lúc tháo lũ (cột nước thấp nhất yêu cầu lúc vận hành nhà máy thủy điện). Thường người ta phải căn cứ vào năng lượng thoát lũ của sông và mực nước hạn chế của phòng lũ để xác định phương thức tháo lũ cho hồ chứa, dung tích phòng lũ và kích thước của công trình tháo lũ. Như vậy để có cơ sở cho việc tính toán điều tiết lũ của hồ chứa, trước hết ta cần xác định tiêu chuẩn phòng lũ, phân tích về lũ thiết kế, lưu lượng tháo an toàn đối với hạ lưu và mực nước khống chế.

1. Tiêu chuẩn phòng lũ. Tiêu chuẩn phòng lũ được biểu thị bằng loại lũ (bao nhiêu năm xuất hiện một lần) mà lưu vực được bảo vệ có thể chịu được. Việc chọn lưu lượng phòng lũ, một mặt phải xuất phát từ tầm quan trọng của đối tượng phòng lũ, mặt khác phải thích ứng với sự phát triển của nền kinh tế quốc dân. Đó là một vấn đề phức tạp có liên quan đến các mặt chính trị, kinh tế xã hội và kỹ thuật mà ta cần nghiên cứu đầy đủ. Vì lúc nâng cao tiêu chuẩn phòng lũ thì nhà nước cần tốn thêm nhiều tiền của và sức lực để xây dựng công trình phòng lũ, để có thể chống được một trận lũ đặc biệt mà khả năng xuất hiện thì lại rất ít. Vì thế, cần phải căn cứ vào điều kiện kinh tế-kỹ thuật của nước nhà, tầm quan trọng của đối tượng phòng lũ và tình hình cụ thể của con sông, để từng bước nâng cao tiêu chuẩn phòng lũ. Về bản thân, tiêu chuẩn phòng lũ chỉ nói lên trình độ dự kiến khả năng tiêu diệt thủy tai, nên chỉ là tương đối, do đó không thể chỉ lấy một tiêu chuẩn phòng lũ tương đối cao mà không xét đến những biện pháp khẩn cấp trong những trường hợp đặc biệt.

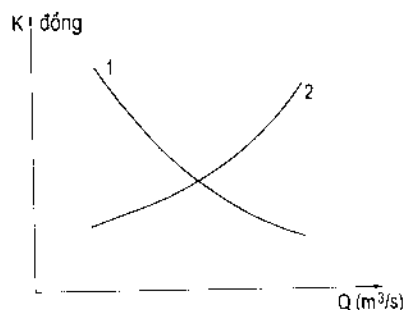
Lúc nghiên cứu tiêu chuẩn phòng lũ, cần phân biệt tiêu chuẩn phòng lũ của khu được bảo vệ với tiêu chuẩn thiết kế của công trình thủy công. Tiêu chuẩn phòng lũ của khu được bảo vệ được quyết định theo tầm quan trọng của đối tượng được bảo vệ và điều kiện kinh tế xã hội. Tiêu chuẩn phòng lũ của địa điểm hoặc đoạn sông của thượng hạ lưu có thể khác nhau. Tiêu chuẩn phòng lũ của các thành phố, xí nghiệp, hầm mỏ quan trọng, các khu nông nghiệp đông người và phạm vi ảnh hưởng rộng nên cao một tỷ, còn các khu vực không quan trọng có thể thấp hơn một tỷ.

Đối với công trình thủy lợi, nếu bị hỏng, có thể tạo nên những tổn thất vô cùng to lớn ở hạ lưu, để đảm bảo an toàn, đối với các công trình thủy lợi chủ yếu thì có thể dùng tiêu chuẩn thiết kế tương đối cao (thường cao hơn tiêu chuẩn phòng lũ của khu vực được bảo vệ).

Khi nhiệm vụ phòng lũ của hồ chứa đã rõ, có thể chọn lũ thiết kế theo tình hình của khu vực được bảo vệ và đặc điểm thủy văn của con sông. Nếu không có nhiệm vụ phòng lũ thì có thể chọn lũ thiết kế theo cấp của công trình.

2. Lưu lượng tháo lũ an toàn và mực nước khống chế. Lưu lượng tháo lũ an toàn là lưu lượng lớn nhất có thể thoát xuống hạ lưu mà không gây thiệt hại gì cho kinh tế xã hội vùng được bảo vệ. Lưu lượng tháo lũ an toàn ở hạ lưu sông phải được xác định qua luận chứng kinh tế đầy đủ và khả năng thoát lũ thực tế của sông hiện có. Lưu lượng tháo lũ an toàn có ảnh hưởng đến các biện pháp phòng lũ. Lúc lưu lượng tháo lũ an toàn nhỏ thì dung tích phòng lũ phải lớn, tổn thất thượng lưu tăng lên và đầu tư công trình thủy

công sẽ tăng (đường 1 ở hình 1.1), hiệu suất kinh tế của các ngành dùng nước sẽ giảm, nhưng đầu tư về đề điều và chi phí phòng lũ hàng năm ở hạ lưu sẽ giảm, hiệu ích phòng lũ ở hạ lưu sẽ tăng (đường 2 ở hình 1.1). Ngược lại, nếu tăng lưu lượng tháo lũ an toàn ở hạ lưu thì dung tích phòng lũ sẽ giảm, chi phí về đề điều ở hạ lưu sẽ tăng, vấn đề đầu tư công trình thủy công và tổn thất ngập ở thượng lưu sẽ giảm, hiệu ích của các ngành dùng nước sẽ tăng. Do đó khi chọn lưu lượng tháo an toàn phải xét cẩn thận, phải so sánh kinh tế-kỹ thuật để xác định.



Hình 1.1: Quan hệ giữa lưu lượng tháo an toàn và đầu tư kinh tế

Đối với khu vực bảo vệ, dùng mực nước khống chế thay cho lưu lượng tháo an toàn để biểu thị tiêu chuẩn phòng lũ thì tiện lợi hơn. Mực nước khống chế là mực nước tại trạm khống chế chủ yếu của một con sông không thể vượt qua để các khu vực lân cận được bảo vệ không bị thủy tai. Lúc vượt qua mực nước đó thì phải có các biện pháp khác.

3. Các vấn đề chủ yếu cần giải quyết trong lúc tính toán điều tiết lũ của hồ chứa

a) Đối với những công trình đầu mối không có nhiệm vụ phòng lũ thì căn cứ vào tầm quan trọng của công trình để xác định cấp công trình, tìm ra lũ thiết kế; qua tính toán điều tiết, tính ra lưu lượng lũ trong trường hợp bình thường. Ngoài ra, phải căn cứ vào lũ kiểm tra để tìm lưu lượng tháo lũ trong trường hợp bất thường. Đó là những số liệu cơ bản cần thiết để thiết kế công trình tháo lũ.

b) Đối với những công trình đầu mối có nhiệm vụ phòng lũ thì phải căn cứ vào nhiệm vụ phòng lũ để tìm ra lũ thiết kế, qua tính toán điều tiết sẽ xác định được dung tích phòng lũ và lưu lượng tháo. Ngoài ra còn phải tính điều tiết lũ với lũ kiểm tra. Cần chú ý rằng, các tiêu chuẩn phòng lũ ở hạ lưu thấp hơn tiêu chuẩn thiết kế của công trình thì phải lấy tiêu chuẩn thiết kế của công trình để xác định lưu lượng tháo lũ.

II. Phương pháp tính điều tiết lũ của hồ chứa

1. Nguyên lý cơ bản

Dòng chảy lũ thuộc về dòng không ổn định, phương trình cơ bản có dạng:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{\partial \omega}{\partial t} &= 0; \\ \frac{\partial z_v}{\partial S} &= \frac{\partial h}{\partial S} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial S} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \cdot \frac{Q|Q|}{K^2}, \end{aligned} \right\} \quad (1.1)$$

trong đó: Q - lưu lượng;

S - khoảng cách;

ω - diện tích;

t- thời gian;

z_0 - cao trình đáy;

h- chiều sâu;

v- lưu tốc;

K- môđun lưu lượng.

Lúc dòng chảy vào hồ chứa, do diện tích mặt hồ tương đối rộng, chiều sâu lớn, v rất nhỏ, ta có thể đưa về phương trình đơn giản sau đây để tính toán điều tiết lũ cho hồ chứa:

$$Qdt - qdt = F.dh; \quad (1.2)$$

trong đó: Q - lưu lượng vào;

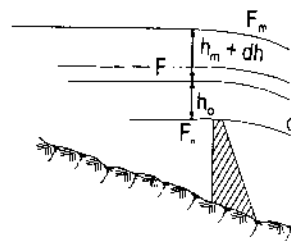
q - lưu lượng ra;

F - diện tích mặt hồ chứa;

h - cột nước trên công trình tháo lũ (hình 1.2).

Phương trình (1.2) có thể viết thành:

$$Q - q = F \frac{dh}{dt} \quad (1.3)$$



Hình 1.2: Sơ đồ tính toán điều tiết lũ cho hồ chứa

Nếu thay $Fdh = \Delta V$; Q, q bằng trị số bình quân Q_{bq} , q_{bq} trong thời đoạn Δt , ta được:

$$Q_{bq} \cdot \Delta t - q_{bq} \cdot \Delta t = \Delta V \quad (1.4)$$

Nếu công trình tháo lũ làm việc theo chế độ đập tràn thì ta có: ($M = m\sqrt{2g}$)

$$q = M.b.h^{3/2}, \quad (1.5)$$

và công trình tháo lũ là loại có áp: ($M_1 = \mu\sqrt{2g}$)

$$q = M_1 \omega h^{1/2} \quad (1.6)$$

Ta thấy $q = f_1(h)$; $V = f_2(h)$, cho nên $q = f(V)$.

Nếu dùng chỉ số 1 và 2 để chỉ đầu và cuối thời đoạn thì ta có thể viết :

$$\frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = V_2 - V_1 = \Delta V$$

Như vậy biểu thức cơ bản để tính toán điều tiết lũ là hệ phương trình:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t &= V_2 - V_1 = \Delta V; \\ q &= f(V). \end{aligned} \right\} \quad (1.7)$$

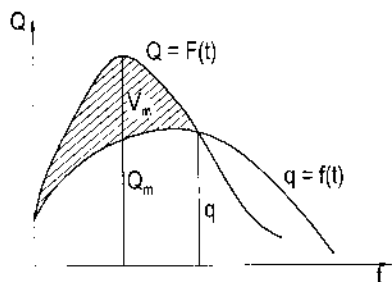
2. Phân tích đường quá trình tháo từ hồ chứa

Gọi V_m là tổng lượng nước giữ lại, $q = f(t)$ là đường quá trình nước tháo từ hồ chứa.

Từ hình 1.3 ta thấy lúc $Q = F(t)$ đã biết thì V_m thay đổi theo đường quá trình $q = f(t)$. Nhưng nếu $q = f(t)$ thay đổi thì hình thức và kích thước của công trình tháo lũ cũng thay đổi theo. Do đó việc phân tích đường quá trình tháo của hồ chứa là một vấn đề quan trọng trong tính toán điều tiết lũ.

a) Phân tích đường quá trình $q = f(t)$

Từ phương trình (1.3) ta có thể phân tích được đường quá trình $q = f(t)$. Do Q là hàm số của thời gian, từ đường đặc trưng của hồ chứa, ta tìm thấy F là hàm số của h , qua biểu thức về thủy lực của đập tràn và đường ống có áp ta cũng biết quan hệ giữa q và h , thay các quan hệ này vào phương trình (1.3) ta được một phương trình vi phân của h và t . Nếu có thể phân tích được (thường không phải dễ dàng), thì ta được $h = f(t)$. Thay vào biểu thức về thủy lực của đập tràn và đường ống có áp thì ta được đường quá trình $q = f(t)$.



Hình 1.3: Quan hệ giữa lưu lượng lũ với thời gian và đường quá trình tháo lũ từ hồ chứa

Nếu không phân tích được thì ta thay $\frac{dh}{dt} = \frac{dh}{dq} \cdot \frac{dq}{dt}$ vào phương trình (1.3) sẽ được:

$$F \frac{dh}{dq} \cdot \frac{dq}{dt} = Q - q \quad (1.8)$$

Bây giờ ta xét riêng từng trường hợp:

- Đối với đập tràn, ta có :

$$q = M.b.h^{3/2}$$

do đó:

$$\frac{dh}{dq} = k_1 \cdot q^{-1/3}$$

trong đó: $k_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{(Mb)^{2/3}}$.

Thay các biểu thức này vào phương trình (1.8) ta được:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{(Q - q)\sqrt[3]{q}}{k_1 F}$$

Ta có đường $q = f(t)$ như hình 1.4: lúc bắt đầu lũ đến nước hồ bắt đầu dâng lên đồng thời bắt đầu tháo lũ với $q < Q$, đến thời điểm $Q = q$ nước hồ bắt đầu rút xuống.

Khi $t = 0$, $q = 0$ thì $\frac{dq}{dt} = 0$, đường cong tiếp tuyến với trục hoành. Qua điểm 0, $q > 0$

và $t > 0$ đường cong lõm về phía trên, tức là $\frac{dq}{dt} > 0$ và từ biểu thức (1.7) ta thấy $Q > q$,

do đó $\frac{dh}{dt} > 0$ và $\frac{dq}{dt} > 0$, nghĩa là q và h tăng theo t .

Sau lúc đã qua trị số $Q_{\max}$, tức là sau khi lưu lượng vào hồ chứa đã giảm, nhưng nếu $Q > q$ thì hồ vẫn tiếp tục được chứa, và q vẫn tiếp tục tăng cho đến điểm A thì $Q = q$. Sau đó, Q vẫn tiếp tục giảm và nhỏ hơn q , h giảm dần, tương ứng q cũng giảm dần. Như vậy tại điểm A, $q = q_{\max}$ và $\frac{dq}{dt} = 0$.

Diện tích giữa 2 đường $Q = F(t)$ và $q = f(t)$ ở phía trái điểm A bằng lượng nước trữ lớn nhất của hồ chứa (dung tích điều tiết):

$$\int_0^{t_m} (Q - q) dt = \int_0^{h_m} F dh = V_m \quad (1.9)$$

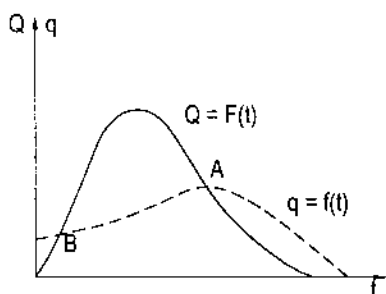
• Đối với đường ống có áp hay lỗ, ta có:

$$q = M_1 \omega h^{1/2},$$

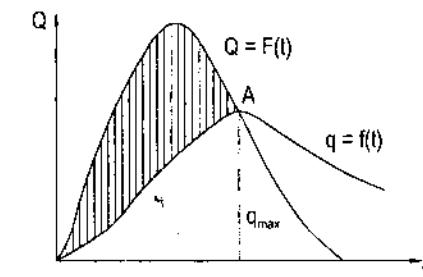
do đó:
$$\frac{dh}{dq} = k_2 q,$$

trong đó:
$$k_2 = \frac{2}{(M_1 \omega)^2}$$

Thay các biểu thức này vào phương trình (1.8) ta được :



Hình 1.5: Phân tích quá trình điều tiết trong trường hợp ống có áp hay lỗ tháo



Hình 1.4: Phân tích quá trình điều tiết trong trường hợp đập tràn.

$$\frac{dq}{dt} = \frac{Q - q}{k_2 F \cdot q} \quad (1.10)$$

Đường quá trình tháo xuống hạ lưu qua đường ống có áp hay lỗ như hình 1.5. Giả sử lúc nước lũ bắt đầu chảy vào tương đối nhỏ, cửa van hoàn toàn mở thì lưu lượng tháo nước lớn hơn lưu lượng vào, mực nước trong hồ hạ xuống, lưu lượng tháo xuống hạ lưu do đó cũng giảm dần, lưu lượng chảy vào bằng lưu lượng tháo ra rồi lớn dần lên, mực nước trong hồ từ chỗ thấp rồi tăng dần lên, lưu lượng tháo sẽ qua điểm cực tiểu tại B rồi tăng dần, tình hình sau đó cũng giống như đập tràn.

Nếu lúc bắt đầu $t = 0$, Q rất nhỏ và coi như bằng 0 thì $\frac{dq}{dt} = -\frac{1}{k_2 F}$, từ biểu thức $F \cdot \frac{dh}{dt} = Q - q$, ta được :

$$\frac{dh}{dt} = (Q - q) \cdot \frac{1}{F} = -\frac{q}{F} \quad (1.11)$$

Nếu $q \neq 0$ khi h hạ dần và theo đó q cũng hạ dần.

Nếu lúc bắt đầu $Q \neq 0$, đường cong lên hay xuống thì còn tùy $Q > q$ hay $Q < q$. Lúc $Q > q$ thì đường cong đi lên, lúc $Q < q$ thì đường cong đi xuống; lúc $Q = q$ thì $\frac{dq}{dt} = 0$, $q = q_{\max}$ tại điểm B, sau đó q giảm dần cho đến lúc hết lũ.

b) Ảnh hưởng của việc đặt cửa van đến đường quá trình tháo và dung tích phòng lũ

- Kiểu tràn lũ trên mặt. Giả sử ta dùng loại công trình tràn mặt để xả lũ (hình 1.6a) lúc bắt đầu xả, do cột nước nhỏ, lưu lượng xả tăng lên tương đối chậm (trị số $\frac{dq}{dt}$ tương đối nhỏ) và chậm hơn so với Q như hai đường 1 và 2 ở hình 1.6b.

Nếu đập tràn không có cửa van khống chế, đường quá trình xả lũ trong giai đoạn bắt đầu tăng tương đối chậm (đường 1 ở hình 1.6b).

Nếu đập tràn có cửa van, trong giai đoạn đầu có thể dùng cửa van cho lưu lượng xả tăng lên (đường 2 ở hình 1.6b).

Lúc $q = q_{\max}$ nếu mực nước trong hồ vẫn tiếp tục tăng thì phải đóng bớt cửa van làm cho lưu lượng xả vẫn giữ trị số q_m .

Từ hai đường 1 và 2 ở hình 1.6b ta thấy, lúc lưu lượng tháo an toàn ở hạ lưu đã định, đường quá trình xả trong hai trường hợp có và không có cửa van khống chế khác nhau rõ rệt. Dung tích điều tiết phòng lũ trong hai trường hợp có khác nhau một trị số ΔV (phần gạch gạch ở hình 1.6b).

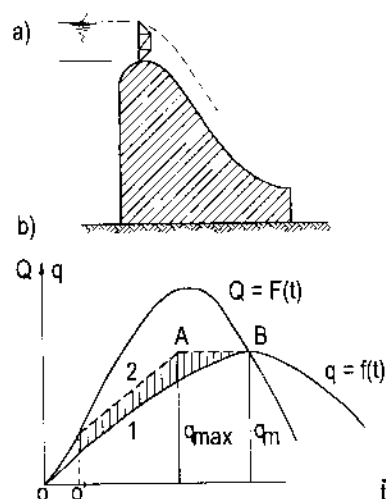
Như vậy có cửa van khống chế thì có thể bớt được một phần dung tích phòng lũ.

- Kiểu xả đáy. Vị trí lỗ xả đặt ở chỗ thấp nhất có thể đặt được của hồ chứa thì có thể tăng cột nước và tăng khả năng tháo lũ. Cũng có lúc người ta đặt ở cao trình khác nhau và mỗi lỗ xả đều có cửa khống chế.

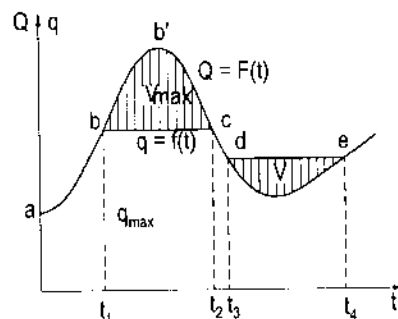
Do có cột nước hữu hiệu và có cửa van khống chế mà người ta có thể cất đỉnh lũ thành lưu lượng xả cố định (đường bc ở hình 1.7). Trong giai đoạn ab ở hình 1.7, lưu lượng xả bằng lưu lượng vào làm cho mực nước trong hồ chứa vẫn giữ ở mức phòng lũ.

Từ t_1 đến t_2 , do $Q > q_{\max}$, do đó mực nước trong hồ sẽ nâng cao dần. Trong quá trình mực nước nâng cao, để giữ cho lưu lượng xả $q_{\max}$ không đổi thì phải đóng dần cửa van.

c) Những phương pháp cơ bản về tính toán và điều tiết lũ. Nhiệm vụ cụ thể của việc tính toán điều tiết lũ là căn cứ vào lũ thiết kế và lũ



Hình 1.6: Mặt cắt ngang công trình tràn mặt (a) và quan hệ giữa lưu lượng và thời gian trong trường hợp tràn mặt (b)



Hình 1.7: Quan hệ giữa lưu lượng và thời gian trong trường hợp xả đáy

kiểm tra để xác định được đường quá trình lưu lượng $q = f(t)$ tháo xuống hạ lưu sau lúc đã điều tiết qua hồ chứa.

Các phương pháp tính toán thường dùng gồm có phương pháp lượng tháo cố định, phương pháp lượng tháo thay đổi và phương pháp tính toán có xét tới dự báo.

- *Phương pháp lượng tháo cố định* đơn giản nhất. Trong phương pháp này người ta giả thiết lưu lượng tháo xuống hạ lưu sau lúc điều tiết là không đổi. Phương án này được dùng lúc phương án nhiều, yêu cầu về độ chính xác không cao, hay biên độ xả lũ không lớn. Nếu biên độ thay đổi cột nước xả lũ tương đối lớn mà vẫn dùng phương pháp này để thiết kế thì kích thước công trình thiết kế ra thiên lớn vì lúc ở hạn dưới mực nước phòng lũ vẫn còn xả xuống hạ lưu cùng một lưu lượng.

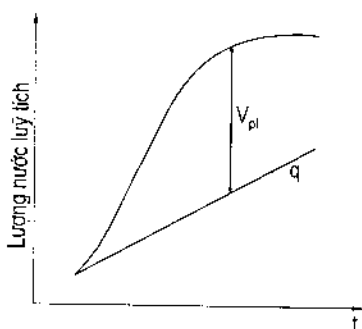
- *Với phương pháp lượng tháo thay đổi*, người ta diễn toán theo tình hình tháo nước của công trình tháo lũ. Lúc tính toán phải xét đến vị trí, hình dạng, kích thước và vật liệu xây dựng công trình. Việc tính toán theo phương pháp này tương đối phức tạp, vì thế chỉ dùng phương pháp này lúc yêu cầu về độ chính xác tương đối cao và biên độ thay đổi cột nước tháo lũ tương đối lớn.

Có lúc để thoả mãn yêu cầu phát điện, người ta còn sử dụng phối hợp cả phương pháp lượng tháo cố định và phương pháp lượng tháo thay đổi.

- *Với phương pháp có xét đến dự báo*, lúc mùa lũ gần đến, người ta cho tháo lượng nước đã trữ trong hồ chứa, để giành một dung tích nhất định cho phòng lũ. Lúc nước lũ lên, dung tích đó hợp với dung tích trước chưa được làm đầy sẽ cùng tham gia điều tiết lũ.

Sau đây ta xem xét cụ thể từng phương pháp.

* *Phương pháp lượng tháo cố định*. Nội dung của phương pháp này như sau:



Hình 1.8: Đường lũy tích và đường lượng tháo

+ Xác định dung tích phòng lũ và lưu lượng tháo tương ứng lúc lưu lượng nước đến bằng lưu lượng lũ thiết kế. Căn cứ vào đường quá trình lũ thiết kế, vẽ đường lũy tích (hình 1.8). Trên hình vẽ giả thiết một lưu lượng tháo q , từ đường lũy tích và đường lượng tháo, tìm khoảng cách lớn nhất. Từ đó tìm ra được dung tích phòng lũ V_{pl} tương ứng với lưu lượng tháo q .

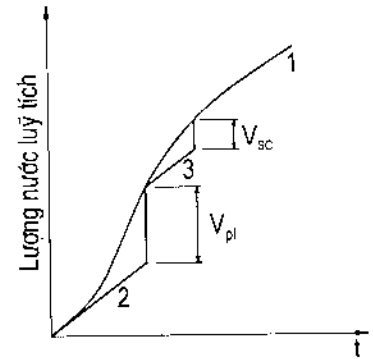
Ta cũng có thể giả thiết dung tích phòng lũ và tìm ra lưu lượng tháo tương ứng.

+ Tính toán lưu lượng tháo kiểm tra trong trường hợp lũ kiểm tra. Lúc hồ chứa gặp lũ kiểm tra, cần đảm bảo cho đập không bị phá hoại. Muốn vậy, trên mực nước dâng bình thường cho phép được trữ cao hơn một ít, do đó hình thành nên dung tích V_{sc} có thể trữ được lũ kiểm tra, để lưu lượng tháo nhỏ nhất.

Do nước lũ chưa biết trước, nên lúc lũ kiểm tra chưa tới, chúng ta chưa biết được đó có phải là lũ kiểm tra hay không, vì thế, lúc bắt đầu hồ chứa chỉ có thể tháo theo lũ bình

thường. Chỉ lúc dung tích phòng lũ V_{pl} đã đầy, và lượng đến vẫn lớn mới tháo theo trường hợp kiểm tra. Lúc tính toán cũng vậy, đầu tiên tính tháo lũ theo trường hợp bình thường, sau lúc dung tích phòng lũ đã đầy, ta sẽ tính lưu lượng tháo kiểm tra theo dung tích siêu cao.

Lúc tính toán trước hết ta vẽ đường lũy tích lũ kiểm tra (hình 1.9). Trước hết nếu xét đến trường hợp tương đối bất lợi, giả thiết lũ kiểm tra sắp đến, mực nước của hồ chứa ở hạn dưới của phòng lũ. Lúc lưu lượng tới hơn lưu lượng tháo bình thường, dung tích phòng lũ bắt đầu trữ nước. Vẽ đường lưu lượng tháo bình thường tiếp tuyến với đường lũy tích lũ kiểm tra. Xác định thời điểm mà lượng trữ nước bằng dung tích phòng lũ. Bắt đầu từ thời điểm đó, dựa vào dung tích siêu cao và phương pháp tương tự như trên, có thể xác định được lưu lượng tháo lũ kiểm tra.



Hình 1.9: Đường lũy tích kiểm tra

* *Phương pháp lượng tháo thay đổi*: Thực chất của phương pháp này là giải hệ phương trình sau đây:

$$\begin{cases} \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)\Delta t - \frac{1}{2}(q_1 + q_2)\Delta t = V_2 - V_1 & (1.12a) \\ q = f(V). & (1.12b) \end{cases}$$

Trong (1.12a), do đường quá trình lũ thiết kế đã biết, nên Q_1 và Q_2 đã biết. Lúc nước lũ chưa đến, lưu lượng tháo lũ cũng đã biết. Lúc nước lũ đến, bắt đầu tính toán thì lưu lượng tháo đã biết và bằng q_1 . Lúc bắt đầu, V_1 cũng đã biết, Δt thì ta chọn. Các đại lượng chưa biết là q_2 và V_2 . Giải hệ phương trình (1.12) ta được quan hệ $q = f(t)$. Các phương pháp thường dùng để giải hệ phương trình (1.12) gồm có phương pháp lập bảng, phương pháp bán đồ giải và phương pháp đồ giải.

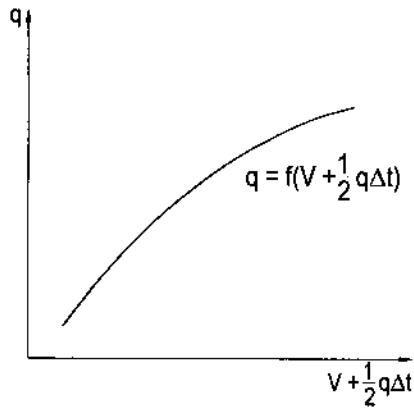
+ *Phương pháp lập bảng*. Đây là phương pháp tính thử. Đầu tiên giả thiết q_2 , sau đó tìm lưu lượng tháo trung bình q_{tb} . Từ đó tìm ra dung tích hồ chứa vào cuối thời đoạn V_2 và lưu lượng tháo tương ứng q_2 . Nếu q_2 tính ra trùng với q_2 giả thiết thì việc tính toán đã hoàn thành. Nếu không trùng thì phải giả thiết lại và lập lại quá trình tính toán ở trên cho đến lúc có kết quả trùng nhau thì thôi.

+ *Phương pháp bán đồ giải*: Hệ phương trình (1.12) có thể viết lại thành:

$$V_2 + \frac{1}{2}q_2\Delta t = Q_{tb}\Delta t + (V_1 + \frac{1}{2}q_1\Delta t) - q_1\Delta t \quad (1.13)$$

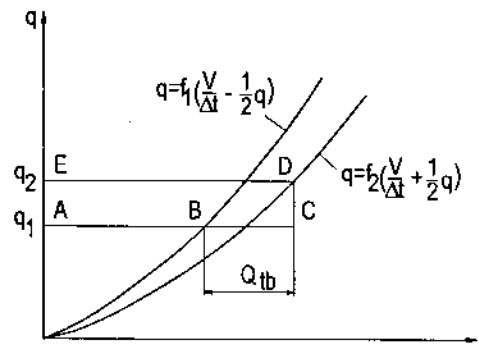
trong đó: $Q_{tb} = \frac{1}{2}(Q_1 + Q_2)$.

Đối với mỗi thời đoạn tính toán, các số hạng ở vế phải của phương trình (1.13) đều đã biết, cho nên $(V_2 + \frac{1}{2}q_2\Delta t)$ có thể tìm ra. Từ đường cong $q = f(V + \frac{1}{2}q_2\Delta t)$ đã vẽ trước, ta có thể tìm ra q_2 (hình 1.10).



Hình 1.10: Đường quan hệ:

$$q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right)$$



Hình 1.11: Các đường quan hệ:

$$q = f_1\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{1}{2} q\right) \text{ và } q = f_2\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{1}{2} q\right)$$

Cũng có thể viết hệ phương trình (1.12) thành dạng khác để làm đồ giải:

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t} + \frac{1}{2} q_2\right) = Q_{th} + \left(\frac{V_1}{\Delta t} - \frac{1}{2} q_1\right) \quad (1.14)$$

Ta có thể viết:

$$q = f_1\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{1}{2} q\right)$$

$$q = f_2\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{1}{2} q\right)$$

Trước lúc tính toán ta vẽ 2 đường cong này (hình 1-11).

Đối với mỗi thời đoạn tính toán thì q_1 và Q_{th} đều biết. Lúc tính toán, căn cứ vào trị số q_1 đã biết, ta có điểm A trên trục tung độ. Từ A vẽ đường song song với trục hoành cắt đường $q = f_1\left(\frac{V}{\Delta t} - \frac{1}{2} q\right)$ tại điểm B, kéo dài AB một đoạn $BC = Q_{th}$. Qua C vẽ đường

song song với trục tung, cắt đường $q = f_2\left(\frac{V}{\Delta t} + \frac{1}{2} q\right)$ tại điểm D. Tung độ của D chính là q_2 .

Làm như vậy đối với các thời đoạn khác nhau, ta được đường quá trình lưu lượng tháo xuống hạ lưu.

+ **Phương pháp đồ giải:** Phương trình (1.13) có thể viết thành:

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = (Q_{th} - q_1) \Delta t + \left(V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t\right)$$

Ta vẽ lên cùng một hình các đường quá trình lũ thiết kế $Q = F(t)$ (hình 1.12) và 2 đường phụ:

$$q = f(q, \Delta t)$$

và: $q = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right)$

Trình tự tiến hành như sau:

1) Giả sử t_1 là thời gian bắt đầu, lấy thời đoạn là Δt . Từ A tương ứng với $q_1 = f_1(t_1)$ vẽ đường song song với trục hoành cắt đường $q = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right)$ tại H.

2) Từ H vẽ HM song song với đường $q = f(q, \Delta t)$.

3) Lấy $Q_{tb} = \frac{Q_1 + Q_2}{2}$ tương ứng vẽ đường GD song song với trục hoành (cắt HM tại D).

4) Qua D vẽ đường vuông góc DE (cắt đường $q = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right)$ tại E).

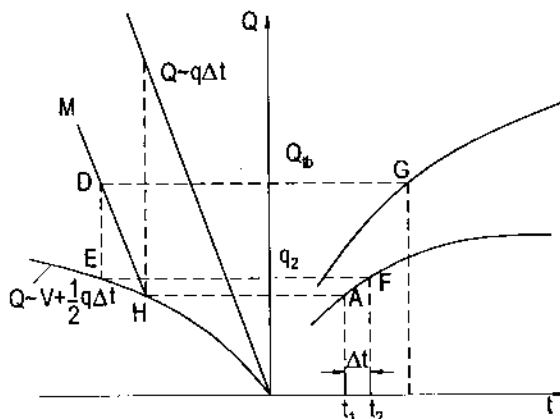
5) Từ E vẽ đường song song với trục hoành, cắt đường thẳng đứng qua thời điểm t_2 tại F, tung độ của F chính là q_2 ở cuối thời đoạn t_2 .

Cứ tiếp tục làm như vậy, ta được đường quá trình lưu lượng tháo lũ $q = f(t)$.

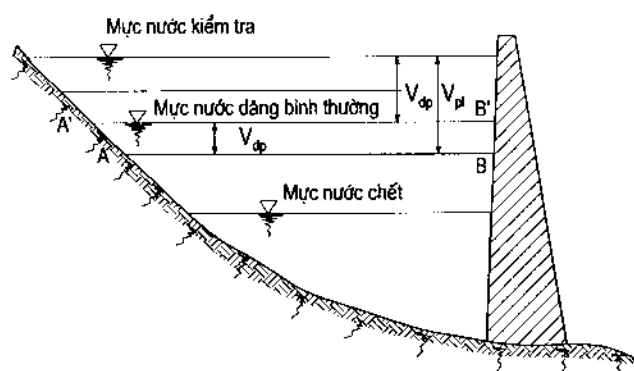
* *Phương pháp tính toán có xét đến dự báo.* Đối với những hồ chứa tổng hợp lợi dụng có nhiệm vụ phòng lũ, lúc tính toán điều tiết lũ thường có mâu thuẫn giữa phòng lũ,

phát điện và các ngành dùng nước khác. Phương pháp giải quyết mâu thuẫn đó là dùng dự báo để tháo lũ. Từ hình 1.13 ta thấy, nếu không xét đến dự báo để đảm bảo nhiệm vụ phòng lũ, trước mùa mưa lũ, mực nước hồ chứa nên giữ tại vị trí AB. Nếu vượt qua mực nước đó, khi lũ tới, do khả năng chứa của hồ không đủ, có thể sinh ra tai hại. Nếu luôn luôn hạn chế mực nước ở dưới vị trí AB thì lại giảm bớt dung tích, do đó giảm bớt hiệu ích. Nếu có dự báo đáng tin cậy, trước mùa mưa lũ có thể cho mực nước cao hơn một chút (vị trí A'B') thì có thể tăng thêm dung tích hiệu ích.

Trước lúc lũ đến, dựa vào dự báo, có thể tháo trước một dung tích ABA'B'.



Hình 1.12: Các đường quá trình lũ thiết kế $Q = F(t)$ và các đường quan hệ $q = f(q, \Delta t)$, $q = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right)$.



Hình 1.13: Sơ đồ các mực nước trong hồ và dung tích hồ

Tháo lũ có xét tới dự báo phải giải quyết 2 vấn đề:

- 1) Giảm dung tích dự bị để phòng lũ thì có an toàn cho phòng lũ không?
- 2) Tháo lũ trước, tức là cho tháo một phần dung tích hiệu ích nếu lũ thực tế nhỏ hơn lũ dự báo, thì việc trữ nước sau này có đảm bảo không?

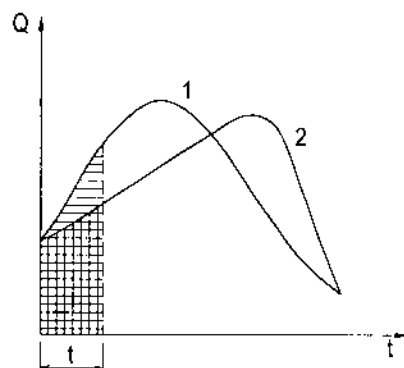
Trước hết ta hãy phân tích vấn đề thứ nhất. Trong tính toán điều tiết lũ, ta phải dựa vào lũ thiết kế, lưu lượng tháo an toàn để tìm ra tổng dung tích lũ (V_{pl}), sau đó mới tìm ra tổng lượng tháo nước. Ta phải xuất phát từ các trận lũ thiết kế phóng đại điển hình, để chọn ra một điển hình tương đối ác liệt, có lượng nước đến trong thời đoạn thiết kế tương đối lớn (ví dụ điển hình 1 ở hình 1.14), rồi dựa vào dự báo để thao tác cách tháo lũ, tìm ra lưu lượng này (tức là dung tích dự báo V_{db}).

Lúc tính toán ta đã xét đến độ chính xác và sai số trong dự báo. Cuối cùng có thể tìm ra dung tích phòng lũ dự phòng của hồ chứa V_{dp} :

$$V_{dp} = V_{pl} - V_{db}$$

Rất rõ ràng, cách làm như vậy để tìm tổng lượng tháo trước đối với việc phòng lũ an toàn. Vì dung tích phòng lũ dự phòng thực tế nhỏ hơn trị số V_{pl} một trị số V_{db} . So với lúc không xét đến dự báo thì dung tích phòng lũ có giảm đi, nhưng trước lúc lũ thiết kế đến, người ta đã tháo bớt dung tích hồ chứa để đủ phòng lũ, tức là đã chứa được cả lũ thiết kế vượt Q an toàn.

Hiện nay kỹ thuật máy tính rất phổ biến, việc tính toán điều tiết lũ được thông qua các phần mềm. Điều này tạo điều kiện tính toán được nhiều phương án điều tiết với nhiều dạng và kích thước công trình tháo lũ khác nhau, với nhiều trường hợp mực nước trước lũ trong hồ khác nhau, từ đó phân tích lựa chọn được phương án tối ưu.



Hình 1.14: Quan hệ giữa lưu lượng và thời gian

Chương II

ĐẬP TRÀN

Đập tràn tháo lũ chiếm một vị trí quan trọng trong các loại công trình tháo lũ. Lúc có điều kiện sử dụng thì đây là một loại công trình tháo lũ rẻ nhất.

Khoảng 70 - 80 năm trước đây, chỉ mới có đập tràn tháo lũ cao 50 - 70m thì ngày nay đã có đập tràn cao trên 150m. Xây dựng được loại đập tràn cao là do điều kiện địa chất và kết cấu công trình quyết định. Sau đây sẽ nghiên cứu một số nguyên tắc cơ bản có tác dụng quyết định đối với cấu tạo của đập tràn tháo lũ, như bố trí, kích thước của khoang tràn, lưu lượng đơn vị, hình thức đỉnh đập, tính toán thủy lực và các biện pháp tiêu năng, v.v...

§2-1. BỐ TRÍ ĐẬP TRÀN

Việc bố trí đập tràn tháo lũ trong hệ thống đầu mối có quan hệ với điều kiện địa chất, địa hình, lưu lượng tháo, lưu tốc cho phép ở hạ lưu, v.v... Khi lưu lượng tháo lớn, cột nước nhỏ, nếu lòng sông không ổn định và nền không phải đá có cấu tạo địa chất phức tạp thì hình thức và bố trí công trình tháo nước có ý nghĩa quyết định. Khi cột nước lớn, phải tiêu hao năng lượng lớn, việc chọn vị trí của đập tràn có ý nghĩa quan trọng.

Khi thiết kế công trình tháo lũ, cần cố gắng thỏa mãn các điều kiện sau đây:

1. Khi có nền đá, phải tìm mọi cách bố trí đập tràn vào nền đá. Nếu không có nền đá hoặc nền đá xấu thì có lúc cũng phải bố trí trên nền không phải là đá.

2. Cần tạo cho điều kiện thiên nhiên của lòng sông không bị phá hoại, do đó trước hết phải nghiên cứu đến phương án bố trí đập tràn tại lòng sông hoặc gần bãi sông. Trong trường hợp cần rút ngắn chiều rộng đập tràn thì tình hình thủy lực ban đầu có thể bị phá hoại, do đó phải có nhiều biện pháp tiêu năng phức tạp. Tuy nhiên trong nhiều trường hợp, phương án rút ngắn chiều rộng đập tràn vẫn là kinh tế nhất. Nếu lưu lượng tháo nhỏ hoặc dòng chảy đã được điều tiết tốt thì không nhất thiết phải bố trí đập tràn giữa lòng sông.

3. Bố trí đập tràn phải phù hợp với điều kiện tháo lưu lượng thi công và phương pháp thi công.

4. Nếu đập ngăn nước không phải chỉ là công trình bê tông, đặc biệt lúc phạm vi nền đá không rộng, muốn giảm bớt khối lượng công trình thì có thể dùng biện pháp tăng lưu lượng đơn vị để rút ngắn chiều rộng đập tràn, đồng thời có thể kết hợp hai hình thức xả mặt và xả đáy để tháo lũ, thậm chí phải sử dụng khả năng tháo lũ của mọi công trình khác như qua nhà máy thủy điện, âu thuyền, v.v...

5. Khi có công trình vận tải thủy, việc bố trí đập tràn cần chú ý đảm bảo cho dòng chảy và lưu tốc ở hạ lưu không ảnh hưởng đến việc đi lại của tàu bè.

6. Bố trí đập tràn cần đảm bảo cho lòng sông và hai bờ hạ lưu không sinh ra xói lở để đảm bảo an toàn của công trình.

7. Đối với các sông nhiều bùn cát, bố trí đập tràn tháo lũ cần tránh không sinh ra bồi lắng nghiêm trọng.

§2-2. CHỌN VỊ TRÍ LỖ TRÀN VÀ LƯU LƯỢNG ĐƠN VỊ

Tuỳ tình hình cụ thể, trên đập tràn có thể có cửa van hoặc không có cửa van. Trường hợp lưu lượng thiết kế không lớn và chiều rộng đập tràn lớn thì người ta không bố trí cửa van.

Một vấn đề quan trọng có liên quan đến vận hành của hệ thống là chọn vị trí và kích thước của lỗ tràn.

Khi xác định khả năng tháo của hệ thống đầu mối thủy lợi, cần phải xét toàn diện đến các lưu lượng tràn mặt, xả đáy, qua tuổcbin và âu thuyền, v. v... Lúc thi công, có thể sử dụng các công trình có điều kiện để tháo lưu lượng thi công. Đây là điều phải xét tới lúc bố trí lỗ tràn.

Ngày nay, lúc thiết kế một số đập, người ta đã bố trí lỗ tháo ở các cao trình khác nhau (ví dụ tràn mặt kết hợp xả đáy), như vậy có một phần khá lớn lưu lượng qua xả đáy. Qua kinh nghiệm vận hành ở Liên Xô cũ và một số nước khác, ta thấy loại đập này làm việc khá tốt. Đập tràn của công trình thủy điện Hoà Bình trên sông Đà thuộc loại này. Ưu điểm của đập tháo lũ hai tầng này là có thể giảm chiều dài đập tràn và giảm được khối lượng bê tông (có thể giảm từ 10 - 15%) và có thể cải thiện điều kiện tiêu năng. Nhược điểm là cấu tạo khá phức tạp. Ngoài ra cũng cần nói thêm, có thể dùng lỗ đáy để tháo bớt hoặc tháo cạn hồ cũng như dùng để tháo lưu lượng thi công. Do đó mỗi lỗ đáy cần có cửa van linh hoạt và có thể mở với độ mở bất kì.

Một trong những vấn đề quan trọng khi thiết kế đập tràn là xác định lưu lượng đơn vị cho phép. Nếu phần ngăn nước bao gồm đập đất và đập bê tông, thường cố gắng tăng lưu lượng đơn vị và giảm độ dài đập tràn. Trước lúc chọn lưu lượng đơn vị, cần phải nghiên cứu kĩ cấu tạo địa chất của lòng sông, chiều sâu nước ở hạ lưu, lưu tốc cho phép cũng như hình thức và cấu tạo của bộ phận bảo vệ sau đập và trình tự đóng mở cửa van.

Ngày nay trong thiết kế đập tràn người ta đã thu được nhiều thành tựu về mặt nghiên cứu tiêu năng, do đó lưu lượng đơn vị đã được nâng lên.

Lúc chọn lưu lượng đơn vị và lưu tốc cho phép ở cuối sân sau, phải so sánh với lưu lượng và lưu tốc lớn nhất lúc chưa xây dựng đập, đồng thời phải xét đến độ sâu xói cục bộ có khả năng sinh ra mà không ảnh hưởng đến an toàn của công trình.

Lưu lượng đơn vị nhất định phải thích ứng với hình thức của bộ phận bảo vệ sau đập và khả năng bảo đảm cho công trình không bị xói lở. Do đó xác định chiều rộng đập tràn và các thiết bị nối tiếp phải xuất phát từ lưu lượng đơn vị q_p ở bộ phận bảo vệ sau sân tiêu năng. Trị số q_p được xác định theo lưu tốc không xói ở hạ lưu hoặc lưu tốc cho phép ở phần bảo vệ sau sân tiêu năng (sân sau thứ hai). Nếu chiều rộng B_p của bộ phận bảo vệ sau sân tiêu năng đã biết, lưu tốc cho phép không xói $[v]$ ứng với chiều sâu h ở hạ lưu và

lưu lượng thiết kế của đập tràn Q_p thì lưu lượng đơn vị để thiết kế sẽ xác định theo biểu thức:

$$q_p = [v]h = \frac{Q_p}{B_p}$$

Nếu lưu tốc dòng chảy ở hạ lưu nhỏ hơn lưu tốc không xói thì khối lượng công trình sẽ khá lớn, cho nên đối với những đập không lớn lắm, có lúc người ta lấy trị số lưu tốc trung bình cho phép $[v]_{tb}$. Lúc đó, phải dự tính đến khả năng đoạn sông sau sân sau thứ hai có thể bị xói, cần có biện pháp hạn chế không cho xói lở đó tiến đến sân sau thứ hai. Theo quan điểm khai thác đập tràn, có thể lấy trị số $[v]_{tb}$ như sau:

Loại đất cát $[v]_{tb} = 2,5 - 3\text{m/s}$;

Loại đất sét $[v]_{tb} = 3 - 3,5\text{m/s}$;

Loại nửa đá $[v]_{tb} = 3,5 - 4,5\text{m/s}$;

Loại đá $[v]_{tb} = 5\text{m/s}$.

Nếu không xét đến sự khuếch tán dòng chảy ở sau sân sau thứ hai, với đập tràn có cửa van phẳng hoặc van cung, ta có thể sơ bộ lấy lưu lượng đơn vị của đập tràn như sau:

$$q = (1,15 - 1,2)q_p.$$

Sau đó cần kiểm tra lại với điều kiện dùng nước nhảy ngập để nối tiếp hạ lưu.

Nhiều khi phải dựa vào kinh nghiệm thiết kế để xác định q_p , ví dụ đập có cột nước vừa (10 - 25m) với nền đất cát, có thể lấy $q_p = 25 - 40\text{m}^3/\text{s.m}$, với nền sét $q_p = 50\text{m}^3/\text{s.m}$, nền đá $q_p = 50 - 60\text{m}^3/\text{s.m}$, v.v...

Nếu lưu lượng tháo lũ lớn nhất $Q_{\max}$, lưu lượng chảy qua các công trình khác Q_c như qua tuốcbin, âu thuyền, v.v..., lưu lượng tháo qua lỗ xả đáy Q_l thì lưu lượng qua đập tràn sẽ xác định theo biểu thức:

$$Q = Q_{\max} - Q_c - Q_l \quad (2-1)$$

Tất nhiên phải xét đến trường hợp không phải tất cả tuốcbin đều làm việc, các lỗ tháo có thể bị sự cố do cửa van ở sâu, do bùn cát, v.v... vì thế chỉ nên lấy 80 - 90% lưu lượng qua lỗ tháo và 75 - 90% qua tuốcbin, âu thuyền, v.v...

§2-3. CÁC LOẠI MẶT CẮT CỦA ĐẬP TRÀN

I. Phân loại

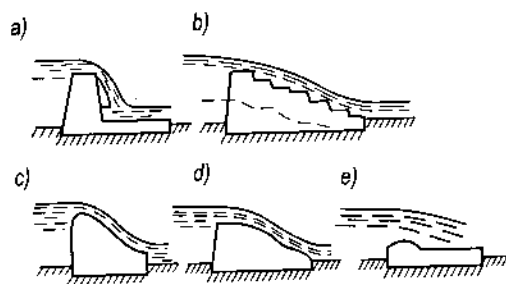
Tuỳ theo tình hình cụ thể và quy mô của từng hệ thống công trình đầu mối, mặt cắt của đập tràn có thể có nhiều hình thức khác nhau (hình 2.1).

Loại đập tràn kiểu một bậc được ứng dụng lúc nền móng chắc chắn, không có loại cát sỏi hạt lớn chảy qua. Do có tia nước tự do chảy xuống đáy sông và phần bảo vệ nên người ta thường dùng loại này với trường hợp cột nước không lớn (3 - 4m) hoặc có cột nước lớn hơn nhưng đã có biện pháp tiêu năng đối với những tia nước đó.

Loại đập tràn kiểu nhiều bậc ít được ứng dụng hơn, do cần có nền móng khá dài và tốn vật liệu xây dựng.

Loại đập tràn kiểu hình cong (đập tràn thực dụng) được dùng nhiều nhất. Loại này nối tiếp được thuận và hệ số lưu lượng lớn.

Loại ngưỡng tràn thường được dùng khi cột nước thấp và có cửa van.



Hình 2.1: Các hình thức mặt cắt của đập tràn;

- a) Đập tràn kiểu một bậc;
b) Đập tràn kiểu nhiều bậc; c, d) Đập tràn kiểu hình cong; e) Ngưỡng tràn.

II. Mặt cắt chân không và không chân không

Với loại đập tràn thực dụng không chân không, dòng chảy trên đập sẽ êm, áp suất dọc mặt đập luôn luôn dương. Với đập tràn thực dụng có mặt cắt chân không, ở đỉnh đập có áp lực chân không. Lúc chân không lớn, có thể sinh ra hiện tượng khí thực. Hệ số lưu lượng của đập tràn chân không lớn hơn đập tràn không chân không khoảng 7 - 15%. Để đảm bảo an toàn cho công trình, tránh hiện tượng khí thực, người ta không cho phép trị số chân không quá lớn, thường không lớn hơn 6 - 6,5m cột nước.

1. Loại mặt cắt của đập không chân không Krigêr Ofixêrov, được ứng dụng rộng rãi, nói chung mặt cắt ngang có các dạng như ở hình 2.2.

Xác định các trị số α_B , α_H và a cần căn cứ vào mặt cắt cơ bản của đập, điều kiện thi công và xét đến ảnh hưởng của các đại lượng này đối với hệ số lưu lượng. Bán kính R nối tiếp với sân sau hạ lưu không có quan hệ gì với hệ số lưu lượng, mà có liên quan đến việc nối tiếp giữa dòng chảy ra với mặt hạ lưu. Nếu nối tiếp tốt thì lấy R theo bảng 2.1 trong đó H_{tr} là cột nước trên đỉnh đập. Trong thực tế có khi lấy R như sau:

- Đối với đập thấp trên nền mềm có cột nước trên đỉnh lớn:

$$R \approx (0,50 - 1,00) (H_{tk} + Z_{max}) \quad (2-2)$$

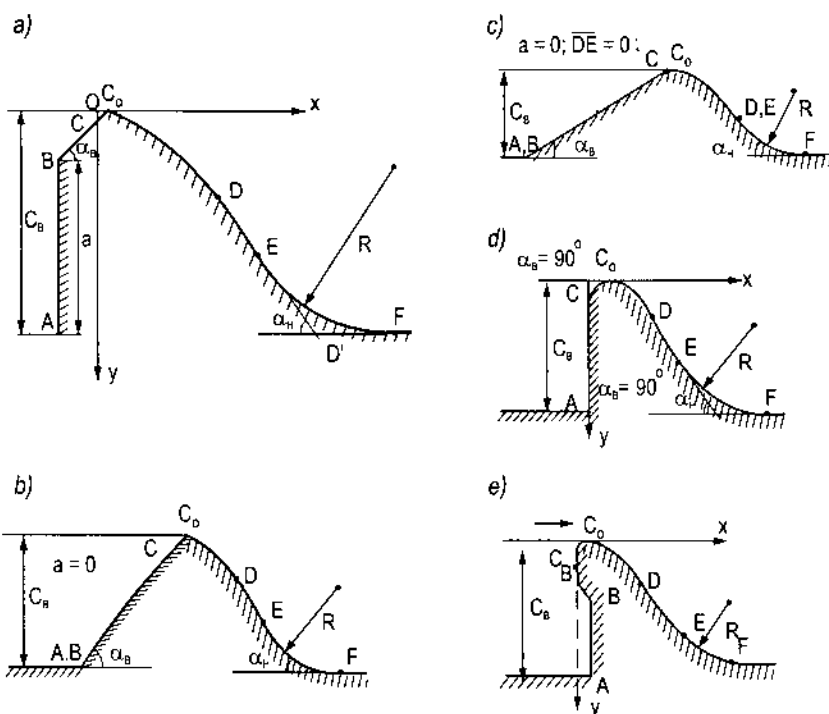
- Đối với đập cao trên nền đá, cột nước trên đỉnh nhỏ hơn 5m:

$$R \approx (0,25 - 0,50) (H_{tk} + Z_{max}) \quad (2-3)$$

trong đó: Z_{max} - độ chênh lệch cột nước lớn nhất ở thượng hạ lưu;

H_{tk} - cột nước tràn thiết kế trên đỉnh đập.

Hình dạng mặt cong CDE (hình 2.2a) phải căn cứ vào H_{tk} mà xác định. Trị số H_{tk} thường là cột nước thiết kế hoặc cột nước lớn nhất trên đỉnh đập. Trong quá trình làm việc, cột nước luôn luôn thay đổi, nên khi $H < H_{tk}$ thì trên mặt tràn CDE không thể xảy ra hiện tượng chân không, nếu $H > H_{tk}$ thì có thể xảy ra hiện tượng chân không trên mặt đập. Ngoài ra cần chú ý là ở gần điểm B trên đoạn BC (hình 2.2a) có thể có chân không khi $H \leq H_{tk}$.



Hình 2.2: Các dạng mặt cắt của đập tràn không chân không

Bảng 2-1. Trị số của bán kính nối tiếp R (m)

Chiều cao đập (m)	$H_{tr}(m)$								
	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

Có mấy loại hình dạng mặt cắt như sau: không có tường thẳng đứng AB, tức là $a = 0$ (hình 2.2b); không có đoạn thẳng DE (hình 2.2c); mặt thượng lưu thẳng đứng, $\alpha_B = 90^\circ$ (hình 2.2d); mặt thượng lưu nhô ra (hình 2.2e).

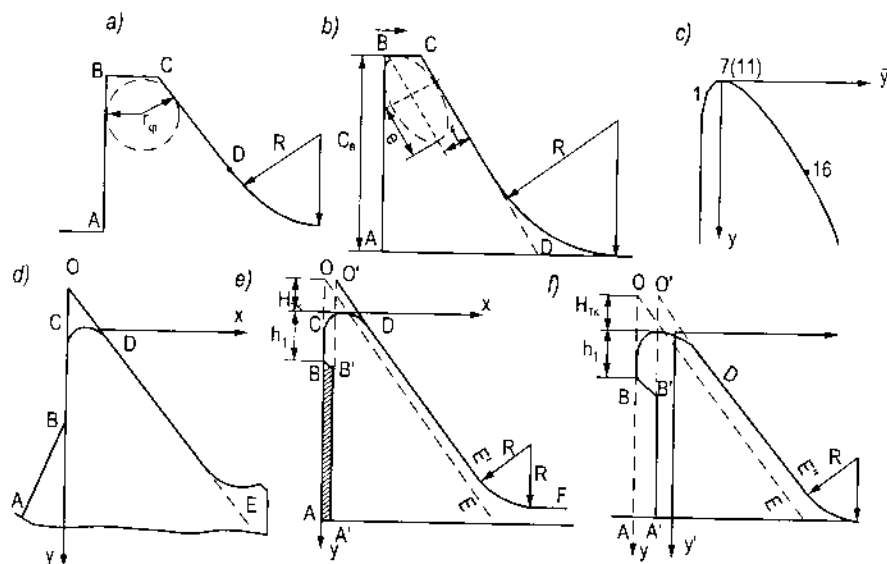
Muốn vẽ mặt cắt đập tràn, trước hết xác định H_{tk} , sau đó căn cứ vào tọa độ các điểm trong bảng 2.2 với trục tọa độ ở hình 2.2 mà vẽ đường cong CC_0DD' ; tiếp đó vẽ đường thẳng BC và DE tiếp tuyến với đường cong đó cùng với đường thẳng nằm ngang tạo thành các góc α_B và α_H . Các trị số của góc α_B và α_H còn cần phải căn cứ vào mặt cắt cơ bản của đập để xác định cho phù hợp. Cuối cùng vẽ đường thẳng AB và đường cong EF bán kính R .

Bảng 2-2. Tọa độ các điểm trên đường biên của mặt tràn không chân không
Krigêr-Ofixêrov

Tên điểm	x	y	Tên điểm	x	Y
1	0,0	0,126	21	2,0	1,235
2	0,1	0,036	22*	2,1	1,369
3	0,2	0,007	23	2,2	1,508
4	0,3*	0,000	24	2,3	1,653
5	0,4	0,006	25	2,4	1,894
6	0,5	0,027	26	2,5	1,960
7	0,6	0,060	27	2,6	2,122
8	0,7	0,100	28	2,7	2,289
9	0,8	0,146	29	2,8	2,462
10	0,9	0,198	30	2,9	2,640
11	1,0	0,256	31	3,0	2,824
12	1,1	0,321	32	3,1	3,013
13	1,2	0,394	33	3,2	3,207
14	1,3	0,475	34	3,3	3,405
15	1,4	0,564	35	3,4	3,609
16	1,5	0,661	36	3,5	3,818
17	1,6	0,764	37	3,6	4,031
18	1,7	0,873	38	3,7	4,249
19	1,8	0,987	39	3,8	4,471
20	1,9	1,108	40	3,9	4,689

Chỉ dẫn bảng 2.2: Các trị số tọa độ trong bảng ứng với $H = 1$, khi sử dụng phải nhân với cột nước tràn H_{lk} .

2. Loại mặt cắt của đập chân không có thượng lưu là mặt phẳng thẳng đứng, hạ lưu là mặt nghiêng (hệ số mái thường là 3: 2), đỉnh đập hình elip (có khi là hình tròn), trục dài hình elip là $2e$ song song với mặt hạ lưu đập (hình 2.3), trục ngắn là $2f$.



Hình 2.3: Các dạng mặt cắt; a, b, c - Mặt cắt của đập tràn chân không;
d, e, f - Mặt cắt kinh tế của đập tràn

Bảng 2.3 ghi toạ độ các điểm đường cong mặt tràn của 3 loại đập chân không có tỉ số e/f khác nhau. Muốn vẽ, trước hết vẽ vòng tròn có bán kính r_ϕ nội tiếp với 3 cạnh AB, BC, CD. Bảng 2.3 ứng với trường hợp $r_\phi = 1$, khi $r_\phi > 1$ hoặc $r_\phi < 1$ thì các toạ độ x, y trong bảng phải nhân với r_ϕ .

Điểm gốc toạ độ là điểm cao nhất của đỉnh đập (hình 2.3c). Điểm này nằm trên đường BC (hình 2.3b), trong bảng 2.3 là điểm 7 (khi $e/f = 1$ và $e/f = 3$) hoặc điểm 11 (khi $e/f = 2$). Nối tiếp giữa mặt hạ lưu và sân sau cũng giống như mặt cắt không chân không.

3. Loại mặt cắt kinh tế của đập tràn xác định như sau: Sau khi dựa vào điều kiện ổn định, cường độ và kinh tế, xác định được mặt cắt kinh tế đập không tràn ABOE (hình 2.3d) và dựa vào mặt cắt cơ bản đó xác định được mặt tràn CD (vẽ theo toạ độ trong bảng 2.2 hoặc bảng 2.3). Mặt tràn CD phải tiếp tuyến với mặt đập không tràn DE tại điểm D. Toạ độ các điểm của mặt tràn rất có thể vượt ra ngoài tam giác cơ bản AOE (hình 2.3e), bởi vì với đập tràn trên nền đá, theo yêu cầu về ổn định và cường độ, chiều rộng đáy đập rất hẹp. Trường hợp đó ta cần dịch tam giác cơ bản về phía hạ lưu một đoạn (hình 2.3e), sao cho mặt đập DE' của tam giác cơ bản $A'O'E'$ tiếp tuyến với mặt tràn tại D. Như vậy mặt tràn $CDE'F$ thoả mãn điều kiện thuỷ lực. Đối với điều kiện ổn định và cường độ thì tam giác $A'O'E'$ là bảo đảm, do đó ta có thể giảm bớt khối $ABB'A'$ (hình 2.3c), nhưng cần phải $h_1 \geq 0,4H_{ik}$ để khỏi ảnh hưởng đến khả năng dòng chảy. Trường hợp đập tràn có cửa van sửa chữa, trên đỉnh đập cần có đoạn nằm ngang CC' (hình 2.3f) để dễ bố trí cửa van. Lúc đó toạ độ các điểm của mặt tràn phải dời đi một đoạn đến cuối đoạn nằm ngang. Chú ý rằng trên đỉnh tràn có đoạn nằm ngang như vậy thì hệ số lưu lượng sẽ giảm.

Bảng 2.3. Toạ độ các điểm của đường cong mặt tràn kiểu chân không, đỉnh đập hình elip
(khi $r_\phi = 1$).

Tên điểm	Toạ độ các điểm					
	$e/f = 3,0$		$e/f = 2,0$		$e/f = 1,0$	
	x	y	x	y	x	y
1	2	3	4	5	6	7
1	-0,472	0,629	-0,700	0,806	-1,000	1,000
2	-0,462	0,462	-0,694	0,672	-0,960	0,720
3	-0,432	0,327	-0,670	0,519	-0,880	0,525
4	-0,370	0,193	-0,624	0,371	-0,740	0,327
5	-0,253	0,072	-0,553	0,241	-0,530	0,152
6	-0,131	0,018	-0,488	0,162	-0,300	0,046
7	0,000	0,000	-0,402	0,091	0,000	0,000

1	2	3	4	5	6	7
8	0,194	0,030	-0,312	0,046	0,200	0,020
9	0,381	0,095	-0,215	0,012	0,400	0,083
10	0,541	0,173	-0,117	0,003	0,600	0,200
11	0,707	0,271	0,000	0,000	0,720	0,306
12	0,866	0,381	0,173	0,025	0,832	0,445
13	1,022	0,503	0,334	0,076	1,377	1,282
14	1,168	0,623	0,490	0,147	2,434	2,868
15	1,318	0,760	0,631	0,223	3,670	4,722
16	1,456	0,890	0,799	0,338	5,462	7,410
17	1,584	1,021	0,957	0,461	-	-
18	1,714	1,163	1,107	0,595	-	-
19	1,855	1,320	1,243	0,731	-	-
20	1,979	1,467	1,405	0,913	-	-
21	2,104	1,628	1,551	1,098	-	-
22	2,240	1,792	1,688	1,282	-	-
23	2,346	1,943	2,327	2,246	-	-
24	2,462	2,106	2,956	3,189	-	-
25	2,575	2,272	4,450	5,430	-	-
26	3,193	3,214	5,299	6,704	-	-
27	4,685	5,452	-	-	-	-
28	5,561	6,766	-	-	-	-

§2-4. KHẢ NĂNG THÁO NƯỚC CỦA ĐẬP TRÀN

Lưu lượng chảy qua đập tràn có mặt cắt thực dụng tích theo biểu thức:

$$Q = \sigma_n \epsilon m B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (2.4)$$

trong đó:

B - tổng chiều rộng nước tràn; $B = \sum b$;

b - chiều rộng mỗi khoang cửa;

σ_n - hệ số ngập (trường hợp không ngập thì $\sigma_n = 1$);

ϵ - hệ số co hẹp bên;

m - hệ số lưu lượng;

H_o - cột nước trên đỉnh đập tràn có kể đến lưu tốc tiến gần.

Nếu trên đỉnh đập có cửa van, khi không mở hết và nước chảy ở dưới cửa van (hình 2.4), lưu lượng tháo qua đập được tính theo biểu thức:

$$Q = \varepsilon m B a \sqrt{2g(H_0 - \alpha a)} \quad (2.5)$$

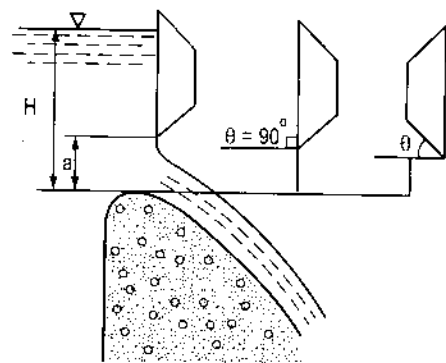
trong đó: a - độ mở của một cửa van;

α - hệ số co hẹp đứng do ảnh hưởng độ mở (bảng 2.4);

$$m = 0,65 - 0,186 \frac{a}{H} + (0,25 + 0,357) \frac{a}{H} \cos \theta \quad (2.6)$$

Các kí hiệu khác xem hình 2.4.

Khi cửa van mở hết hoàn toàn, biểu thức tính lưu lượng trở về dạng (2.4).



Hình 2.4: Mặt cắt của đập có cửa van

Bảng 2.4. Hệ số co hẹp đứng α khi nước chảy dưới cửa van

a/H_0	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7
α	0,61	0,62	0,633	0,645	0,66	0,69

Muốn tính Q theo biểu thức (2.4), cần phải xác định được các hệ số σ_n , ε và m . Sau đây, sẽ trình bày cách xác định các hệ số đó đối với các trường hợp cụ thể.

I. Hệ số ngập σ_n

Khi hạ lưu có nước nhảy xa thì đập tràn luôn luôn không ngập, $\sigma_n = 1,0$. Nếu hạ lưu có nước nhảy ngập thì nước chảy qua đập tràn có thể không ngập hoặc ngập, lúc đó σ_n phụ thuộc vào tỉ số $\frac{h_n}{H_0}$ (h_n - chiều sâu nước ngập, tức là khoảng cách từ mực nước hạ lưu đến đỉnh đập tràn, nếu mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập thì h_n có trị số âm).

