

CHƯƠNG I:

DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH

(Uniform flow in open channel)

§ 1.1 KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH

I. Khái niệm

II. Yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt của dòng chảy trong kênh

- 1. Các mặt cắt thường dùng**
- 2. Công thức tính các yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt**
- 3. Mặt cắt có lợi nhất về thủy lực**

III. Những bài toán cơ bản về dòng chảy đều trong kênh hở

- 1. Tính toán đối với kênh đã biết**
- 2. Thiết kế kênh mới**

IV. Tính kênh theo phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về Thủy lực- AGOROSKIN -

- 1. Đặc trưng mặt cắt**
- 2. Đặc trưng σ của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực**
- 3. Quan hệ giữa mặt cắt có lợi nhất về thủy lực và mặt cắt bất kỳ**
- 4. Xác định R_{ln}**
- 5. Cách vận dụng cụ thể**
- 6. Tính thủy lực cho dòng đều, không áp trong ống**
- 7. Lưu tốc cho phép không xói, không lắng của kênh hở**

CHƯƠNG 1

DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH
Uniform flow in open channel

§ 1.1 NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH

I. Khái niệm:

Dòng chảy đều không áp trong kênh là dòng chảy ổn định; có lưu lượng, diện tích mặt cắt ướt và độ phân bố lưu tốc trên mặt cắt ướt là không đổi.

Điều kiện để có dòng đều không áp trong kênh:

$Q(x,t) = \text{const}$, mặt cắt ướt $\omega_{\text{uot}} = \text{const}$
 độ dốc kênh $i = \text{const}$, hệ số nhám kênh $n = \text{const}$

Thông thường trong thực tế, dòng chảy đều trong kênh là dòng chảy rối, phân nhiều ở khu vực gần bình phương, nên thường dùng công thức Chezy để tính toán:

$$v = c\sqrt{RJ}$$

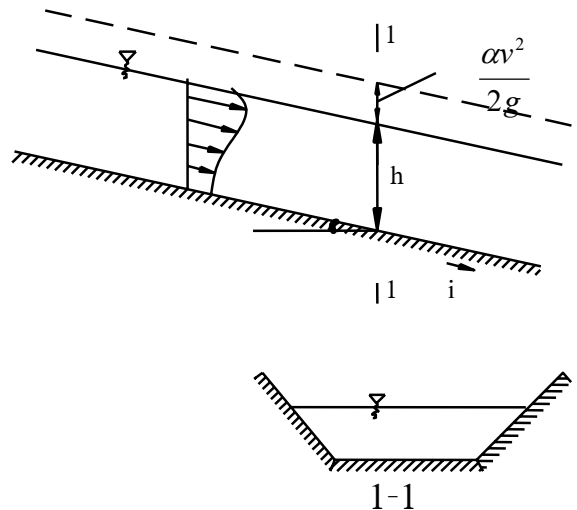
Trong đó: J là độ dốc thủy lực, R bán kính thủy lực, c hệ số Chezy

$$\text{Vì } J = J_p = i \rightarrow v = c\sqrt{Ri}$$

$$\text{Đặt } w = c\sqrt{R} \text{ (w gọi là modul lưu tốc) thì } v = w\sqrt{i}$$

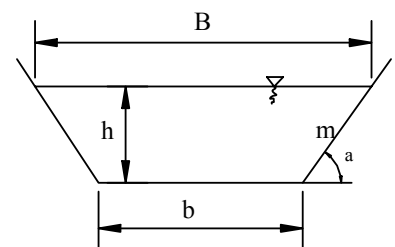
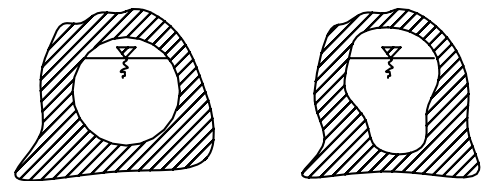
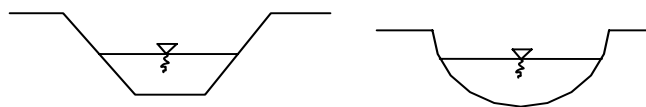
$$k = \omega.c\sqrt{R} \text{ (k gọi là modul lưu lượng) thì } Q = k.\sqrt{i}$$

Do i khá bé \rightarrow nên độ sâu trong kênh được đo theo phương trục z thẳng đứng, và mặt cắt ướt xem như thẳng đứng.



II. Những yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt dòng chảy trong kênh

1. Các mặt cắt thường dùng:



2. Công thức tính các yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt

Xét kênh hình thang đối xứng

$$B = b + 2.m.h, \quad \omega = (b + mh).h$$

$$\chi = b + 2h.\sqrt{1 + m^2}, \quad R = \frac{\omega}{\chi}$$

Gọi $\beta = \frac{b}{h}$, β gọi là bề rộng đáy tương đối thì : $\omega = h^2(\beta + m)$,

$$\chi = h(\beta + 2\sqrt{1 + m^2})$$

Với kênh hình chữ nhật

$$B = b \quad , \quad \omega = b.h$$

$$\chi = b + 2h \quad , \quad R = \frac{\omega}{\chi}$$

3. Mặt cắt có lợi nhất về thủy lực

Theo quan điểm thủy lực, mặt cắt nào dẫn được lưu lượng lớn nhất trong cùng một điều kiện (độ dốc đáy kênh, độ nhám bờ kênh, diện tích mặt cắt như nhau) được gọi là mặt cắt có lợi nhất về thủy lực; hay nói cách khác đó là mặt cắt có diện tích nhỏ nhất để cho chảy qua một lưu lượng định sẵn khi độ dốc đáy kênh, độ nhám thành kênh đều cho trước.

Đó là: $Q = \text{const} \rightarrow$ tìm ω_{\min} hoặc $\omega = \text{const} \rightarrow$ tìm Q_{\max}

Khi cho i, n, m cố định. Đi tìm mặt cắt có lợi nhất về thủy lực bằng cách sử dụng toán học:

Từ $Q = \omega \cdot \frac{1}{n} \cdot R^y \cdot \sqrt{Ri}$ (ở đây c tính theo Pavolopxki)

Như vậy khi $\omega = \text{const}$ thì Q tăng khi R tăng ; $\omega = \text{const} \rightarrow d\omega = 0$, thì $R \rightarrow R_{\max}$, khi

$$\chi \rightarrow \chi_{\min} \quad (\text{vì } R = \frac{\omega}{\chi})$$

Phương trình vi phân để tìm mặt cắt có lợi nhất về thủy lực là:

$$d\omega = 0$$

$$d\chi = 0$$

$$\text{Xét cho kênh hình thang : } d\omega = h.db + (b + 2mh).dh = 0 \quad (1.1)$$

$$d\chi = db + 2\sqrt{1 + m^2}.dh = 0 \quad (1.2)$$

$$\text{Thế } db \text{ vào (1.1) và lập } \beta = \frac{b}{h} \equiv \beta_{\text{ln}} = 2 \cdot (\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (1.3)$$

Biểu thức (1.3) là điều kiện để mặt cắt kênh hình thang có lợi nhất về thủy lực.

Quan hệ $\beta_{\text{ln}} = f(m)$ tra bảng

Chú ý: Đây là một khái niệm hoàn toàn thủy lực, còn về mặt kinh tế, kỹ thuật và mục đích sử dụng thì chưa hẳn.

III. Những bài toán cơ bản về dòng chảy đều trong kênh hở

Từ phương trình cơ bản: $Q = \omega \cdot c \sqrt{Ri}$, với kênh hình thang $Q = f(b, h, m, n, i)$.

Thông thường có hai vấn đề phải giải quyết:

1. Tính toán đối với kênh đã biết
2. Thiết kế kênh mới

1. Tính toán đối với kênh đã biết

(i). Tìm Q? Biết b, h, m, n, i

Tính $\omega, R, c \rightarrow$ rồi tính $Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{Ri}$

(ii). Tìm i? Biết Q, h, b, m, n

Tính $\omega, R, c \rightarrow$ tính $i = \frac{Q^2}{\omega^2 \cdot c^2 \cdot R}$

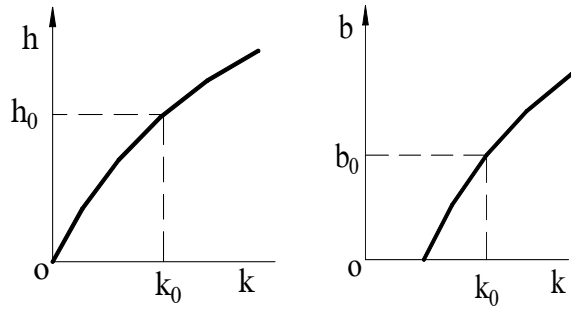
(iii). Tìm h? Biết Q, b, m, n, i

Đầu tiên tính $k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, theo đồ thị vẽ

$k = f(h)$. Từ k_0 tra đồ thị tìm h_0

(iv). Tìm b? Biết Q, h, m, n, i

Đầu tiên tính $k_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, vẽ đồ thị $k = f(b)$. Từ k_0 tra đồ thị tìm b_0 .



2. Thiết kế kênh mới

- Dựa vào bản đồ trắc đạc địa hình, ta đi xác định tuyến kênh và độ dốc đáy i.
- Căn cứ vào loại đất hoặc vật liệu làm kênh, ta đi xác định hệ số mái dốc kênh m và độ nhám n của lòng dẫn.
- Với Q cho trước, tìm b, h?

Chỉ có một phương trình $Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{Ri}$ mà cần tìm 2 ẩn, nên phải tìm phương trình thứ hai. Có hai trường hợp về phương trình thứ hai

* Cho $\beta = \frac{b}{h} \rightarrow b = \beta \cdot h$. Khi đó chỉ có một phương trình 1 ẩn là h và trở về bài toán tìm h khi đã biết Q, b, m, n, i.

* Cho R hoặc v

✓ Giả sử biết R: thì $\omega = \frac{Q}{c \cdot \sqrt{R \cdot i}}$, và $\chi = \frac{\omega}{R}$

Ta có 2 phương trình hai ẩn:
$$\begin{cases} (b + m \cdot h)h = \omega \\ b + 2h\sqrt{1 + m^2} = \frac{\omega}{R} \end{cases} \quad (1.4) \quad ; \text{ giải tìm } (b, h)$$

✓ Giả sử biết v:

Từ $v = c \cdot \sqrt{R \cdot i}$ (lấy $c = \frac{1}{n} \cdot R^y$) $\rightarrow c \cdot \sqrt{R} = \frac{1}{n} \cdot R^{y+0.5} = \frac{v}{\sqrt{i}} \Rightarrow R = \left(\frac{n \cdot v}{\sqrt{i}}\right)^{\frac{2}{1-2y}}$ (lấy $y=1/6$ theo

Manning). Biết R quay về trường hợp trên và giải hệ (1.4)

Như vậy: Với cách trên khi tìm b, h \rightarrow ta phải thử dần phức tạp (trước đây) \rightarrow Đưa ra phương pháp lập bảng Agroskin.

IV. Tính kênh theo phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về Thủy lực- AGOROSKIN -

Ở đây ta xét cho kênh hình thang

1. Đặc trưng mặt cắt

Ta có: $R = \frac{\omega}{\chi}$

Trong đó: $\omega = h(b + m.h) = \bar{b}.h$, \bar{b} là bề rộng đáy trung bình. (1.5)

$$\begin{aligned} \chi &= b + 2.h.\sqrt{1+m^2} = \bar{b} - m.h + 2.h.\sqrt{1+m^2} \\ &= \bar{b} + (2.\sqrt{1+m^2} - m).h = \bar{b} + m_0.h \end{aligned}$$

Ở đây $m_0 = 2.\sqrt{1+m^2} - m$

$$\text{Vậy } R = \frac{\bar{b}.h}{\bar{b} + m_0.h} = \frac{h}{1 + \frac{m_0.h}{\bar{b}}}$$

$$\text{Ta có thể đặt: } R = \frac{h}{1 + \sigma} \Rightarrow h = R.(1 + \sigma) \quad (1.6)$$

$$\text{Với } \sigma = \frac{m_0.h}{\bar{b}} \quad (1.7)$$

ở đây σ được gọi là đặc trưng mặt cắt.

$$\bar{b} = \frac{m_0.h}{\sigma} = \frac{m_0}{\sigma} (1 + \sigma).R \quad (1.8)$$

$$\Rightarrow b = \bar{b} - m.h = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m\right)(1 + \sigma).R \quad (1.9)$$

Thay h tính theo (1.6) và \bar{b} tính theo (1.8) vào (1.5) ta được:

$$\omega = \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} . m_0 R^2 \quad (1.10)$$

$$\text{Hay } R^2 = \frac{\omega}{m_0} . \frac{\sigma}{(1 + \sigma)^2} \quad (1.11)$$

Từ (1.9) và (1.11) ta được:

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{m_0}{\sigma} - m \text{ hay } \sigma = \frac{m_0}{\beta + m} \quad (1.12)$$

Từ (1.7) và (1.12) ta thấy: Nếu biết σ thì quan hệ giữa các yếu tố mặt cắt sẽ được xác định.

2. Đặc trưng σ của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực

Cho trước ω , m . Muốn lợi nhất về thủy lực thì $R \rightarrow R_{\max}$, nên từ (1.11) \rightarrow Để có R lớn nhất cần có $\frac{\sigma}{(1 + \sigma)^2}$ lớn nhất.

$$\text{Muốn thế cần có: } dR|_{\sigma} = 0 \Rightarrow \frac{d}{d\sigma} \left[\frac{\sigma}{(1 + \sigma)^2} \right] = \frac{1}{(1 + \sigma)^2} - \frac{2.\sigma}{(1 + \sigma)^3} = 0 \Rightarrow \sigma = \sigma_{\text{in}} = 1$$

Vậy điều kiện để mặt cắt có lợi nhất về thủy lực của mặt cắt hình thang là $\sigma = 1$

3. Quan hệ giữa mặt cắt có lợi nhất về thủy lực và mặt cắt bất kỳ

Viết phương trình cơ bản cho mặt cắt bất kỳ và mặt cắt có lợi nhất về thủy lực:

$$Q = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i} = (\omega \cdot c \cdot \sqrt{R})_{\ln} \cdot \sqrt{i} \text{ hoặc } \omega \cdot c \cdot \sqrt{R} = (\omega \cdot c \cdot \sqrt{R})_{\ln} \quad (5.8), \text{ lấy } c = \frac{1}{n} R^y \text{ còn } \omega$$

theo (1.10). Thay vào (1.11) được: $R^{2.5+y} \cdot \frac{(1+\sigma)^2}{\sigma} = 4R_{\ln}^{2.5+y}$

$$\text{Hay } \frac{R}{R_{\ln}} = \left[\frac{4\sigma}{(1+\sigma)^2} \right]^{\frac{1}{2.5+y}} \quad (1.13)$$

Xem $y = \text{const} \Rightarrow \frac{R}{R_{\ln}} = f(\sigma)$

Vậy nếu biết $R_{\ln} \rightarrow$ sẽ tìm được R của mặt cắt bất kì nào khi biết đặc trưng σ của nó. Mà biết R thì theo (1.6), (1.9) \rightarrow tìm được b, h. Từ đây ta thấy để tính toán thủy lực cho mặt cắt bất kì, có thể dựa vào mặt cắt có lợi nhất về thủy lực. Gọi là “*phương pháp đổi chiếu với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực*”.

Cách làm như sau:

Kết hợp (1.1), (1.3) và (1.9) có quan hệ sau $\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{R_{\ln}} = (1+\sigma) \frac{R}{R_{\ln}} \\ \frac{b}{R_{\ln}} = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) \cdot (1+\sigma) \cdot \frac{R}{R_{\ln}} \end{array} \right.$ và lập tỷ số

$\frac{R}{R_{\ln}}, \frac{h}{R_{\ln}}, \frac{b}{R_{\ln}}$ theo σ

4. Xác định R_{\ln} :

Dùng ω ở (1.4) và $\sigma_{\ln} = 1$, thay vào phương trình cơ bản:

$$Q = (\omega \cdot c \cdot \sqrt{R})_{\ln} \cdot \sqrt{i} = 4m_0 \cdot R_{\ln}^{2.5} \cdot c_{\ln} \cdot \sqrt{i} \quad (1.14)$$

Từ (1.14) $\rightarrow \frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} = \left(\frac{1}{c \cdot R^{2.5}} \right)_{\ln} = f(R_{\ln})$ (1.15). Quan hệ này được cho ở bảng tra.

5. Cách vận dụng cụ thể:

a) Tìm h? biết Q, b, m, n, i

Từ (1.13) tính R_{\ln} , rồi lập $\frac{b}{R_{\ln}} \rightarrow \frac{h}{R_{\ln}}$ tra ở phụ lục. Sau đó tính $h = \left(\frac{h}{R_{\ln}} \right) R_{\ln}$.

b) Tìm b? biết Q, h, m, n, i

Từ (1.13) tính R_{\ln} , rồi lập $\frac{h}{R_{\ln}} \rightarrow \frac{b}{R_{\ln}}$ tra ở phụ lục. Sau đó tính $b = \left(\frac{b}{R_{\ln}} \right) R_{\ln}$.

c) Tìm b, h biết Q, m, n, i và $\beta = \frac{b}{h}$

Tìm R_{\ln} như trên, từ (1.7) tính σ , có σ tra phụ lục tìm $\frac{h}{R_{\ln}}, \frac{b}{R_{\ln}}$ rồi tính b, h như

trên.

d) Tìm b, h biết Q, m, n, i và R hoặc v

Đi tìm R_{\ln} như trên

✓ Tính R, lập $\frac{R}{R_{in}}$ tra phụ lục tìm $\frac{h}{R_{in}}, \frac{b}{R_{in}}$ rồi tìm b, h như trên.

✓ Biết v tính R theo công thức $v = c\sqrt{R.i}$, có R rồi tiếp tục tính như trường hợp đã biết R.

Phương pháp tra bảng ở đây chỉ có ý nghĩa lịch sử; hiện nay người ta sử dụng các phần mềm để tính toán thiết kế kênh tiện lợi hơn rất nhiều (ví dụ phần mềm FLOWMASTER).

6. Tính thủy lực cho dòng đều, không áp trong ống

Ngoài dòng chảy đều trong kênh hở, trong thực tế nhiều lúc còn gặp loại chảy đều không áp trong các ống kín. Chẳng hạn dòng chảy trong cống ngầm thoát nước ở thành phố, ...

Ở đây việc tính toán (K, ω) tương đối phức tạp → nên người ta lập đồ thị để tra tính.

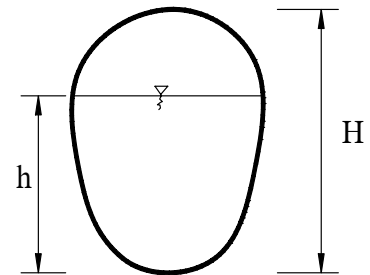
Gọi H là chiều cao bên trong của ống, h là chiều sâu dòng chảy.

Ta có: K_0, ω_0 là môđun lưu lượng và môđun lưu tốc khi h = H; K, ω là môđun lưu lượng và môđun lưu tốc khi h < H.

Ta đặt: $\frac{K}{K_0} = A, \frac{\omega}{\omega_0} = B$ chỉ phụ thuộc vào độ sâu tương đối:

$$a = \frac{h}{H}$$

$$\text{Vậy } \begin{cases} A = \frac{K}{K_0} = f_1(a) \\ B = \frac{\omega}{\omega_0} = f_2(a) \end{cases}, \text{ lập biểu đồ quan hệ này}$$



7. Lưu tốc cho phép không xói , không lắng của kênh hở :

Điều kiện làm việc lý tưởng nhất của kênh là đảm bảo sự ổn định của mặt cắt ngang và dọc về phương diện xói và bồi.

Để không gây ra xói lở lòng dẫn nước, lưu tốc tính toán hoặc lưu tốc thực tế trong kênh cần nhỏ hơn lưu tốc cho phép không xói, $v < v_{kx}$

Đối với các dòng chảy có mang theo một số lượng nhất định về chất lơ lửng, ngoài việc bảo đảm lòng dẫn không bị xói còn cần chọn lưu tốc tính toán sao cho không để bồi lấp kênh.

Ta gọi $[v_{kl}]$ là lưu tốc giới hạn không lắng. Như vậy muốn cho kênh không bị bồi lấp cần thỏa mãn điều kiện sau: $v > [v_{kl}]$

Như vậy: Điều kiện thiết kế kênh ổn định về mặt xói và bồi: $[v]_{kl} < v < [v]_{kx}$

Câu hỏi:

1. Nêu điều kiện để có dòng chảy đều trong kênh.
2. Định nghĩa mặt cắt lợi nhất về thủy lực.
3. Vận tốc trong kênh phải thỏa mãn điều kiện gì?
4. Các bài toán về thiết kế kênh mới.
5. Các bài toán về kênh sửa chữa.
6. Tại sao trước đây người ta dùng bảng tra đã được thiết lập sẵn về: Tính thủy lực kênh chảy đều theo phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực của Agroskin ? Nếu không có bảng tra này, người ta có thể tính toán nó được không ? Hiện nay có công cụ gì để thay thế các bảng tra này ?

7. Hãy cho biết hiện nay có những phần mềm nào dùng cho tính toán kiểm tra, thiết kế thủy lực kênh ?
8. Đối với kênh có mặt cắt bất kỳ (ví dụ hình quả trứng), người ta làm thế nào để tính toán ?

Bài tập:

Bài số 1. Một rãnh dẫn nước có mặt cắt ngang hình tam giác, đặt nghiêng với độ dốc $i=0,001$ đào trong đất ($n=0,025$), góc ở đáy rãnh $\theta=90^\circ$. Lưu lượng nước $Q=15,41/s$. Xác định độ sâu h ?

Đáp số : $h=0,268m$

Bài số 2. Một ống dẫn nước hình tròn đường kính $d=3,0m$ tháo qua lưu lượng $Q=5,0$ (m^3/s). Tính chiều sâu nước trong ống, nếu $n=0,02$, $i=0,001$.

Đáp số : $h=1,60m$

Bài số 3. Xác định các kích thước (b , h) của kênh hình thang để tháo lưu lượng $Q=10$ (m^3/s), nếu $m=1,25$; $n=0,0225$; $i=0,0004$. Tỷ số $\beta = \frac{b}{h} = 4,1$ (lấy theo điều kiện kinh tế kỹ thuật).

Đáp số : $b= 5,85m$; $h=1,43m$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lực T2, NXB Nông Nghiệp 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lực T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Edward J. Shaughnessy et al.*, Introduction to Fluid Mechanics, Oxford University Press 2005.
4. *Frank M. White*, Fluid Mechanics, McGrawHill 2002.
5. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
6. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
7. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
8. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
9. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
10. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookee.com.cn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG II

**DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG
KÊNH HỒ**

(Non-uniform flow in open channel)

§2.1 NHỮNG KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU

§2.2 NĂNG LƯỢNG ĐƠN VỊ CỦA MẶT CẮT

§2.3 ĐỘ SÂU PHÂN GIỚI

I. Định nghĩa về độ sâu phân giới h_k

II. Cách xác định độ sâu phân giới:

§2.4 ĐỘ DỐC PHÂN GIỚI

§2.5 HAI TRẠNG THÁI CHẢY

**§2.6 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI
CHẬM, KHÔNG CÓ ÁP**

A. TÍNH KÊNH LÀNG TRỤ

§2.7 CÁC DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH

I. Khái niệm chung

II. Cách xác định các dạng đường mặt nước

1. Kênh dốc thuận: $i > 0$

2. Kênh đáy bằng: $i = 0$.

3. Kênh dốc nghịch: $i < 0$

**§2.8 CÁCH TÍNH VÀ VẼ ĐƯỜNG MẶT NƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP CỘNG
TRỰC TIẾP**

B. TÍNH KÊNH KHÔNG LÀNG TRỤ

§2.9 TÍNH KÊNH KHÔNG LÀNG TRỤ TRONG TRƯỜNG HỢP CHUNG

CHƯƠNG 2

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG KÊNH HỎ

Non-uniform flow in open channel

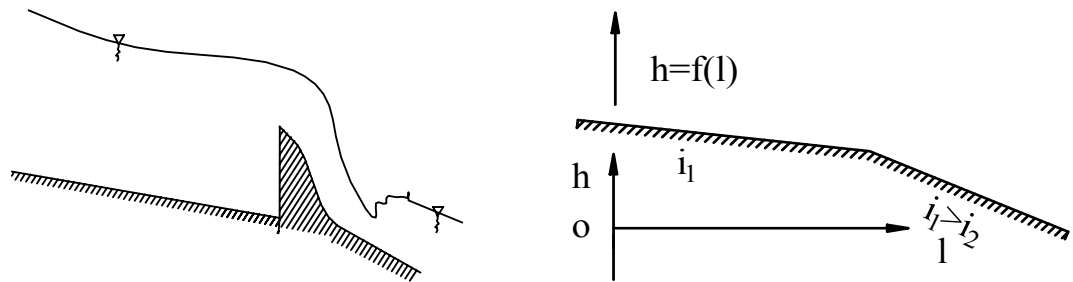
§2.1 KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU

Chuyển động ổn định không đều là chuyển động mà vận tốc tại các điểm tương ứng của hai mặt cắt cạnh nhau không bằng nhau.

Về mặt động lực học thì dòng chảy không đều trong kênh hở sẽ xuất hiện khi: Lực cản trọng lực không cân bằng nhau, xảy ra đối với kênh có độ dốc $i=0, i<0$.

Với kênh có độ dốc thuận $i>0$: Lực cản và trọng lực chỉ cân bằng khi hình dạng và kích thước mặt cắt ướt dọc theo dòng chảy không đổi: $\omega = \text{const}$.

Ta thấy nguyên nhân thường làm cho dòng chảy trong kênh dốc thuận ($i>0$) trở thành dòng chảy không đều là do có các chướng ngại trong lòng kênh, ví dụ do xây dựng đập tràn làm mặt nước dâng lên,...hay do kênh thay đổi độ dốc làm cho độ sâu nước trong kênh thay đổi, làm cho đường mặt nước không song song với đáy kênh như ở dòng chảy đều.

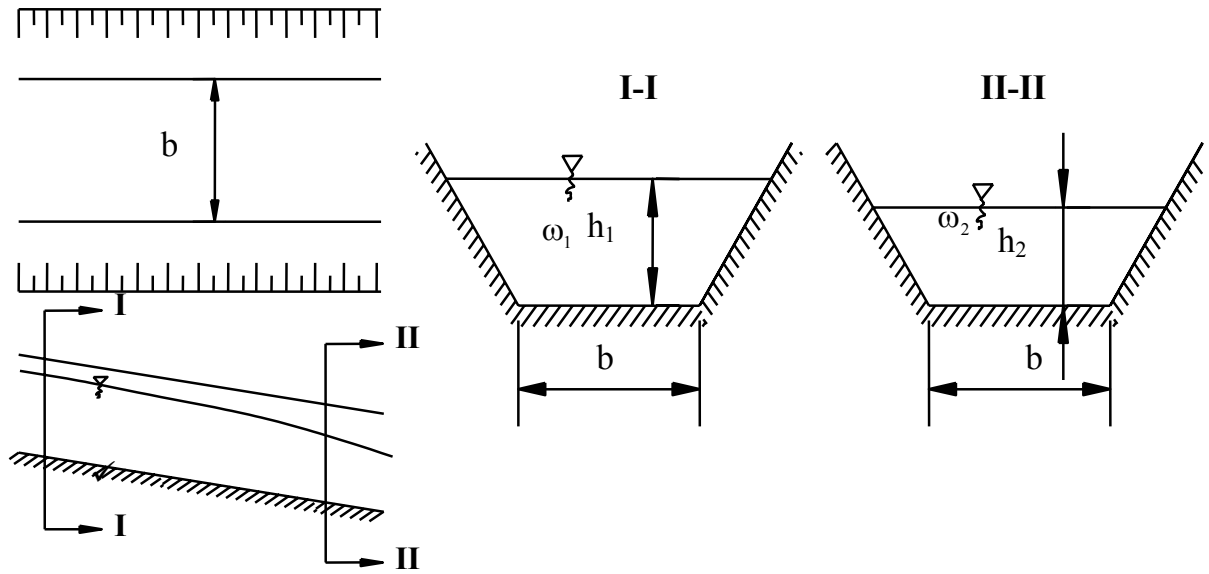


Nghiên cứu dòng chảy không đều hay còn gọi là đường mặt nước không đều, quan trọng nhất là cần biết quy luật thay đổi của chiều sâu h dọc theo dòng chảy $h=h(l)$.

Trước khi đi vào xét cụ thể, cần biết cách phân loại kênh

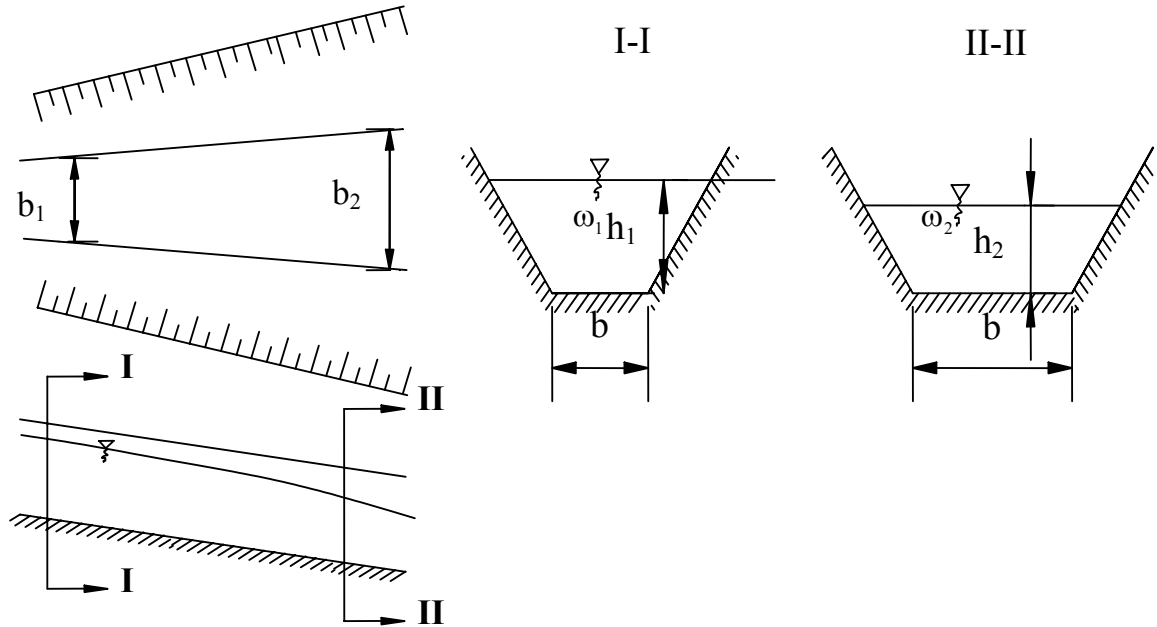
- ✓ Nếu hình dạng, kích thước của mặt cắt ướt không thay đổi dọc theo lòng kênh thì kênh là kênh lằng trạ. Trong kênh lằng trạ, mặt cắt ướt của dòng chảy chỉ phụ thuộc vào độ sâu h nghĩa là: $\omega = \omega(h)$; trong đó $h = h(l)$ nên:

$$\frac{d\omega}{dl} = \frac{d\omega}{dh} \cdot \frac{dh}{dl}$$



Nếu hình dạng và kích thước của mặt cắt lòng dẫn hoặc một trong hai yếu tố đó thay đổi dọc theo lòng kênh thì kênh là không lòng trụ. Trong kênh không lòng trụ, mặt cắt ướt của dòng chảy không những thay đổi do độ sâu h mà còn thay đổi dọc theo dòng chảy: $\omega = \omega(h, l)$, trong đó $h = h(l)$

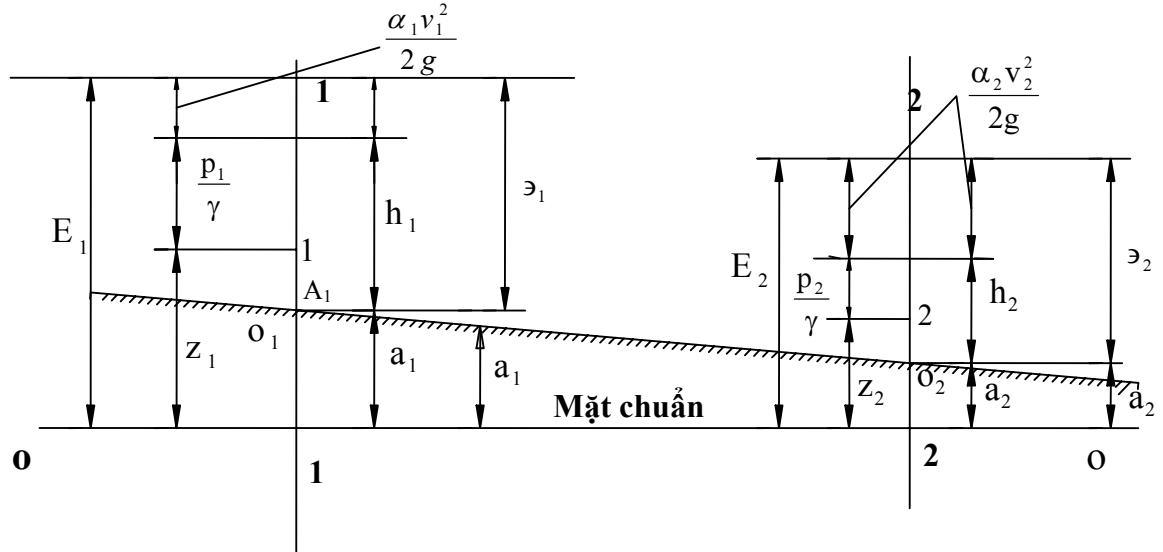
$$\frac{d\omega}{dl} = \frac{\partial\omega}{\partial l} + \frac{\partial\omega}{\partial h} \cdot \frac{dh}{dl}$$



§2.2 NĂNG LƯỢNG ĐƠN VỊ CỦA MẶT CẮT

Tại mỗi mặt cắt bất kỳ của dòng chảy, đối với mặt chuẩn O-O tùy ý thì:

$$\text{Năng lượng đơn vị dòng chảy } E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g}$$



Trích một mặt cắt ướt mọi điểm trên đó đều có năng lượng là như nhau. Ta xét hai điểm: 1 và A_1 .

$$\text{Tại mặt cắt (1-1): } E_1 = z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} = a_1 + h_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g}$$

Trong đó: h_1 : Độ sâu của điểm A_1 - là điểm thấp nhất của mặt cắt 1-1, còn a_1 là khoảng cách từ điểm ấy tới mặt chuẩn 0-0 đã chọn.

Dời mặt cắt (0-0) lên O_1 : $a_1 = 0 \rightarrow E_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \equiv \vartheta_1$, gọi là năng lượng đơn vị tại mặt cắt (1-1)

$$\text{Tương tự tại mặt cắt (2-2): } E_2 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} = a_2 + h_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2g}$$

Dời (0-0) lên O_2 : $a_2 = 0 \rightarrow E_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} \equiv \vartheta_2$, gọi là năng lượng đơn vị tại mặt cắt (2-2)

2)

Tổng quát:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g}$$

$$\vartheta = h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g}, \quad E = a + \vartheta \quad (2.1)$$

ϑ gọi là năng lượng đơn vị của mặt cắt, $\vartheta \equiv (h, v)$; $h = h(l)$

Định nghĩa: “*Năng lượng đơn vị của mặt cắt là năng lượng của một đơn vị trọng lượng chất lỏng của dòng chảy tại một mặt cắt nhất định tính đối với mặt chuẩn nằm ngang đi qua điểm thấp nhất của mặt cắt ấy*”

$$\text{Từ (2.1)} \rightarrow \varepsilon = E - a \Rightarrow \frac{d\varepsilon}{dl} = \frac{dE}{dl} - \frac{da}{dl} = i - J \quad (2.2)$$

- ✓ Khi $i > J \rightarrow \varepsilon$ tăng theo dòng chảy
- ✓ Khi $i < J \rightarrow \varepsilon$ giảm theo dòng chảy
- ✓ Khi $i = J \rightarrow \varepsilon = \text{const}$ theo dòng chảy

Chú ý: E luôn luôn giảm dọc theo dòng chảy

ε thay đổi tùy thuộc vào quan hệ giữa i và J . Nghĩa là ε phụ thuộc vào sự tương quan giữa lực cản và trọng lực. Mặt khác năng lượng đơn vị của mặt cắt cũng thay đổi theo chiều sâu và chiều dài dòng chảy: $\varepsilon = \varepsilon(h, l)$; $h = h(l)$.

§2.3 ĐỘ SÂU PHÂN GIỚI

I. Định nghĩa về độ sâu phân giới h_k :

Từ (2.2) cho ta sự biến thiên toàn phần của ϑ dọc theo dòng chảy l. Ở đây ta xét tại một mặt cắt nhất định, ϑ sẽ thay đổi như thế nào theo h.

Lúc đó phương trình (2.1) có dạng: $\vartheta = h + \frac{\alpha.Q^2}{2g.\omega^2} = f(h)$

Xét dòng chảy ổn định nên Q là hằng số, còn ω chỉ là hàm số của độ sâu h, nên Ý cũng chỉ là hàm số của h.

Ta có thể coi năng lượng đơn vị của mặt cắt Ý gồm hai phần:

$Y_{th\acute{e}} = h.$

$Y_{đ\grave{o}ng} = \frac{\alpha.v^2}{2g} = \frac{\alpha.Q^2}{2g.\omega^2}.$

Từ đó ta có:

$Y = Y_{th\acute{e}} + Y_{đ\grave{o}ng}$

$Y_{th\acute{e}}$ đồng biến với h, còn $Y_{đ\grave{o}ng}$ thì nghịch biến với h.

Lúc $h \rightarrow 0$ thì $Y_{th\acute{e}} \rightarrow 0$, còn $Y_{đ\grave{o}ng} \rightarrow \infty$,

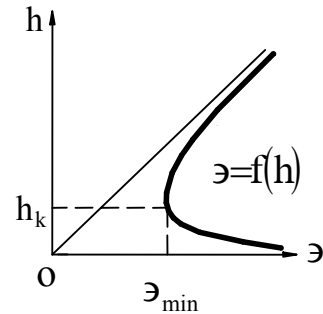
do đó $Y = (Y_{th\acute{e}} + Y_{đ\grave{o}ng}) \rightarrow \infty$

Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $Y_{th\acute{e}} \rightarrow \infty$, còn $Y_{đ\grave{o}ng} \rightarrow 0$,

do đó $Y = (Y_{th\acute{e}} + Y_{đ\grave{o}ng}) \rightarrow \infty$

Trên đồ thị, đường $Y = f(h)$ có hai nhánh đi về ∞ lúc $h \rightarrow 0$ và lúc $h \rightarrow \infty$.

Lúc $h \rightarrow \infty$ đường Ý nhận đường $Y_{th\acute{e}} = h$ (tức đường phân giác) làm đường tiệm cận xiên, còn lúc $h \rightarrow 0$ thì Ý lấy trục hoành làm đường tiệm cận ngang.



Từ $\vartheta = h + \frac{\alpha.v^2}{2g} = h + \frac{\alpha.Q^2}{2g.\omega^2}$, tồn tại $\vartheta_{min} \leftrightarrow h = h_k$: gọi là độ sâu phân giới

Vậy $\vartheta_{min} = h_k + \frac{\alpha.Q^2}{2g.\omega_k^2}$

Định nghĩa độ sâu phân giới:

“Với một lưu lượng đã cho và tại một mặt cắt xác định, độ sâu nào làm cho năng lượng đơn vị của mặt cắt ấy có giá trị nhỏ nhất thì độ sâu đó là độ sâu phân giới, ký hiệu là h_k “

Như vậy: Độ sâu phân giới h_k chỉ phụ thuộc vào hình dạng và lưu lượng mặt cắt chứ không phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc của kênh $h_k=f(Q, \omega)$.

Dựa vào đồ thị ta thấy:

Khi $\left. \begin{matrix} h > h_k \rightarrow \frac{d\vartheta}{dh} > 0 \\ h < h_k \rightarrow \frac{d\vartheta}{dh} < 0 \end{matrix} \right\} \rightarrow h_k$ là đại lượng đặc biệt quan trọng để nghiên cứu dòng chảy

không đều.

II. Cách xác định độ sâu phân giới

a) Vẽ đồ thị $\vartheta = f(h)$, tìm h tương ứng ϑ_{min} ta sẽ có h_k

b) Tìm từ công thức giải tích: Ta biết rằng lúc $h=h_k$ thì $\varepsilon \Rightarrow \varepsilon_{\min}$ nghĩa là tại một mặt cắt

xác định:
$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial h}\right)_{h=h_k} = 0 \Leftrightarrow 1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega_k^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial h} = 0$$

$$\Leftrightarrow 1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega_k^3} \cdot B_k = 0 \tag{2.3}$$

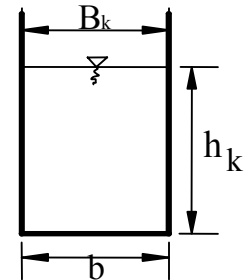
Từ (2.3) ta được: $\frac{\alpha \cdot Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}$ (2.3'), trong đó B_k, ω_k là bề rộng mặt thoáng và diện tích

mặt cắt ướt ứng với độ sâu h_k .

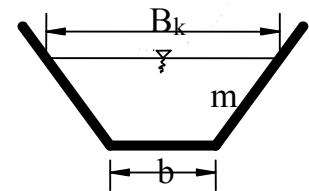
Phương trình (2.3') là dạng tổng quát dùng để tính h_k cho kênh có mặt cắt hình dạng bất kỳ và giải được bằng phương pháp đúng dần.

Sau đây ta xét một vài trường hợp đặc biệt, có thể tính trực tiếp ra độ sâu phân giới h_k mà không cần tính đúng dần.

✓ Mặt cắt hình chữ nhật: $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, q = \frac{Q}{b}, \sigma_N = \frac{m \cdot h_{kCN}}{b}$

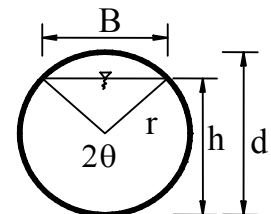


✓ Mặt cắt hình thang: $h_k = (1 - \frac{\sigma_N}{3} + 0.105 \cdot \sigma_N^2) \cdot h_{kCN}$



✓ Mặt cắt hình tròn: đặt $s_k = \frac{h_k}{d}, \xi = \xi_k = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot d^5}$ có ξ tra

bảng tìm s_k tương ứng \rightarrow sau đó tính $h_k = s_k \cdot d$

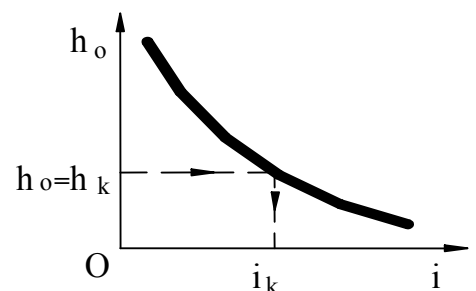


§2.4 ĐỘ ĐỐC PHÂN GIỚI

Ta biết rằng độ sâu phân giới không phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc đáy kênh i. Do đó với một lưu lượng và hình dạng mặt cắt kênh xác định dù i, n có độ thay đổi, độ sâu h_k vẫn giữ một giá trị không đổi.

Còn độ sâu chảy đều h_o không những phụ thuộc vào lưu lượng và dạng mặt cắt mà còn phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc đáy kênh i.

Do đó với một lưu lượng không đổi trong một kênh cho trước, độ sâu chảy đều thay đổi theo độ dốc i. Độ dốc i càng lớn thì độ sâu chảy đều càng nhỏ và ngược lại (hình vẽ bên).



Vậy ta có thể tìm được một độ dốc đáy i sao cho độ sâu chảy đều bằng độ sâu phân giới. Độ dốc đó gọi là độ dốc phân giới. Kí hiệu là i_k .

Định nghĩa: Với một kênh lòng trụ cho trước, dẫn qua một lưu lượng xác định thì độ dốc nào của kênh tạo nên dòng chảy đều có độ sâu bằng độ sâu phân giới, độ dốc đó gọi là độ dốc phân giới i_k

Vậy: $i = i_k \rightarrow h_0 = h_k$; $i < i_k \rightarrow h_0 > h_k$; $i > i_k \rightarrow h_0 < h_k$

Cách xác định i_k : Theo định nghĩa trên, với kênh có $i = i_k$ thì độ sâu dòng chảy trong kênh đồng thời thỏa mãn cả hai phương trình:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k} \quad (2.4)$$

$$\text{Và } Q = \omega_k \cdot C_k \sqrt{R_k \cdot i_k} \quad (2.5)$$

Giải (2.4) tìm được h_k , xong thay vào (2.5) sẽ tìm được i_k :

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 \cdot C_k^2 \cdot R_k} \quad (2.6)$$

Hoặc thay Q ở (2.5) vào (2.4), sau khi giải tìm được:

$$i_k = \frac{g}{\alpha \cdot C_k^2} \cdot \frac{\chi_k}{b_k} \quad (2.7)$$

Các giá trị $\omega_k, R_k, \chi_k, C_k, B_k$ đều ứng với h_k .

Thí dụ: Cho một kênh hình thang có $Q = 18 \frac{3}{s}$, $m = 1,5$, $b = 12,0m$ và $n = 0,025$. Yêu cầu xác định độ dốc phân giới i_k .

Giải:

Trước hết cần xác định h_k :

Ta có $h_k = 0,614m$

Vậy: $\omega_k = (b + mh_k)h_k = (12 + 1,5 \cdot 0,614) \cdot 0,614 = 7,94m^2$.

$\chi_k = b + 2h_k \sqrt{1 + m^2} = 12 + 2 \cdot 0,614 \sqrt{1 + 1,5^2} = 14,21m$.

$B_k = b + 2mh_k = 12 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,614 = 13,84m$.

$R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k} = \frac{7,94}{14,21} = 0,558m$.

Tính C theo công thức Pavolópski ta được $C_k = 34,9m^{0,5}/s$.

Tính i_k theo (2.7)

$$i_k = \frac{g}{\chi_k \cdot C_k^2} \cdot \frac{\chi_k}{B_k} = \frac{9,81}{1,1 \cdot 34,9^2} \cdot \frac{14,21}{13,84} = 0,00751; \text{ hay theo (2.6):}$$

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 C_k^2 R_k} = \frac{18^2}{7,94^2 \cdot 34,9^2 \cdot 0,558} = 0,00751$$

§2.5 HAI TRẠNG THÁI CHẢY

Dòng chảy có độ sâu:

$h > h_k$: chảy êm (vận tốc bé $Q = v.\omega$, vì ω lớn $\rightarrow v$ bé)

$h < h_k$: chảy xiết, vận tốc lớn

$h = h_k$: chảy phân giới

$$\text{Vì } \frac{\partial \vartheta}{\partial h} = 1 - \frac{\alpha.Q^2}{g.\omega^3} .B = 0 \rightarrow h = h_k$$

$$\text{Đặt } \frac{\alpha.Q^2}{g.\omega^3} .B = F_r \rightarrow \frac{\partial \vartheta}{\partial h} = 1 - F_r, \text{ } F_r \text{ gọi là số Froud}$$

$$\text{Dòng êm : } h > h_k \rightarrow \frac{\partial \vartheta}{\partial h} > 0 \text{ nên } F_r < 1$$

$$\text{Dòng xiết : } h < h_k \rightarrow \frac{\partial \vartheta}{\partial h} < 0 \text{ nên } F_r > 1$$

$$\text{Dòng phân giới: } h = h_k \rightarrow \frac{\partial \vartheta}{\partial h} = 0 \text{ nên } F_r = 1$$

$$\text{Viết lại: } F_r = \frac{\alpha.Q^2}{g.\omega^2 . \frac{\omega}{B}} = \frac{\alpha.v^2}{g.h_{tb}} = 2 . \frac{\frac{\alpha.v^2}{2g}}{h_{tb}} = 2 . \frac{\text{Động năng}}{\text{Thế năng}},$$

nên F_r còn gọi là thông số động năng. Dòng chảy càng xiết thì số F_r càng lớn.

$$\text{Với mặt cắt chữ nhật thì: } F_r = \frac{\alpha.v^2}{g.h}$$

Và khi dòng chảy ở trạng thái chảy phân giới thì:

$$h = h_k, v = v_k, F_r = 1, \text{ ta có: } h_k = \frac{\alpha.v_k^2}{g}$$

$$\text{Suy ra: } v_k = \sqrt{gh_k}$$

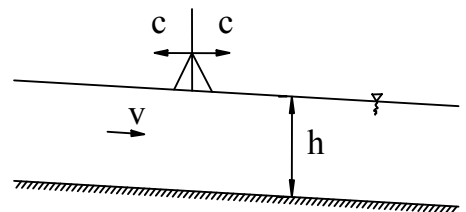
🚦 Sự truyền sóng:

Trong nước tĩnh, nếu ta gây một nhiễu loạn cục bộ thì trên mặt nước nổi sóng, sóng sẽ truyền đi theo mọi phương với vận tốc truyền sóng c ; còn khi gây nhiễu loạn trong dòng chảy có lưu tốc v . Có ba trường hợp:

✓ $v < c$: Sóng vừa truyền xuôi dòng với tốc độ $v+c$, vừa truyền ngược dòng với tốc độ $v-c$

✓ $v > c$: Sóng chỉ truyền xuôi dòng với tốc độ $v+c$.