Hình 2.5 cho các đường cong xác định σ_n theo thí nghiệm của Rozanov:

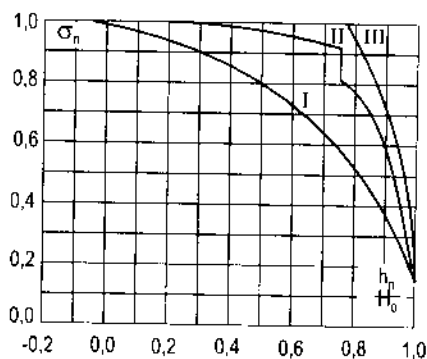
1. Đường cong I: Đối với đập tràn có mặt cắt chân không; khi $\frac{h_n}{H_0} \leq -0,15$ thì

$\sigma_n = 1,0$;

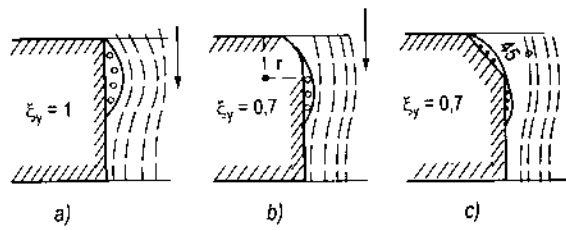
2. Đường cong II: Đối với đập tràn không chân không Ofitxêrov; khi $\frac{h_n}{H_0} \leq 0$

thì $\sigma_n = 1,0$;

3. Đường cong III: Đập tràn không chân không có đỉnh mở rộng hoặc đập tràn đỉnh rộng.



Hình 2.5: Các đường cong để xác định σ_n của đập tràn mặt cắt thực dụng



Hình 2.6: Các dạng mép vào của trụ biên

II. Hệ số co hẹp bên ε

1. Trường hợp $\frac{H_0}{b} \leq 1$ thì hệ số ε được xác định theo biểu thức thực nghiệm sau đây:

- Đối với đập tràn không có trụ pin giữa (chỉ có một khoang):

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \xi_y \frac{H_0}{b} \quad (2.7)$$

trong đó: ξ_y - hệ số giảm, xét đến hình dạng mép vào của trụ biên.

Ở hình 2.6, Krigêr cho các trị số ξ_y của ba loại cửa có mép vào khác nhau.

- Đối với đập tràn có nhiều trụ pin giữa chia thành nhiều khoang giống nhau:

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_y + (n-1)\xi_p}{n} \frac{H_0}{b} \quad (2.8)$$

trong đó: n - số cửa (khoang);

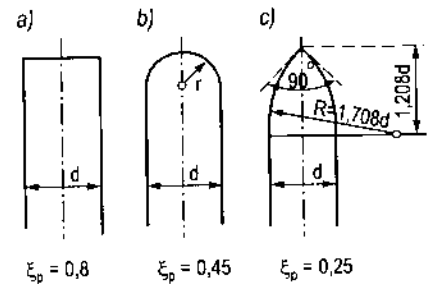
ξ_p - hệ số giảm, xét đến hình dạng của trụ pin.

Ở hình 2.7, Ofixêrov cho các trị số ξ_p đối với các dạng khác nhau của trụ pin.

2. Trường hợp $\frac{H_0}{b} > 1$ thì dùng biểu thức

(2.7) hoặc biểu thức (2.8), nhưng phải lấy

$$\frac{H_0}{b} = 1.$$



Hình 2.7: Các dạng trụ pin

III. Hệ số lưu lượng m

Theo N. N. Pavlovski, hệ số lưu lượng m của đập tràn tính theo biểu thức:

$$m = m_r \sigma_H \sigma_d \quad (2.9)$$

trong đó: m_r - hệ số lưu lượng dẫn xuất, xác định bằng thí nghiệm;

σ_H - hệ số hiệu chỉnh cột nước, vì khi thiết kế mặt cắt đập dùng H_{lk} (xem §2-3.II), khi làm việc thì cột nước H trên đỉnh đập thay đổi;

σ_d - hệ số hình dạng.

Ta xác định m theo từng trường hợp sau đây:

1. Đối với đập tràn không chân không Krigêr-Ofixêrov, biểu thức (2.9) có dạng:

$$m = 0,504\sigma_H\sigma_d \quad (2.10)$$

trong đó: σ_d - tra bảng 2.5 (các đại lượng trong bảng xem hình 2.2);

σ_H - tra bảng 2.6.

Nếu trên đỉnh đập có đoạn nằm ngang rộng khoảng $0,5H$ thì m giảm đi 3% so với kết quả tìm được theo biểu thức (2.10).

Trường hợp đập có mặt thượng lưu nhô ra (hình 2.2e) thì m lấy như sau:

- Nếu chiều cao đoạn $CB' > 3H$ thì lấy như đập có mặt cắt ở hình 2.2d, tức là phần lõm vào của đập không có ảnh hưởng gì đến lưu lượng: nếu $CB' < 3H$ thì m lấy nhỏ hơn 2% so với đập có mặt cắt như ở hình 2.2d.

Bảng 2.5. Hệ số hình dạng σ_d của đập không chân không Krigêr - Ofixêrov

α_B (độ)	α_{II} (độ)	a/CB				
		0	0,3	0,6	0,9	1,0
1	2	3	4	5	6	7
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,993
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,000
25	15	0,895	0,893	0,880	0,888	0,933
	30	0,926	0,924	0,912	0,920	0,974
	45	0,942	0,940	0,928	0,934	0,993
	60	0,946	0,944	0,932	0,940	1,000
35	15	0,905	0,904	0,897	0,907	0,933
	30	0,940	0,939	0,932	0,940	0,974
	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993
	60	0,961	0,960	0,954	0,962	1,000
45	15	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
	30	0,953	0,953	0,950	0,956	0,974
	45	0,970	0,970	0,966	0,973	0,993
	60	0,974	0,974	0,970	0,978	1,000
55	15	0,923	0,923	0,922	0,927	0,933
	30	0,962	0,962	0,960	0,964	0,974
	45	0,981	0,981	0,980	0,983	0,993
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1,000

1	2	3	4	5	6	7
65	15	0,927	0,927	0,929	0,926	0,933
	30	0,969	0,969	0,968	0,970	0,974
	45	0,987	0,987	0,986	0,988	0,993
	60	0,993	0,993	0,993	0,995	1,000
75	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1,000
85	15	0,933	0,933	0,933	0,933	0,933
	30	0,974	0,974	0,974	0,974	0,974
	45	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993
	60	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
90	15	0,933	-	-	-	0,933
	30	0,974	-	-	-	0,974
	45	0,993	-	-	-	0,993
	60	1,000	-	-	-	1,000

Chỉ dẫn bảng 2.5. Khi $\alpha_{11} > 60^\circ$, trị số σ_d được lấy với $\alpha_{11} = 60^\circ$.

Bảng 2.6. Hệ số hiệu chỉnh cột nước σ_H của đập tràn không chân không
(theo tài liệu của N. P. Rozanov và A. X. Ofixérov)

H	α_B (độ)							
H_{tk}	20	30	40	50	60	70	80	90
0,2	0,893	0,886	0,879	0,872	0,864	0,857	0,850	0,842
0,3	0,915	0,909	0,903	0,897	0,892	0,886	0,880	0,874
0,4	0,932	0,928	0,923	0,919	0,914	0,909	0,905	0,900
0,5	0,947	0,943	0,940	0,936	0,933	0,929	0,925	0,922
0,6	0,960	0,957	0,954	0,952	0,949	0,946	0,943	0,940
0,7	0,971	0,969	0,967	0,965	0,963	0,961	0,959	0,957
0,8	0,982	0,980	0,979	0,978	0,977	0,975	0,974	0,973
0,9	0,991	0,991	0,990	0,989	0,989	0,988	0,987	0,987
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,1	1,008	1,009	1,009	1,010	1,011	1,011	1,012	1,012
1,2	1,016	1,017	1,018	1,019	1,020	1,022	1,023	1,024
1,3	1,023	1,025	1,025	1,028	1,030	1,031	1,033	1,035
1,4	1,030	1,032	1,035	1,037	1,039	1,041	1,043	1,045
1,5	1,037	1,040	1,042	1,044	1,047	1,049	1,052	1,054
1,6	1,043	1,046	1,050	1,052	1,055	1,058	1,061	1,064
1,7	0,050	1,053	1,057	1,060	1,065	1,067	1,070	1,074
1,8	1,056	1,059	1,063	1,067	1,071	1,074	1,078	1,082
1,9	0,061	1,065	0,070	1,074	1,078	1,082	1,086	1,091
2,0	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,089	1,094	1,099

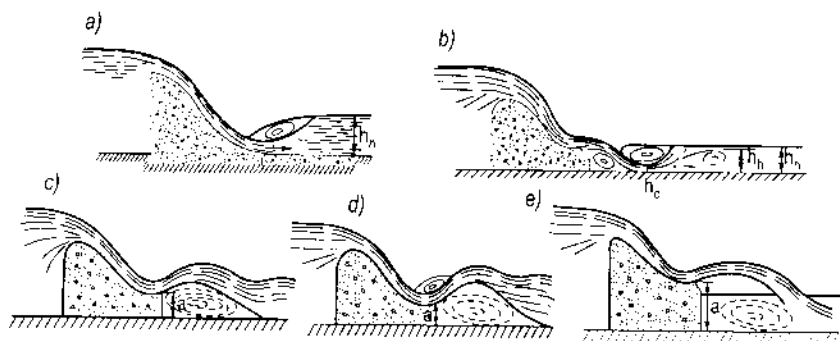
2. Đối với đập tràn có mặt cắt chân không, đỉnh elip (hình 2.3b) thì m lấy theo bảng 2.7.

Bảng 2.7. Hệ số lưu lượng m của đập chân không, đỉnh elip (theo tài liệu của Rozanov)

$\frac{H_0}{r_\phi}$	e/f		
	3,0	2,0	1,0
1,0	0,495	0,487	0,486
1,2	0,509	0,500	0,497
1,4	0,520	0,512	0,506
1,6	0,530	0,521	0,513
1,8	0,537	0,531	0,521
2,0	0,544	0,540	0,526
2,2	0,551	0,548	0,533
2,4	0,557	0,554	0,538
2,6	0,562	0,560	0,543
2,8	0,566	0,565	0,549
3,0	0,570	0,569	0,553
3,2	0,575	0,573	0,557
3,4	0,577	0,577	0,560

§2-5. BIỆN PHÁP TIÊU NĂNG VÀ TÍNH TOÁN TIÊU NĂNG SAU ĐẬP TRÀN

Dòng chảy sau khi chảy qua đập tràn xuống hạ lưu có năng lượng rất lớn. Năng lượng đó được tiêu hao bằng nhiều dạng khác nhau: một phần năng lượng này phá hoại lòng sông và hai bờ gây nên xói lở cục bộ sau đập, một phần tiêu hao do ma sát nội bộ dòng chảy, phần khác do ma sát giữa nước và không khí. Sức cản nội bộ dòng chảy càng lớn thì tiêu hao năng lượng do xói lở càng nhỏ và ngược lại. Vì vậy, người ta thường dùng biện pháp tiêu hao năng lượng bằng ma sát nội bộ dòng chảy để giảm khả năng xói lở lòng sông và dùng hình thức phóng xa làm cho nước hỗn hợp và ma sát với không khí có tác dụng tiêu hao năng lượng và giảm xói lở. Để đạt được những mục đích ở trên, thường dùng các hình thức tiêu năng sau đây: tiêu năng dòng đáy (hình 2.8a); tiêu năng dòng mặt (hình 2.8c); tiêu năng dòng mặt ngập (hình 2.8d); tiêu năng phóng xa (hình 2.8e).



Hình 2.8: Các hình thức nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu

Nguyên lí cơ bản của các hình thức tiêu năng trên là làm cho dòng chảy tiêu hao bằng ma sát nội bộ dòng chảy, phá hoại kết cấu dòng chảy bằng xáo trộn với không khí, khuếch tán theo phương đứng và để giảm lưu lượng đơn vị. Các hình thức tiêu năng đó có liên quan lẫn nhau. Khi mực nước hạ lưu thay đổi, các hình thức đó có thể chuyển hoá lẫn nhau.

I. Tiêu năng dòng đáy

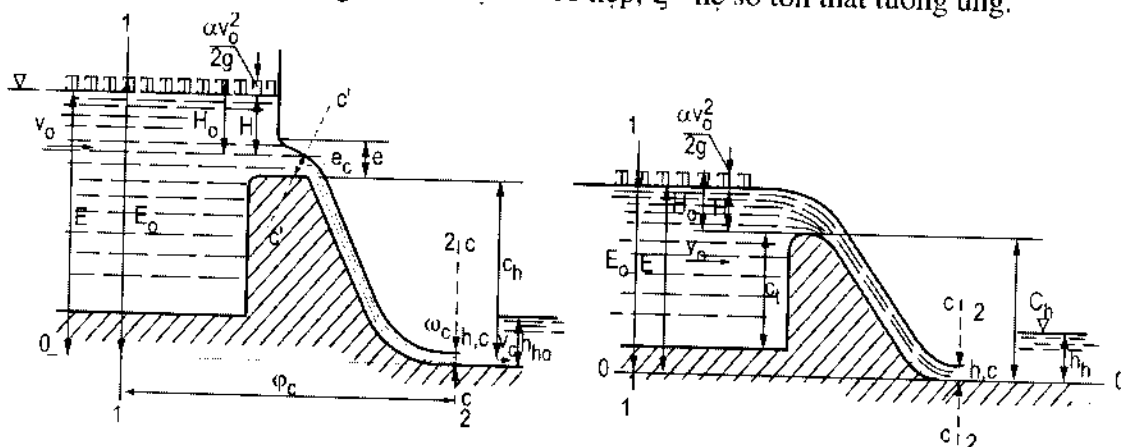
Đặc điểm tiêu năng dòng đáy là lợi dụng sức cản nội bộ của nước nhảy, đó là hình thức thường dùng nhất. Điều kiện cơ bản của hình thức tiêu năng này là chiều sâu nước ở hạ lưu phải lớn hơn chiều sâu liên hợp thứ hai của nước nhảy $h_b > h_c''$ để đảm bảo sinh nước nhảy ngập và tiêu năng tập trung.

Trong tiêu năng đáy, lưu tốc ở đáy rất lớn, mạch dòng mãnh liệt, có khả năng xói lở, vì thế trong khu vực nước nhảy (sân sau) phải bảo vệ bằng bê tông. Khi nền đá xấu, đoạn nối tiếp theo sau sân sau (sân sau thứ hai) cần được bảo vệ thích đáng. Muốn tăng hiệu quả tiêu năng thì thường trên sân sau có xây thêm các thiết bị tiêu năng phụ như mố, ngưỡng, v.v... để cho sự xung kích nội bộ dòng chảy càng mãnh liệt và ma sát giữa dòng chảy với các thiết bị đó cũng có thể tiêu hao một phần năng lượng. Biện pháp này có hiệu quả tốt và được ứng dụng rộng rãi. Tiêu năng dòng đáy thường dùng với cột nước thấp, địa chất nền tương đối kém. Khi cột nước cao, h_c'' rất lớn, yêu cầu chiều sâu nước ở hạ lưu lớn, như vậy phải đào sâu sân sau và cần được bảo vệ kiên cố hơn. Lúc đó, hình thức tiêu năng đáy thường không kinh tế.

Sau đây sẽ trình bày phương pháp tính chiều sâu co hẹp h_c của dòng chảy, chiều sâu liên hiệp h_c'' và chiều dài nước nhảy l_n của nó. Ở hình 2.9, mặt phẳng so sánh o - o được tính từ đáy hạ lưu. Tổn thất cột nước h_f từ mặt cắt 1-1 đến mặt cắt 2-2 (tức là mặt cắt co hẹp c - c) biểu thị bằng biểu thức:

$$h_f = \zeta \frac{v_c^2}{2g} \quad (2.11)$$

trong đó: v_c - lưu tốc trung bình ở mặt cắt co hẹp; ζ - hệ số tổn thất tương ứng.



Hình 2.9: Sơ đồ để sinh tiêu năng dòng đáy.

Từ phương trình Bernouilli viết cho các mặt cắt 1-1 và 2-2 rút ra:

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \sqrt{2g(E_o - h_c)}$$

hoặc:

$$v_c = \varphi_c \sqrt{2g(E_o - h_c)} \quad (2.12)$$

Mặt khác, ta có thể viết:

$$v_c = \frac{Q}{\omega_c} \quad (2.13)$$

trong đó: ω_c - diện tích mặt cắt co hẹp:

$$\omega_c = f(h_c)$$

Giải hệ các phương trình (2.12) và (2.13) ta sẽ được hai ẩn h_c và v_c . Hệ phương trình đó có thể sử dụng để xác định h_c trong cả hai trường hợp đập có cửa van và không có cửa van (hình 2.9a, b), cũng như đối với lòng sông có mặt cắt bất kỳ.

Sau đây ta xét một số trường hợp lòng sông:

- Đối với lòng sông hình thang, ta có:

$$\omega_c = h_c (b + mh_c) \quad (2.14)$$

$$Q = \varphi_c h_c (b + mh_c) \sqrt{2g(E_c - h_c)} \quad (2.15)$$

trong đó: m - hệ số mái dốc của sông;

b - chiều rộng đáy sông.

Dùng phương trình (2.15) để tính h_c bằng phương pháp thử dần hay bằng phương pháp tra bảng của A.N. Raxmanov.

- Đối với lòng sông chữ nhật:

$$Q = qb; \quad \omega_c = bh_c \quad (2.16)$$

$$v_c = \frac{q}{h_c}$$

Thay biểu thức (2.16) vào biểu thức (2.12) ta có:

$$\frac{q}{h_c} = \varphi_c \sqrt{2g(E_o - h_c)} \quad (2.17)$$

hoặc:

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{2gh_c^2 \varphi_c^2} \quad (2.18)$$

Giải phương trình (2.18) bằng phương pháp thử dần. Nhưng phương trình (2.18) là phương trình bậc ba nên có ba đáp số, ta phải chọn trị số thực của h_c thoả mãn điều kiện:

$$0 < h_c < h_{pg} \quad (2.19)$$

trong đó h_{pg} - chiều sâu phân giới.

Khi E_0 rất lớn, h_c trong phương trình (2.18) có thể bỏ qua và có dạng đơn giản hơn:

$$h_c = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2gE_0}} \quad (2.20)$$

Phương trình (2.20) chỉ sử dụng khi:

$$\frac{E_0}{h_{pg}} \geq 5 \quad (2.21)$$

Tính h_c với lòng sông chữ nhật có thể dùng phương pháp tra bảng của N.N. Pavlovski mà trong các sách thủy lực đã giới thiệu.

Trị số φ_c trong các phương trình (2.12), (2.15), (2.18) và (2.20) xác định như sau:

- Đối với trường hợp hình 2.9a:

$$\varphi_c = 0,85 - 0,95$$

- Đối với trường hợp hình 2.9b:

$$\varphi_c = 0,90 - 0,98$$

- Đối với đập có mặt tràn không được trơn:

$$\varphi_c = 0,80 - 0,90$$

Trường hợp đập cao, lấy φ_c nhỏ hơn các trị số ở trên.

Bây giờ bàn đến chiều sâu liên hợp h_c'' của h_c . Với điều kiện bài toán phẳng, mặt cắt lòng sông chữ nhật, h_c'' được tính theo biểu thức:

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1 \right) \quad (2.22)$$

Đập tràn thường có nhiều cửa, có lúc chỉ cần mở một hoặc một số cửa hoặc lúc chiều rộng B của đập tràn nhỏ hơn chiều rộng L của lòng sông hạ lưu, lúc đó bài toán ở trên cần tính theo bài toán không gian. Khi $L > 5B$, chiều sâu liên hợp thứ hai của nước nhảy (h_c'') trong điều kiện không gian được tính gần đúng theo M. Z. Abramov:

$$(h_c'')_{pg} \approx \frac{2}{3} h_c'' \quad (2.23)$$

trong đó: h_c'' - chiều sâu liên hợp thứ hai tính theo bài toán phẳng.

Kumin Đ. I. đề nghị tính $(h_c'')_{pg}$ tương đối chính xác hơn;

$$\frac{A^2}{\zeta_1} + \frac{\zeta_1^2}{2} = \frac{A^2}{\zeta_2} + \frac{\zeta_2^2}{2} \quad (2.24)$$

trong đó:

$$\zeta_1 = \frac{h_c}{h_{pg}} ; \zeta_2 = \frac{(h_c'')_{pg}}{h_{pg}}$$

$$A = \frac{B}{L} \text{ nếu } \frac{B}{L} > \frac{1}{1+1,5n};$$

$$A = \frac{1}{1+1,5n} \text{ nếu } \frac{B}{L} < \frac{1}{1+1,5n};$$

$$n = \frac{h_{pg}}{B}$$

h_{pg} - chiều sâu phân giới.

Chiều dài nước nhảy l_n có thể tính theo biểu thức thực nghiệm sau đây:

$$l_n = 5(h_c'' - h_c) \quad (2.25)$$

hoặc:

$$l_n = 4,5 (h_h - h_c) \quad (2.26)$$

trong đó: h_h - chiều sâu nước ở hạ lưu.

Nói chung sau đập tràn phải đảm bảo có nước nhảy ngập $h_c'' < h_h$; nếu không, người ta dùng các biện pháp như đào bể, xây tường hoặc bể tường kết hợp và các thiết bị tiêu năng khác, v.v... để tạo thành nước nhảy ngập. Sau đây sẽ giới thiệu một số biện pháp và phương pháp tính toán.

a) Bể tiêu năng

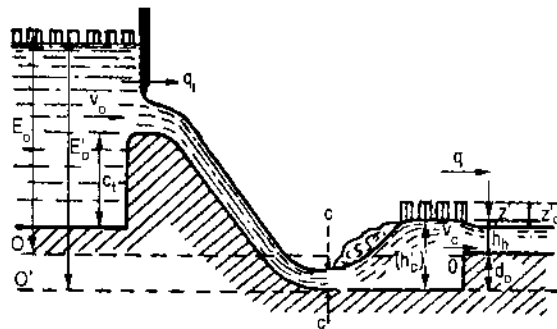
Sơ đồ tính toán bể tiêu năng được biểu thị ở hình 2.10 và được xem xét trong bài toán phẳng.

Các bước tính toán như sau.

- 1) Giả thiết chiều sâu lí thuyết d_0 của bể tiêu năng.
- 2) Tìm E'_0 :
$$E'_0 = E_0 + d_0 \quad (2.27)$$
- 3) Tính được chiều sâu co hẹp tương ứng h'_c
- 4) Tính chiều sâu liên hiệp h_c'' của h'_c .
- 5) Sau khi có bể, dòng chảy cuối bể giống như đập tràn đỉnh rộng chảy ngập, có độ hạ thấp cột nước Z' của dòng chảy.

Sau khi xác định được h_c'' và cho rằng $h_c'' = h_h$ ta có thể tìm được Z' :

$$Z' = h_c'' - d_0 - h_h \quad (2.28)$$



Hình 2.10: Sơ đồ tính toán bể tiêu năng

6) Xác định lưu tốc tiến gần v'_o cuối bể tiêu năng:

$$v'_o = \frac{q_t}{h''_c} \quad (2.29)$$

trong đó:

$$q_t = \frac{Q}{B} \quad (2.30)$$

q_t - lưu lượng đơn vị qua đập tràn;

Q - lưu lượng qua đập tràn;

B - chiều rộng đập tràn.

7) Tính độ hạ thấp cột nước sau ngưỡng tràn (cuối bể) Z'_o có kể đến lưu tốc tiến gần:

$$Z'_o = Z' + \frac{\alpha v'^2_o}{2g} \quad (2.31)$$

8) Theo biểu thức tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng chảy ngập, xác định lưu lượng đơn vị cuối bể tiêu năng theo biểu thức:

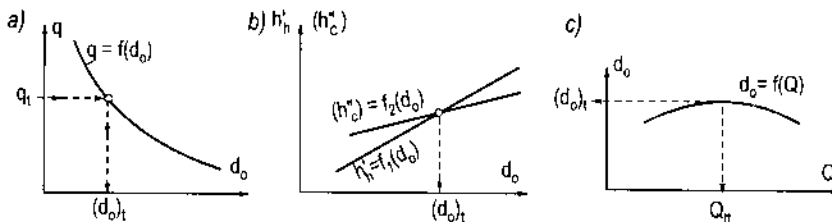
$$q = \phi h_h \sqrt{2gZ'_o} \quad (2.32)$$

trong đó: ϕ - hệ số lưu tốc ($\approx 0,95$).

9) Tiếp tục giả thiết các trị số d_o khác và tính toán theo các bước như trên, tìm được các trị số của q tương ứng theo biểu thức:

$$q = f(d_o) \quad (2.33)$$

Đường quan hệ $q = f(d_o)$ vẽ được như ở hình 2.11a. Rõ ràng, trên đồ thị ứng với lưu lượng đơn vị q_t qua đập tràn, ta xác định được độ sâu $(d_o)_t$ cần tìm của bể tiêu năng.



Hình 2.11: Các đường quan hệ để xác định độ sâu của bể tiêu năng

Để đơn giản tính toán, có thể bỏ qua độ hạ thấp cột nước Z' và cho rằng, mực nước trong bể bằng mực nước ở hạ lưu, tức là:

$$h'_h = h_h + d_o \quad (2.34)$$

Trước hết theo biểu thức (2.34), giả thiết các trị số d_o và tìm được các trị số h'_h tương ứng. Vẽ đường quan hệ $h'_h = f_1(d_o)$ (hình 2.11b). Như vậy, với mỗi trị số của d_o và theo phương pháp tính đã nêu ở trên, ta hoàn toàn xác định được quan hệ $(h''_c) = f_2(d_o)$. Hai

đường cong đó (hình 2.11b) cắt nhau tại một điểm. Điểm đó cho ta độ sâu $(d_o)_t$ cần tìm của bể.

Cần chú ý rằng, chiều sâu lớn nhất của bể tiêu năng không phải nhận được tương ứng với lưu lượng lớn nhất chảy qua đập tràn, mà ứng với lưu lượng tính toán Q_{tt} nào đó. Do đó, khi thiết kế ta phải tính với nhiều trị số lưu lượng khác nhau và tìm được quan hệ $d_o = f(Q)$. Trên đồ thị (hình 2.11c), dễ dàng tìm thấy chiều sâu cần tìm $(d_o)_t$ của bể (chiều sâu lớn nhất) và Q_{tt} .

Chiều sâu của bể được tính toán như trên gọi là chiều sâu theo lý thuyết của bể tiêu năng. Chiều sâu đó ứng với mức độ ngập $A = 1$ (hình 2.10). Trong thiết kế, chúng ta phải tìm chiều sâu cần thiết d của bể để có nước nhảy ngập với mức độ ngập $A = 1,05 - 1,10$:

$$d = (1,05 \div 1,10) d_o + (0,05 \div 0,10) h_b \quad (2.35)$$

b) Tường tiêu năng. Do điều kiện kết cấu và thi công, bể tiêu năng không thích hợp thì nên dùng tường tiêu năng. Sơ đồ tính toán như ở hình 2.12, trong đó C_o là chiều cao lý thuyết của tường tiêu năng. Tường tiêu năng làm việc như một đập tràn và trạng thái chảy qua tường là:

- Chảy ngập nếu $h'_n > 0$;
- Chảy không ngập nếu $h'_n < 0$.

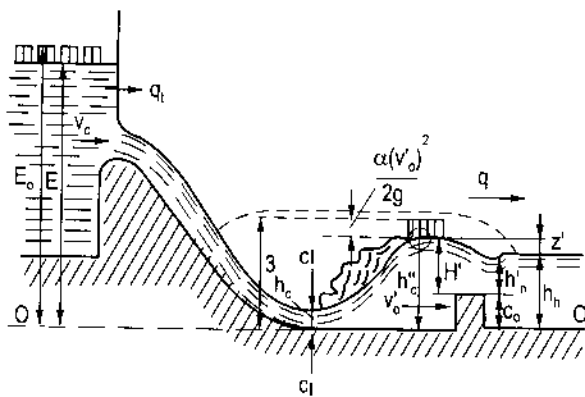
Điều kiện ngập được xác định giống như đập tràn thành mỏng. Nói chung, sau tường tiêu năng không cho phép có nước nhảy xa. Lưu lượng đơn vị qua tường tiêu năng được xác định theo biểu thức:

$$q = \sigma_n m' \sqrt{2g} H_o'^{3/2} \quad (2.36)$$

trong đó:

$$H_o' = H' + \frac{\alpha v_o'^2}{2g} \quad (2.37)$$

$$\sigma_n = f\left(\frac{h'_n}{H_o'}\right) \quad (2.38)$$



Hình 2.12: Sơ đồ tính toán tường tiêu năng

Tính toán tường tiêu năng đơn giản hơn tính toán bể tiêu năng, vì khi tính toán bể với sự thay đổi d_n thì các trị số h_c và h'_c đều thay đổi, còn ở tường tiêu năng khi C_o thay đổi thì các trị số h_c và h'_c không đổi ($E_o = \text{const}$). Khi xác định chiều cao lý thuyết C_o của tường tiêu năng, cần phân biệt hai trường hợp dòng chảy qua tường là chảy ngập và không ngập. Khi dòng chảy qua tường tiêu năng không ngập thì có thể tính C_o một cách trực tiếp như sau:

- 1) Biết E_0 và lưu lượng đơn vị qua đập $q_t = \frac{Q}{B}$, xác định h_c ;
- 2) Dùng phương trình nước nhảy, xác định h_c'' ;
- 3) Tính lưu tốc tiến gần $v_o' = \frac{q}{h_c''}$, do đó tìm được cột nước lưu tốc $\frac{\alpha v_o'^2}{2g}$;
- 4) Giả thiết q trong biểu thức (2.36) bằng q_t , cho $\sigma_n = 1$ và căn cứ vào biểu thức đó để tìm H_o' :

$$H_o' = \left(\frac{q_t}{m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (2.39)$$

trong đó: m' - hệ số lưu lượng; $m' \approx 0,40 - 0,44$ (thường lấy $m' = 0,42$);

- 5) Biết H_o' ta tính được H' trên đỉnh tường:

$$H' = H_o' - \frac{\alpha v_o'^2}{2g} \quad (2.40)$$

- 6) Cuối cùng xác định được C_o :

$$C_o = h_c'' - H' \quad (2.41)$$

Khi dòng chảy qua tường tiêu năng là chảy ngập thì tính C_o phải thử dần và bằng đồ thị. Trước hết, tương tự ở trên, ta xác định trực tiếp các trị số q_t , h_c , h_c'' , v_o' , $\frac{\alpha v_o'^2}{2g}$ sau đó tiếp tục các bước sau đây:

- 1) Giả thiết C_o ;
- 2) Tính $H' = h_c'' - C_o$ và $H_o' = H' + \frac{\alpha v_o'^2}{2g}$
- 3) Tính $h_o'' = h_b - C_o$;
- 4) Xác định hệ số ngập σ_n theo đường cong H ở hình 2.5, phụ thuộc vào tỉ số h_o'' / H_o' (để đảm bảo an toàn nên thường lấy σ_n lớn hơn trị số xác định được theo đường cong II);
- 5) Xác định lưu lượng đơn vị q theo biểu thức (2.36).

Tiếp tục giả thiết các trị số C_o khác và thực hiện các bước như trên, cuối cùng ta tìm được quan hệ $q = f(C_o)$, biểu thị như ở hình 2.13.

Lưu lượng đơn vị q qua tường phải bằng lưu lượng đơn vị q_t qua đập tràn:

$$q = q_t \quad (2.42)$$

Do đó chúng ta xác định được chiều cao cần tìm $(C_o)_t$ ứng với q_t (hình 2.13).

Cần chú ý rằng, trước khi tính toán chúng ta chưa biết được dòng chảy qua tường tiêu năng là ngập hay không ngập. Do đó, trước tiên giả thiết là dòng chảy không ngập. Sau

đó, căn cứ vào các yếu tố đã tìm được mà kiểm tra lại thực tế có phải là chảy không ngập không. Nếu là dòng chảy ngập thì chúng ta cần lập lại từ đầu tính toán tường theo dòng chảy ngập.

Chiều cao tường C_0 cũng giống như chiều sâu bể d_0 cần được tính với nhiều cấp lưu lượng khác nhau để cuối cùng tìm được C_0 lớn nhất. Sau khi xác định kích thước của tường, cần phải thử lại sau tường có nước nhảy xa nữa không, nếu có thì cần phải thiết kế thêm tường tiêu năng thứ hai v.v...

Chiều cao C_0 được tính toán trên đây là chiều cao lý thuyết của tường. Chiều cao thực tế C của tường tiêu năng được xác định theo biểu thức:

$$C = C_0 + (0,05 \div 0,10) h_c'' \quad (2.43)$$

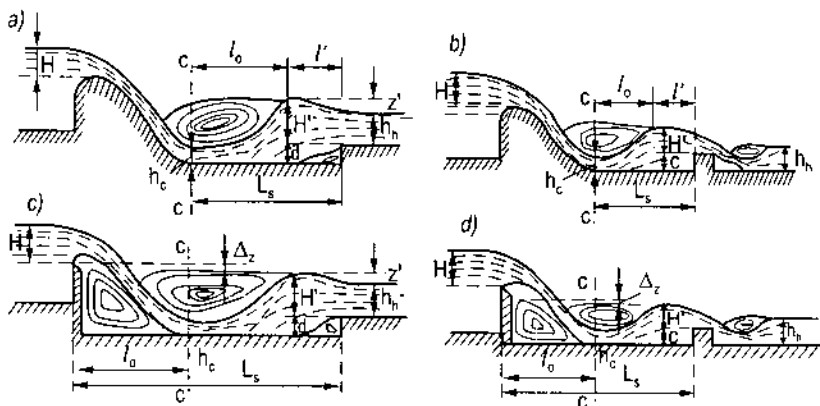
c) Xác định chiều dài sân sau cho trường hợp có bể tiêu năng và tường tiêu năng

Ở trên chúng ta đã tính toán nước nhảy, tính được chiều sâu bể tiêu năng, chiều cao tường tiêu năng. Bây giờ chúng ta bàn đến chiều dài sân sau khi đã có bể và tường.

Hình 2.14 là sơ đồ dòng chảy ở sân sau trong các trường hợp khác nhau.

- Trường hợp 1: có bể hoặc tường sau đập tràn mặt cắt thực dụng (hình 2.14a, b), chiều dài của sân sau L_s được tính từ mặt cắt C - C ở ngay sát chân đập tràn.

- Trường hợp 2: có bể hoặc tường sau đập tràn thành mỏng (hình 2.14c, d), chiều dài sân sau L_s không phải bắt đầu từ mặt cắt C - C, mà nó bao gồm một đoạn l_0 trước mặt cắt C - C (l_0 - chiều dài nước rơi). Trường hợp này, khi tính toán L_s cần phải kể đến chiều dài nước rơi.



Hình 2.14: Sơ đồ dòng chảy ở sân sau khi có bể hoặc tường tiêu năng

Ở đây chúng ta chỉ xem xét cho trường hợp 1. Chiều dài sân sau trong trường hợp này có thể viết như sau:

$$L_s = l_n + l' \quad (2.44)$$

trong đó: l_n - chiều dài nước nhảy tự do không ngập;

l' - chiều dài nước xoắn hạ lưu.

Thí nghiệm cho thấy rằng biểu thức (2.44) hoàn toàn nhận được từ lý thuyết. Trong thực tế, trên sân sau khi có bể hoặc tường tiêu năng sẽ hình thành nước nhảy không tự do, nên chiều dài của nó nhỏ hơn chiều dài nước nhảy tự do. Nhiều tác giả đã đề nghị tính L_s và kết quả tính được nhỏ hơn tính theo biểu thức (2.44). Đặc biệt M. Đ. Tsétousov đề nghị xác định L_s theo biểu thức thực nghiệm:

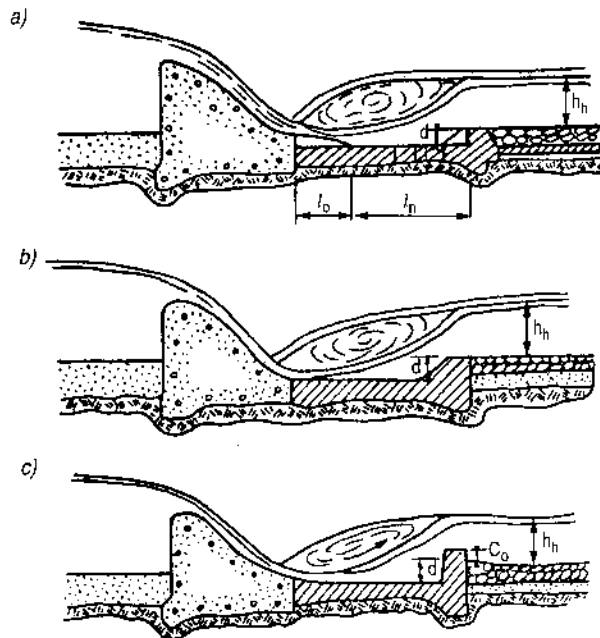
$$L_s = \beta l_n \quad (2.45)$$

trong đó: l_n - chiều dài nước nhảy tự do không ngập, được tính theo biểu thức (2.25) hoặc biểu thức (2.26);

β - hệ số thực nghiệm, lấy bằng 0,7 - 0,8.

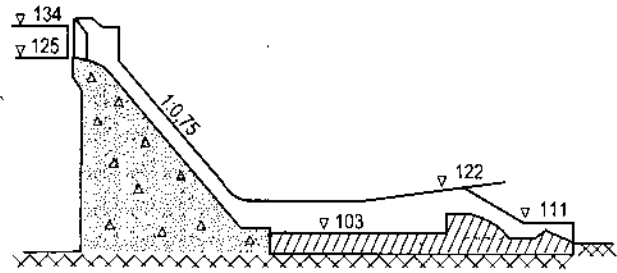
Cũng cần chú ý thêm rằng, chiều dài sân sau phải đủ dài, nếu ngắn quá sẽ không hình thành nước nhảy và đưa đến xói lở ở hạ lưu.

Hình dạng bể tiêu năng trong mặt phẳng thẳng đứng là hình chữ nhật (hình 2.15a) thì hiệu quả tiêu năng tốt. Nhưng do dòng chảy có thể bào mòn các cạnh góc, nhất là trong nước có nhiều bùn cát, nên thường thiết kế bể có dạng hình thang (hình 2.15b). Khuyết điểm của bể tiêu năng là khối lượng đào lớn, cao trình đáy đập thấp nên khối lượng đập tăng; vì thế người ta dùng bể và tường kết hợp (hình 2.15c) để giảm khối lượng đào và khối lượng đập.



Hình 2.15: Các dạng bể và tường tiêu năng

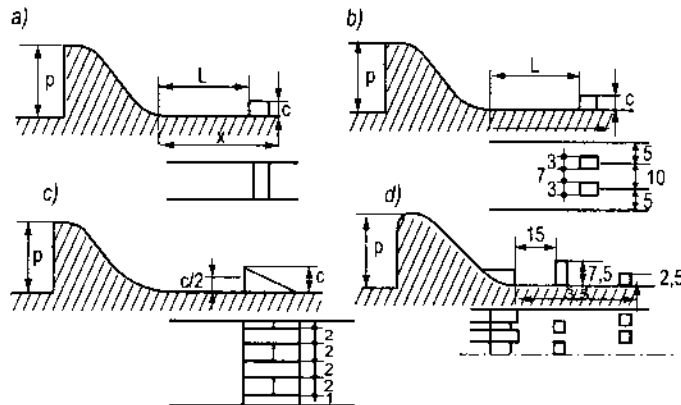
Hình dạng tường tiêu năng làm thành mặt cắt trơn và thuận để tránh phá hoại do bào mòn, đồng thời làm như vậy sẽ tăng được hệ số lưu lượng của nước chảy qua tường và giảm được cột nước trên đỉnh tường (hình 2.16).



Hình 2.16: Tường tiêu năng

d) Các thiết bị tiêu năng trên sân sau

Trên sân sau thường bố trí các thiết bị để tiêu hao năng lượng dòng chảy như mố, ngưỡng, v.v... (hình 2.17) làm cho dòng chảy gây nên lực phản kích lại và giảm được h_c'' , rút ngắn chiều dài sân sau. Thí nghiệm chứng minh rằng, nếu bố trí thích hợp các thiết bị đó thì có thể giảm h_c'' được 20 - 25% có khi đến 30%.



Hình 2.17: Hình thức các thiết bị tiêu năng (kích thước trong hình ghi theo m)

Phân tích tình hình dòng chảy khi có thiết bị tiêu năng trên sân sau (hình 2.18b) và viết phương trình động lượng cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2, ta có:

$$\frac{\alpha_0 \gamma}{g} q v_c + \frac{\gamma h_1^2}{2} = \frac{\alpha_0 \gamma}{g} q v_2 + R + \frac{\gamma h_2^2}{2} \quad (2.46)$$

trong đó: R - phản lực của thiết bị tiêu năng:

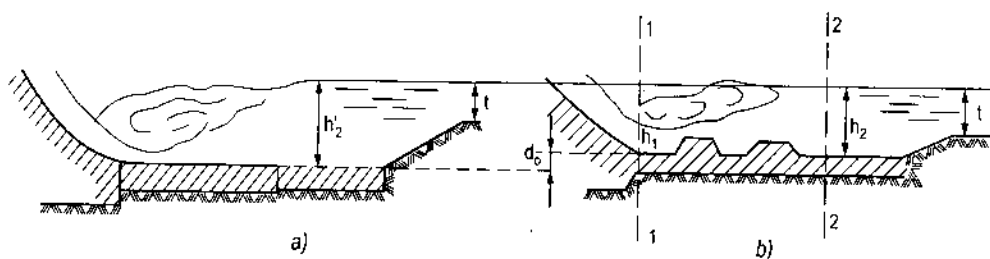
$$R = \frac{C \omega \gamma}{g} v_2^2 \quad (2.47)$$

C - hệ số, phụ thuộc vào tình hình dòng chảy và hình dạng mố tiêu năng, xác định bằng thí nghiệm;

ω - diện tích hình chiếu đứng của mố tiêu năng;

q - lưu lượng đơn vị;

α_0 - hệ số phân bố, có thể lấy bằng 1.



Hình 2.18: Sơ đồ tình hình dòng chảy khi có thiết bị tiêu năng trên sân sau

Sau khi có thiết bị tiêu năng, do tăng xung lượng ở mặt cắt 2-2, giảm được chiều sâu liên hiệp nước nhảy, tức là giảm được độ sâu đào bể tiêu năng hoặc giảm chiều cao tường tiêu năng. Trong điều kiện như nhau, bảo đảm độ ngập giống nhau, nhưng nhờ có thiết bị tiêu năng trên sân sau nên hình 2.18b giảm được chiều sâu đào bể một trị số là $d_0 = h_1' - h_2$ so với hình 2.18a.

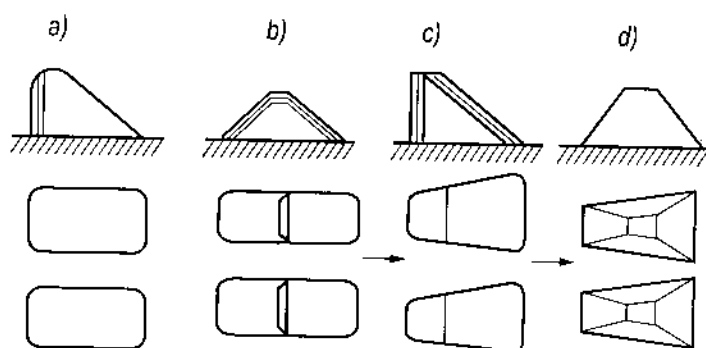
Thiết bị tiêu năng thường bố trí ở những nơi có lưu tốc lớn nên xung quanh mố dễ sinh áp lực âm. Lưu tốc càng lớn, nếu mố không thuận thì áp lực càng lớn, gây nên khí thực, phá hoại bê tông làm cho điều kiện làm việc của thiết bị tiêu năng không tốt. Sau đây sẽ nêu một số hình thức, kích thước và bố trí thiết bị tiêu năng:

1) *Ngưỡng tiêu năng* (hình 2.17a). Ngưỡng tiêu năng ngập trong nước nhảy có tác dụng phản kích mạnh đối với dòng chảy có lưu tốc cao, giảm chiều sâu nước nhảy h_c'' . Thí nghiệm cho thấy rằng, góc nghiêng mái thượng lưu của ngưỡng nhỏ hơn 90° , và phải lớn hơn 60° thì không có ảnh hưởng lớn đến hiệu quả tiêu năng, nhưng cải thiện được trạng thái dòng chảy rất lớn. Muốn tăng lực phản kích thì cần tăng chiều cao ngưỡng với nguyên tắc là không sinh ra nước nhảy sau ngưỡng. Chiều cao ngưỡng có thể lấy bằng $1.9 (h_c'' - h_n)$. Vị trí của ngưỡng nên đặt chính giữa chiều dài sân sau. Đặt gần phía trước thì lực phản kích R lớn hơn, nhưng dòng chảy biến động lớn. Đặt gần phía sau thì mức độ ngập của nước nhảy kém, có khi không ngập.

2) *Mố tiêu năng* (hình 2.17b, c, d). Mố tiêu năng thường bố trí gần nơi bắt đầu của sân sau, tại khu vực dòng chảy có lưu tốc cao, cách chân đập một đoạn dài hơn chiều sâu phân giới của dòng chảy. Kích thước và vị trí mố tiêu năng có ảnh hưởng lớn đối với dòng chảy, nhưng cho đến nay chưa có phương pháp tính toán chính xác, thường phải thông qua thí nghiệm để quyết định. Theo thí nghiệm, kích thước mố có thể lấy như sau: chiều cao mố $d_n \approx (0,75 \div 1,0)h_c$, chiều rộng mố $b_n = (0,5 \div 1,0) d_n$, khoảng cách B_n giữa mép của hai mố gần nhau $B_n \leq b_n$; kích thước cụ thể còn phụ thuộc vào hình thức và cấu tạo.

Nếu bố trí hai hàng mố thì hiệu quả tiêu năng tốt hơn so với bố trí một hàng, khoảng cách giữa hai hàng mố $L_n \approx (2 \div 3)d_n$, bố trí các mố theo hình hoa mai. Chọn số hàng mố còn phụ thuộc vào hình thức mố, có lúc bố trí hai hàng, lưu tốc phân bố không được

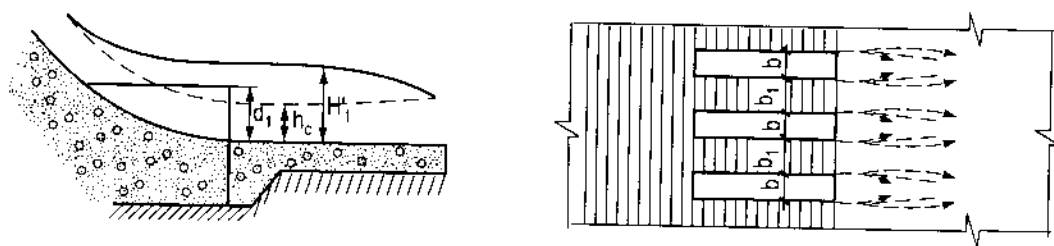
tốt. Có nhiều hình thức mố tiêu năng (hình 2.19): mặt thượng lưu của mố thẳng đứng (hình 2.19a) gây nên lực phản kích lớn hơn so với mố có mặt thượng lưu nghiêng, nhưng dòng chảy biến động lớn. Hiệu quả tiêu năng của loại như hình 2.19d không tốt bằng các loại khác (hình 2.19a, b, c). Mặt hai bên của mố là thẳng đứng thì dễ sinh áp lực âm rất lớn, gây nên khí thực. Muốn giảm hoặc tiêu trừ áp lực âm, thường các góc cạnh của mố làm thành góc tròn (hình 2.19a, b) hoặc hình thức khuếch tán (hình 2.19c, d); làm như vậy tuy ít nhiều có giảm hiệu quả tiêu năng, nhưng rất cần thiết. Mái thượng lưu của mố nghiêng có thể giảm được áp lực âm ở đỉnh mố.



Hình 2.19: Các hình thức mố tiêu năng

3) *Mố phân dòng* (hình 2.20). Dùng mố phân dòng có thể làm cho dòng chảy có lưu tốc cao ở chân đập thành trạng thái dòng chảy có lợi. Ở giữa các mố phân dòng có dòng chảy đáy và trên mặt có xoáy, trên các mố phân dòng có dòng chảy mặt và ở sát đỉnh mố có xoáy, hai loại dòng chảy ấy tác dụng tương hỗ nhau có thể tiêu hao năng lượng nhiều hơn.

Nói chung sau mố phân dòng nên có mố tiêu năng (hình 2.17d). Do ở giữa các mố phân dòng chảy tập trung, sau đó gặp tác dụng phản kích của mố tiêu năng cần làm cho hiệu quả tiêu năng tăng thêm.



Hình 2.20: Mố phân dòng

e) Mở rộng dần sân sau (hình 2.21)

Nếu sân sau được mở rộng dần thì dòng chảy được khuếch tán sang hai bên, giảm được lưu lượng đơn vị, do đó giảm được h_c'' , như vậy nâng cao được cao trình sân sau.

Góc khuếch tán β không nên lớn quá, nếu quá lớn thì dòng chảy bị tách khỏi tường bên và tạo nên dòng xoáy hoặc dòng chảy xiên gây xói lở:

$$\operatorname{tg} \beta < \frac{1}{8} - \frac{1}{10} \quad (2.48)$$

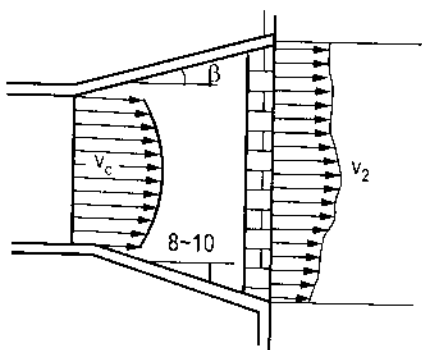
f) *Sân sau có độ dốc thuận.* Khi độ sâu nước hạ lưu lớn hơn h_c'' rất nhiều thì dòng chảy khó khuếch tán theo phương thẳng đứng gây nên dòng chảy ngập có lưu tốc lớn ở đáy, lòng sông có thể bị xói lở. Trường hợp này làm sân sau dốc thuận (hình 2.22) để đảm bảo với một lưu lượng và mực nước bất kì nào đó cũng có thể sinh ra nước nhảy có độ ngập không lớn. Sân sau có độ dốc thuận nên trọng lượng nước có thành phần lực nằm ngang hướng về hạ lưu làm tăng độ sâu liên hiệp nước nhảy h_c'' . Căn cứ vào định luật động lượng, h_c'' có thể tính theo biểu thức:

$$h_c'' = \frac{h_c}{2 \cos \alpha} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3} \frac{\cos^3 \alpha}{1 - 2\Phi \operatorname{tg} \alpha}} - 1 \right) \quad (2.49)$$

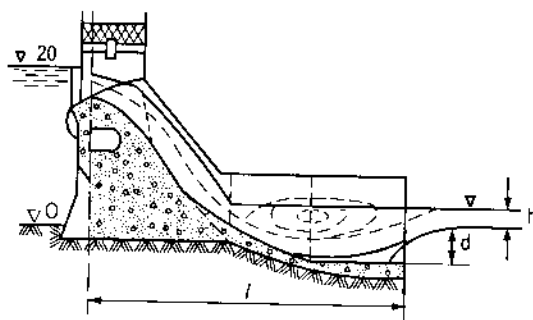
trong đó: α - góc nghiêng của đáy sân sau với mặt phẳng nằm ngang;

Φ - hệ số hiệu chỉnh của áp lực nước lên mặt nghiêng đối với thành phần lực nằm ngang, khi độ dốc đáy bằng 0,05 - 0,30 thì:

$$\Phi = 3,75 + 25 \operatorname{tg} \alpha - 15 \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (2.50)$$



Hình 2.21: Bể tiêu năng khuếch tán



Hình 2.22: Sân tiêu năng có độ dốc thuận

Khi $\alpha = 0$ thì biểu thức (2.49) trở thành biểu thức (2.22). Dòng chảy trên dốc thuận, bất kì lưu lượng lớn hay nhỏ đều có nước nhảy để hạn chế dòng ngập có lưu tốc cao ở đáy. Độ dốc đáy không được dốc hơn 1: 4.

Khi chiều sâu nước hạ lưu rất nhỏ thì sân sau có thể làm hình thức dốc ngược. Bắt đầu tại mặt cắt co hẹp, được đào sâu xuống và sau đó sân sau làm theo độ dốc ngược khiến cho dòng chảy có phần lực trở lại và tạo thành nước nhảy.

Như vậy khi thiết kế sân sau, ngoài việc xét lưu lượng qua đập tràn ứng với lưu lượng thiết kế, còn cần phải xét tình hình làm việc của sân sau ứng với các lưu lượng khác để đảm bảo bất kì với một lưu lượng nào cũng sinh ra nước nhảy ngập thích hợp. Để đảm

bảo nước nhảy ngập $\eta = \frac{h_h}{h_c} \geq 1,1$ và để phòng nước nhảy có độ ngập lớn và lưu tốc ở đáy cao thì $\eta \leq 1,3$. Nói chung, tốt nhất là $\eta = 1,2 - 1,3$.

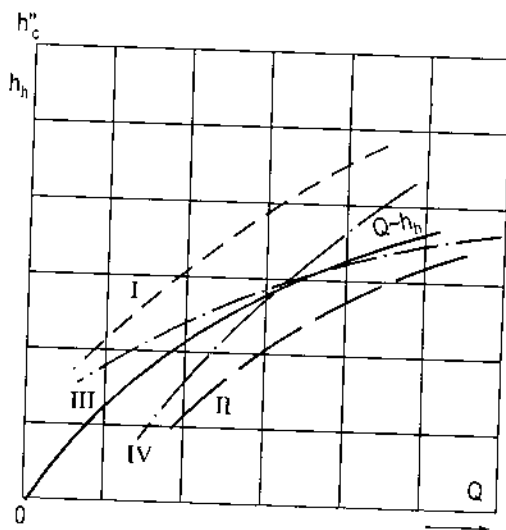
Trong thực tế, quan hệ giữa lưu lượng và cột nước hạ lưu $Q \sim h_h$ và quan hệ $Q \sim h_c''$ thường xuất hiện ở sân sau như ở hình 2.23.

- Đường cong I: với lưu lượng bất kì đều có nước nhảy xa. Trường hợp này cần dùng bể hoặc tường tiêu năng hoặc bể tường kết hợp để cho đường cong I luôn luôn nằm dưới đường $Q \sim h_h$.

- Đường cong II: nước hạ lưu rất sâu, có nước nhảy ngập lớn, có thể làm sân sau dốc thuận hoặc làm ngưỡng cuối sân sau hoặc có thể tăng lưu lượng đơn vị qua đập.

- Đường cong III: lúc lưu lượng nhỏ không có nước nhảy ngập, cần có thiết bị tường chắn ở hạ lưu để dâng mực nước ở sân sau. Như vậy khi lưu lượng lớn có thể tăng độ ngập, nhưng do tác dụng của tường nên không sinh dòng ngập lớn.

- Đường cong IV: ngược lại với trường hợp III, dùng các thiết bị mở tiêu năng hoặc ngưỡng tiêu năng để cải thiện tình hình dòng chảy.



Hình 2.23: Quan hệ $Q \sim h_c''$ và $Q \sim h_h$

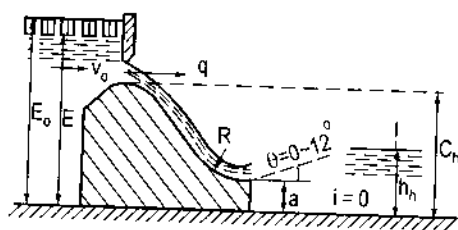
II. Hình thức tiêu năng mặt

Dòng chảy hình thức tiêu năng này ở trạng thái chảy mặt (hình 2.8c, d). Kinh nghiệm cho biết, hiệu quả tiêu năng trong hình thức tiêu năng mặt so với hình thức tiêu năng đáy không kém nhiều (có thể đạt 65%) nhưng chiều

dài sân sau ngắn hơn $\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}$ lần, đồng thời lưu tốc ở đáy nhỏ nên chiều dài sân sau có thể bé, thậm chí trên nền đá cứng không cần sân sau. Ngoài ra còn có ưu điểm là có thể tháo các vật nổi qua đập mà không sợ hỏng sân sau.

Khi mực nước hạ lưu thay đổi, trạng thái dòng chảy ở hạ lưu đập tràn có bậc thụt (hình 2.24) khác nhau. Sau đây ta sẽ phân biệt các trạng thái dòng chảy đó.

- Trạng thái thứ nhất: khi mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh bậc thụt, tức là $h_h < a$, dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy phóng xa (hình 2.8e).



Hình 2.24: Trạng thái dòng chảy ở hạ lưu tràn có bậc thụt

- Trạng thái thứ hai: khi cột nước hạ lưu h_h nhỏ hơn độ sâu giới hạn thứ nhất h_{ghI} :

$$h_h < h_{ghI} \quad (2.51)$$

dòng chảy ở trạng thái chảy đáy (hình 2.8b), lúc đó có thể là nước nhảy ngập hoặc nhảy xa tùy theo h_c'' và h_h .

- Trạng thái thứ ba: gọi là dòng chảy mặt không ngập, khi cột nước hạ lưu ở trạng thái giữa độ sâu giới hạn thứ nhất h_{ghI} và độ sâu giới hạn thứ hai h_{ghII} (hình 2.8c):

$$h_{ghI} < h_h < h_{ghII} \quad (2.52)$$

- Trạng thái thứ tư: dòng chảy mặt ngập, khi cột nước hạ lưu lớn hơn độ sâu giới hạn thứ hai (hình 2.8d):

$$h_h > h_{ghII} \quad (2.53)$$

Trạng thái thứ nhất sẽ trình bày ở §2-5.III, còn trạng thái thứ hai đã trình bày ở §2-5.I, ở đây chúng ta bàn về trạng thái dòng chảy thứ ba và thứ tư. Khi $h_h = h_{ghI}$, dòng chảy từ trạng thái đáy chuyển sang dòng chảy mặt không ngập. Khi $h_h = h_{ghII}$ dòng chảy từ trạng thái chảy mặt không ngập chuyển sang dòng chảy mặt ngập.

1. *Hình thức dòng mặt không ngập.* Như ở trên đã trình bày, dòng chảy ở trạng thái này xảy ra khi $h_{ghI} < h_h < h_{ghII}$, lúc đó độ sâu nước hạ lưu h_h cần phải lớn hơn h_c'' của nước nhảy đáy, đồng thời $h_h > a$ (a - chiều cao bậc thụt, xem hình 2.24). Chiều cao $a = (0,25 \div 0,35)$ chiều cao đập⁽¹⁾.

Góc nghiêng θ ở chân đập lớn hay nhỏ có ảnh hưởng rất lớn đến trạng thái dòng chảy. Nếu θ lớn quá có thể sinh chảy phóng xa, θ nhỏ quá có thể xuất hiện dòng chảy đáy. Thường dùng $\theta < 10 - 15^\circ$ là thích hợp.

Thiết kế hình thức tiêu năng mặt không ngập thích hợp với đập tràn có tháo các vật nổi để tránh các vật nổi va chạm vào sân sau hoặc chân đập.

Khuyết điểm của hình thức tiêu năng này là làm việc không ổn định khi mực nước hạ lưu thay đổi lớn; ở hạ lưu có sóng làm ảnh hưởng không tốt đến sự làm việc của trạm thủy điện, vận tải thủy và xói lở bờ sông; yêu cầu mực nước hạ lưu phải sâu.

2. *Hình thức dòng mặt ngập.* Khi $h_h > h_{ghII}$ thì có dòng mặt ngập. Hình thức này có nhược điểm gây lực xung kích lớn ở mũi chân đập và có ảnh hưởng tới ổn định đập. Sau đây sẽ nói đến độ sâu giới hạn thứ nhất h_{ghI} và thứ hai h_{ghII} .

Kết quả xác định h_{ghI} và h_{ghII} bằng lý thuyết đưa đến những biểu thức tính rất phức tạp và khối lượng tính toán lớn. T. N. Axtafitseva đề nghị xác định các trị số đó bằng các biểu thức thực nghiệm sau đây:

$$h_{ghI} = 0,82a + \left(2,44 - 2 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg} \quad (2.54)$$

⁽¹⁾ Trị số 0,25 ứng với đập cao; 0,35 ứng với đập thấp.

$$h_{ghII} = 1,22a + \left(2,50 - 2,55 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg} \quad (2.55)$$

trong đó: h_{pg} - chiều sâu phân giới;

Các kí hiệu khác như ở hình 2.24.

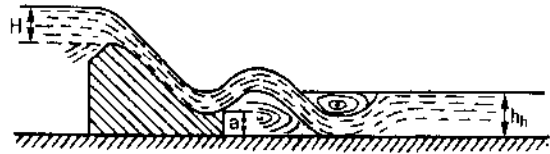
Các biểu thức (2.54) và (2.55) được tính với trường hợp khi cửa van trên đỉnh đập mở hoàn toàn và cột nước trên đỉnh đập $H \leq \frac{2}{3} C_h$; nhưng cũng có thể tính gần đúng cho trường hợp mở cửa van với một độ mở nào đó. Biểu thức (2.54) chỉ đúng với điều kiện $\frac{a}{C_h} \geq 0,2$, đó là trường hợp trong thực tế thường gặp nhất. Nếu $\frac{a}{C_h} < 0,2$,

T.N. Axtafitsêva đề nghị dùng biểu thức:

$$h_{ghI} = 0,82a + \left(3,44 - 7 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg} \quad (2.56)$$

Khi thiết kế tiêu năng hình thức dòng mặt cần chú ý một số điểm sau đây:

1. Theo thí nghiệm, khi chiều cao bậc thụt a nhỏ thì có thể chỉ xảy ra trạng thái chảy đáy mà không sinh ra dòng mặt.



Hình 2.25: Trạng thái dòng mặt ở sát đập, dòng đáy ở sau đập

2. Khi $a < 0,2 C_h$, trạng thái nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu không ổn định vì thể chiều cao a không được nhỏ hơn $0,2C_h$.

3. Cần chú ý rằng, khi độ sâu nước hạ lưu thỏa mãn điều kiện (2.52), nhưng ở hạ lưu có thể xảy ra vừa dòng mặt vừa dòng đáy, tức là trạng thái dòng mặt ở sát đập, trạng thái dòng đáy ở sau đập (hình 2.25).

4. Sự thay đổi góc θ trong phạm vi $0^\circ - 15^\circ$ hầu như không ảnh hưởng đến các trị số h_{ghI} và h_{ghII} .

III. Hình thức tiêu năng phóng xa (hình 2.8e)

1. Đặc điểm của tiêu năng phóng xa. Tiêu năng phóng xa được lợi dụng mũi phun ở chân đập hạ lưu để dòng chảy có lưu tốc lớn phóng xa khỏi chân đập. Dòng chảy được khuếch tán trong không khí, sau đó đổ xuống lòng sông. Do dòng chảy được tiêu hao năng lượng rất lớn trong không khí nên giảm năng lực xói lòng sông, đồng thời dòng chảy được phóng khỏi chân đập tương đối xa nên dù có gây xói lở cục bộ đáy sông hạ lưu cũng ít ảnh hưởng nguy hại đến an toàn của đập.

Tiêu năng hình thức này bao gồm hai quá trình: một bộ phận tiêu năng trong không khí và một phần tiêu năng ở lòng sông. Dòng chảy càng khuếch tán lớn trong không khí

và trộn lẫn nhiều không khí thì năng lượng tiêu hao càng lớn, do đó giảm được xói lở lòng sông hạ lưu.

Dòng chảy phóng xuống hạ lưu gây nên xói lở, sau khi hố xói đạt đến một độ sâu nhất định thì năng lượng thừa của dòng chảy được hoàn toàn tiêu hao bằng ma sát nội bộ, cho nên nếu chiều sâu nước hạ lưu càng lớn thì càng giảm được xói lở lòng sông.

Chiều dài phóng xa càng lớn càng có lợi. Đối với đập tràn cao, chiều dài đó có thể đến hàng trăm mét. Trái lại, với đập thấp, nước sẽ phóng gần chân đập, nên việc dùng hình thức tiêu năng này bị hạn chế.

Cấu tạo hình thức tiêu năng phóng xa đơn giản, không cần thiết bị tiêu năng ở sân sau, giảm khối lượng đào đắp, rút ngắn thời gian thi công. Cho nên, đối với đập tràn có cột nước cao và điều kiện địa chất nền tốt, dùng hình thức tiêu năng này là hợp lý về kinh tế.

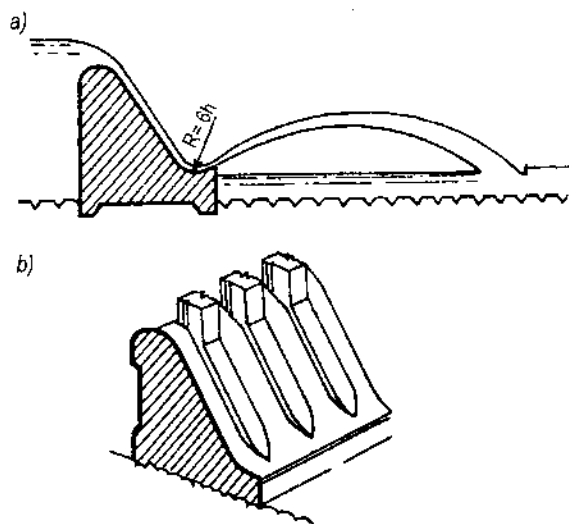
2. *Hình thức kết cấu tiêu năng phóng xa.* Đối với những đập tràn cao không nên dùng hình thức tiêu năng ở ngay chân đập (tiêu năng chảy đáy, dòng mật, v.v...), bởi vì lưu tốc rất lớn gây nên hiện tượng khí thực và mạch động lớn. Tải trọng động đó tác dụng lên sân sau tăng lên rất nhiều làm nguy hiểm đến kết cấu sân sau. Nối tiếp hạ lưu của các đập tràn cao trên nền đá thích hợp nhất là hình thức tiêu năng phóng xa.

Có nhiều hình thức kết cấu mũi phun. Sau đây là hai loại mũi phun:

a) Mũi phun liên tục (hình 2.26). Về quan điểm chiều dài phun lớn thì người ta dùng hình thức mũi phun này (hình 2.26a) vì có ưu điểm là cấu tạo đơn giản và khoảng cách phóng xa lớn, nhưng dòng chảy khuếch tán trong không khí kém và xói lở lòng sông sâu. Có thể làm các tường phân dòng nối liền với các trụ pin kéo dài đến gần mũi phun (hình 2.26b) để cho dòng chảy tập trung ở trên mặt tràn và giảm tổn thất thủy lực. Như vậy chiều dài dòng phun sẽ tăng và mức độ khuếch tán dòng chảy trên mặt bằng cũng được mở rộng. Thiết kế mũi phun liên tục bao gồm các vấn đề sau đây:

- Góc nghiêng α của mũi phun được xác định căn cứ vào điều kiện chiều dài dòng phun xa, đồng thời thể tích bê tông ở chân đập tăng tương đối ít. Thường dùng $\alpha \approx 30^\circ - 35^\circ$ là hợp lý.

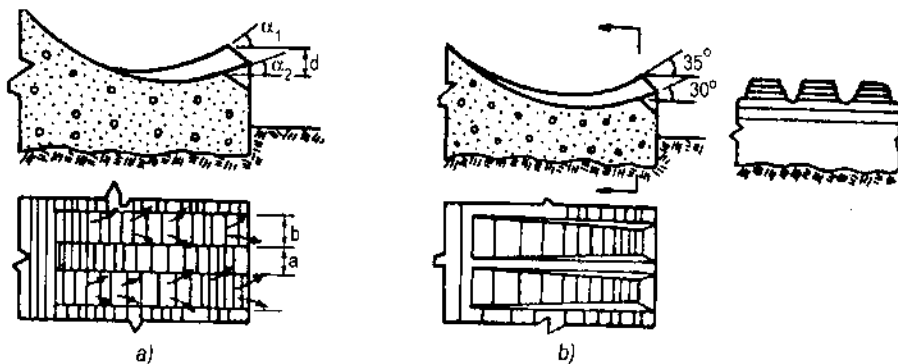
- Cao trình mũi phun phải cao hơn mực nước cao nhất ở hạ lưu ít nhất là 1m để đảm bảo dòng chảy phun vào không khí và tránh nước hạ lưu ngập mũi phun.



Hình 2.26: Mũi phun liên tục

- Bán kính cong R nối tiếp giữa mặt đập và mũi phun cần đảm bảo sao cho dòng chảy không tách khỏi mặt đập và mũi phun, tránh hiện tượng áp lực thay đổi đột ngột, đồng thời có chiều dài dòng phun xa. Bán kính R không được nhỏ hơn 6h và không lớn hơn 10h (h - chiều sâu của nước tại mặt cắt co hẹp trên mũi phun).

b) Mũi phun không liên tục (hình 2.27). Theo tài liệu thí nghiệm của Khoa Thủy lợi Trường Đại học Thiên Tân Trung Quốc, mũi phun kiểu không liên tục có cải tiến hơn loại liên tục. Dòng chảy trên mũi phun không liên tục được phân thành hai dòng: ở trên đỉnh răng và ở giữa khe răng. Theo phương thẳng đứng dòng chảy được khuếch tán nhiều hơn so với hình thức mũi phun liên tục, đồng thời có sự va chạm giữa các tia dòng nên có thể tiêu hao một phần năng lượng, giảm khả năng xói ở hạ lưu, chiều sâu hố xói có thể giảm được 35% so với hình thức mũi phun liên tục, nhưng có nhược điểm là chiều dài phóng xa kém hơn.



Hình 2.27: Mũi phun không liên tục

Theo thí nghiệm, kích thước hợp lý đối với mũi phun không liên tục có răng hình chữ nhật (hình 2.27a) như sau: $\alpha_1 - \alpha_2 \approx 5^\circ \div 10^\circ$, tỉ số giữa chiều rộng khe và chiều rộng răng $\frac{a}{b} \approx \frac{1}{2} - \frac{2}{3}$. Nếu không ảnh hưởng đến điều kiện khuếch tán, nên tận dụng giảm trị số $\frac{d}{h}$ (h - chiều sâu nước trên mũi phun) để tăng chiều sâu tương đối, đồng thời giảm

được áp lực âm hai bên răng. Khi lưu tốc lớn hơn 20m/s thì thường dùng $0,5 < \frac{d}{h} < 1,0$ là thích hợp.

Khuyết điểm của mũi phun kiểu răng hình chữ nhật là dòng chảy ở giữa khe rất tập trung, khó khuếch tán, đồng thời có áp lực âm lớn ở hai bên răng. Để khắc phục nhược điểm đó người ta dùng kiểu răng hình thang (hình 2.27b). Đặc điểm của loại này là chiều rộng của đỉnh răng giảm dần và chiều rộng khe tăng dần về phía hạ lưu làm cho dòng chảy ở giữa khe được khuếch tán, các tia dòng được va chạm nhau mãnh liệt hơn, vì vậy xói lở được giảm bớt, đồng thời hai bên răng được vát nghiêng nên giảm được áp lực âm rõ rệt.

3) *Tính toán thủy lực.* Lưu lượng chảy qua đập tràn không ngập được tính theo biểu thức (2.4), trong đó $\sigma_n = 1$:

$$Q = \varepsilon m B \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (2.57)$$

lưu tốc trên mặt đập tràn:

$$v = \varphi \sqrt{2gZ_i} \quad (2.58)$$

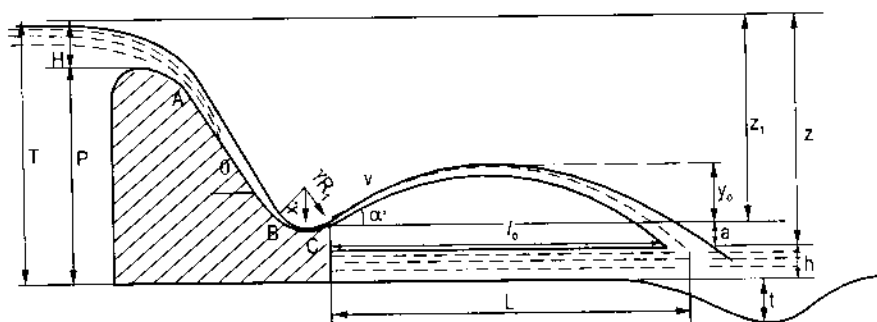
trong đó: φ - hệ số lưu tốc;

Z_i - độ chênh cột nước kể từ mực nước thượng lưu đến mặt cắt tính toán (hình 2.28).

Dòng chảy trên mặt đập tràn sẽ có hiện tượng hàm khí khi trị số Froust $F_r = \frac{v^2}{gR} > 45$

(R - bán kính thủy lực của mặt cắt tính toán).

Sau đây sẽ giới thiệu phương pháp xác định đường mặt nước và lưu tốc tại một mặt cắt bất kì trên mặt tràn theo quy phạm Liên Xô cũ "Tính toán thủy lực của đập tràn trọng lực cao BCH-01-65".



Hình 2.28: Sơ đồ để tính toán thủy lực cho đập tràn

a) Trường hợp góc nghiêng θ máng hạ lưu đập có $\cot\theta = 0,7 - 0,8$ và dòng chảy trên mặt đập không có hàm khí ($F_r < 45$), ta có phương trình:

$$T_{oi} = y_i + h_i \cos\theta + \frac{v_i^2}{\varphi_i^2 2g} \quad (2.59)$$

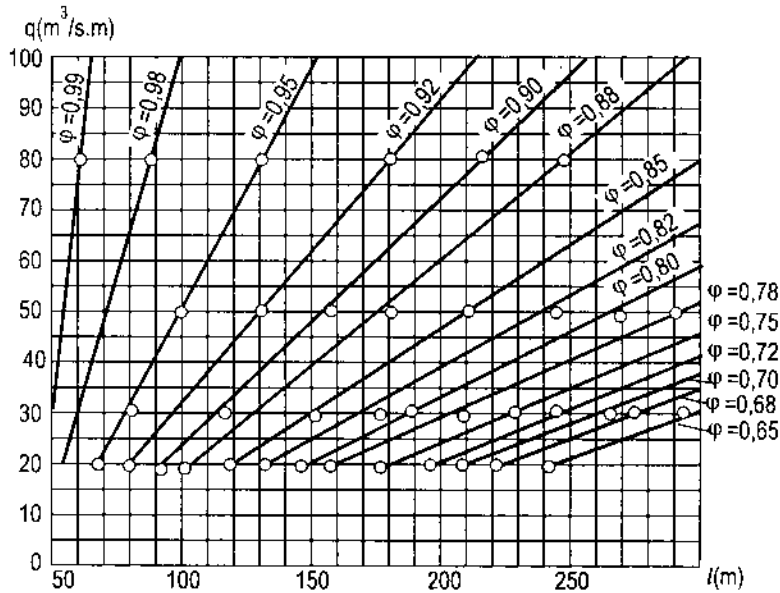
trong đó: T_{oi} - khoảng cách từ mực nước thượng lưu đến mặt phẳng so sánh;

y_i - toạ độ của mặt cắt so với mặt phẳng so sánh;

h_i, v_i - chiều sâu và lưu tốc dòng chảy tại mặt cắt tính toán;

φ_i - hệ số lưu tốc.

Hệ số lưu tốc φ_i tại mặt cắt bất kì trên mặt đập được xác định theo biểu đồ ở hình 2.29, phụ thuộc vào lưu lượng đơn vị q và khoảng cách l theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mặt cắt tính toán.



Hình 2.29: Quan hệ giữa hệ số lưu lượng φ trên mặt tràn với lưu lượng đơn vị q và khoảng cách l theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mặt cắt tính toán

Muốn tìm chiều sâu và lưu tốc tại mặt cắt bất kì trên mặt đập ta dựa vào phương trình (2.59). Trước hết dựa vào sơ đồ mặt cắt đập và vị trí tính toán có thể tìm được T_{oi} và y_i , sau đó dựa vào biểu đồ ở hình 2.29, tra được φ_i . Tính h_i và v_i bằng phương pháp thử dần (giả thiết h_i và tính $v_i = \frac{q}{h_i}$). Thay h_i và v_i vào phương trình (2.59), nếu thoả mãn là

đúng, nếu không thì cần giả thiết lại h_i để tính lại. Hình 2.29 cho ta xác định được hệ số lưu tốc φ_i tại một mặt cắt bất kì trên mặt đập, riêng việc xác định hệ số lưu tốc φ_0 tại mũi phun cũng trong trường hợp $\cot\theta = 0,7 - 0,8$ và dòng chảy không có hàm khí thì dựa vào biểu đồ ở hình 2.30.

b) Trường hợp $\cot\theta \neq 0,7 - 0,8$ và dòng chảy trên mặt đập có hàm khí ($F_r \geq 45$), xác định đường mặt nước theo phương trình Bernouilli (hoặc bằng phương pháp Tsanomxki):

$$y_i + h_i \cos\theta + \frac{v_i^2}{2g} = y_{i+1} + h_{i+1} \cos\theta + \frac{v_{i+1}^2}{2g} + \lambda_i \frac{\Delta l_i}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} \quad (2.60)$$

$$q = h_i v_i \quad (2.61)$$

trong đó h_i , v_i , y_i , h_{i+1} , v_{i+1} và y_{i+1} - chiều sâu, lưu tốc dòng chảy và toạ độ so với mặt phẳng so sánh của hai mặt cắt cách nhau một đoạn là Δl_i ;

λ_i - hệ số cản trong đoạn Δl_i ;

h_{tb} , v_{tb} - chiều sâu trung bình và lưu tốc trung bình trong đoạn Δl_i ;

$$v_{tb} = \frac{v_i + v_{i+1}}{2}$$

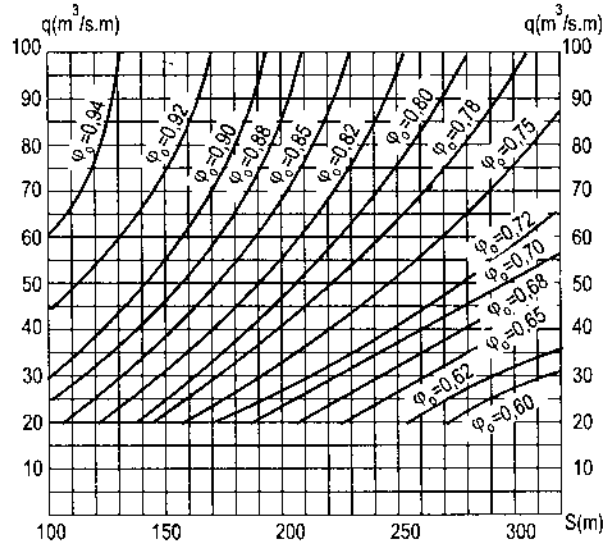
$$h_{tb} = \frac{q}{v_{tb}}$$

Trị số λ_i được xác định theo biểu thức:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} = 4 \lg \frac{R}{\Delta} + 4,25 \quad (2.62)$$

trong đó: R - bán kính thủy lực;

Δ - độ nhám tương đối.



Hình 2.30: Quan hệ giữa hệ số lưu tốc ϕ_0 tại mũi phun với lưu lượng đơn vị q và chiều dài S theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mũi phun.

Trên mặt tràn có khả năng xuất hiện chân không, nên mặt đập thường làm bằng bê tông tương đối nhẵn, trị số $\Delta \approx 1,5\text{mm}$.

Khi xác định lưu tốc ở đoạn cong của mũi phun có bán kính cong R_1 thì trong phương trình (2.60) cần kể đến ảnh hưởng của lực ly tâm, tức là bắt đầu từ mặt cắt đầu tiên của đoạn cong (mặt cắt đi qua điểm B ở hình 2.28) đến mặt cắt thấp nhất của đoạn cong (mặt cắt đi qua điểm C ở hình 2.28):

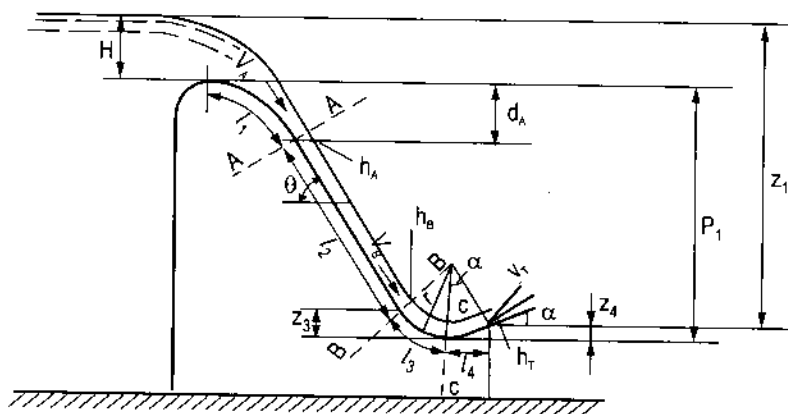
$$y_i + h_i \cos \theta + \frac{v_i^2}{2g} = y_{i+1} + h_{i+1} \cos \theta + \frac{v_{i+1}^2}{2g} + \lambda_i \frac{\Delta l_i}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} + \frac{2}{2 \frac{R_1}{h_{tb}} - 1} \frac{v_{tb}^2}{2g} \quad (2.63)$$

Ví dụ 2.1. Xác định đường mặt nước trên đập tràn có sơ đồ như ở hình 2.31. Trình tự tính toán như sau:

- 1) Xác định cột nước trên đỉnh đập theo biểu thức (2.57).

2) Tính lưu tốc và độ sâu dòng chảy tại mặt cắt A-A, trong đó tổn thất thủy lực của dòng chảy ở đỉnh không đáng kể, có thể bỏ qua:

$$v_A = \frac{q}{h_A} = \sqrt{2g(d_A + H - h_A \cos \theta)} \quad (2.64)$$



Hình 2.31: Sơ đồ tính toán đường mặt nước trên đập tràn (ứng với ví dụ 2.1).

3) Đường mặt nước trong đoạn từ mặt cắt A-A đến mặt cắt B-B, vì mặt tràn là mặt phẳng nên có thể dùng phương pháp V.I. Tsanomxki dựa vào phương trình cơ bản chuyển động không đều của nước:

$$\frac{\Delta \vartheta}{\Delta l} = i_o - \bar{i}_f$$

hoặc:

$$\Delta l = \frac{\Delta \vartheta}{i_o - \bar{i}_f} \quad (2.65)$$

trong đó: $\Delta \vartheta = \vartheta_{i+1} - \vartheta_i$ - chênh lệch năng lượng giữa hai mặt cắt i và $i+1$ có khoảng cách là Δl ;

$$\vartheta_{i+1} = h_{i+1} \cos \theta + \frac{v_{i+1}^2}{2g};$$

$$\vartheta_i = h_i \cos \theta + \frac{v_i^2}{2g};$$

$$\bar{i}_f = \frac{\lambda_i}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g}; \quad i_o = \sin \theta;$$

$$v_{tb} = \frac{v_{i+1} + v_i}{2}; \quad h_{tb} = -\frac{q}{v_{tb}};$$

λ_i - xác định theo biểu thức (2.62).

Biết được h_i và v_i ở đầu của đoạn (ở đây bắt đầu từ mặt cắt A - A nên $h_i = h_A$, $v_i = v_A$),

giả thiết v_{i+1} , tính $h_{i+1} = \frac{q}{v_{i+1}}$ dựa vào phương trình (2.65) xác định được Δl (là khoảng

cách giữa mặt cắt i và $i+1$), tương tự ta tiếp tục tính cho đoạn thứ hai và lấy h cuối của đoạn thứ nhất làm h đầu của đoạn thứ hai,... cuối cùng xác định được đường mặt nước cho cả đoạn l :

$$l = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta \vartheta}{i_0 - i_f} \quad (2.66)$$

trong đó: m - số đoạn tính toán.

Khi xác định đường mặt nước trong đoạn từ mặt cắt A-A đến mặt cắt B-B có chiều dài $l = l_2$, ta có trị số ban đầu $v_i = v_A$, $h_i = h_A$, giả thiết v_{i+1} ở cuối đoạn sao cho $v_{i+1} > v_A$ và tìm được khoảng cách Δl giữa hai mặt cắt. Tiếp tục tính cho đến khi ta tìm được lưu tốc v_B và chiều sâu dòng chảy h_B tại mặt cắt B-B.

4) Xác định lưu tốc tại mặt cắt co hẹp C-C. Ta có thể dùng phương trình Bernouilli (2.63) viết cho mặt cắt B-B và mặt cắt C-C:

$$\frac{v_B^2}{2g} + h_B \cos \theta + z_3 = \frac{v_c^2}{2g} + h_c - \frac{2}{2 \frac{R_1}{h_c} - 1} \frac{v_c^2}{2g} + \frac{\lambda}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} l_3 \quad (2.67)$$

trong đó:

$$v_{tb} = \frac{v_B + v_c}{2}; \quad h_{tb} = \frac{q}{v_{tb}}$$

R_1 - bán kính cong tại mũi phun.

Giải phương trình (2.67) có thể bằng cách thử dần, trị số của vế trái phương trình ta hoàn toàn có thể xác định được, còn vế phải thì trước hết giả thiết h_c để tính $v_c = \frac{q}{h_c}$ và

tìm các trị số khác, cuối cùng tìm được trị số của vế phải. So sánh trị số của vế phải và trái, nếu bằng nhau là đúng, nếu không bằng nhau thì cần giả thiết lại h_c cho phù hợp.

5) Tính lưu tốc và chiều sâu dòng chảy cuối mũi phun. Cũng dùng phương trình (2.63) viết cho mặt cắt C-C và mặt cắt cuối mũi phun:

$$\frac{v_c^2}{2g} + h_c - \frac{2}{2 \frac{R_1}{h_c} - 1} \frac{v_c^2}{2g} = \frac{v_T^2}{2g} + h_T \cos \alpha + z_4 + \frac{\lambda}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} l_4 \quad (2.68)$$

trong đó:

$$v_{tb} = \frac{v_c + v_T}{2}; \quad h_{tb} = \frac{q}{v_{tb}};$$

v_c và h_c - xác định được từ bước 4.

Giải phương trình (2.68) bằng phương pháp thử dần, tìm được h_T và v_T , do đó có thể tính được hệ số lưu tốc φ_T cuối mũi phun theo biểu thức (2.58), tức là:

$$\varphi_T = \frac{v_T}{\sqrt{2g(z_1 - h_T \cos \alpha)}} \quad (2.69)$$

Như vậy đường mặt nước trên đập tràn có sơ đồ như ở hình 2.31 hoàn toàn xác định được và lưu tốc, chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt bất kì trên mặt tràn cũng đều có thể tính được.

Sau đây là cách xác định đường mặt nước trên đập tràn có kể đến ảnh hưởng của hàm khí: Mức độ hàm khí của dòng chảy tại mặt cắt bất kì trên mặt đập tràn có thể xác định gần đúng theo biểu thức:

$$\frac{W_k}{W_n} = 0,075 \sqrt{F_r - E_{r0}} \quad (2.70)$$

trong đó W_k và W_n - thể tích không khí và thể tích nước trong 1 đơn vị thể tích của dòng chảy có hàm khí;

$F_r = \frac{v^2}{gR}$ - trị số Froude tại mặt cắt tính toán khi dòng chảy không có hàm khí;

F_{r0} - trị số Froude giới hạn khi xuất hiện hàm khí: $F_{r0} \approx 45$;

R, v - bán kính thủy lực và lưu tốc chưa kể đến ảnh hưởng của hàm khí.

Chiều sâu dòng chảy trên mặt đập tràn có kể đến hàm khí, xác định theo biểu thức:

$$h_k = \left(1 + \frac{W_k}{W_n}\right) h_h \quad (2.71)$$

trong đó: h_h - chiều sâu của dòng chảy có kể đến sự tăng tổn thất năng lượng do dòng chảy có hàm khí, nhưng không kể đến sự dâng của dòng chảy do chứa thể tích không khí trong đó.

Ảnh hưởng của hàm khí đến tổn thất năng lượng trên mặt tràn có thể tính gần đúng theo biểu thức:

$$\frac{\lambda_k}{\lambda} = 1 + 3 \left(\frac{W_k}{W_n} \right)^2 \quad (2.72)$$

trong đó: λ và λ_k - hệ số cản của dòng chảy không kể đến hàm khí và có kể đến hàm khí.

Ví dụ 2.2. Xác định đường mặt nước có kể đến ảnh hưởng của hàm khí. Các số liệu và sơ đồ tính toán như ví dụ 2.1.

Thực chất của việc xác định đường mặt nước có kể đến ảnh hưởng của hàm khí là tính chiều sâu h_k tại các mặt cắt trên đập tràn theo biểu thức (2.71). Muốn vậy trước tiên cần xác định chiều sâu h_h của dòng chảy có kể đến sự tăng tổn thất năng lượng do có hàm khí. Trình tự tính toán như sau (như ví dụ 2.1):

1) Lưu tốc v_A và chiều sâu h_A tại mặt cắt A-A vẫn xác định theo biểu thức (2.64) bỏ qua tổn thất thủy lực.

2) Xác định h_A tại các mặt cắt trong đoạn từ A-A đến B-B vẫn theo phương trình (2.65), nhưng trong đó hệ số cản của mỗi đoạn được lấy bằng λ_k , xác định theo biểu thức (2.72), trong đó:

$$\frac{W_k}{W_n} = 0,075 \sqrt{Fr - 45}; \quad Fr = \frac{v_{tb}^2}{gh_{tb}}$$

3) Từ mặt cắt B-B đến mặt cắt cuối mũi phun, ta vẫn dùng các phương trình (2.67) và (2.68) để xác định chiều sâu và lưu tốc tương ứng tại các mặt cắt C-C và mặt cắt cuối mũi phun:

$$\frac{v_{hB}^2}{2g} + h_{hB} \cos \theta + z_3 = \frac{v_{hc}^2}{2g} + h_{hc} + \frac{2}{\frac{R_l}{h_{hc}} - 1} \frac{v_{hc}^2}{2g} + \frac{\lambda_k}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} l_3;$$

$$\frac{v_{hc}^2}{2g} + h_{hc} + \frac{2}{\frac{R_l}{h_{hc}} - 1} \frac{v_{hc}^2}{2g} = \frac{v_{hT}^2}{2g} + h_{hT} \cos \alpha + z_4 + \frac{\lambda_k}{h_{tb}} \frac{v_{tb}^2}{2g} l_4;$$

trong đó: h_{hB} , v_{hB} , h_{hc} , v_{hc} , h_{hT} , v_{hT} - chiều sâu và lưu tốc có kể đến sự tăng tổn thất năng lượng do dòng chảy có hàm khí nhưng không kể đến sự dâng của dòng chảy do chứa thể tích không khí trong đó tại các mặt cắt B-B, C-C và mặt cắt cuối mũi phun.

4) Sau khi xác định được h_h tại các mặt cắt trên đập tràn và dựa vào đó ta xác định được chiều sâu h_k của dòng chảy trên mặt tràn có kể đến hàm khí theo biểu thức (2.71).

5) Xác định hệ số lưu tốc φ_T tại mũi phun. Trong trường hợp này ta căn cứ vào chiều sâu h_{kT} và lưu tốc v_{kT} của dòng chảy tại mũi phun có kể đến hàm khí để tính:

$$\varphi_T = \frac{v_{kT}}{\sqrt{2g(z_1 - h_{kT} \cos \alpha)}} \quad (2.73)$$

Bây giờ ta tính chiều dài phóng xa L (hình 2.28) của dòng chảy theo biểu thức:

$$L = K z_1 \varphi_T^2 \sin 2\alpha \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{z}{z_1} - 1 \right) \frac{1}{\varphi_T^2 \sin^2 \alpha}} \right] \quad (2.74)$$

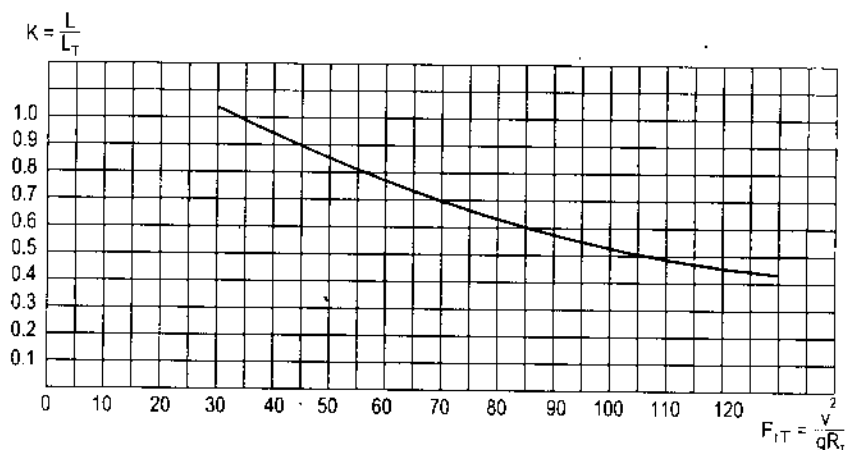
trong đó: z - độ chênh lệch mực nước thượng hạ lưu;

z_1 - độ chênh từ mực nước thượng lưu đến mũi phun;

φ_T - hệ số lưu tốc cuối mũi phun;

$K < 1$ - hệ số xét đến ảnh hưởng của hàm khí và khuếch tán của dòng chảy.

Hệ số K xác định theo biểu đồ ở hình 2.32, phụ thuộc vào trị số Froust ở cuối mũi phun F_{rT} .



Hình 2.32: Quan hệ $K \sim F_{rT}$

Trị số F_{rT} xác định theo biểu thức:

$$F_{rT} = \frac{v_T^2}{gR_T}$$

trong đó: v_T và R_T - lưu tốc và bán kính thủy lực cuối mũi phun.

§2-6. TÍNH TOÁN THUỶ LỰC ĐẬP TRÀN KẾT HỢP XẢ ĐÁY

I. Khả năng tháo nước

Khả năng tháo nước của đập tràn kết hợp xả đáy bao gồm lưu lượng tràn qua đỉnh đập và lưu lượng tháo qua đường ống. Khi có hoặc không có ống xả đáy, lưu lượng chảy qua đỉnh đập tràn đều không thay đổi và tính theo biểu thức (2.57). Còn khi có và không có đập tràn đồng thời cùng làm việc thì lưu lượng tháo qua ống xả đáy có khác nhau. Sau đây chủ yếu ta bàn về khả năng tháo nước của đường ống xả đáy dưới đập tràn khi có và không có nước tràn qua đỉnh đập tràn (hình 2.33).

Lưu lượng chảy qua đường ống có áp xác định theo biểu thức (7.5). Ta xác định lưu lượng đơn vị của đường ống theo hai trường hợp sau đây:

- Khi không có nước chảy qua đập tràn (trường hợp 1):

$$q_1 = \mu a \sqrt{2gZ} \quad (2.75)$$

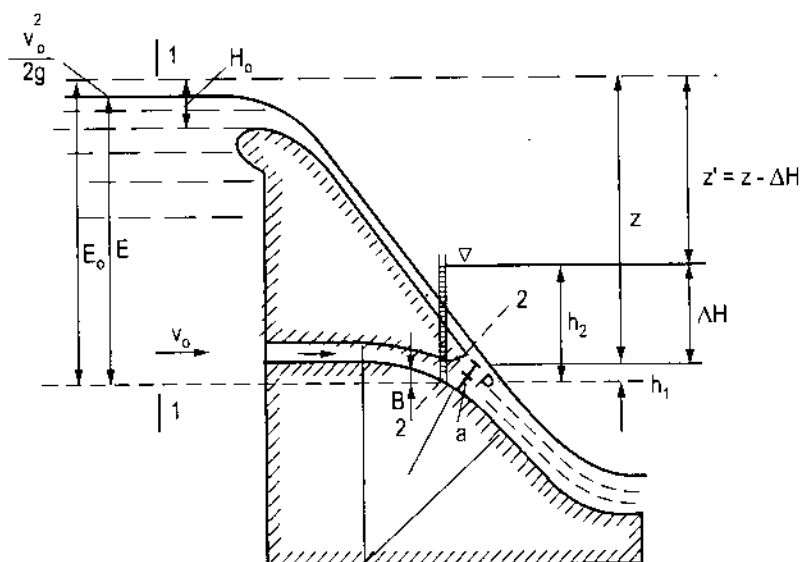
- Khi có nước chảy qua đập tràn (trường hợp 2):

$$q_2 = \mu a \sqrt{2gZ'} \quad (2.76)$$

trong đó: μ - xác định theo biểu thức (7.6), chỉ phụ thuộc vào tính chất hình học của đường ống;

a - chiều cao của mặt cắt;

Z và Z' - cột nước tác dụng, tức là độ chênh cột nước đo áp ở hai mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 2.33) trong hai trường hợp ở trên.



Hình 2.33: Sơ đồ tính toán khả năng tháo nước của đập tràn

Do ảnh hưởng của nước chảy qua đập tràn, cột nước đo áp tại mặt cắt 2-2 sẽ lớn hơn so với khi không có nước chảy qua đập tràn, nghĩa là $Z' < Z$ và do đó $q_2 < q_1$.

Như vậy, muốn xác định khả năng tháo nước của đường ống xả đáy theo các biểu thức (2.75) và (2.76), chúng ta cần xác định Z và Z' . Viết phương trình Bernoulli cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 2.33):

$$E + \frac{v_0^2}{2g} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} + h_w \quad (2.77)$$

trong đó: h - cột nước đo áp tại mặt cắt 2-2;

h_w - tổng tổn thất cột nước của đường ống;

$\frac{\alpha v^2}{2g} + h_w$ - cột nước tác dụng.

Theo B. M. Tsikvasvili, đối với trường hợp 1, cột nước tác dụng xác định theo biểu thức:

$$Z = E_0 - h_1 \quad (2.78)$$

ở đây nếu cửa ra là một đoạn thẳng thì:

$$h_1 = a \cos \beta$$

nếu cửa ra là đoạn cong có bán kính cong R_1 (hình 2.33) thì cần kể đến thành phần phụ do ảnh hưởng của lực li tâm:

$$\int_{R_1}^{R_1 + \frac{a}{2}} \frac{v^2}{gR} dR$$

Giả thiết $v = \text{const}$, biểu thức (2.78) có thể viết như sau:

$$Z = E_0 - a \cos \beta - \int_{R_1}^{R_1 + \frac{a}{2}} \frac{v^2}{gR} dR$$

hay là:

$$Z = E_0 - a \cos \beta - \frac{v^2}{g} \ln \frac{R_1 + \frac{a}{2}}{R_1} \quad (2.79)$$

Theo kết quả thí nghiệm của Tsikvasvili, biểu thức (2.79) hoàn toàn phù hợp với thực tế, sai số không vượt quá 2-4%.

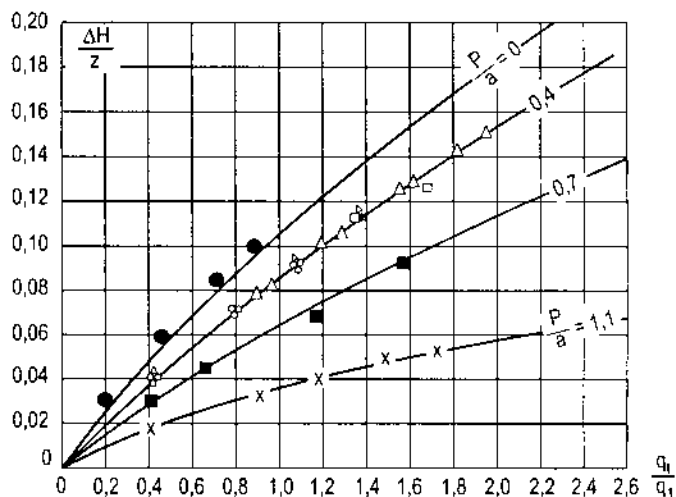
Trong trường hợp 2, cột nước tác dụng Z' của đường ống có áp xác định theo biểu thức:

$$Z' = Z - \Delta H = E_0 - a \cos \beta - \frac{v^2}{g} \ln \frac{R_1 + \frac{a}{2}}{R_1} - \Delta H \quad (2.80)$$

Muốn xác định Z' cần phải biết quy luật thay đổi ΔH phụ thuộc vào hình dạng, kích thước và các yếu tố thủy lực khác.

B. M. Tsikvasvili đã thí nghiệm nhiều mô hình đường ống có hình dạng khác nhau qua thân đập tràn và kết luận ΔH là hàm số phụ thuộc vào $\frac{P}{a}, \frac{q_t}{q_1}$ trong điều kiện bài toán phẳng và cho biểu đồ thực nghiệm xác định $\frac{\Delta H}{Z}$ (hình 2.34).

$$\frac{\Delta H}{Z} = f\left(\frac{P}{a}, \frac{q_t}{q_1}\right) \quad (2.81)$$



Hình 2.34: Biểu đồ $\frac{\Delta H}{Z} = f\left(\frac{P}{a}, \frac{q_t}{q_1}\right)$ trong điều kiện bài toán phẳng

trong đó: q_1 - lưu lượng đơn vị tràn mặt, xác định theo biểu thức (2.57):

$$q_1 = \epsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

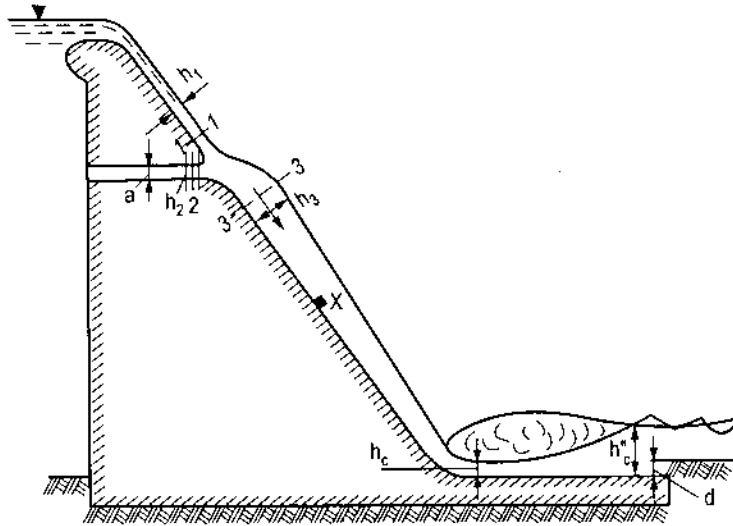
q_1 - xác định theo biểu thức (2.75):

P, a - xem hình 2.33.

Khi đã biết các trị số $\frac{P}{a}$ và $\frac{q_t}{q_1}$, từ biểu đồ ở hình 2.34 tra được $\frac{\Delta H}{Z}$, trong đó Z tính theo biểu thức (2.79), do đó xác định được ΔH .

II. Tính toán nối tiếp giữa dòng mặt và dòng đáy trên đập tràn

Chúng ta xét sơ đồ nối tiếp dòng chảy tràn và xả đáy như ở hình 2.35. Giả thiết rằng chuyển động của dòng chảy qua các mặt cắt đã cho thỏa mãn điều kiện chuyển động thay đổi đều. Ứng dụng lí thuyết thay đổi động lượng đối với các mặt cắt 1-1, 2-2 và 3-3 và chiếu lên phương của trục x, cho $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03} = 1$, bỏ qua lực ma sát và thành phần rất nhỏ của phản lực, ta có:



Hình 2.35: Sơ đồ nối tiếp giữa dòng mặt và dòng đáy trên mặt đập tràn

$$\begin{aligned} & \frac{h_1^2}{2} \cos \beta + \left(h_2 a - \frac{a^2}{2} \right) \cos \beta + \frac{q_1^2}{gh_1} + \frac{q_2^2}{ga} \cos \beta + l_c h_3 \sin \beta - \\ & - \frac{h_3^2}{2} \cos \beta - \frac{(q_1 + q_2)^2}{gh_3} = 0 \end{aligned} \quad (2.82)$$

trong đó: h_1, h_3 - chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt 1-1 và mặt cắt 3-3;

a - chiều cao đường ống tại mặt cắt ra;

h_2 - cột nước đo áp tại mặt cắt ra:

$$h_2 = E_0 - (Z - \Delta H)$$

Z và ΔH - xác định theo biểu thức (2.79) và biểu đồ ở hình 2.34;

q_1, q_2 - lưu lượng đơn vị tràn mặt và xả sâu;

l_c - chiều dài đoạn nối tiếp, theo thí nghiệm lấy bằng $5(h_1 + a)$;

β - góc giữa các hướng của dòng chảy.

Giải phương trình (2.82), ta được quan hệ giữa chiều sâu nước trước và sau khi nối tiếp giữa hai dòng chảy. Sau khi khai triển phương trình (2.82), được dạng:

$$h_3^3 - Ah_3^2 - Bh_3 + E = 0 \quad (2.83)$$

trong đó:

$$A = \frac{C}{0,5}; C = l_c \sin \beta; B = \frac{D}{0,5};$$

$$E = \frac{(q_1 + q_2)^2}{0,5g};$$

$$D = \frac{h_1^2}{2} \cos \beta + \left(h_2 a + \frac{a^2}{2} \right) \cos \beta + \frac{q_1^2}{gh_1} + \frac{q_2^2}{ga} \cos \beta$$

Sau khi xác định được chiều sâu h_3 , tiếp đó chiều sâu của phần đập tràn còn lại có thể xác định theo phương trình thay đổi đều của chất lỏng với lưu lượng đơn vị là $(q_1 + q_2)$ và tính được chiều sâu và lưu tốc dòng chảy ở cuối mặt tràn và hạ lưu đập: kết quả đó cho ta tiến hành tính toán nối tiếp hạ lưu đập tràn. Kết quả tính toán ở trên phù hợp với thực tế khi $\frac{q_1}{q_2} \geq 0,25$; còn khi $\frac{q_1}{q_2} < 0,25$ thì dòng chảy bị tách khỏi mặt tràn ở đoạn nối tiếp nên biểu thức (2.83) không ứng dụng được.

§2-7. CẤU TẠO ĐẬP TRÀN

Cấu tạo của đập tràn nhiều chỗ giống đập không tràn, ở đây giới thiệu một số đặc điểm cấu tạo của đập tràn.

I. Khe lún và khe nhiệt độ

Trong đập tràn cần bố trí khe lún và khe nhiệt độ. Xác định khoảng cách giữa các khe cần xét đến sự phối hợp giữa trụ pin và lỗ tràn, thường dùng các hình thức như ở hình 2.36.



Hình 2.36: Bố trí khe lún và khe nhiệt độ.

1. Khe ở giữa trụ pin (hình 2.36a) chia trụ pin thành hai phần bằng nhau. Lúc nền lún không đều, lỗ tràn luôn đảm bảo hình dạng cố định, không ảnh hưởng đến sự làm việc của cửa van.

2. Khe ở hai bên trụ pin (hình 2.36b) làm cho trụ pin và thân đập làm việc độc lập nhau, trụ pin có thể làm mỏng hơn so với trường hợp trên, thích hợp với việc dẫn dòng thì công. Nhưng có khuyết điểm là lúc trụ pin hoặc thân đập bị nghiêng do lún không đều thì sẽ ảnh hưởng đến việc thao tác cửa van.

3. Khe ở giữa lỗ tràn (hình 2.36c) chia lỗ tràn thành hai phần, còn hai bên trụ pin có khe nhiệt độ để thích hợp với sự biến hoá nhiệt độ của bộ phận trên thân đập: khe này không cần thông suốt từ trên xuống dưới nền.

II. Trụ pin

Trụ pin dùng để phân đập tràn thành nhiều khoang tràn và để tiện lợi cho việc bố trí cửa van. Trụ pin không những cần thiết cho bố trí cửa van mà còn để bố trí cầu công tác, máy đóng mở, cầu giao thông và chịu cả áp lực nước do cửa van truyền đến.

Chiều cao trụ pin quyết định bởi hình thức cửa van và máy đóng mở. Chiều cao trụ pin h_p kể từ đỉnh đập trở lên có thể tính theo các biểu thức sau đây:

1. Khi cửa van mở bằng hình thức hạ xuống:

$$h_p = h_v + d \quad (2.84)$$

2. Khi cửa van mở bằng hình thức kéo lên:

- Trường hợp máy đóng mở cố định:

$$h_p = H + h_v + d \quad (2.85)$$

- Trường hợp máy đóng mở di động:

$$h_p = H + 0,6h_v \quad (2.86)$$

trong đó: h_v - chiều cao cửa van;

H - cột nước lớn nhất ở trên đỉnh đập;

d - chiều cao an toàn, thường lấy bằng 1 - 2m.

Ngoài ra trụ pin còn phụ thuộc vào cao trình của cầu giao thông.

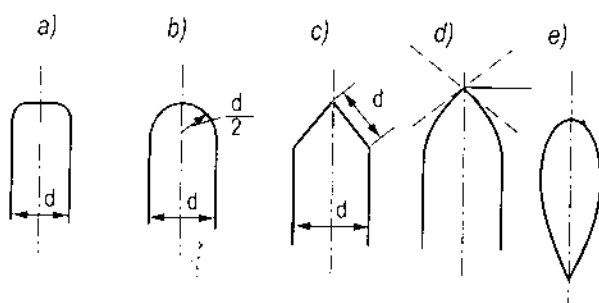
Chiều dài trụ pin cần đảm bảo để bố trí cầu công tác, cầu giao thông, máy đóng mở, v.v...

Hình dạng trụ pin nên thiết kế sao cho nước chảy qua đập tràn được thuận, ít ảnh hưởng đến khả năng nước chảy qua đập tràn. Hình 2.37 biểu thị các loại trụ pin, thường dùng nhất là loại b và d, lúc trụ pin kéo dài về phía thượng lưu có thể dùng loại a (dễ thi công), loại e theo hình lưu tuyến, ít ảnh hưởng nhất đối với khả năng tràn nước, nhưng thi công phức tạp nên ít dùng.

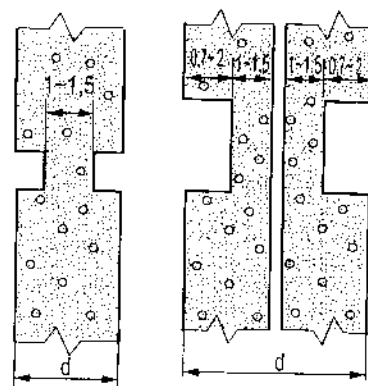
Chiều dày của trụ pin phụ thuộc vào kích thước của khe van và hình thức bố trí các khe lún (hình 2.38). Khe van có thể phân thành hai loại sau đây:

1. *Khe van của cửa van chủ yếu.* Đối với van phẳng, chiều sâu khe van thường lấy bằng 0,7 - 2m, chiều rộng 1 - 4m. Đối với cửa van hình cung, có thể không dùng khe van hoặc dùng khe rất nông.

2. *Khe van của cửa van sửa chữa.* Kích thước khe thường bằng $0,5 \times 0,5$ m, chiều dày chỗ mỏng nhất của trụ pin (khoảng cách giữa hai khe van) không được nhỏ hơn 1 - 1,5m, vì thế chiều dày trụ pin cũng phải 2 - 2,5m trở lên. Nếu giữa trụ pin có khe lún thì chiều dày trụ pin có thể đến 6 - 7m (hình 2.38).



Hình 2.37: Các hình thức trụ pin

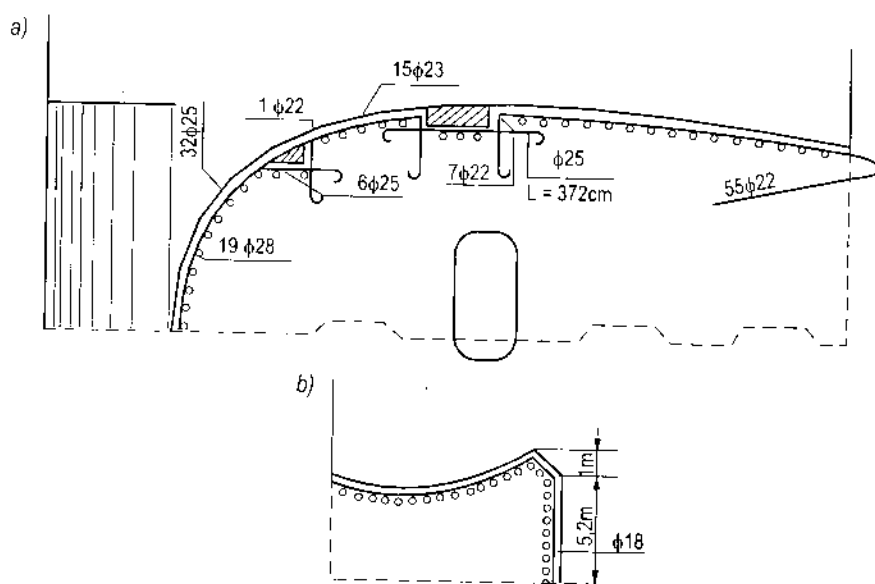


Hình 2.38: Kích thước của trụ pin
(kích thước trong hình ghi theo m).

Cửa van chủ yếu thường bố trí ở chỗ cao nhất của đỉnh tràn. Khoảng cách trống giữa cửa van chủ yếu và cửa van sửa chữa nên đảm bảo 1,5 - 2,0m để tiện lợi cho việc sửa chữa.

III. Bố trí cốt thép trong trụ pin và thân đập

Ngoài việc bố trí cốt thép chịu lực trong trụ pin theo tính toán kết cấu, cần phải bố trí cốt thép phân bố, thường dùng loại $\phi = 6 - 9\text{mm}$, khoảng cách giữa các cốt thép 25 - 30cm.



Hình 2.39: Sơ đồ bố trí cốt thép

a) Ở đỉnh tràn; b) Ở mũi phun

Đỉnh đập tràn chịu tải trọng thẳng đứng của cửa van và tác dụng của lực động khi đóng mở cửa van, nên cần có cốt thép gia cố. Ở mặt tràn và ở mũi phun, do dòng chảy có lưu tốc cao có thể bào mòn và tác dụng của mạch động nên cần có cốt thép cấu tạo.

Hình 2.39a là sơ đồ bố trí cốt thép ở đỉnh trần và hình 2.39b là sơ đồ bố trí cốt thép ở mũi phun chân đập.

IV. Cấu tạo sân tiêu năng

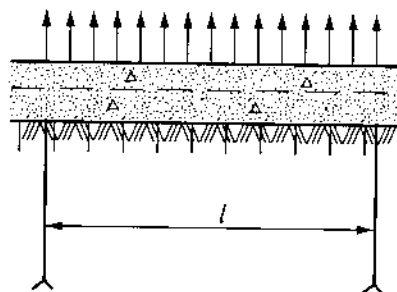
Bản thân đá có khả năng chống xói rất cao, nhưng trong đó tồn tại các khe hở và nứt nẻ, cho nên cần có bảo vệ bề mặt của đá để nâng cao khả năng chống xói mòn. Việc tính toán chiều dày sân sau trên nền đá vẫn chưa có biểu thức lý luận nào. Căn cứ vào tài liệu của các nước, thiết kế chiều dày sân sau không thống nhất, đại bộ phận xác định theo kinh nghiệm, chiều dày đó nhỏ nhất là 1m, thường là 2 - 4m. Khi thiết kế, thường gặp khó khăn chủ yếu là khó xác định tải trọng tác dụng lên sân sau và sự liên kết giữa nền với sân sau. Lực tác dụng lên sân sau bao gồm trọng lượng bản thân của bê tông (trọng lượng thể tích đẩy nổi $1,4T/m^3$); độ chênh áp lực nước trên và dưới sân sau (áp lực nước dưới bản đáy bằng cột nước hạ lưu, áp lực trên bản đáy bằng trọng lượng của bộ phận nước nhảy, vì áp lực trên bản đáy tương đối nhỏ nên trên và dưới sân sau có độ chênh áp lực nước); áp lực thấm và áp lực mạch động. Ngoài ra còn có các lực do thiết bị trên sân sau truyền đến, chủ yếu là lực đẩy ngang, còn ảnh hưởng của lực thẳng đứng thì nhỏ. Tất cả các lực đó tác dụng làm cho sân sau bị trượt, đẩy nổi, bị cuốn đi hoặc do cường độ phá hoại. Vì thế cần có biện pháp kết cấu để liên kết chặt chẽ giữa sân sau với nền và các biện pháp cấu tạo khác.

1. *Thép neo.* Ở sân sau có thể dùng các thép neo để liên kết chặt chẽ giữa nền đá và sân sau làm tăng thêm ổn định, như vậy tiết kiệm được bê tông rất nhiều. Hiện nay còn thiếu kinh nghiệm trong việc xác định kích thước thép neo này. Lúc tính có thể bỏ qua tác dụng liên kết giữa bê tông và đá nền. Khoảng cách l giữa các thép neo (hình 2.40) cần so sánh kinh tế để chọn thích hợp; l lớn thì tấm bê tông phải dày, khối lượng khoan để chôn thép neo ít, ngược lại l bé thì chiều dày tấm bê tông bé, nhưng số lượng thép neo và lỗ khoan nhiều hơn. Theo kinh nghiệm, khoảng cách l đó thường lấy bằng 1 - 2m là kinh tế và đường kính cốt thép 25 - 40mm. Chiều sâu của thép neo chôn vào đá, tốt nhất không vượt quá 3 - 5m.

2. Cấu tạo sân sau

a) *Phân khe.* Lúc diện tích sân sau lớn cần có khe nhiệt độ và khe lún, khoảng cách giữa các khe 15 - 25m, phương của khe không nên làm vuông góc với phương dòng chảy để tránh áp lực âm lớn ở giữa khe, gây nên khí thực, chiều rộng khe thường lấy bằng 1 - 2cm, giữa khe có nhét nhựa đường.

b) *Mặt sân sau.* Trên sân sau có lưu tốc lớn, nếu trong dòng chảy có nhiều bùn cát thì có thể bào mòn mặt sân sau, vì thế trên mặt sân sau cần có lớp bảo vệ chống bào mòn, như lớp phủ bê tông lưới thép có cường độ cao.

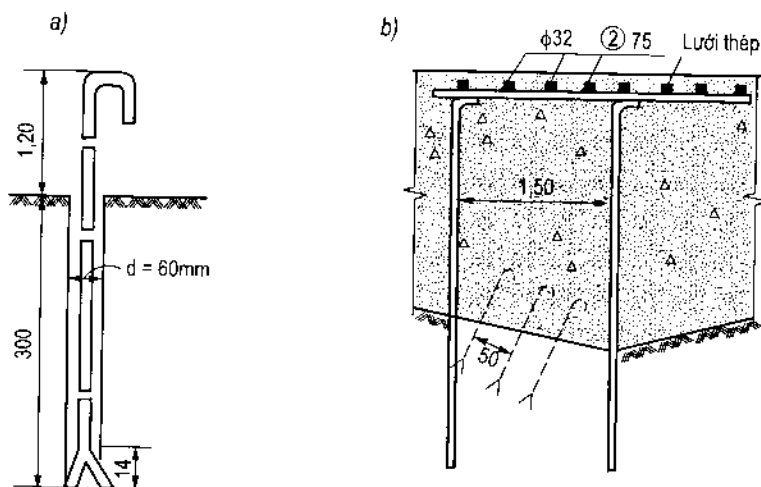


Hình 2.40: Sơ đồ lực tác dụng và bố trí thép neo trên sân sau

c) Bố trí cốt thép. Muốn cho lực do thép neo chịu phân bố đều lên sân sau thì trong lớp bảo vệ sân sau cần bố trí lưới thép. Liên kết giữa thép neo và lưới thép có thể bằng hai cách: bằng móc (hình 2.41a) và bằng phương pháp hàn (hình 2.41b). Lưới thép không nên gần bề mặt quá và cần có lớp bảo vệ thích đáng.

d) Thiết bị thoát nước. Ở gần chân đập hạ lưu nên bố trí lỗ thoát nước để giảm áp lực thấm. Nếu có hệ thống lỗ thoát nước hoàn thiện thì áp lực thấm dưới sân sau rất nhỏ.

Cấu tạo các thiết bị tiêu năng trên sân sau đã trình bày ở §2-5.I.



Hình 2.41: Kết cấu cốt thép của sân sau (kích thước trong hình ghi theo cm)

Chương III

ĐƯỜNG TRÀN DỌC

§3-1. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG, BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH, THÀNH PHẦN VÀ ĐẶC ĐIỂM LÀM VIỆC

I. Điều kiện sử dụng

Đường tràn dọc tháo lũ ven bờ là loại công trình tháo lũ kiểu mặt và thường gặp nhất, khi không được phép hoặc không có điều kiện tháo qua thân đập. Đặc điểm chủ yếu của nó là đập tràn thông thường, nằm trên bờ hồ chứa nước.

Loại công trình này có những ưu điểm sau đây:

1. Thi công và quản lí đơn giản vì là công trình hở;
2. Xây dựng được trong nhiều điều kiện địa hình khác nhau, có thể bố trí ở đầu đập, sát ven bờ hoặc ở những vùng eo núi khác trong lưu vực, cách xa thân đập;
3. Yêu cầu về địa chất không cao, có thể xây trên nền đá, nền đá xấu và cả trên nền đất;
4. Lưu lượng tháo có thể từ hàng chục m^3/s đến hàng vạn m^3/s , chiều dài diện tràn từ hàng chục đến hàng trăm mét, tùy theo yêu cầu của công trình, phụ thuộc vào tình hình địa chất của nền và hạ lưu công trình (do trị số lưu lượng riêng q quyết định);
5. Việc sử dụng hoặc tăng khả năng tháo lũ của công trình không phức tạp như công trình ngầm, độ an toàn về sự phòng tháo lũ lớn (xem chương VII), do đó đường tràn tháo lũ là loại công trình tháo lũ an toàn.

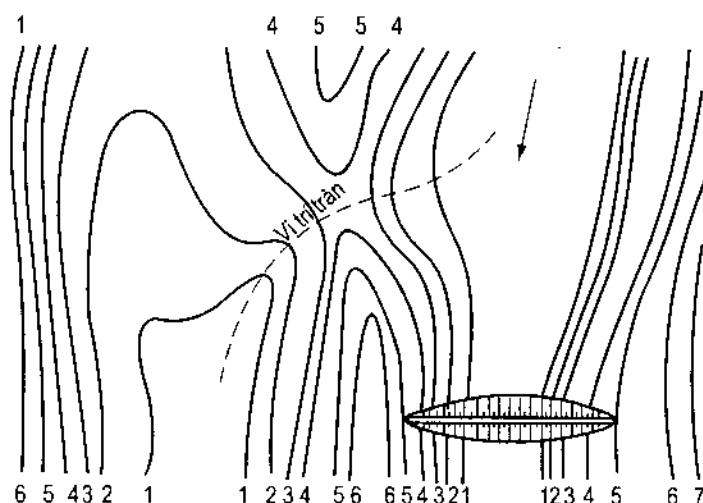
II. Bố trí đường tràn tháo lũ

Khi bố trí đường tràn tháo lũ, phải căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất, khả năng thi công, nhưng cần lưu ý các vấn đề sau đây:

1. Đường tràn tách khỏi đập dâng nước để sự nối tiếp giữa công trình bê tông (của đường tràn) và đập dâng nước bằng vật liệu địa phương đỡ phức tạp và giảm được khối lượng tường chắn đất. Tuy nhiên không nên bố trí quá xa hoặc đặt sâu vào bờ, vì khối lượng đào sẽ tăng.
2. Khi bố trí kênh dẫn vào ngưỡng tràn và kênh tháo sau ngưỡng tràn, cần chú ý điều kiện thủy lực, tránh cho mái đập đất phía thượng lưu khỏi bị xói lở do dòng chảy từ hồ chứa vào ngưỡng tràn, và bảo vệ cho hạ lưu công trình, đồng thời khối lượng công trình phải nhỏ nhất.

Trong thực tế xây dựng có thể gặp các trường hợp bố trí như sau:

a) Đường tràn qua eo núi, eo đồi (hình 3.1).



Hình 3.1: Bố trí đường tràn qua eo núi

Đây là trường hợp thường gặp khi xây dựng các hồ chứa vùng trung du, các triền đồi, núi bị ngắt quãng. Nếu cao trình đỉnh eo núi bằng hoặc xấp xỉ cao trình mực nước dâng bình thường (MNDBT), sẽ rất thuận lợi cho việc bố trí ngưỡng tràn, và lợi dụng khe núi phía sau để bố trí kênh tháo đưa nước xuống hạ lưu sông cũ. Việc bố trí đường tràn như vậy làm giảm được khối lượng đào của kênh dẫn và kênh tháo phía sau, đồng thời cũng giảm được khối lượng bê tông của ngưỡng tràn.

Trong trường hợp lưu lượng tháo lũ nhỏ, có thể tháo tự tràn, và đối với các hồ nhỏ, địa chất tốt, kênh tháo phía sau chỉ cần gia cố nhẹ, tùy theo cột nước và trị số lưu lượng riêng.

b) Đường tràn cạnh đập dâng nước (hình 3.2)

Trong trường hợp này, quanh vùng công trình không có eo núi, eo đồi thích hợp, hai bờ sông là núi chạy song song. Nếu bờ thoải và có bãi tương đối bằng ở cạnh đập, bố trí đường tràn làm công trình tháo lũ sẽ rất thích hợp. Kênh dẫn vào và kênh tháo có thể ngắn.

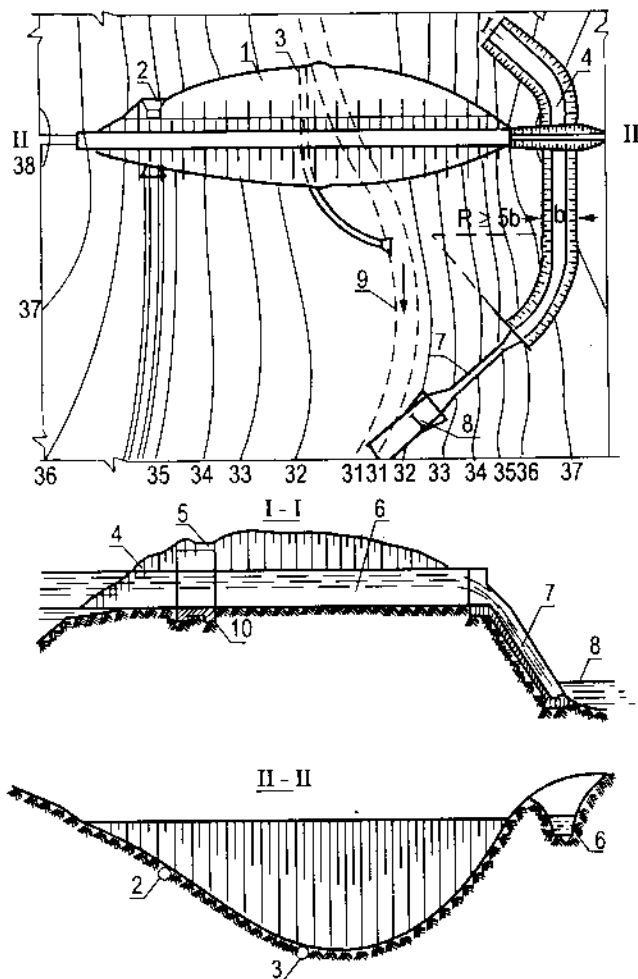
Cũng có trường hợp do khó bố trí nên làm hai đường tràn ở hai bờ (hồ chứa nước Akolombo ở Gana tháo $34000\text{m}^3/\text{s}$ bằng hai đường tràn) (hình 3.3), hoặc bên cạnh đường tràn còn có thêm công trình tháo nước dưới sâu.

III. Thành phần công trình

Đường tràn tháo lũ ven bờ gồm những bộ phận sau đây.

1. Kênh dẫn vào ngưỡng tràn và tường cánh phía thượng lưu. Kênh dẫn nước nằm về phía thượng lưu, có thể dài, ngắn hoặc không có (chỉ gồm có tường cánh hai bên, phía trước ngưỡng tràn, ví dụ tại một số công trình như Núi Cốc, Kẻ Gỗ), tuyến kênh có thể cong hoặc thẳng tùy địa hình.

2. Ngưỡng tràn (có thể là tự tràn hoặc có cửa van).



Hình 3.2: Đường tràn cạnh đập dâng nước

1. Đập đất; 2. Cổng lấy nước; 3. Cổng tháo nước thi công; 4. Kênh dẫn vào đường tràn; 5. Cầu công tác; 6. Kênh tháo; 7. Dốc nước; 8. Bể tiêu năng; 9. Lòng sông cũ; 10. Ngưỡng tràn

3. Kênh tháo (để đưa nước từ ngưỡng tràn xuống hạ lưu)

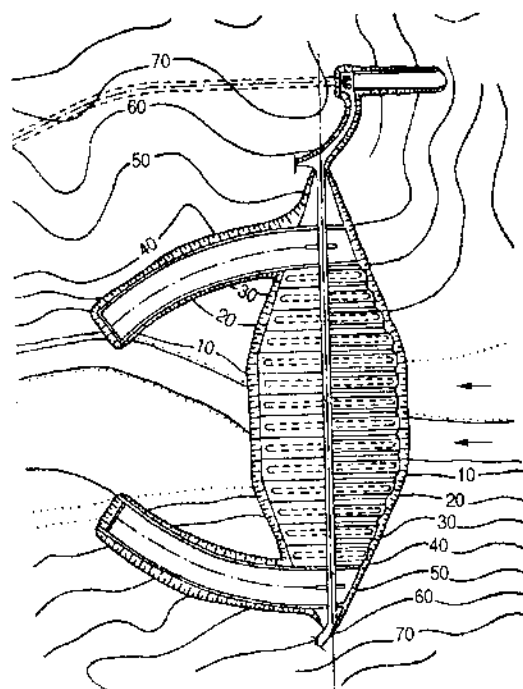
Phần lớn kênh tháo theo kiểu dốc nước, cũng có trường hợp làm kiểu bậc nước.

4. Bộ phận tiêu năng. Thế năng của dòng chảy được tính từ mực nước trong hồ đến mực nước hạ lưu cuối kênh tháo. Bộ phận tiêu năng có thể tập trung ở cuối kênh tháo hoặc trên suốt chiều dài của kênh tháo (kiểu bậc nước) hoặc kết hợp cả hai.

IV. Đặc điểm làm việc

Đường tràn dọc là loại công trình tháo lũ có chế độ làm việc ổn định, an toàn hơn các loại công trình tháo lũ khác. Các kết cấu của công trình đều là kết cấu hờ nên thi công, quản lý và sửa chữa thuận lợi.

Chế độ thủy lực của đường tràn bao gồm hầu hết những vấn đề tính toán của đập tràn, kênh hở và tiêu năng. Do đó trong thiết kế đường tràn, sau khi đã xác định được chiều

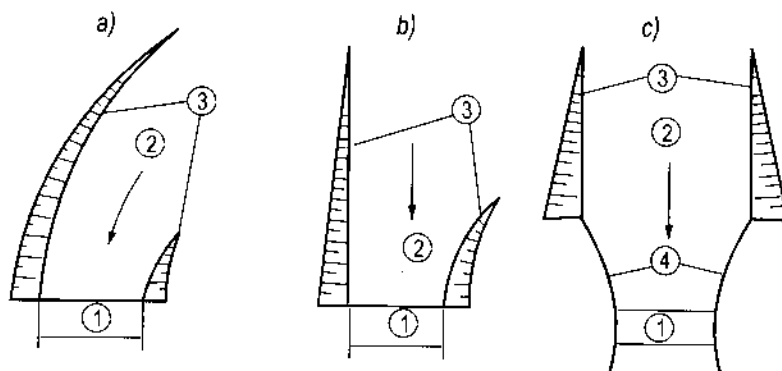


Hình 3.3: Đường tràn ở hai đầu đập

dài tràn nước B_r và cột nước tràn H theo so sánh kinh tế - kĩ thuật, phải lần lượt thiết kế các thành phần của công trình theo trình tự từ thượng đến hạ lưu là hợp lí nhất.

§3-2. TÍNH TOÁN KÊNH DẪN VÀ TƯỜNG CÁNH THƯỢNG LƯU

Tùy theo tình hình và vị trí ngưỡng tràn, phía thượng lưu đường tràn có thể có kênh dẫn dài, ngắn, hoặc không có kênh dẫn, nhưng có tường cánh hướng dòng (hình 3.4).