✓ $v = c$: Sóng có mặt sau truyền xuôi dòng với tốc độ $v+c = 2c$, còn mặt trước không di chuyển, gọi là sóng đứng.



$$\text{Kênh chữ nhật : } c \approx \sqrt{gh}, v_k = c_k = \sqrt{gh_k}$$

Như vậy: Với một kích động trên dòng nước, nếu là dòng chảy êm thì sóng do kích động đó tạo ra có thể truyền mãi lên thượng lưu, nhưng nếu là dòng chảy xiết thì sóng ấy không thể truyền lên thượng lưu được, còn nếu dòng chảy ở trạng thái phân giới thì mặt trước của sóng không di chuyển ($c_k - v_k = 0$) và hình thành sóng đứng: Sóng đứng này được gọi là nước nhảy.

Tiêu chuẩn phân biệt trạng thái chảy:

Trạng thái chảy	Phân biệt theo			
	Độ sâu h	Lưu tốc v	$\frac{\partial \varepsilon}{\partial h}$	Số Fr
Êm	$> h_k$	$< c$	> 0	< 1
Phân giới	$= h_k$	$= c$	$= 0$	$= 1$
Xiết	$< h_k$	$> c$	< 0	> 1

§2.6 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI CHẬM, KHÔNG CÓ ÁP

Xét một dòng chảy thay đổi dần (chậm), ổn định không áp và tìm quy luật thay đổi của cao trình mặt nước, độ sâu dòng chảy dọc theo lòng kênh.

Từ năng lượng đơn vị của dòng chảy tại một mặt cắt bất kỳ :

$$E = \left(z + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right)$$

Ta có $\frac{dE}{dl} = \frac{d}{dl} \left(z + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) = -J$ (2.8)

Xem $\frac{p_a}{\gamma} = \text{const}$. Ta có 3 dạng sau:

Dạng 1: $-\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) + J$

Dạng 2: Thay $E = a + \varepsilon$ vào (2.8), ta có:

$$\frac{d\varepsilon}{dl} + \frac{da}{dl} = -J$$

$$\frac{d\varepsilon}{dl} = i - J \quad (\text{vì } \frac{da}{dl} = -i)$$

Dạng 3: Vì $\varepsilon = \varepsilon(h, l)$ và $h = h(l)$ nên ta có:

$$\frac{d\varepsilon}{dl} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial l} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial h} \cdot \frac{dh}{dl}$$

Trong đó: $\frac{\partial \varepsilon}{\partial l} = \frac{\partial}{\partial l} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l}$

Gần đúng, xem quy luật tổn thất của dòng chảy thay đổi dần cũng như dòng đều, do đó J

tính theo công thức Chezy: $J = \frac{Q^2}{K^2}$

Suy ra: $\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2} + \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l}}{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot B}$ (2.9)

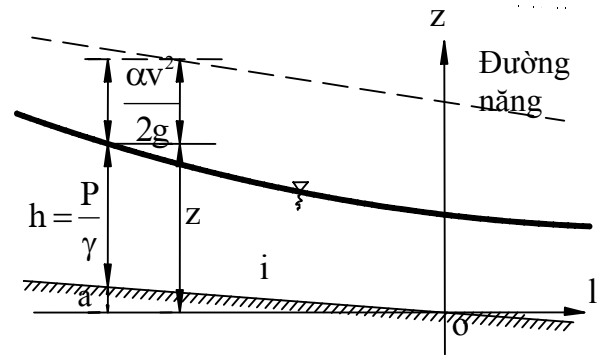
Biến đổi: $\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot \omega^3} \cdot \frac{c^2 R}{c^2 R} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{Q^2}{\omega^2 \cdot c^2 \cdot R} \cdot \frac{\alpha c^2 R}{g \cdot \omega} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{Q^2}{K^2} \cdot \frac{\alpha c^2}{g \cdot \chi} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l}$

Thay vào (2.9) ta được:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2} \left(1 - \frac{\alpha \cdot c^2}{g \cdot \chi} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}}$$
 (2.10)

Phương trình (2.9) & (2.10) là phương trình tổng quát đúng với mọi loại kênh.

Với kênh lằng trụ thì $\omega = \omega(h)$ nên $\frac{\partial \omega}{\partial l} = 0$ và phương trình (2.10) thành:



$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}} = \frac{i - J}{1 - Fr}$$

A. TÍNH KÊNH LÀNG TRỤ ($\omega = \text{const}$)

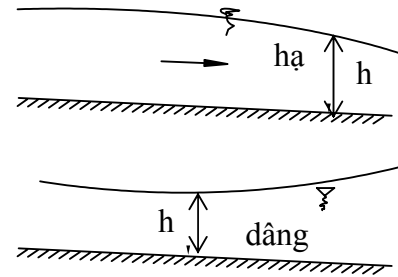
Trước hết xét định tính dạng đường mặt nước trong kênh lang trụ.

§2.7 CÁC DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH

I. Khái niệm chung:

Phương trình không đều thay đổi dần được viết dưới dạng:
$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3}} \quad (2.11)$$

Nếu đường mặt nước có: $\frac{dh}{dl} < 0$: Nước hạ
 $\frac{dh}{dl} > 0$: Nước dâng
 $\frac{dh}{dl} = 0$: Dòng đều



Vậy để xét dạng đường mặt nước, cần tìm chiều biến thiên của h theo l.

Để xác định dạng đường mặt nước trong kênh, ta biến đổi phương trình trên:

Lưu lượng Q luôn luôn có thể biểu thị bằng phương trình:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}$$

Với độ dốc i đã cho, ta cũng có thể tạo ra một dòng chảy đều với độ sâu là h_0 và các đại lượng ω_0, C_0, R_0 để có được biểu thức: $Q = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0 i}$

Tử số của (2.11): $A = i - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R} = i \left(1 - \frac{\omega_0^2 C_0^2 R_0}{\omega^2 C^2 R} \right) = i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right)$

Mẫu số của (2.11): $B = 1 - Fr$

Vậy theo Agrotxkin đề nghị:
$$\frac{dh}{dl} = \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - Fr} = \frac{A}{B}$$

Rurin đề nghị theo cách khác:
$$\frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3} = \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{1}{\frac{\omega^3}{B}} = \frac{N_k}{N}$$

Gọi $N = \frac{\omega^3}{B}$ là số kiểm tra, $N_k = \frac{\alpha Q^2}{g}$ là trị số phân giới của số kiểm tra.

Từ đó (2.11) có dạng:
$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \frac{N_k}{N}} \quad (2.12)$$

Trong đó: $A = i - J = i - \frac{K_0^2}{K^2}$

$$B = 1 - \frac{N_k}{N}$$

Dùng phương trình (2.12) để phân tích các dạng đường mặt nước

Như vậy dạng đường mặt nước dòng chảy không đều phụ thuộc vào quan hệ giữa ba độ sâu: độ sâu dòng chảy đều h_0 , độ sâu phân giới h_k , độ sâu dòng chảy không đều h .

Trên mặt cắt kẻ đường N-N (ứng độ sâu h_0), đường K-K (ứng độ sâu phân giới h_k). Hai đường này chia phần không gian trên đáy kênh ra làm 3 khu:

Phần trên cùng là khu a, phần giữa là khu b, phần dưới gọi là khu c.

Dùng chỉ số “0” chỉ các đặc trưng dòng đều, ví dụ $h_0, \omega_0, k_0, \dots$; còn h, ω, k chỉ dòng không đều

➤ Dấu của $A = i - J = i - \frac{Q^2}{K^2}$

Khi: $h = h_0$ thì $i = J$ nên $A = 0$

$h > h_0$ thì $i > J$ nên $A > 0$

$h < h_0$ thì $i < J$ nên $A < 0$

[Vi $Q = K_0 \sqrt{i} \rightarrow J = (\frac{K_0 \sqrt{i}}{K})^2 \rightarrow J = i (\frac{K_0}{K})^2$]

➤ Dấu của $B = 1 - Fr$

Khi $h = h_k \rightarrow Fr = 1 \rightarrow B = 0$

$h > h_k \rightarrow Fr < 1 \rightarrow B > 0$

$h < h_k \rightarrow Fr > 1 \rightarrow B < 0$

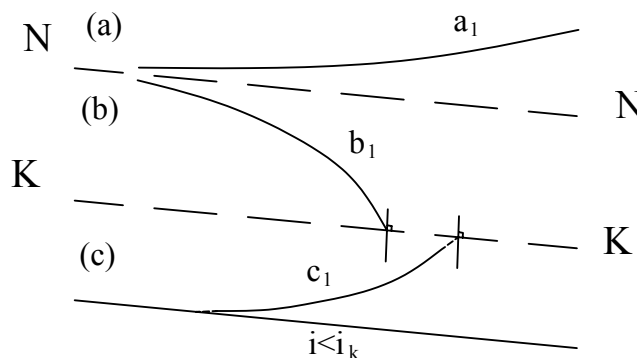
II. Cách xác định các dạng đường mặt nước

1. Kênh dốc thuận: $i > 0$

Ở đây ta sẽ có ba trường hợp cụ thể sau:

✓ **Trường hợp 1:** Lúc $i < i_k$ ($h_0 > h_k$) ta có vị trí các đường (N-N), (K-K) như hình vẽ:

* Trong khu (a): $h > h_0 > h_k$



Vi $h > h_0$ nên: $K > K_0 \Rightarrow 1 - \frac{K_0^2}{K^2} > 0$

và $N > N_k \Rightarrow 1 - \frac{N_k}{N} > 0$

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường a_1 . Đường a_1 có bề lõm quay lên trên.

Khi $h \rightarrow \infty$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow i$: Đường mặt nước tiến về nằm ngang vì khi chiều sâu tăng một lượng dh thì lòng dẫn hạ thấp một trị số là $dz = ids$, tức là đường mặt nước có xu thế tiến tới đường nằm ngang.

$h \rightarrow h_0$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow 0$ tức $ds \gg dh$: Nói cách khác ngược chiều dòng chảy, đường mặt nước nhận đường N-N làm tiệm cận.

Đường a_1 thường thấy khi trong kênh có dòng chảy êm ($h_0 > h_k$) và trên đó có vật chắn như đập tràn chẳng hạn.

* Trong khu (b): $h_0 > h > h_k$

Vì $h < h_0$ nên $K < K_0 \Rightarrow 1 - \frac{K_0^2}{K^2} < 0$

$h_0 > h > h_k$ nên $N_k < N < N_0 \Rightarrow 1 - \frac{N_k}{N} > 0$

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0 \rightarrow$ Có đường nước hạ, gọi là đường b_1 .

Khi $h \rightarrow h_k < h_0$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty$ tức cứ một thay đổi nhỏ của ds sẽ có độ giảm dh rất lớn:

Đường mặt nước gặp đường K-K sẽ tiếp tuyến vuông góc đường này.

$h \rightarrow h_0$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow 0$: Tiệm cận dòng đều N-N

Đường b_1 thường thấy khi trong kênh có dòng chảy êm mà ở phía cuối có bậc thẳng đứng hay dốc nước.

* Trong khu (c): $h_0 > h_k > h$

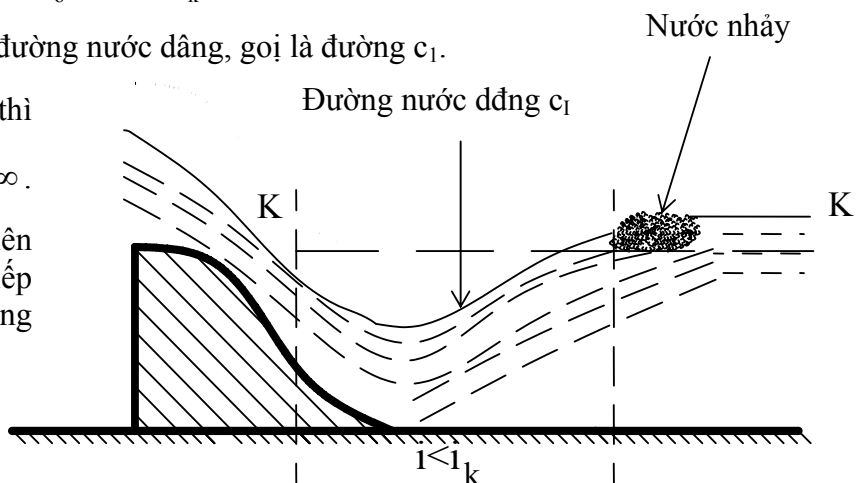
Vì $h_0 > h > h_k$ nên $K < K_k < K_0$ và $N < N_k$

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường c_1 .

Khi $h \rightarrow h_k$ thì

$N \rightarrow N_k$ nên $\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty$.

Đường mặt nước sẽ đi lên đột ngột và có xu thế tiếp tuyến với đường thẳng đứng.

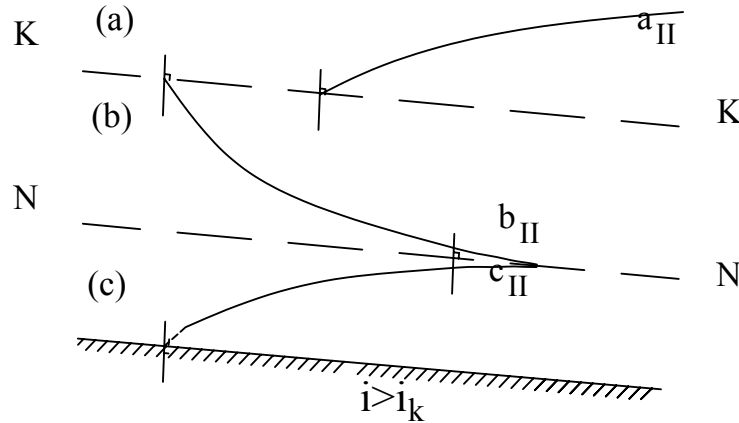


Đường c_1 thường thấy khi một dòng chảy xiết đi vào một đoạn kênh có $i < i_k$ như dòng chảy sau đập tràn hoặc chảy dưới cửa cống.

✓ **Trường hợp 2:** $i > i_k$ ($h_0 < h_k$)

Vị trí đường (N-N) và (K-K) như hình vẽ. Ta lần lượt xét cho các khu a, b, c

- Trong khu (a): $h > h_k > h_o$



Ta có: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường a_{II} .

Khi $h \rightarrow \infty$: Đường a_{II} tiến tới đường nằm ngang.

$h \rightarrow h_k$: Đường a_{II} tiếp tuyến thẳng góc với đường K-K.

- Trong khu (b): $h_k > h > h_o$

Ta có: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0 \rightarrow$ Có đường nước hạ, gọi là đường b_{II} .

Khi $h \rightarrow \infty$: Đường b_{II} tiến tới dòng chảy đều..

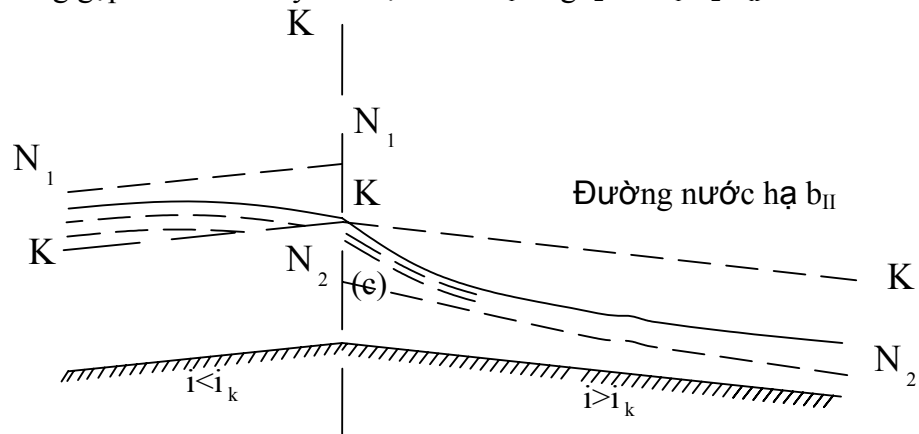
$h \rightarrow h_k$: Đường b_{II} tiếp tuyến thẳng góc với đường K-K.

- Trong khu (c): $h_k > h_o > h$

Ta có: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường c_{II} .

Khi $h \rightarrow h_o$: Đường c_{II} tiến tới đường N-N.

Đường c_{II} thường gặp lúc kênh thay đổi độ dốc từ i_1 sang i_2 với $i_1 > i_2 > i_k$



✓ Trường hợp 3: $i = i_k$ ($h_o = h_k$) Đường N-N & và K-K trùng nhau nên chỉ còn hai khu là (a) và (c).

- Trong khu (a): $h > h_o = h_k$

Ta có: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường a_{III} .

Đường a_{III} có thể thấy ở đoạn cuối kênh có $i = i_k$ khi trên kênh có vật chẵn hoặc khi kênh nổi vào một hồ chứa.

• **Trong khu (c):** $h < h_0 = h_k$

Ta có: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0 \rightarrow$ Có đường nước dâng, gọi là đường c_{III} .

Đường c_{III} thường gặp lúc kênh thay đổi độ dốc từ $i_1 > i_k$ sang $i_2 = i_k$.

2. Kênh đáy bằng: $i = 0$.

Lúc $i = 0$ sẽ không có chảy đều v ta để biết độ dốc càng nhỏ thì chiều sâu càng lớn. V thế nếu $i=0$ th $h_0 = \infty$ nín khng c h_0 , chỉ cn lại hai khu b vãn c. Nhớ rằng chảy đều chỉ có thể có được lúc dòng chảy chảy dưới tác dụng của trọng lực, nghĩa là cần có $i > 0$. Do đó, lúc $i = 0$ hay $i < 0$ th dòng chảy chảy được do một nguyên nhân khác chứ không phải do tác dụng của trọng lực.

V $A = i - \frac{Q^2}{K^2}$ mà $i = 0$ nên A luôn luôn là âm ($A < 0$). Vậy sự biến thiên của h chỉ phụ

thuộc vào dấu của $B = 1 - Fr$. Ta có hai trường hợp sau:

Trong khu (b): $h > h_k$ nín $B > 0$.

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0$

Đường mặt nước là đường nước hạ b_0 .

Lc $h \rightarrow \infty$ th $\frac{dh}{dl} \rightarrow 0$, đường b_0 tiến tới đường nằm ngang.

Cn lc $h \rightarrow h_k$ th $\frac{dh}{dl} \rightarrow -\infty$, đường mặt nước có tiếp tuyến tại (K-K) thẳng góc với đường

(K-K). Đường b_0 có dạng giống đường b_1 .

Trong khu (c): $h < h_k$ nín $B < 0$

Vậy : $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0$

Đường mặt nước là đường nước dâng c_0 .

Cn lc $h \rightarrow h_k$ th $\frac{dh}{dl} \rightarrow +\infty$, nhưng cũng như đường c_1 , đường c_0 mất liên tục khi tới gần

đường (K-K) do nước nhảy. Đường c_0 giống như đường c_1 .

3. Kênh dốc nghịch: $i < 0$

Cũng như lúc $i = 0$, ở đây không có độ sâu chảy đều, do đó cũng chỉ có hai khu (b) và (c).

V $A = i - \frac{Q^2}{K^2}$ lun lun đm ($A < 0$) nín $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B}$ luôn luôn ngược dấu với dấu của mẫu số B .

Ta có hai trường hợp:

Trong khu (b): $h > h_k$ nín $B > 0$

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0$. Đường mặt nước là đường nước hạ b' .

Đường b' có dạng giống như đường b_0 vãn b_1 .

Trong khu (c): $h < h_k$ nín $B < 0$

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0$, đường mặt nước là đường nước dâng c' .

Đường c' có dạng giống như đường c_0 và c_I . Trên đây là tất cả các loại đường mặt nước có thể có trong kênh lòng trụ lúc chảy không đều.

C thể tìm tất trong bảng sau:

Bảng tóm tắt các loại đường mặt nước trong kênh lòng trụ:

i		Loại đường mặt nước		
		Ổ khu a	Ổ khu b	Ổ khu c
i > 0	$i < i_k$	a_I	b_I	c_I
	$i > i_k$	a_{II}	b_{II}	c_{II}
	$i = i_k$	a_{III}	Khng c	c_{III}
i = 0		Khng c	b_0	c_0
i < 0		Khng c	b'	c'

Trong 12 loại đường này, 6 đường $a_I, b_I, c_I, a_{II}, b_{II}, c_{II}$ là cơ bản nhất, 6 đường còn lại có thể suy từ 6 đường kia.

Đường a_{III} và c_{III} là trung gian của đường a_I, a_{II} và c_I, c_{II} . Đường b_0 và b' giống như đường b_I . Đường c_0 và c' giống như đường c_I .

Qua 5 hình đó ta có thể rút ra các nhận xét sau:

1. Ổ khu (a) và (c) chỉ có thể là đường nước dâng.
2. Ổ khu (b) chỉ có thể là đường nước hạ.
3. Đường mặt nước chỉ tiến tới (tiệm cận với) đường (N-N) hoặc đường nằm ngang chứ không bao giờ tiệm cận với đường (K-K).
4. Đường mặt nước có xu thế cắt đường (K-K) chứ không bao giờ có xu thế cắt đường (N-N). Khi qua đường (K-K) thì đường mặt nước mất liên tục hoặc đổ ch.

§2.8 CÁCH TÍNH VÀ VẼ ĐƯỜNG MẶT NƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP CỘNG TRỰC TIẾP

Ở tiết trước ta chỉ mới xác định đường mặt nước về mặt định tính, nghĩa là chỉ xác định được tính chất và dạng của các loại đường mặt nước, chưa tính toán cụ thể.

Tiết này ta sẽ giải quyết vấn đề đó.

Từ phương trình $\frac{d\vartheta}{dl} = i - \bar{J} \rightarrow$

sai phân : $\frac{\Delta\vartheta}{\Delta l} = i - \bar{J}$ hay $\Delta l = \frac{\Delta\vartheta}{i - \bar{J}}$

Với \bar{J} là độ dốc thủy lực trung bình của đoạn Δl và $l = \sum_k \Delta l_k = \sum_k \frac{\Delta\vartheta_k}{i - \bar{J}_k}$

$$\Delta\vartheta_k = \vartheta_{k+1} - \vartheta_k = \left(h_{k+1} + \frac{\alpha \cdot v_{k+1}^2}{2g} \right) - \left(h_k + \frac{\alpha \cdot v_k^2}{2g} \right)$$

$$\bar{J} = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{\bar{v}^2}{c^2 \cdot R}$$

Các giá trị \bar{h} , $\bar{\omega}$, \bar{v} , \bar{R} , \bar{c} là các giá trị trung bình của h, ω, v, R, c ở hai đầu của đoạn đó.