Hình 3.4: Kênh dẫn và tuyến hướng dòng phía thượng lưu

1. Ngưỡng tràn; 2. Kênh dẫn; 3. Bờ kênh; 4. Tường hướng dòng

I. Kênh dẫn vào ngưỡng tràn

Kênh dẫn có nhiệm vụ hướng nước chảy thuận dòng vào ngưỡng tràn. Nó có những đặc điểm sau đây:

1. Tiết diện kênh tương đối lớn và thu hẹp dần về phía ngưỡng tràn. Tiết diện lớn bảo đảm tháo được lưu lượng với lưu tốc dòng chảy không lớn lắm, do đó tránh được gia cố hai bờ và đáy kênh khi xây trên nền đất hoặc giảm được tổn thất thủy lực nếu xây trên nền đá ($v \leq 1 - 1,5 \text{ m/s}$). Khối lượng công trình của kênh thường lớn.

2. Tuyến kênh thường cong vì phải dẫn nước từ hồ chứa vào ngưỡng tràn đặt sâu trong bờ, do đó dòng chảy trong kênh có đặc tính của dòng chảy trong đoạn cong. Điều đó không những làm tăng tổn thất cột nước trong kênh mà còn sản sinh dòng xiên vào ngưỡng tràn.

Nếu bán kính cong của bờ lồi quá nhỏ, tại bờ sẽ có hiện tượng tách dòng, hình thành xoáy nước, làm tăng tổn thất cột nước, giảm lưu lượng của các khoang tràn biên, và nếu vùng xoáy nước tiến vào sát ngưỡng tràn, chế độ thủy lực trên dốc nước sẽ bị ảnh hưởng. Đây cũng là một nguyên nhân sản sinh sóng xiên trong dốc nước.

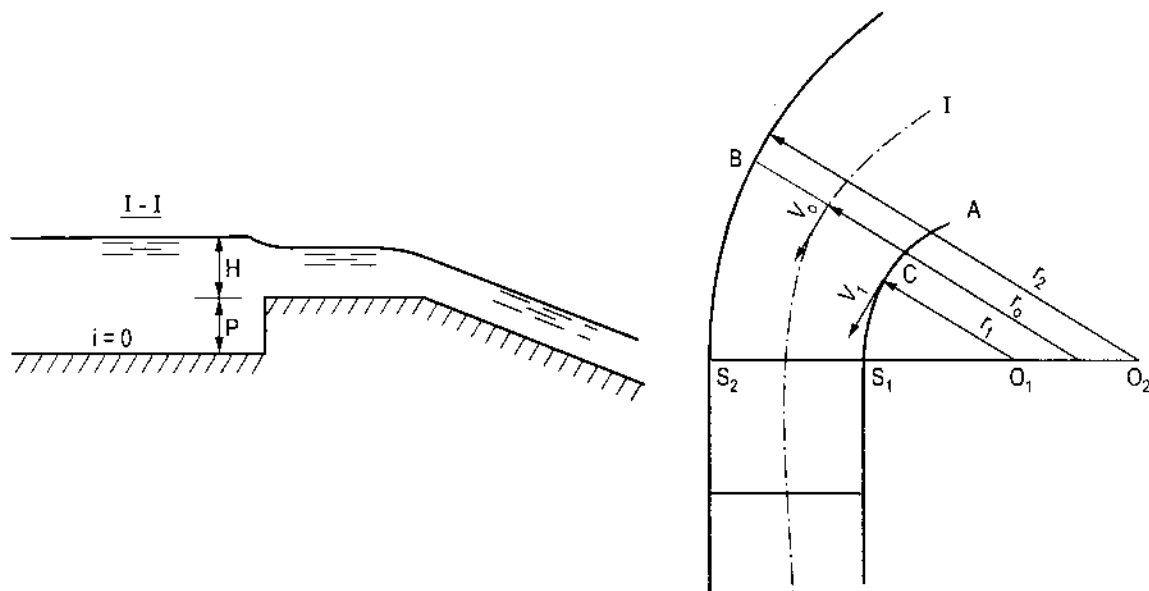
3. Đáy kênh có độ dốc $i = 0$ hoặc $i < 0$ (theo chiều dòng chảy).

Đường viền hai bờ kênh là yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến chế độ làm việc của kênh dẫn.

Sau đây nêu hai phương pháp thiết kế kênh dẫn:

a) Kênh dẫn vào ngưỡng tràn có đường viền hai bờ dạng cong (xem [9])

Bờ lồi và bờ lõm của kênh là hai đường cong có bán kính r_1 , r_2 không đồng tâm, vì vậy tiết diện kênh dẫn thu hẹp dần về phía ngưỡng (hình 3.5).



Hình 3.5: Sơ đồ tính toán kênh dẫn tuyến cong

Tính toán dạng bờ kênh loại này phải bảo đảm thoả mãn hai yêu cầu; không có xoáy nước ở phía bờ lồi do lực li tâm gây nên, tức là dòng chảy phải bám sát bờ; mặt khác bán kính bờ lồi không được quá lớn, vì nếu r_1 quá lớn, tuy lực li tâm của dòng chảy giảm, nhưng khối lượng đào kênh sẽ lớn, và do kênh dẫn dài, tổn thất cột nước trong kênh cũng tăng thêm.

Qua nghiên cứu, tìm được quan hệ giữa các yếu tố hình học của kênh (bán kính r_1 , r_2 , chiều cao ngưỡng p) với các yếu tố thủy lực như sau:

$$\frac{r_1}{h} = 1,4F_r \left(1 + \frac{r_2}{r_1} \right)^2 \quad (3.1)$$

trong đó: r_1 , r_2 - bán kính cong của bờ lồi và bờ lõm;

h - chiều sâu dòng chảy của mặt cắt ngưỡng tràn;

$$F_r - \text{hệ số Froude} \left(= \frac{v^2}{gh} \right)$$

Biểu thức (3.1) chưa thể dùng để xác định được r_1 và r_2 (hai ẩn số).

Công trình tháo lũ có hệ số lưu lượng lớn nhất tùy thuộc độ động học của kênh tháo, biểu thị qua tỉ số $\frac{P}{H_0}$.

Với mỗi trị số $\frac{P}{H_0}$ nhất định, nếu bán kính kênh dẫn nhỏ, tại ven bờ lồi sẽ sinh hiện tượng tách dòng, hệ số lưu lượng của công trình tháo lũ sẽ giảm, mặc dù khối lượng

công trình giảm. Ngược lại, nếu bán kính kênh lớn, khối lượng công trình tăng lên, mặt khác tổn thất cột nước theo chiều dài cũng tăng do đó hệ số lưu lượng sẽ giảm.

Qua nhiều thí nghiệm tìm được đường cong quan hệ $\frac{r_o}{B_T} = f\left(\frac{p}{H_o}\right)$ để cho hệ số lưu lượng lớn nhất và khối lượng kênh là hợp lý nhất (hình 3.6), trong đó:

p - chiều cao ngưỡng tràn;

H_o - cột nước trước ngưỡng tràn;

r_o - bán kính của trục kênh $\left(r_o = \frac{r_1 + r_2}{2}\right)$;

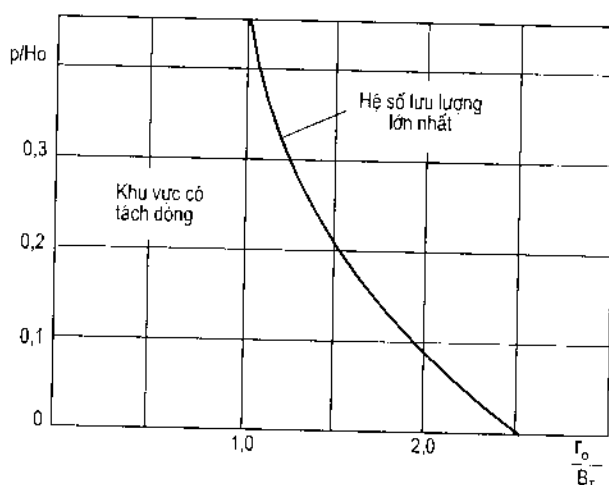
B_T - chiều rộng tràn nước.

Quan hệ trên cho biết nếu độ động học, biểu thị qua tỉ số $\frac{p}{H_o}$ lớn, lưu tốc trong kênh nhỏ, hệ số Froude nhỏ, bán kính kênh sẽ nhỏ, phù hợp với ý nghĩa vật lý, do lực li tâm của dòng chảy giảm, hiện tượng tách dòng không xảy ra. Dùng biểu thức (3.1) và trị số r_o tra đồ thị ở hình 3.6 sẽ giải được r_1, r_2 hợp lý.

Ví dụ 3.1. Chọn bán kính cong r_1, r_2 của kênh dẫn vào ngưỡng tràn dạng đập đỉnh rộng có $B_T = 20\text{m}$; $H_o = 5\text{m}$, $p = 1\text{m}$. Lưu lượng qua ngưỡng $Q = 342,3\text{m}^3/\text{s}$.

Ta có $\frac{p}{H_o} = \frac{1}{5}$. Từ đồ thị ở hình 3.6, ta được:

$$\frac{r_o}{B_T} = 1,5 \text{ tức là } \frac{r_1 + r_2}{2B_T} = 1,5 \text{ hoặc } r_1 + r_2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 20 = 60\text{m}. \quad (1)$$



Hình 3.6: Biểu đồ quan hệ $\frac{r_o}{B_T} = f\left(\frac{p}{H_o}\right)$

$$\text{Hệ số Froude } F_r = \frac{v^2}{gh} = \left[\frac{342,3}{20(5+1)} \right]^2 \cdot \frac{1}{9,81 \cdot (5+1)} = 0,49$$

Thay trị số F_r vào biểu thức (3.1):

$$\frac{r_1}{6} = 1,40,49 \left(1 + \frac{r_2}{r_1} \right)^2 \quad (2)$$

Giải hệ phương trình (1) và (2) được $r_1 = 26,5\text{m}$ và $r_2 = 33,5\text{m}$. Từ đó vẽ được kênh dẫn vào ngưỡng tràn.

b) *Kênh dẫn tuyến cong dạng đường dòng* (xem [8]). Kênh dẫn tuyến cong dạng bờ là cung tròn tuy thi công dễ dàng, nhưng tổn thất cột nước vẫn còn lớn do dòng chảy trong đoạn cong gây nên và phân bố lưu lượng trong các khoang đập vẫn không đồng đều.

Đường viền hai bờ kênh và tuyến của trục kênh dẫn lí tưởng nhất là có dạng đường dòng và ngưỡng tràn đặt trùng với đường thế. Với điều kiện biên như vậy, dòng chảy trong kênh sẽ là dòng thế, không tách khỏi bờ và vuông góc với ngưỡng tràn. Trong trường hợp này lưu lượng của đập tràn có thể gần đạt tới trị số trong trường hợp bài toán phẳng và sự phân bố lưu lượng trong các khoang đập là đều nhất.

Theo nghiên cứu của GS. Nguyễn Xuân Đăng, trường thế được dùng để thiết kế các bờ kênh dẫn thích hợp nhất là trường hợp dòng chảy từ bán vô hạn đến khe có bờ song song cách nhau từ $-\pi$ đến $+\pi$ (hình 3.7).

Kí hiệu $\psi(x, y)$ là hàm của các đường dòng và $\varphi(x, y)$ là hàm các đường thế, quan hệ giữa các hàm số φ, ψ và tọa độ x, y được biểu thị bằng hàm ảo;

$$Z = \int^w (e^w + 1)^{1/2} dw = x + iy$$

trong đó: $w = \varphi + i\psi$

Sau khi giải hàm ảo này ta được các biểu thức sau đây:

$$x = \sqrt{2(\sqrt{A+B}) - 2\text{Arcth} \sqrt{\frac{\sqrt{A+C}}{1+\cos\psi}}} \quad (3.2)$$

$$y = \sqrt{2(\sqrt{A-B}) + 2\text{Arcth} \sqrt{\frac{\sqrt{A-C}}{1+\cos\varphi}}} \quad (3.3)$$

trong đó: $A = 1 + 2e^\varphi \cos\psi + e^{2\varphi}$;

$$B = 1 + e^\varphi \cos\psi;$$

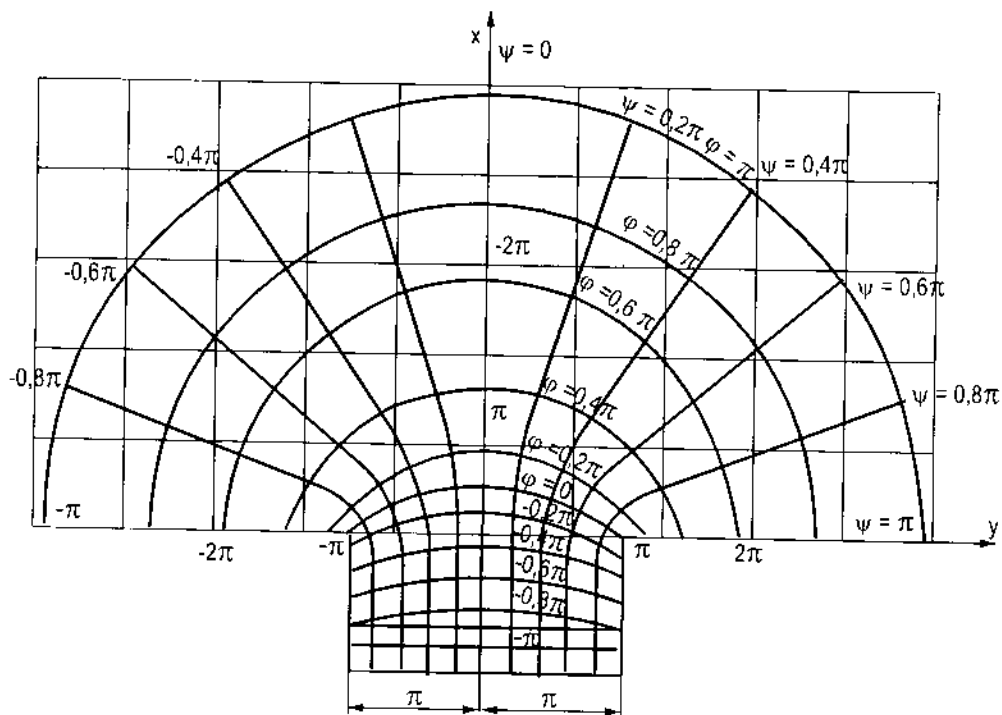
$$C = \cos\psi + e^\varphi.$$

- Trị số vectơ lưu tốc tính theo biểu thức:

$$\frac{dw}{dZ} = v_x + iv_y$$

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = \frac{1}{\sqrt{A}}$$

Cho các trị số φ biến thiên từ $-\pi$ đến $+\pi$ và các trị số ψ biến thiên từ $-\pi$ đến $+\pi$ một cách tương ứng, sẽ tìm được tọa độ x, y của các giao điểm của các họ đường cong $\varphi(x, y)$ và $\psi(x, y)$ (bảng 3.1) và sẽ vẽ được lưới thủy động (hình 3.7).



Hình 3.7: Lưới đường dòng và đường thế để thiết kế kênh dẫn và tường hướng dòng

Bảng 3.1. Tọa độ của các đường dòng ψ và đường thế φ

$\psi \backslash \varphi$		$-\pi$	$-0,8\pi$	$-0,6\pi$	$-0,4\pi$	$-0,2\pi$	0	$0,2\pi$	$0,4\pi$	$0,6\pi$	$0,8\pi$	π
0	x	-2,50	-1,85	-1,15	-0,50	+0,25	1,05	2,00	3,20	4,70	6,75	9,50
	y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$0,2\pi$	x	-2,51	-1,86	-1,20	-0,52	0,19	0,99	1,92	3,06	4,51	6,41	8,95
	y	0,64	0,65	0,67	0,70	0,77	0,87	1,05	1,31	1,70	2,25	3,03
$0,4\pi$	x	-2,52	-1,89	-1,24	-0,59	-0,08	0,80	1,61	2,60	3,83	5,45	7,61
	y	1,27	1,29	1,32	1,38	1,49	1,69	2,00	2,50	3,24	4,29	5,78
$0,6\pi$	x	-2,53	-1,91	-1,29	-0,68	-0,08	0,52	1,15	1,88	2,78	3,96	5,53
	y	1,91	1,92	1,96	2,02	2,14	2,38	2,80	3,46	4,46	5,92	7,95
$0,8\pi$	x	-2,54	-1,93	-1,33	-0,76	-0,23	0,21	0,59	0,98	1,46	2,08	2,91
	y	2,53	2,54	2,56	2,60	2,69	2,89	3,31	4,08	5,25	6,95	9,36
π	x	-2,54	-1,94	-1,34	-0,79	-0,30	0	0	0	0	0	0
	y	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,51	4,29	5,52	7,21	9,83

Ghi chú: Các họ đường dòng từ 0 đến $-\pi$ có tọa độ đối xứng

Đường viền của kênh dẫn có thể chọn một cặp đường dòng sao cho phù hợp với địa hình cụ thể. Khi đã chọn xong, cần thay đổi tỉ lệ sao cho khoảng cách giữa cặp đường dòng đó bằng chiều dài của diện tràn B_T . Ngưỡng tràn trùng với đường thế, và nên bố trí ở vùng các đường dòng gần song song với nhau.

Việc chuyển các số liệu trên mô hình toán học và công trình thực tế được tiến hành như sau.

Chiều dài diện tràn trên mô hình toán, tức là khoảng cách giữa hai giao điểm của đường dòng $\psi_1(x_1, y_1)$ và $\psi_2(x_2, y_2)$ với đường thế $\phi(x, y)$ đã được chọn làm đường viền của hai bờ và đường tràn được tính theo biểu thức.

$$B_M = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2}$$

Nếu chiều dài tràn nước thực tế là B_T , ta có tỉ lệ hình học là:

$$\frac{B_M}{B_T}(m) = \lambda$$

Các toạ độ x, y trong bảng 3.2 sẽ được nhân với λ và ta có toạ độ của đường viền kênh dẫn thực tế.

Lưu tốc trong kênh dẫn thực tế tính theo biểu thức

$$v = \eta v_M \text{ (m/s)}$$

trong đó:
$$\eta = \frac{Q}{\lambda h(\psi_2 - \psi_1)}$$

v_M - lưu tốc trong mô hình toán;

Q - lưu lượng thực tế qua công trình tràn (m^3/s);

h - chiều sâu nước trong kênh dẫn thực tế (m);

λ - tỉ lệ độ dài giữa mô hình toán và công trình thực tế;

ψ_1, ψ_2 - trị số đường dòng được dùng làm đường viền bờ kênh.

Ví dụ 3.2. Thiết kế kênh dẫn vào ngưỡng tràn $B_T = 20m$, $p = 0$, $Q = 342,3m^3/s$, $h = 5m$.

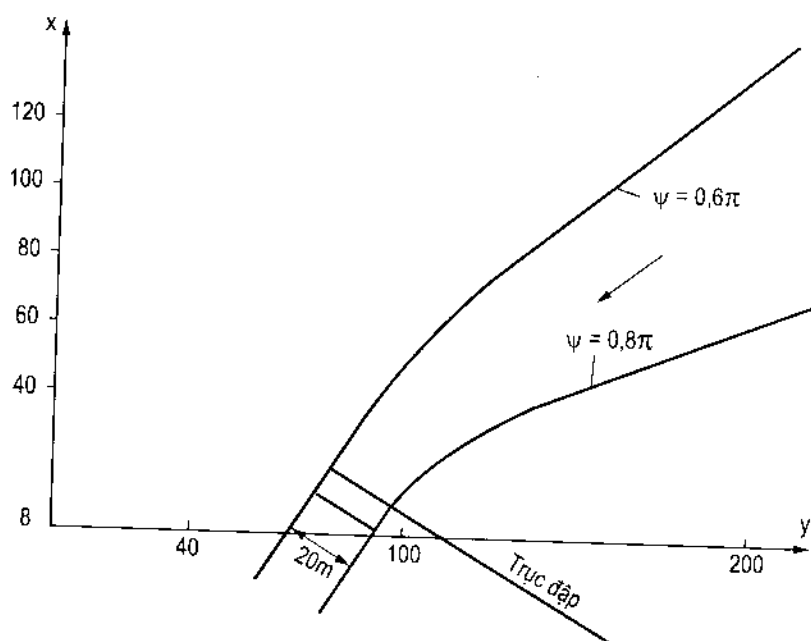
Chọn dạng bờ lồi theo đường dòng $\psi_1 = 0,8\pi$ và bờ lõm theo đường dòng $\psi_2 = 0,6\pi$ ngưỡng tràn B_T đặt trên đường thế $\phi = 0$.

Tra bảng 3.1, đường thế $\phi = 0$ cắt hai đường dòng ψ_1 và ψ_2 tại các toạ độ x_1, y_1, x_2, y_2 và khoảng cách giữa hai điểm đó bằng:

$$B_M = \sqrt{(0,21 - 0,52)^2 + (2,89 - 2,38)^2} = 0,59$$

Do đó
$$\lambda = \frac{B_T}{B_M} = \frac{20}{0,59} = 34$$

Các toạ độ của đường dòng $\psi_1 = 0,6\pi$ và $\psi_2 = 0,8\pi$ tra theo bảng 3.1 đều được nhân với λ và có toạ độ thực tế của đường viền hai bờ kênh dẫn theo bảng 3.2 và thể hiện trên hình 3.8.



Hình 3.8: Bờ kênh dẫn dạng đường dòng

Bảng 3.2. Trị số thực tế của đường viền hai bờ kênh dẫn (ứng với ví dụ 3.2)

$\psi \backslash \varphi$		0	$0,2\pi$	$0,4\pi$	$0,6\pi$	$0,8\pi$	π
$0,6\pi$	x	17,70	39,0	64,0	94,20	135,0	188,0
	y	81,0	95,0	118,0	152,0	202,0	271,0
$0,8\pi$	x	7,15	20,0	33,4	49,5	70,5	98,0
	y	97,20	111,25	139,0	178,5	237,0	319,0

II. Tường cánh trước ngưỡng tràn

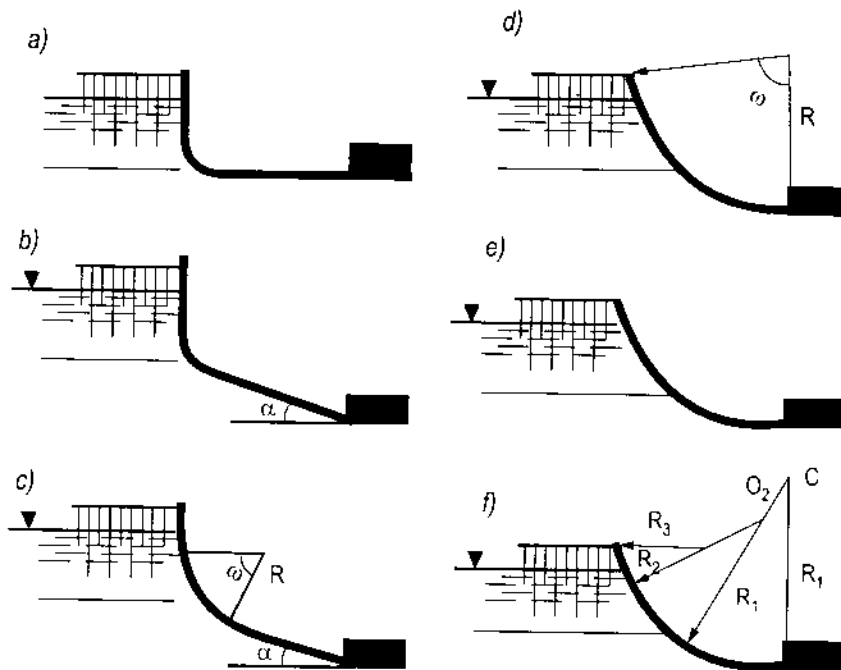
Trong trường hợp ngưỡng tràn ở gần đập đất hoặc đá, kênh dẫn có thể rất ngắn hoặc không có. Lúc đó phía trước ngưỡng tràn chỉ bố trí tường cánh vừa để hướng nước thuận dòng vào ngưỡng tràn, vừa để bảo vệ bờ. Phần nối tiếp từ kênh dẫn vào ngưỡng tràn thường cũng có tường cánh ở hai bờ.

Các loại tường cánh thường gặp gồm có (hình 3.9):

Loại a, b, c dùng khi lưu tốc trước ngưỡng tràn nhỏ, góc mở $\alpha = 10^\circ - 30^\circ$. Các công trình lớn thường dùng loại d, e, f (kể cả cho đập tràn ngăn sông). A. M. Latulxênkov đề nghị tường hướng dòng dạng elip:

$$y = D \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{x}{E} \right)^2} \right] \quad (3.4)$$

trong đó D và E - nửa trục ngắn và nửa trục dài của elip.



Hình 3.9: Các loại tường cánh trước ngưỡng tràn

- a) Tường cánh thẳng; b) Tường cánh nghiêng nước không tràn qua;
 c) tường cánh có góc xiên và uốn cong; d) tường cánh mở rộng hình cung tròn;
 e) tường cánh mở rộng theo dạng elip; f) tường cánh cong gồm nhiều cung tròn không đồng tâm.

Kiến nghị của A. M. Latutxênkov dựa trên nghiên cứu tường hướng dòng của hai mô cấu biên của đoạn sông bị co hẹp và đề nghị dùng cho tường hướng dòng của đập tràn, vì vậy kích thước tường hướng dòng thiên về quá lớn.

N.A. Pêtrov dựa trên kết quả thí nghiệm, đề nghị cách xác định trục elip, phụ thuộc vào độ động học của dòng chảy, theo biểu thức.

$$E = \frac{H}{0,175 + 0,3 \frac{T}{H}} \quad (3.5)$$

trong đó: T - chiều sâu nước so với đáy sân trước;

H - cột nước tràn.

Theo kinh nghiệm, tỉ lệ $\frac{E}{D}$ lấy bằng 1,5 - 1,6.

Các loại tường cánh đã nêu ở trên đều không thoả mãn được yêu cầu hướng dòng chảy vuông góc vào ngưỡng đập, giảm hệ số co hẹp đến mức tối đa. Loại tường uốn vô đầu cũng chỉ dùng cho loại công trình nhỏ, và thi công phức tạp. Căn cứ vào thí nghiệm và tính toán của Nguyễn Xuân Đăng, loại tường cánh hướng dòng (hình 3.8) phía thượng lưu có lợi nhất về mặt thủy lực, thi công không quá phức tạp là loại có dạng trên mặt bằng theo đường dòng đã nêu ở trên (hình 3.8). Đã thí nghiệm chọn cặp đường dòng đối

xứng $\psi_1 = -0,8\pi$, $\psi_2 = 0,8\pi$ hoặc cặp $\psi = \pm 0,6\pi$ và ngưỡng tràn đặt trên đường thế $\varphi = 0$ (hình 3.8). Trong trường hợp chiều cao ngưỡng $p = 0$ thì hệ số lưu lượng của đập tràn đỉnh rộng đạt tới 0,380.

III. Tính toán ngưỡng tràn

1. Đặc tính thủy lực

Ngưỡng tràn của đường tràn tháo lũ có thể là đập tràn thực dụng hoặc đập tràn đỉnh rộng. Vì ngưỡng tràn thường bố trí trên cao, nên ngưỡng không cao và thường là đập tràn đỉnh rộng.

Ở chương II đã giới thiệu kỹ về đập tràn thực dụng, trong chương này chỉ đề cập đến các đặc tính thủy lực của đập tràn đỉnh rộng.

Đập tràn đỉnh rộng là loại đập có chiều rộng đỉnh ngưỡng C theo chiều nước chảy trong phạm vi:

$$(3 \div 10) H > C > (2 \div 3) H$$

Nếu $C \gg H$ thì dòng chảy qua đập giống như qua kênh hở đáy nằm ngang.

Nếu $C < 2H$, hệ số lưu lượng của đập không ổn định và lớn hơn của đập tràn đỉnh rộng (biến thành đỉnh nhọn).

Dòng chảy từ kênh dẫn qua ngưỡng tràn có thể phát sinh hai xoáy nước trục ngang: xoáy nước ở mép trước ngưỡng và phía trên ngưỡng (trường hợp $p > 0$). Nếu ngưỡng tràn có trụ biên và trụ giữa, tại các mép trụ còn có thể phát sinh xoáy nước trục đứng. Những hiện tượng trên làm tăng tổn thất do co hẹp đứng và ngang gây nên và làm giảm khả năng tháo.

Đập tràn đỉnh rộng làm việc có thể theo chế độ chảy không ngập hoặc chảy ngập. Trong trường hợp chảy ngập, khả năng tháo sẽ giảm rất nhiều. Do đó đối với ngưỡng tràn của đường tràn tháo lũ cần có những biện pháp thiết kế để tăng khả năng tháo và thông thường ngưỡng tràn làm việc theo chế độ chảy không ngập.

Có nhiều phương pháp tính toán đập tràn đỉnh rộng:

- 1) Phương pháp của P. K. Kixêlev;
- 2) Phương pháp của A. R. Bêrêzinxki;
- 3) Phương pháp của N. N. Pavlovxki;
- 4) Phương pháp của R. R. Tsugaêv.

Chúng tôi sẽ trình bày hai phương pháp thông dụng: của P. K. Kixêlev và của R. R. Tsugaêv.

2. Tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy không ngập (hình 3.10).

a) Tiêu chuẩn không ngập

Theo Beklonjê thì tiêu chuẩn không ngập như sau:

$$h_n < \frac{2}{3} H_0$$

Theo Bahmêđêv:

$$h_n < h_{pg} \text{ hoặc } h_n < p + h_{pg},$$

Theo P. K. Kixêlev:

$$h_n < (h_{pg} + Z'') \text{ và } h_n < 1,25h_{pg}$$

Theo R.R. Tsugaêv:

$$h_n < nH_0 \text{ hoặc } h_n < (p + nH_0)$$

trong đó Z'' - độ sâu hồi phục sau ngưỡng tràn:

$$Z'' = \frac{v_{pg} v_n - v_n^2}{g}$$

v_{pg} , v_n - lưu tốc phân giới và lưu tốc ở sau đập;

h_n - chiều sâu mực nước hạ lưu so với mặt trên của ngưỡng tràn;

h_{pg} - chiều sâu phân giới, lấy bằng $0,66 H_0$;

H_0 - cột nước tràn;

n - hệ số, lấy bằng $0,85 - 0,75$;

p - chiều cao ngưỡng đập so với mặt đáy kênh dẫn.

b) *Tính khả năng tháo nước.* Đập tràn đỉnh rộng chảy không ngập có hai chỗ hạ mức nước Z_1 và Z_h (hình 3.10a). Vì tổn thất cột nước trên chiều dài ngưỡng tràn không đáng kể nên sau chỗ hạ Z_1 , mặt nước trên ngưỡng coi như nằm ngang.

Theo P. K. Kixêlev, độ sâu nước trên ngưỡng tràn lấy bằng độ sâu phân giới (chứng minh từ giả thiết tỉ năng dòng chảy nhỏ nhất):

$$h = h_{pg} = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 \approx 0,6 H_0$$

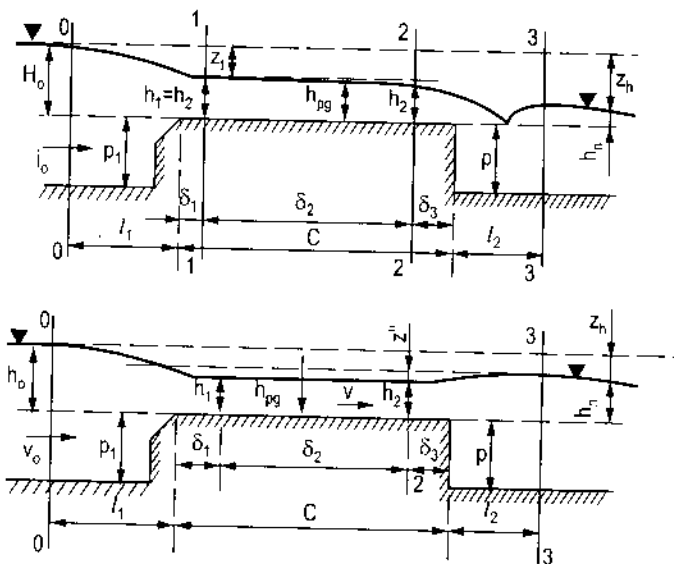
Lưu lượng tính theo biểu thức:

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3.6)$$

hoặc:

$$Q = MbH_0^{3/2}, \quad (M = m\sqrt{2g})$$

Các hệ số φ (hệ số lưu tốc), m (hệ số lưu lượng) tra theo bảng của N. N. Pavlovxki (bảng 3.3).



Hình 3.10: Sơ đồ tính toán đập tràn đỉnh rộng không ngập.

Bảng 3.3. Các trị số φ , m , M của đập tràn đỉnh rộng

Điều kiện chảy vào đập	φ	m	M
Không có sức cản thủy lực	1	0,385	1,70
Điều kiện chảy vào thuận lợi	0,95	0,365	1,62
Nguội có mép vào tròn cong	0,92	0,350	1,55
Nguội có mép nghiêng	0,88	0,335	1,48
Nguội có mép vuông góc	0,85	0,320	1,42
Điều kiện chảy vào không thuận	0,80	0,300	1,33

Cần chú rằng, theo kết quả thí nghiệm của chúng tôi, nếu làm nguội tràn có mép nghiêng, trong trường hợp có kênh dẫn vào tuyến cong, thì loại mép nghiêng 45° có hệ số lưu lượng lớn nhất.

Theo R. R. Tsugaev, độ sâu nước trên nguội tràn phải:

$$h < h_{pg} < \frac{2}{3} H_0$$

Lưu lượng cũng tính theo biểu thức (3.6).

Nếu $\Omega_1 > (4bH)$ với Ω_1 - mặt cắt ướt của kênh dẫn vào phía trước nguội; b - bề rộng tràn. H - cột nước trên đỉnh tràn), thì v_0 rất nhỏ, và lưu lượng tính theo biểu thức:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{3/2}$$

Hệ số m tra theo bảng của Đ. I. Kumin, có kể đến co hẹp bên do thay đổi chiều rộng và co hẹp đứng do chiều cao p và dạng nguội. Khi không có co hẹp bên hoặc không có nguội (tức là $B_k = B_f$ hoặc $p = 0$); m tra theo bảng 3.4 và bảng 3.5.

Bảng 3.4. Hệ số m của đập tràn đỉnh rộng khi không có co hẹp bên (theo Đ. I. Kumin)

$\eta = \frac{p}{H}$												
	$\cot \alpha$				r/H					a/H		
	0	1	2	2.5	0.25	0.10	0.4	0.8	1	0.025	0.1	2.0
0.2	0.366	0.377	0.382	0.382	0.372	0.375	-	-	-	0.371	0.376	-
0.6	0.350	0.370	0.379	0.380	0.361	0.367	0.374	-	-	0.359	0.367	-
1.0	0.342	0.367	0.377	0.378	0.355	0.362	0.371	0.376	-	0.353	0.363	-
2.0	0.333	0.363	0.375	0.377	0.349	0.358	0.368	0.375	0.382	0.347	0.358	-
6.0	0.325	0.360	0.374	0.376	0.344	0.354	0.366	0.373	0.380	0.341	0.354	0.360
∞	0.320	0.358	0.373	0.375	0.340	0.351	0.364	0.372	0.375	0.337	0.352	0.358

Khi có co hẹp bên ($B_T < B_k$) hoặc có ngưỡng ($p > 0$) hệ số lưu lượng m xác định theo biểu thức:

$$m = m_\eta + (m_\beta - m_\eta)E_\eta + (0,385 - m_\beta)E_\eta E_\beta; \quad (3.7)$$

hoặc

$$m = m_\beta + (m_\eta - m_\beta)E_\beta + (0,385 - m_\eta)E_\eta E_\beta; \quad (3.7')$$

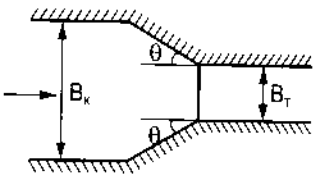
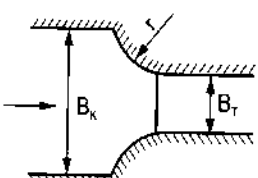
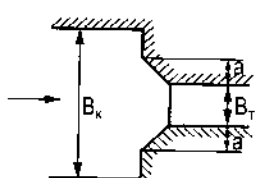
ở đây m_η lấy theo hàng cuối bảng 3.4 ($\eta = \infty$) và m_β lấy theo hàng đầu bảng 3.5 ($\beta = 0$) tùy theo điều kiện co hẹp bên. Hệ số m sẽ được tính theo biểu thức (3.7) nếu $m_\beta > m_\eta$ theo biểu thức (3.7') nếu $m_\beta < m_\eta$.

Các trị số F_η và F_β tính theo các biểu thức sau đây:

$$F_\eta = \frac{H}{H + 2p} \quad (3.8)$$

$$F_\beta = \frac{B_T}{3,5 - 2,5B_T} \quad (3.9)$$

Bảng 3.5. Hệ số m khi không có ngưỡng ($p = 0$) và có co hẹp bên (theo Đ. I. Kumin)

$\beta = \frac{B_T}{B_K}$												
	$\cotg\theta$				r/B_T				a/B_T			
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	0,5	0	0,05	0,1	0,2
0,0	0,320	0,35	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,345	0,350
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,325	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,348	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0,330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,351	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	0,368	0,340	0,354	0,357	0,361
0,5	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,355	0,371	0,373	0,355	0,364	0,366	0,369
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

Ví dụ 3.3. Cho $H = 1\text{m}$; $p = 2\text{m}$, $B_T = 10\text{m}$, $B_K = 20\text{m}$, $\cotg\alpha = 0$ và $\cotg\theta = 1$ (góc nghiêng của mép ngưỡng và của thu hẹp ngang).

Với $\eta = \infty$ thì $m_\eta = 0,320$; với $\beta = 0$ thì $m_\beta = 0,35$.

Như vậy $m_\beta > m_\eta$ nên ta dùng biểu thức (3.7'). Ta có:

$$m = 0,32 + 0,03F_\eta + 0,035F_\eta F_\beta;$$

$$F_\eta = \frac{1}{1 + 2,2} = 0,2 \quad \text{và} \quad F_\beta = \frac{10}{3,5 \cdot 20 - 2,5 \cdot 10} = 0,20,$$

do đó $m = 0,32 + 0,03 \cdot 0,2 + 0,0014 = 0,3274 \approx 0,327$.

Trong trường hợp chảy không ngập, chiều sâu nước trên ngưỡng tràn được tính theo biểu thức (R. R. Tsugaev).

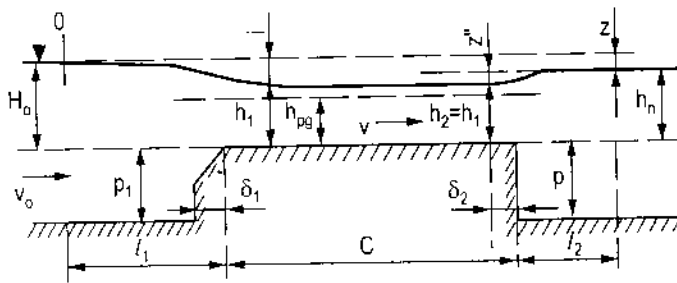
$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 - h_1)} \quad (3.10)$$

ở đây φ được xác định phụ thuộc vào hệ số m đã nêu ở trên và tra theo bảng của Đ. I. Kumin (bảng 3.6).

Bảng 3.6. Quan hệ giữa φ và m

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996

3. Tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy ngập (hình 3.11)



Hình 3.11: Sơ đồ tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy ngập

Chảy ngập xảy ra khi $h_n > 1,25h_{pg}$ hoặc $h_n < nH_0$ ($n = 0,85 - 0,75$).

Lưu lượng tính theo biểu thức

$$Q = m\sigma_n \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (3.11)$$

trong đó: σ_n - hệ số ngập, tra theo bảng N. N. Pavlovski (bảng 3.7).

Bảng 3.7. Hệ số ngập σ_n của đập tràn đỉnh rộng

h_n/H_0	σ_n	h_n/H_0	σ_n	h_n/H_0	σ_n
0,70	1,000	0,90	0,739	0,980	0,360
0,75	0,974	0,92	0,676	0,990	0,257
0,80	0,928	0,94	0,598	0,995	0,183
0,83	0,889	0,95	0,552	0,997	0,142
0,85	0,855	0,96	0,499	0,998	0,116
0,87	0,815	0,97	0,436	0,999	0,082

Theo R. R. Tsugaev và Đ. I. Kumin, lưu lượng tháo được tính theo biểu thức (3.10) nhưng hệ số lưu tốc φ phụ thuộc vào m theo số liệu của Đ.I. Kumin (bảng 3.8).

Bảng 3.8. Hệ số φ của đập tràn đỉnh rộng chảy ngập

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
φ	0,76-0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99

Chiều sâu h_1 trên ngưỡng tính bằng $h_1 = h_2 = h_n - Z''$. Ở đây h_n đã biết, trị số $Z'' = \xi h_{pg}$ (ξ xác định theo biểu đồ cho trước).

4. Trị số co hẹp ngang do trụ pin

Trị số độ co hẹp ngang do ảnh hưởng của trụ pin giữa và trụ biên có thể dùng biểu thức ở §2.4.

Chú ý. Việc sử dụng các bảng ở trên, khi kênh dẫn dòng và tường hướng dòng hai bên theo dạng đường dòng, do ảnh hưởng của thu hẹp kênh dẫn hoặc tường hướng dòng không đáng kể, nên $m_\beta = 0,385$.

IV. Thiết kế kênh tháo sau ngưỡng tràn kiểu dốc nước

1. Đặc điểm xây dựng và cấu tạo của dốc nước

Dốc nước là loại kênh hở có độ dốc lớn, được xây dựng trên nền đất hoặc đá, nối tiếp sau ngưỡng tràn để đưa nước xuống hạ lưu.

Trong trường xây dựng trên nền đất và đá xấu, đáy dốc phải gia cố bằng bản bê tông, bê tông cốt thép hoặc đá xây, và độ dốc không nên vượt quá 8%. Mặt cắt ngang của dốc nước trên nền đất thường là hình thang có mái dốc 1: 1. đến 1: 1,5, cũng có trường hợp là hình chữ nhật, hai bờ là tường trọng lực (hình 3.12).

Chiều dày bản lát dốc nước trên nền đất và đá xấu có thể tính sơ bộ theo biểu thức của V. M. Đombrovski

$$t = (0,030 - 0,035) \alpha v \sqrt{h}, \text{ (m)}$$

trong đó: v - lưu tốc trung bình của dòng chảy (m/s);

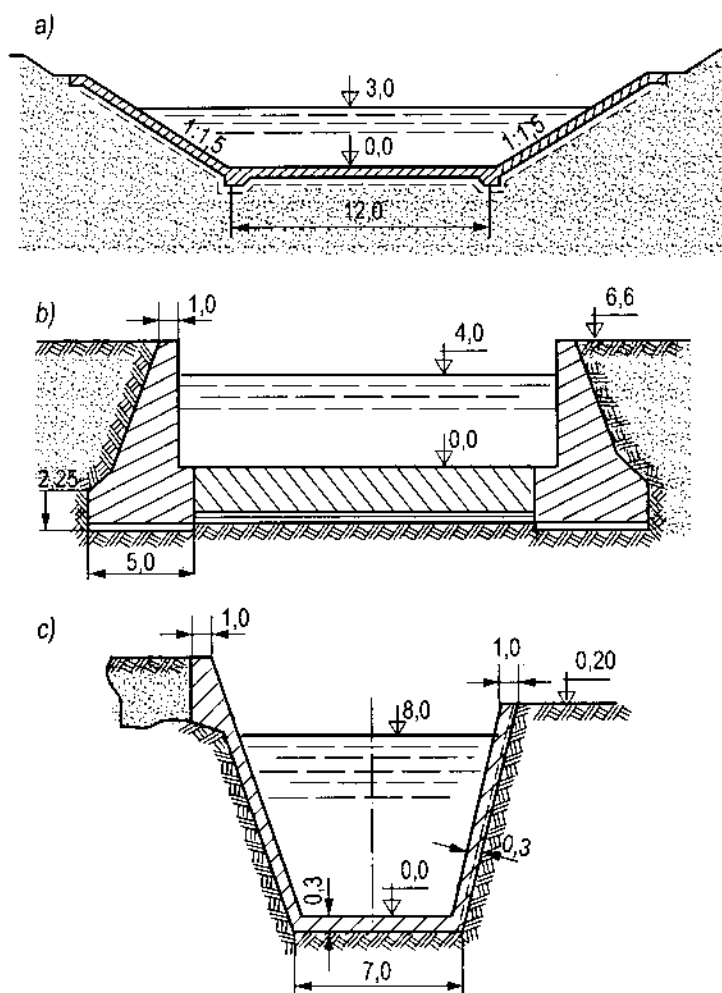
h - chiều sâu dòng chảy (m);

α - hệ số phụ thuộc nền (đối với nền sét $\alpha = 0,8 - 1$, nền cát và á cát $\alpha = 1,5 - 2,0$).

Các bản và tường đều có khe lún đặt cách nhau 4 - 15m, chiều rộng khe khoảng 1cm, trong có đồ nhựa đường.

Trong trường hợp xây dựng trên nền đá, độ dốc của đáy lớn hơn, có thể tới 50% và có thể thay đổi thích ứng với điều kiện địa hình và địa chất để giảm khối lượng đào. Tiết diện dốc nước trên nền đá là chữ nhật hoặc hình thang mái rất dốc.

Các bản bê tông trên nền đá có chiều dày 0,15 - 0,60m và nếu độ dốc lớn, phải neo vào đá bằng các neo thép $\phi 20$ đặt cách nhau 1 - 2m, một đầu chôn sâu vào đá khoảng 1m, đầu kia gắn chặt vào bản bê tông. Trường hợp đặc biệt, nếu nền đá tốt và không cần giảm độ nhám thì có thể không làm bản bê tông.



Hình 3.12: Mặt cắt ngang dốc nước;

a, b) Trên nền đất; c) Trên nền đá (kích thước trong hình ghi theo m)

Trong cả hai trường hợp (trên nền đất và nền đá), bản đáy đều phải có lỗ thoát nước để giảm áp lực thấm và áp lực đẩy nổi.

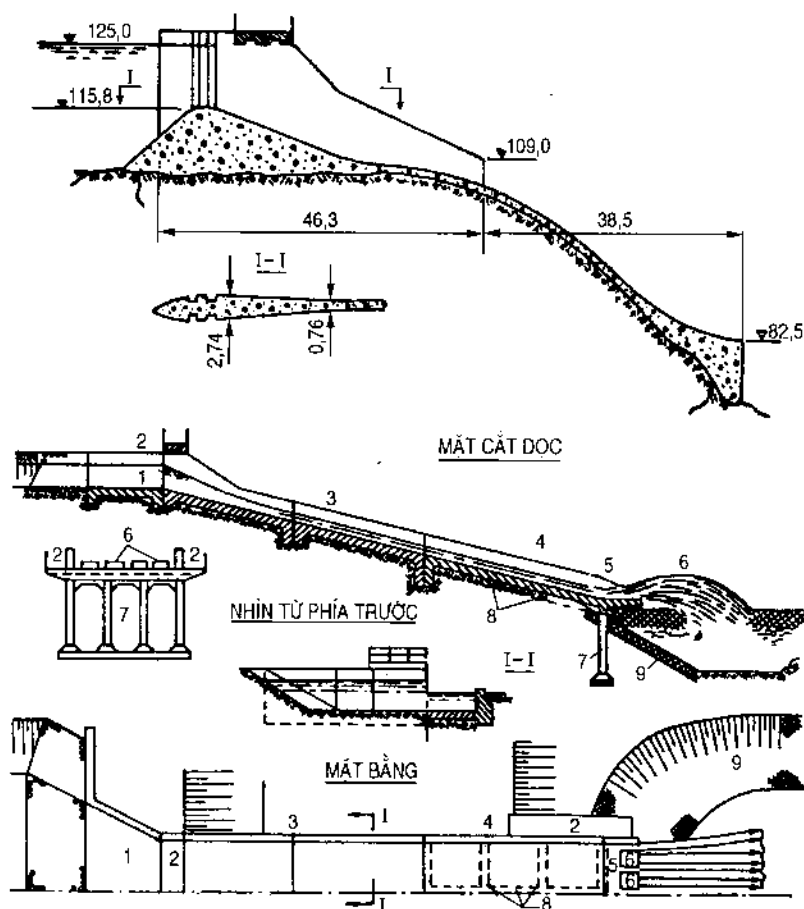
2. Sơ đồ bố trí dốc nước sau ngưỡng tràn

Do việc bố trí dốc nước phụ thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất và phải đạt yêu cầu thuận lợi về chế độ thủy lực, an toàn cho công trình và giảm khối lượng công trình đến mức tối đa nên mặt cắt dọc của dốc, hình chiếu bằng của dốc có thể có các dạng khác nhau (hình 3.13).

a) Mặt cắt dọc của dốc nước.

Độ dốc dọc của dốc nước chọn như sau:

- Không đổi $i = \text{const} > i_{pg}$, thường trên nền đất;
- Thay đổi tùy theo địa hình ($i_1 \neq i_2 \neq i_3 \dots$) để giảm khối lượng công trình, thường trên nền đá;
- Thích ứng với điều kiện địa hình, có thể là dốc lượn, chỉ trên nền đá.



Hình 3.13: Các hình thức dốc nước

a) Trên nền đá; b) Trên nền đất (kích thước trong hình ghi theo m).

b) Nối tiếp dốc nước với ngưỡng tràn. Hình thức nối tiếp dốc nước với ngưỡng tràn chọn như sau:

- Nếu ngưỡng tràn là đập thấp, động năng ở chân đập không lớn, dốc nước thường tiếp theo ngay sau đập (dốc có thể nối liền với mặt ngưỡng, hoặc đỉnh ngưỡng cao hơn đầu đáy dốc nước);

- Nếu ngưỡng tràn là đập cao (đập tràn thực dụng), ở chân đập thường bố trí hố tiêu năng, tiêu hao bớt một phần năng lượng, sau đó mới nối tiếp vào dốc nước, tránh có dòng chảy quá xiết trong dốc nước;

- Trên nền đá tốt, tuy ngưỡng tràn có thể cao, dòng xiết lớn, nhưng dốc nước có thể tiếp theo đập và tập trung tiêu năng ở cuối dốc, thường dùng kiểu mũi phun;

- Nếu mực nước trong hồ cao hơn ngưỡng tràn nhiều, đập tràn có tường ngực, dòng chảy sau ngưỡng giống như chảy dưới lỗ; hoặc trường hợp đập tràn có cửa van điều tiết, phía sau ngưỡng tràn thường bố trí một đoạn kênh thẳng.

c) Hình chiếu bằng của dốc nước

Chọn hình chiếu bằng của dốc nước như sau:

- Tuyến của dốc nước có thể thẳng hoặc cong, tùy theo điều kiện địa hình, địa chất, bảo đảm khối lượng công trình hợp lý và dòng chảy sau phần tiêu năng không gây tác hại cho đập và bờ;

- Chiều rộng dốc nước có thể không đổi trong suốt chiều dài của dốc nước, hoặc để tiết kiệm khối lượng công trình, ở đầu dốc nước làm đoạn thu hẹp hoặc làm dốc nước thu hẹp dần; trong tất cả các trường hợp đều phải bảo đảm trị số lưu lượng đơn vị ở cuối dốc không vượt quá trị số lưu lượng đơn vị cho phép đối với mỗi loại nền.

Do các sơ đồ bố trí dốc nước có nhiều dạng khác nhau, mặt khác dòng chảy trong dốc nước là dòng xiết (có thể là rất xiết) nên tính toán dốc nước phải đề cập đến những vấn đề thủy lực phức tạp sau đây:

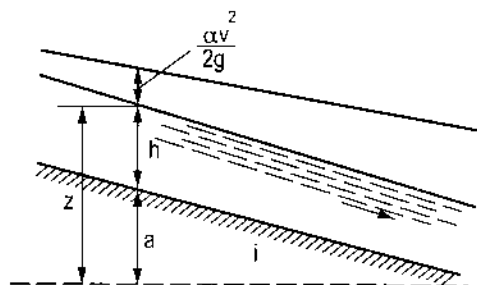
- 1) Đường mặt nước trong dốc với những sơ đồ mặt cắt dọc đã nêu ở trên;
- 2) Đường mặt nước tại chỗ uốn cong;
- 3) Chế độ thủy lực tại đoạn thu hẹp;
- 4) Phát sinh sóng trong dốc nước;
- 5) Hàm khí trong dốc nước;
- 6) Giảm lưu tốc bằng mố nhám nhân tạo;
- 7) Các hình thức tiêu năng cuối dốc nước.

3. Đường mặt nước trong dốc nước

a) Phương trình cơ bản của đường mặt nước trong dốc nước

Tính toán thủy lực trên dốc nước chủ yếu nhằm xác định được đường mặt nước trong dốc, hoặc là chiều sâu của nước trong dốc, để từ đó thiết kế chính xác được chiều cao của tường biên, tính được lưu tốc trên dốc, điều kiện thủy lực trước khi vào bộ phận tiêu năng để chọn các kết cấu bản đáy và tiêu năng được hợp lý.

Phương trình cơ bản để tính đường mặt nước trong dốc là phương trình động lực (phương trình Bernoulli) viết cho dòng chảy ổn định trong kênh hở có độ dốc đáy i (hình 3.14).



Hình 3.14: Sơ đồ tính đường mặt nước trong dốc nước

$$\frac{dE}{dl} = \frac{d}{dl} \left(Z + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -J = -\frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \quad (3.12)$$

Từ hình 3.14 ta có: $Z = a + h$

và:
$$\mathfrak{E} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = E - a \quad (3.13)$$

trong đó: $\mathfrak{E}$ - tỉ năng mặt cắt.

Từ phương trình cơ bản (3.12), có nhiều phương pháp để vẽ đường mặt nước trong dốc, sau đây chỉ giới thiệu hai phương pháp thường dùng nhất.

1) Phương pháp sai phân (còn gọi là phương pháp cộng trực tiếp). Từ biểu thức (3.13) có:

$$\frac{d\mathfrak{E}}{dh} = 1 + \frac{d}{dh} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}$$

hoặc:
$$\frac{d\mathfrak{E}}{dh} = 1 - Fr \quad (3.14)$$

Từ biểu thức (3.12) có:

$$\frac{d\mathfrak{E}}{dl} = \frac{dE}{dl} - \frac{da}{dl} = i - J \quad (3.15)$$

Nếu chia dốc nước thành nhiều đoạn ngắn Δl , tại mỗi đoạn áp dụng biểu thức (3.15), ta có dạng phương trình sai phân.

$$\frac{\Delta \mathfrak{E}}{\Delta l} = i - \bar{J} \quad (3.16)$$

trong đó: $\Delta \mathfrak{E}$ - hiệu số tỉ năng của hai mặt cắt ở hai đầu đoạn ngắn:

$$\Delta \mathfrak{E} = \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right)$$

$\bar{J}$ - độ dốc thủy lực trung bình:

$$\bar{J} = \frac{1}{2} \left(\frac{Q^2}{k_1^2} + \frac{Q^2}{k_2^2} \right)$$

2) Phương pháp số mũ thủy lực của B.A. Bahmê-tê-v. Nếu lấy biểu thức (3.15) chia cho biểu thức (3.14) thì ta được:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = \frac{i - J}{1 - Fr} \quad (3.17)$$

trong đó $K = f(h) = C\omega\sqrt{R}$

Nếu thay hàm $K = f(h)$ bằng hàm số mũ $K^2 \approx Ah^x$, nhận thấy trong một đoạn dòng không đều, h thay đổi x cũng thay đổi theo, nhưng rất ít, do đó có thể chọn một trị số x trung bình:

$$x = 2 \frac{\lg K' - \lg K''}{\lg h' - \lg h''}$$

Đặt $j = \frac{\alpha i}{g} \cdot \frac{C^2 B}{\chi}$ và biến đổi sẽ được phương trình đường mặt nước sau đây:

- Khi $i > 0$;

$$\frac{i}{h_0} \Delta l_{1-2} = (\eta_2 - \eta_1) - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (3.18)$$

- Khi $i = 0$

$$\frac{i_k}{h_k} \Delta l_{1-2} = (\bar{j}_k - 1)(\zeta_2 - \zeta_1) - [\psi(\zeta_2) - \psi(\zeta_1)] \quad (3.19)$$

trong đó: $\eta = \frac{h}{h_0}$;

h_0 - độ sâu chảy đều;

$\varphi(\eta)$ - hàm số phụ thuộc x , có cho trong các giáo trình thủy lực hoặc sổ tay thủy lực;

i_k, h_k - độ dốc và độ sâu phân giới;

$\psi(\zeta)$ - hàm số phụ thuộc x , có cho trong các giáo trình thủy lực;

$$\bar{j}_k = \frac{\alpha i_k}{g} \cdot \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{\chi}.$$

Các phương trình (3.16), (3.18) được dùng để tính đường mặt nước trong dốc, trong đó nếu đã biết chiều dài dốc nước, biết lưu lượng, chiều rộng dốc, sẽ tính dần được chiều sâu tại bất cứ mặt cắt nào. Tuy nhiên trong tính toán phải giả thiết dần chiều sâu. Muốn như vậy phải biết được dạng đường mặt nước trong dốc. Sau đây sẽ lần lượt xét dạng đường mặt nước trong những trường hợp cụ thể của dốc nước.

b) Đường mặt nước khi dốc nước có chiều rộng đáy không đổi

Độ dốc trong dốc nước lớn hơn độ dốc phân giới ($i > i_{pg}$), do đó dòng chảy trong dốc nước là dòng chảy xiết. Tùy theo chiều sâu dòng chảy tại đầu dốc nước, đường mặt nước có thể là đường nước đổ b_{II} , hoặc đường nước dâng c_{II} trong vùng xiết.

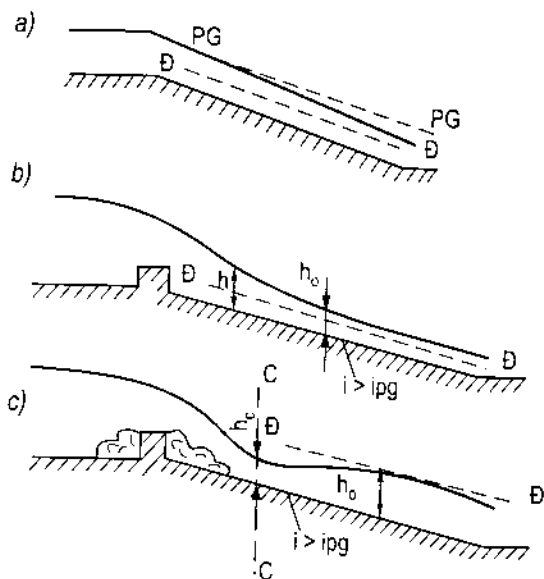
Xét các trường hợp sau đây:

- Trường hợp không có ngưỡng tràn (hình 3.15a). Phía sau ngưỡng tràn là dốc nước, chiều sâu tại đầu dốc nước, cuối ngưỡng tràn sẽ là độ sâu phân giới h_{pg} , do đó đường mặt trong dốc sẽ là đường nước đổ b_{II} . Nếu dốc nước dài, độ sâu tại đoạn cuối sẽ dần dần tiệm cận với đường Đ - Đ, tức là gần bằng độ sâu chảy đều.

Đường mặt nước trong dốc nước có thể tính theo biểu thức (3.16) hoặc biểu thức (3.18).

- Trường hợp ngưỡng tràn thấp (hình 3.15b). Trong trường hợp này, độ sâu co hẹp sau ngưỡng $h_c > h_0$, nên trong dốc có đường nước đổ b_{II} .

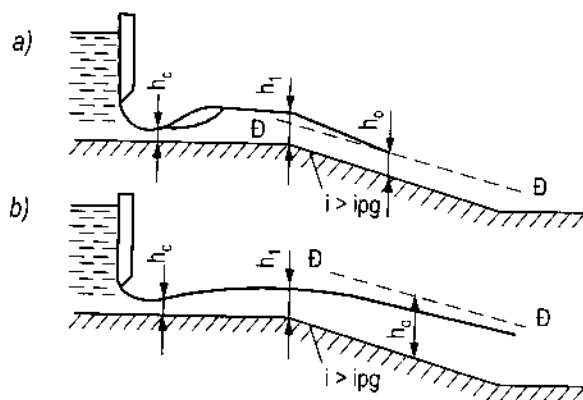
- Trường hợp có ngưỡng tràn cao (hình 3.15c). Ngưỡng tràn có thể là đập tràn đỉnh rộng, ngưỡng cao nên có luồng nước đổ xuống đầu dốc, hình thành đoạn co hẹp $h_c < h_0$, do đó trong dốc có đường nước dâng c_{II} .



Hình 3.15: Sơ đồ tính toán đường mặt nước sau ngưỡng tràn;

a) Không có ngưỡng tràn;

b) Ngưỡng tràn thấp; c) Ngưỡng tràn cao



Hình 3.16: Sơ đồ tính đường mặt nước sau ngưỡng tràn có cửa;

a) Đoạn chuyển tiếp dài;

b) Đoạn chuyển tiếp ngắn

Nếu ngưỡng tràn là đập tràn thực dụng thì điều này là chắc chắn.

- Trường hợp có cửa van điều tiết (hình 3.16). Nếu phần vào của dốc nước làm theo sơ đồ chảy dưới cửa van, và có một đoạn chuyển tiếp $i = 0$, tùy theo độ sâu ở cuối đoạn chuyển tiếp, trên dốc nước sẽ hình thành đường nước đổ (khi $h_1 > h_0$), hoặc đường nước dâng c_{II} (khi $h_1 < h_0$). Khi $h_1 > h_0$, trong đoạn này có nước nhảy.

c) Đường mặt nước trong dốc nước có chiều rộng đáy thay đổi

Trong trường hợp này có thể dùng phương pháp cộng trực tiếp (của V. I. Tsanomxki) để tính.

Ví dụ 3.4. Tìm quy luật biến đổi chiều rộng trên một dốc nước có $Q = 13,2 \text{ m}^3/\text{s}$, $i = 0,04$, $n = 0,017$, dài 40m, mặt cắt chữ nhật, sao cho độ sâu nước không đổi bằng $h = 1\text{m}$, biết chiều rộng đầu dốc nước $b = 4\text{m}$.

Dùng biểu thức $\Delta l = \frac{\Delta \mathfrak{B}}{i - \bar{j}}$. Có thể định trước các chiều rộng tại các vị trí và tính các mặt cắt tương ứng. Kết quả tính toán ghi trong bảng sau đây:

B (m)	ω (m^2)	V (m/s)	$\frac{\alpha v^2}{2g}$	$\Delta \mathfrak{B}$	χ (m)	R (m)	j	$\bar{j}$	$i - \bar{j}$	Δl (m)	l (m)
4,0	4,0	3,30	0,555		6,0	0,667	0,0053				0
3,5	3,5	3,77	0,725	0,170	5,5	0,636	0,0073	0,0063	0,0337	5,05	5,05
3,0	3,0	4,40	0,985	0,260	5,0	0,600	0,0107	0,0090	0,0310	8,35	13,40
2,5	2,5	5,28	1,415	0,430	4,5	0,555	0,0171	0,0139	0,0261	16,50	29,90
2,3	2,3	5,74	1,680	0,265	4,3	0,535	0,0191	0,0191	0,0209	12,70	42,60

Từ kết quả tính toán trong bảng trên về đường quan hệ $b = f(l)$ và suy ra chiều rộng của cuối dốc khi $l = 40\text{m}$ là $b = 2,33\text{m}$.

Dốc nước có chiều rộng đáy thay đổi dần có thể có các điều kiện sau đây.

- Chiều rộng thay đổi dần nhưng độ sâu không đổi, tức là tường biên có chiều cao không đổi. Trường hợp này có thể tính như trên, hoặc có thể dùng phương trình của V. Đ. Zyurin:

$$\Delta l = \left(\frac{\alpha c^2}{g\chi} \right)_{tb} \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (3.20)$$

trong đó: $\varphi(\eta)$ - hàm số xác định theo bảng của phụ lục các giá trị thủy lực với số mũ thủy lực $x = 2$;

$$\eta_1 = \frac{K_1}{K_0}, \quad \eta_2 = \frac{K_2}{K_0}, \quad K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}},$$

- Dốc nước có chiều rộng thay đổi, còn chiều sâu có thể thay đổi theo quy luật đường thẳng, hoặc cột nước lưu tốc thay đổi theo quy luật đường thẳng. Trong thiết kế dốc nước, thực tế ít dùng những điều kiện biên phức tạp như vậy, nhưng có thể dùng phương trình của B. T. Emtxêv để tính (xem [12]).

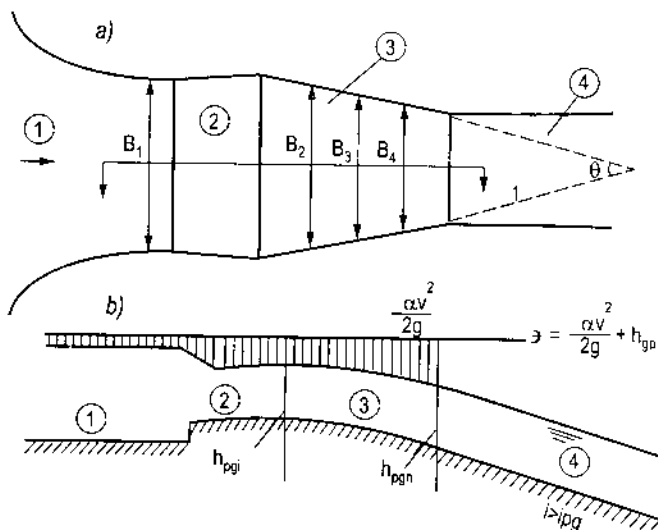
4. Tính toán đoạn thu hẹp ở đầu dốc nước

Dốc nước có chiều rộng thay đổi dần tuy tiết kiệm được khối lượng công trình, nhưng thi công trên tuyến dài phức tạp, nên thường thiết kế đường tràn tháo lũ có đoạn thu hẹp sau ngưỡng tràn, trước khi đi vào dốc nước (hình 3.17).

Có thể thiết kế đoạn thu hẹp ở đầu dốc nước theo hai phương pháp sau đây.

a) Phương pháp cộng trực tiếp [ứng dụng biểu thức (3-16)]

Như ở trên đã trình bày, cần phải xác định sự biến đổi của b khi độ dốc và chiều sâu nước ở mặt cắt đầu và mặt cắt cuối đoạn thu hẹp đã biết. Theo phương pháp này, chiều rộng tại đầu dốc nước không khống chế trước được và góc thu hẹp có thể không thỏa mãn điều kiện thủy lực, vì nếu b cuối quá nhỏ, sẽ có thể phát sinh hiện tượng sóng xiên.



Hình 3.17: Sơ đồ tính toán đoạn thu hẹp ở đầu dốc nước

a) Mặt bằng; b) Cắt theo trục;

b) Phương pháp căn cứ vào đặc tính dòng chảy sau ngưỡng tràn và đầu dốc nước (đập tràn đỉnh rộng). Góc thu hẹp, theo kinh nghiệm lấy bằng $\theta = 22^\circ$, vì với trị số góc này, dòng chảy không bị co hẹp đột ngột. Chiều dài đoạn thu hẹp từ B_T và B_d không nên lấy quá lớn, và do đó có thể giả thiết tổn thất thủy lực trong đoạn này là không đáng kể.

Biết rằng chiều sâu dòng chảy tại cuối ngưỡng tràn và tại đầu dốc nước (tức là cuối đoạn thu hẹp) đều bằng chiều sâu phân giới, nên có thể thiết kế đoạn thu hẹp thế nào để cho chiều sâu dòng chảy trong cả đoạn thu hẹp đều bằng chiều sâu phân giới.

Tỉ năng trong các mặt cắt tại đoạn thu hẹp xác định theo biểu thức:

$$\mathfrak{z} = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{pg}$$

trong đó: $\frac{\alpha v^2}{2g}$ - cột nước lưu tốc

Biết
$$h_{pg} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

hoặc:
$$(h_{pg})^3 = \frac{\alpha q^2}{g} = \frac{\alpha h_{pg}^2 v^2}{g}$$

trong đó: $q = h_{pg} \cdot v$

Do đó:
$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{h_{pg}}{2}$$

Như vậy:

$$\mathfrak{z} = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{pg} = \frac{3}{2} h_{pg}$$

Ta thấy, nếu lấy đường mặt nước trong hồ chứa làm chuẩn thì:

- Cao trình mặt nước trong mỗi mặt cắt bằng $\mathfrak{z} - \frac{\alpha v^2}{2g} = \mathfrak{z} - \frac{h_{pg}}{2}$, tức là thấp hơn mặt nước hồ một đoạn bằng $\frac{h_{pg}}{2}$.

- Cao trình đáy đoạn thu hẹp trong mỗi mặt cắt bằng $\mathfrak{z} - \frac{3}{2} h_{pg}$, tức là thấp hơn mặt nước hồ một đoạn bằng $\frac{3}{2} h_{pg}$.

Do đó trong thực tế thiết kế, khi đã biết lưu lượng qua đập tràn, chiều rộng tràn nước, chiều rộng dốc nước trên mặt bằng, xác định chiều dài và dạng đoạn thu hẹp; sau khi đã tính được độ sâu phân giới trong mỗi mặt cắt, đường mặt nước và đáy đoạn thu hẹp được

xác định rất đơn giản và bảo đảm chế độ dòng chảy đúng với điều kiện biên: độ sâu cuối đập tràn và đầu dốc nước là độ sâu phân giới.

Ví dụ 3.5. Thiết kế đoạn thu hẹp tại đầu dốc nước, biết $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$, chiều rộng tràn nước $B_T = 20\text{m}$; chiều rộng dốc nước $B_d = 14\text{m}$, góc thu hẹp $\theta = 22^\circ$, hai bờ thẳng đứng (hình 3.18).

Dựa vào chỉ dẫn ở trên, trình tự và kết quả tính toán ghi trong bảng sau đây.

Mặt cắt	Chiều rộng (m)	Q (m^3/s)	h_{pg} (m)	$\frac{v^2}{2g} = \frac{h_{pg}}{2}$	Mặt nước thấp hơn mặt hồ chứa (m)	Đáy thấp hơn mặt hồ chứa (m)
1-1	20	50	6,33	3,17	3,17	9,50
2-2	18	55,5	6,80	3,40	3,40	10,20
3-3	16	62,5	7,35	3,67	3,67	11,02
4-4	14	71,5	8,05	4,02	4,02	12,07

Phương pháp nêu ở trên tương đối đơn giản, cho phép vẽ được đường mặt nước và đường viền đáy theo hai đường cong đổ xuống, nhưng nước ngày càng sâu hơn.

Trong trường hợp đập tràn có trụ pin, trị số lưu lượng riêng trong mặt cắt sau ngưỡng lấy bằng $q_1 = \frac{Q}{B_T + \sum d}$ ($\sum d$ - tổng chiều dày trụ pin, các trị số h_{pg} trong các mặt cắt

đều nhân với hệ số điều chỉnh $K = \left(\frac{q'_1}{q_1} \right)^{2/3} \cdot \frac{0,385}{m}$, $q'_1 = \frac{Q_{\text{tràn}}}{B_T}$).

5. Tính toán đoạn cong trong dốc nước

Trong nhiều trường hợp, để rút ngắn chiều dài dốc nước, hoặc để tránh các vật chướng ngại, dốc nước có tuyến cong.

a) Tổn thất cột nước

Trong trường hợp nước không tách khỏi bờ cong lồi ($r_1 \geq 1,5B_d$), tổn thất cột nước đã được nêu trong các biểu thức của A. X. Ofitxêrov, I. L. Rozovxki, Buxinêxki... Trong thiết kế có thể dùng biểu thức của A. X. Ofitxêrov:

$$h_t = 0,8\xi_0 \frac{B}{R} \frac{v_o^2}{2g} \quad (3.21)$$

trong đó: h_t - tổn thất cột nước;

$\xi_0 = 2(1 - \cos\theta)$;

θ - góc uốn cong;

B - chiều rộng dốc nước;

R - bán kính cong của trục dốc nước;

v_o - lưu tốc trung bình trên trục dốc nước.

Tổn thất này sẽ được cộng vào tổn thất trong dòng chảy không đều của dốc nước.

b) Độ dốc ngang của đường mặt nước

Do ảnh hưởng của lực li tâm, mặt nước của bờ lồi thấp hơn của bờ lõm. Mặt nước trong mặt cắt ngang tại chỗ cong có dạng cong vòng lên và độ dốc I_r tại điểm có bán kính cong là r được tính theo biểu thức:

$$I_r = \frac{v^2}{gr} = \operatorname{tg} \alpha \quad (3.22)$$

trong đó: v - lưu tốc trung bình trên đường trục đi qua điểm cần tính.

Trong điều kiện không có tách dòng và xoáy nước tại bờ lồi, lưu tốc trên mặt cắt ngang phân bố theo quy luật diện tích:

$$v = \frac{C}{r} = \frac{Q}{hr \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (3.23)$$

trong đó: r - bán kính tại điểm xét;

Q - lưu lượng qua mặt cắt;

h - chiều sâu trung bình;

r_1, r_2 - bán kính bờ lồi và bờ lõm.

Mặt nước phía bờ lồi sẽ thấp hơn phía bờ lõm một độ cao Δh tính theo biểu thức:

$$\begin{aligned} \Delta h &= \int_{r_1}^{r_2} I_r dr = \int_{r_1}^{r_2} \frac{v^2}{gr} dr = \\ &= \frac{Q^2}{2gh^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}} \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \end{aligned} \quad (3.24)$$

Đối với dốc nước có chiều rộng không lớn lắm ($B''_d < 10m$), góc nghiêng của mặt nước tính gần đúng như sau (hình 3.18a):

$$I = \operatorname{tg} \alpha = \frac{v^2}{gR} \quad (3.25)$$

trong đó: v - lưu tốc trung bình tại trục dốc;

R - bán kính cong của trục.

Vấn đề tính toán ở trên có ý nghĩa rất thực tiễn trong thiết kế dốc nước, vì từ đó tính được chiều cao tường bảo vệ bờ dốc tại đoạn cong (tường phía bờ lõm cao hơn bờ lồi Δh) và có những biện pháp giảm trị số góc nghiêng và chống tách dòng khỏi bờ lồi.

Trong xây dựng dốc nước thường dùng các biện pháp sau đây:

1) Tại đoạn cong của dốc nước, đáy ngang của dốc nước làm nghiêng một góc $\beta < \alpha$ (hình 3.18b) để giảm khối lượng đào và chống hiện tượng tách dòng.

2) Nếu B_d và lưu tốc trong dốc lớn, có thể làm các tường phân dòng để phân dòng chảy trong dốc nước thành nhiều luồng. Làm như vậy sẽ giảm được độ nghiêng của mặt nước (hình 3.18c)

3) Bán kính bờ lồi nên chọn $\frac{r_l}{B_d} \geq 1,5$.

6. Vấn đề hàm khí trong dốc nước

Trong dốc nước có lưu tốc lớn, lớp không khí ở gần mặt dòng chảy sẽ bị hút vào lớp nước. Các bọt khí đó pha trộn vào lớp nước trên vùng mặt, chuyển động cùng với dòng chảy, và do đó chiều sâu dòng chảy sẽ tăng so với tính toán khi không có hàm khí. Hiện tượng này làm cho hai tường bên của dốc nước phải tăng hơn so với tính toán bình thường.

a) Phương pháp của A. L. Nitriporovits

Chiều sâu dòng chảy có hàm khí tăng lên, có thể xem tương đương với kết quả do tăng độ nhám của dốc nước và dốc nước có hàm khí có độ nhám tương đương:

$$n' = \xi n \quad (3.26)$$

trong đó: n - độ nhám thực của dốc nước;

ξ - hệ số tăng độ nhám, phụ thuộc vào độ dốc của dốc nước, lấy như sau:

i	0,1 - 0,2	0,2 - 0,4	> 0,4
ξ	1,33	1,33 - 2,00	2,0 - 3,33

Trong tính toán đường mặt nước, sẽ dùng hệ số nhám n' .

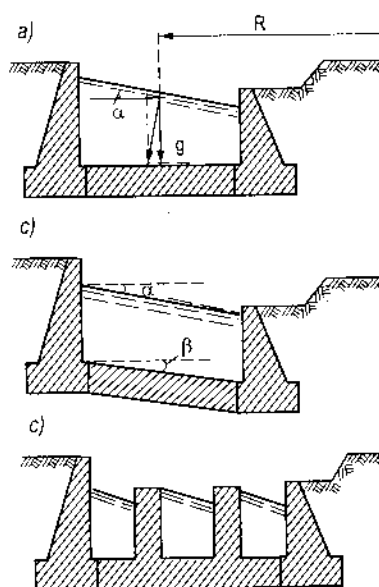
Trong trường hợp h nhỏ, có thể sơ bộ tính chiều sâu có hàm khí:

$$h' = Ah \quad (3.27)$$

Trong đó: A - hệ số kể tới ảnh hưởng của hàm khí (bảng 3.9)

Bảng 3.9. Trị số của hệ số A

Chiều sâu h (m)	$v(m/s)$		
	5	10	15
0,25	1,10	1,30	1,60
0,40	1,05	1,13	1,35
0,60	-	1,05	1,20



Hình 3.18: Mặt cắt ngang dốc nước tại chỗ cong;

a) Sơ đồ tính toán; b) Mặt cắt ngang có đáy nghiêng;

c) Tường phân dòng để giảm Δh

b) Phương pháp của N. B. Ikalxêwko

Hệ số Froust (F_r) phân giới mà từ đó bắt đầu có hàm khí được tính theo biểu thức:

$$F_{rpg} = 45 \left(1 - \frac{\Delta}{R} \right)^{14} \quad (3.28)$$

trong đó: $\frac{\Delta}{R}$ - độ nhám tương đối của dốc nước (trong dốc bê tông lấy bằng 0,02 - 0,04;

trong dốc có mố nhám gia cường lấy bằng 0,05 - 0,10).

Nếu không kể đến hàm khí thì:

$$F_{rpg} = \frac{v^2}{gR}$$

Lưu lượng không khí bị hút vào tính theo biểu thức

$$\alpha = \frac{W_k}{W_n} = \left(0,035 + 0,85 \frac{\Delta}{R} \right) \sqrt{Fr - 45 \left(1 - \frac{\Delta}{R} \right)^{14}} \quad (3.29)$$

trong đó: $\frac{W_k}{W_n}$ - tỉ lệ giữa khối lượng không khí và khối lượng nước.

Chiều sâu dòng chảy khi có hàm khí tính theo biểu thức:

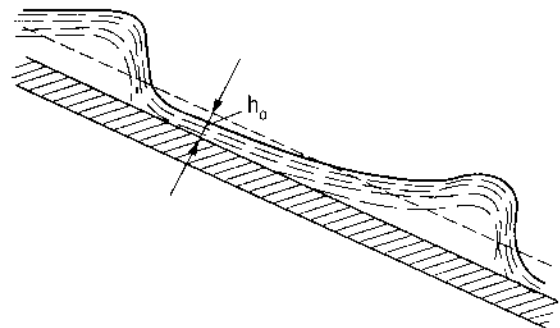
$$H_k = (1 + \alpha) h \quad (3.30)$$

7. Vấn đề sóng trong dốc nước

Khi dòng chảy trong dốc nước có độ xiết lớn, trong dốc nước có thể xảy ra hiện tượng sóng truyền từ trên xuống dưới theo chu kì. Chiều cao của sóng khá lớn, vượt quá độ cao an toàn của bờ dốc nước, tạo nên áp lực động lên bản đáy; và khi sóng truyền xuống dốc nước, sự làm việc của hố tiêu năng sẽ bị rối loạn, và ảnh hưởng đến cả chế độ làm việc của kênh tháo sau hố tiêu năng.

Nguyên nhân chủ yếu để phát sinh sóng trong dốc nước là khi tỉ lệ $\frac{b}{h}$ lớn, độ dốc của dốc nước lớn, do ảnh hưởng của độ nhám đáy dốc, lớp nước gần đáy hầu như bị giữ lại còn lớp nước phía trên bị trượt đi với tốc độ lớn (hình 3.19).

Theo T. K. Voynits-Txanojênxki, dòng chảy trong dốc nước không phát sinh hiện tượng sóng khi:



Hình 3.19: Sóng trong dốc nước

$$\frac{l}{F_r} > \left(\frac{x\omega}{2Bh} \right)^2 - 2(2\alpha_0 - 1) \frac{x\omega}{2Bh} + 2\alpha_0 - 1 \quad (3.31)$$

trong đó: F_r , ω , B , h - số Froude, diện tích mặt cắt ướt, chiều rộng, chiều sâu dòng chảy trước vùng có sóng;

x - số mũ thủy lực, lấy theo B. A. Bahmê-tê-v;

α_0 - hệ số động lượng, xác định theo A. X. Obrazovxki:

$$\alpha_0 = \frac{(1+k_1)^2(1+k_2)^2}{(1+2k_1)(1+2k_2)} \quad (3.32)$$

$$k_1 = \sqrt{g} / \chi C ;$$

$$k_2 = 2k_1(1 - b/\chi_0) ;$$

C - hệ số Sêri xác định theo biểu thức của N. N. Pavlovxki;

$\chi = 0,36$ - hằng số Karman;

χ_0 , b - chu vi ướt và chiều rộng đáy của sông.

Đối với dốc nước không có sóng $\alpha_0 = 1,037 - 1,15$.

Đối với dốc nước có sóng $\alpha_0 = 1,01 - 1,039$.

Khi tăng α_0 , phần bên phải của bất đẳng thức (3.31) sẽ giảm rất nhanh, do đó trong tính toán sơ bộ, nên lấy trị số α_0 nhỏ.

Theo thí nghiệm của E. P. Fê-dô-rov, hiện tượng sóng trong dốc nước phụ thuộc vào các yếu tố sau đây:

- Khi tỉ lệ $\frac{b}{h}$ lớn;

- Khi độ dốc đáy lớn hơn 0,025 - 0,030;

- Chỉ xảy ra trong dốc nước mặt cắt chữ nhật hoặc hình thang;

- Do ảnh hưởng của sóng từ thượng lưu;

- Do thay đổi đột ngột của độ dốc dọc dốc nước.

Vì vậy E. P. Fê-dô-rov đề nghị làm dốc nước có mặt cắt parabol hoặc hình tam giác, đa giác để giảm tỉ lệ $\frac{b}{h}$. Nhưng những dốc nước này khó thi công và sẽ gặp khó khăn lớn trong việc nối tiếp ở hạ lưu.

8. Dốc nước có mố nhám gia cường

Mố nhám gia cường trong dốc nước là các loại mố có hình dáng khác nhau, xây liền với đáy dốc nước hoặc cả với hai bờ để tăng thêm độ nhám, tăng ma sát dọc đường.

Kết quả của việc xây các mố nhám như vậy làm tăng chiều sâu dòng chảy trong dốc, giảm lưu tốc, thậm chí có thể biến dòng xiết thành dòng êm, và làm nhiệm vụ tiêu năng dọc theo dốc. Vì vậy những mố nhám gia cường được xây trên những dốc nước có dòng xiết lớn, cần phải giảm lưu tốc phù hợp với yêu cầu của vật liệu.

Việc tính toán dốc nước có các mố nhám gia cường chủ yếu là dựa trên yêu cầu khống chế lưu tốc, chọn được loại mố nhám cần thiết, và sau đó tính được các yếu tố thủy lực của dốc.

F. I. Pikalov và I. Ya. Fankévits dựa vào kết quả nghiên cứu thí nghiệm đã đề xuất sự liên hệ giữa các yếu tố thủy lực và các yếu tố hình học của mố nhám:

$$k = f(\alpha, \beta) \quad (3.33)$$

trong đó: k - độ nhám riêng;

$$k = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v} ; \alpha = \frac{h}{\sigma} ; \beta = \frac{b}{h}$$

h - chiều sâu của nước trên mố nhám;

σ - chiều cao của mố nhám;

b - chiều rộng của dốc nước tiết diện chữ nhật.

Quan hệ $k = f(\alpha, \beta)$ phụ thuộc vào dạng mố nhám. Theo thí nghiệm, khi khoảng cách có lợi nhất giữa các cạnh của mố $\lambda = 8\sigma$ và β thay đổi từ 1 đến 12, được biểu thị trong các trường hợp sau đây.

1) Mố nhám hình dích đặc kép (hình 3.20a):

$$1000k = 116,1 - 6,1\alpha - 1,2\beta \quad (3.34)$$

dùng trong điều kiện $12 \geq \alpha \geq 5$.

2) Mố nhám dích đặc đơn (hình 3.20b):

$$1000k = 85,8 - 3,9\alpha - 0,8\beta \quad (3.35)$$

dùng trong điều kiện $8 \geq \alpha \geq 3,5$ và $6 \geq \beta \geq 1$.

3) Mố nhám dạng dầm thẳng có góc (hình 3.20c):

$$1000k = 47,5 - 1,2\alpha + 0,1\beta \quad (3.36)$$

4) Mố nhám dạng dầm tròn (hình 3.20c):

$$1000k = 50,5 - 3,3\alpha + 0,2\beta \quad (3.37)$$

5) Mố nhám dạng thang đặt xen kẽ (hình 3.20d):

$$1000k = 54,2 - 2,1\alpha + 0,33\beta \quad (3.38)$$

Các trường hợp 3, 4 và 5 dùng trong điều kiện

$$8 \geq \alpha \geq 3$$

6) Mố nhám hình quân cờ (hình 3.20e):

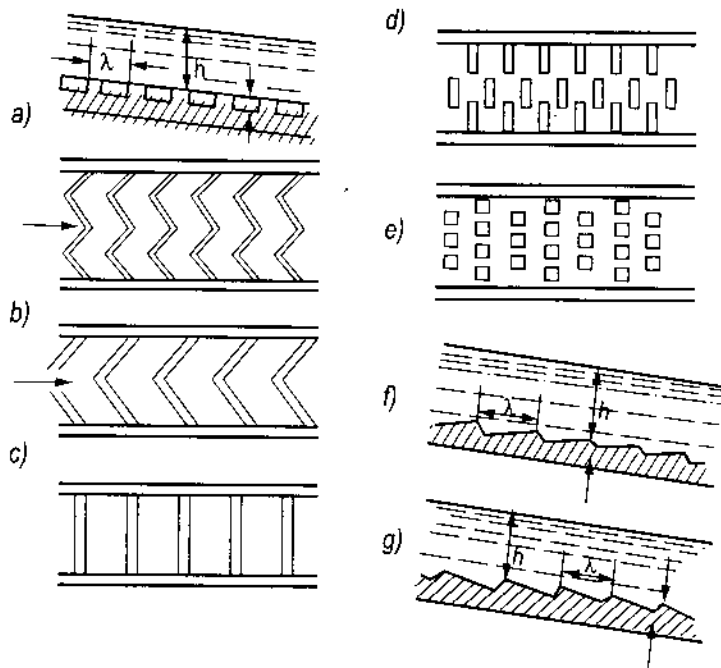
$$1000k = 52,0 - 5,1\alpha - 0,8\beta \quad (3.39)$$

dùng trong điều kiện $5 \geq \alpha \geq 2$

trong đó: $\beta = \frac{b - N\sigma}{h + C}$;

N - số mố trong một hàng.

Mố nhám ở hình 3.20a, b, c, d, e được xếp đặt theo thứ tự hiệu quả tiêu năng giảm dần.



Hình 3.20: Các loại mố nhám gia cường

7) Mố nhám kiểu bậc thang đặt xuôi dòng chảy (hình 3.20f)

$$1000k = 22 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0,67\alpha \quad (3.40)$$

8) Mố nhám kiểu bậc thang đặt ngược dòng chảy (hình 3.20g):

$$1000k = 38 + 10\sqrt[3]{\beta} - 1,33\alpha \quad (3.41)$$

Các trường hợp 7 và 8 dùng trong điều kiện $i = 12\%$.

9) Mố nhám bên thành tường:

$$\left. \begin{aligned} 1000k &= 59,5\sqrt{m} + 131 (S-1) \text{ khi } i = 15\% ; \\ 1000k &= 39,5\sqrt{m} + 126 (S-1) \text{ khi } i = 10\% ; \\ 1000k &= 35,5\sqrt{m} + 121 (S-1) \text{ khi } i = 6\% ; \end{aligned} \right\} \quad (3.42)$$

Ví dụ 3.6. Thiết kế mặt cắt dọc của dốc nước, bằng bê tông có tiết diện hình chữ nhật rộng 4,6m, tháo lưu lượng $Q = 18,5\text{m}^3/\text{s}$, lưu tốc không được quá 6m/s, $i = 0,116$.

Với độ dốc $i = 0,116$, lưu tốc trong máng sẽ vượt quá lưu tốc cho phép, vì vậy để bảo đảm điều kiện $v \leq 6\text{m/s}$, cần làm mố nhám gia cường mà đặc tính được tìm theo biểu thức:

$$k = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}$$

$$\text{Lấy } v = 6\text{m/s, tính được } q = \frac{18,5}{4,6} = 4,02 ;$$

$$h = \frac{q}{v} = \frac{4,02}{6} = 0,67 ; R = 0,518 ; \sqrt{i} = 0,341$$

Do đó $k = 0,0409$.

Căn cứ vào độ nhám đơn vị, có thể xác định được kích thước mố nhám, thảo mãn điều kiện $v = 6\text{m/s}$. Dùng loại mố nhám bậc thang ngược dòng (hình 3.20g).

Ta có:
$$\beta = \frac{4,6}{0,67} = 6,88 ; \sqrt[3]{\beta} = 1,24$$

Thay trị số β và k vào biểu thức (3.41) tìm được $\alpha = 7,2$ và chiều cao của mố bằng:

$$\sigma = \frac{h}{\alpha} = \frac{0,67}{7,2} = 0,093\text{m} \approx 10\text{cm}$$

Khoảng cách giữa các mố bằng $\lambda = 8\sigma = 80\text{cm}$.

Mố nhám chỉ cần đặt từ mặt cắt có $v > 6\text{m/s}$, do đó tại vùng đầu dốc nước lưu tốc còn nhỏ, chưa cần đặt mố. Từ vùng có đặt mố, sẽ có chuyển động đều với lưu tốc 6m/s và độ sâu $0,67\text{m}$.

9. Tính toán tiêu năng cuối dốc nước

Tuỳ theo tình hình địa hình, địa chất, lưu lượng tháo, cuối dốc nước thường dùng các hình thức tiêu năng sau đây:

- Tiêu năng kiểu bể tiêu năng;
- Tiêu năng kiểu máng phun;
- Tiêu năng kiểu phân tán dòng chảy trên chiều ngang;
- Tiêu năng kiểu đặt vật chướng ngại như dầm của A. M. Txênkov.

a) Tính toán bể tiêu năng

Bể tiêu năng là hình thức tiêu năng của dòng chảy đáy, bằng nước nhảy, nhưng tạo nên nước nhảy ngập trong phạm vi hố tiêu năng ở cuối dốc. Như vậy sẽ rút ngắn chiều dài gia cố và mau chóng tạo nên sự nối tiếp của dòng chảy cuối dốc với dòng chảy của sông phía hạ lưu.

Hình thức tiêu năng cuối dốc bằng bể tiêu năng thường dùng trên nền đất và cả trên nền đá. Kích thước bể tiêu năng phụ thuộc vào năng lượng dòng chảy và chiều sâu mực nước ở hạ lưu.

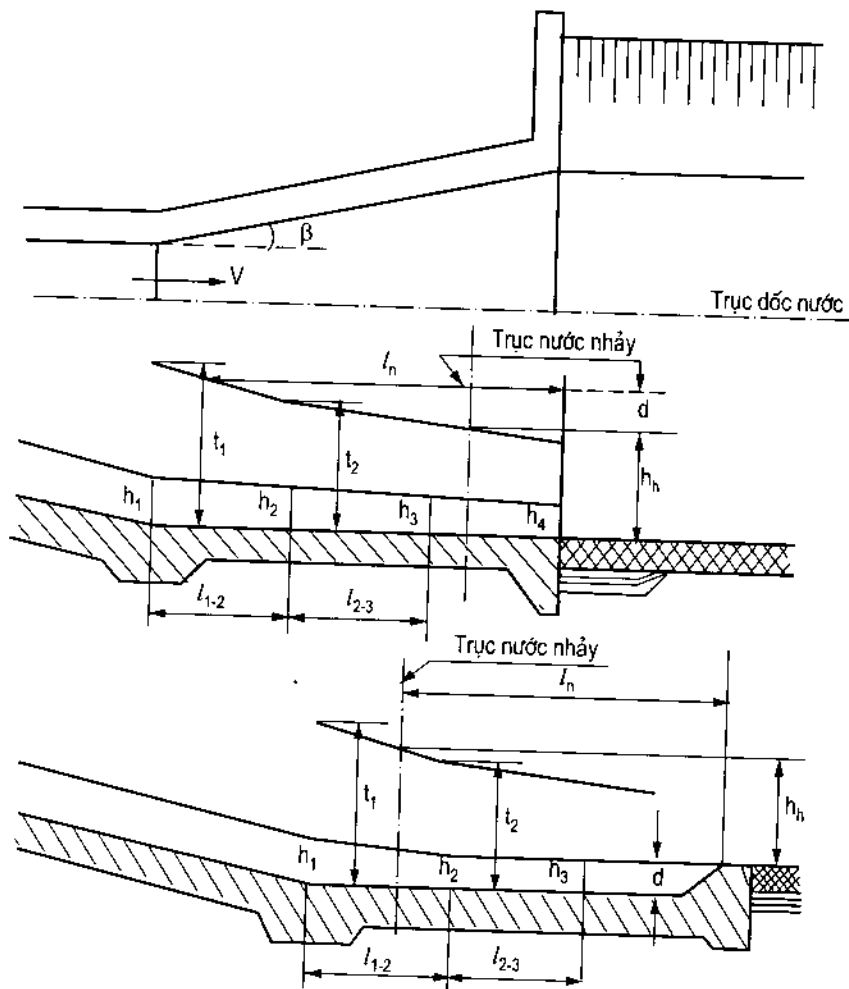
Có bốn trường hợp thường gặp sau:

- 1) Nhảy ngập ở hạ lưu, không có bể tiêu năng;
- 2) Bể tiêu năng không có bậc;
- 3) Bể tiêu năng có bậc ở cuối dốc nước;
- 4) Có tường tiêu năng, hoặc kết hợp cả bể và tường.

Các trường hợp 2, 3 và 4 nhằm bảo đảm nước nhảy ngập tại cuối dốc, và tuỳ theo việc so sánh về khối lượng công trình mà chọn hình thức thích hợp.

Xác định dạng nước nhảy và vị trí trục nước nhảy. Đây là bước tính toán đầu tiên khi tính tiêu năng kiểu dòng chảy đáy tại cuối dốc nước (hình 3.21).

+ Nếu phần cuối dốc nước không làm kiểu loe rộng để giảm lưu lượng đơn vị thì lấy chiều sâu tại cuối dốc h_1 bằng chiều sâu co hẹp: $h_1 = h_c$.



Hình 3.21: Sơ đồ tính toán tiêu năng cuối dốc nước

Tính độ sâu liên hiệp của h_c (tức là của h_1):

$$h_c'' = t_1 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] \quad (3.43)$$

Nếu $t_1 > h_h$ thì có nước nhảy xa;

$t_1 > h_h$ thì có nước nhảy ngập (h_h - chiều sâu nước ở kênh hạ lưu).

Trường hợp nước nhảy xa, chiều dài đoạn chảy xiết từ cuối dốc nước đến chỗ có nước nhảy tính theo biểu thức (3.19) (vì thông thường $i = 0$), hoặc các biểu thức khác nếu $i \neq 0$.

Vì đoạn gia cố này dài, nên phải tạo điều kiện để nước nhảy ngập. Đoạn dài gia cố này sẽ trình bày sau đây.

+ Nếu phần cuối dốc làm kiểu loe rộng, với độ mở rộng đều để luồng nước không tách khỏi tường $\left(\frac{1}{5} - \frac{1}{6} \right)$ chiều sâu của luồng nước tính theo biểu thức (hình 3.21).

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{v_1^2 l_{1-2}}{C_1^2 R_1} \quad (3.44)$$

trong đó: h_2, v_2 - chiều sâu và lưu tốc của luồng nước cách chân dốc một đoạn l_{1-2} .
 Tìm các chiều sâu ấy dọc theo sẽ tính được độ sâu liên hiệp tương ứng.

Giao điểm của đường cong độ sâu liên hiệp $t_1 = f(l)$ với độ sâu mực nước hạ lưu là trục của nước nhảy. Nếu trục nước nhảy nằm xa thì phải làm bể tiêu năng, hoặc bể và tường tiêu năng kết hợp.

Xác định kích thước bể tiêu năng. Trong cả hai trường hợp bể tiêu năng có bậc và không có bậc, chiều sâu bể được tính theo biểu thức:

$$d = t'_1 - h_h - Z \quad (3.45)$$

hoặc:

$$d = t'_1 - h_h \text{ (bỏ qua } Z) \quad (3.45')$$

Chiều sâu nước trong hố tiêu năng t'_1 lấy lớn hơn độ sâu liên hiệp t_1 khoảng 5-10%.

Trong tính toán sơ bộ đối với dốc nước dài độ sâu co hẹp $h_c = h_1$ có thể lấy bằng độ sâu chảy đều h_0 trong dốc.

Chiều dài của bể tiêu năng không có bậc có thể tính theo biểu thức

$$l_b = 0,8 l_n \quad (3.46)$$

trong đó l_n - chiều dài nước nhảy:

$$l_n = (4 - 5) (t_1 - h_1) \quad (3.47)$$

Chiều dài nước nhảy còn có thể tính theo các biểu thức của N. N. Pavlovski, của V. A. Saupman.

Theo M. Đ. Tsêrtouxov và O. M. Aybazyan, chiều dài nước nhảy có thể xác định theo biểu thức sau đây [30]:

$$l_n = 10,3 h_1 (\sqrt{F_{r1}} - 1)^{0,81} \quad (3.48)$$

$$l_n = K h_w \quad (3.49)$$

trong đó: $h_w = \frac{a^3}{4h_1 t_1}$ - trị số tổn thất cột nước trong nước nhảy;

$$K = 8 \frac{10 + \sqrt{F_{r1}}}{F_{r1}}$$

Chiều dài bể tiêu năng có bậc tính theo biểu thức

$$l_b = l_1 + 0,8 l_n \quad (3.50)$$

trong đó: l_1 - chiều dài luồng nước:

$$l_1 = v \sqrt{\frac{2y}{g}} \quad (3.51)$$

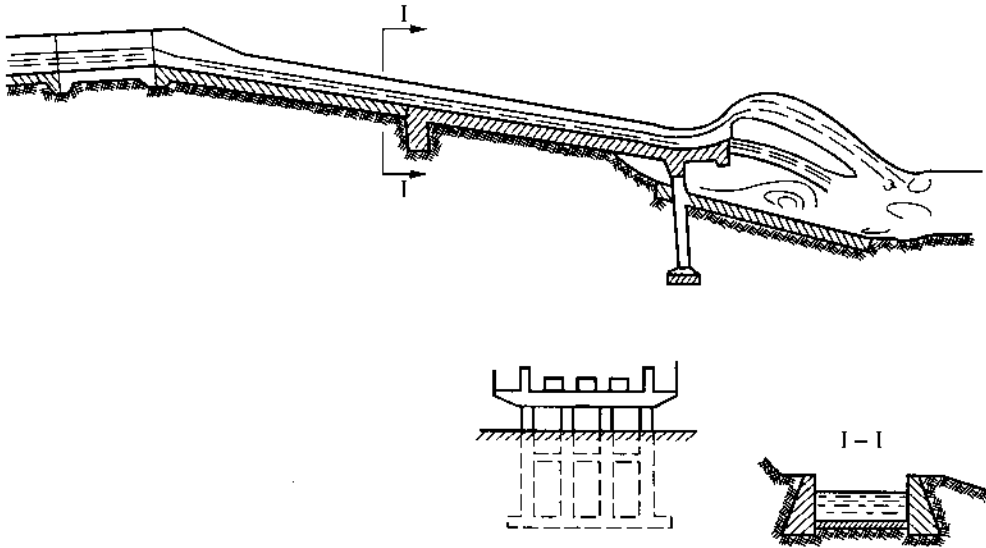
$$y = p + \frac{h_o}{2} \left(\text{hoặc} = p + \frac{h_1}{2} \right)$$

p - chiều cao của bậc.

Bể tiêu năng có tường (được xây dựng trong trường hợp bể tiêu năng quá sâu, và nếu làm tường thì tường quá cao) tính như trường hợp sau đập tràn.

b) Tính tiêu năng kiểu máng phun

- Điều kiện xây dựng và đặc điểm cấu tạo. Máng phun được xây dựng ở cuối dốc nước, khi dốc nước kết thúc trên bờ cao và mức nước hạ lưu ở thấp, không thuận lợi cho việc bố trí bể tiêu năng (hình 3.22).



Hình 3.22: Tiêu năng kiểu máng phun

Phần máng phun là một bản côngxon tựa trên các hàng cột (hai hoặc nhiều cột) tùy theo chiều rộng máng. Móng cột đặt sâu vào lớp đất tốt để tránh không bị xói lở.

Nước từ cuối dốc với động năng có sẵn chảy qua phần máng phun sẽ bị hắt vào không khí với độ cao tùy theo trị số lưu tốc cuối dốc và trị số góc phun và rơi xuống hạ lưu. Dòng nước vì vậy bị không khí pha trộn vào, bị khuếch tán trên cả hai chiều, do đó khi rơi xuống, lưu tốc sẽ giảm rất nhiều, nên hạn chế được khả năng xói lở hạ lưu.

Nước từ cao rơi xuống sẽ gây nên hố xói và tạo nên khu nước vật ở hai bờ. Nhưng hố xói phát triển đến một độ sâu nhất định thì ổn định, vì chiều sâu nước tăng lên, dòng chảy không đủ khả năng gây xói lở nữa. Ngoài ra hố xói cũng nằm cách xa phần cuối dốc nước.

Máng phun được xây cả trên nền đất, và khi mức nước hạ lưu sâu, hố xói sẽ không phát triển rộng, không ảnh hưởng đến ổn định của công trình. Tuy nhiên để bảo đảm an toàn, cần gia cố và làm sẵn hố xói: trên nền đất sét tốt làm hố có mái dốc 1,25 - 1,5; trên nền sét trung: 1,5 - 2,0; trên nền cát: 2,0 - 2,5, mặt có lát đá, đặt rọ đá, phía dưới có lớp đệm kiểu tầng lọc ngược.

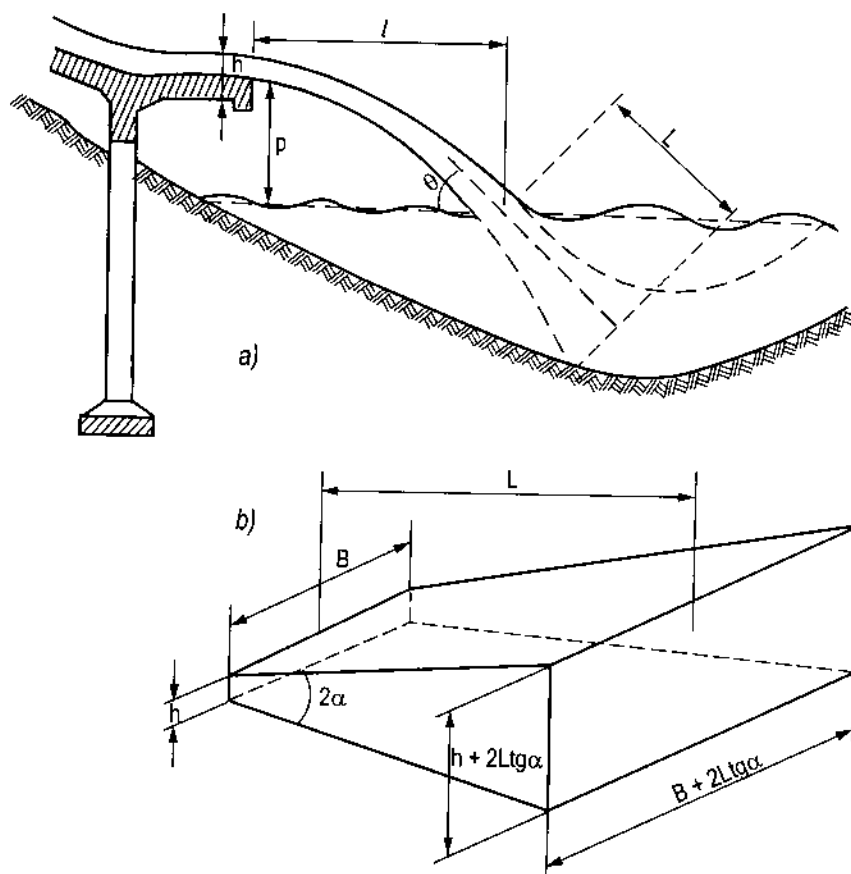
Trong trường hợp xây trên nền đá, địa hình dốc, máng phun là hình thức được xem là hợp lý và kinh tế.

Máng phun được dùng trong dốc nước có lưu lượng lớn (ở Trung Quốc đã thiết kế máng phun với lưu lượng $17000\text{m}^3/\text{s}$, lưu lượng đơn vị tới $100\text{m}^3/\text{s.m}$).

Trong các phương án tháo lũ của công trình lớn trên sông Đà, dốc nước có máng phun có lưu lượng tháo tới $20000\text{m}^3/\text{s}$.

- Tính toán máng phun. Nội dung chính của tính toán máng phun là 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 3.23.



Hình 3.23: Sơ đồ tính toán máng phun

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

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

$$l = 0,45\varphi v \sqrt{p+h} \quad (3.52)$$

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 3.10.

Bảng 3.10. Trị số của hệ số φ

p(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 có góc nghịch β xác định theo biểu thức:

$$l = \frac{\varphi v^2 \sin \beta \cos \beta + v \cos \beta \sqrt{v^2 \sin^2 \beta + 2g(p+h)}}{g} \quad (3.53)$$

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

$$v_o = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (3.54)$$

$$v_x = \varphi v;$$

$$v_y = \varphi \sqrt{2g(p+h)}$$

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

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\sqrt{2g(p+h)}}{v} \quad (3.55)$$

Chiều sâu của hố xói có thể tính như sau:

- 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:

$$L = 1,4 q \lg \frac{v_o}{a v_{cp}} \quad (3.56)$$

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

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

$a = 0,7 - 0,8$ - hệ số giảm lưu tốc.

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

$$t = h + 2L \operatorname{tg} \alpha \quad (3.57)$$

Khi $\theta > 10^\circ$:

$$= L \sin \theta$$

trong đó: α - một nửa góc trung tâm của tia dòng chảy loe rộng, xác định theo biểu thức:

$$a v_{cp} = \frac{Q}{(B + 2L \operatorname{tg} \alpha)(h + 2L \operatorname{tg} \alpha)} \quad (3.58)$$

- Theo M. X. Vurgo:

$$t = KA \sqrt{q} \sqrt{p + \frac{v^2}{2g}} \quad (3.59)$$

trong đó: q - lưu lượng đơn vị;

A - hệ số giảm chiều sâu hố xói do có ngậm khí, lấy theo bảng 3.11;

K - hệ số xói lở, lấy theo bảng 3.12.

Bảng 3.11. 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 3.12. 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

- Theo Z. E. Myahulap, tính chiều sâu hố xói trong trường hợp đất rời:

$$t = 2,4q \left(\frac{\eta}{W} - \frac{2,5}{v_o} \right) \frac{\sin \theta}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \theta} + 0,25h_h$$

trong đó: v_o - lưu tốc chỗ nước rơi;

h_h - chiều sâu hạ lưu, sau hố xói;

η - hệ số chuyển từ lưu tốc trung bình sang lưu tốc thực, lấy bằng 1,5 - 2,0;

W - độ thô thủy lực của đất:

$$W = \sqrt{\frac{2(\gamma_d - \gamma_o)d}{1,75\gamma_o}} \quad (3.60)$$

d - đường kính hạt đất, mà những hạt nhỏ hơn nó chiếm 90% trong các hạt;

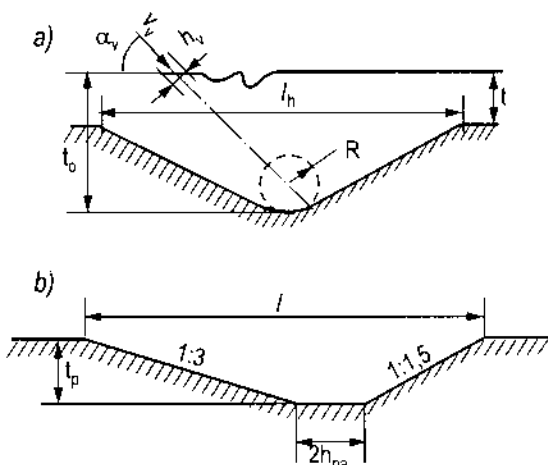
γ_d, γ_o - trọng lượng đơn vị của đất nền và của nước:

$$\gamma_o = (1 - S) ;$$

S - lượng ngậm khí, lấy bằng 0,8.

Biểu thức (3.60) có thể tích gần đúng trong trường hợp nền đá, trong đó xem d là đường kính trung bình của viên đá rời rạc.

- Theo Г.А. Yuzixki, chiều dài hố xói trên nền đá theo hướng dòng chảy tính theo biểu thức (hình 3.24):

**Hình 3.24: Hố xói tính theo Г. А. Yuzixki**

a) Sơ đồ tính toán; b) Hình dạng và kích thước hố xói

$$l = 4,5t_p + 2h_{pg} \quad (3.61)$$

trong đó: h_{pg} - độ sâu phân giới.

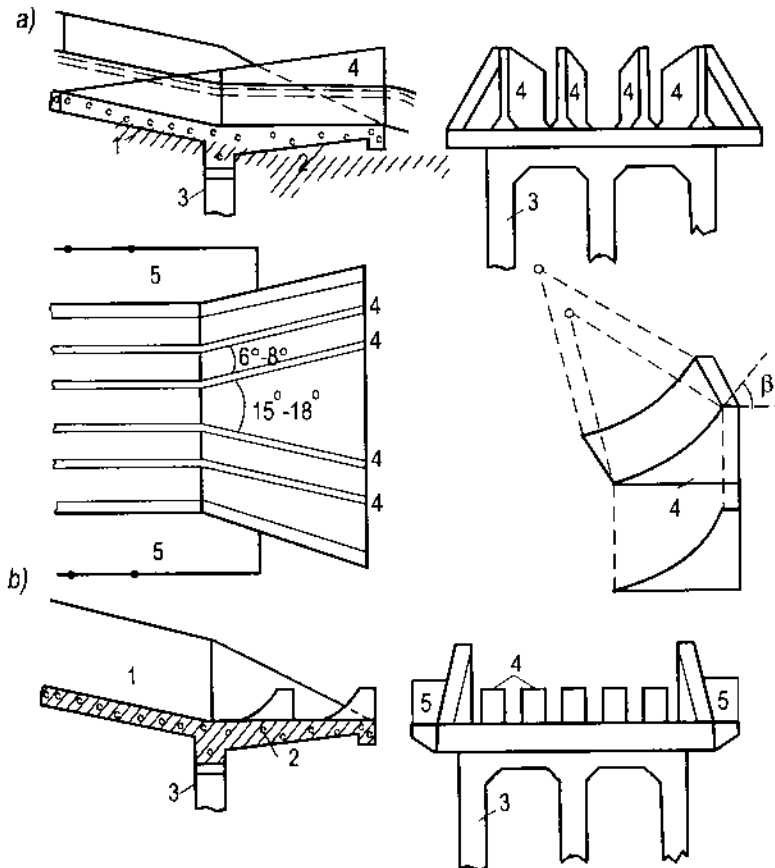
Mái thượng lưu của hố có độ dốc 1: 3, còn hạ lưu 1: 1,5.

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 3.25):

1) Làm góc loe cuối máng phun $8^\circ - 12^\circ$.

2) Làm tường phân dòng cuối máng phun, giữa những cặp tường gần nhau lấy góc loe rộng ở trung tâm là $15^\circ - 18^\circ$ và ở bên cạnh là $8^\circ - 6^\circ$, do đó làm tăng góc loe chung.

3) Làm các mố phóng ở cuối máng: khi lưu tốc 8 - 15m/s thì chiều cao của mố phóng khoảng $(1,2 - 2,0)h$, chiều rộng khe hở khoảng 1,5 - 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 $\beta = 30 - 60^\circ$ (hình 3.25).



Hình 3.25: 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 xon; 3. Trụ đỡ; 4. Mố phóng, tường phân dòng; 5. Cầu đi lại.

4) Máng phun làm kiểu hình loe cong hai chiều.

Các biện pháp nêu ở trên đều qua thí nghiệm trên mô hình thuỷ 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.

V. Thiết kế kênh tháo sau ngưỡng tràn kiểu bậc nước

1. Điều kiện xây dựng và đặc điểm cấu tạo

Khi kênh tháo nằm trên nền đất dốc, nếu làm dốc nước thì không đảm bảo chống trượt và tiêu năng cuối dốc nước gặp khó khăn, nên xây dựng nhiều bậc nước nối tiếp nhau để đưa nước từ ngưỡng tràn xuống hạ lưu. Các bậc nước đó còn có tác dụng tiêu hao năng lượng trong suốt chiều dài dòng chảy và bộ phận tiêu năng cuối kênh tháo sẽ thiết kế đơn giản hơn (hình 3.26).

So với dốc nước, khối lượng công trình của bậc nước lớn hơn, do đó loại công trình này chỉ được xem là hợp lý khi xây trên nền đất, có độ dốc lớn, không thuận lợi cho việc xây dựng dốc nước. Cũng có trường hợp, kênh tháo gồm một đoạn là dốc nước và một đoạn là nhiều bậc nước.

Bậc nước trong đường tràn tháo lũ thường là loại nhiều bậc.

a) Phần vào

Phần vào (tức là ngưỡng tràn vào bậc nước thứ nhất) là đập tràn đỉnh rộng, do đó dòng chảy vào bậc này sẽ ổn định và dễ nối tiếp. Phần vào có tường cánh (hình 3.26) kéo dài về phía thượng lưu $(1 - 1,5)H$. Trường hợp xây trên nền đất, phía trước ngưỡng tràn cũng có thể thiết kế sân phủ chống thấm, phía trên có gia cố chống xói lở do lưu tốc lớn gây nên. Chiều dài sân phủ không ngắn hơn $3H$.

Dạng của tường cánh và của kênh dẫn vào (nếu có) được thiết kế giống như của đường tràn nói chung.

Thông thường ngưỡng tràn của bậc nước là loại tự tràn, và cột nước tràn không quá lớn, để cho điều kiện nối tiếp trong mỗi bậc được dễ dàng.

b) Bậc

Bậc nước gồm nhiều cấp. Phải thiết kế thế nào để cho trong mỗi cấp đều có nước nhảy ngập ổn định. Vì vậy cuối mỗi cấp thường có tường tiêu năng, làm việc như một hố tiêu năng. Trong tính toán thuỷ lực cũng đề cập đến loại bậc nước không có tường tiêu năng ở mỗi cấp, nhưng thực tế thiết kế như vậy không kinh tế, và về mặt kỹ thuật cũng không có lợi.

Trong một hệ thống bậc nước, chiều dài và chiều cao mỗi cấp đều bằng nhau để dễ dàng cho tính toán và thi công, tỉ lệ giữa chiều dài và chiều cao mỗi cấp không nhỏ hơn 2.

Chiều cao mỗi cấp được tính theo biểu thức:

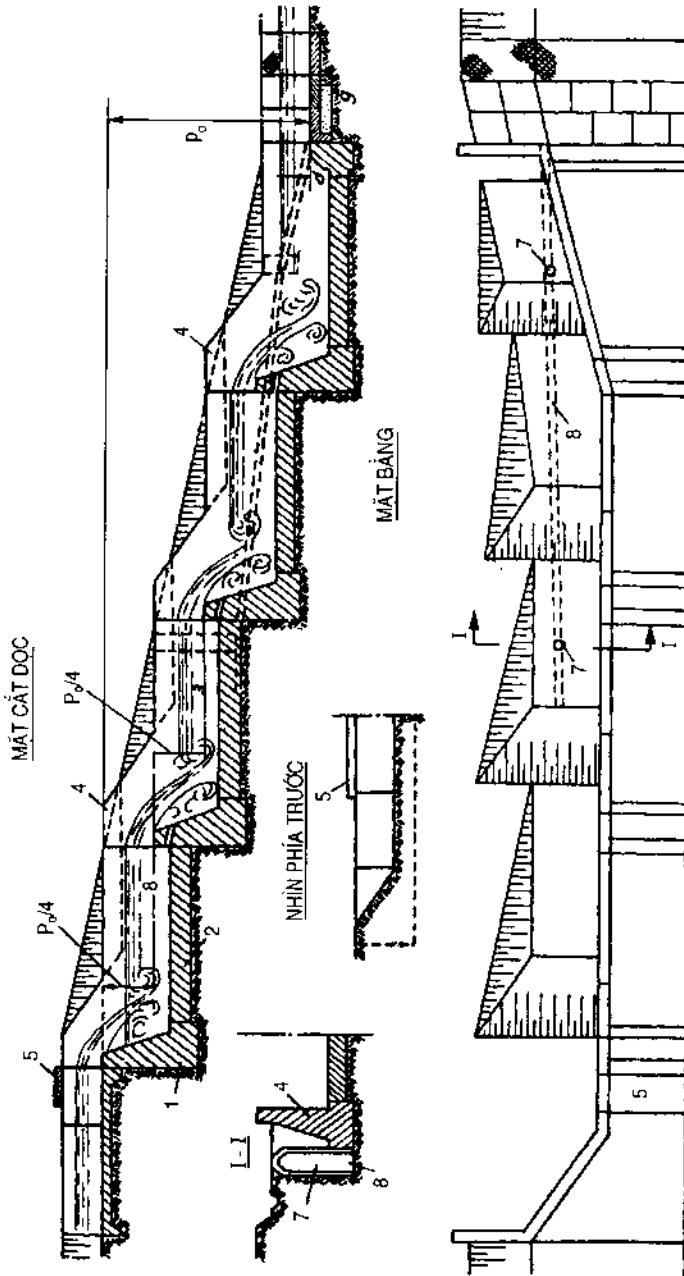
$$P = \frac{P_o}{N} + d \quad (3.62)$$

trong đó: P_o - tổng độ chênh về địa hình từ đầu cấp thứ nhất đến cấp cuối cùng;

N - số cấp;

d - chiều sâu hố của mỗi cấp.

Chiều dài lớn nhất của mỗi cấp không nên quá 20m (để thuận lợi cho bố trí khe lún).



Hình 3.26: Bậc nước

Mỗi cấp gồm có tường đứng, bản đáy và tường biên. Tường đứng làm việc như một đập tràn, nước từ cấp phía trên tràn vượt qua tường đứng rơi xuống cấp dưới. Vì vậy, tường đứng là một loại tường trọng lực, có khe lún tách khỏi bản đáy. Trong mỗi cấp đều có bố trí lỗ thoát nước kích thước $10 \times 10 - 20 \times 20\text{cm}$ bên trong có tầng lọc ngược để giảm áp lực thấm và lực đẩy nổi.

Bản đáy trong mỗi cấp làm nhiệm vụ như bản đáy của bể tiêu năng, chiều dày có thể tích sơ bộ theo biểu thức.

$$t = 0,25\sqrt{q}\sqrt{P} \quad (3.63)$$

Tường biên của bậc nước là tường trọng lực.

c) Phần ra

Phần ra là cấp cuối cùng. Cấu tạo của nó, về cơ bản giống các cấp ở giữa. Nhưng để thuận lợi cho tiêu năng, bể tiêu năng cuối cùng làm theo dạng khuếch tán và trong bể có thể đặt mố, hoặc làm tường cuối bể, tùy theo tình hình cụ thể. Phương pháp tính toán và cấu tạo giống như bể tiêu năng sau đập tràn.

2. Tính toán thủy lực bậc nước

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

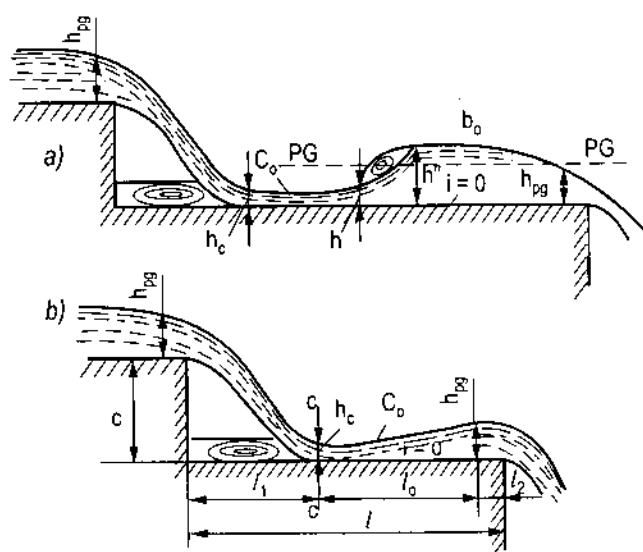
Nội dung cơ bản của tính toán thủy lực bậc nước là xác định kích thước của mỗi cấp với điều kiện thủy lực có lợi.

a) Bậc nước không có tường tiêu năng (hình 3.27)

Trường hợp này ít gặp trong thực tế thiết kế.

Tại chỗ rơi của dòng nước xuống cấp đầu tiên, hình thành mặt cắt co hẹp với chiều sâu h_c và trên cấp này hình thành đường nước dâng. Nếu chiều dài l của cấp không đủ, đường nước dâng có chiều sâu tại cuối cấp $h < h_{pg}$ (h_{pg} là độ sâu phân giới) và tỉ 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 cấp của bậc nước nhiều cấp và 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:

$$l = l_1 + l_0 + l_2 \quad (3.64)$$



Hình 3.27: Bậc nước không có tường tiêu năng;

a) bậc nước dài; b) Bậc nước ngắn

trong đó: l_1 - chiều dài phóng xạ của luồng nước từ độ cao P xuống ($l_1 = P + h_{pg}$ theo V. Đ. Zyurin, hoặc tính theo biểu thức 3.52):

l_o - 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:

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

trong đó: i_{pg} - độ dốc phân giới.

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

$$l = P + 3h_{pg} + l_o \quad (3.65)$$

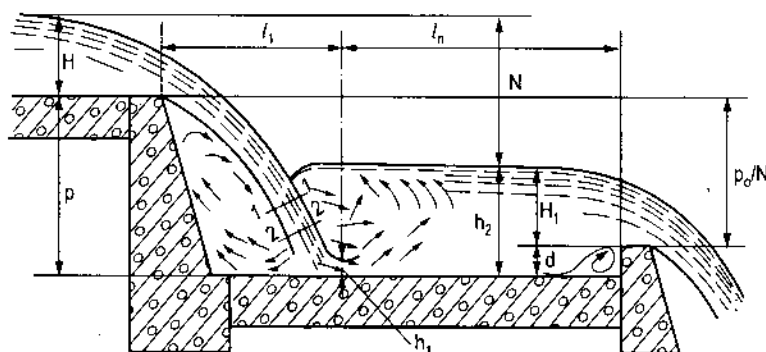
b) *Tính toán bậc nước có tường tiêu năng*

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

Muốn cho trong mỗi bậc có nước ngập lạng, tỉ lệ độ sâu liên hiệp phải $\frac{h_2}{h_1} > 2$ (nếu

$\frac{h_2}{h_1} < 2$ sẽ phát sinh nhảy sóng). Trong thực tế thiết kế, tốt nhất có được $\frac{h_2}{h_1} = 5 - 6$, đó

là điều kiện kinh tế, vì nếu tỉ 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 - 5m.



Hình 3.28: Sơ đồ tính toán bậc nước

Trình tự tính toán như sau (hình 3.28):

1) Giả thiết chiều cao P và d trong mỗi cấp.

2) Dòng chảy từ ngưỡng tràn có cột nước H đổ xuống cấp thứ nhất có độ sâu co hẹp h_1 xác định theo các biểu thức sau đây:

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(H_o + P - h_1)} \quad (3.66)$$

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_o + P - h_1)} \quad (3.66a)$$

(với q đã biết sẽ tính được h_1).

3) Tính độ sâu liên hiệp h_2 của h_1 và kiểm tra tỉ lệ $\frac{h_2}{h_1} = 5-6$ (nếu không thoả mãn thì phải giả thiết lại P).

4) Chọn chiều cao của tường d sao cho:

$$H_1 + d > h_2$$

Theo V. A. Saupman, với điều kiện $d \geq 0,25 h_2$ và $d + H_1 = 0,9 h_2$ thì trong bể có nước nhảy ổn định và chỉ ở cấp cuối cùng mới cần chọn

$$(d + H_1) \geq (1,1 - 1,15) h_2$$

để bảo đảm an toàn cho dòng chảy vào kênh tháo phía sau (trong đó H_1 - cột nước trên đỉnh tường).

5) Chiều dài bể gồm chiều dài phun xa của luồng nước và chiều dài nước nhảy:

$$l = l_1 + l_n \quad (3.68)$$

Ví dụ 3.7. Tính toán bậc nước nhiều cấp có chiều rộng $b = 4\text{m}$; $Q = 14\text{m}^3/\text{s}$; $H_0 = 1,76\text{m}$. Độ chênh cao trình thượng hạ lưu là 10m ($P_0 = 10\text{m}$).

Ta tính toán theo các bước sau đây:

1) Lấy số cấp $N = 4$, chiều cao của tường $d = 0,75\text{m}$. Chiều cao mỗi cấp xác định theo biểu thức (3.62):

$$P = \frac{10}{4} + 0,75 = 3,25\text{m}$$

2) Tính toán cấp thứ nhất. Chiều sâu co hẹp h_1 tính theo biểu thức (3.66a) với $\varphi = 0,77$ được:

$$h_1 = 0,483\text{m}$$

Tính độ sâu liên hiệp:

$$h_2 = 0,5h_1 \left[\sqrt{1 + \frac{8}{gh_1} \left(\frac{q}{h_1} \right)^2} - 1 \right] = 2,03\text{m}$$

Kiểm tra:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{2,03}{0,483} = 4 \text{ (ngập lặn)}$$

Tính cột nước phía trên ngưỡng tràn cuối cấp thứ nhất (tức là trên đỉnh tường tiêu năng):

$$H_0 = \left(\frac{q}{M} \right)^{2/3} = \left(\frac{3,5}{1,86} \right)^{2/3} = 1,52\text{m}$$

$$\text{do đó } H_1 = H_0 - \frac{v_0^2}{2g} = 1,52 - \frac{1}{19,62} \left(\frac{3,5}{2,03} \right)^2 = 1,47\text{m}$$

Tính chiều sâu bể (tức là chiều cao của tường tiêu năng):

$$d = h_2 - H_1 = 2,03 - 1,47 = 0,66\text{m}$$

(tức là nhỏ hơn khi giả thiết).

Tính chiều sâu nước trong hố:

$$t = d + H_1 = 0,75 + 1,47 = 2,22\text{m}$$

Tính hệ số an toàn về chiều sâu:

$$\frac{t}{h_2} = \frac{2,22}{2,03} = 1,1$$

3) Tính toán cấp thứ hai và cấp tiếp theo. Ta có:

$$H_0 = 1,52\text{m} ; \varphi = 0,82.$$

Tính được $h_1 = 0,489\text{m}$; $h_2 = 2,04\text{m}$ và $d = 0,66\text{m}$. Chọn $d_2 = 0,75\text{m}$; $t = 2,22\text{m}$.

Tính lưu tốc trung bình trên ngưỡng:

$$v = \frac{q}{H_1} = \frac{3,5}{1,47} = 2,48\text{m/s}$$

Tính chiều dài cấp:

$$l = v \sqrt{\frac{2y}{y}} + l_n = 2,48 \sqrt{\frac{2}{9,81} \left(3,25 + \frac{1,47}{2} \right)} + l_n = 8,99\text{m}$$

4) Tính toán cấp cuối cùng. Bể tiêu năng của cấp cuối cùng làm theo dạng mở rộng từ $b = 4\text{m}$ đến $B = 8\text{m}$.

Trước hết xác định độ chênh mực nước Z tại chỗ ra khỏi bể tiêu năng, khi chiều sâu nước trong kênh tháo phía sau $h = 1,66\text{m}$:

$$\sqrt{Z_0} = \frac{Q}{\varphi b h \sqrt{2g}} = \frac{14}{0,95 \cdot 8 \cdot 1,66 \cdot 4,43} = 0,25;$$

do đó $Z_0 = 0,5\text{m}$.

Tính lưu tốc khi ra khỏi bể:

$$v_0 = \frac{Q}{B(d+h)} = \frac{14}{8(0,75+1,66)} = 0,73\text{ m/s}.$$

Cho nên:

$$Z = Z_0 - \frac{v_0^2}{2g} = 0,47\text{m}$$

Tính chiều sâu nước trong bể:

$$t = d + h + Z = 0,75 + 1,66 + 0,47 = 2,88\text{m}$$

Tính hệ số an toàn về chiều sâu:

$$\frac{t}{h_2} = \frac{2,88}{2,04} = 1,4$$

Chương IV

ĐƯỜNG TRẦN NGANG

§4-1. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG VÀ ĐẶC ĐIỂM LÀM VIỆC

Lúc 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 bớt khối lượng thi công, hạ giá thành, bảo đảm cho đập được an toàn, ta có thể dùng đường tràn ngang (máng tràn ngang). Lúc 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).

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 và ngưỡng tràn. Dòng chảy trong máng tràn ngang là dòng biến lượng, chảy xoăn 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 bảo đảm tháo đủ lưu lượng lũ cần tháo hoàn toàn tùy thuộc vào người thiết kế; để bảo đảm 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.

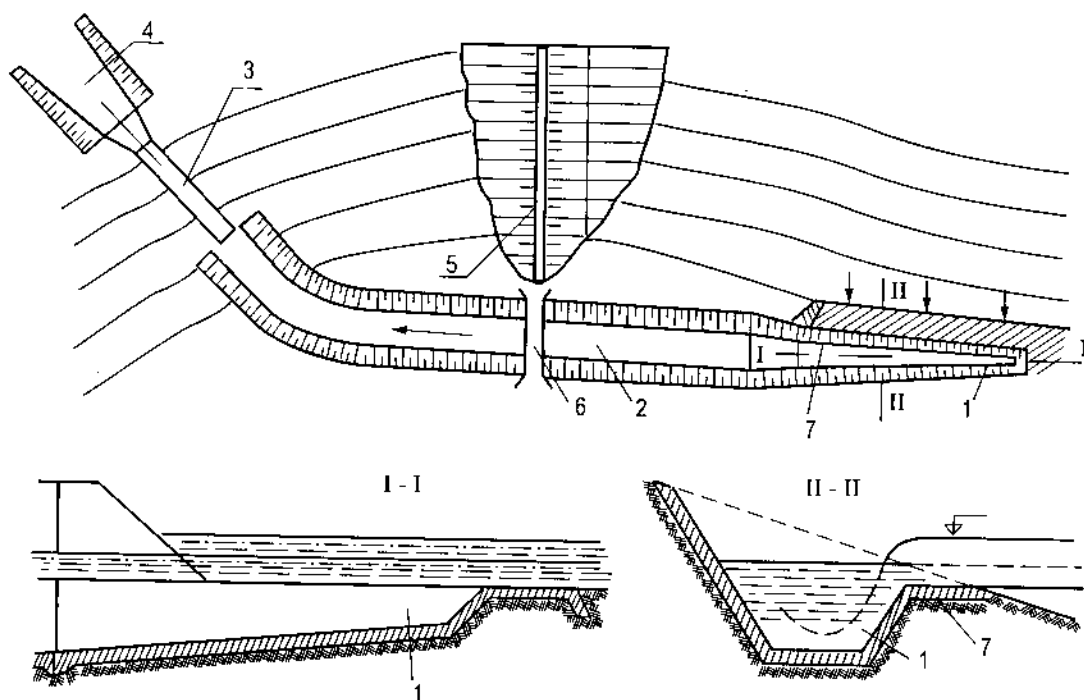
Đường tràn ngang thích hợp nhất đối với bờ là đá, lúc đó đơn giản nhất và kinh tế nhất. Với nền đất mềm, cũng có thể dùng loại đường tràn ngang, nhưng từ ngưỡng tràn đến đoạn nối tiếp đều phải gia cố, và do đó vốn đầu tư có thể lớn hơn.