III. Giải các bài toán thường gặp

Lúc tính kênh lòng trụ thường gặp ba bài toán sau:

1. Biết $Q, h_1, h_2 \rightarrow$ Tìm l_{1-2} ? \rightarrow Tính trực tiếp ngay l_{1-2}
2. Biết $Q, l_{1-2}, h_1 \rightarrow$ Tìm h_2 ? \rightarrow Tính đúng dần
3. Biết $l_{1-2}, h_1, h_2 \rightarrow$ Tìm Q ? \rightarrow Tính trực tiếp ngay Q

Th dụ 9-7: Kênh hình thang đáy ($i = 0$); $b = 12,0$ m; $m = 1,5$; $n = 0,025$, nối với một dốc cũng mặt cắt như trên nhưng độ dốc đáy $i = 0,04$ và $n = 0,017$. Cho biết lưu lượng $Q = 48,13 \text{ m}^3/\text{s}$. Yêu cầu vẽ đường mặt nước trên kênh, dốc và tính độ sâu tại hai mặt cắt cách chỗ thay đổi độ dốc về phía thượng lưu 800m và về phía hạ lưu 50m.

Giải:

Trước hết xác định loại đường mặt nước. Tính độ sâu phân giới chung cho hai đoạn, $h_k = 1,15\text{m}$, và độ sâu chảy đều trên dốc : $h_0 = 0,52\text{m}$.

Vậy đường mặt nước trên kênh là đường b_0 , cn trín dốc là đường b_{II} .

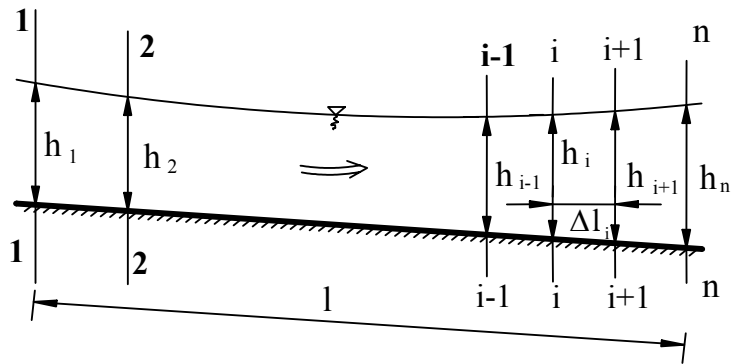
Tại chỗ đổi dốc: $h = h_k = 1,15\text{m}$.

Xuất phát từ điều kiện biên này, tính ngược lên cho kênh, và tính xuôi xuống cho dốc nước.

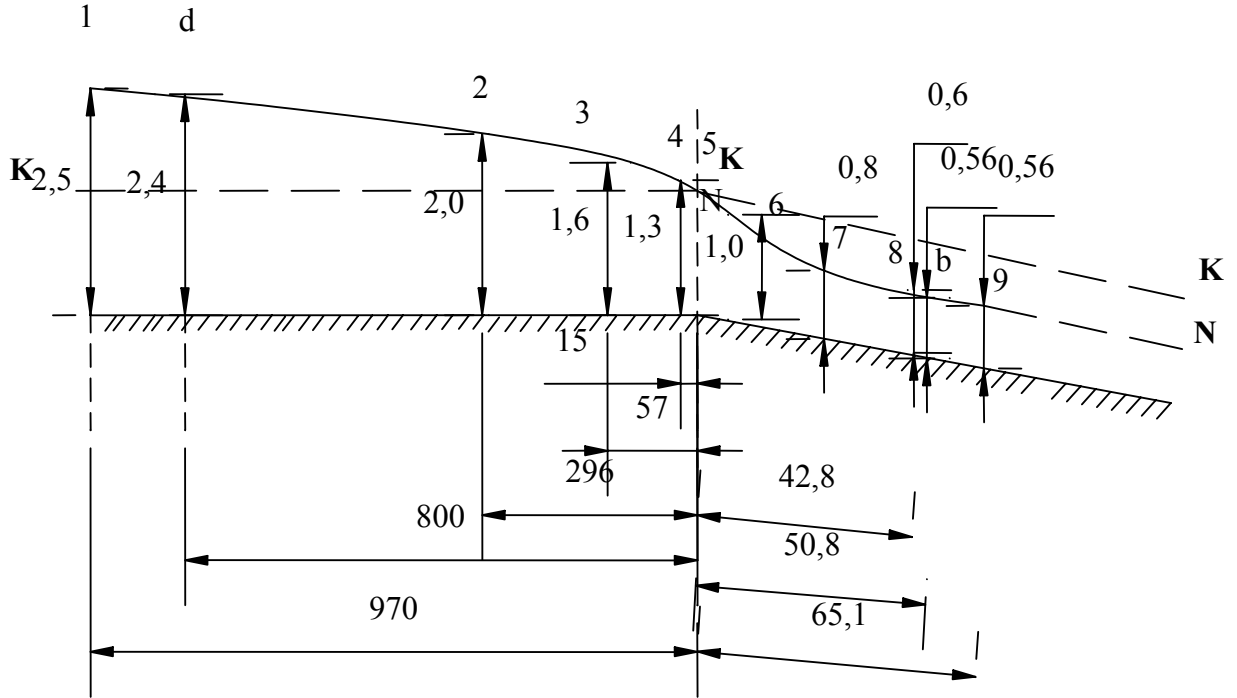
Trong bài này ta dùng phương pháp cộng trực tiếp để tính. Chia kênh ra nhiều đoạn nhỏ bởi các mặt cắt trung gian, đánh số 1, 2, 3,... như hình (9-37).

Để vẽ được mặt nước, tự cho độ sâu ở các mặt cắt được chia sao cho về định tính là hợp lý, xong tm khoảng cách tương ứng.

Dòng cng thức (9-35):



$$\Delta l_{1-2} = \frac{\Delta \mathfrak{E}_{1-2}}{i-j} = \frac{\left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right)}{i-j}$$



Trình tự văn kết quả tính toán trình bày ở bảng sau:

Lấy kết quả tính toán ở bảng 4 vẽ được đường mặt nước $h = h(l)$.

Theo hình vẽ ở bảng (4) ta có thể ước tính gần đúng độ sâu tại mặt cắt (a-a) cách chỗ đổi dốc 800m về phía thượng lưu và mặt cắt (b-b) cách chỗ đổi dốc 50m về phía hạ lưu là:

Tại đầu kênh (mặt cắt a-a) $h = 2,40\text{m}$

Tại chân dốc (mặt cắt b-b) $h = 0,59\text{m}$

BẢNG KẾT QUẢ TÍNH TOÁN
 Bảng trên: Tính cho đoạn kênh đáy nằm ngang $i=0$
 Bảng dưới: Tính cho đoạn dốc $i=0,040$

Số mặt cắt	h (m)	ω (m ²)	V (m/s)	$\frac{v^2}{2g}$ (m)	ϑ (m)	$\Delta \vartheta$ (m)	χ (m)	R (m)	$\frac{C}{\sqrt{R}}$ (m/s)	$J = \frac{v^2}{C^2 R}$ (10 ⁻³)	\bar{j} (10 ⁻³)	$i - \bar{j}$ (10 ⁻³)	Δl (m)	L = $\sum \Delta l$ (m)
5	$h_k=1,15$	15,8	3,06	0,525	1,675		16,14	0,98	39,43	6,0				0
4	1,30	18,1	2,66	0,399	1,699	-0,024	16,67	1,08	42,17	4,0	5,0	-5,0	5	5
3	1,60	23,0	2,09	0,246	1,846	-0,147	17,76	1,30	47,90	1,6	2,8	-2,8	52	57
2	2,00	30,0	1,61	0,115	2,115	-0,290	19,20	1,53	53,50	0,9	1,25	-1,25	239	296
1	2,50	39,4	1,22	0,084	2,582	-0,439	21,00	1,88	61,50	0,5	0,65	-0,65	674	270
5	$h_k=1,15$	15,8	3,06	0,525	1,675		16,14	0,98	58,06	2,8				0
6	1,00	13,5	3,57	0,715	1,715	0,040	15,6	0,855	53,26	4,5	3,65	36,4	1,1	1,1
7	0,80	10,55	4,57	1,17	1,97	0,255	14,88	0,70	47,33	9,2	6,95	33,05	7,7	8,8
8	0,60	7,74	6,23	2,17	2,77	0,800	14,16	0,545	40,43	23,7	16,45	23,55	34,0	42,8
9	0,56	7,2	6,70	2,50	3,06	0,290	14,02	0,513	38,45	30,3	27,0	13,0	22,3	65,1

B. TÍNH KÊNH KHÔNG LĂNG TRỤ

§2.9 TÍNH KÊNH KHÔNG LĂNG TRỤ TRONG TRƯỜNG HỢP CHUNG

Trong thực tế, so với kênh lăng trụ thì kênh không lăng trụ ít gặp hơn; nó thường gặp ở cửa vào ở các tràn xả lũ, cống lấy nước hồ chứa, ở những chỗ nối tiếp các công trình với nhau, ví dụ đoạn nối tiếp chỗ vào và ra của dốc nước, ... còn cả một kênh dài không lăng trụ thì rất ít gặp.

Để tính, vẫn dùng công thức $\frac{\Delta \vartheta}{\Delta l} = i - \bar{J}$ (2.14) và phải giải bằng đúng dần (chia từng đoạn ngắn).

Công thức (2.14) có dạng giống như phương trình viết cho kênh lăng trụ nhưng ở đây các yếu tố thủy lực là hàm số của cả h và l .

Câu hỏi:

1. Khi nào xuất hiện dòng chảy không đều trong kênh hở.
2. Năng lượng đơn vị của mặt cắt là gì. Quy luật biến thiên của nó dọc theo chiều dòng chảy?
3. Định nghĩa về độ sâu phân giới h_k
4. Cách xác định độ sâu phân giới:
5. Định nghĩa độ sâu phân giới và cách xác định.
6. Các cách phân biệt trạng thái chảy êm và chảy xiết.
7. Phương trình cơ bản của dòng chảy đều.
8. Phương trình vi phân cơ bản của dòng ổn định thay đổi chậm, không áp.
9. Các dạng đường mực nước trong kênh lăng trụ
10. Cách tính và vẽ đường mực nước trong kênh lăng trụ.
11. Cách tính và vẽ đường mực nước trong kênh không lăng trụ.
12. Năng lượng đơn vị của dòng chảy là một khái niệm rất quan trọng; vì sao ? Hãy vẽ họ đường biểu diễn của nó, khi cho lưu lượng tăng dần.
13. Hãy nhận xét về các dạng đường mực nước trong kênh; và cho biết ích lợi của việc vẽ đúng về định tính của các dạng đường mực nước ?
14. Trong cách vẽ định lượng đường mực nước (bằng phương pháp sai phân đơn giản – công trực tiếp), thông thường ta phải biết điều kiện ban đầu (đây là bài toán Cosi), hãy cho một vài bài toán cần vẽ đường mực nước, điều kiện ban đầu của nó và chỉ ra nên giả thiết cho trước về khoảng cách hay độ sâu dòng chảy để việc tính toán được đơn giản.

Bài tập:

1. Cho một kênh hình thang có $b=3m$, $m=1,5$; $n=0,025$, $i=0,002$; $Q=15m^3/s$. Tính độ dốc phân giới i_k và từ đó cho biết kênh này có độ sâu chảy đều lớn hay nhỏ hơn độ sâu phân giới.
2. Kênh hình thang có $b=1,5m$; $m=1$, $n=0,025$; $Q=1,8m^3/s$. Tính độ dốc đáy sao cho lưu tốc trong kênh bằng lưu tốc phân giới và tính lưu tốc đó.
3. Cho kênh hình thang, chiều rộng $b = 3 m$ mái dốc $m= 2$, có độ dốc $i = 0,0001$ dẫn lưu lượng $Q = 8 m^3/s$. Dựa vào số Froud để xem xét trạng thái chảy trong kênh là êm hay xiết ? Cho hệ số nhám $n = 0,03$.

5. Kênh hình thang có chiều rộng đáy là $b=6\text{m}$, hệ số mái $m=2$ có trạng thái chảy là êm hay xiết khi lưu lượng trong kênh và độ sâu chảy đều là $Q=45\text{m}^3/\text{s}$, $h_0=3\text{m}$.
6. Vẽ đường mực nước trên kênh hình thang tải lưu lượng $Q=80\text{m}^3/\text{s}$, có chiều rộng $b=10\text{m}$, $m=1,5$ chia làm 2 đoạn có độ dốc và độ nhám thay đổi : đoạn 1 có $n=0,02$, $i=0,0005$, đoạn 2 có $n=0,017$ và $i=0,005$.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lực T2, NXB Nông Nghiệp 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lực T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Frank M. White*, Fluid Mechanics, McGrawHill 2002.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
7. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
8. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
9. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>
<http://ebookee.com.cn>
<http://db.vista.gov.vn>
<http://dspace.mit.edu>
<http://ecourses.ou.edu>
<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 3

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH TRONG SÔNG THIÊN NHIÊN (Steady flow in River)

§3.1 ĐẶC ĐIỂM CHUNG VÀ CÁCH CHIA ĐOẠN

I. Đặc điểm

II. Cách chia đoạn

§3.2 PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA DÒNG CHẢY TRONG SÔNG.

§3.3 CÁCH XÁC ĐỊNH CÁC YẾU TỐ THUỶ LỰC CỦA MẶT CẮT VÀ ĐỘ NHÁM CỦA LÒNG SÔNG

§3.4 TÍNH TOÁN SÔNG CÓ BÃI VÀ ĐOẠN SÔNG RỄ NHÁNH

I. Tính đoạn sông có bãi

II. Tính đoạn sông rễ dòng

§3.1 ĐẶC ĐIỂM CHUNG VÀ CÁCH CHIA ĐOẠN.

I. Đặc điểm

Dòng chảy trong sông rất phức tạp vì không những lưu lượng trong sông thay đổi theo thời gian mà các yếu tố khác như: Q, ω, B, χ, n cũng thay đổi theo thời gian do dòng sông bị biến hình, bị xói lở, bị bồi lắng,...gây nên. Do đó lưu tốc trong sông v cũng luôn thay đổi theo thời gian và không gian.

Nhưng nói chung sự thay đổi theo thời gian ở trong sông không phải xảy ra đột ngột, nhanh chóng, mà rất chậm. Ở đây gần đúng xem dòng chảy là ổn định (vào mùa kiệt, ở các đoạn sông không ảnh hưởng thủy triều).

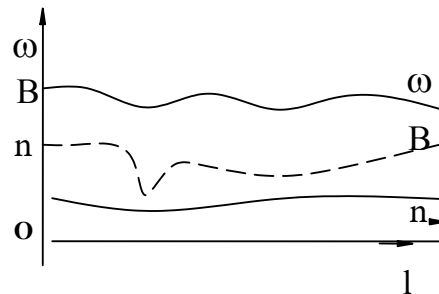
II. Cách chia đoạn

Do tính chất phức tạp như vậy, nên không thể giải trực tiếp các phương trình vi phân viết cho dòng chảy trong sông mà thường phải biến đổi thành phương trình sai phân để có thể ứng dụng các phương pháp số (phương pháp sai phân, phần tử hữu hạn, thể tích hữu hạn,...) để giải. Do đó vấn đề chia đoạn để giải là rất quan trọng.

Nguyên tắc chia đoạn

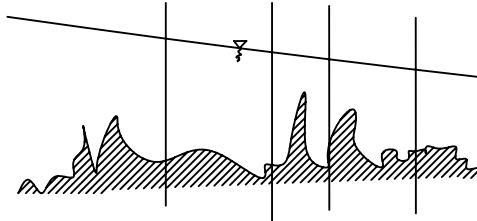
- ✓ Lưu lượng trong đoạn Q không thay đổi
- ✓ Mặt cắt của lòng sông ω thay đổi ít
- ✓ Trong mỗi đoạn nên có một độ dốc mặt nước i và một độ nhám n thống nhất.

Thường có thể dùng bản đồ địa hình để chia đoạn. Nhưng muốn chính xác, ta vẽ thêm các quan hệ $\omega, B, n = f(l)$ và vẽ đường mặt nước dọc theo sông.



§3.2 PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA DÒNG CHẢY TRONG SÔNG

Trong kênh máng nhân tạo do có độ dốc đáy i xác định ($i = \text{const}$) nên thường dùng phương trình cơ bản cho sự liên hệ giữa độ sâu dòng chảy h và chiều dài l , còn ở trong sông vì đáy sông nhấp nhô, lồi lõm, độ sâu h thay đổi phức tạp; nên người ta thường xét quan hệ giữa cao trình mặt nước z theo chiều dài l .



Từ phương trình năng lượng: $E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} + hw = \text{const}$, tính theo áp suất dư $\frac{p}{\gamma} = 0$

Lấy vi phân theo chiều dài l :

$$\frac{dz}{dl} + \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) + \frac{dhw}{dl} = 0$$

$$\Rightarrow -\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) + J \text{ với}$$

$$J = \frac{dh_w}{dl} = \frac{dh_d}{dl} + \frac{dh_c}{dl} = \frac{Q^2}{k^2} + \xi_c \cdot \frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \rightarrow -\frac{dz}{dl} = \frac{Q^2}{k^2} + \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) + \xi_c \cdot \frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \quad (3.1)$$

Đây là phương trình vi phân cơ bản của dòng chảy ổn định trong sông.

Ý nghĩa các số hạng của phương trình như sau

- (1) $\frac{dz}{dl}$: Biểu thị sự thay đổi của cao trình đường mặt nước trong sông, có thể âm hoặc dương.
- (2) $\frac{Q^2}{K^2}$: Biểu thị tổn thất dọc đường, luôn luôn dương.
- (3) $\frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right)$: Biểu thị sự thay đổi động năng trung bình do biến thiên lưu tốc, có thể âm hoặc dương.
- (4) $\xi_c \cdot \frac{d}{dl} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$ Biểu thị tổn thất cục bộ, luôn luôn dương (chú ý để $(4) > 0$ thì ξ_c có thể âm hoặc dương).

Để tính toán ta chuyển phương trình vi phân về phương trình sai phân.

$$(3.1) \rightarrow \Delta z = z_t - z_d = \frac{Q^2}{K^2} \cdot \Delta l + \alpha \left(\frac{v_d^2 - v_t^2}{2g} \right) \quad (3.2),$$

đối với dòng chảy trong sông thiên nhiên thường đơn giản cho $\xi_c = 0$.

Nếu bỏ qua cả số hạng biến đổi động năng do lưu tốc thay đổi $\frac{d}{dl}\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right)$ thì phương trình (3.2) thành:

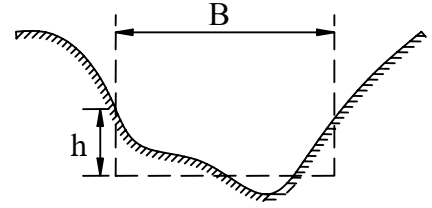
$$\Delta z = z_t - z_d = \frac{Q^2}{k^2} \cdot \Delta l \quad (3.3)$$

§3.3 CÁCH XÁC ĐỊNH CÁC YẾU TỐ THỦY LỰC CỦA MẶT CẮT VÀ ĐỘ NHÁM CỦA LÒNG SÔNG

Vì chiều rộng sông thường lớn hơn nhiều so với chiều sâu ($B \gg h$) nên để đơn giản thường lấy:

- Đối với sông rộng: $\chi = B \Rightarrow R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\omega}{B} = \bar{h}$

- Đối với sông hẹp: $\chi = B + 2\bar{h} \Rightarrow R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\omega}{B + 2\bar{h}}$



Việc lựa chọn độ nhám n là rất quan trọng, vì ảnh hưởng lớn đến kết quả tính toán. Ta thấy hệ số nhám n thay đổi dọc dòng chảy và cả ngay tại một mặt cắt. Ngoài ra n còn phụ thuộc vào cả mực nước, lưu lượng. Thông thường người ta tính ngược tìm n chứ không dùng n thực đo và người ta dùng công thức dòng chảy đều để tính n .

Nếu trường hợp không có tài liệu thực đo để tính n thì người ta có thể tra bảng để tìm n .

§3.4 TÍNH TOÁN SÔNG CÓ BÃI VÀ ĐOẠN SÔNG RỄ NHÁNH

I. Tính đoạn sông có bãi

Tại đoạn sông có bãi, vì mặt cắt phức tạp nên cần chia mặt cắt sông ra thành phần dòng chính và phần các bãi.

Để đơn giản một cách gần đúng, ta cho rằng phần lưu lượng chảy trên bãi là Q_b và lưu lượng chảy trong dòng chính Q_c là riêng biệt.

Ta có: $Q = Q_b + Q_c$

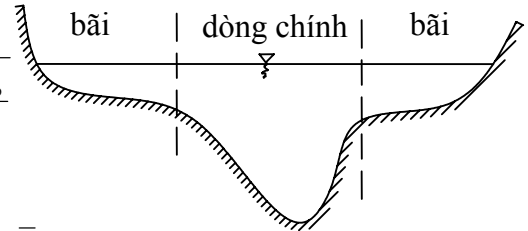
Viết phương trình (1) cho:

Dòng chảy chính: $\Delta z_c = \frac{Q_c^2}{\bar{k}_c^2} \cdot \Delta l_c \rightarrow Q_c = \bar{k}_c \sqrt{\frac{\Delta z_c}{\Delta l_c}}$

Dòng chảy trên bãi: $\Delta z_b = \frac{Q_b^2}{\bar{k}_b^2} \cdot \Delta l_b \rightarrow Q_b = \bar{k}_b \sqrt{\frac{\Delta z_b}{\Delta l_b}}$

Cho $\Delta z_b = \Delta z_c = \Delta z$, $\Delta l_b = \Delta l_c = \Delta l$

$Q = Q_c + Q_b = (\bar{k}_c + \bar{k}_b) \cdot \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l}} = \bar{k} \cdot \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l}}$ với $\bar{k} = \bar{k}_c + \bar{k}_b$. (3.4)



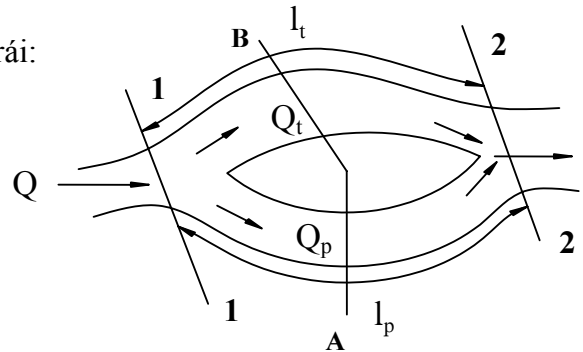
Do đó tính cho đoạn sông có bãi cũng như cho đoạn sông đơn, chỉ khác là phải tính \bar{k} theo (3.4).

II. Tính đoạn sông rẽ dòng

Xét đoạn sông rẽ dòng có hai nhánh phải và trái:

$Q = Q_t + Q_p$

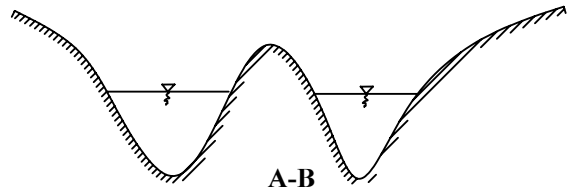
Mà:
$$\begin{cases} \Delta z_p = \frac{Q_p^2}{\bar{k}_p^2} \Delta l_p \\ \Delta z_t = \frac{Q_t^2}{\bar{k}_t^2} \Delta l_t \end{cases} \quad (3.5)$$



Nếu đoạn rẽ dòng không dài lắm, ta xem như chỉ có một đoạn (1-1) → (2-2)

Vậy: $\Delta z_p = \Delta z_t = \Delta z = z_1 - z_2$

Thay vào (3.5) được:
$$\begin{cases} Q_p = \bar{k}_p \cdot \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l_p}} \\ Q_t = \bar{k}_t \cdot \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l_t}} \end{cases}$$



$$\rightarrow Q = Q_p + Q_t = \left(\frac{\bar{k}_p}{\sqrt{\Delta l_p}} + \frac{\bar{k}_t}{\sqrt{\Delta l_t}} \right) \cdot \sqrt{\Delta z} = \bar{k} \cdot \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l_p}}$$
 với $\bar{k} = \bar{k}_p + \bar{k}_t \cdot \sqrt{\frac{\Delta l_p}{\Delta l_t}}$

Câu hỏi:

1. Nêu đặc điểm và cách chia đoạn trong sông thiên nhiên.
2. Phương trình cơ bản của dòng chảy trong sông.
3. Tính đoạn sông có bãi
4. Tính đoạn sông rẽ dòng
5. Trong sông thiên nhiên khi tính toán thường phải chia đoạn, vì sao ?
6. Sông thông thường có lòng sông và bãi sông; hãy cho biết tại sao trong tính toán người ta phải chia lòng sông và bãi sông và tính riêng lẻ chúng ?
7. Em hãy cho biết độ nhám lòng sông, tại một mặt cắt sông, thông thường thay đổi như thế nào ? Vì sao ?
8. Sông rẽ nhánh và sông chính có tiết diện dòng chảy như nhau, độ nhám như nhau; nhưng sông rẽ nhánh có chiều dài lớn hơn; thì sông nào có lưu lượng lớn hơn ? Vì sao ?

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lục T2, NXB Nông Nghiệp 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Frank M. White*, Fluid Mechanics, McGrawHill 2002.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
7. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
8. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
9. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookey.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbbooks.com>

The end

CHƯƠNG 4

NƯỚC NHẢY

§4.1 KHÁI NIỆM CHUNG

I. Khái niệm chung

II. Các dạng nước nhảy

1. Nước nhảy hoàn chỉnh
2. Nước nhảy dâng
3. Nước nhảy mặt
4. Nước nhảy sóng
5. Nước nhảy ngập

§4.2 LÝ LUẬN VỀ NƯỚC NHẢY HOÀN CHỈNH

I. Phương trình cơ bản:

II. Hàm số nước nhảy:

III. Cách xác định độ sâu liên hiệp trong kênh lắng trụ

1. Mặt cắt bất kỳ
2. Mặt cắt hình chữ nhật
3. Mặt cắt hình thang

IV. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy

V. Chiều dài nước nhảy và chiều dài đoạn sau nước nhảy

1. Chiều dài nước nhảy
2. Phương trình nước nhảy ngập
3. Độ dài của nước nhảy ngập $l_{n,ng}$
4. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập

§4.3 NƯỚC NHẢY NGẬP

I. Phương trình nước nhảy ngập

II. Độ dài của nước nhảy ngập $l_{n,ng}$

III. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập

§4.4 KHÁI NIỆM NƯỚC NHẢY KHÔNG GIAN, NHẢY TRONG KÊNH CÓ ĐỘ ĐỐC LỚN

CHƯƠNG 4

NƯỚC NHẢY
Hydraulic jump

§4.1 KHÁI NIỆM CHUNG

I. Khái niệm chung

Nước nhảy là sự mở rộng đột ngột của dòng chảy từ độ sâu nhỏ hơn độ sâu phân giới sang độ sâu lớn hơn độ sâu phân giới (h_k), đó là hình thức quá độ của dòng chảy từ trạng thái chảy xiết sang trạng thái chảy êm.

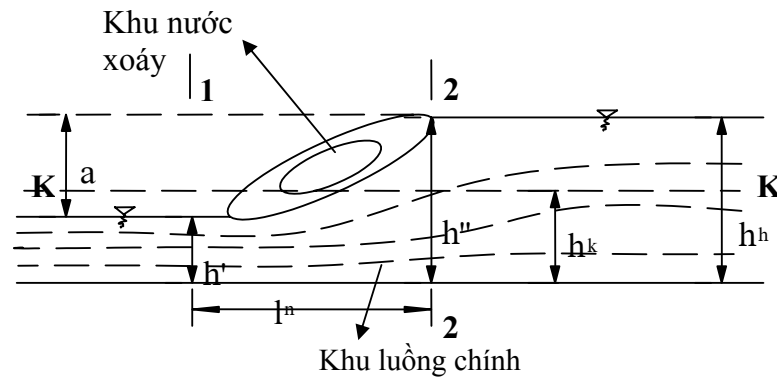
Nguyên nhân phát sinh nước nhảy có thể là: Dòng chảy không thể biến đổi dần chiều sâu từ bé hơn h_k sang lớn hơn h_k mà không có sự bổ sung năng lượng từ bên ngoài.

Nước nhảy gồm hai khu:

- Khu luồng chính chảy xuôi dòng, mở rộng đột ngột từ độ sâu $h' < h_k$ sang độ sâu $h'' > h_k$.
- Khu nước xoáy chuyển động ở trên mặt của khu luồng chính.

Ta có các khái niệm sau:

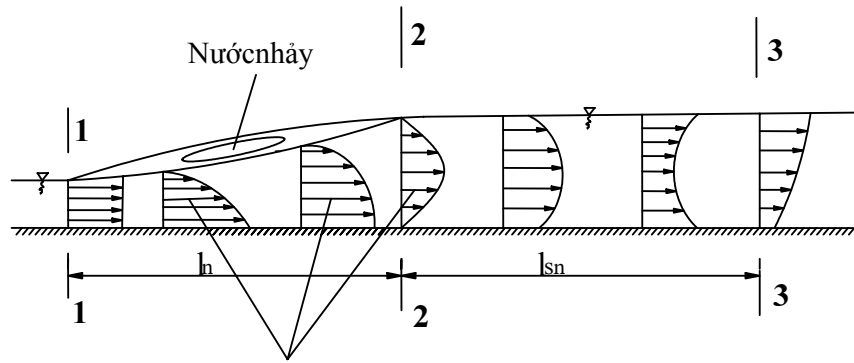
- l_n : Khoảng cách giữa hai mặt cắt ướm giới hạn khu nước xoáy, gọi là độ dài nước nhảy.
- Độ sâu h' , h'' gọi là độ sâu trước và độ sâu sau nước nhảy.
- Khoảng cách a của mặt tự do ở hai mặt cắt đó: $a = h'' - h'$ gọi là độ cao của nước nhảy.



Năng lượng của dòng chảy ΔE_{1-2} bị tiêu hao khá lớn ở phạm vi nước nhảy \rightarrow Tồn thất năng lượng trong phạm vi nước nhảy tập trung vào khu vực xung quanh mặt phân chia.

Tồn thất năng lượng khá lớn ở phạm vi nước nhảy là điều hấp dẫn những nhà nghiên cứu đi tìm những biện pháp lợi dụng nước nhảy để tiêu hao năng lượng thừa của dòng chảy xiết nhằm bảo vệ hạ lưu các công trình chống sự xói lở do dòng chảy có vận tốc và mạch động lớn gây ra.

. \rightarrow ứng dụng tiêu năng hạ lưu công trình.

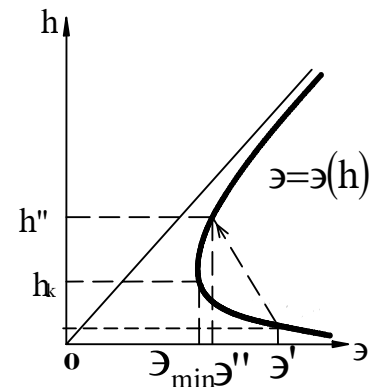


Biểu đồ phân bố lưu tốc phạm vi phân nước nhảy

Tổn thất năng lượng trong phạm vi nước nhảy có thể biểu thị:
 $\Delta E = E' - E'' = \varepsilon' - \varepsilon'' = \Delta \varepsilon$ (Với kênh hở có đáy bằng $i = 0$)

Giả sử dòng chảy xiết chuyển sang dòng chảy êm với sự biến đổi liên tục của chiều sâu từ h' qua h_k sang h'' . Ta thấy ε' giảm dần đến ε_{\min} rồi tăng lên ε'' . Điều này không thể có được vì không có năng lượng bổ sung để từ $\varepsilon_{\min} \rightarrow \varepsilon''$

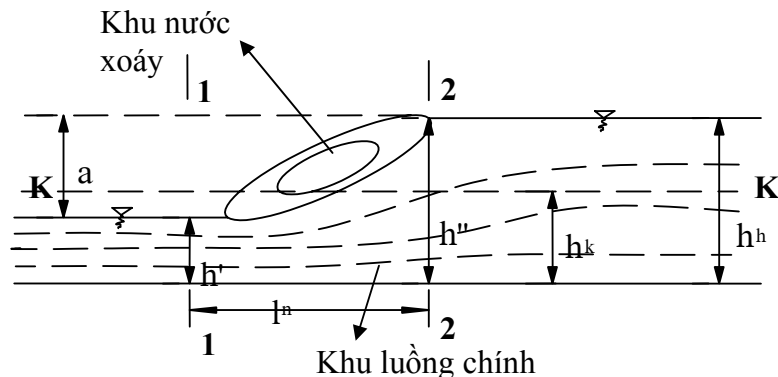
Như vậy dòng chảy xiết không thể từ từ chuyển sang trạng thái êm được mà con đường quá độ duy nhất là độ sâu phải nhảy vọt từ $h < h_k$ (có $\varepsilon' > \varepsilon_{\min}$) sang $h'' > h_k$ (có $\varepsilon_{\min} < \varepsilon'' < \varepsilon'$) tức phải qua hình thức nước nhảy.



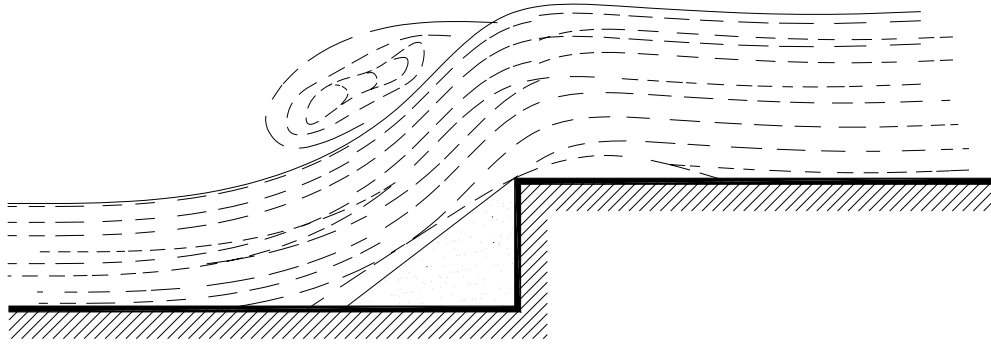
II. Các dạng nước nhảy

Tùy theo điều kiện biên của dòng chảy và tùy theo tỉ số những độ sâu trước và sau nước nhảy, ta quan sát thấy nhiều dạng nước nhảy khác nhau:

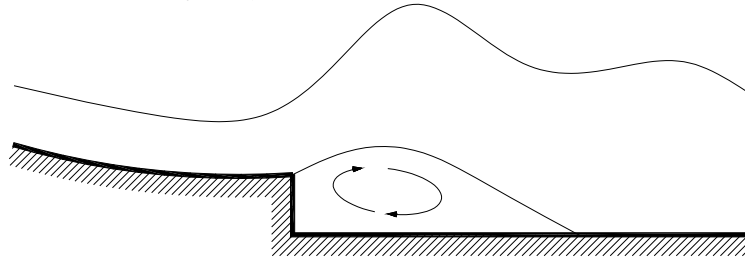
1. Nước nhảy hoàn chỉnh: Xảy ra ở những kênh có mặt cắt không đổi, độ dốc đáy không đổi, đáy bằng phẳng, độ nhám bình thường với tỷ số: $\frac{h''}{h'} \geq 2$. Nước nhảy hoàn chỉnh có lưu tốc ở đáy lớn.



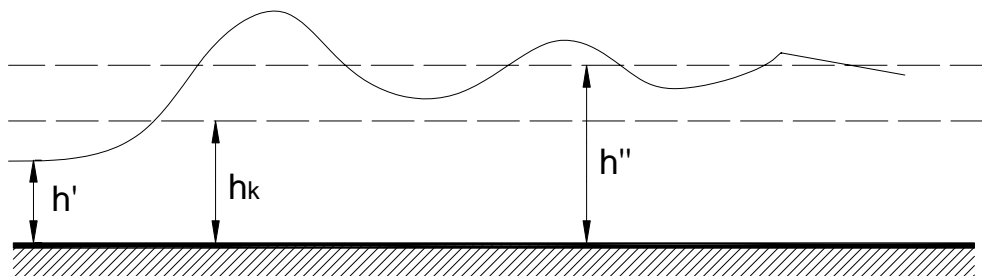
2. Nước nhảy dâng: Là một hình thức của nước nhảy hoàn chỉnh xảy ra khi có một vật chướng ngại đặt ngang đáy, làm dâng cao mực nước sau nước nhảy tạo nên khu nước xoáy mặt lớn hơn so với nước nhảy hoàn chỉnh, đồng thời tạo nên những khu nước xoáy nhỏ ở đáy.



3. Nước nhảy mặt: Xảy ra khi dòng chảy xiết từ một bậc thềm ở chân đập thoát ra để nối tiếp với dòng chảy êm; sự mở rộng đột ngột của dòng chảy có đặc điểm là khu nước xoáy hình thành ở dưới khu luồng chính, làm cho lưu tốc ở mặt tự do lớn (khác với nước nhảy hoàn chỉnh, vận tốc ở đáy lớn).



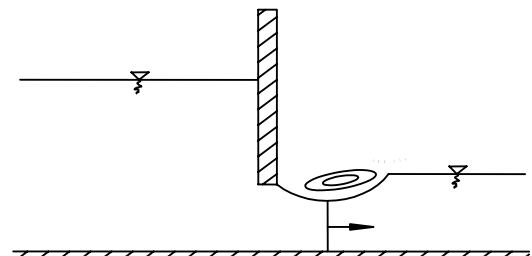
4. Nước nhảy sóng: Xảy ra khi độ chênh mực nước ở dòng chảy êm và chảy xiết tương đối nhỏ: $\frac{h''}{h'} < 2$



Dòng chảy trong phạm vi nước nhảy sóng không có khu nước xoáy, mặt tự do nhấp nhô có dạng sóng tắt dần.

5. Nước nhảy ngập: Nếu độ sâu trước nước nhảy h' bị ngập thì sẽ có nước nhảy ngập, nếu không bị ngập sẽ xuất hiện nước nhảy tự do.

Ngoài ra, người ta còn phân loại nước nhảy theo số Froud (Fr):



Nhảy ngập

Fr = 1 → 3 : Nước nhảy sóng

Fr = 3 → 6 : Nước nhảy yếu - Tiêu hao

năng lượng yếu

$Fr = 6 \rightarrow 20$: Nước nhảy dao động

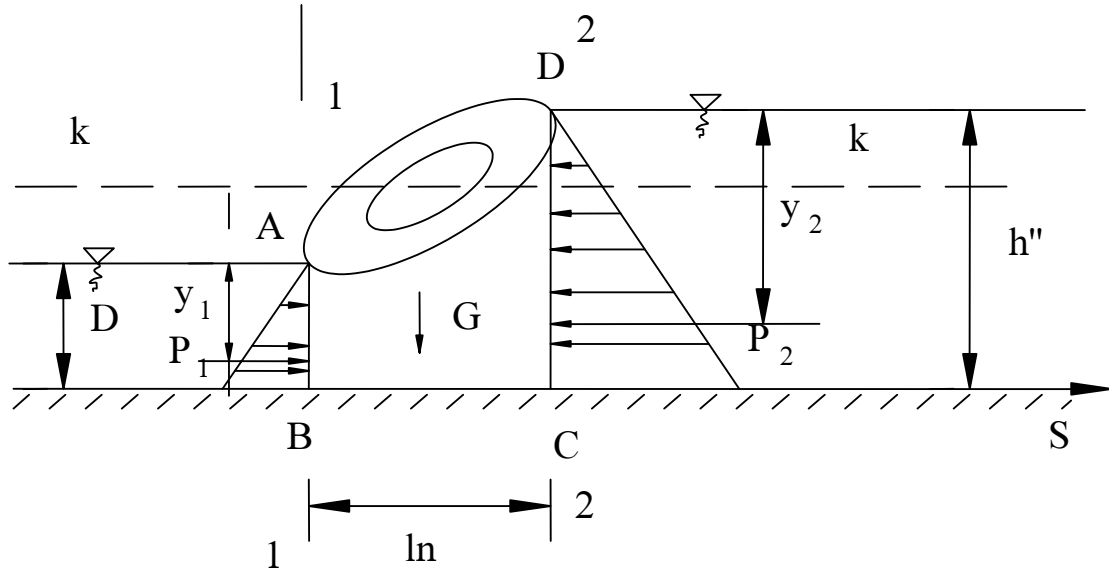
$Fr = 20 \rightarrow 80$: Nước nhảy ổn định - Tiêu hao năng lượng trong nước nhảy chiếm khoảng (45-70)% năng lượng trước nước nhảy.

$Fr > 80$: Nước nhảy mạnh - Tiêu hao năng lượng 85%

§4.2 LÝ LUẬN VỀ NƯỚC NHẢY HOÀN CHỈNH

I. Phương trình cơ bản:

Giả sử nước nhảy hoàn chỉnh xảy ra trong dòng chảy ổn định, ở kênh lăng trụ có độ dốc đáy rất nhỏ hoặc bằng không.



Viết phương trình động lượng cho khu nước nhảy (ABCD) với giả thiết :

- ✓ Tại mặt cắt (1-1) và (2-2) dòng chảy thay đổi dần → áp suất phân bố theo quy luật thủy tĩnh.
- ✓ Hệ số sửa chữa động lượng tại mặt cắt 1-1 và 2-2 bằng nhau $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_0 = \text{const}$
- ✓ Lực ma sát đáy trong phạm vi nước nhảy ≈ 0

Chiếu phương trình động lượng lên phương S:

$$\alpha_0 \cdot \rho \cdot Q(v_2 - v_1) = P_1 - P_2 + G_s + T_s \quad (4.1)$$

Trong đó : $P_1 = \gamma \cdot y_1 \cdot \omega_1$, $P_2 = \gamma \cdot y_2 \cdot \omega_2$, $G_s = 0$, $T_s = 0$

Với ω_1 , ω_2 là diện tích mặt cắt ướt (1-1) và (2-2); y_1 , y_2 là độ sâu trọng tâm của những mặt cắt đó.

$$\text{Từ (4.1)} \Rightarrow \alpha_0 \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot Q \left(\frac{Q}{\omega_2} - \frac{Q}{\omega_1} \right) = \gamma \cdot y_1 \cdot \omega_1 - \gamma \cdot y_2 \cdot \omega_2 \Rightarrow \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_1 \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_2 \cdot \omega_2 \quad (4.2)$$

(4.2) gọi là phương trình cơ bản của nước nhảy hoàn chỉnh.

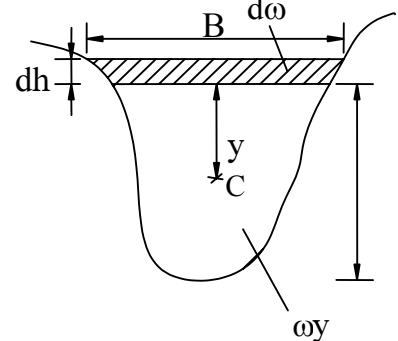
II. Hàm số nước nhảy:

Trong (4.2) đặt : $\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega} + y \cdot \omega = \theta(h)$, $\theta(h)$ gọi là hàm số

nước nhảy.

$$(4.2) \Rightarrow \theta(h') = \theta(h'') \quad (4.3)$$

Từ (4.3) ta thấy nếu có $h' \longleftrightarrow h''$



Và khi $\left\{ \begin{array}{l} h \rightarrow 0 \\ h \rightarrow \infty \end{array} \right\}$ thì $\left\{ \begin{array}{l} \theta(h) \rightarrow \infty \\ \theta(h) \rightarrow \infty \end{array} \right\} \rightarrow \exists \theta_{\min} \in [h = 0, h = \infty]$

$$\begin{aligned} \text{Để có } \theta_{\min} \rightarrow \frac{d\theta(h)}{dh} = 0 &\Leftrightarrow \frac{d}{dh} \left(\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega} + y\omega \right) = 0 \\ &\Leftrightarrow -\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega^2} \cdot \frac{d\omega}{dh} + \frac{d(y\omega)}{dh} = 0 \\ &\Leftrightarrow -\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega^2} \cdot B + \frac{d(y\omega)}{dh} = 0 \end{aligned} \quad (4.4)$$

(vì: $B = \frac{d\omega}{dh}$)

Biểu thức $y \cdot \omega$ là mômen tĩnh của ω đối với trục x-x.

Khi h tăng lên dh thì độ tăng của mômen tĩnh $d(y\omega)$ là:

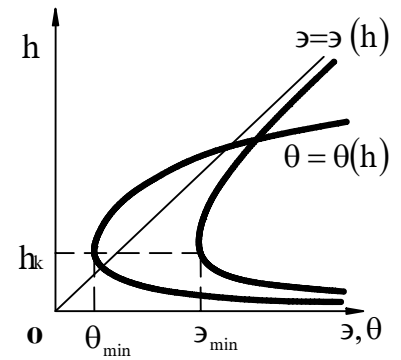
$$d(y\omega) = \left[(y + dh)\omega + \frac{1}{2} dh \cdot d\omega \right] - y\omega \approx \omega \cdot dh \quad (4.5)$$

$$\text{Vậy } \frac{d(y\omega)}{dh} = \omega \quad (4.6)$$

Thế (4.6) vào (4.4) có :

$$-\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega^2} \cdot B + \omega = 0 \rightarrow 1 - \frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\omega^3} = 0 \quad (4.7)$$

Từ (4.7) ta thấy $\frac{d\theta}{dh} = 0$ giống hệt $\frac{\partial \vartheta}{\partial h} = 0$ nên $h_k \rightarrow \begin{cases} \vartheta \rightarrow \vartheta_{\min} \\ \theta \rightarrow \theta_{\min} \end{cases}$



Từ hàm số nước nhảy $\theta(h)$ ta thấy có thể tìm h' khi biết h'' và ngược: $h' \leftrightarrow h''$ và $\Delta \vartheta = \vartheta' - \vartheta''$ (xem hình vẽ bên).

III. Cách xác định độ sâu liên hiệp trong kênh lắng trụ:

1. Mặt cắt bất kỳ: Ta có thể tìm độ sâu liên hiệp với độ sâu cho trước bằng cách tính đúng dần theo (4.2) hoặc bằng đồ thị

2. Mặt cắt hình chữ nhật: Từ (4.2) được:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2h_k}{h'} \right)^3} - 1 \right] \quad (4.8)$$

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2h_k}{h''} \right)^3} - 1 \right] \quad (4.9)$$

Hoặc:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha \cdot q^2}{g \cdot h'^3}} - 1 \right] \quad (4.8')$$

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g \cdot h''^3}} - 1 \right] \quad (4.9')$$

$$\text{Với } q = \frac{Q}{b}, h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}}$$

Nếu đặt: $\xi_k' = \frac{h'}{h_k}$ và $\xi_k'' = \frac{h''}{h_k}$. Quan hệ $\xi_k' \sim \xi_k''$ tra ở phụ lục (13-1)

3. Mặt cắt hình thang: $\xi_k' = \frac{1,2}{\xi_k''} - 0,2, \xi_k'' = \frac{6}{1 + 5\xi_k'}$ (4.10)

IV. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy

Nghiên cứu cấu tạo rối của dòng chảy có mạch động lớn ở nước nhảy, ta thấy rõ nước nhảy là một hình thức tiêu hao năng lượng lớn của dòng chảy.

Tổn thất năng lượng trong nước nhảy trên kênh đáy bằng (i=0) có thể tính bằng cách viết phương trình Bernoulli.

Từ phương trình Bernoulli $\rightarrow h_w = (h' + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2g}) - (h'' + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2g})$ (4.11)

Đối với mặt cắt chữ nhật thì:

$$\frac{\alpha v_1^2}{2g} = \frac{\alpha \cdot q^2}{2 \cdot g \cdot h'^2} = \frac{h_k^3}{2h'^2} = \frac{h''}{4h'} (h' + h'')$$

$$\frac{\alpha v_2^2}{2g} = \frac{\alpha \cdot q^2}{2 \cdot g \cdot h''^2} = \frac{h_k^3}{2h''^2} = \frac{h'}{4h''} (h' + h'')$$

Thay vào (4.11) và rút gọn ta được:

$$h_w = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = \frac{a^3}{4h'h''}$$
 (4.12)

Vậy: Tổn thất năng lượng trong nước nhảy tỉ lệ bậc 3 với độ cao nước nhảy.

V. Chiều dài nước nhảy và chiều dài đoạn sau nước nhảy:

Trong phạm vi nước nhảy có mạch động lớn về lưu tốc và áp suất làm tiêu hao rất lớn về năng lượng dòng chảy.

Sau nước nhảy, những mạch động đó vẫn còn và tắt dần trên một đoạn dài, cho tới khi trở lại trị số mạch động của dòng chảy rối bình thường. Độ dài trên đó mạch động tắt dần gọi là đoạn sau nước nhảy.