Trong chương này chủ yếu trình bày phần tính toán thủy lực máng bên còn tính toán kênh dẫn, kênh tháo và cấu tạo, v.v... (hình 4.1) đã trình bày ở chương III.

§4-2. TÍNH TOÁN THỦY LỰC ĐƯỜNG TRẦN NGANG

Việc tính toán thủy lực đường tháo lũ kiểu tràn ngang bao gồm:

- Tính cho ngưỡng tràn;
- Tính cho máng bên;
- Tính cho đoạn tháo nước tiếp theo.



Hình 4.1: Đường tràn ngang;

1. Máng bên; 2. Kênh tháo; 3. Công trình nối tiếp; 4. Kênh dẫn; 5. Đập; 6. Cầu; 7. Ngưỡng tràn

Riêng phần tính toán thủy lực cho đoạn tháo nước tiếp theo cũng giống như đối với đường tràn tháo lũ kiểu dọc, ở đây chỉ đi sâu vào tính cho ngưỡng tràn và cho máng bên.

I. 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 (kể từ ngưỡng trở lên) 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:

$$L = \frac{Q}{m_o \sqrt{2g} H^{3/2}} \quad (4.1)$$

- Lúc chảy ngập:

$$L = \frac{Q}{\phi h \sqrt{2gz}} \quad (4.2)$$

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

- φ - hệ số lưu tốc;
- h - chiều sâu của nước trên ngưỡng (m);
- z - độ chênh mực nước thượng hạ lưu (m).

II. 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 thoả 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 vài phương pháp gần đúng.

1. Phương pháp đơn giản nhất (coi dòng chảy trong máng bên là dòng chảy đều). 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:

$$Q_x = m_0 x \sqrt{2gH}^{3/2} ; \quad (m^3/s) \quad (4.3)$$

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 cho nên có thể tính một cách dễ dàng chiều sâu trung bình h tại mặt cắt x .

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:

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}} \quad (4.4)$$

trong đó: R - bán kính thủy lực;

n - hệ số nhám của máng bên, thường lấy theo các bảng đã cho (do dòng chảy trong 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:

$$i_{tb} = \frac{1}{2}(i_n + i_{n+1}) \quad (4.5)$$

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

$$h_w = l \cdot i_{tb} \quad (4.6)$$

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.

2. Phương pháp dòng biến lượng

Giả thiết dòng chảy là ổn định, chúng ta có thể dùng biểu thức sau đây để vẽ đường mặt nước trong máng bên⁽¹⁾:

$$d\left(\frac{\alpha_0 v^2}{2g}\right) + \frac{dP}{\gamma} + dZ + i_f dx + \frac{\alpha(v-\theta)}{gQ} v dQ = 0 \quad (4.7)$$

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 (4.7) cũng có thể viết dưới dạng:

$$-d\left(\frac{P}{\gamma} + Z\right) = d\left(\frac{\alpha_0 v^2}{2g}\right) + \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} dx + \frac{\alpha_0 \left(1 - \frac{\theta}{v}\right)}{g\omega^2} Q dQ \quad (4.8)$$

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

$$y = Z + \frac{P}{\gamma} \quad (4.9)$$

Lấy hai mặt cắt tương đối gần nhau, cách nhau một đoạn Δx , viết phương trình (4.8) dưới dạng sai phân ta có:

⁽¹⁾ Để xét dòng biến lượng 3 hướng, có thể tham khảo bài: "Dòng chảy biến lượng và vấn đề thủy lực học của đập tràn ngang" của GS. Nguyễn Văn Cung đăng trong Tạp chí Khoa học - Kỹ thuật số 18 năm 1964.

$$y_1 - y_2 = \frac{\alpha_o(v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{Q_{tb}^2}{C_{tb}^2 \cdot \omega_{tb}^2 \cdot R_{tb}} \Delta x + \alpha_o \left(1 - \frac{\theta}{v_{tb}} \right) \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g\omega_{tb}^2} \quad (4.10)$$

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 (4.10) có dạng

$$y_1 - y_2 = \frac{\alpha_o(v_2^2 - v_1^2)}{2g} + \frac{Q_{tb}^2}{C_{tb}^2 \cdot \omega_{tb}^2 \cdot R_{tb}} \Delta x + \alpha_o \frac{Q_2^2 - Q_1^2}{2g\omega_{tb}^2} \quad (4.11)$$

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 4.1.

Nếu đẳng thức:

$$y_1 - y_2 = \Delta h + i_o \Delta x \quad (4.12)$$

được thoả mãn (theo yêu cầu chính xác của thiết kế), thì việc giả thiết h_2 là tương đối đúng. Nếu đẳng thức (4.12) chưa thoả mãn thì ta phải giả thiết lại h_2 cho đến lúc đẳng thức (4.12) thoả mãn.

Bảng 4.1. Tính toán đường mặt nước trong máng bên theo phương pháp thử dần

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

Trong đẳng thức (4.12) thì:

$y_1 - y_2$ - độ chênh mực nước ở 2 mặt cắt tính toán gần nhau tính theo biểu thức (4.11);

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

i_o - 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.

Sau đây xin giới thiệu vài phương pháp khác để bạn đọc tham khảo thêm.

3. 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.

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

$$\Delta y = 2\Delta \frac{v^2}{2g} + \frac{2v_{tb}^2}{2g} \cdot \frac{\Delta \omega}{\omega_{tb}}$$

Ở đây các kí hiệu cũng như trên.

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

$$\Delta h = \frac{ig\omega_{tb}^3 - 2\omega_{tb} \cdot q^2 x_{tb}}{g\omega_{tb}^3 - q^2 x_{tb}^2 b} \Delta x;$$

hoặc:

$$\Delta y = \Delta \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \frac{v_{tb}^2}{2g} \left(\frac{2\Delta x}{x_{tb}} \right)$$

trong đó: $Q_x = q \cdot x$;

Các kí hiệu khác như trên.

Chương V

XI PHÔNG THÁO LŨ

§5-1. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG VÀ PHÂN LOẠI

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 thoả mãn điều kiện kinh tế. Một trong những kiểu công trình thoả 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 xiphông tháo lũ có tác dụng rất lớn vì nó làm việc tự động và bảo đảm tháo lũ một cách nhanh chóng.

Trên thế giới, xiphông 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 gần đây ở Liên Xô (cũ) xiphông tháo lũ được xây dựng rộng rãi trong các đập đất trên các sông suối nhỏ. Các xiphông đó thường làm bằng các ống bê tông cốt thép hoặc ống thép đúc sẵn. Xiphông 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, xiphông bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn.

2. Rẻ tiền. Lưu lượng tháo của xiphông lớn nên chiều rộng của xiphông 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, xiphông không cần cửa van và các thiết bị nâng cửa, do đó không cần nhân viên phục vụ.

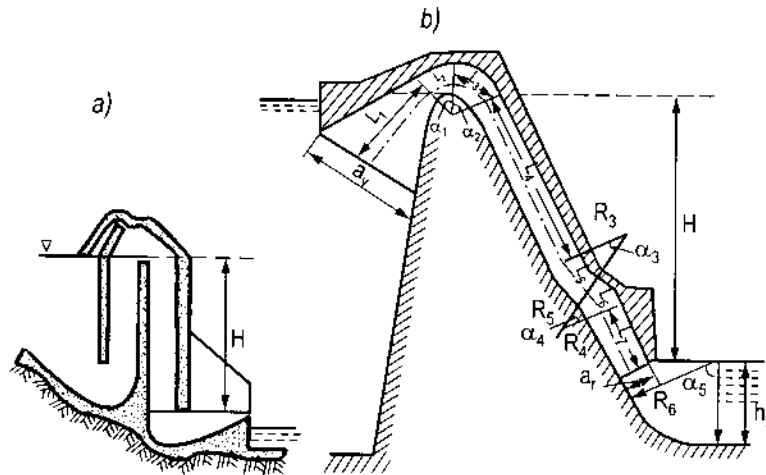
Do những ưu điểm như vậy, xiphông được ứng dụng rộng rãi không những trong các đập mà còn được xây dựng trên các kênh, trong trạm bơm, nhà máy thuỷ điện, v.v...

II. Các hình thức xiphông tháo lũ

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

1. Xiphông loại Grêgotti có nhánh ống hạ lưu thẳng đứng (hình 5.1a). Do hình dạng mặt cắt dọc không thuận nên có hệ số lưu lượng nhỏ 0,40 - 0,60, xiphông loại này được dùng nhiều ở Italia, xây dựng trên nền đá.

2. Loại Hén có ống xả nghiêng với mặt nằm ngang một góc $65^\circ - 80^\circ$. Đặc điểm loại này có cửa ra ngập trong bề tiêu năng. Cửa vào được mở rộng theo mặt phẳng đứng. Xiphông có hệ số lưu lượng tương đối lớn (0,68 - 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, Nga và nhiều nước khác (hình 5.1b).



Hình 5.1: Hai loại xiphông điển hình;

a) Xiphông loại Grégotti; b) Xiphông loại Hén

$$\alpha_1 = 35^\circ; \alpha_2 = 66^\circ 15'; \alpha_3 = 33^\circ 40'; \alpha_4 = 30^\circ; \alpha_5 = 67^\circ;$$

$$a_v = 3,5a; R_1 = 1,15a; R_2 = 2,4a; R_3 = 1,2a; R_4 = 1,4a; R_5 = 3a; l_1 = 2,9a;$$

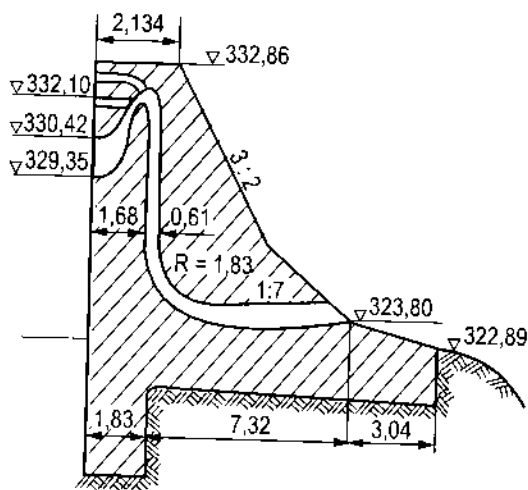
$$l_2 = 0,7a; l_3 = 1,33a; l_5 = 1,37a; l_6 = 0,628a; l_4 \text{ và } l_7 \text{ phụ thuộc } H$$

3. Xiphông loại Sticnei được xây dựng trong các đập trọng lực, phần vào có độ cong rất lớn, sau phần vào là giếng đứng. Xiphông có mặt cắt ngang thay đổi với mực đích để xiphông 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 xiphông bị biến dạng, vì thế hệ số lưu lượng không lớn lắm (0,65 - 0,70). Xiphông loại này được dùng nhiều nhất ở Mỹ, ví dụ trong đập Glenphonsphydes trên sông Okon (hình 5.2).

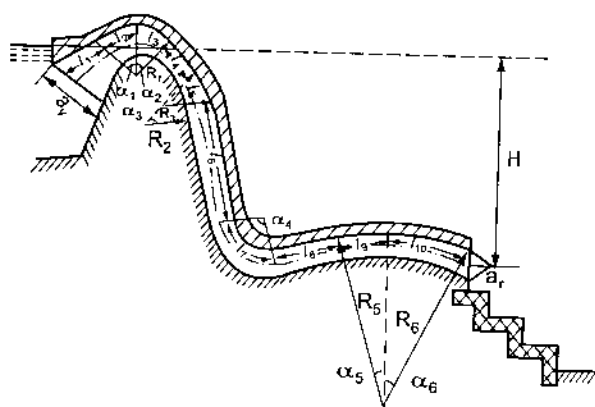
4. Trên cơ sở nghiên cứu bằng mô hình, Marky và Marketty đã đề nghị mặt cắt xiphông có dạng như hình 5.3. Đặc điểm hình dạng của loại này là có nhiều đoạn cong với bán kính thay đổi. Xiphông loại này được xây dựng nhiều trên các kênh dẫn ở Italia.

5. Xiphông trong đập đất được dùng nhiều ở Liên Xô và có nhiều hình dạng khác nhau. Viện Lêngiprovoghoz đã nghiên cứu và thiết kế định hình xiphông tháo lũ trong các đập đất.

Xiphông bao gồm: phần vào, phần hạ lưu [có thể là gồm ống thẳng đứng và ống nằm ngang nối liền nhau (hình 5.4a) hoặc là ống nằm nghiêng (hình 5.4b)], phần ra (thường được thiết kế bằng hình thức côngxon có mũi phun).



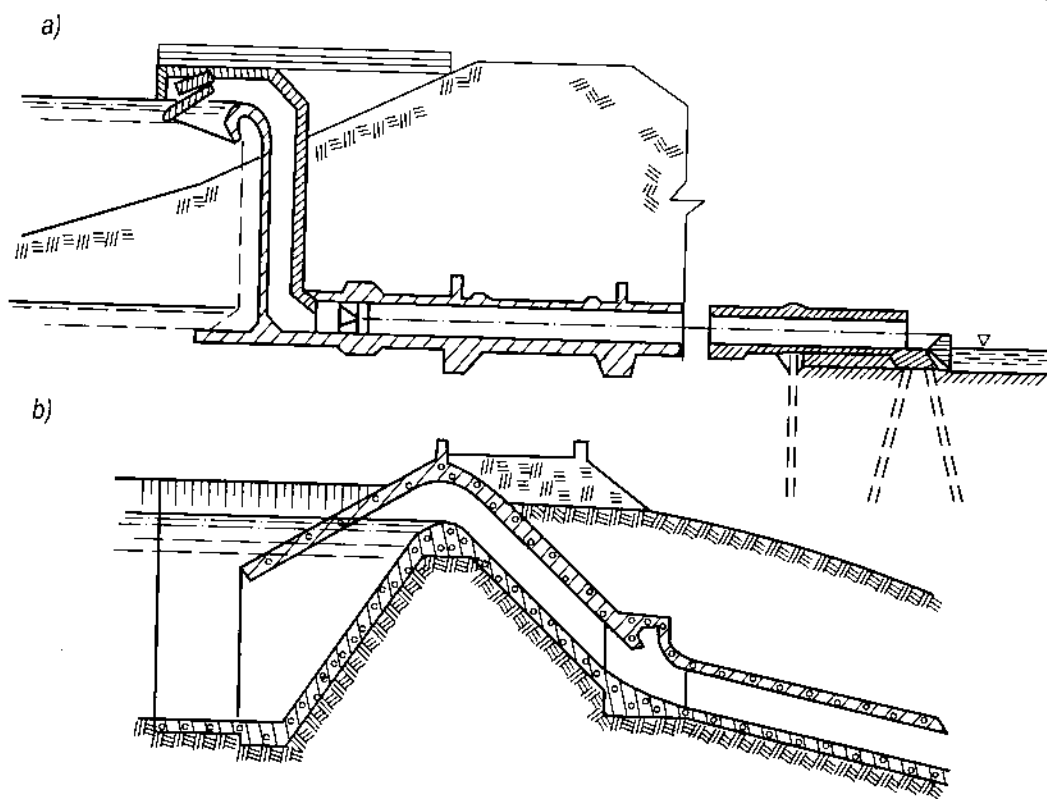
Hình 5.2: Xiphông trong đập trên sông Okon (Mỹ) (kích thước trong hình ghi theo m)



Hình 5.3: Xiphông loại Marky và Marketty

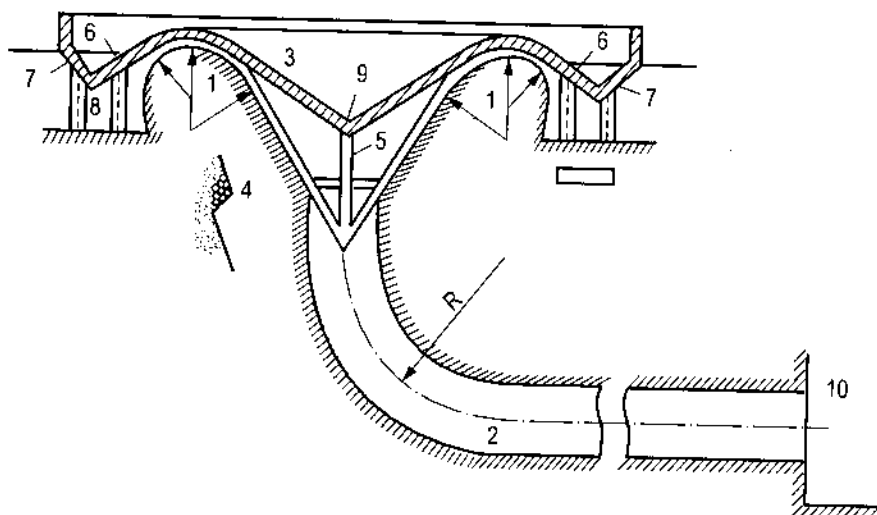
$\alpha_1 = 50^\circ$; $\alpha_2 = 45^\circ 40'$; $\alpha_3 = 34^\circ$; $\alpha_4 = 95^\circ$;
 $\alpha_5 = 17^\circ$; $\alpha_6 = 29^\circ 45'$; $a_v = 2a$; $R_1 = 1,115a$;
 $R_2 = 1,59a$; $R_3 = 1,365a$; $R_4 = 1,5a$; $R_5 = 5,55a$;
 $R_6 = 5,27a$; $l_1 = 1,45a$; $l_2 = 1,01a$; $l_3 = 0,924a$;
 $l_5 = 0,81a$; $l_7 = 2,49a$; $l_8 = 2,14a$; $l_9 = 1,645a$;
 $l_{10} = 2,74a$; l_4 và l_6 phụ thuộc H.

Hình 5.4 là sơ đồ một trong những loại xiphông trong đập đã được xây dựng ở Nga.



Hình 5.4: Xiphông tháo lũ trong đập đất

6. Xiphông hình thức giếng đứng khác hẳn với các loại trên. Loại này được O.V. Vyazêmxki đề nghị (hình 5.5). Tác giả cho rằng hình dạng phần 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 5.5: Xiphông hình thức giếng đứng

Có thể phân loại xiphông tháo lũ theo hình dạng mặt cắt ngang như sau:

a) Xiphông 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 10m. 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...

b) Xiphông có mặt cắt ra mở rộng được dùng đối với những cột nước nhỏ hơn H_{max} của xiphông có mặt cắt cố định. Bởi vì mở rộng mặt cắt sẽ dẫn đến tăng lưu tốc ở đỉnh xiphông, do đó làm tăng chân không ở đó.

c) Xiphông 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 xiphông theo điều kiện dòng chảy ra ở hạ lưu công trình: chảy tự do (hình 5.3, hình 5.4) và chảy ngập (hình 5.1), hoặc phân loại theo hình dạng mặt cắt ngang: xiphông hình tròn, hình chữ nhật, hình vuông.

III. Các bộ phận của xiphông

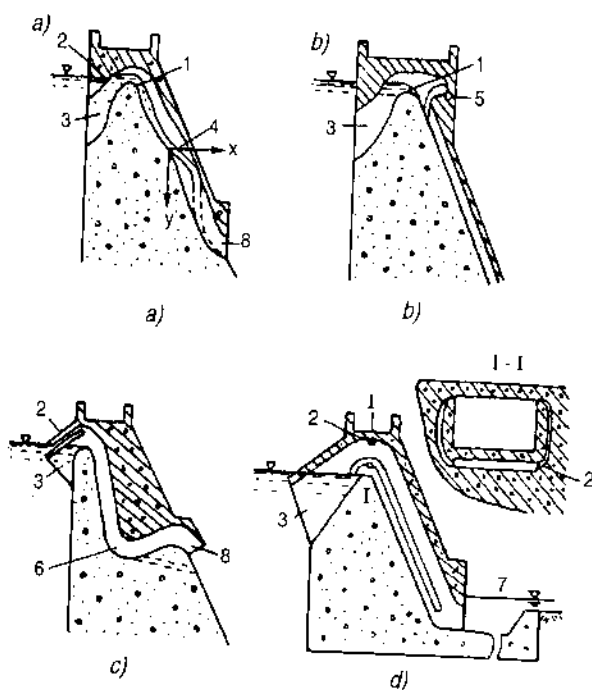
Cửa vào xiphông được thu hẹp dần theo mặt phẳng đứng để lưu tốc vào nhỏ, giảm tổn thất cột nước. Diện tích cửa vào thường bằng 2-3 lần diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh xiphông. Mép trên của miệng vào thường đặt dưới mực nước dâng bình thường khoảng 0,7 - 1m để xiphông làm việc ổn định, khi tháo lũ thì trước cửa không có xoáy, không khí không bị lọt vào miệng và đồng thời tránh được các vật nổi không trôi vào xiphông.

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 xiphông và miệng vào của ống thông khí đặt ngang với mực nước dâng bình thường (hình 5.6). Diện tích lỗ thông khí bằng 3-10% diện tích mặt cắt ngang ở đỉnh xiphông. Lỗ thông khí có tác dụng làm cho xiphông 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 xiphông ngừng làm việc).

Đỉnh xiphông 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 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 xiphông, nước sẽ chảy đầy ống, xiphông thực sự bắt đầu làm việc có áp.

Muốn cho xiphông thực sự bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn, khi mực nước thượng lưu dâng qua đỉnh không lớn lắm, cần phải tạo trong xiphông 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 xiphông 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 5.6a), đường dẫn nước riêng 5 tạo nên lớp nước chắn khí (hình 5.6b), đoạn ống cong ngược 6 tạo thành lớp nước ngăn cách không khí (hình 5.6c), cửa hạ lưu ngập trong bể tiêu năng (hình 5.6d), 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.



Hình 5.6: Kết cấu các bộ phận xiphông

1. Đỉnh tràn; 2. Lỗ thông khí; 3. Cửa vào;
4. Lưới gà hắt nước; 5. Đường dẫn nước;
6. Đoạn ống cong ngược; 7. Bể tiêu năng; 8. Cửa ra.

§5-2. NGUYÊN TẮC LÀM VIỆC VÀ CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỰ LÀM VIỆC CỦA XIPHÔNG

I. Sự bắt đầu làm việc của xiphông

Một trong những nhiệm vụ chính của kết cấu xiphông là làm thế nào để xiphông nhanh chóng làm việc thực sự. Khi lũ về, nếu xiphông 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 xiphông 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 dẫn đến làm giảm khả năng tháo nước của xiphông. Vì thế, sự nhanh chóng làm việc thường gây nên giảm hệ số lưu lượng.

Một kết cấu xiphông vừa thoả mãn điều kiện bắt đầu 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 xiphông càng lớn. Vì thế, Hêyn đã đề nghị làm đường dẫn nước riêng (hình 5.6b) 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.

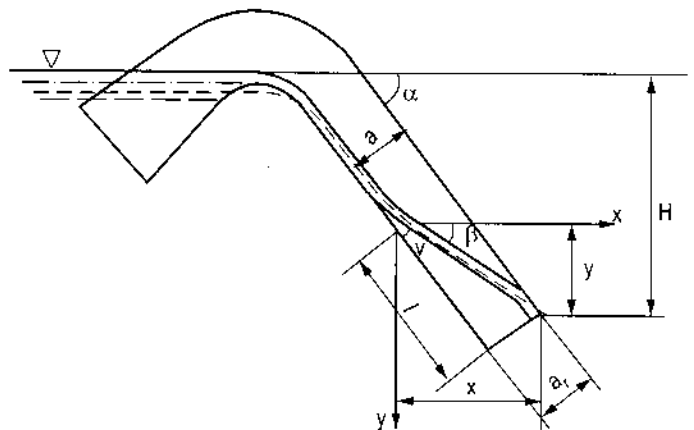
Thời gian bắt đầu làm việc nhanh có ý nghĩa quan trọng đối với xiphông được xây dựng ở các hồ chứa nhỏ, đặc biệt đối với các công trình loại nhỏ và vừa ở miền núi nước ta. Ở đó, khi lũ về, nước dâng lên rất nhanh, nếu thời gian xiphông bắt đầu làm việc nhanh thì giảm được mực nước lũ trong hồ rất nhiều.

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 xiphông bắt đầu làm việc nhanh. Lúc đó cửa ra của xiphông cần ngập trong nước hoặc có lớp nước đệm để ngăn cách khí trời.

II. Vị trí lưới gà hất nước

Như trên đã nói, một trong những kết cấu đơn giản và thường dùng để xiphông 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 5.7) có lưu tốc ban đầu v hướng tiếp tuyến với lưới gà và làm với mặt phẳng nằm ngang một góc β . Lưu tốc ban đầu tính theo biểu thức :



Hình 5.7: Sơ đồ dòng chảy qua lưới gà

$$v = \varphi \sqrt{2g(H-y)} \quad (5.1)$$

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

Phương trình chuyển động có thể viết như sau:

$$y = vt \sin \beta + \frac{1}{2}gt^2$$

$$x = vt \cos \beta$$

Từ đó rút ra:

$$y = x \operatorname{tg} \beta + \frac{g}{2v^2} (1 + \operatorname{tg}^2 \beta) x^2 \quad (5.2)$$

Giải phương trình (5.2) ta được:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-v^2 + \sqrt{v^4 - g^2 x^2 + 2gv^2 y}}{gx} \quad (5.3)$$

Muốn xác định góc β , cần phải biết được các trị số x , y . Trên hình 5.7, x và y xác định theo quan hệ hình học:

$$\left. \begin{aligned} x &= l \cos \alpha + a_r \sin \alpha \\ y &= l \sin \alpha - a_r \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

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

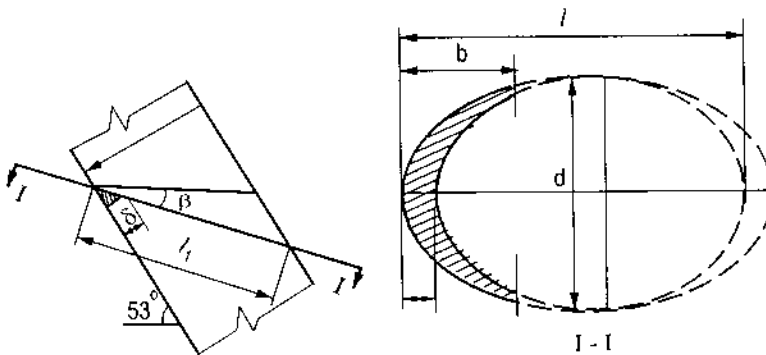
Cột nước vượt quá đỉnh cần thiết để xiphông bắt đầu làm việc và thời gian tương ứng (thời gian bắt đầu làm việc) không phụ thuộc vào cột nước H và khả năng tháo nước thiết kế của xiphông, mà chủ yếu phụ thuộc vào kết cấu xiphông, thể tích không khí trong xiphông cần đẩy ra kể từ lưới gà trở lên, lưu 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 xiphông 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 xiphông phụ thuộc rất lớn vào lưu tốc ở lưới gà và thể tích không khí trong ống.

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

III. Kết cấu và kích thước của lưới gà

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

Trên cơ sở nghiên cứu của GS. Ngô Trí Viễn, 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 §5-2.II, còn kích thước đối với xiphông hình chữ nhật chiều cao δ của lưới gà bằng $\left(\frac{1}{10} - \frac{1}{12}\right)a$ (a - chiều cao của mặt cắt ngang), đối với xiphông tròn $\delta = \left(\frac{1}{10} - \frac{1}{12}\right)d$ (d - đường kính của mặt cắt ngang) và chiều rộng $b = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4}\right)l_1$ (b và l_1 xem hình 5.8).



Hình 5.8: Kích thước lưới gà hút nước

IV. Các trạng thái làm việc của xiphông

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

1. Khi Q_d nhỏ, mực nước trong hồ dâng quá đỉnh xiphông 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_{td} chảy qua, xiphông bắt đầu làm việc có tác dụng thực sự (có áp hoàn toàn)], xiphông làm việc giống như đập tràn.

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

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

3. Khi Q_d rất lớn (mặc dầu vẫn nhỏ hơn Q_{tk}) thì sau khi bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn, xiphông không làm việc theo chu kỳ nữa, mà làm việc từng phần, dòng chảy qua

8xiphông 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 xiphông.

4. Khi lưu lượng đến $Q_d \geq Q_{ik}$ thì xiphông làm việc có áp hoàn toàn với hệ số lưu lượng cố định.

Nói chung đối với hồ chứa nước nhỏ, xiphông 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 kì).

V. Vấn đề khí thực và biện pháp đề phòng

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

Hiện tượng kéo theo không khí vào xiphông xảy ra khi xiphông làm việc theo chu kì ($Q_d < Q_{ik}$) và cả trường hợp kết cấu phần vào hoặc thiết bị thông hơi không hợp lí. Trường hợp đầu thì xiphông làm việc không ổn định theo chu kì. Trường hợp hai, do mép vào đặt dưới mực nước không hợp lí hoặc lưu tốc vào quá lớn mà hình thành dòng chảy xoáy trước cửa và kéo theo không khí vào xiphông 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 xiphông làm việc chu kì, cần phải khử chế độ làm việc chu kì bằng cách thiết kế một tổ nhiều ống xiphông. Các ống đó cho bắt đầu làm việc 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 xiphông và đảm bảo xiphông 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 xiphông 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.

§5-3. TÍNH TOÁN THUỶ LỰC XIPHÔNG

I. Khả năng tháo nước

1. Hệ số lưu lượng

Xiphông tháo lũ cần phải bảo đảm tháo lưu lượng thay đổi từ 0 đến Q_{max} ứng với mực nước thượng lưu thay đổi từ mực nước dâng bình thường đến mực nước lớn nhất trong hồ.

Có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của xiphông, trong đó chủ yếu là kết cấu và kích thước của xiphông, cột nước, tỉ 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 ở 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 xiphông cũng khác nhau.

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

$$Q = \mu \omega_r \sqrt{2gH_0} \quad (5.5)$$

trong đó: μ - hệ số lưu lượng;

ω_r - diện tích mặt cắt ngang tại cửa ra;

g - gia tốc trọng trường;

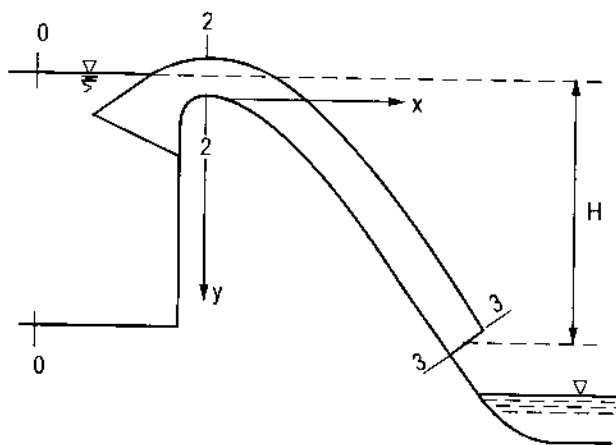
H_0 - cột nước có kể đến lưu tốc tiến gần:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad (5.6)$$

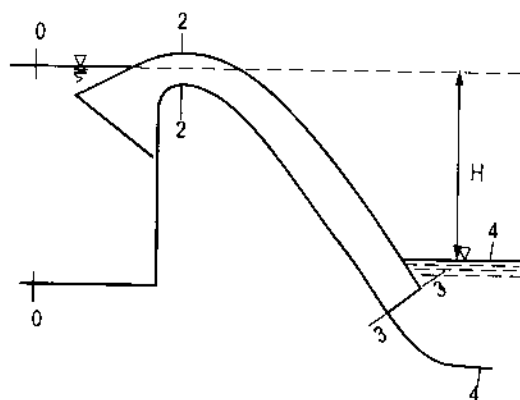
v_0 - lưu tốc trung bình tại mặt cắt 0-0 (hình 5.9; hình 5.10);

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 5.9) được tính bằng độ chênh mực nước thượng lưu và trung tâm mặt cắt 3.3. Theo sơ đồ II (hình 5.10), H bằng độ chênh mực nước thượng hạ lưu.



Hình 5.9: Sơ đồ tính toán I



Hình 5.10: Sơ đồ tính toán II

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

- Đối với sơ đồ I:

$$\mu_1 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_3 + \sum_0^3 \zeta}} \quad (5.7)$$

Đối với sơ đồ II:

$$\mu_2 = \frac{1}{\sqrt{\alpha_4 K_m^2 + \sum_0^4 \zeta}} \quad (5.8)$$

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 5.9) và tại mặt cắt 4-4 (hình 5.10), các hệ số này thường lấy bằng 1;

$\sum_0^3 \zeta$ - tổng hệ số tổn thất từ mặt cắt vào đến mặt cắt 3-3 (hình 5.9);

$\sum_0^4 \zeta$ - như trên, nhưng có kể đến hệ số tổn thất từ mặt cắt ra đến mặt cắt 4-4 ở hạ lưu (hình 5.10);

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

Khi xiphông có mặt cắt ngang thay đổi, hệ số lưu lượng xác định theo biểu thức (7.6).

Các biểu thức (5.7) và (5.8) 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 xiphông thì cần phải giảm hệ số tổn thất bằng các biện pháp kết cấu khác nhau.

2. Hệ số tổn thất trong xiphông

Tổn thất năng lượng trong xiphông 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 v.v...

Theo thí nghiệm của GS. Ngô Trí Viêng, trường hợp cửa ra không ngập (hình 5.9) 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 xiphông, cá biệt có trường hợp chiếm đến 80 - 90%.

Độ cong ở đỉnh xiphông 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 xuất hiện lực li 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 trong 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. Pavlovski, hệ số tổn thất vào $\zeta_v \approx 0,05 - 0,10$;

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

$$\zeta_{ch} = f\left(\frac{\omega_2}{\omega_1}\right) \quad (5.9)$$

và được lấy theo bảng 5.1.

Bảng 5.1. 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} :

$$\zeta_{mr} = \chi \left(\frac{\omega_3}{\omega_1} - 1 \right)^2 \quad (5.10)$$

trong đó: ω_3 - diện tích mặt cắt mở rộng;

χ - hệ số, phụ thuộc vào góc mở rộng θ , lấy theo bảng 5.2.

Bảng 5.2. 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 xiphông 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} :

$$\zeta_{lg} \approx \zeta_{ch} \quad (5.11)$$

Tính toán hệ số tổn thất có thể tham khảo các giáo trình và sổ tay thủy lực. Các hệ số tổn thất khác được trình bày ở chương VII.

3. Biện pháp tăng khả năng tháo nước

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:

- 1) Chọn hình dạng hợp lí mặt cắt dọc của xiphông, đặc biệt là tăng bán kính cong ở đỉnh xiphông để giảm hệ số tổn thất cong;
- 2) Cửa vào thuận để cho hệ số tổn thất vào nhỏ nhất;
- 3) Làm nhẵn mặt trong của ống để giảm hệ số ma sát;
- 4) 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 xiphông 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 đưa đến không phù hợp với kích thước chung của toàn bộ công trình như xiphông 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 xiphông có cột nước $H < 15\text{m}$, đường cong đó có dạng $y = ax^2 = 0,4x^2$ (hình 5.9) xem [10]. Ưu điểm của biện pháp này như sau:

- 1) Khi xiphông 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 xiphông nhỏ.
- 2) Xiphông có bán kính cong ở đỉnh không lớn lắm. Nếu đường cong parabol đó có $a < 0,4$ thì bán kính cong ở đỉnh lớn và xiphông khó nội tiếp trong mặt cắt cơ bản của đập trọng lực. Nếu $a > 0,4$, trong xiphông sẽ xuất hiện chảy xoáy.
- 3) Thời gian đầu, khi xiphông 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 xiphông.

II. Áp lực trong xiphông

Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng, khi xiphông làm việc dọc theo toàn bộ chiều dài của xiphông 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 xiphông.

Độ cong và góc cong ở đỉnh có ảnh hưởng rất lớn đến trị số chân không ở đỉnh. Khi tăng tỉ số $\frac{r_0}{a}$ (r_0 - bán kính cong của trục; a - chiều cao mặt cắt ngang ở đỉnh) thì chân không đỉnh (mặt lồi) giảm, đặc biệt giảm rất nhanh khi $\frac{r_0}{a} = 0 - 1,5$ 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 tỉ 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 xiphông có góc cong ở đỉnh lớn thì trị số chân không ở đó cũng lớn hơn. Vì thế khi thiết kế xiphông cần xác định $\frac{r_0}{a}$ và góc cong một cách hợp lí.

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 đến sự phân bố áp lực và lưu tốc, tức là ảnh hưởng đến trị số chân không và khả năng tháo nước của xiphông. Vì thế khi thiết kế cần phải biết quy luật phân bố áp lực trong xiphông. 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 xiphông có mặt cắt ngang hình chữ nhật và hình tròn.

1. Phương pháp xác định phân bố áp lực trong xiphông hình chữ nhật

Có nhiều tác giả đã đề nghị và đưa ra phương pháp tính toán như Hinde, T. V. Ivanova, O. V. Vyaxzêmxki, N. Laupher, T. M. Neelidov, V. I. Tumanyan, G. V. Ximakov, X. M. Xlixki, v.v... Sau đây chỉ giới thiệu một số phương pháp gần đúng thường dùng.

a) Phương pháp của V. I. Tumanyan

Khi tính toán phân bố áp lực và lưu tốc ở đỉnh xiphông Tumanyan giả thiết như sau:

- Chuyển động chất lỏng ở đỉnh xiphông theo quy luật:

$$vr = \text{const} = C \quad (5.12)$$

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 (5.12), lưu tốc tại một điểm bất kỳ sẽ là:

$$v = \frac{v_0 r_0}{r_1 + y} \quad (5.13)$$

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

$$\frac{p_0}{\gamma} = E - \frac{a}{2} - \frac{\alpha v_0^2}{2g} - \alpha \sum \zeta \frac{v_0^2}{2g} \quad (5.14)$$

trong đó: p_0 - áp lực 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;

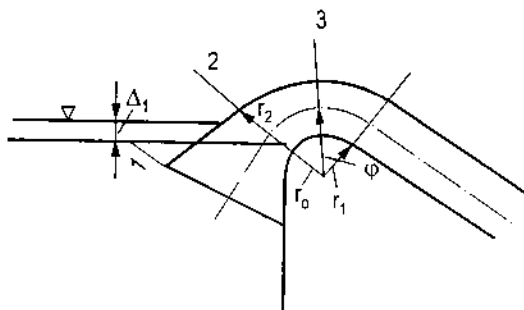
r_1 - bán kính cong của đỉnh xiphông.

- 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 5.11) xác định theo biểu thức:

$$\sum h_{1-2} = h_v + h_{ch} = (\zeta_v + \zeta_{ch}) \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (5.15)$$

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

$$\sum h_{2-3} = \sum h_c = \xi_c \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad (5.16)$$



Hình 5.11: Sơ đồ tính toán theo phương pháp Tumanyan

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:

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y - \frac{\alpha r_0 v_0^2}{2g} \left[\frac{1 + \sum \zeta_{2-3}}{r_1 + y} \right] \quad (5.17)$$

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

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

$$E_2 = \frac{p_k}{\gamma} \mp \Delta_1 - \alpha \sum \zeta_{1-2} \frac{v^2}{2g} \quad (5.18)$$

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 Pavlovski:

$$\alpha = \frac{\int_a^0 v^3 dy}{v_0^3 a} = \frac{\int_a^0 \left(\frac{v_0 r_0}{r_1 + y} \right)^3 dy}{a \left[\int_a^0 \frac{v_0 r_0}{r_1 + y} dy \right]^3} = \frac{a^2 \left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right)}{2r_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3} \quad (5.19)$$

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

Trong phương trình (5.17) thay y bằng $y \cos \varphi$ và α bằng biểu thức (5.19) sẽ được biểu thức xác định áp lực tại các điểm trong mặt cắt bất kì của đoạn cong:

$$\frac{p}{\gamma} = E_2 - y \cos \varphi - \frac{r_0 v_0^2 a^2 \left(\frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right)}{4gr_2^2 \left(\ln \frac{r_2}{r_1} \right)^3} \left(\frac{1 + \sum \zeta_{2-3}}{r_1 + y} \right) \quad (5.20)$$

Tất nhiên phương pháp này vừa giả thiết thỏa mãn phương trình (5.12) 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 hơn.

b) Phương pháp của X. M. Xlixki

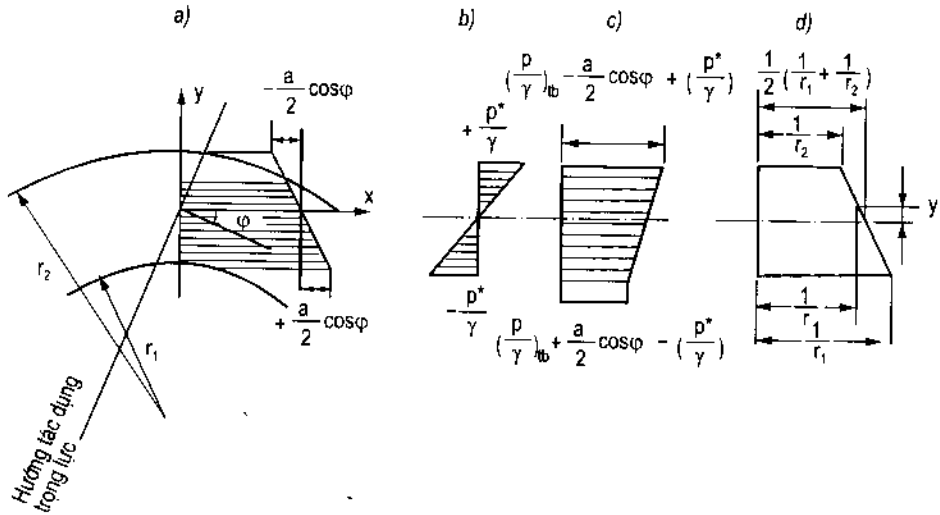
Nghiên cứu áp lực và lưu tốc trong các mặt cắt ở đoạn cong, tác giả đã ứng dụng phương trình Euler:

$$\frac{dv_y}{dl} = y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} \quad (5.21)$$

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 kì trên mặt cắt ngang của dòng chảy sẽ được xác định theo biểu thức:

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

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 5.12).



Hình 5.12: Sơ đồ tính toán ở 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

Với trục tọa độ lấy như ở hình 5.12 thì:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{a} \quad (5.22)$$

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 áp như sau:

$$v_x = v = \frac{v_{tb} e^{\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{2a} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2}}}{1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24}} \quad (5.23)$$

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

e - cơ số của lôgarit tự nhiên;

y - tung độ (hình 5.12);

Các kí hiệu khác như ở hình 5.12.

Đối với trị số dương của y thì:

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v_{tb}^2}{g \left[1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24} \right]^2} \left[\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2} - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{2a} - \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^2}{4} + \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \frac{y^3}{2a} - \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^4}{4a^2} \right] \quad (5.24)$$

Đối với trị số âm của y thì:

$$\frac{p^*}{\gamma} = \frac{v_{tb}^2}{g \left[1 + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{a}{24} \right]^2} \left[\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \frac{y}{2} + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \frac{y^2}{2a} + \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^2}{4} + \left(\frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \frac{y^3}{2a} + \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)^2 \frac{y^4}{4a^2} \right] \quad (5.25)$$

Khi giải quyết bài toán này Xlixski 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.

c) Khi nghiên cứu sự phân bố áp lực và lưu tốc ở đỉnh xiphông 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 (5.12). Trường hợp này lưu lượng Q được tính theo biểu thức giống như đề nghị của O. V. Vyazemski:

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

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

Thay các biểu thức này vào biểu thức (5.12) ta có:

$$v = \frac{v_{tb} a}{r \ln \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.26)$$

Dùng phương trình Bernoulli 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 (5.26) vào biểu thức này ta có:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y - h + \frac{v_{tb}^2 a^2 (1 + \sum \zeta_{dv})}{2gr^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.27)$$

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 lực 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:

$$\sum h_{dv} = \sum \zeta_{dv} \frac{v^2}{2g} \quad (5.28)$$

Trường hợp xiphông có $1 \leq \frac{r_0}{a} \leq 2,25$. Ximakov đề nghị tính lưu tốc gần đúng theo phương trình (5.26) và trị số chân không xác định theo phương trình của Laupher:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y - h + \frac{v_{tb}^2}{2g} \left[\frac{a^2}{r^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}} + \sum \zeta_{dv} \right] \quad (5.29)$$

Trong phương trình (5.29), tổn thất cột nước của các dòng phân tố bằng nhau và xác định theo biểu thức:

$$\sum h_{dv} = \sum \zeta_{dv} \frac{v_{tb}^2}{2g} \quad (5.30)$$

2. Phương pháp xác định phân bố áp lực trong xiphông tròn

a) Nghiên cứu dòng chảy ở đoạn cong xiphông tròn

V. G. Đêmêntêv và G. V. Ximakov đã ứng dụng quy luật (5.12) để xác định lưu tốc trong các mặt cắt ở đoạn cong khi $\frac{r_0}{d} > 2,25 - 2,5$ (r_0 - bán kính cong của trục; d - đường kính ống xiphông). Lưu lượng qua mặt cắt tính theo biểu thức:

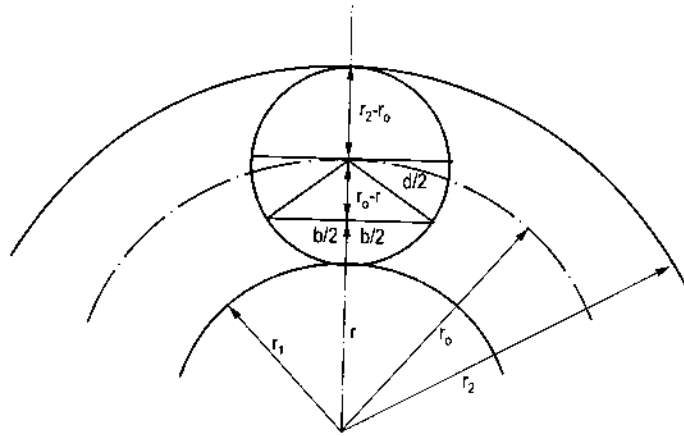
$$Q = \int_{\eta}^{r_2} v_b \cdot dr \quad (5.31)$$

trong đó b như ở hình 5.13.

Ta có:

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

$$b = 2\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r_0 - r)^2} \quad (5.32)$$



Hình 5.13: Sơ đồ xác định phân bố áp lực trong xiphông tròn

Thay b vào biểu thức (5.31) ta được:

$$Q = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - (r_0 - r)^2}}{r} dr = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - r_0^2 - 2r_0r - r^2}}{r} dr$$

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:

$$Q = 2C \int_{r_1}^{r_2} \frac{\sqrt{-r_1 r_2 + 2r_0 r - r^2}}{r} dr \quad (5.33)$$

Giải phương trình (5.33) ta được:

$$Q = 2\pi C (\pm \sqrt{r_1 r_2} \mp r_0) \quad (5.34)$$

Lấy trị số dương của Q, ta có:

$$Q = 2\pi C (r_0 - \sqrt{r_1 r_2}) \quad (5.35)$$

Từ biểu thức (5.35) rút ra hằng số C:

$$C = \frac{Q}{2\pi(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} \quad (5.36)$$

Do đó:

$$v = \frac{C}{r} = \frac{Q}{2\pi r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} \quad (5.37)$$

hoặc:

$$v = \frac{v_{tb} \frac{\pi d^2}{4}}{2\pi r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} = \frac{v_{tb} d^2}{8r(r_0 - \sqrt{r_1 r_2})} \quad (5.38)$$

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

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y \cos \varphi - Z + (1 + \sum \zeta_i) \frac{v^2}{2g} \quad (5.39)$$

hoặc:

$$\frac{p_k - p}{\gamma} y \cos \varphi - Z + \frac{Q^2(1 + \sum \zeta_i)}{2g4\pi^2 r^2 (r_0 - \sqrt{r_1 r_2})^2} \quad (5.40)$$

trong đó: p_k, p - áp lực 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:

$$vr^n = \text{const} = C \quad (5.41)$$

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:

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

$$C = \frac{(1-n)Q}{0,785d(r_2^{1-n} - r_1^{1-n})} \quad (5.42)$$

$$v = \frac{C}{r^n} = \frac{(1-n)v_{tb}d}{r^n(r_2^{1-n} - r_1^{1-n})} \quad (5.43)$$

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

$$\frac{p_k - p}{\gamma} = y \cos \varphi - Z + \frac{8(1-n)^2 Q^2 (1 + \sum \zeta_i)}{\pi^2 g d^2 r^{2n} (r_2^{1-n} - r_1^{1-n})^2} \quad (5.44)$$

Tác giả đã thí nghiệm cho trường hợp:

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

b) Nghiên cứu về xiphông tháo lũ hình tròn, thí nghiệm đã được chứng minh bằng nhiều mô hình khác nhau (xem [11]), chúng tôi đề nghị xác định lưu tốc tại các mặt cắt của đoạn cong theo phương trình (5.41), trong đó chỉ số n phụ thuộc vào $\frac{r_0}{d}$ và được xác định bằng thí nghiệm (xem bảng 5.3).

Bảng 5.3. 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	$\frac{\sqrt{3}}{3}$	$\frac{\sqrt{2}}{3}$	$\frac{\sqrt{3}}{2}$	1

Như vậy, khi $\frac{r_0}{d} \geq 2,25$ lưu tốc và áp lực tính theo các phương trình (5.38) và (5.40); khi $\frac{r_0}{d} < 2,25$ tính theo các phương trình (5.43) và (5.44), trong đó chỉ số n lấy theo bảng 5.3.

III. Tiêu năng hạ lưu

Hình thức và tính toán tiêu năng hạ lưu xiphông 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 xiphông, đỉnh tường tiêu năng phải cao hơn đỉnh mặt cắt ra của xiphông ít nhất là 5cm. Như vậy thời gian đầu, khi xiphông chảy không áp (tức là lúc nước mới bắt đầu tràn qua đỉnh) thì cửa ra ở hạ lưu đã bị ngập để ngăn không khí ở ngoài không vào được trong xiphông.

§5-4. LƯU LƯỢNG ĐƠN VỊ, LƯU TỐC GIỚI HẠN VÀ TRỊ SỐ CHÂN KHÔNG CHO PHÉP TRONG XIPHÔNG

I. Lưu lượng đơn vị và lưu tốc giới hạn

Áp lực tại mọi điểm trong xiphông 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 xiphông tháo với lưu lượng lớn nhất $Q_{\max}$ thì có độ chân không lớn nhất $(h_{ck})_{\max}$. Trị số $(h_{ck})_{\max}$ thường xảy ra ở đỉnh xiphông, cho nên mặt cắt ở đỉnh là mặt cắt nguy hiểm nhất về quan điểm hình thành chân không trong xiphông.

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

$$(v_{tb})_{\max} = \sqrt{2g \frac{1}{\alpha + \sum \zeta_{dv}} \left(\frac{p_k - p_{\min}}{\gamma} + h - \frac{a}{2} \right)} \quad (5.45)$$

$$q_{\max} = (v_{tb})_{\max} \cdot a \quad (5.46)$$

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

$\sum \zeta_{dv}$ - 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 xiphông;

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

a - chiều cao của mặt cắt tại đỉnh.

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

Nếu chiều cao mặt cắt ở đỉnh $a = 2\text{m}$, $h = 0$, hệ số lưu tốc $\varphi = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \sum \zeta_{dv}}} \approx 0,90$, theo các phương trình (5.45) và (5.46) ta xác định được $(v_{tb})_{\max} \approx 11,5\text{m/s}$; $q_{\max} \approx 23\text{m}^3/\text{s}$.

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

Nếu thừa nhận phân bố lưu tốc tại mặt cắt ở đỉnh theo phương trình (5.12) thì lưu tốc lớn nhất ở đỉnh có thể xác định theo biểu thức:

$$v_{l\max} = \sqrt{2g \left[\left(\frac{p_k}{\gamma} \right)_{\min} - \left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \right]} \quad (5.47)$$

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

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

Lưu tốc tại một điểm bất kì trong mặt cắt theo phương trình (5.12), ta có

$$v = \frac{v_l r_l}{r} \quad (5.48)$$

trong đó: v_l - lưu tốc tại đỉnh ;

r_l, 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 đây:

$$q = \int_{r_1}^{r_2} v dr = v_l r_l \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (5.49)$$

$$q_{gh} = \sqrt{2g \left[\left(\frac{p_k}{\gamma} \right)_{\min} - \left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \right]} r_1 \cdot \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (5.50)$$

II. Trị số chân không cho phép

Lúc thiết kế xiphông 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 xiphông trong các đập cao. Với cột nước H đã cho, lưu lượng tháo của xiphông đạt trị số lớn nhất khi độ chân không trong xiphông đó đạt tới trị số giới hạn $(h_{ck})_{gh}$. Để trong xiphông 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 GS. G. V. Ximakov, muốn cho xiphông làm việc không có hiện tượng khí thực thì áp lực ở đỉnh xiphông vào bất kì một thời điểm nào đó cũng phải lớn hơn áp lực hóa khí ở nhiệt độ lớn nhất của nước tại nơi xây dựng. Ở Việt Nam lấy nhiệt độ tính toán của nước là 30°C và áp lực của nước hóa khí $\frac{p_n}{\gamma} = 0,44$ m chiều cao cột nước. Không được dùng áp lực này trong thiết kế, bởi vì với áp lực này thì trong xiphông sẽ sinh ra mạch động chân không. Vì thế, để đảm bảo không có khí thực thì áp lực nhỏ nhất trong xiphông phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \geq \frac{p_n}{\gamma} + \Delta h_{ck}, \text{ (mét cột nước)} \quad (5.51)$$

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. Ximakov, trị số của Δh_{ck} bằng khoảng 10% trị số chân không h_{ck} trong xiphông. Do đó điều kiện (5.51) có thể viết như sau:

$$\left(\frac{p}{\gamma} \right)_{\min} \geq 0,44 + 0,1h_{ck}, \text{ (mét cột nước)} \quad (5.52)$$

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 lực 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 5.4 cho trị số bình thường và trị số nhỏ nhất của áp lực khí trời tại các vị trí có độ cao khác nhau.

Bảng 5.4. Trị số bình thường và trị số nhỏ nhất của áp lực 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

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

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

$$(h_{ck})_{cp} \leq 0,90 \left(\frac{p_k}{\gamma}\right)_{\min} - 0,40 \text{ (mét cột nước)} \quad (5.53)$$

Căn cứ vào biểu thức (5.53) 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 $\pm 0,00$ thì $(h_{ck})_{cp} \leq 8,43$ mét cột nước, tại độ cao $+ 3000\text{m}$ thì $(h_{ck})_{cp} \leq 5,90$ mét cột nước.

Chương VI

GIẾNG THÁO LŨ

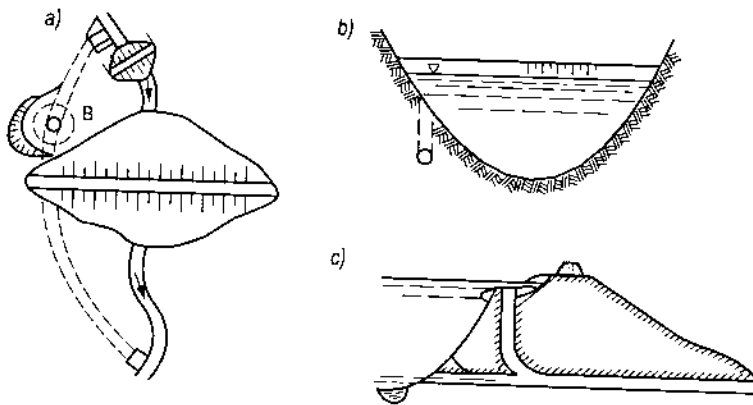
§6-1. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG, PHÂN LOẠI, THÀNH PHẦN, THIẾT BỊ VÀ ĐẶC ĐIỂM LÀM VIỆC

I. Điều kiện sử dụng

Giếng tháo lũ là loại công trình tháo lũ mặt, thường được xây dựng ngoài thân đập, nằm ở ven bờ hồ chứa nước. Nước từ miệng tràn chảy qua phần giếng đứng xuống đường hầm ngang và chảy ra hạ lưu.

Giếng tháo lũ được xây dựng trong những trường hợp sau đây:

1. Bờ hồ là đá, dốc, không thuận lợi để xây dựng các công trình tháo lũ khác và có thể làm được đường hầm đứng;
2. Công trình tháo lũ thi công là đường hầm, phần giếng đứng sẽ được nối tiếp vào đường hầm ngang và do đó giảm được khối lượng của công trình tràn (hình 6.1).

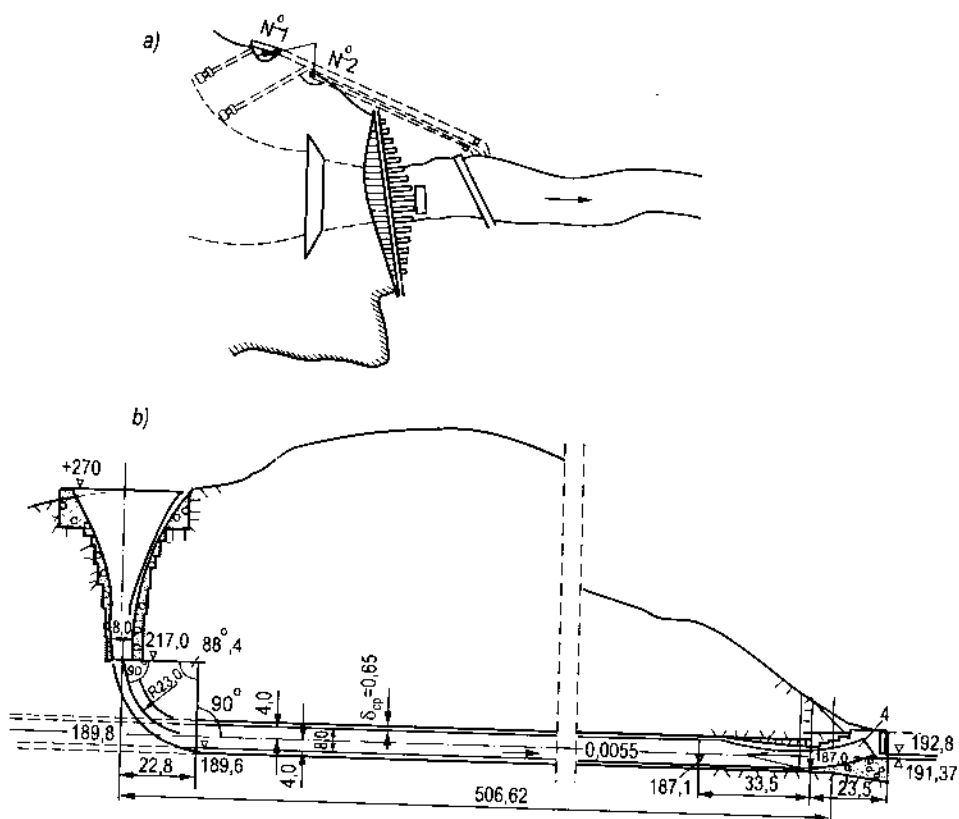


Hình 6.1: Công trình đầu mối có giếng tháo lũ

a) Mặt bằng; b) Mặt cắt ngang tuyến; c) Mặt cắt dọc giếng tháo lũ

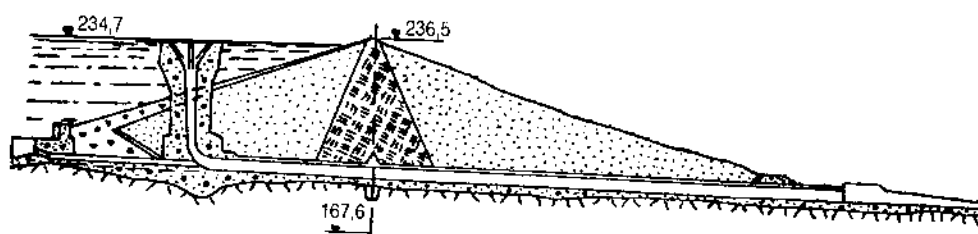
Giếng tháo lũ thường được xây dựng trong các đầu mối công trình có đập dâng nước bằng vật liệu địa phương, nhưng cũng có trường hợp đập dâng nước là đập vòm hoặc các loại đập bản tựa, và phải tháo lũ thi công bằng đường hầm. Ví dụ trường hợp đập Melrin ở Iran (hình 6.2).

Hiện nay giếng tháo lũ đã tháo được lưu lượng lũ tới $5000\text{m}^3/\text{s}$ và cột nước chênh lệch thượng hạ lưu tới 100m. Nếu cần tháo lưu lượng lớn, có thể xây dựng nhiều giếng.



Hình 6.2: Giếng tháo lũ trong công trình Melrin (kích thước trong hình ghi theo m)

Giếng tháo lũ không những chỉ xây dựng ven bờ hồ chứa nước, mà có trường hợp được xây dựng trong thân đập đất, khi xả lũ thì công nước được tháo qua cống dưới sâu đặt trong thân đập (hình 6.3).



Hình 6.3: Giếng tháo lũ trong thân đập đất

Giếng tháo lũ đầu tiên được xây dựng tại Anh năm 1896 (đập Blishton), gần đây được xây dựng tại nhiều nước với cột nước cao, tổng số đã hơn 60 công trình, nhiều nhất tại Mỹ và ở các nước đang khai thác thủy năng vùng thượng lưu các con sông có bờ dốc, núi cao.

Ở nước ta, do đặc điểm địa hình, địa chất, thủy văn những hồ chứa nước trên thượng lưu các sông phần lớn xây dựng tại các tuyến hẹp, hai bờ là đá dốc, lũ thì công lớn, việc

tháo lũ thì công phải xét tới phương án đường hầm, vì vậy việc dùng giếng tháo lũ là một trong những phương án cần xét tới.

Sau đây là bảng liệt kê một số giếng tháo lũ đã được xây dựng trong những điều kiện khác nhau (bảng 6.1).

Bảng 6.1. Các giếng tháo lũ đã xây dựng

Tên công trình	Loại đập	Lưu lượng tháo (m/s)	Cột nước (m)	Đặc điểm khác
Henrihot (Mỹ)	Đất	1460	144,75	d = 7,47m
Waki (Mỹ)	-	850	94,25	d = 6,89m
Pontézi (Italia)	-	-	-	d = 5,6m
Biczanton (Mỹ)	Liên vòm	-	-	d = 4,5m
Melrin (Iran)	Liên vòm	1400	77,2	2 giếng d = 8m
Aeítème (Malaixia)	Đất	-	67	-
Rélipka (Tiệp)	Đất	-	57,58	d = 7,5m
Akoltin (Anh)	-	500	-	d = 3m
Devit Brit (Mỹ)	-	1180	55	-
Sâta valentine (Italia)	Đất	800	34,3	3 giếng
Resgadre (Colombia)	-	350	32	d = 6,19m

II. Phân loại giếng tháo lũ

Theo cấu tạo của phần giếng đứng, có thể phân loại giếng tháo lũ như sau:

1. Giếng đào trong bờ đá có lớp áo bằng bê tông cốt thép (hình 6.4);
2. Giếng kiểu tháp (một phần giếng nằm trong hồ, một phần giếng nằm trong bờ đá, hình 6.5);
3. Tháp kiểu giếng (phần giếng đứng hoàn toàn là tháp nước, nhưng làm việc theo chế độ thủy lực của giếng đứng, hình 6.3).

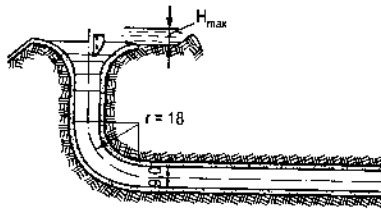
Theo điều kiện khai thác, có thể phân loại giếng tháo lũ như sau:

1. Giếng tự tràn (không có cửa van);
2. Giếng có cửa van trên ngưỡng tràn.

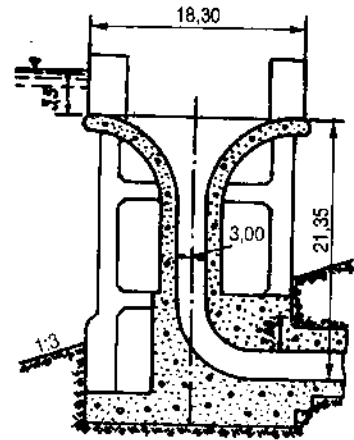
Đa số giếng tháo lũ đã được xây dựng đều là loại tự tràn, vì ngưỡng tràn trên mặt bằng có tuyến tròn nên chiều dài tràn nước lớn, có khả năng tháo lưu lượng lớn với cột nước thấp.

Theo đặc điểm của ngưỡng tràn, có thể phân loại giếng tháo lũ như sau;

1. Giếng tháo lũ có ngưỡng tràn kiểu đập thực dụng;
2. Giếng tháo lũ có ngưỡng tràn đỉnh rộng.



Hình 6.4: Giếng tháo lũ trong bờ đá
(kích thước trong hình ghi theo m)

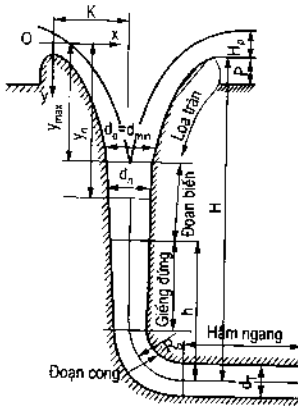


Hình 6.5: Giếng kiểu tháp
(kích thước trong hình ghi theo m)

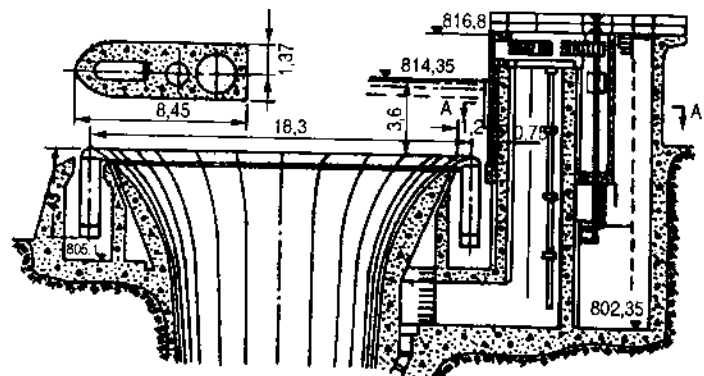
III. Thành phần và thiết bị của giếng tháo lũ

Giếng tháo lũ gồm các thành phần sau đây (hình 6.6):

1. Miệng loa tràn, là đập tràn tuyến tròn, kiểu đập thực dụng, hoặc đập đỉnh rộng, để đưa nước vào giếng;



Hình 6.6: Các thành phần
của giếng tháo lũ



Hình 6.7: Van hình trụ vòng của giếng tháo lũ
(kích thước trong hình ghi theo m).