Độ dài l_n và l_{sn} có ý nghĩa quan trọng trong việc xác định kích thước những công trình tiêu năng và gia cố hạ lưu.

*** Chiều dài nước nhảy**

Chiều dài nước nhảy được xác định bằng nhiều công thức kinh nghiệm. Sau đây là một số công thức thường được dùng:

Đối với kênh chữ nhật:

Công thức Pavolópски: $l_n = 2,5(1,9h'' - h')$ (4.13)

Công thức Tréctouxốp: $l_n = 10,3h' (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}$ (4.14)

Công thức Saphoranét: $l_n = 4,5h''$ (4.15)

Công thức Picalóp: $l_n = 4h' (\sqrt{1 + 2Fr_1})$ (4.16)

Những công thức trên được tìm ra với những thí nghiệm tiến hành trong phạm vi $Fr_1 > 10$.

Công thức O. M. Aivadian

$$l_n = \frac{8(10 + \sqrt{Fr_1})}{Fr_1} \cdot \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} \quad (4.17)$$

Công thức trên dùng cho $3 < Fr_1 < 400$

Công thức lý thuyết của M. A. Mikhalép:

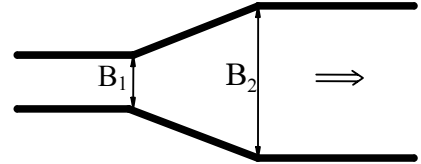
$$l_n = 2,3a_0 \lg \frac{(a_0 + h'')(a_0 - h')}{(a_0 - h'')(a_0 + h')} \quad (4.18)$$

Với $a_0 = h'(\sqrt{1 + 2Fr_1})$

Đối với kênh hình thang:

+ Độ dài nước nhảy thường được xác định bởi công thức:

$$l_n = 5h'' \left(1 + 4 \sqrt{\frac{B_2 - B_1}{B_1}} \right) \quad (4.19)$$



Trong đó B_1 và B_2 là bề rộng trên mặt thoáng của những mặt cắt ướt trước và sau nước nhảy.

+ Độ dài đoạn sau nước nhảy l_{sn} , thường tính từ mặt cắt sau nước nhảy đến mặt cắt ở đó mạch động lưu tốc có những trị số thường thấy ở dòng chảy đều.

Sau đây là một số công thức kinh nghiệm về l_{sn} :

$$\text{Công thức Virdogô: } l_{sn} = \frac{0,4}{n} \cdot h_h \quad (4.20)$$

Trong đó n - hệ số nhám.

h_h - độ sâu thường ngày ở hạ lưu.

Với đáy bê tông, $n = 0,014$, công thức (4.20) viết thành:

$$l_{sn} = 28,6h_h \quad (4.21)$$

Công thức Trécôuxôp: $l_{sn} = (2,5 \div 3)l_n$. (4.22)

Công thức Cumin: $l_{sn} = 32,5h_h - l_n$. (4.23)

Những công thức nói trên về độ dài sau nước nhảy đều dùng với những đáy kênh không bị xói.

Thí dụ:

Tìm độ sâu liên hiệp của nước nhảy trong kênh chữ nhật, biết độ sâu trước nước nhảy $h' = 0,70\text{m}$; lưu lượng $Q = 36\text{m}^3/\text{s}$, bề rộng kênh $b = 10\text{m}$. Tính tổn thất năng lượng trong nước nhảy, độ dài nước nhảy.

Giải :

Ta tính h'' theo (4.8):

$$\text{Có } \frac{\alpha q^2}{gh'^3} = \frac{\alpha Q^2}{gb^2 \cdot h'^3} = \frac{1,1 \cdot 36^2}{9,81 \cdot 10^2 \cdot 0,70^3} = 4,2$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot \frac{\alpha q^2}{gh'^3}} - 1 \right) = \frac{0,7}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 4,2} - 1) = 1,7\text{m}$$

Tổn thất năng lượng trong nước nhảy tính theo (4.12):

$$h_w = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = \frac{(1,7 - 0,7)^3}{4 \cdot 1,7 \cdot 0,7} = 0,21\text{m}.$$

Năng lượng đơn vị trước nước nhảy:

$$E = h' + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = 0,7 + \frac{1,1.3,6^2}{2.9,81.0,7^2} = 2,02\text{m.}$$

Ta thấy tổn thất qua nước nhảy bằng $\frac{0,21}{2,02} \approx 0,1$ năng lượng trước nước nhảy.

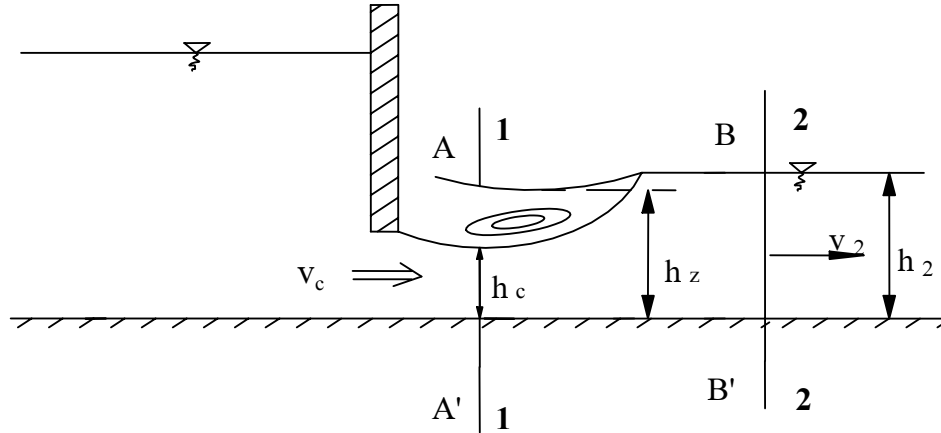
Chiều dài nước nhảy, tính theo (4.17), (vì $Fr_1 = 4,2 > 3$).

$$l_n = \frac{8(10 + \sqrt{4,2})}{4,2} \cdot \frac{(1,7 - 0,7)^3}{4.1,7.0,7} = 4,82\text{m}$$

§4.3 NƯỚC NHẢY NGẬP

I. Phương trình nước nhảy ngập:

Xét trường hợp nước nhảy ngập sinh ra khi dòng chảy chảy ra dưới cửa cống phẳng. Gọi h_c là độ sâu co hẹp của luồng chảy ra khỏi cửa cống và là độ sâu trước nước nhảy hoàn chỉnh, h_z là độ sâu của mặt cắt co hẹp đã bị ngập, h_h là độ sâu của hạ lưu tức độ sâu sau nước nhảy ngập. Giả thiết rằng áp suất tại mặt cắt co hẹp phân bố theo quy luật thủy tĩnh và lực ma sát đáy không đáng kể.



Viết phương trình động lượng đoạn [AA' - BB']

$$\rho \cdot \alpha_{02} \cdot q \cdot v_2 - \rho \cdot \alpha_{01} \cdot q \cdot v_c = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_z^2 - \frac{1}{2} \gamma \cdot h_c^2 \quad (\text{xem } \alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_0) \quad (4.24)$$

Viết lại (4.24): $\frac{\gamma \cdot \alpha_0}{g h_h} q^2 - \frac{\gamma \cdot \alpha_0}{g h_c} q^2 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h_z^2 - \frac{1}{2} \gamma \cdot h_c^2$ (xem $\alpha_0 \approx \alpha$)

Viết được: $\frac{h_k^3}{h_h} - \frac{h_k^3}{h_c} = \frac{1}{2} h_z^2 - \frac{1}{2} h_c^2 \Rightarrow \frac{h_k^3}{h_c^3} \cdot \frac{h_c}{h_h} - \frac{h_k^3}{h_c^3} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_z^2}{h_c^2} - \frac{1}{2} \frac{h_h^2}{h_c^2}$ (4.25)

Đặt : $S = \frac{h_h}{h_c}$, $K = \frac{h_z}{h_c}$, với chú ý $Fr_c = \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3$ thì phương trình (4.25) viết được:

$$K^2 = S^2 - 2 \cdot Fr_c \left(1 - \frac{1}{S} \right) \quad (4.26)$$

(4.26) là công thức nước nhảy ngập trong bài toán phẳng.

Khi cho $K=1$ tức $h_z = h_c = h'$ ta sẽ có $S = 0,5(\sqrt{1+8Fr_c} - 1)$ tức

$h_h = 0,5h_c(\sqrt{1+8Fr_c} - 1) \rightarrow$ tức là trở lại công thức để tìm độ sâu liên hiệp $h_2 = h_h$ của nước nhảy tự do, hoàn chỉnh. Vậy phương trình của nước nhảy tự do là trường hợp riêng của nước nhảy ngập.

II. Độ dài của nước nhảy ngập $l_{n.ng}$:

Có thể dùng các công thức sau:

- ✓ Công thức J.smêta: $l_{n.ng} = 6(h_h - h_c) = 6(h_2 - h_c)$
- ✓ Công thức kinh nghiệm của A.N.Rakhomanôp:

- Với $\frac{h_2}{h_c} < 12,5 \rightarrow l_{n.ng} = 6,5.(h_2 - 1,3.h_c)$
- $\frac{h_2}{h_c} > 12,5 \rightarrow l_{n.ng} = 3,5.(h_2 + 8,3.h_c)$

III. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập

Viết phương trình Bernoulli cho mặt cắt (1-1) và (2-2)

$$\text{Ta có: } h_w = \left(h_z + \frac{v_c^2}{2g} \right) - \left(h_h + \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

$$\text{Đặt } S = \frac{h_h}{h_c}, \text{ nếu lấy } K=1 \text{ và biến đổi: } \frac{h_w}{h_c} = \frac{(S-1)^3}{4.S} = \frac{(h_c^3 - h^3_c)}{4.h_c.h_c}$$

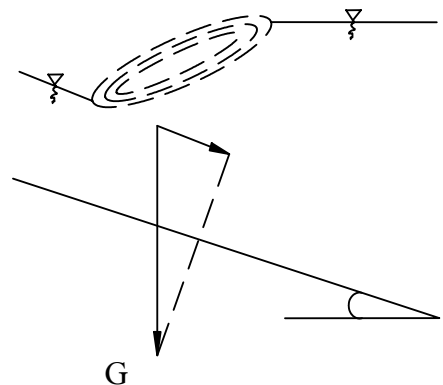
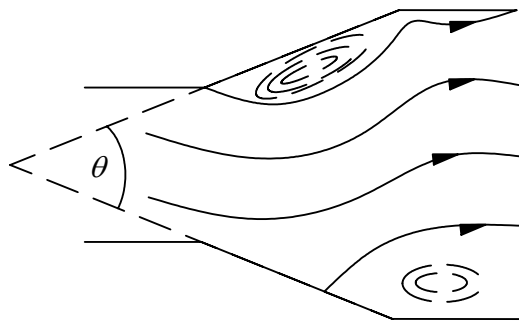
§4.4 KHÁI NIỆM NƯỚC NHẢY KHÔNG GIAN, NHẢY TRONG KÊNH CÓ ĐỘ DỐC LỚN

• **NƯỚC NHẢY KHÔNG GIAN**

Ta vừa nghiên cứu những dạng nước nhảy trong kênh lăng trụ và trường hợp riêng là trong kênh chữ nhật (bài toán phẳng). Khi kênh không phải là lăng trụ, sự nối tiếp giữa dòng chảy xiết và dòng êm xảy ra trong điều kiện không gian.

Trong điều kiện bài toán không gian, hình thức nối tiếp phức tạp hơn trong điều kiện bài toán phẳng. Dạng nước nhảy hoàn chỉnh có thể quan sát thấy ở kênh có mặt cắt hình chữ nhật, mở rộng với góc θ nhỏ ($\theta \leq 13^\circ$). Với $\theta > 13^\circ$ dòng chảy bị lệch về một phía và xuất hiện những khu nước xoáy bên, hình thức chuyển động này thường được gọi là dòng xiên. Còn ở kênh mở rộng đột ngột, nói chung không thấy xuất hiện hình thức nước nhảy hoàn chỉnh, tự do, đối xứng đối với trục lòng kênh mà thường thường dòng chảy xiết nối tiếp với dòng chảy êm dưới dạng lòng xiên.

Nên chọn $\theta \leq 13^\circ \rightarrow$ không tồn tại khu xoáy bên



• **NƯỚC NHẢY TRONG KÊNH CÓ ĐỘ DỐC LỚN**

Đối với kênh có độ dốc i lớn, việc tính toán nước nhảy trở nên phức tạp hơn rất nhiều; do có sự hiện diện của thành phần trọng lượng G_T của khối chất lỏng tác động lên phương dòng chảy (chúng ta không xét trường hợp này ở đây).

Câu hỏi:

1. Khái niệm chung về nước nhảy.
2. Các dạng nước nhảy
3. Phương trình cơ bản về nước nhảy hoàn chỉnh.
4. Hàm số nước nhảy:
5. Cách xác định độ sâu liên hiệp trong kênh lăng trụ
6. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy
7. Chiều dài nước nhảy và chiều dài đoạn sau nước nhảy
8. Phương trình nước nhảy ngập
9. Độ dài của nước nhảy ngập $l_{n,ng}$
10. Tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập
11. Khái niệm nước nhảy không gian, nhảy trong kênh có độ dốc lớn.
12. Khi tính toán tiêu năng bằng bể (khi xảy ra nước nhảy xa), nếu bài toán thực sự là nước nhảy không gian, nhưng nếu ta tính theo bài toán phẳng thì kết quả thế nào ?

xét về sự tiêu hao năng lượng do nước nhảy ngập trong bể sẽ tốt hơn hay xấu hơn ?

13. Hãy vẽ đồ thị đường cong năng lượng đơn vị và hàm số nước nhảy, hãy nhận xét những điểm giống nhau và khác nhau của chúng, nêu các áp dụng dựa trên đồ thị của chúng ?
14. Hãy nhận xét về đồ phân bố lưu tốc trong nước nhảy ?

Bài tập.

1. Xác định vị trí nước nhảy sau đập tràn đi vào kênh chữ nhật có $i=0$, $b=10\text{m}$, $n=0,017$, $h=3,6\text{m}$ với lưu lượng $Q=80\text{m}^3/\text{s}$. Biết chiều sâu tại mặt cắt co hẹp $h_c=0,7\text{m}$.

2- Kênh chữ nhật $b=10\text{m}$; $Q=20\text{m}^3/\text{s}$; $n=0,014$. Đoạn trên có $i_1=0,047$, có độ sâu chảy đều $h_{01}=0,29\text{m}$. Đoạn dưới có $i_2=0,00076$ có độ sâu chảy đều $h_{02}=1,09$. Hai đoạn nối với nhau tại mặt cắt C-C. Xác định hình thức nối tiếp tại khu thay đổi độ dốc. Vẽ đường mực nước trên và dưới mặt cắt C-C. Phía thượng lưu coi như xa vô tận và không chịu ảnh hưởng của công trình khác.

3. Nước chảy ra khỏi cống có độ sâu tại mặt cắt co hẹp là $h=0,5\text{m}$. Lưu lượng đơn vị $q=4,5\text{m}^3/\text{sm}$.

a. Tính độ sâu liên hiệp với h_c .

b. Kênh hạ lưu cống ở trạng thái chảy đều với độ sâu $h_1=3,5\text{m}$ kiểm tra trạng thái nhảy (hoàn chỉnh hay ngập). Nếu là nhảy ngập tìm h_z

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam* & al., Thủy lục T2, T2, NXB Nong Nghiep 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T2, NXB Xây Dung 2002.
3. *Frank M. White*, Fluid Mechanics, McGrawHill 2002.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 20066.
7. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
8. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
9. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookee.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 5

ĐẬP TRÀN

§5.1 KHÁI NIỆM CHUNG

I. Định nghĩa- Tên gọi - Kí hiệu

II. Phân loại

1. Đập tràn thành mỏng
2. Đập tràn có mặt cắt thực dụng
3. Đập tràn đỉnh rộng

A. ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG

§5.2 ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG, CỬA CHỮ NHẬT

I. Các dạng chảy không ngập

II. Hình dạng làn nước tràn của đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn

III. Công thức tính Q qua đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn

IV. Ảnh hưởng co hẹp bên

V. Chảy ngập

§5.3 ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG, CỬA TAM GIÁC VÀ HÌNH THANG

I. Đập cửa tam giác

II. Đập cửa hình thang

B. ĐẬP TRÀN THỰC DỤNG

§5.4 ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA ĐẬP TRÀN CÓ MẶT CẮT THỰC DỤNG

I. Hình dạng mặt cắt

1. Mặt cắt đa giác
2. Mặt cắt hình cong

II. Công thức tính lưu lượng

III. Điều kiện chảy ngập

IV. Ảnh hưởng co hẹp bên

§5.5 CẤU TẠO MẶT CẮT VÀ HỆ SỐ LƯU LƯỢNG CỦA CÁC LOẠI ĐẬP CÓ MẶT CẮT THỰC DỤNG

I. Đập hình cong có chân không

II. Các bài toán về đập có mặt cắt thực dụng

C - ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG $(2 \div 3)H < \delta < (8 \div 10)H$

§ 5.6 HÌNH DẠNG DÒNG CHẢY TRÊN ĐỈNH ĐẬP

I. Sự biến đổi của hình dạng dòng chảy khi chiều dày đỉnh đập thay đổi.

II. Ảnh hưởng của mực nước hạ lưu đến dòng chảy trên đỉnh đập

§ 5.7 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CHẢY KHÔNG NGẬP

I. Công thức cơ bản

II. Cách xác định chiều sâu h và hệ số lưu lượng m

§5.8 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CHẢY NGẬP

I. Chỉ tiêu ngập

II. Công thức tính đập tràn chảy ngập

§5.9 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CỬA KHÔNG PHẢI CHỮ NHẬT

I. Trường hợp chảy không ngập

II. Trường hợp chảy ngập

§5.10 CÁC BÀI TOÁN VỀ ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG

§5.11 TÍNH THUYẾT LỰC CỐNG DÀI CHẢY KHÔNG ÁP

CHƯƠNG 5

ĐẬP TRÀN
Weirs and Spillways

§5.1 KHÁI NIỆM CHUNG

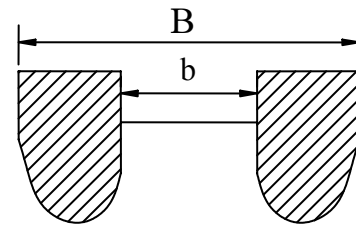
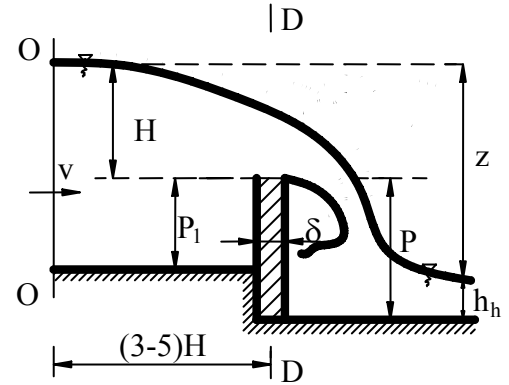
I. Định nghĩa- Tên gọi - Kí hiệu

Vật kiến trúc ngăn dòng chảy không áp, làm cho dòng chảy đó chảy tràn qua đỉnh gọi là đập tràn.

Đập tràn là một trong những bộ phận chủ yếu của nhiều công trình thủy lợi: Phần tràn nước tháo lũ của hồ chứa, đập ngăn sông dâng nước, một số loại cống,...

Ta thống nhất các tên gọi và kí hiệu cho các đại lượng đặc trưng của đập tràn như sau:

- Chiều rộng đập tràn, ký hiệu b là chiều dài đoạn tràn nước.
- Chiều cao của đập so với đáy kênh hoặc sông thượng lưu, ký hiệu P_1 .
- Chiều cao của đập so với đáy hạ lưu, ký hiệu P
- Chiều dày đỉnh đập, ký hiệu δ .
- Cột nước tràn H , là chiều cao mặt nước thượng lưu so với đỉnh đập, chiều cao này đo tại mặt cắt (0-0) cách xa đỉnh đập $(3-5)H$ về phía thượng lưu.
- Chiều sâu hạ lưu, ký hiệu h_h
- Độ ngập hạ lưu, ký hiệu h_n , là chiều sâu mặt nước từ hạ lưu đến đỉnh đập.



Mặt cắt D-D
(Hình1)

II. Phân loại

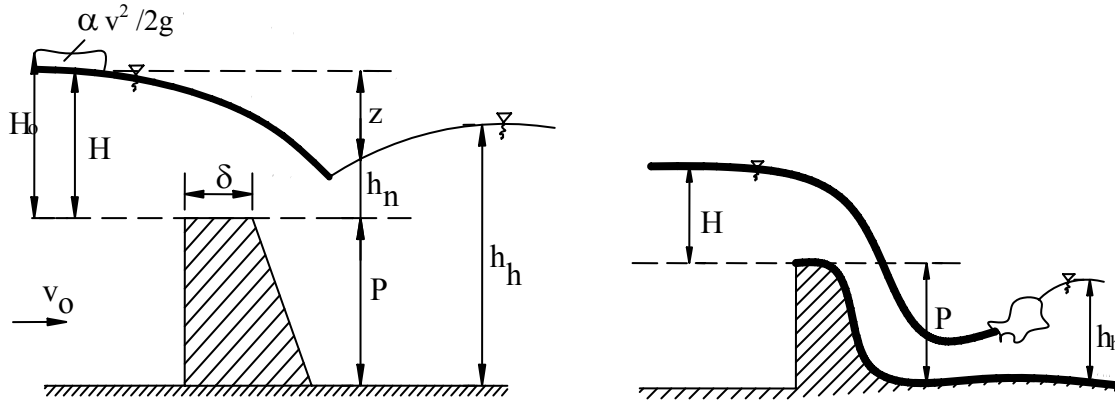
Phân loại theo chiều dày đỉnh đập và hình dạng mặt cắt ngang

1. Đập tràn thành mỏng: $\delta < 0.67 * H$ (Hình1)

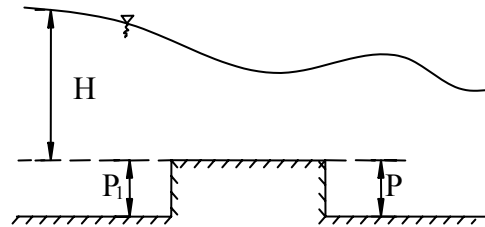
Làn nước tràn ngay sau khi qua mép thượng lưu của đỉnh đập thì tách ra khỏi đỉnh đập, không chạm vào toàn bộ mặt đỉnh đập. Do đó hình dạng và chiều dày của đập không ảnh hưởng đến làn nước tràn và lưu lượng tràn.

2. Đập tràn có mặt cắt thực dụng: $0.67H < \delta < (2 \div 3).H$

Khi chiều dày đỉnh đập đã ảnh hưởng đến làn nước tràn nhưng không quá lớn.



3. Đập tràn đỉnh rộng: $(2 \div 3).H < \delta < (8 \div 10).H$. Chiều dày đỉnh đập ảnh hưởng đến làn nước tràn



Nói chung đập tràn là một ngưỡng chắn ngang dòng chảy làm cho dòng chảy tràn lên đỉnh ngưỡng.

Nhưng nếu có hai bức tường hoặc mố ở hai bên làm thu hẹp dòng chảy, do đó mực nước ở phía thượng lưu phải dâng lên, tạo nên một độ chênh mực nước, thì dù không có ngưỡng cao hơn đáy kênh, về quan điểm thủy lực ta cũng coi đây là hiện tượng chảy qua đập tràn đỉnh rộng (đập có $P = P_1 = 0$). Lúc đó độ sâu ở thượng lưu khe hẹp cũng chính là cột nước H trên đỉnh đập. Hiện tượng này gặp rất nhiều trong thực tế: Mố cầu nhỏ cống trên kênh hoặc cống ở đầu kênh khi cửa cống kéo lên khỏi mặt nước, v.v...

A. ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG

§5.2 ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG, CỬA CHỮ NHẬT

I. Các dạng chảy không ngập

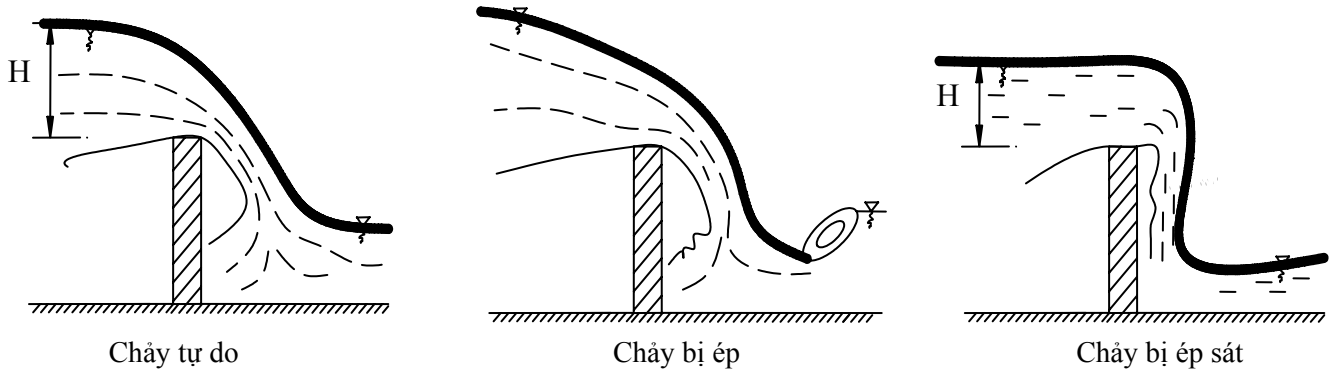
Đối với đập tràn thành mỏng, ngoài hai chế độ chảy không ngập và chảy ngập đã đề cập ở mục trên, thì riêng trong trường hợp chảy không ngập, còn có thể có ba dạng chảy khác nhau sau đây, tùy theo tình trạng không khí ở phần không gian dưới làn nước tràn:

Chảy tự do - khi phần không gian dưới làn nước tràn có không khí ra vào được tự do, áp suất ở đó bằng áp suất khí trời, làn nước rơi tự do theo quy luật của vật rơi.

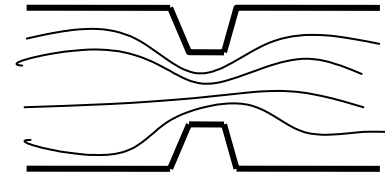
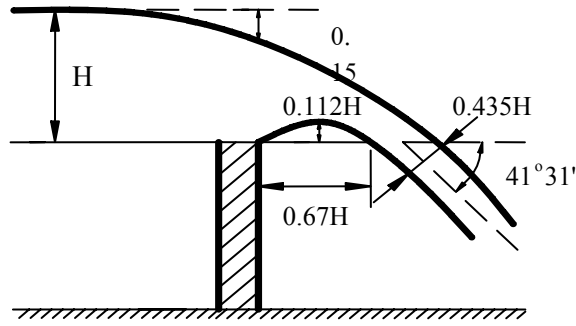
Chảy bị ép - khi ở phần không gian dưới làn nước tràn, không khí bị làn nước cuốn đi mà không được bổ sung đầy đủ, sinh ra chân không, làm cho làn nước không đổ được tự do mà bị ép vào gần thành đập, dưới làn nước có khu nước cuộn dâng cao hơn mực nước hạ lưu, có khi dâng đầy phần không gian dưới làn nước tràn.

Chảy bị ép sát - Khi cột nước H nhỏ mà dưới làn nước tràn không khí không vào được tự do, thì làn nước tràn bám sát vào thành đập mà rơi xuống.

Hai loại chảy bị ép và chảy bị ép sát tuy có hệ số lưu lượng m lớn hơn chảy tự do, nhưng không ổn định, làn nước lay động hệ số lưu lượng m thay đổi. Trong trường hợp chảy tự do làn nước ổn định, hệ số lưu lượng m không đổi nên đập thành mỏng chảy tự do được dùng làm một công cụ đo lưu lượng trên kênh. Do đó ở đây ta cũng chỉ đi sâu xét cho trường hợp chảy tự do. Đập tràn thành mỏng chảy tự do không có cơ hợp bên được gọi là đập tiêu chuẩn.



II. Hình dạng làn nước tràn của đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn:



Hình dạng làn nước tràn qua đập tràn thành mỏng

Mặt nước khi đến gần đập thì dần dần hạ thấp xuống, có thể xem là bắt đầu hạ thấp xuống từ mặt cắt 0-0 cách đập một khoảng 3H, khi đến đỉnh đập thì đã xuống thấp 0,15H.

Mặt dưới làn nước tràn tách ngay khỏi mép thượng lưu và vòng lên, chỗ cao nhất là 0,112H rồi cong xuống, đến ngang mức đỉnh đập cách mép thượng lưu một đoạn 0,67H. Do đó nếu đập có chiều dày nhỏ hơn 0,67H thì đỉnh đập không ảnh hưởng đến làn nước tràn và gọi là đập thành mỏng. Làn nước tràn khi xuống đến ngang mức đỉnh đập có chiều dày 0,435H và nghiêng một góc 41°31' với đường nằm ngang, sau đó rơi xuống theo quy luật vật rơi.

III. Công thức tính Q qua đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn

Nếu đập tràn được xem là trường hợp riêng của dòng chảy qua lỗ lớn thì lưu lượng có thể

xác định bằng công thức sau: $Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2})$

Với giả thiết $H_1=0$ và $H_2=H_0$, ta sẽ có: $Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} H_0^{3/2}$

Nếu đặt $m = \frac{2}{3} \mu$: Hệ số lưu lượng của đập tràn thì:

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} H_0^{3/2} \text{ hay } Q = m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Theo Bazin: $m_0 = \left[0,405 + \frac{0,003}{H} \right] * \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right]$

Phạm vi chính xác: $0,2m < b < 2m$
 $0,24m < P_1 < 1,13m$
 $0,05m < H < 1,24m$

Theo Trugáep: $m_0 = 0.402 + 0.054 \frac{H}{P_1}$

Phạm vi chính xác khi: $P_1 \geq 0.5.H$ và $H \geq 0.1m$, độ chính xác đến 1% , nên làm đập tràn tiêu chuẩn để đo lưu lượng trên kênh.

IV. Ảnh hưởng cơ hẹp bên

Khi có co hẹp bên thì: $Q = m_c \cdot b \cdot \sqrt{2gH^{3/2}}$, với: $m_c = \epsilon \cdot m_0$

Có thể tính m_c theo công thức Bazin:

$$m_c = \left[0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right] * \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{H}{H+P_1} \right)^2 \right]$$

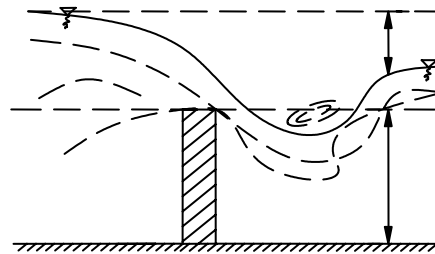
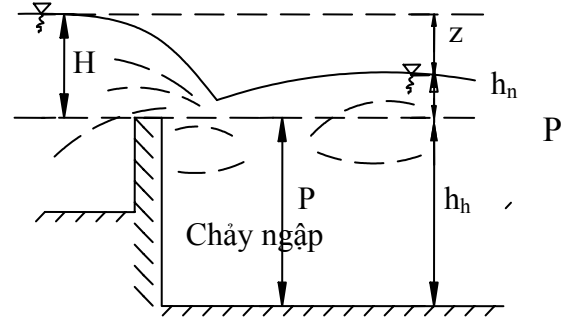
V. Chảy ngập

Đập tràn thành mỏng làm việc trong chế độ chảy ngập nếu thỏa mãn 2 điều kiện sau:

- Mức nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập $h_n >$ hay $h_n = h_n - P > 0$.

- Làn nước tràn nối tiếp với hạ lưu bằng nước nhảy ngập hoặc không có nước nhảy và dòng chảy ở ngay hạ lưu đập là chảy êm.

Nếu điều kiện thứ hai không thỏa mãn, mực nước ở ngay sau đập vẫn thấp hơn đỉnh đập; mặc dù mực nước bình thường ở hạ lưu cao hơn đỉnh đập, lúc đó mực nước hạ lưu vẫn không ảnh hưởng đến lưu lượng tràn, nên vẫn là chảy không ngập (xem hình bên).



Điều kiện ngập: $\frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P} \right)_{pg} = 0,7 \div 0,75$ (tra bảng)

Trong đó: z là độ chênh mực nước thượng hạ lưu $z = H - h_n$

Lưu lượng: $Q = \sigma_n \cdot m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2gH^{3/2}}$ với hệ số ngập $\sigma_n = 1.05(1 + 0.2 \cdot \frac{h_n}{p}) \cdot \sqrt[3]{\frac{z}{H}}$

Nếu có thêm co hẹp bên thì: $Q = \sigma_n \cdot m_c \cdot b \cdot \sqrt{2gH^{3/2}}$

§5.3 ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG, CỬA TAM GIÁC VÀ HÌNH THANG

I. Đập cửa tam giác: Dùng đo lưu lượng

$$Q = m_0 \cdot \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{5/2} = m_{\operatorname{tg}} \sqrt{2g} \cdot H^{5/2}$$

Trong đó: θ là góc ở đỉnh của tam giác.

Thường làm đập với $\theta = 90^\circ \rightarrow m_{\operatorname{tg}} = 0.316$

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2} \text{ (m}^3/\text{s) (H tính bằng m)}$$

Chính xác tới 1 % khi $0.05\text{m} < H < 0.25\text{m}$.

Với những lưu lượng mà $H > 0.25$ thì dùng đập cửa hình thang.

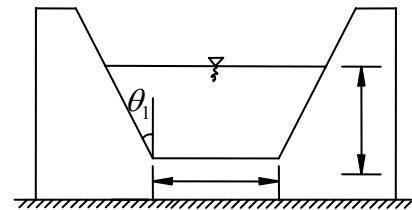
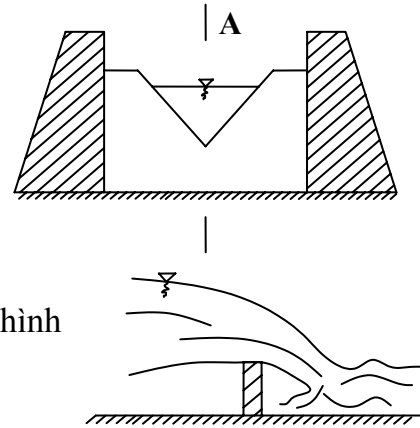
II. Đập cửa hình thang:

Công thức tính lưu lượng qua đập cửa hình thang vẫn có dạng như cửa chữ nhật:

$$Q = m_{\text{th}} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Đập thường có $\operatorname{tg}\theta_1 = \frac{1}{4}$ nên $Q = 1,86 \cdot b \cdot H^{3/2} \text{ (m}^3/\text{s)}$

Công thức này áp dụng khi: $H \leq \frac{b}{3}, P_1 > 0$, chảy tự do.



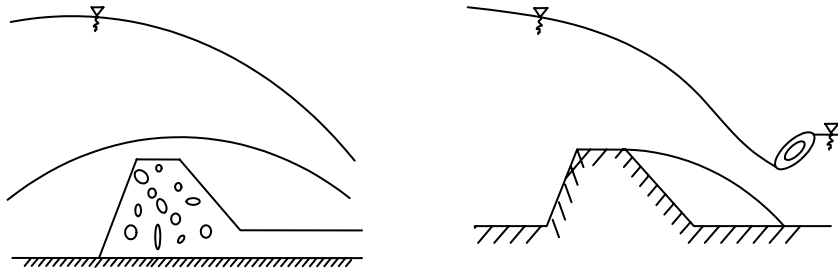
B. ĐẬP TRÀN THỰC DỤNG

§5.4 ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA ĐẬP TRÀN CÓ MẶT CẮT THỰC DỤNG

I. Hình dạng mặt cắt:

Đập tràn có mặt cắt thực dụng là các loại đập tràn thường dùng trong các công trình tràn nước trên sông, trên kênh. Để có thể thỏa mãn tất cả hoặc một trong các yêu cầu về ổn định của thân đập, có năng lực tháo nước lớn, tháo các vật trôi lẫn trong nước được dễ dàng, hình dạng đơn giản dễ thi công, tiện dùng vật liệu tại chỗ, v.v... nên mặt cắt đập tùy điều kiện cụ thể có thể có nhiều kiểu khác nhau, hoặc là hình đa giác hoặc là hình cong.

1. Mặt cắt đa giác: Thường là hình thang, có đỉnh nằm ngang hoặc dốc, chiều dày đỉnh δ trong phạm vi: $0,67H < \delta < (2 \div 3)H$, mái dốc thượng hạ lưu có thể có các trị số khác nhau. Các đập này có cấu tạo đơn giản, dễ xây dựng bằng mọi loại vật liệu: Bê tông, gạch, đá, gỗ... nhưng có nhược điểm là hệ số lưu lượng nhỏ so với các loại mặt cắt hình cong.

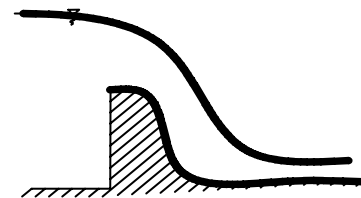
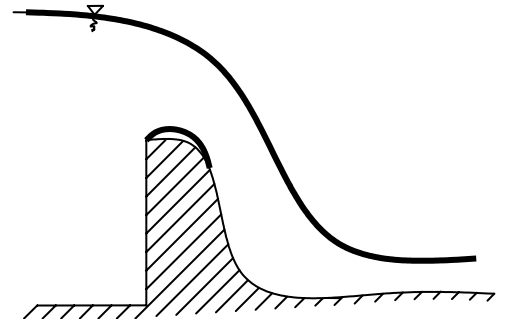


2. Mặt cắt hình cong:

Có đỉnh đập và mái hạ lưu hình cong, lượn theo làn nước tràn, nên dòng chảy tràn được thuận, hệ số lưu lượng lớn, dễ tháo các vật trôi trong nước, nhưng xây dựng có phức tạp hơn. Đập mặt cắt hình cong thường có hai loại:

- Nếu giữa mặt đập với mặt dưới của làn nước tràn có khoảng trống thì không khí ở đó bị làn nước cuốn đi, sinh ra chân không, gọi là đập hình cong có chân không.
- Nếu làm cho mặt đập sát vào mặt dưới của làn nước tràn, không còn khoảng trống nữa thì sẽ không có chân không, gọi là đập hình cong không có chân không.

Chân không làm cho làn nước tràn không ổn định, dễ lay động, làm đập bị rung động và dễ sinh ra xâm thực trên mặt đập. Do đó trước đây người ta thường dùng đập không có chân không, và đã nghiên cứu nhiều về loại này. Nhưng chân không trên đỉnh đập lại có tác dụng hút, làm tăng lưu lượng, nên có khả năng rút ngắn chiều rộng đập; nên gần đây, khi kỹ thuật xây dựng và vật liệu xây dựng đã có nhiều khả năng chống lại tác hại của chân không, việc dùng đập có chân không lại có lợi hơn, và người ta đã chú ý nhiều hơn đến loại đập này.



II. Công thức tính lưu lượng

Khi đập có nhiều khoang $\sum b \rightarrow$ có co hẹp bên:

Khi chảy ngập $Q = \sigma_n \cdot \epsilon \cdot m \cdot \sum b \cdot \sqrt{2gH_0}^{3/2}$

Khi chảy không ngập ($\sigma_n = 1$): $Q = \epsilon \cdot m \cdot \sum b \cdot \sqrt{2gH_0}^{3/2}$

Khi $\Omega_t > 4 \cdot \sum b \cdot H \rightarrow \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g} \approx 0 \rightarrow H_0 \approx H: Q = \sigma_n \cdot \epsilon \cdot m \cdot \sum b \cdot \sqrt{2gH}^{3/2}$

III. Điều kiện chảy ngập

Đập tràn gọi là chảy ngập khi thỏa mãn đồng thời hai điều kiện sau đây:

1. Mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập: $h_n > P$ hay $h_n = h_n - P > 0$

2. $\frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P}\right)_{Pg}; \left(\frac{z}{P}\right)_{Pg} = f\left(\frac{H}{P}, m\right)$

IV. Ảnh hưởng co hẹp bên

Trong thực tế, các đập thường có chiều rộng tràn nước $\sum b$ nhỏ hơn chiều rộng sông thượng lưu B, ở hai đầu đập có mô bên và trên đỉnh đập có các mố trụ, chia đập ra làm nhiều khoang. Điều đó làm cho dòng chảy đi vào đỉnh đập bị co hẹp, chiều rộng thực tế của làn nước tràn trên mỗi nhịp không phải là b mà là $b_c = \epsilon \cdot b$ với $\epsilon < 1$

Hệ số co hẹp bên: $\epsilon = 1 - 0,2 \cdot \frac{\xi_{mb} + (n-1) \cdot \xi_{mt}}{n} \cdot \frac{H_0}{b}$

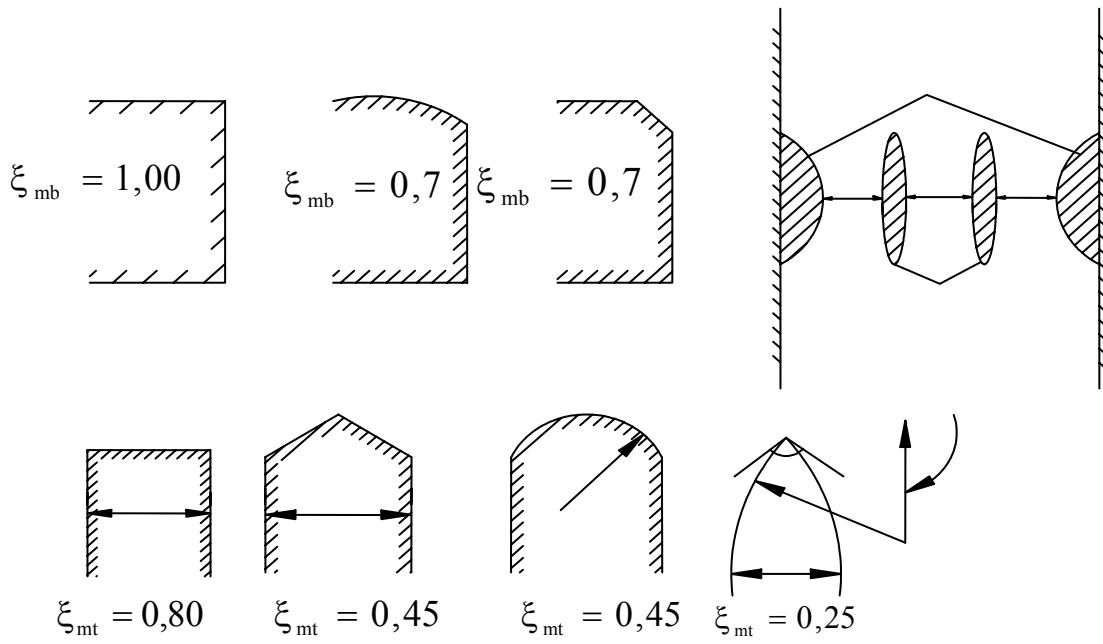
Trong đó: n là số khoang đập

b : chiều rộng mỗi nhịp

ξ_{mb} : hệ số hình dạng mô bên

ξ_{mt} : hệ số hình dạng mố trụ

Khi $\frac{H_0}{b} > 1$ phải lấy $\frac{H_0}{b} = 1$ để tính



§5.5 CẤU TẠO MẶT CẮT VÀ HỆ SỐ LƯU LƯỢNG CỦA CÁC LOẠI ĐẬP CÓ MẶT CẮT THỰC DỤNG

I. Đập hình cong không có chân không:

Ở đây chỉ nghiên cứu loại đập không có chân không.

Nguyên tắc thiết kế là làm cho mặt đập ăn khớp với mặt dưới của làn nước chảy qua đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn, ứng với một cột nước H cho trước gọi là H_{TK} (thường dùng mặt Corigiô-Ôphixêrôp).

Khi thay đổi chút ít mặt cắt đập so với mặt cắt tiêu chuẩn, hoặc $H \neq H_{TK}$ thì m thay đổi nên: $m = \sigma_{hd} \cdot \sigma_H \cdot m_{tc}$

σ_{hd} : Hệ số sửa chữa do thay đổi hình dạng theo cấu tạo khác với đập tiêu chuẩn (tra bảng).

σ_H : Hệ số sửa chữa do cột nước H khác với H_{tk} (tra bảng).

m_{tc} : Hệ số lưu lượng được xác định cho đập tiêu chuẩn.

+ Đập loại I: $m_{tc} = 0,504$ (Theo Ôphirêxôp)

$m_{tc} = 0,49$ (Theo Pavolôpxki)

+ Đập loại II: $m_{tc} = 0,48$

II. Các bài toán về đập có mặt cắt thực dụng:

Thực tế ta thường phải giải quyết các bài toán sau đây về đập tràn:

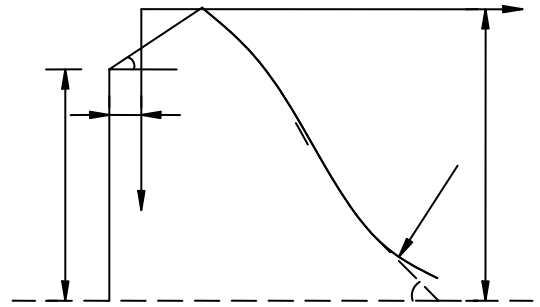
1. Biết chiều rộng đập b , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu (tức biết H và h_h), tính lưu lượng Q .
2. Biết chiều rộng đập b , lưu lượng Q , mực nước thượng hạ lưu, xác định cao trào đỉnh đập (tính H); hoặc biết cao trình đỉnh đập, xác định mực nước dâng ở thượng lưu.
3. Biết lưu lượng Q , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu, tính chiều rộng đập b .

Từ công thức tổng quát $Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \sum b \cdot \sqrt{2gH_0}^{3/2}$ có thể dễ dàng rút ra một trong các đại lượng Q , b , H khi biết các đại lượng còn lại. Tuy nhiên với các hệ số σ_n , ε , m nhiều khi phụ thuộc các yếu tố chưa biết, nên một số bài toán phải giải bằng cách tính đúng dần.

Thí dụ 14-3:

Đập không chân không kiểu Corigiô-Ôphixêrôp, mặt cắt đập làm theo cột nước thiết kế $H_{tk} = 2,00m$ đập có mái dốc $\beta = 60^\circ$, $\alpha = 45^\circ$; $P_1 = 8,00m$, $a = 1,00m$, $P = 9,00m$. Đập có 5 khoang mỗi khoang rộng $b = 10m$. Đầu mố trụ hình bán nguyệt có $l_0 = 0$, mố bên lưng tròn. Sông thượng lưu rộng trung bình $B = 70m$. Tính lưu lượng khi $H = H_{tk}$ và khi $H = 2,60m$; mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập.