2. Giếng đứng, phần công trình nối tiếp loa tràn, có trục thẳng đứng kiểu giếng hình tròn;
3. Đường hầm ngang, phần công trình nối tiếp giếng đứng để đưa nước xuống hạ lưu thường là phần sau của đường hầm thi công đã có sẵn;
4. Đoạn cong, phần đường hầm cong nối tiếp giữa giếng đứng và đường hầm ngang.

Ngoài ra còn có đoạn tiệm biến từ loa tràn xuống giếng đứng theo dạng hình nón cụt. Cũng giống như các công trình tháo lũ khác, giếng tháo lũ còn có kết cấu hướng dòng phía thượng lưu và kết cấu tiêu năng ở cuối đường hầm ngang.

Thiết bị chính của giếng tháo lũ có điều tiết là cửa van. Thường dùng van phẳng, van cung và van hình trụ. Trong cửa van đóng mở tự động, kiểu van hình trụ vòng đã được dùng trong nhiều trường hợp (hình 6.7).

Trong trường hợp ngưỡng tràn là đập đỉnh rộng, thường dùng van hình cung.

IV. Đặc điểm làm việc

Trong khi vận hành, do ảnh hưởng của điều kiện địa hình, đặc tính cấu tạo của công trình, về mặt thủy lực cần phải chú ý những vấn đề sau đây.

1. Khi miệng loa tràn, mà thực chất là đập tràn tuyến tròn, làm việc theo chế độ chảy không ngập, sẽ phát sinh hiện tượng dòng chảy xoáy vào miệng giếng. Hiện tượng này làm cho phân bố lưu tốc và lưu lượng đơn vị trên miệng tràn không đồng đều, làm giảm khả năng tháo của giếng.

Nguyên nhân của hiện tượng này là do vị trí của miệng giếng tháo lũ đặt ven hồ chứa, nước chảy vào chịu ảnh hưởng của bờ nên không phân bố vuông góc với ngưỡng tràn. Vì vậy các giếng tháo lũ đặt ven bờ hồ chứa đều phải có bộ phận hướng dòng.

2. Khi miệng loa tràn chảy ngập trên miệng giếng đến một độ cao nhất định, có thể hình thành phễu nước, không khí bị hút vào giếng, và theo đó các vật nổi cũng dễ dàng bị hút vào.

Khi mực nước trong hồ cao, tức là cột nước tràn vượt quá một trị số giới hạn nào đó, hiện tượng này sẽ không xảy ra. Tại giếng tháo lũ Kabirot, khi mực nước trong hồ cao hơn trụ pin 1m, các vật nổi không bị hút vào nữa.

3. Trong trường hợp lưu lượng tháo nhỏ hơn lưu lượng tính toán, trong phần giếng đứng có thể hình thành chân không. Nước tràn qua miệng loa sẽ kéo theo không khí, do lưu lượng nhỏ nên giữa lớp nước và thành giếng có không khí, khi không khí theo dòng chảy xuống hạ lưu sẽ dần dần hình thành chân không trong các ô trống này. Nếu chân không đạt đến một trị số nhất định, không khí sẽ tràn vào rất mạnh gây nên tiếng nổ và nước từ giếng bị phun lên cao.

Tại giếng tháo lũ Waky (Mỹ), lúc cột nước tràn bằng 0,3 - 0,6m, ứng với lưu lượng 20 - 25m³/s (trong khi lưu lượng thiết kế bằng 850m³/s), các bọt nước từ giếng bắn cao lên tới 15 - 18m.

Ngoài ra, khi đường hầm ngang làm việc chuyển từ chế độ không áp sang có áp, trong đường hầm dòng chảy ra có mang theo bọt khí và cũng gây những tiếng nổ tại cửa ra.

Các quan sát và nghiên cứu thực địa của nhiều giếng tháo lũ cho ta biết rằng các hiện tượng chân không đều gây nên hư hại lớp áo bê tông của giếng và đường hầm, tuy nhiên

không lớn lắm (bê tông tại giếng tháo lũ Kabiôt rỗ sâu 1,9 - 2cm; của giếng Henrikh sâu 5cm trong phạm vi $5m^2$).

Theo nghiên cứu của P. P. Moyx, chân không hình thành trong giếng khi lưu lượng tháo $\leq 75 - 80\%$ lưu lượng thiết kế, và chân không nguy hiểm gây nên xâm thực thường xảy ra tại vùng nối cong giữa giếng đứng và đường hầm ngang, nhất là khi đường hầm ngang chảy không áp.

4. Khi lưu lượng vượt quá lưu lượng thiết kế, miệng loa tràn từ chế độ chảy không ngập chuyển sang chảy ngập và do đó mức nước trong hồ có thể dâng lên nhanh.

Như vậy, so với loại đường tràn tháo lũ, hoặc máng tràn ngang, chế độ thủy lực của giếng tháo lũ phức tạp hơn, nên phải có biện pháp tính toán hoặc cấu tạo hợp lý để tránh những hiện tượng bất lợi đã nêu ở trên.

§6-2. CHẾ ĐỘ THỦY LỰC CỦA GIẾNG THÁO LŨ

I. Khả năng tháo nước

Khả năng tháo nước của giếng tháo lũ phụ thuộc trước hết vào chế độ làm việc của miệng loa tràn.

Nếu miệng loa tràn của giếng làm việc theo chế độ tràn không ngập, khả năng tháo phụ thuộc vào dạng và kích thước loa tràn, còn nếu giếng làm việc theo chế độ ngập thì nó được tính như trường hợp các đường hầm chảy có áp, hoặc bán áp.

1. Trường hợp miệng loa tràn chảy không ngập

Lưu lượng tháo qua giếng tháo lũ được tính theo biểu thức của các loại đập tràn không ngập với chiều dài tràn nước là $2\pi R$:

$$Q = \varepsilon m 2\pi R \sqrt{2g} H_0^{3/2} ; \quad (m^3/s) \quad (6.1)$$

trong đó: m - hệ số lưu lượng;

ε - hệ số co hẹp bên;

R - bán kính của loa tràn (m); ε - hệ số co hẹp bên

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}, \quad (m)$$

H - cột nước phía trên ngưỡng tràn;

v_0 - lưu tốc tới gần.

Trong trường hợp này, hệ số lưu lượng m được xác định như sau:

• Theo A. N. Ahutin, với loại ngưỡng tràn thực dụng thì $m = 0,46$; với loại ngưỡng tràn đỉnh rộng $m = 0,36$.

• Trong những nghiên cứu về sau, N. L. Rolê trên cơ sở thí nghiệm, cũng thu được kết quả gần như của V. E. Vaknê, và đối với đập tràn thực dụng, m được tính theo biểu thức:

$$m = 0,383 \left(\frac{D}{H} \right)^{0,078} \quad (6.2)$$

trong đó:

$$D = 2R$$

- Nhiều nghiên cứu, chủ yếu là cho loại đập tràn thực dụng, khi chưa xét đến điều kiện làm việc không gian của miệng loa, hệ số lưu lượng có trị số như trong bảng 6.2.

Bảng 6.2. Hệ số lưu lượng m của miệng loa tràn thực dụng

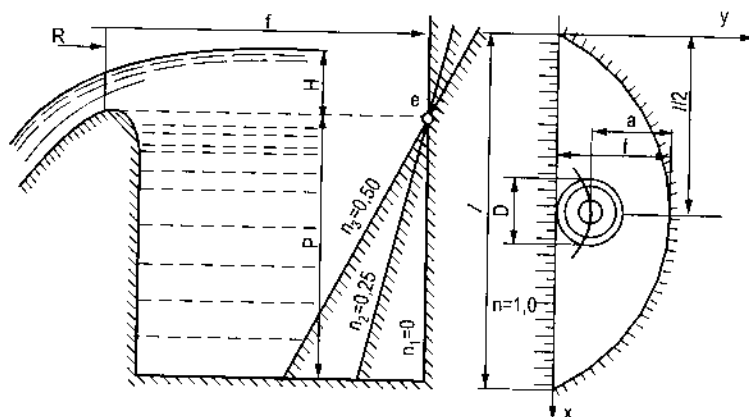
Biểu thức tính và tên tác giả	m với các trị số H/R						Điều kiện ứng dụng
	0,092	0,190	0,293	0,399	0,506	0,614	
A. N. Ahutin	-	0,379	0,38	0,383	0,388	-	$0,5 > \frac{H}{R} \geq 0,2$
và A. I. Txépko	-	0,460	0,46	0,46	0,46	-	
P. P. Moyx	0,498	0,479	0,464	0,452	0,440	0,417	
$m = 0,507 \div 0,136 \frac{H}{R}$	0,526	0,506	0,497	0,485	0,464	0,429	Dạng của Ahutin
	0,496	0,479	0,461	0,450	0,438	0,414	Dạng của Vakne
	0,495	0,481	0,468	0,452	0,438	0,424	Dạng elip
N'. I. Romanko	0,525	0,513	0,501	0,488	0,476	-	Khi $H/R = 0,2 \div 0,38$
$m = 0,536 \div 0,199 H/R$							

P.P. Moyx trên cơ sở phân tích tương đối toàn diện ảnh hưởng của dạng bờ trên mặt bằng của mái dốc bờ, của khoảng cách từ trung tâm giếng đến bờ (f/D), của độ động lực trên ngưỡng vào $\left(\frac{H}{P} \right)$, của tỉ số H/R , của dạng các tường chống xoáy nước, đã đưa đến những kết quả sau đây (hình 6.8):

- Ảnh hưởng của độ dốc bờ n không đáng kể.
- Tường phân dòng chống xoáy nước là dạng tường dài cong, bờ được đào theo dạng parabol (sẽ trình bày ở sau) với tỉ số $f/D = 1,75$ là có lợi nhất.
- Sự thay đổi của l/D , P/H có ảnh hưởng đến m, nhưng khi H/R tăng, ảnh hưởng đó giảm dần, và xác định được trị số tối ưu của l/D , P/H .

Biểu thức tổng quát để tính hệ số lưu lượng do P. P. Moyx đề ra là:

$$m = \left(0,507 \div 0,136 \frac{H}{R} \right) \frac{\sigma_l}{D} \frac{\sigma_f}{D} \frac{\sigma_p}{H} \quad (6.3)$$



Hình 6.8: Sơ đồ nghiên cứu ảnh hưởng của dạng bờ đến hệ số lưu lượng của loa tràn

Với những trị số tối ưu của $\frac{l}{D}$, $\frac{f}{D}$, $\frac{P}{H}$ ta có:

$$\frac{\sigma_l}{D} \frac{\sigma_f}{D} \frac{\sigma_P}{H} \approx 1$$

và:

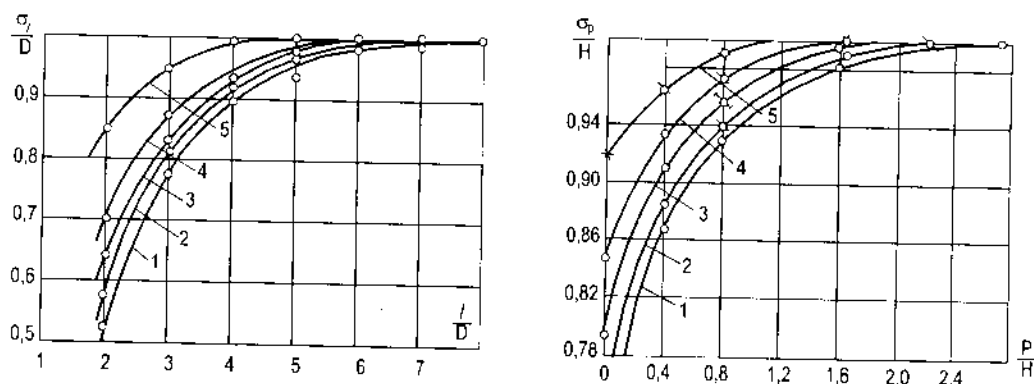
$$m = \left(0,507 + 0,136 \frac{H}{R} \right) \quad (6.4)$$

Các trị số tối ưu ở trên tạo điều kiện để có trị số m lớn nhất được ghi trong bảng 6.3.

Bảng 6.3. Các trị số tối ưu để có hệ số lưu lượng lớn nhất

H/R	0,2	0,3	0,4	0,5
l/D	8 - 6,5	6,5 - 5,8	6,0 - 5,4	5,7 - 5,3
P/H	2,6 - 1,9	2,20 - 1,65	1,90 - 1,40	1,60 - 1,15
f/D	= 1,75 trong mọi trường hợp			

Các trị số σ điều chỉnh khác có thể tìm trong đồ thị của P.P. Moyx (hình 6.9).



Hình 6.9: Đồ thị hệ số điều chỉnh của hệ số lưu lượng

2. Trường hợp miệng loa tràn chảy ngập

Lưu lượng tháo qua giếng được tính như của đường ống có áp:

$$Q = \mu \omega_h \sqrt{2g(H+Z)} \quad (6.5)$$

trong đó: μ - hệ số lưu lượng của toàn hệ thống;

ω_h - diện tích tiết diện hầm ngang;

H - cột nước trên ngưỡng tràn;

Z - độ chênh từ đỉnh ngưỡng tràn đến hạ lưu khi cửa ra bị ngập, hoặc bằng độ chênh từ đỉnh ngưỡng tràn đến phía dưới trần của đường hầm ngang (chỗ cửa ra) lấy bằng (0,15 - 0,20)d với d - đường kính đường hầm ngang.

Hệ số lưu lượng μ được tính theo biểu thức:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \lambda \frac{l}{d}}} \quad (6.6)$$

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

λ - hệ số cản theo chiều dài;

d, l - đường kính và chiều dài toàn bộ đường hầm có áp.

Hệ số kháng cục bộ $\sum \zeta$ gồm hệ số kháng chỗ miệng vào (ζ_v), hệ số kháng chỗ cửa ra (ζ_r), hệ số kháng chỗ uốn cong (ζ_c) và hệ số kháng do thay đổi tiết diện (ζ_t). Các hệ số kháng này đều có thể xem ở các chương V và VII, ở đây chỉ nêu bảng tính hệ số kháng của miệng vào (ζ_v) vì là đặc thù của giếng tháo lũ.

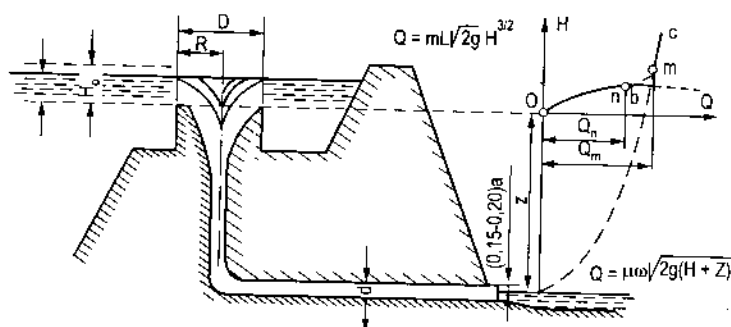
H/R	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
ζ_v	0,123	0,075	0,049	0,043	0,040	0,039

Nhận xét: Qua sơ đồ tính toán khả năng tháo của giếng, thấy rằng đường quan hệ $Q = f(H)$ gồm 2 phần (hình 6.10):

- 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.



Hình 6.10: Sơ đồ tính toán thủy lực giếng tháo lũ

Ví dụ 6.1. Với lưu lượng tháo ở MNDBT (mức nước dâng bình thường) $Q = 200\text{m}^3/\text{s}$; đường tràn có $B = 22,8\text{m}$; $H_0 = 3\text{m}$; $m = 0,38$; đường hầm có áp có $\omega = 12,57\text{m}^2$; $Z = 27\text{m}$; $\mu = 0,69$. Khi mực nước kiểm tra cao hơn mực nước dâng bình thường $1,5\text{m}$ thì khả năng tháo của đường tràn sẽ là $Q = 490\text{m}^3/\text{s}$ tức là tăng 150% , trong khi đó khả năng tháo của đường hầm chỉ là $215\text{m}^3/\text{s}$ (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 dùng hai biểu thức sau đây:

$$Q = m 2\pi R \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

$$Q = \mu \omega_T \sqrt{2g(Z+H)}$$

trong đó: m - hệ số lưu lượng;

Q - lưu lượng;

R - bán kính cong miệng tràn;

H_0 - cột nước trên đỉnh tràn có kể đến cột nước lưu tốc;

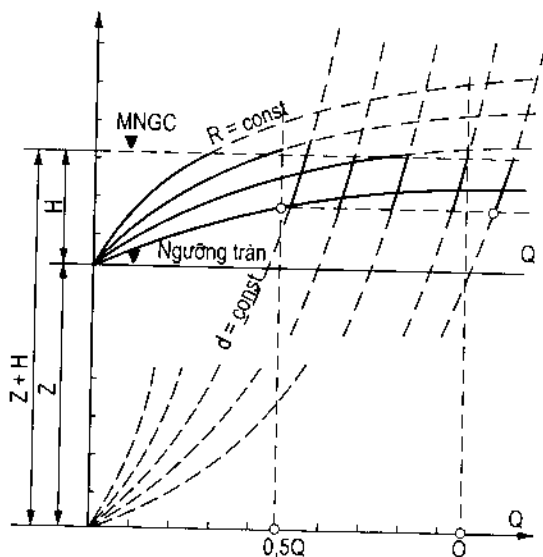
μ - hệ số lưu lượng;

ω_T - diện tích mặt cắt ngang của tuynen;

Z - độ chênh cột nước từ đỉnh tràn đến hạ lưu;

H - cột nước trên đỉnh tràn.

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 6.11, trong đó có hai họ đường cong ứng với chảy không



Hình 6.11: Biểu đồ tổng hợp tính toán thủy lực

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 6.11, 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.

II. 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 6.12.

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. Rozanov, trị số chân không cho phép được tính theo biểu thức:

$$(h_{ck})_{cp} = \frac{P_k}{\gamma} - \frac{P_h}{\gamma} - \delta_o \frac{v^2}{2g} \quad (6.7)$$

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

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

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

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

δ_o - hệ số, lấy bằng 0,1.

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

$$(h_{ck})_{cp} \approx 9,75 - 0,1 \frac{v^2}{2g} \quad (6.8)$$

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

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

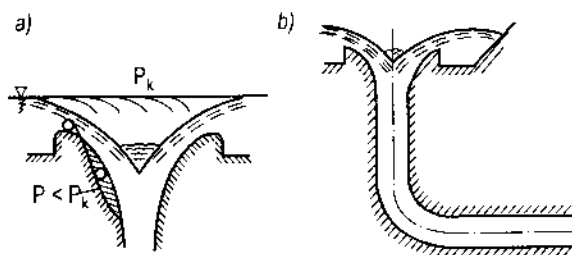
Theo N. P. Rozanov, trị số chân không trong công trình không nên vượt quá 7,5 - 8,5 (mét cột nước); với trị số như thế, lượng hoà tan không khí trong nước không đáng kể và không gây nên nguy hiểm.

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 - 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.



Hình 6.12: Vùng chân không trong giếng tháo lũ cột nước cao.

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:

$$F = \frac{W}{\mu_k \sqrt{\frac{2g(h_{ck})_{cp}}{\gamma_k}}} \quad (m^2) \quad (6.9)$$

trong đó: $W = k_o Q$ - khối lượng không khí cần đưa vào;

k_o - hệ số hàm khí, có thể tham khảo trị số ở chương III;

Q - lưu lượng nước qua hầm;

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 (6.8);

γ_k - tỉ trọng không khí dưới áp lực không khí bình thường, lấy bằng $12,3 N/m^3$.

Tuy nhiên việc dùng nhiều ống để đưa không khí vào cũng gây những khó khăn về thi công, quản lí. 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.

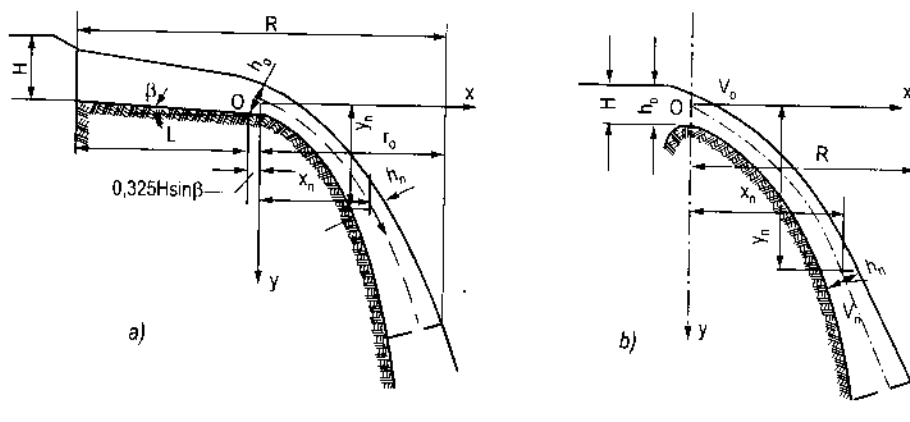
§6-3. THIẾT KẾ CÁC BỘ PHẬN CỦA GIẾNG THÁO LŨ

I. 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 6.13): có mặt phẳng nghiêng và không có mặt phẳng nghiêng.



Hình 6.13: Tính toán loa tràn của giếng tháo lũ
a) Có mặt phẳng nghiêng; b) Không có mặt phẳng nghiêng

1. Loa tràn có mặt phẳng nghiêng (hình 6.13a). 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 $\beta = 6 - 8^\circ$ 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:

$$L = (3 - 4)H \approx (0,4 - 0,5)R.$$

$$Q = m2\pi R \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Nếu có trụ van thì:

$$Q = m\varepsilon (2\pi R - n\delta) \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (6.10)$$

trong đó: R - bán kính mép ngoài của ngưỡng tràn;

n, δ - số trụ van và chiều dày mỗi trụ;

ε - hệ số co hẹp ngang giống như đập tràn, sơ bộ lấy bằng 0,96.

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

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0 (0,65)H_0} \quad (6.11)$$

trong đó: r_0 - bán kính của loa:

$$r_0 = R - L - \frac{h_0}{2} \sin \beta$$

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 elíp, 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 6.13a). 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:

$$y = \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2 \beta} + x \tan \beta \quad (6.12)$$

Khi $x = r_o$ 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:

$$v_{ro} = v_{\max} = 0,97 \sqrt{2gy_{\max} + v_o^2} \quad (6.13)$$

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

$$d_o = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_{\max}}} \quad (6.14)$$

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 6.13a) với:

$$h_n = \frac{Q}{2\pi(r_o - x_n)v_n} \quad (6.15)$$

trong đó:
$$v_n = 0,97 \sqrt{2gy_n + v_o^2} \quad (6.16)$$

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.

2. Loa tràn không có mặt phẳng nghiêng (hình 6.13b). 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 bằng $m = 0,46$. Chiều sâu trên ngưỡng tràn:

$$h_o = 0,75 H \quad (6.17)$$

Lưu tốc tại đó:
$$v_o = \frac{Q}{2\pi r_o (0,75H_o)} \quad (6.18)$$

trong đó: $r_o = R$ 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 6.13b).

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_o ($\beta = 0$).

Ta có:

$$v_x = v_o \quad \text{và} \quad x = v_x t = v_o t;$$

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

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

$$y = \frac{gx^2}{2v_o^2} \quad (6.19)$$

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

$$v_n = 0,97 \sqrt{2gy_n + v_o^2}$$

$$h_n = \frac{Q}{2\pi(R-x)v_n} \quad (6.20)$$

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:

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

So sánh khi trị số lưu lượng tháo bằng nhau, loa tràn không có mặt phẳng nghiêng có đường kính ngưỡng tràn nhỏ, do đó dễ bố trí. Nhưng 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 phần 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 đã đạt tới 4,5 - 5m; còn khi tự tràn cột nước tràn thường lấy bằng 1,0 - 1,5m.

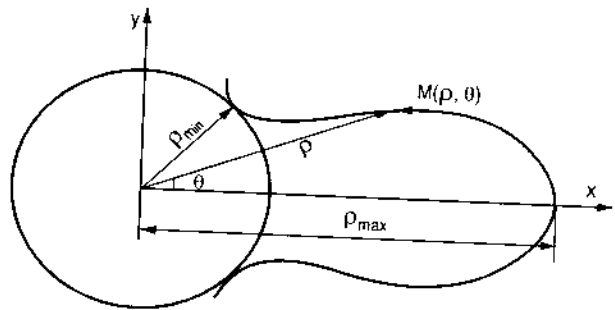
Để tăng khả năng tháo nước của giếng tháo lũ, ngoài việc tìm cách tăng hệ số lưu lượng, một phương hướng quan trọng là tăng chiều dài tràn nước. Một số tác giả đã đưa ra loại giếng có miệng tràn theo hình "hoa hồng" nhiều cánh, thay cho đập tràn có tuyến tràn tròn trên mặt bằng.

Các giếng tháo lũ loại này đã được xây dựng tại hồ chứa nước Sacno (Angiêri), và đã được thiết kế 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 $360\text{m}^3/\text{s}$.

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 các "cánh hoa", tức là mép ngưỡng tràn tương đương với đường thế (hình 6.14).



Hình 6.14: 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:

$$\cos n\theta = \frac{\alpha^{2n} - C}{2\alpha^n} \quad (6.21)$$

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:

1) Trước hết chọn bán kính $\rho_{\min}$ và $\rho_{\max}$ của giếng;

2) Tính C và a theo hệ thống phương trình (qua diễn toán của tác giả):

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{\min} &= \frac{\rho_{\min}}{a} = (\sqrt{1+C} - 1)^{1/n} \\ \alpha_{\max} &= \frac{\rho_{\max}}{a} = (\sqrt{1+C} + 1)^{1/n} \end{aligned} \right\} \quad (6.22)$$

3) Thay các trị số C , a vào phương trình (6.21), 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.

II. 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 6.15):

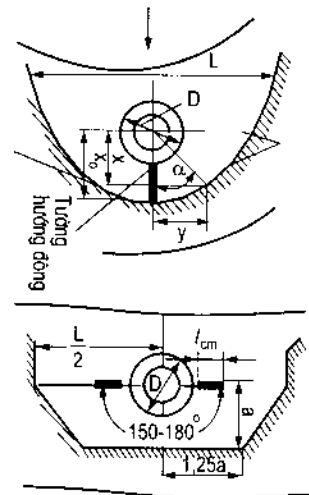
1. Phần đào sâu vào bờ thành dạng thuận chiều dòng chảy;

2. 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:



Hình 6.15: Sơ đồ kết cấu hướng dòng của loa tràn

- Bờ đào theo dạng parabol có tọa độ:

$$y = \frac{4x(L-x)f}{L^2} \quad (6.23)$$

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.

III. Đoạn tiệm biến

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

IV. 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 cắt ướt trong những giếng tháo lũ cột nước cao, giếng được thiết kế có tiết diện thu hẹp dần.

V. 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 dưới 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:

$$h = \sum h_w$$

trong đó: h - tổng thế năng (m);

$\sum h_w = h_1 + h_\zeta + h_r$ - tổng tổn thất năng lượng;

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

h_c - tổn thất chỗ uốn cong, lấy bằng $\zeta_a \frac{v^2}{2g}$;

h_r - tổn thất cột nước tại chỗ cửa ra.

Trường hợp này đường hầm hoàn toàn chảy có áp.

Nếu $h > \sum h_w$, 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 $h < \sum h_w$, 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 $h = \sum h_w$.

Tính các hệ số tổn thất xem §7-6.II.

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 hờ 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:

$$Q_{\max} = \mu\omega\sqrt{2gH_l}$$

trong đó: H_l - 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:

$$\frac{Q_{\max}}{Q} = \sqrt{\frac{H_l}{\sum h_w}}$$

tức là:

$$Q_{\max} = Q \sqrt{\frac{H_l}{\sum h_w}}$$

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

Chương VII

CÔNG TRÌNH THÁO LŨ KIỂU SÂU

§7-1. ĐIỀU KIỆN SỬ DỤNG, PHÂN LOẠI VÀ ĐẶC ĐIỂM LÀM VIỆC

I. Điều kiện sử dụng và phân loại

Để thỏa mãn yêu cầu tháo nước như xả lũ, tháo cạn hồ, xả lũ thi công, đồng thời thỏa mãn yêu cầu dùng nước của các ngành như dẫn nước vào nhà máy thủy điện, cung cấp nước tưới cho công nghiệp, dân dụng, v.v... thường phải xây dựng các công trình dẫn nước và tháo nước kiểu sâu. Các công trình đó bao gồm đường hầm, cống ngầm, đường ống trong thân đập, v.v...

1. Đường hầm

Đường hầm được sử dụng trong những trường hợp không có điều kiện bố trí công trình tháo dẫn nước qua bản thân các công trình dâng nước hoặc gặp khó khăn khi đào hồ, không kinh tế, v.v... Trường hợp địa chất tốt, thuận tiện cho việc làm đường hầm thì cần xét tới phương án tháo hoặc dẫn nước bằng đường hầm. Đối với nhà máy thủy điện ngầm thì cần phải dùng đường hầm để dẫn và tháo nước.

Đến năm 1970 trên thế giới đã có khoảng hơn 300 nhà máy thủy điện ngầm loại lớn đã và đang xây dựng. Canada là nước có nhiều nhà máy thủy điện ngầm nhất và có công suất lớn, ví dụ Nhà máy thủy điện ngầm Tsertsinxfonle có công suất lắp máy $N = 5,225.10^6 \text{ kW}$ với đầu nước $H = 318 \text{ m}$, công trình Gamintonfonle có $N = 3,2.10^6 \text{ kW}$, $H = 318 \text{ m}$. Công trình thủy điện ngầm Inguri (Liên Xô cũ) có $N = 1,26.10^6 \text{ kW}$, $H = 270 \text{ m}$ với đập vòm ngăn nước cao nhất thế giới hiện nay (271,5m), đường hầm dẫn nước có áp dài 15km và đường hầm không áp để tháo nước nhà máy dài 3,15km, v.v...

2. Cống ngầm

Cống ngầm thường được bố trí dưới các đập vật liệu địa phương như đập đất, đập đá v.v... tốt nhất là được đặt trên nền đá. Chiều dài cống ngầm ngắn so với đường hầm. Nói chung cống ngầm tháo lũ ít được dùng hơn.

3. Đường ống trong thân đập

Loại này được bố trí trong thân đập bê tông hoặc bê tông cốt thép, có đặc điểm là kết cấu đơn giản, thi công tiện lợi, cho nên thường được dùng nhiều.

Muốn chọn hình thức nào thì cần thông qua tính toán kinh tế - kĩ thuật để xác định. Lúc chọn chủ yếu căn cứ vào các điều kiện sau đây:

- 1) Công dụng và yêu cầu của công trình tháo và dẫn nước;
- 2) Điều kiện địa hình, địa chất tại nơi xây dựng;
- 3) Chiều cao cột nước tác dụng;

4) Hình thức và bố trí của các công trình khác trong đầu mối thủy lợi;

5) Điều kiện dẫn dòng thi công.

Căn cứ vào mục đích sử dụng, người ta có thể chia công trình tháo và dẫn nước kiểu sâu thành các loại sau đây:

1) Đường tháo nước, nhằm thỏa mãn các yêu cầu sau đây.

a) Tháo toàn bộ lưu lượng xả lũ hoặc phối hợp với đường tràn để tháo một phần lưu lượng lũ. Trường hợp này có thể căn cứ vào dự báo trước khi lũ đến tháo một phần dung tích hồ để giảm bớt chiều cao dâng nước trong hồ khi có lũ, đồng thời giảm được sự thiệt hại do lũ gây ra ở hạ lưu công trình.

b) Tháo cạn hồ chứa để sửa chữa hoặc nghiên cứu đo đạc các công trình đầu mối, ví dụ tháo cạn hồ để xử lý chống thấm, v.v...

c) Trong thời kì thi công dùng để dẫn dòng.

d) Tháo bùn cát trong hồ, tăng tuổi thọ công trình.

2) Đường dẫn nước và lấy nước:

a) Dẫn nước vào nhà máy thủy điện;

b) Phục vụ cho nhu cầu tưới, công nghiệp, đời sống, vận tải thủy (thuyền, bè, gỗ, v.v...).

3) Công trình chuyển tiếp. Tại các vùng núi địa hình phức tạp, nhằm để rút ngắn tuyến kênh, giảm khối lượng công trình, thường xây dựng đường hầm hoặc đường ống chuyển tiếp. Trong giao thông, đường hầm chuyển tiếp để làm đường bộ, đường sắt hoặc đường thủy. Dựa vào điều kiện thủy lực có thể chia công trình chuyển tiếp thành hai loại: đường tháo hoặc dẫn nước có áp và không áp.

a) Đường hầm hoặc cống ngầm có áp thường được sử dụng trong trường hợp mực nước thượng lưu thay đổi lớn và điều kiện sử dụng đòi hỏi dòng có áp, đồng thời khi dùng loại có áp có lợi hơn không áp.

b) Đường hầm hoặc cống ngầm không áp được sử dụng lúc mực nước thượng lưu và lưu lượng ít thay đổi, điều kiện sử dụng đòi hỏi dòng không áp, như dùng để thuyền bè qua lại và khi dùng loại không áp rẻ tiền hơn loại có áp.

II. Đặc điểm làm việc

1. Cửa van ở sâu, khi mở lưu tốc ở dưới cửa rất lớn. Cùng một diện tích mặt cắt ngang như nhau, lưu lượng tháo qua lỗ sâu lớn hơn rất nhiều so với tháo ở đỉnh. Ngoài ra tháo nước tương đối ổn định; khi mực nước thay đổi, lưu lượng thay đổi ít. Mực nước trong hồ thấp cũng có thể tháo được lưu lượng tương đối lớn.

2. Do lưu tốc lớn nên bản thân dòng chảy có mạch động, dễ sinh ra chân không, khí thực. Mạch động của dòng chảy có thể gây nên rung động cửa van và các bộ phận khác.

3. Lúc mực nước trong hồ cao, cửa van chịu áp lực nước lớn. Lực đóng mở cửa van đều rất lớn. Như vậy trọng lượng của các thiết bị đóng mở càng lớn.

4. Cửa vào của công trình ở thấp, tiện lợi trong việc tháo bùn cát. Nhưng nếu dòng chảy mang nhiều bùn cát thì khi tháo lũ hoặc tháo bùn cát cũng có thể gây nên bào mòn lớp lót của đường ống.

5. Ống ngầm và đường hầm chịu áp lực đất đắp hoặc đá. Riêng áp lực đá xung quanh đường hầm có thể cùng với lớp lót chịu một phần áp lực của nước bên trong đường hầm.

Tất cả các hiện tượng không lợi về phương diện thủy lực trên đây, lúc thiết kế cần phải xét đến và có biện pháp khắc phục, như cửa vào có phân thành nhiều cửa nhỏ để giảm lực đóng mở cửa van, đồng thời thuận tiện cho việc điều tiết lưu lượng; cửa vào, đoạn thu hẹp hoặc mở rộng, đoạn ống cong cố gắng thiết kế để dòng chảy vào hoặc chảy qua đều được thuận, tránh gây áp lực chân không quá lớn. Tại những nơi đó và xung quanh cửa van cần gia cố để chống tác dụng xói mòn và khí thực v.v...

§7-2. ĐƯỜNG HẦM THÁO LŨ

I. Tuyến của đường hầm

Xác định tuyến đường hầm là một khâu vô cùng quan trọng trong thiết kế. Nó có quan hệ mật thiết với giá thành và điều kiện khai thác công trình. Vì thế khi xác định tuyến cần dựa trên cơ sở nghiên cứu thâm dò tỉ mỉ, tiến hành so sánh kinh tế - kĩ thuật. Các nhân tố ảnh hưởng đến việc chọn tuyến là: điều kiện địa hình, địa chất, địa chất thủy văn, điều kiện kết cấu và thi công, v.v..., trong đó điều kiện địa hình, địa chất là nhân tố chủ yếu.

Tuyến đường hầm phải thẳng. Đối với đường hầm dài, do yêu cầu bố trí đầu mối công trình và điều kiện địa chất hạn chế có thể dùng tuyến cong. Nhưng bán kính cong phải lớn hơn 5 lần, chiều rộng đường hầm và góc cong không được lớn hơn 60° . Đoạn đầu và cuối của tuyến cong phải là những đoạn đường hầm thẳng đủ dài.

Lúc chọn tuyến cần tránh đi qua các đoạn không lợi cho việc đào đường hầm như nơi có áp lực đá lớn, cột nước và lưu lượng nước ngầm lớn hoặc nơi có đất đá không ổn định. Tận dụng rút ngắn chiều dài đường hầm để giảm khối lượng đào.

Về kết cấu thì nên bố trí đường hầm ở sâu trong đá để lợi dụng lực kháng đàn tính của đá và giảm ảnh hưởng của lực do động đất gây nên. Thông thường chiều dày tối thiểu của lớp đá trên đỉnh đường hầm phải lớn hơn 3 lần chiều rộng đường hầm.

Đối với đập đất, cửa ra đường hầm nên cách chân đập lớn hơn 200m để tránh gây xói lở hạ lưu chân đập.

II. Độ dốc đáy đường hầm

Đường hầm dài, độ dốc đáy i nên lớn hơn 1‰ để tiện tháo lũ thi công và tháo cạn hồ. Đường hầm ngắn, có thể $i \approx 0$, nhưng không nên làm độ dốc ngược $i < 0$. Độ dốc của đường hầm không áp nên lớn hơn độ dốc cần thiết để duy trì chiều sâu nước thường xuyên trong hầm.

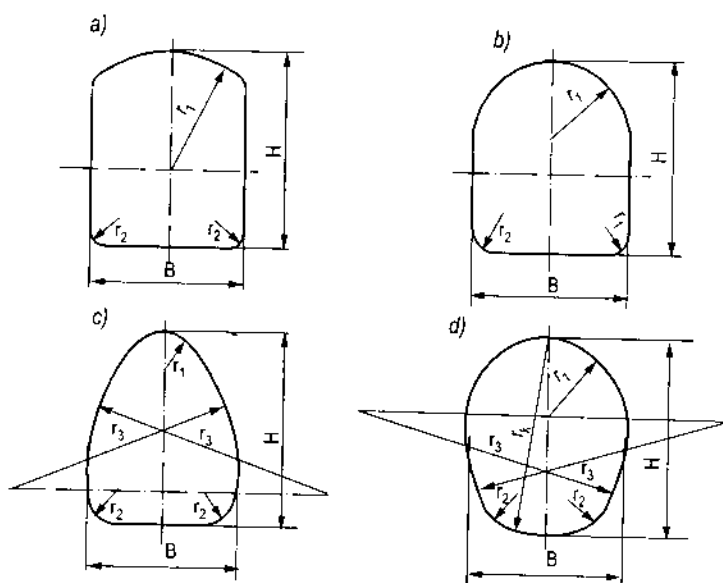
III. Hình dạng và kích thước mặt cắt ngang

Hình dạng mặt cắt ngang của đường hầm phụ thuộc vào điều kiện dòng chảy (có áp hoặc không áp, tự điều tiết hoặc không điều tiết v.v...), điều kiện địa chất công trình tại tuyến, điều kiện chịu lực, kích thước mặt cắt ngang và phương pháp thi công.

Theo yêu cầu thi công, hình dạng mặt cắt ngang nên đơn giản, khi chọn cần xét đến khả năng sử dụng máy móc và điều kiện vận chuyển đá núi khi đào hầm. Cần phải chú ý đến trạng thái chịu lực để đảm bảo an toàn và kinh tế. Trong các lực tác dụng, áp lực đá núi lên đường hầm là tải trọng chủ yếu, vì thế chọn hình dạng mặt cắt ngang không thể tách rời điều kiện địa chất công trình.

Nói chung, đường hầm có mấy loại mặt cắt ngang sau đây:

1. Đối với đường hầm không áp, có thể chọn các dạng mặt cắt ngang sau đây (hình 7.1):



Hình 7.1: Các dạng mặt cắt ngang của đường hầm

a) Đỉnh là vòm phẳng, thường dùng những nơi có tầng đá cứng, không có áp lực đá núi, hệ số kiên cố của đá $f_k \geq 8$;

b) Đỉnh là một nửa đường tròn, dùng trong trường hợp chỉ có áp lực đá núi theo phương thẳng đứng, không có áp lực đá núi hai bên ($8 > f_k > 4$);

c) Đỉnh là vòm cao, dùng trong trường hợp áp lực đá núi thẳng đứng lớn, áp lực đá núi hai bên nhỏ.

d) Mặt cắt hình móng ngựa, thường dùng khi áp lực đá núi theo phương thẳng đứng và hai bên đều lớn ($f_k < 2$) và dưới đáy có áp lực đẩy ngược lên;

e) Hình tròn, dùng trong trường hợp khi mặt của các lớp đá nghiêng và không cố định, áp lực đá núi không đối xứng, áp lực nước ngầm lớn, đất có tính nở và khi dùng phương pháp thi công lớp lót đường hầm bằng các tấm bê tông cốt thép đúc sẵn.

Kích thước các dạng mặt cắt này theo quy phạm Nga, khi sự thay đổi mực nước trong đường hầm nhỏ hơn $0,3H$ thì lấy theo bảng 7.1; khi sự thay đổi mực nước trong đường hầm lớn hơn $0,3H$ thì lấy theo bảng 7.2.

Bảng 7.1. Kích thước mặt cắt ngang khi sự thay đổi mực nước trong đường hầm nhỏ hơn $0,3H$

Hình dạng mặt cắt (hình 7.1)	Kích thước hình học				
	H/B	r_1/B	r_2/B	r_3/B	r_4/B
a	1	0,71	0,10 - 0,15	-	-
b	1	0,50	0,10 - 0,15	-	-
c	1	0,25	0,20 - 0,25	0,98 - 0,88	-
d	1	0,50	0,10 - 0,15	1,0 - 1,5	1,0 - 1,5

Bảng 7.2. Kích thước mặt cắt ngang khi sự thay đổi mực nước trong đường hầm lớn hơn $0,3H$

Hình dạng mặt cắt (hình 7.1)	Kích thước hình học				
	H/B	r_1/B	r_2/B	r_3/B	r_4/B
a	1,5	0,71	0,10 - 0,15	-	-
b	1,5	0,50	0,10 - 0,15	-	-
c	1,5	0,25	0,20 - 0,25	2,58 - 2,38	-
d	1,5	0,50	0,10 - 0,15	2 - 4	1,0 - 1,5

2. Đối với đường hầm có áp, đại bộ phận dùng mặt cắt ngang dạng hình tròn vì thích hợp với điều kiện thủy lực và có lợi cho việc chịu áp lực nước phân bố đều trong đường hầm.

Trường hợp tầng đá rất kiên cố, để dễ thi công, có thể dùng các dạng mặt cắt ngang a, b, d ở hình 7.1.

Kích thước mặt cắt ngang và cao trình đường hầm tháo lũ được xác định căn cứ vào điều kiện giá thành tính toán ít nhất và đảm bảo tháo được lưu lượng theo yêu cầu và tính toán điều tiết lũ với mọi trạng thái làm việc và tổ hợp bất lợi nhất của mực nước thượng hạ lưu.

Đường hầm để tháo cạn hồ chứa thì cửa vào cần đặt dưới mực nước cần tháo, kích thước mặt cắt ngang căn cứ vào thời gian cần thiết để tháo.

Diện tích mặt cắt ngang của đường hầm dẫn dòng thi công cần đảm bảo tháo được lưu lượng lũ thời kì thi công, kích thước lớn hay nhỏ có quan hệ với cao trình đề quai thượng hạ lưu, do đó cần thông qua so sánh kinh tế - kĩ thuật để xác định.

Đối với đường hầm dẫn nước vào nhà máy thủy điện, ngoài việc đảm bảo khả năng dẫn nước theo yêu cầu dùng nước, cần phải so sánh kinh tế - kỹ thuật để xác định diện tích mặt cắt ngang của đường hầm. Đỉnh vào của đường hầm phải thấp hơn mực nước thấp nhất của hồ khoảng 0,5 - 1m để tránh không khí lọt vào khi lấy nước, đồng thời cao trình cửa vào phải cao hơn cao trình bùn cát, để phòng bùn cát và tuócbin.

Tùy theo công dụng của đường hầm mà cao trình cửa vào được xác định ở các vị trí khác nhau, phải thỏa mãn yêu cầu các mặt, có thể cửa vào đặt ở các cao trình khác nhau, ví dụ lúc thi công thì cửa vào bằng cao trình của đường hầm, sau khi thi công xong cửa vào đặt cao hơn để tháo lũ hoặc dẫn nước.

Muốn giảm áp lực lên cửa van, thường đặt vị trí cửa vào cao hơn.

Lúc chọn cao trình đường hầm còn cần phải căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất.

Theo yêu cầu thi công, để đảm bảo kỹ thuật, an toàn lao động, kích thước mặt cắt ngang của đường hầm không được nhỏ quá. Theo quy phạm Liên Xô cũ, đường kính nhỏ nhất của đường hầm tròn $D = 2,5\text{m}$ đối với đường hầm không có lớp lót và $D = 2\text{m}$ đối với đường hầm có lớp lót; chiều rộng và chiều cao đường hầm không phải tròn không được nhỏ hơn $2 \times 2,5\text{m}$ đối với các đường hầm không có lớp lót và $2 \times 2\text{m}$ đối với đường hầm có lớp lót bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép.

IV. Lớp lót đường hầm

Đại bộ phận các đường hầm trong công trình thủy lợi đều cần có lớp lót. Tác dụng của lớp lót là để bảo vệ cho đỉnh và hai bên đường hầm không bị phá hoại, chịu áp lực đá núi, áp lực nước trong đường hầm và áp lực nước ngầm. Muốn thỏa mãn những nhiệm vụ đó, lớp lót cần có đủ cường độ và tính ổn định. Đối với lớp đá cứng, kiên cố, mặc dầu không có áp lực đá xuất hiện, nhưng sau khi đào đường hầm, do đá tiếp xúc với không khí ẩm và nước thì đá có thể bị phong hóa, cho nên cần có lớp lót để bảo vệ.

Về mặt thủy lợi, khi đường hầm có kích thước mặt cắt ngang nhỏ, muốn đảm bảo tháo với lưu lượng thiết kế thì cần có lớp lót để làm nhẵn mặt trong đường hầm, giảm độ nhám bề mặt.

Đường hầm tháo lũ thường có lưu tốc lớn, cho nên đặc biệt cần phải có lớp lót chống xói mòn làm mất ổn định đường hầm.

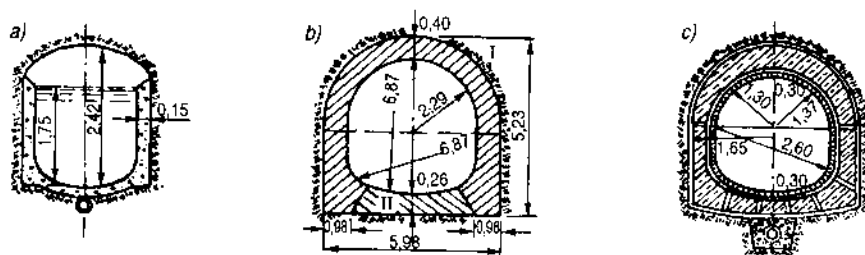
Có thể có đường hầm không cần lớp lót, như đường hầm không áp trong đá rắn chắc, chỉnh thể, không thấm nước. Nhưng đoạn đầu và đoạn cuối đường hầm trong tất cả các trường hợp đều cần phải có lớp lót.

Chọn hình thức lớp lót căn cứ vào điều kiện thủy lực, địa chất và thi công, đồng thời căn cứ vào công dụng và kích thước mặt cắt ngang của đường hầm.

1. Hình thức lớp lót đường hầm không áp

a) *Lớp lót trát* (hình 7.2a) dùng trong trường hợp đá cứng ($f_r > 10$), không có áp lực đá núi. Mục đích của lớp lót này là giảm độ nhám bề mặt và bảo vệ đá khỏi bị phong hóa. Lớp lót làm bằng (phụ) vữa xi măng hoặc trát bê tông.

b) *Lớp lót chỉnh thể*. Trường hợp áp lực đá núi nhỏ, có lực kháng đàn tính thì có thể dùng lớp lót bê tông chỉnh thể (hình 7.2b). Nếu không có áp lực đá núi hai bên cũng có thể dùng lớp lót bằng bê tông ở đỉnh hầm. Trường hợp lớp đá yếu, áp lực đá núi lớn, dùng lớp lót bằng bê tông cốt thép. Căn cứ vào trị số áp lực đá núi mà dùng một hoặc hai lớp cốt thép (hình 7.2c).



Hình 7.2: Hình thức lớp lót đường hầm không áp (kích thước trong hình ghi theo m)

c) *Lớp lót lắp ghép*. Trường hợp lúc thi công, cho phép tiến hành đào toàn bộ mặt cắt đường hầm cùng một lúc hoặc sau khi đào yêu cầu lớp lót chịu áp lực đá núi ngay thì người ta dùng lớp lót lắp ghép bằng các tấm bê tông hoặc bê tông cốt thép đúc sẵn.

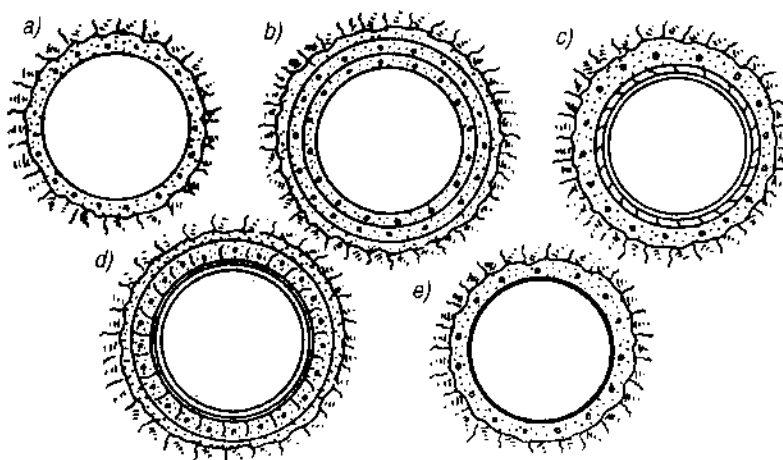
Đối với đường hầm có diện tích mặt cắt ngang nhỏ, có thể dùng các đoạn ống bê tông cốt thép đúc sẵn để lắp ghép. Để chống thấm và làm việc tốt, nhất thiết phải phụt vữa xi măng để bịt các khe nối tiếp và cố kết giữa lớp lót và đá xung quanh.

2. Hình thức lớp lót đường hầm có áp

a) *Lớp lót trát bằng hình thức phun vữa bê tông* dùng trong trường hợp lớp đá rất cứng ($f_k > 14$), cột nước không lớn. Mục đích của lớp lót này là để giảm độ nhám đường hầm và chống thấm.

b) *Lớp lót đơn chỉnh thể bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép*. Do bê tông không chịu được ứng suất kéo, nên lớp lót đơn chỉnh thể bằng bê tông (hình 7.3a), chỉ dùng trong trường hợp cột nước nhỏ ($H < 60\text{m}$), nền đá tương đối cứng ($f_k > 3$), áp lực đá núi nhỏ, có lực kháng đàn tính của đá. Lớp lót đơn chỉnh thể bằng bê tông cốt thép (hình 7.3b) thường hay dùng nhất, ứng dụng trong trường hợp nền đá yếu ($f_k \leq 3$) và cột nước lớn hơn 30m.

c) *Lớp lót kép*. Lớp ngoài bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép, cũng có thể dùng bê tông hoặc bê tông cốt thép lắp ghép; lớp trong làm bằng lưới thép phụt vữa xi măng hoặc bằng tấm thép. Lớp lót kép thường dùng cho những đường hầm có đường kính lớn, áp lực đá núi và áp lực nước ở bên trong đều rất lớn. Áp lực đá núi do lớp ngoài chịu, còn áp lực nước bên trong do lớp trong và lớp ngoài cùng chịu. Lớp lót trong bằng lưới thép phụt vữa xi măng thường dùng khi cột nước ở trong đường hầm lớn hơn 30m. Trường hợp này lớp ngoài làm bằng bê tông chỉnh thể nếu áp lực đá núi nhỏ ($f_k > 3$) (hình 7.3c) hoặc làm bằng bê tông cốt thép chỉnh thể nếu áp lực đá bên rất lớn và cột nước trong đường hầm lớn hơn 100m (hình 7.3d).



Hình 7.3: Hình thức lớp lót đường hầm có áp

Khi thi công, nếu cần chịu áp lực đá núi ngay thì dùng lớp lót kép rất tiện, lớp ngoài làm bằng kết cấu lắp ghép đúc sẵn, do đó đào đến đâu có thể lắp ghép ngay đến đấy và lúc đó lớp lót có tác dụng chống đỡ đá núi, sau đó mới tiếp tục thi công lớp lót trong.

Nếu dùng lớp lót trong bằng thép (hình 7.3e) thì cần phân tích cụ thể và dùng khi cột nước trong đường hầm lớn hơn 100m, đi qua các lớp đá yếu ($f_k < 1,5$).

d) Lớp lót bằng bê tông cốt thép ứng suất trước và bê tông nén dùng trong trường hợp lớp đá có $f_k < 6$ và cột nước trong hầm lớn hơn 50m.

e) Lớp lót lắp ghép bằng các đoạn ống bê tông cốt thép đúc sẵn hoàn chỉnh, trong đó có thể là bê tông cốt thép ứng suất trước, được dùng đối với đường hầm có mặt cắt ngang nhỏ ở trong các tầng đá kiên cố.

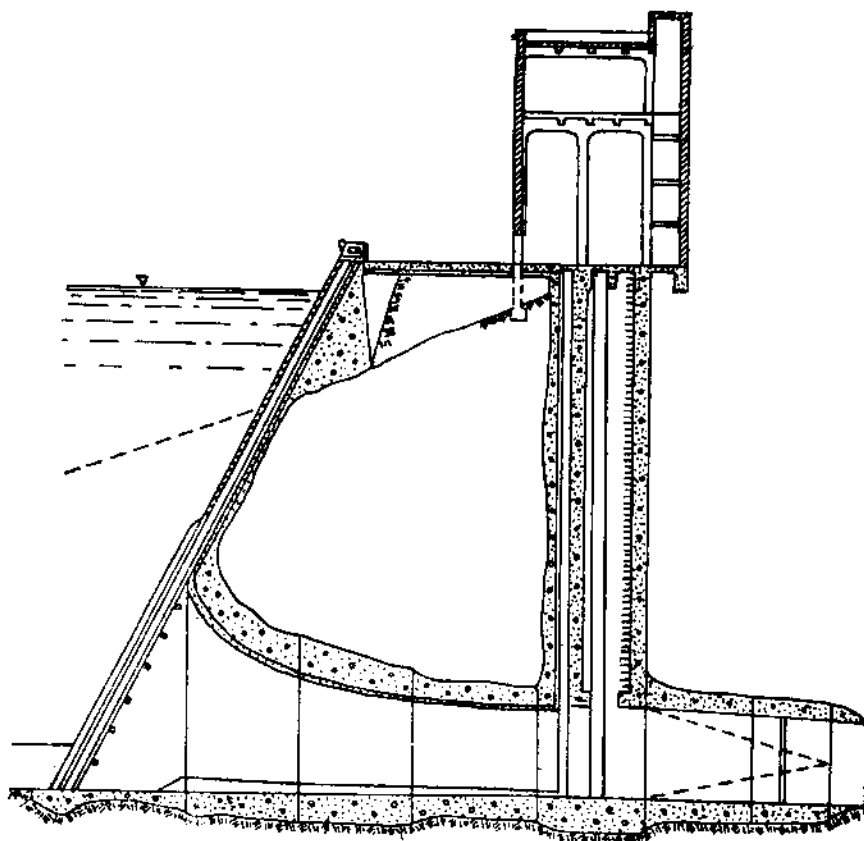
V. Hình thức kết cấu ở cửa vào

Đường hầm cũng như cống ngầm đều cần có kết cấu ở phần vào để lắp ráp cửa van, đặt thiết bị đóng mở, bố trí lưới chắn rác, v.v... thường dùng các hình thức sau đây:

1. Hình thức giếng đứng, dùng ở những nơi có đá kiên cố, khi đào giếng đá không bị sụt lở. Đoạn vào gồm có 3 bộ phận (hình 7.4):

- a) Đoạn tiết diện thay đổi trước cửa van, phía trước có miệng vào và thiết bị lưới chắn rác;
- b) Giếng đứng: cửa van thao tác đặt ở trong giếng đứng và các thiết bị đóng mở cửa van;
- c) Đoạn tiết diện thay đổi sau cửa van để nối tiếp đoạn vào với đường hầm.

Ưu điểm của hình thức này là kết cấu đơn giản, sửa chữa ít tốn kém, có thể đóng mở với mọi mực nước, lực đóng mở nhỏ, kết cấu cửa đơn giản, sử dụng tiện lợi. Điều kiện địa chất tốt, giá thành rẻ. Khuyết điểm là thi công đào đá tương đối khó, sửa chữa đoạn tiết diện thay đổi trước cửa van chỉ được tiến hành khi mực nước thấp nên không tiện lợi; lưới chắn rác đặt cách xa giếng đứng lại ở sâu nên kiểm tra, sửa chữa khó khăn.



Hình 7.4: Kết cấu ở đoạn vào kiểu giếng đứng

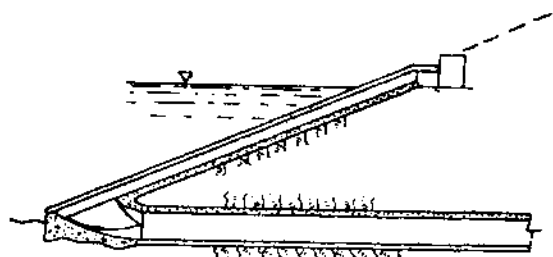
2. Hình thức mái nghiêng (hình 7.5) dùng ở những nơi địa chất tốt, đá rắn chắc và có mái nghiêng, cửa van và lưới chắn rác được di động lên xuống theo đường ray đặt trên mái nghiêng. Ưu điểm của hình thức này là kết cấu và thi công đơn giản, giá thành rẻ, nhưng có nhược điểm là do cửa vào được mở rộng nên cửa van phải lớn, lực đóng mở cần lớn. Do thiết bị đỡ cửa van đặt trên mái nghiêng, nếu đất đá mái không tốt gây lún hoặc trượt sẽ ảnh hưởng đến an toàn của cửa van. Hình thức này thường dùng đối với công trình nhỏ và vừa hoặc dùng đối với cửa van sửa chữa.

3. Hình thức tháp, thường hay dùng đối với cống ngầm dưới đập vật liệu địa phương. Đối với đường hầm, khi lớp phủ tương đối dày hoặc đá ở đó xấu, nếu dùng hai hình thức trên sẽ không kinh tế, trường hợp này nên dùng hình thức tháp. Kết cấu của nó là bê tông cốt thép bao gồm 4 bộ phận:

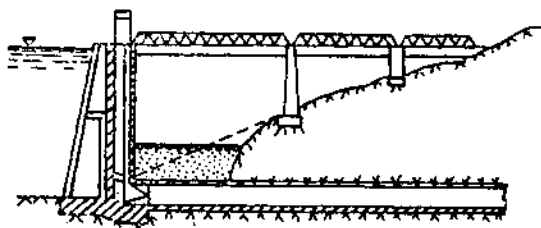
- a) Cửa vào có lưới chắn rác và cửa van;
- b) Đoạn nối tiếp với đường hầm hoặc đường ống phía sau;
- c) Thân tháp;
- d) Cầu công tác nối liền tháp và bờ.

Hình thức tháp có 2 loại: tháp kiểu kín (hình 7.6) và kiểu giàn khung (hình 7.7). Mặt cắt ngang của tháp kín là hình chữ nhật, hình tròn hoặc đa giác (mặt cắt hình tròn chịu

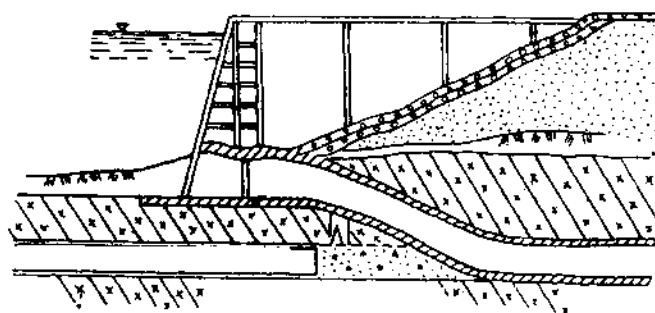
lực tốt và có thể dùng cửa van hình tròn, mặt cắt hình chữ nhật đơn giản hơn); cửa van chính và cửa van sửa chữa có thể bố trí gần nhau; do tháp kín nên kiểm tra, sửa chữa có thể tiến hành với mọi mực nước, dễ dàng, an toàn nhưng giá thành đắt.



Hình 7.5: Kết cấu cửa vào kiểu mái nghiêng



Hình 7.6: Tháp kiểu kín có mặt cắt ngang hình chữ nhật



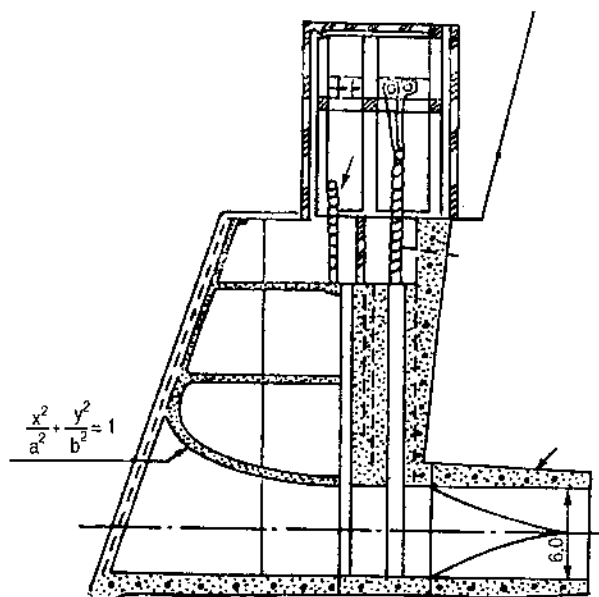
Hình 7.7: Tháp kiểu giàn khung

4. Hình thức tháp tựa bờ (hình 7.8). Đây là hình thức dựa trên cơ sở những ưu điểm của 2 hình thức tháp và mái nghiêng, được dùng ở những nơi có bờ tương đối dốc, đá rắn chắc. Thân tháp tựa vào bờ nên ổn định tốt, kiểm tra sửa chữa dễ dàng, giá thành rẻ.

§7-3. CỐNG NGẦM THÁO LŨ

I. Các loại cống ngầm

Căn cứ vào vật liệu có thể phân cống ngầm thành các loại: ống thép, bê tông, bê tông cốt thép. Hiện nay thường dùng loại ống bằng thép và bằng bê tông cốt thép.

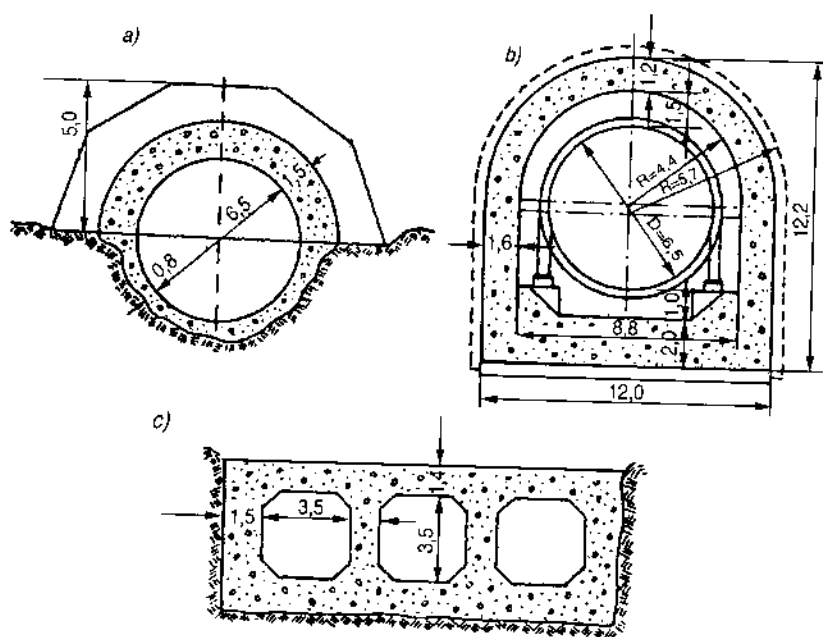


Hình 7.8: Hình thức tháp tựa bờ

Căn cứ vào hình thức bố trí chia làm 2 loại: loại đặt trực tiếp trên nền đập (hình 7.9a) và loại đặt trong hành lang bằng bê tông cốt thép (hình 7.9b).

Loại bố trí trực tiếp trên nền đập tương đối kinh tế, nhưng kiểm tra sửa chữa khó khăn. Nếu cống bị nứt hoặc rò nước ở các khớp nối thì sẽ ảnh hưởng đến an toàn của thân đập. Lúc tháo lũ, lưu tốc lớn, ở các khớp nối hoặc kẽ nứt có thể hình thành chân không hút bùn đất vào ống. Trường hợp này, nếu đóng cửa van hạ lưu, áp lực nước trong ống rất lớn, nước theo kẽ nứt chảy ra ngoài gây nên thấm rất mạnh, dẫn đến biến hình thấm hoặc đường bão hòa dâng lên làm ảnh hưởng đến ổn định mái đập. Cho nên hình thức này được dùng đối với nền đá, một phần hoặc toàn bộ mặt cắt cống chôn trong nền đá.

Loại bố trí trong hành lang tương đối an toàn, kiểm tra sửa chữa dễ dàng. Nếu trong thời kì xây dựng dùng hành lang để dẫn dòng thì công thì dùng loại này càng hợp lí. Nói chung thường dùng hình thức này đối với nền không phải là đá.

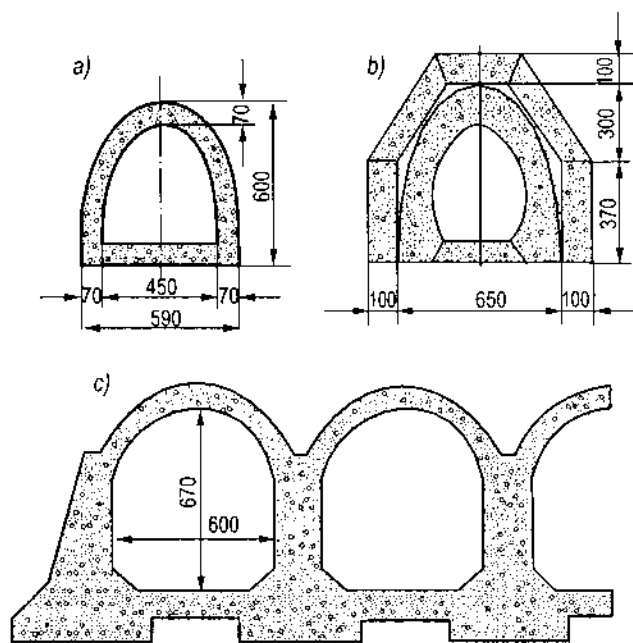


Hình 7.9: Hình thức bố trí cống ngầm (kích thước trong hình ghi theo m)

II. Hình dạng mặt cắt ngang

Hình dạng mặt cắt ngang của cống ngầm có thể là hình tròn (hình 7.9a), hình hộp (hình 7.9c), hình vòm (hình 7.10a, b).

Cống ngầm hoặc hành lang của cống đặt trực tiếp trên nền, cho nên đáy cống thường làm bằng phẳng để tải trọng phân bố đều khi truyền cho nền. Từ bản đáy trở lên thường làm hình vòm. Vòm có thể là dạng parabol, dạng elip, v.v... để chịu lực tốt do áp lực đất đá phía trên tác dụng. Trường hợp áp lực đất đá nhỏ, có thể dùng loại hình hộp (hình 7.9c), thi công đơn giản, rẻ tiền.



Hình 7.10: Hình dạng mặt cắt ngang của cống ngầm kiểu vòm (kích thước trong hình ghi theo m)

III. Các bộ phận của cống ngầm

Cống ngầm chia làm ba bộ phận: phần vào, thân cống và phần ra.

1. Kết cấu phần vào

Phần vào của cống ngầm thường dùng hình thức tháp, kết cấu giống như tháp của đường hầm. Hình thức tháp cũng có 2 loại: tháp kiểu kín (hình 7.6) và kiểu khung (hình 7.7). Vị trí của tháp có thể đặt ở 3 vị trí khác nhau (hình 7.11).

Vị trí I: đặt tháp tại cửa vào, thường dùng nhiều nhất. Ưu điểm là kiểm tra, sửa chữa tiện lợi, dễ dàng với bất kì thời gian và mực nước nào. Khuyết điểm là chịu ảnh hưởng lớn của gió, sóng, động đất, cầu công tác dài.

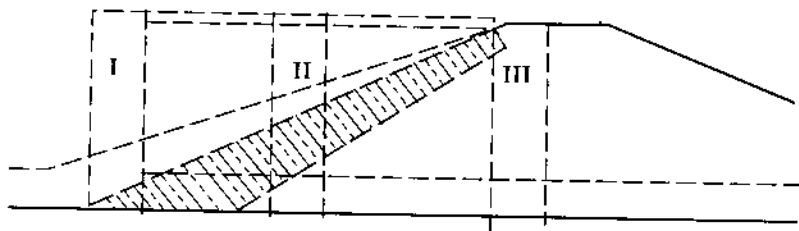
Vị trí III: đặt tháp tại đỉnh đập, không cần cầu công tác, ít chịu ảnh hưởng của điều kiện tự nhiên. Nhưng việc kiểm tra sửa chữa của phần cống trước tháp và bản thân tháp có khó khăn, thao tác lưới chắn rác bất tiện. Nếu nối tiếp giữa cống và tháp không tốt, nước sẽ bị rò làm dâng cao đường bão hòa, ảnh hưởng đến ổn định của đập. Ngoài ra ở vị trí này tháp chịu áp lực đất lớn. Nói chung thường ít đặt tháp tại vị trí này.

Vị trí II: đặt tháp giữa mái đập sẽ khắc phục được một số nhược điểm của vị trí III, không có ưu điểm gì rõ rệt.

2. Thân cống

Thân cống thường làm bằng bê tông cốt thép hoặc thép. Cửa van thường không đặt ở cửa ra vì nếu ống bị rò nước sẽ ảnh hưởng đến ổn định mái đập. Ống có áp dẫn nước vào nhà máy thủy điện thường bố trí trong hành lang.

Tuyến cống cần bố trí hợp lý, thuận lợi dẫn dòng thi công. Cố gắng bố trí trên nền đá hoặc trên nền đất ổn định, tránh lún quá lớn làm phá hoại kết cấu cống.



Hình 7.11: Bố trí vị trí tháp của cống ngầm

3. Phần ra

Yêu cầu cửa ra là dòng chảy sau khi ra khỏi cống không được làm nguy hiểm đến hạ lưu chân đập. Vì thế dòng chảy sau khi được tiêu năng chảy theo kênh dẫn và sau đó nhập vào hạ lưu của sông.

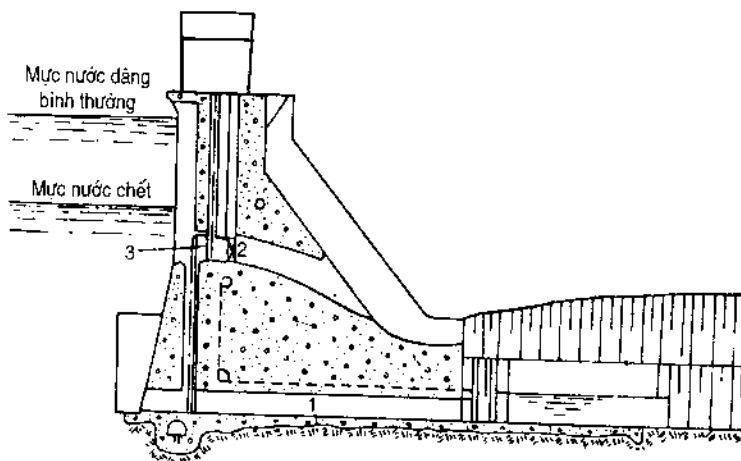
§7-4. ĐƯỜNG ỐNG THÁO LŨ ĐẶT TRONG THÂN ĐẬP

Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập chỉ có thể bố trí trong thân đập bê tông và bê tông cốt thép. Căn cứ vào điều kiện thủy lực chia làm 2 loại: có áp và không áp.

Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập trọng lực và đập trọng lực khe rỗng như hình 7.12 trong đó đường ống ở đáy đập để tháo lũ trong thời kì thi công.

Mặt cắt ngang của đường ống tháo lũ thường là hình tròn, có khi là hình chữ nhật.

Hình 7.13 là sơ đồ đường ống tháo lũ đặt trong đập tràn cao 48m, gồm có 24 ống đường kính 2,59m, chiều dài khoảng 40m, cửa vào ở dưới sâu, cách đỉnh tràn 31m, các cửa van phẳng bố trí cách mặt thượng lưu đập 8m và thiết bị thao tác cửa van được đặt trong hành lang.



Hình 7.12: Đường ống tháo lũ đặt trong đập trọng lực;

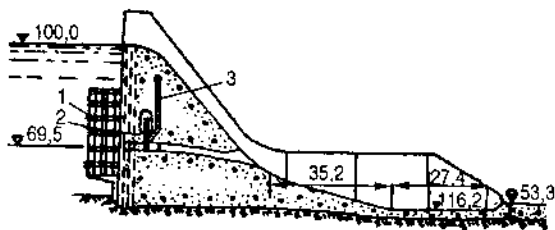
1. Đường ống tháo lũ thi công; 2. Cửa van chính; 3. Cửa van sửa chữa

Các cửa van của đường ống tháo lũ thường được bố trí ở cửa vào để tiện kiểm tra, sửa chữa đường ống. Các cửa van đặt ở cuối đường ống thích hợp đối với các đường ống ngắn, ví dụ đường ống đặt trong đập vòm (hình 7.14) gồm hai đường ống dài 23m, mặt cắt hình chữ nhật $1,5 \times 2,0\text{m}$, lưu lượng qua mỗi ống $90\text{m}^3/\text{s}$, lưu lượng qua đỉnh đập $220\text{m}^3/\text{s}$.

Nói chung, đường ống tháo lũ đặt trong đập có nhiều dạng và kiểu khác nhau, có thể bố trí trong tất cả các loại đập bê tông và bê tông cốt thép, bao gồm các bộ phận sau đây:

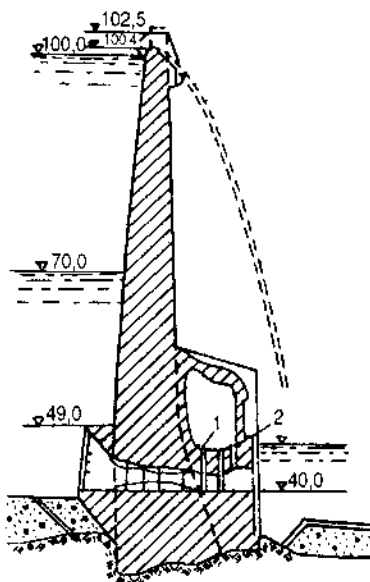
I. Đoạn vào

Cửa vào phải thuận, tránh sinh ra áp lực âm. Đối với đường ống thủy điện, yêu cầu tổn thất cột nước vào nhỏ nhất. Hình dạng miệng vào thường làm thành đường cong tròn hoặc elip. Trước cửa vào có lưới chắn rác. Ở đoạn vào có bố trí cửa van và thiết bị đóng mở.



Hình 7.13: Đường ống tháo lũ đặt trong đập tràn

1. Lưới chắn rác; 2. Cửa van; 3. Ống thông hơi
(kích thước trong hình ghi theo m)



Hình 7.14: Đường ống tháo lũ đặt trong đập vòm

1. Cửa van sửa chữa; 2. Cửa van chính

II. Đường ống

Đường ống xuyên qua thân đập nên xung quanh ống có sự phân bố lại ứng suất và sinh ra hiện tượng tập trung ứng suất, đồng thời trong ống còn chịu áp lực nước, áp lực đó thường là tải trọng chủ yếu của đường ống, đặc biệt lúc có cột nước lớn. Vì thế xung quanh đường ống thường dùng lớp lót bằng các tấm thép cố kết chặt chẽ với bê tông hoặc xung quanh ống bố trí cốt thép.

III. Cửa ra

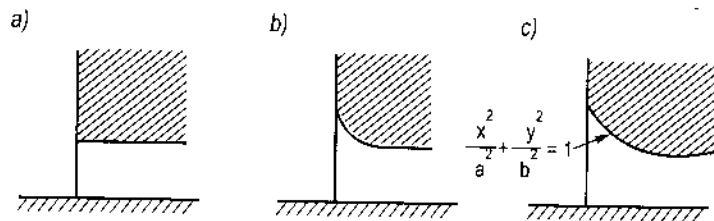
Sau cửa ra phải có tiêu năng, có thể dùng hình thức mũi phun để tiêu năng phóng xa (hình 7.12), hoặc sau khi chảy ra khỏi ống, nước sẽ chảy theo mặt đập và tiêu năng trên sân hạ lưu, có thể là bể tiêu năng, tường tiêu năng hoặc bể và tường kết hợp.

§7-5. HÌNH DẠNG CỬA VÀO CỦA CÔNG TRÌNH THÁO LŨ KIỂU SÂU

I. Cửa vào

Cửa vào nói chung phải thuận. Nếu thiết kế không thích hợp thì không những dẫn đến tổn thất cột nước lớn, mà còn gây nên khí thực và chấn động tại cửa vào.

Cửa vào được thiết kế mở rộng dần về phía thượng lưu làm thành đoạn có tiết diện thay đổi. Thường dùng nhất là dạng cong tròn (hình 7.15b) hoặc elip (hình 7.15c) rất ít dùng hình dạng cửa vào vuông góc (hình 7.15a). Dạng cửa vào vuông góc tuy đơn giản nhưng tổn thất cột nước rất lớn.



Hình 7.15: Các dạng cửa vào

Dạng cửa vào cong tròn có bán kính R phải lớn hơn $\frac{D}{2}$ (D - đường kính của đường ống hoặc $D = h$; h - chiều cao của mặt cắt ở cuối đoạn tiết diện thay đổi nếu đường ống có mặt cắt hình chữ nhật); bởi vì hệ số tổn thất vào ζ_v phụ thuộc vào $\frac{R}{D}$, khi $\frac{R}{D} < 0,5$ thì ζ_v rất lớn (hình 7.17).

Đối với cửa vào có cột nước tương đối lớn thì nên dùng dạng elip. Loại này gần phù hợp với lưu tuyến của dòng nước:

$$\frac{x^2}{a_o^2} + \frac{y^2}{b_o^2} = 1 \quad (7.1)$$

Thường lấy $a_o > \frac{D}{2}$, tối thiểu $a_o = \frac{D}{2}$, vì khi $\frac{a_o}{D} < 0,5$ thì hệ số tổn thất vào ζ_v rất lớn (hình 7.18). Trị số $b_o = \frac{1}{3} a_o$ là thích hợp.

Theo tài liệu thí nghiệm, khi cửa vào hình chữ nhật, phương trình elip là:

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(0,31D)^2} = 1 \quad (7.2)$$

khi cửa vào hình tròn:

$$\frac{x^2}{\left(\frac{D}{2}\right)^2} + \frac{y^2}{(0,15D)^2} = 1 \quad (7.3)$$

Trong hai phương trình (7.2) và (7.3) ta nhận thấy $b_0 \approx \frac{a_0}{3}$, nên để đơn giản trong thiết kế thường dùng $a_0 = 3b_0$.

Đối với đường hầm và cống ngầm, cửa vào thường theo dạng phương trình (7.2), còn dạng phương trình (7.3) thích hợp với cửa vào của đường ống qua thân đập.

Các công trình quan trọng cần thông qua mô hình thí nghiệm để xác định cửa vào thích hợp.

II. Ống thông khí

Lúc mở cửa van với một độ mở nào đó, sau cửa van không khí bị nước cuốn đi hình thành khu vực chân không. Vì thế cần có lỗ thông khí để phá chân không và trừ hiện tượng khí thực. Khả năng thông khí xác định theo biểu thức:

$$Q_k = \mu_k \Omega \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_k}} \sqrt{2gh_{ck}} \quad (7.4)$$

trong đó: γ_k - trọng lượng riêng của không khí, phụ thuộc vào nhiệt độ và áp lực;

γ - trọng lượng của nước;

μ_k - hệ số lưu lượng của ống thông khí, tính toán như các biểu thức thủy lực thông thường;

Ω - diện tích mặt cắt ngang ống thông khí;

h_{ck} - áp lực chân không.

Khi thiết kế, vận tốc của không khí không được lấy lớn hơn 60m/s. Tính toán Q_k cần giải quyết đồng thời việc xác định h_{ck} được trình bày ở §7-6.IV.

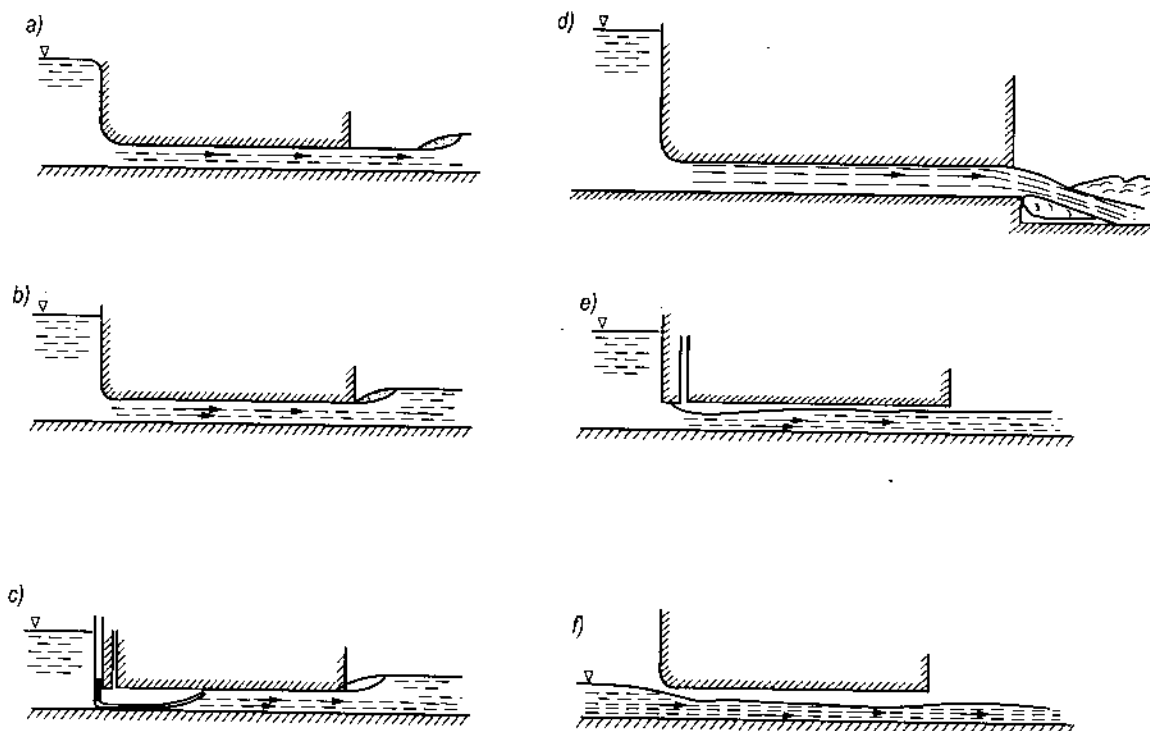
§7-6. TÍNH TOÁN THỦY LỰC CÔNG TRÌNH XẢ SÂU

Những bài toán chủ yếu về tính toán thủy lực công trình xả sâu bao gồm: tính toán khả năng tháo nước, xác định chế độ thủy lực của dòng chảy trong các bộ phận của đường ống, tính áp lực nước lên thành ống và sự nối tiếp của dòng chảy với hạ lưu công trình.

Về chế độ thủy lực, dòng chảy của công trình xả sâu có thể chia ra làm mấy dạng sau đây:

- 1) Chảy có áp với cửa ra không ngập hoặc ngập (hình 7.16a, b);
- 2) Dạng hỗn hợp (bán áp) (hình 7.16c, d);

3) Chảy không áp (hình 7.16e, f).



Hình 7.16: Các dạng dòng chảy trong công trình xả sâu

a) Dạng có áp, cửa ra không ngập; b) Dạng có áp, cửa ra ngập; c, d) Dạng hỗn hợp (bán áp);
e) Dạng không áp, cửa vào ngập; f) Dạng không áp, cửa vào không ngập

I. Khả năng tháo nước

Lưu lượng của công trình xả sâu làm việc như ống có áp được xác định theo biểu thức:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ} \quad (7.5)$$

trong đó: ω - diện tích mặt cắt ngang tính toán của ống;

μ - hệ số lưu lượng, phụ thuộc vào diện tích mặt cắt ngang tính toán;

g - gia tốc trọng lực;

Z - cột nước tác dụng (xác định theo §7-6.III).

II. Xác định hệ số lưu lượng

Hệ số lưu lượng xác định theo biểu thức

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha_r \left(\frac{\omega}{\omega_r} \right)^2 + \zeta}} \quad (7.6)$$

trong đó: ζ - hệ số tổn thất thủy lực;

$$\zeta = \sum \zeta_i \left(\frac{\omega_i}{\omega_r} \right)^2$$

α_r - hệ số động lượng ở mặt cắt ra, lúc không có gì đặc biệt thì lấy ≈ 1 ;

ω_r - diện tích mặt cắt ra của ống;

ω_i - diện tích mặt cắt của đoạn thứ i .

Hệ số tổn thất thủy lực của đoạn thứ i bao gồm hệ số tổn thất ma sát dọc đường ζ_m và hệ số tổn thất cục bộ ζ_c ;

$$\zeta = \sum \zeta_i \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 = \sum \zeta_m \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 + \sum \zeta_c \left(\frac{\omega}{\omega_i} \right)^2 \quad (7.7)$$

Hệ số tổn thất cục bộ bao gồm hệ số tổn thất ở cửa vào ζ_v , ở khe cửa van ζ_k , ở đoạn co hẹp ζ_{ch} , ở đoạn mở rộng ζ_{mr} , ở đoạn uốn cong ζ_u . Sau đây sẽ giới thiệu các biểu thức tính toán hệ số tổn thất:

1. Hệ số tổn thất ma sát dọc đường

$$\zeta_m = \lambda_{Ri} \frac{L_i}{R_i} = \frac{2g L_i}{C_i^2 R_i} \quad (7.8)$$

trong đó: λ_{Ri} - hệ số sức kháng, phụ thuộc vào bán kính thủy lực;

C_i - hệ số Sêzi;

L_i - chiều dài đoạn thứ i của đường ống;

$R_i = \frac{\omega_i}{\chi_i}$ - bán kính thủy lực;

χ_i - chu vi ướt.

Hệ số λ_{Ri} và C_i có quan hệ với nhau:

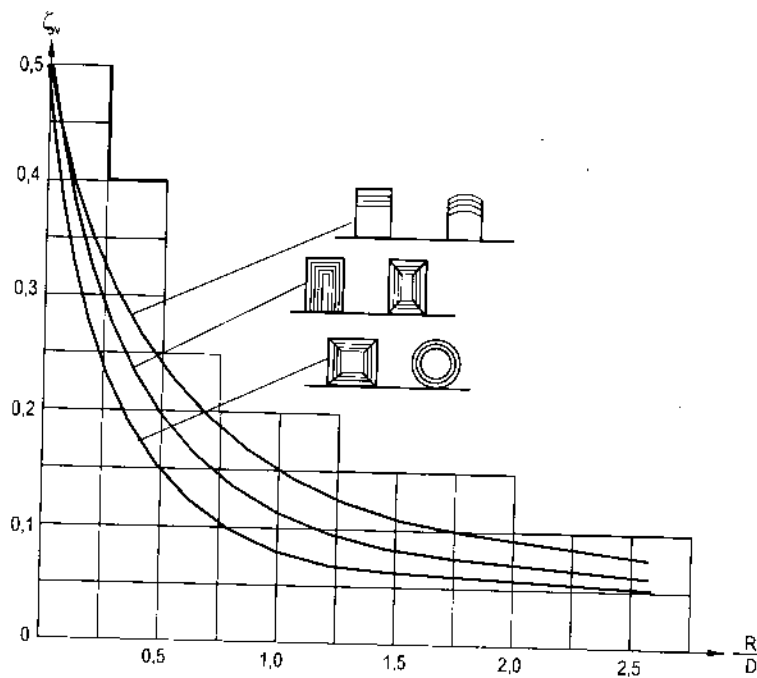
$$C_i^2 = \frac{2g}{\lambda_{Ri}}$$

2. Hệ số tổn thất vào

a) Trường hợp cửa vào có dạng cong tròn bán kính R và ζ_v phụ thuộc vào $\frac{R}{D}$ và xác định theo biểu đồ ở hình 7.17 (D - đường kính của đường ống; nếu đường ống có mặt cắt chữ nhật thì $D = h$; h - chiều cao mặt cắt ở cuối đoạn vào).

b) Trường hợp cửa vào có dạng elip xác định theo phương trình (7.1), trong đó $\frac{a_o}{b_o} = 3$ thì $\zeta_v = f\left(\frac{a_o}{D}\right)$ (hình 7.18).

3. Hệ số tổn thất ở khe cửa van phẳng ζ_k . Khi tỉ số giữa chiều rộng khe van và chiều rộng của đường ống $\frac{b_k}{b} \leq 0,1$ thì $\zeta_k = 0,05$ và $\frac{b_k}{b} \geq 0,20$ thì $\zeta_k = 0,10$ (b - chiều rộng đường ống tại nơi bố trí cửa van; b_k - chiều rộng khe van). Trường hợp có hai hoặc nhiều



Hình 7.17: Đường cong xác định hệ số tổn thất vào $\zeta_v = f\left(\frac{R}{D}\right)$, trường hợp của vào có dạng đường tròn

cửa van và có bố trí các khe van thì hệ số tổn thất của các khe van là tổng của các hệ số tổn thất của các khe van. Nếu khoảng cách l giữa các khe van nhỏ hơn 4 lần chiều rộng của khe van thì ζ_k cần có hệ số hiệu chỉnh K theo bảng 7.3.

Bảng 7.3. Trị số của hệ số hiệu chỉnh K

l/b_k	0	0,5	1,5	2,0	3,0	4,0
K	1,00	0,65	0,60	0,65	0,75	1,00

4. Hệ số tổn thất uốn cong ζ_u ở các đoạn cong được xác định theo biểu thức:

$$\zeta_u = A.B.C$$

Trị số của hệ số A phụ thuộc vào góc cong δ , lấy theo bảng 7.4.

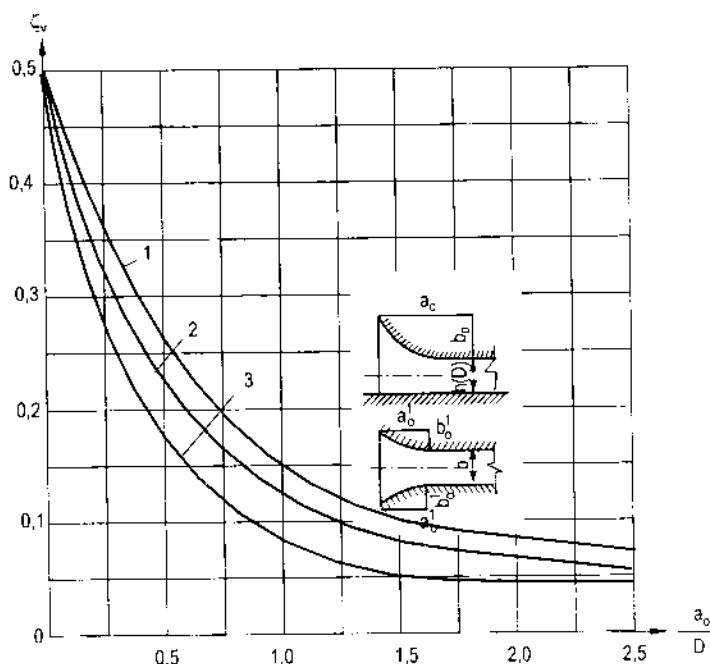
Bảng 7.4. Trị số của hệ số A

δ (độ)	0	20	30	45	60	75	90
A	0	0,31	0,45	0,60	0,78	0,90	1,00

Trị số của hệ số B phụ thuộc vào tỉ số $\frac{R_o}{D_{TL}}$, lấy theo bảng 7.5 (R_o - bán kính trục của đoạn cong; $D_{TL} = 4R_{TL} = 4\frac{\omega}{\gamma}$ - đường kính thủy lực, đối với mặt cắt hình tròn $D_{TL} = D$, mặt cắt hình vuông $D_{TL} = a$; a - chiều dài cạnh hình vuông).

Bảng 7.5. Trị số của hệ số B

R_c/D_{TL}	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	15,0	20,0
B	0,21	0,15	0,11	0,09	0,07	0,07	0,06	0,05



Hình 7.18: Đường cong xác định hệ số tổn thất vào $\zeta_v = f\left(\frac{a_o}{D}\right)$
trường hợp cửa vào có dạng elip

1. $a_o = nh$; $b_o = \frac{1}{3} a_o$; $a_o' = b_o' = r = 0,2b$; 2. $a_o = nh$; $b_o = \frac{1}{3} a_o$;

$a_o' = b_o' = r = 0,5b$; 3. $a_o = nh$; $b_o = \frac{1}{3} a_o$; $a_o' = nb$; $b_o' = \frac{1}{3} a_o'$.

Trị số của hệ số C phụ thuộc vào tỉ số $\frac{a}{b}$, tức là tỉ số giữa hai cạnh mặt cắt chữ nhật, trong đó kích thước của b nằm trong mặt phẳng của đoạn cong (đối với mặt cắt vuông và tròn $C = 1$), lấy theo bảng 7.6.

Bảng 7.6. Trị số của hệ số C

a/b	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00
C	1,80	1,45	1,20	1,00	0,68	0,45	0,40	0,43	0,48	0,55	0,58	0,60

5. Hệ số tổn thất ở các đoạn mở rộng ζ_{mr} phụ thuộc vào góc mở rộng trung bình β_{tb} và tỉ số $\frac{\omega_2}{\omega_1}$ (ω_1 - diện tích mặt cắt trước khi mở rộng; ω_2 - diện tích mặt cắt sau khi mở rộng), lấy theo bảng 7.7.

Bảng 7.7. Trị số của hệ số tổn thất ở các đoạn mở rộng

$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	β_{tb} (độ)					
	2	4	6	9	10	12
	ζ_{mr}					
3,3	0,01	0,03	0,05	0,07	0,09	0,11
2,5	0,01	0,02	0,04	0,05	0,07	0,08
2,0	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,06
1,7	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,04
1,5	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03

Trong bảng 7.7, β_{tb} lấy bằng trung bình cộng của các góc mở rộng theo hai phương: góc mở rộng trong mặt phẳng nằm ngang β_n và góc mở rộng trong mặt phẳng đứng β_d ; nếu chỉ mở rộng trong một mặt phẳng thì $\beta_{tb} = \frac{\beta}{2}$. Có thể sử dụng bảng 7.7 để xác định hệ số tổn thất mở rộng theo hình nón cắt (đối với đường ống có mặt cắt hình tròn), trường hợp này β_{tb} bằng góc mở rộng trung tâm.

6. Hệ số tổn thất ở các đoạn co hẹp ζ_{ch} phụ thuộc vào trị số góc co hẹp β lấy theo bảng 7.8.

Bảng 7.8. Trị số của hệ số tổn thất ở các đoạn co hẹp

β (độ)	7	10	15	20	25	30	35	40
ζ_{ch}	0,13	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28

III. Xác định cột nước tác dụng Z

Trong biểu thức (7.5), cột nước tác dụng Z xác định như sau:

$$Z = E_o - T \quad (7.9)$$

trong đó: $E_o = E + \frac{v_o^2}{2g}$ - năng lượng đơn vị ở thượng lưu so với mặt phẳng so sánh;

T - năng lượng đơn vị của dòng chảy ở mặt cắt ra so với mặt phẳng so sánh.

Năng lượng đơn vị phụ thuộc vào mức độ ngập ở mặt cắt ra và kết cấu của phần nối tiếp hạ lưu. Sau đây ta sẽ phân biệt các trường hợp để tính toán T.

1. Xác định cột nước tác dụng Z khi chiều rộng mặt cắt ra b bằng chiều rộng đáy kênh hạ lưu B ($B = b$).

a) Trường hợp cao trình đáy cửa ra bằng cao trình đáy kênh (hình 7.19):

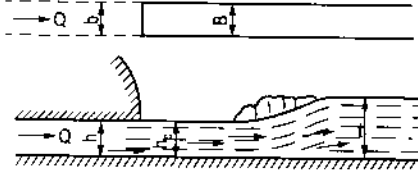
- Lúc mặt cắt ra không ngập (hình 7.19), $t \leq h_c''$:

$$T = h$$

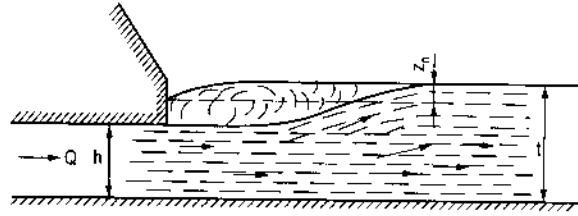
(7.10)

trong đó: t - chiều sâu nước hạ lưu sau nước nhảy;

h_c'' - chiều sâu liên hiệp nước nhảy với chiều sâu co hẹp h_c (h_c - bằng chiều cao h của mặt cắt ra).



Hình 7.19: Sơ đồ để tính năng lượng đơn vị T trong trường hợp cao trình đáy cửa ra bằng cao trình đáy kênh và mặt cắt ra không ngập



Hình 7.20: Sơ đồ để tính năng lượng đơn vị T trong trường hợp cao trình đáy cửa ra bằng cao trình đáy kênh và mặt cắt ra ngập

- Lúc mặt cắt ra ngập (hình 7.20), $t > h_c''$:

$$T = t - Z_n \quad (7.11)$$

trong đó: Z_n - độ chênh giữa mực nước hạ lưu và mực nước trực tiếp ở sau cửa ra:

$$Z_n = A_o \frac{v_2}{g} (v - v_2) \quad (7.12)$$

v - lưu tốc ở mặt cắt ra;

v_2 - lưu tốc trung bình ở hạ lưu kênh;

A_o - hệ số hiệu chỉnh; đối với lòng kênh khi $B = b$ thì:

$$A_o = \frac{2t}{2t + Z_n}$$

b) Trường hợp cao trình đáy kênh thấp hơn cao trình đáy cửa ra (bậc thụt)

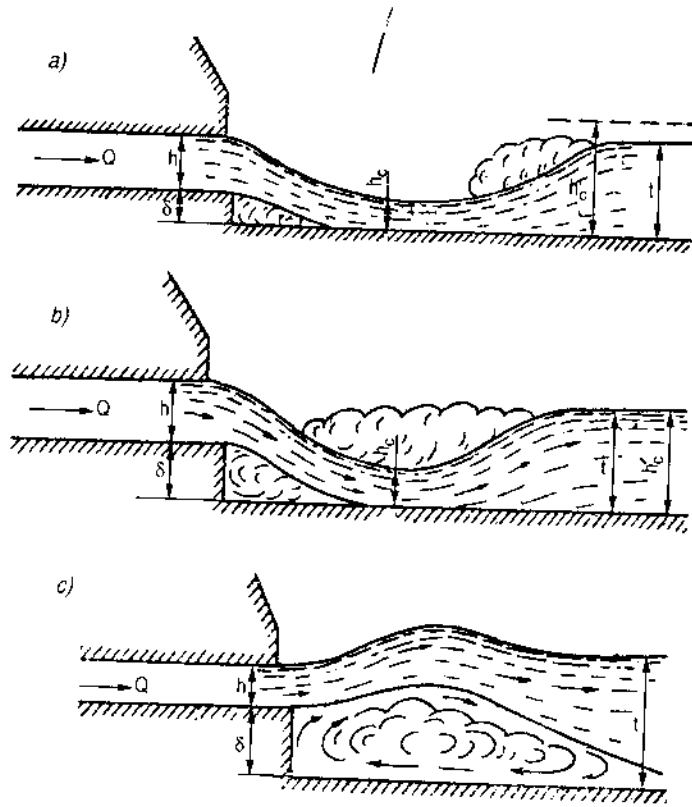
- Lúc mặt cắt ra không ngập, có nước nhảy đáy phóng xa $t \leq h_c''$ (hình 7.21a):

$$T = \frac{1}{4} (3h + h_o) \quad (7.13)$$

trong đó: h_o - cột nước đo áp của dòng nước được xác định khi tính toán nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu, trường hợp $Z > 4h$ thì $h_o = h$.

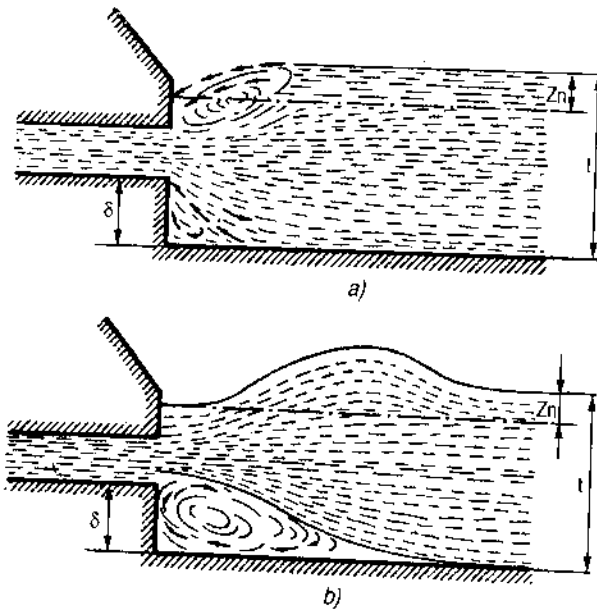
• Lúc mặt cắt ra không ngập, có nước nhảy đáy $h_c'' < t \leq \delta + h$ (hình 7.21b) (trong đó δ - chiều cao bậc thụt) hoặc có nước nhảy mặt và chiều sâu nước hạ lưu tương ứng với nước nhảy mặt không ngập (hình 7.21c), được xác định trên cơ sở tính toán nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu:

$$T = \frac{1}{2} (h + h_o) \quad (7.14)$$



Hình 7.21: Sơ đồ tính năng lượng đơn vị T trong trường hợp cao trình kênh thấp hơn cao trình đáy cửa ra và mặt cắt ra không ngập;

a) nước nhảy đáy $t \leq h_c''$; b) Nước nhảy đáy $h_c'' < t \leq \delta + h$; c) nước nhảy mặt.



Hình 7.22: Sơ đồ tính năng lượng đơn vị T trong trường hợp cao trình đáy kênh thấp hơn cao trình đáy cửa ra và mặt cắt ra ngập;

a) Nước nhảy đáy; b) Nước nhảy mặt

Mặt cắt ra ngập (hình 7.22 a, b), $t > \delta + h$ và chiều sâu nước hạ lưu tương ứng với nước nhảy đáy ngập (hình 7.22a) hoặc nước nhảy mặt ngập (hình 7.22b):

$$T = \frac{1}{2}(h_i + h_o) = \frac{1}{2}(t - \delta - Z_n + h_o) \quad (7.15)$$

trong đó $h_i = t - \delta - Z_n$.

2. Xác định cột nước tác dụng Z khi chiều rộng đáy kênh hạ lưu lớn hơn chiều rộng mặt cắt cửa ra ($B > b$).

a) Trường hợp ở cửa ra không có bậc thụt.

• Dòng chảy khuếch tán, cửa ra không ngập (hình 7.23):

$$T = \frac{\omega_r}{B_n} \quad (7.16)$$

trong đó: ω_r - diện tích mặt cắt ra của đường ống;

B_n - chiều rộng tính toán của kênh hạ lưu, lấy như sau:

- Khi $B < 2b$ thì $B_n = B$;

- Khi $B \geq 2b$ thì $B_n = 2b$ (không phụ thuộc vào chiều rộng kênh).

• Dòng chảy xiên, cửa ra không ngập (hình 7.24a):

$$T = h \quad (7.17)$$

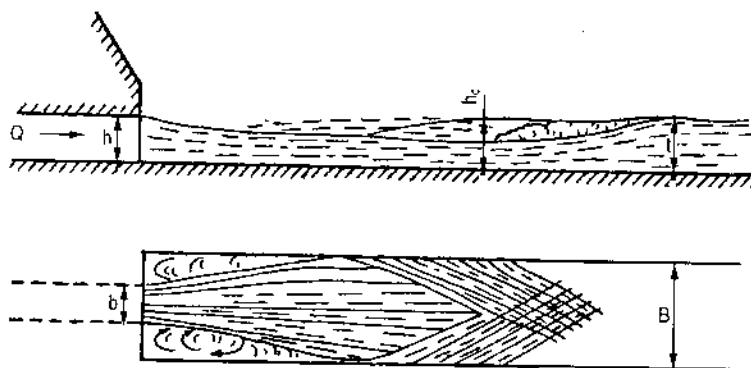
• Cửa ra ngập bằng nước nhảy không gian (hình 7.24b):

$$T = h_i = t - Z_n \quad (7.18)$$

trong đó: Z_n - xác định theo biểu thức (7.12); trường hợp bài toán không gian, hệ số hiệu chỉnh A_o có thể xác định gần đúng như sau:

$$A_o = \frac{2\omega_2}{2\omega_2 + BZ_n} \quad (7.19)$$

ω_2 - diện tích mặt cắt dòng chảy ở hạ lưu sau nước nhảy.



Hình 7.23; Sơ đồ tính năng lượng đơn vị T khi $B > b$ của ra không có bậc thụt và dòng chảy khuếch tán cửa ra không ngập

b) Trường hợp ở cửa ra có bậc thụt.

- Cửa ra không ngập, có nước nhảy đáy:

$$T = \frac{1}{2} h \quad (7.20)$$

- Tương tự như trường hợp ở hình 7.21c và có nước nhảy mặt không gian, T xác định theo biểu thức (7.14).

- Tương tự như trường hợp ở hình 7.22, có nước nhảy mặt ngập không gian, T xác định theo biểu thức (7.15).

IV. Trạng thái dòng chảy trong ống xả sâu

Khi thiết kế công trình xả sâu, trước hết cần xác định trạng thái dòng chảy trong đường ống (hình 7.16) có áp hay không áp. Việc cho phép dòng chảy trong ống từ trạng thái có áp sang không áp hoặc ngược lại hoặc trạng thái hỗn hợp (bán áp) cần được phân tích kỹ càng.

Muốn đường ống chảy có áp thì có thể đặt cửa van điều chỉnh ở cửa ra.

Trường hợp mở toàn bộ cửa van, muốn đảm bảo có áp hoàn toàn cần thỏa mãn các điều kiện sau đây:

1. Cửa vào phải thuận;

$$2. \frac{1}{\sqrt{\zeta_v + 1}} \omega_v \sqrt{Z_v} > \frac{1}{\sqrt{\zeta + 1}} \omega_r \sqrt{Z}$$

trong đó: ζ_v - hệ số tổn thất vào;

ω_v - diện tích mặt cắt ngang cuối đoạn vào;

Z_v - khoảng cách từ đỉnh mặt cắt ở cuối đoạn vào đến mực nước thượng lưu;

ζ - tổng hệ số tổn thất đường ống đối với mặt cắt ra;

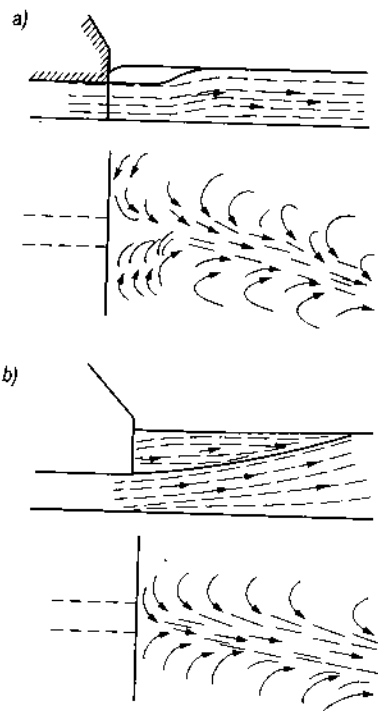
ω_r - diện tích mặt cắt cửa ra;

Z - cột nước tác dụng.

3. Đặt đường ống dưới mực nước hạ lưu;

4. Cửa ra co hẹp.

Trường hợp cửa van mở từng phần, muốn đường ống chảy có áp thì cần có biện pháp đặt vị trí cửa van rất sâu dưới mực nước hạ lưu.



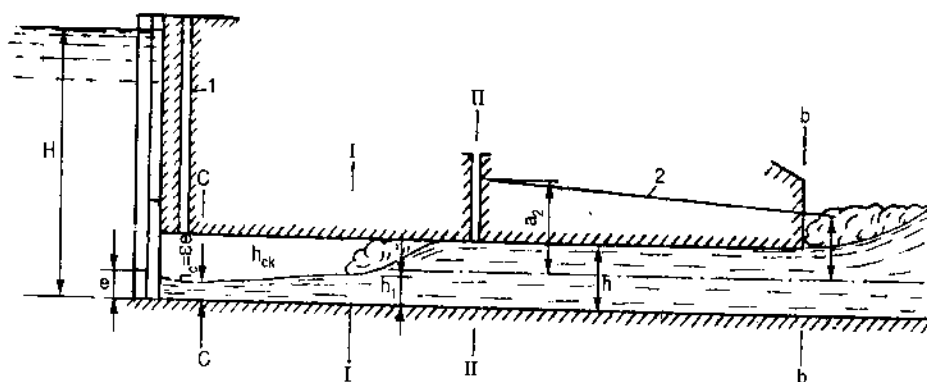
Hình 7.24: Sơ đồ tính năng lượng đơn vị T khi $B > b$; cửa ra không có bậc thụt
a) Dòng chảy xiên, cửa ra không ngập;
b) Cửa ra ngập bằng nước nhảy không gian

Đối với đường ống có áp, khi mực nước thượng lưu thấp, có thể xảy ra không áp hoặc xảy ra trạng thái quá độ từ có áp sang không áp. Giới hạn trên của trạng thái quá độ này là $H \approx 1,5h$ (H - cột nước thượng lưu; h - chiều cao đường ống); khi $H < 1,5h$ tính toán dòng chảy qua ống giống như qua đập tràn.

Muốn cho đường ống chảy không áp, có thể dùng các biện pháp sau đây:

- 1) Tăng khoảng không gian giữa mặt nước tự do và đỉnh của đường ống;
- 2) Cho đỉnh mặt cắt ra cao hơn mực nước hạ lưu;
- 3) Tăng độ dốc đáy của đường ống;
- 4) Làm ống thông khí ở chỗ bắt đầu đoạn không áp.

a) *Xác định nước nhảy*. Đối với công trình xả sâu, khi mở cửa van với một độ mở nào đó (hình 7.25), tính toán thủy lực để xác định vị trí nước nhảy bằng cách giải hệ phương trình sau đây:



Hình 7.25: Sơ đồ xác định vị trí nước nhảy trong ống xả

1. Ống thông khí; 2. Đường ống áp

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + \omega_1 y_1 = \frac{Q(Q + Q_k)}{g\omega_2} + (a_2 + h_{ck})\omega_2 \quad (7.21)$$

$$a_2 + \frac{(Q + Q_k)^2}{2g\omega_2^2} = t' + \frac{(Q + Q_k)^2}{2g\omega_r^2} + h_w \quad (7.22)$$

$$Q_k = Q'_k + Q''_k \quad (7.23)$$

$$\frac{Q'_k}{Q} = 0,04\sqrt{F_r - 40} \quad (7.24)$$

$$\frac{Q''_k}{Q} = \beta(\sqrt{F_{r1}} - 1)^{1,4} \quad (7.25)$$

và phương trình đường mặt nước giữa mặt cắt C-C và mặt cắt I-I.

Trong các biểu thức ở trên thì:

$\omega_1, \omega_2, \omega_r$ - diện tích mặt cắt ngang của dòng chảy tại các mặt cắt I-I, II-II và cửa ra;

a_2 - cột nước đo áp tại trung tâm mặt cắt II-II;

y_1 - cột nước đo áp tại trung tâm dòng chảy mặt cắt I-I;

t' - chiều sâu nước tại trung tâm mặt cắt ra;

h_c, h_1 - chiều sâu của nước tại mặt cắt co hẹp C-C và mặt cắt trước nước nhảy (mặt cắt I-I);

h_w - tổn thất cột nước, kể từ mặt cắt II-II đến mặt cắt cửa ra;

Q'_k - lưu lượng không khí do dòng chảy mang đi;

Q''_k - lưu lượng không khí do nước nhảy mang đi;

$F_{r1} = \frac{v_1^2}{gh_1}$ - trị số Froude đối với chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt trước nước nhảy

(mặt cắt I - I);

Q - lưu lượng nước của đường ống, xác định theo biểu thức (7.29).

Khi giải hệ phương trình từ (7.21) đến (7.25), cần chọn các trị số h_{ck} khác nhau, trong đó quan hệ giữa h_{ck} , Q_k và diện tích mặt cắt ống thông khí được xác định theo biểu thức (7.4). Hệ số β trong phương trình (7.25) lấy bằng 0,007.

Muốn cho trạng thái chảy trong ống là không áp thì khoảng cách l giữa mặt cắt C-C và mặt cắt I-I phải lớn hơn chiều dài đường ống, lúc đó lấy $\beta = 0,005$. Nếu l nhỏ hơn chiều dài ống sẽ sinh ra nước nhảy trong ống. Nếu $l < 0$ thì trạng thái chảy trong ống là có áp, lúc đó lấy $\beta = 0,012$ và $Q'_k = 0$.

Khi thiết kế cần tính với các độ mở cửa van khác nhau để xác định vị trí nước nhảy.

Tính toán sơ bộ để xác định vị trí và chiều dài nước nhảy đối với đường ống hình chữ nhật, để đơn giản tính toán có thể dùng biểu thức:

$$h_1^3 - h_1 \left[h^2 + 2h(a_0 + h_{ck}) + \frac{2h_{pg}^3}{h} \right] + 2h_{pg}^3 = 0 \quad (7.26)$$

trong đó: h - chiều cao của đường ống;

h_1 - chiều sâu liên hiệp thứ nhất;

$h_{pg} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$ - chiều sâu phân giới.

b - chiều rộng mặt cắt;

h_{ck} - áp lực chân không nước nhảy;

$$a_0 = a + \left[\zeta_2 + \alpha_r \left(\frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 - 1 \right] \frac{v^2}{2g};$$

a - khoảng cách từ đỉnh của mặt cắt II-II đến mực nước trực tiếp sau cửa ra;

ζ_2 - tổng hệ số tổn thất từ mặt cắt II-II đến cửa ra;

α_r - hệ số lưu tốc tại cửa ra;

ω_r - diện tích mặt cắt cửa ra;

ω - diện tích mặt cắt II-II;

v - lưu tốc dòng chảy ở mặt cắt II-II.

Từ phương trình (7.26), ta tính được h_l để so sánh với chiều sâu co hẹp $h_c = \epsilon e$ (e - độ mở cửa van; ϵ - hệ số co hẹp đúng, phụ thuộc vào $\frac{e}{h}$ được xác định theo bảng 7.9).

Bảng 7.9. Trị số của hệ số co hẹp đúng ϵ

e/h	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ϵ	0,630	0,635	0,647	0,665	0,689	0,717	0,755	0,800	0,870	1,000

Nếu $h_l < h_c$ thì nước nhảy ngập;

$h_l > h_c$ thì nước nhảy phóng xa;

$h_l = h_c$ thì nước nhảy tại mặt cắt co hẹp.

Phương trình (7.26) có thể áp dụng cho đường ống hình tròn với điều kiện tính đối mặt cắt hình tròn ra hình vuông $h = b = 0,88D$ (D - đường kính ống).

Trong tất cả các phương trình ở trên, nếu $h_{ck} < 1m$ thì có thể bỏ qua trị số này.

b) *Xác định trị số chân không h_{ck} và lưu lượng ống thông khí Q_k .* Đối với đường ống có áp, khi mở cửa van với một độ mở nào đó, sẽ xuất hiện chân không sau cửa van, vì thế cần có ống thông khí để phá chân không. Trị số h_{ck} và Q_k có quan hệ mật thiết với nhau. Xác định h_{ck} và Q_k bằng cách giải hệ phương trình sau đây (hình 7.26):

$$\omega_2(a_o + h_{ck}) = \frac{Q(Q + Q_k)}{g} \left(\frac{1}{\omega_2} - \frac{1}{\omega_c} \right) \quad (7.27)$$

$$a_o + h + iL - a' - h_r - h_w = \frac{(Q + Q_k)^2}{2g\omega_2^2} \left(\frac{\omega_2}{\omega_r} - 1 \right) \quad (7.28)$$

$$Q = \mu_1 \omega_2 \sqrt{2g(H - \epsilon e + h_{ck})} \quad (7.29)$$

$$Q_k = \mu_k \Omega \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_k}} \sqrt{2gh_{ck}} \quad (\text{theo công thức 7.4})$$

trong đó: $\omega_c, \omega_2, \omega_r$ - diện tích các mặt cắt C-C; II-II và cửa ra;

a' - chiều sâu của đỉnh cửa ra dưới mực nước sau mặt cắt đó;

a_o - cột nước đo áp tại đỉnh mặt cắt II - II;

μ_1 - hệ số lưu lượng, kể từ cửa vào đến mặt cắt co hẹp C- C;

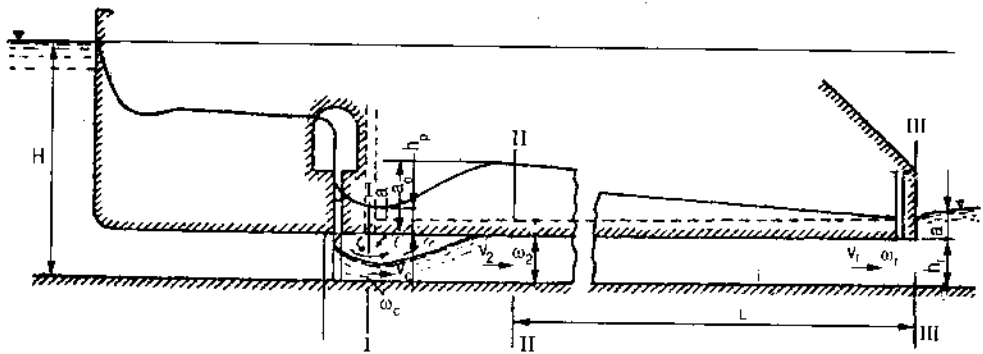
H - cột nước trước cửa van kể từ mực nước thượng lưu;

L - chiều dài ống từ mặt cắt II-II đến cửa ra;

i - độ dốc đáy ống có chiều dài L ;

h_r - chiều cao mặt cắt tại cửa ra.

Các kí hiệu khác như trên.



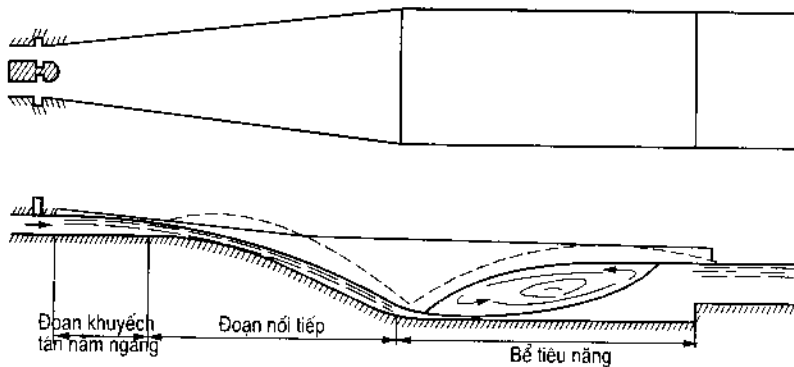
Hình 7.26: Sơ đồ tính toán áp lực chân không và lưu lượng không khí của ống thông khí

§7-7. TIÊU NĂNG HẠ LƯU CÔNG TRÌNH XẢ SÂU

Đặc điểm tiêu năng ở hạ lưu công trình xả sâu khác với công trình tháo lũ khác là chiều rộng cửa ra hẹp, lưu lượng đơn vị lớn, năng lượng rất tập trung, vì thế về mặt bố trí cần phải làm cho dòng chảy có lưu tốc lớn khuếch tán để giảm lưu lượng đơn vị và giảm chiều sâu bể tiêu năng.

I. Tiêu năng khuếch tán bằng nước nhảy (hình 7.27)

Hình thức tiêu năng khuếch tán bằng nước nhảy thích hợp với trường hợp mực nước hạ lưu thấp, tiêu năng gần cửa ra, yêu cầu sinh nước nhảy hoàn chỉnh trong bể tiêu năng.



Hình 7.27: Sơ đồ hình thức tiêu năng khuếch tán bằng nước nhảy

Các bộ phận chủ yếu của hình thức tiêu năng này bao gồm đoạn khuếch tán nằm ngang, bể tiêu năng và đoạn nối tiếp giữa hai bộ phận đó. Dòng chảy ra được khuếch tán ra hai bên, lưu lượng đơn vị nhỏ. Hình thức tiêu năng này được ứng dụng rộng rãi trong thực tế.

Dòng chảy trên đoạn nằm ngang rất phức tạp, lúc thiết kế cần tránh gây áp lực âm, thường dùng các hình thức khuếch tán sau đây.

1. Khuếch tán trên mặt bằng

Nếu chọn vị trí đoạn khuếch tán thích hợp thì có thể tránh được ảnh hưởng tác dụng của sóng xung kích gây nên dòng chảy tập trung, mà có thể lợi dụng sóng xung kích để tăng độ khuếch tán.

Theo thí nghiệm, vị trí hợp lý của điểm bắt đầu đoạn khuếch tán để dòng chảy khuếch tán đều (hình 7.28) được xác định theo biểu thức:

$$\frac{x}{D} = 0,4 \frac{v^2}{gD} + 0,35 \quad (7.30)$$

trong đó: v - lưu tốc ở cửa ra;

D - đường kính của ống hoặc chiều rộng mặt cắt tại cửa ra.

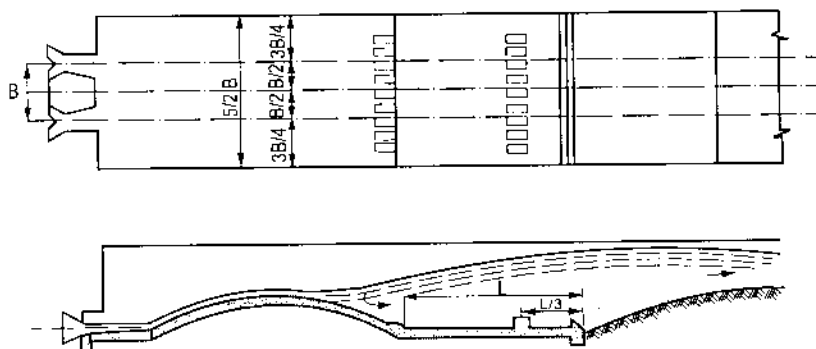
Góc khuếch tán β của tường bên xác định theo biểu thức:

$$\operatorname{tg} \beta = 0,4 \left(\frac{v}{\sqrt{gD}} \right)^{-1} \quad (7.31)$$

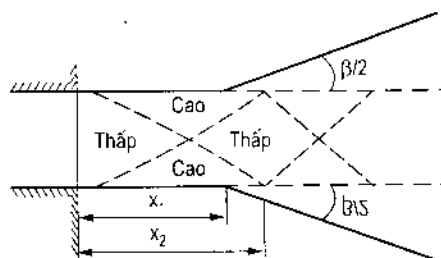
Ngoài ra có thể dùng các thiết bị tiêu năng khác để tăng độ khuếch tán dòng chảy (xem chương II).

2. Trường hợp vị trí địa hình ở cửa ra cao

Muốn cho nước chảy thuận vào bể tiêu năng và tăng độ khuếch tán thì có thể dùng đường cong lồi nối tiếp giữa cửa ra và bể tiêu năng (hình 7.29). Mục đích của đoạn nối tiếp này là để cho dòng chảy sau khi khuếch tán xong chảy vào bể tiêu năng một cách đều và thuận, đồng thời có thể làm cho dòng chảy khuếch tán theo hướng ngang.



Hình 7.29: Sơ đồ nối từ cửa ra đến bể tiêu năng trong trường hợp vị trí địa hình ở cửa ra cao



Hình 7.28: Bố trí vị trí đoạn khuếch tán,
--- tình hình dòng chảy lúc hạ lưu
không mở rộng

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Giáo trình thủy động*. Đại học Thủy lợi. Nhà xuất bản Nông nghiệp - 1988.
2. *QPTL C8-76: Quy phạm tính toán thủy lực đập tràn*. Bộ Thủy lợi, 1977.
3. *TCXDVN 285-2002 Công trình thủy lợi - Các quy định chủ yếu về thiết kế*. Nhà xuất bản Xây dựng, 2002.
4. *QPTL C₁ - 75 Quy phạm tính toán thủy lực cống dưới sâu*. Bộ Thủy lợi, 1976.
5. Nguyễn Văn Cung. *Dòng chảy biến lượng và đập tràn ngang*. Báo cáo khoa học tại Hội nghị Cơ học toàn miền Bắc lần thứ nhất, 1966.
6. Nguyễn Văn Cung. *Dòng chảy biến lượng và đập tràn ngang*. Tạp chí Khoa học - Kỹ thuật. Số 18 - 1964.
7. Nguyễn Xuân Đặng, Nguyễn Xuân Trường, Trịnh Trọng Hàn. *Thủy công*. Đại học Xây dựng, Hà Nội, 1971.
8. Nguyễn Xuân Đặng. *Đường viền hợp lý của bờ kênh dẫn và tường hướng dòng vào công trình tháo lũ*. Tập san Thủy lợi - Thủy điện. Số 130 - 1973.
9. Nguyễn Xuân Đặng. *Tính toán kênh dẫn tuyến cong*. Tập san Thủy lợi - Thủy điện. Số 132, 124 - 1973.
10. Ngô Trí Viêng. *Khả năng tháo nước của xiphông tháo lũ*. Tạp chí Ленинговодхоз. Số 23-1971.
11. Ngô Trí Viêng. *Phân bố áp lực trong xiphông tháo lũ hình tròn*. Tạp chí Ленинговодхоз. Số 24-1971.
12. Ngô Trí Viêng và nnk. *Thủy công - Tập I và II*. Nhà xuất bản Xây dựng 2005.
13. Vũ Văn Tảo, Nguyễn Cảnh Cầm. *Thủy lực - Tập II*. Đại học Thủy lợi - 1998.
14. *Sổ tay thiết kế thủy công*. Nhà xuất bản thủy lợi điện lực - 1994 (tiếng Trung Quốc).
15. Гришин М.М. *Гидротехнические сооружения*. Москва. 1979.
16. Замарин Е. А. Фандесв В. В. *Гидротехнические сооружения*. Москва, 1960.
17. Зурабов Г. Г. Бугаева О. Е. *Гидротехнические туннели гидроэлектрических станций*. Москва, 1962.
18. Мойс. П. П. *Шахтные водосбросы*. Москва, 1970.
19. Патрашев А. Н. *Движение жидкости в канале с переменным расходом по пути*. Москва. 1960.
20. Петров. Г. А. *Движение потока с изменением расхода вдоль пути*. Москва, 1950.
21. Розовски И. Л. Цветков П. К. *Низконапорные шахты*. Киев, 1962.

22. Саноян В. Г. Исследование шахтного водосброса типа. "Маргаритка". аннотации законченных в 1959 году научно-исследовательских работ по гидротехнике - энергия.
23. Симаков Г. В. Исследование распределения скоростей и давлений сифонных водосбросов в связи с расчетом их пропускной способности. Диссертация на соискание ученой степени К.Т.Н. Ленинград, 1962.
24. Слийский С. М. *Гидравлика зданий гидроэлектростанций. Энергия.* Москва, 1970.
25. Гуманян В. И. *Гидравлика сифонных водосбросов.* Госэнергоиздат. Ленинград, 1949.
26. Чертоусов М. Д. *Гидравлика.* Москва, 1962.
27. Чиквашвили Б.М. *Гидравлические расчеты напорных водосбросов высоких плотин.* Москва, 1972.
28. Чугаев Р. Р. *Гидравлика.* Энергия, 1970.
29. *Временные указания по гидравлическому расчету поверхностных водосбросов высоких гравитационных плотин ВСН-01-65.* Москва, 1965.
30. *Справочник по гидравлическим расчетам.* Энергия. Москва, 1972.
31. *Технические условия и нормы. Глубинные водосбросы и водоспуски гидроузлов (гидравлические расчеты).* ВСН 38-70. Энергия. 1972.
32. Davis' Handbook of Applied Hydraulics. Mr Graw Hill. New York, 1993.
33. Fuat Sentiir. *Hydraulics of dams and resevoirs. water resources publications.* USA, 1994.

MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu	3
Chương I. Những vấn đề chung	
§1-1. Phân loại công trình tháo lũ	5
§1-2. Nguyên tắc bố trí công trình tháo lũ	6
§1-3. Lũ thiết kế và lũ kiểm tra đối với công trình tháo lũ	6
§1-4. Tính toán điều tiết lũ	9
Chương II. Đập tràn	
§2-1. Bố trí đập tràn	21
§2-2. Chọn vị trí lỗ tràn và lưu lượng đơn vị	22
§2-3. Các loại mặt cắt của đập tràn	23
§2-4. Khả năng tháo nước của đập tràn	28
§2-5. Biện pháp tiêu năng và tính toán tiêu năng sau đập tràn	33
§2-6. Tính toán thủy lực đập tràn kết hợp xả đáy	59
§2-7. Cấu tạo đập tràn	63
Chương III. Đường tràn dọc	
§3-1. Điều kiện sử dụng, bố trí công trình, thành phần và đặc điểm làm việc	68
§3-2. Tính toán kênh dẫn và tường cánh thượng lưu	71
Chương IV. Đường tràn ngang	
§4-1. Điều kiện sử dụng và đặc điểm làm việc	114
§4-2. Tính toán thủy lực đường tràn ngang	114
Chương V. Xi phông tháo lũ	
§5-1. Điều kiện sử dụng và phân loại	120
§5-2. Nguyên tắc làm việc và các yếu tố ảnh hưởng đến sự làm việc của xi phông	125
§5-3. Tính toán thủy lực xi phông	128
§5-4. Lưu lượng đơn vị, lưu tốc giới hạn và trị số chân không cho phép trong xi phông	140

Chương VI. Giếng tháo lũ

§6-1. Điều kiện sử dụng, phân loại, thành phần, thiết bị và đặc điểm làm việc	144
§6-2. Chế độ thủy lực của giếng tháo lũ	149
§6-3. Thiết kế các bộ phận của giếng tháo lũ	155

Chương VII. Công trình tháo lũ kiểu sâu

§7-1. Điều kiện sử dụng, phân loại và đặc điểm làm việc	162
§7-2. Đường hầm tháo lũ	164
§7-3. Cống ngầm tháo lũ	171
§7-4. Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập	174
§7-5. Hình dạng cửa vào của công trình tháo lũ kiểu sâu	176
§7-6. Tính toán thủy lực công trình xả sâu	177
§7-7. Tiêu năng hạ lưu công trình xả sâu	190

Tài liệu tham khảo

193

CÔNG TRÌNH THẢO LŨ TRONG ĐẦU MỐI HỆ THỐNG THUỶ LỢI

Chịu trách nhiệm xuất bản :

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập :

TRINH KIM NGÂM

Chế bản :

PHẠM HỒNG LÊ

Sửa bản in :

NGUYỄN QUỐC HUNG

Bìa :

VŨ BÌNH MINH

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 621/XB-QLXB-05, ngày 29-4-2005. In xong nộp lưu chiểu tháng 12-2005.

ng trình tháo lỗ trong đầu



35.000 VND

6X7.5
XD- 2005 621 - 2005

Giá : 35.000^d