Hệ số lưu lượng của đập thực dụng mặt cắt hình thang như sau:



Độ cao tương đối của đập $\frac{P}{H}$	Độ dốc mái		Hệ số lưu lượng m		
	S thượng lưu	S' hạ lưu	$\frac{H}{\delta} > 2$	$1 < \frac{H}{\delta} < 2$	$0,5 < \frac{H}{\delta} < 1$
3 ÷ 5	0,5	0,5	0,43 ÷ 0,42	0,40 ÷ 0,38	0,36 ÷ 0,35
2 ÷ 3	1	0	0,44	0,42	0,40
	2	0	0,43	0,41	0,39
	0	1	0,42	0,40	0,38
	0	2	0,40	0,38	0,36
1 ÷ 2	3	0	0,42	0,40	0,38
	4	0	0,41	0,39	0,37
	5	0	0,40	0,38	0,36
	10	0	0,38	0,36	0,35
	0	3	0,39	0,37	0,35
	0	5	0,37	0,35	0,34
	0	10	0,35	0,34	0,33

Giải

- Ta dùng công thức chảy không ngập có co hẹp bên:

$$Q = \epsilon.m. \sum b \sqrt{2gH_0^{3/2}}$$

- Trước hết xét v_0 :

$$\Omega_t = (P_1 + H)B = (8 + 2)70 = 700m^2$$

$$4 \sum bH = 4. 50. 2 = 400m^2$$

$$\Omega_t > 4. \sum b.H. \text{ Vậy có thể bỏ qua } \frac{\alpha v_0^2}{2g} \text{ và lấy } H_0 = H.$$

- Tính hệ số lưu lượng: $m = \sigma_{hd} \cdot \sigma_H \cdot m_{t,c}$

Đập loại này có $m_{t,c} = 0,504$

Lấy $\sigma_{h,d}$ theo bảng (14-7) với $\alpha = 15^\circ, \beta = 60^\circ, \frac{e}{P} = \frac{6,748}{8} = 0,8435$

Trong đó $e = P_1 - a - (\bar{y})_{x=0} H_{tk} = 8 - 1 - 0,126. 2 = 6,748m$, ta được $\sigma_{hd} \approx 0,978$

- Tính hệ số co hẹp bên:

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

a) Khi $H = H_{tk}$

$$\xi_{mb} = 0,70, \xi_{mt} = 0,45$$

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{0,7 + 4 \cdot 0,45}{5} \frac{2}{10} = 0,98.$$

$$\sigma_H = 1$$

$$m = 0,978 \cdot 1 \cdot 0,504 = 0,493.$$

$$Q = 0,98 \cdot 0,493 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 2^{3/2} = 301 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Khi $H = 2,6\text{m}$

$$\frac{H}{H_{tk}} = \frac{2,6}{2} = 1,3. \text{ Tra bảng (14-8) được } \sigma_H = 1,026,$$

$$m = 0,948 \cdot 1,026 \cdot 0,504 = 0,505.$$

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{0,7 + 4 \cdot 0,45}{5} \frac{2,6}{10} = 0,974$$

$$Q = 0,974 \cdot 0,505 \cdot 5 \cdot 10 \cdot 4,43 \cdot 2,6^{3/2} = 426 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Thí dụ 14-4:

Đập thực dụng mặt cắt có chân không, đỉnh ellip, có $\frac{a}{b} = 3$, $r' = 1,00\text{m}$. Lưu lượng thiết kế $800 \text{ m}^3/\text{s}$. Cột nước thiết kế $H = 2,50\text{m}$, $v_0 = 0,8\text{m/s}$. Mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập. Đập chia ra 5 khoảng bằng nhau, các mô bên và mô trụ lượng tròn bán nguyệt, mô trụ không nhô ra thượng lưu đập. Tính chiều rộng đập.

Giải:

$$\frac{\alpha v_0^2}{2g} = \frac{1 \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,03\text{m}$$

$$H_0 = 2,50 + 0,03 = 2,53\text{m}$$

$$\frac{H_0}{r'} = \frac{2,53}{1}, \text{ tra bảng được } m = 0,56$$

Từ công thức: $Q = \varepsilon \cdot m \cdot \sum b \sqrt{2gH_0^{3/2}}$

Với $\sum b = n \cdot b$ (n : số khoang = 5), ta có:

$$\varepsilon b = \frac{Q}{n \cdot m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} = \frac{800}{5 \cdot 0,56 \cdot 4,43 \cdot 2,53^{3/2}} = 16\text{m}$$

Từ công thức (14-19), ta có:

$$\varepsilon b = b - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1)\xi_{mt}}{n} \cdot H_0 = 16$$

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

$$b = 16 + 0,2 \cdot \frac{0,7 + 4 \cdot 0,45}{5} \cdot 2,53 = 16,25.$$

Tổng chiều dài đập là $\sum b = 5 \cdot 16,25 = 81,25\text{m}$

Thí dụ 14-5:

Đập thực dụng mặt cắt hình thang đỉnh dày $\delta = 4\text{m}$, cao $P = P_1 = 5\text{m}$ mái thượng lưu thẳng đứng $S = 0$, mái hạ lưu dốc $S' = 2$, rộng 10m (một khoang) mố bên vuông cạnh. Tính cột nước trên đập khi lưu lượng $Q = 80\text{m}^3/\text{s}$ và mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập $h_n = 1,00\text{m}$. Bỏ qua cột nước lưu tốc đi tới.

Giải:

Từ công thức (14-17) ta có:

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

σ_n , ε , m đều phụ thuộc H .

Từ công thức (14-19) với $n = 1$ ta có:

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \cdot \xi_{mb} \cdot \frac{H_0}{b} = 1 - 0,2 \cdot 1 \cdot \frac{H_0}{10} = 1 - 0,02H_0$$

Lấy gần đúng lần thứ nhất $\varepsilon = 0,98$, $m = 0,36$ và δ_n ta được:

$$H \approx H_0 = \left(\frac{80}{1,0,98 \cdot 0,36 \cdot 10 \cdot 4,43} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,98\text{m}$$

Bây giờ phải xét chỉ tiêu ngập và xác định lại các đại lượng $\sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m$

$$z = H - h_n = 2,98 - 1,00 = 1,98\text{m}.$$

$$\frac{z}{P} = \frac{1,98}{5} \approx 0,4 < \left(\frac{z}{P} \right)_{p.g}$$

Như vậy đập tràn làm việc ở chế độ chảy ngập.

Tra bảng hệ số ngập σ_n (bảng 14-2) với:

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{1,00}{2,98} = 0,335$$

$$\sigma_n = 0,988$$

$$\varepsilon = 1 - 0,02H_0 = 1 - 0,02 \cdot 2,98 = 0,94.$$

Hệ số lưu lượng của đập hình đa giác (bảng 14-11) với:

$$\frac{P}{H} = \frac{5}{2,98} = 1,7; \frac{H}{\delta} = \frac{2,98}{4} = 0,75$$

$$m = 0,35$$

Vậy trị số H gần đúng lần thứ hai là:

$$H \approx \left(\frac{80}{0,988 \cdot 0,94 \cdot 0,35 \cdot 10 \cdot 4,43} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,40\text{m}.$$

Với trị số H này tìm lại các hệ số $\sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m$ được:

$$\sigma_n = 0,991; \varepsilon = 0,932; m = 0,35$$

Và trị số H gần đúng lần thứ ba là ;

$$H \approx H_0 = \left(\frac{80}{0,991 \cdot 0,932 \cdot 0,35 \cdot 10 \cdot 4,43} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,36\text{m.}$$

Với trị số $H = 3,36\text{m}$, $\sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m$ cũng có trị số như trên, nên bài toán coi là đúng

C - ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG

Định nghĩa: Đập tràn đỉnh rộng là một ngưỡng chắn ngang dòng chảy để dòng chảy tràn trên đỉnh ngưỡng và có chiều rộng ngưỡng δ nằm trong khoảng:

$$(2 \div 3)H < \delta < (8 \div 10)H$$

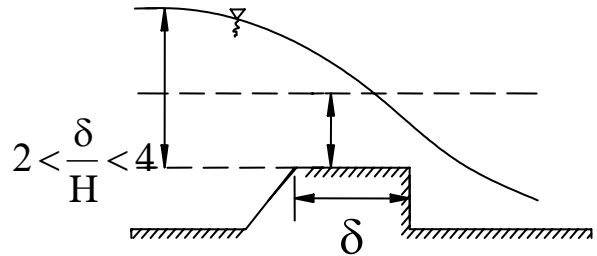
Nhưng nếu có hai bức tường hoặc mố ở hai bên làm thu hẹp dòng chảy, làm cho mực nước ở phía thượng lưu phải dâng lên, tạo nên một độ chênh mực nước, thì d khng c ngưỡng cao hơn đáy kênh, về quan điểm thủy lực ta cũng coi đây là hiện tượng chảy qua đập tràn đỉnh rộng (đập có $P = P_1 = 0$). Lúc đó độ sâu ở thượng lưu khe hẹp cũng chính là cột nước H trên đỉnh đập. Hiện tượng này gặp rất nhiều trong thực tế: Mố cầu nhỏ, cống trên kênh hoặc cống ở đầu kênh khi cửa cống kéo lên khỏi mặt nước, v.v...

§5.6 HÌNH DẠNG DÒNG CHẢY TRÊN ĐỈNH ĐẬP

I. Sự biến đổi của hình dạng dòng chảy khi chiều dày đỉnh đập thay đổi.

1. Nếu chiều dày đỉnh đập $2 < \frac{\delta}{H} < 4$,

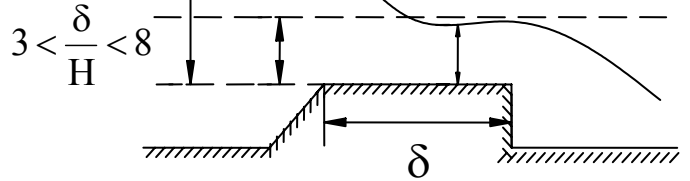
dòng chảy vào đỉnh đập sẽ thấp dần, đến khoảng giữa đập thì qua độ sâu phân giới h_k . Đây là trường hợp quá độ từ đập có mặt cắt thực dụng sang đập đỉnh rộng.



2. Nếu chiều dày đỉnh đập

$3 < \frac{\delta}{H} < 8$, mặt nước đi vào sẽ hạ thấp

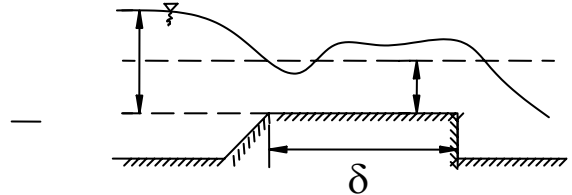
đến mặt cắt (c-c) thì đạt đến độ sâu nhỏ nhất $h_c < h_k$. Sau đó sẽ theo đường nước dâng CD ở trạng thái chảy xiết ($h < h_k$) mà chảy trên đỉnh đập, rồi đổ xuống hạ lưu.



3. Nếu đỉnh đập khá rộng

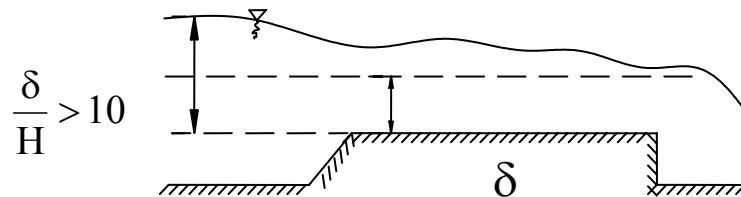
$\frac{\delta}{H} = 8 \div 10$, dòng chảy không đủ năng lượng để

duy trì trạng thái chảy xiết trên toàn bộ chiều dài đỉnh đập; phần trước là chảy xiết theo đường nước dâng, phần sau là chảy êm theo đường nước hạ, nối với nhau bằng nước nhảy hình sóng trên đỉnh đập.

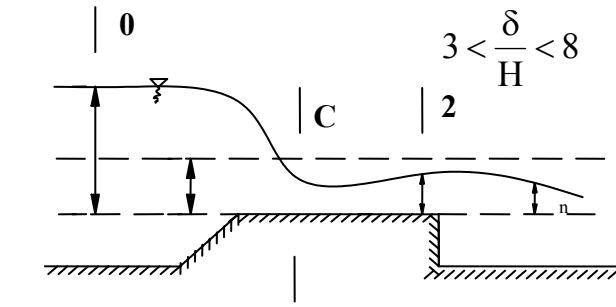


4. Nếu đỉnh đập dài hơn nữa $\frac{\delta}{H} > 10$:

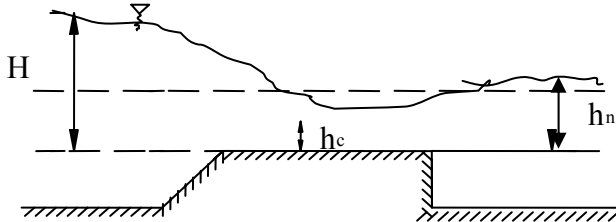
Lúc này ta không thể coi là đập tràn đỉnh rộng mà phải coi như một đoạn kênh ngắn nối tiếp với đập tràn đỉnh rộng.



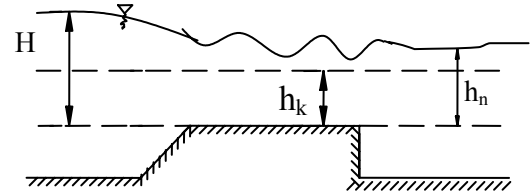
II. Ảnh hưởng của mực nước hạ lưu đến dòng chảy trên đỉnh đập



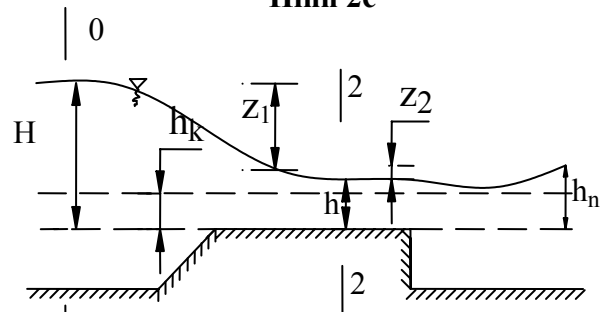
Hình 2a



Hình 2b



Hình 2c



Hình 2d

Ta tiếp tục xét chế độ chảy của đập tràn đỉnh rộng điển hình $3 < \frac{\delta}{H} < 8$, khi cho mực nước hạ lưu tăng dần.

- a) Ban đầu mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập, dòng chảy như đề ni trên, trên đỉnh đập có khu chảy xiết thay đổi dần CD (hình 1b).
- b) Khi mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh ngưỡng, nhưng chưa nhiều lắm, dòng chảy trên đập sẽ nối tiếp với hạ lưu bằng mực nước chảy ngập hoặc nước nhảy mặt ngoài dạng sóng, có hình dạng dòng chảy trên đỉnh đập vẫn hoàn toàn chưa đổi. Lúc đó mực nước hạ lưu vẫn chưa ảnh hưởng g đến chế độ chảy qua đập, đập vẫn chảy không ngập (hình 2a).
- c) Tiếp tục cho mực nước hạ lưu tăng lên nữa, tới khi nước nhảy hình sng lan đến đỉnh đập, phần sau của nước nhảy là khu chảy êm có sóng, nhưng phần trước vẫn có lẽ khu chảy xiết, mặt cắt co hẹp (c-c) chưa bị ngập (hình 2b) th mực nước hạ lưu vẫn chưa ảnh hưởng g đến phần trước nước nhảy, cột nước thượng lưu vẫn không thay đổi, nên lúc đó vẫn có chế độ chảy không ngập trên đỉnh đập tuy độ ngập h_n đề khá lớn.
- d) Tiếp tục tăng mực nước hạ lưu th nước nhảy sóng lùi dần về phía trước, cho đến lúc làm ngập mặt cắt co hẹp (c-c). Lúc đó dòng chảy trên toàn bộ đỉnh đập là chảy êm (hình 2c), mực nước hạ lưu bắt đầu ảnh hưởng lên đến thượng lưu và đập trở thành chảy ngập.

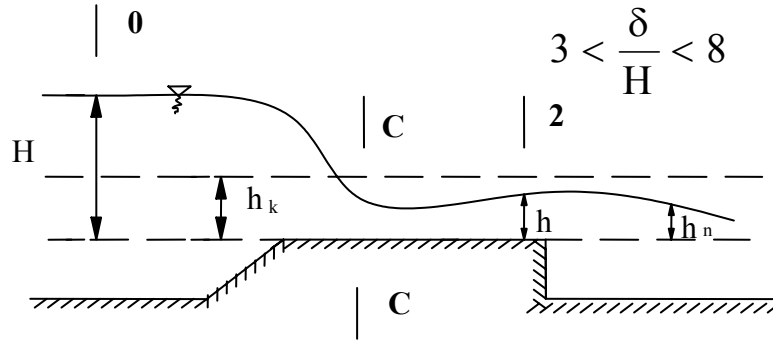
Trạng thái quá độ giữa chảy ngập và chảy không ngập là lúc nước nhảy sóng ở ngay mặt cắt co hẹp (c-c), độ sâu trên đỉnh đập bằng độ sâu liên hợp với h_c trong nước nhảy sóng. Độ ngập hạ lưu h_n lúc đó đề đạt đến trị số khá lớn gọi là độ ngập phân giới $(h_n)_{ng}$; $(h_n)_{pg} = (0,70 \div 0,85)H_0$.

e) Sau đó nếu tiếp tục tăng mực nước hạ lưu th độ sâu trên đỉnh đập cũng tăng dần, biên độ sóng giảm dần, tiến tới như (hình 2d), dòng chảy trên đỉnh đập nằm ngang thấp hơn mực nước hạ lưu một độ cao z_2 gọi là độ cao hồi phục.

Độ cao hồi phục được sinh ra do một phần động năng của dòng chảy trên đập chuyển thành thế năng khi mở rộng ra hạ lưu. Việc xác định trị số z_2 sẽ trình bày ở tiết sau.

§5.7 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CHẢY KHÔNG NGẬP

I. Công thức cơ bản:



Đi thiết lập công thức tính h , bằng cách viết phương trình Bécóoulli cho mặt cắt (0-0) và (2-2) có :

$$H + \frac{\alpha_0 \cdot v_0^2}{2g} = h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} + \sum \xi \cdot \frac{v^2}{2g} \tag{5.1}$$

$$H_0 = h + (\alpha + \sum \xi) \frac{v^2}{2g} \tag{5.2}$$

Đặt $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi}}$ (5.2) $\Rightarrow v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h)}$ và $Q = v \cdot \omega = \varphi \cdot \omega \sqrt{2g(H_0 - h)}$

Với mặt cắt chữ nhật : $Q = \varphi \cdot b \cdot h \sqrt{2g(H_0 - h)}$

Biến đổi đưa về dạng chung của đập tràn : $Q = \varphi \cdot b \cdot \frac{h}{H_0} \sqrt{2g(1 - \frac{h}{H_0})} \cdot H_0^{3/2}$

Đặt $\left. \begin{matrix} \frac{h}{H_0} = k \\ \varphi \cdot k \sqrt{1 - k} = m \end{matrix} \right\}$ thì $Q = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$

Khi $\Omega_t > 4 \cdot \sum b \cdot H \rightarrow \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g} \approx 0 \rightarrow H_0 \approx H$ thì $Q = m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

II. Cách xác định chiều sâu h và hệ số lưu lượng m :

Dùng công thức lý luận hoặc thực nghiệm, và lập bảng quan hệ $m \sim \varphi \sim k$ tra bảng (xem sách tham khảo).

§5.8 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CHẢY NGẬP

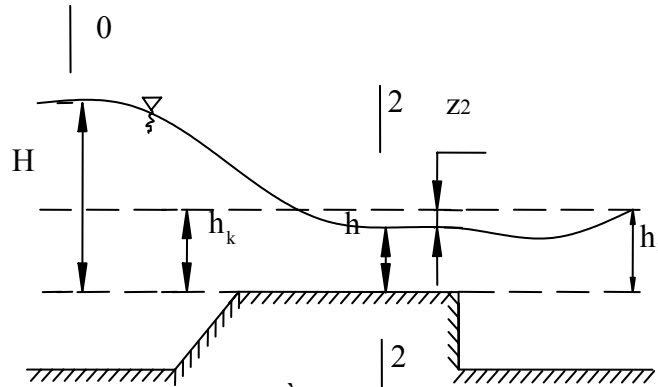
I. Chỉ tiêu ngập :

Dùng tính chất : $\frac{h_n}{H_0} > \left(\frac{h_n}{H_0}\right)_{p.g} = 0,70 \div 0,85$ hoặc $\frac{h_n}{h_k} > \left(\frac{h_n}{h_k}\right)_{p.g} = 1,2 \div 1,4$

Chính xác hơn, bằng cách: ↖ tra đồ thị ↗

II. Công thức tính đập tràn chảy ngập:

Ta tìm công thức tính đập tràn đỉnh rộng chảy ngập theo sơ đồ sau:



Trên đỉnh đập dòng chảy có độ sâu bằng $h = h_n - z_2$

Tương tự cũng viết phương trình Becóoulli cho mặt cắt (0-0) và (2-2) có :

$Q = \varphi_n \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H_0 - h)}$ với $h = h_n - z_2$

Với $z_2 = \frac{v_h(v - v_h)}{2g}$: Độ cao hồi phục

Trong đó: v_h là lưu tốc dòng chảy ở hạ lưu, ứng với độ sâu h_h .

Gần đúng xem $z_2 \approx 0$ nên $h = h_n$. Do đó: $Q = \varphi_n \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_n)}$

Đối với đập cửa chữ nhật: $\omega = bh$ thì $Q = \varphi_n \cdot b \cdot h_n \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_n)}$

Hệ số φ_n phụ thuộc vào m tra bảng.

§5.9 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG CỦA KHÔNG PHẢI CHỮ NHẬT

Nhiều công trình thủy lợi làm việc như một đập tràn đỉnh rộng không phải chữ nhật, thí dụ các công trình dưới đê, dưới đường khi chảy không áp và đủ ngắn đê có các điều kiện chảy của đập tràn đỉnh rộng.

Hiện tượng và công thức tính vẫn như của đập chữ nhật.

1. Trường hợp chảy không ngập:

Ta dùng công thức 14-22:

$$Q = \varphi \cdot \omega \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Trong đó: h - độ sâu tính toán trên đập, $h = k \cdot H_0$

ω - diện tích mặt cắt ướt ứng với độ sâu h .

2. Trường hợp chảy ngập:

Ta dùng công thức (14-40):

$$Q = \varphi_n \cdot \omega \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Với: $h = h_n - z_2$

Các trị số φ , k , φ_n của đập cửa không phải chữ nhật, thực ra phải hơi khác các trị số của đập chữ nhật. Nhưng hiện nay có các công trình nghiên cứu xác định các trị số đó cho các loại mặt cắt khác nhau nên có thể lấy gần đúng theo các trị số của cửa hình chữ nhật. Đối với chỉ tiêu ngập cũng vậy.

Tóm lại, việc tính toán đập cửa không phải chữ nhật có thể làm giống như đập cửa chữ nhật, chỉ khác là phải thay b, h bằng diện tích mặt cắt ω , ứng với độ sâu h .

Nhiều công trình thường có mặt cắt trapezoidal. Để tiện tính các yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt hình trapezoidal ứng với một độ sâu h , người ta đã trình sẵn:

$\varpi = \frac{\omega}{d^2}$, $\bar{R} = \frac{R}{d}$ theo $\frac{h}{d}$; với d là đường kính, được cho trong phụ lục sách tham khảo.

§5.10 CÁC BÀI TOÁN VỀ ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG

Th dụ 14-6: Đập đỉnh rộng có $P = P_1 = 2$ m. Cột nước thượng lưu $H = 2$ m. Đập có 4 khoan, mỗi khoan rộng $b = 3$ m, ngưỡng và mố đập đều vuông cạnh. Kênh thượng hạ lưu rộng $B = 20$ m.

Tính lưu lượng:

- b. Lc $h_n = 1,00$ m
- c. Lc $h_n = 1,70$ m

Giải:

- a. Lc $h_n = 1,00$ m

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{1}{2} = 0,5 < \left(\frac{h_n}{H_0} \right)_{pg}$$

Như vậy đập tràn làm việc ở chế độ chảy không ngập, ta có:

$$Q = m \cdot \sum b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

$$\sum b = 4 \cdot 3 = 12 \text{ m}$$

Đập có mố và ngưỡng vuông cạnh, theo Cumin có thể lấy $m = 0,32$ ứng với $\varphi = 0,956$ và $\varphi_n = 0,84$

Lần thứ nhất lấy $H_0 = H = 2$ m.

$$Q = 0,32 \cdot 12 \cdot 4,43 \cdot 2^{3/2} = 48 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_0 = \frac{Q}{\Omega_t} = \frac{48}{20(2+2)} = 0,6 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{0,6^2}{19,62} = 0,02$$

$$H_0 = 2 + 0,02 = 2,02 \text{ m}$$

Tính lại Q:

$$Q = 0,32 \cdot 12 \cdot 4,43 \cdot 2,02^{3/2} = 48,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

§5.11 TÍNH THỦY LỰC CỐNG DÀI CHẢY KHÔNG ÁP

Nhiều công lộ thiên hoặc công ngầm chảy không áp có mực nước thượng hạ lưu thấp hơn đỉnh công và cửa công kéo lên khỏi mặt nước.

Ta gọi chiều dài công là L thì:

+ Với công ngắn: $L \leq (8 \div 10) H$: Xem công như một đập tràn đỉnh rộng, không cần xét ảnh hưởng của chiều dài, độ nhám, độ dốc thân công.

+ Với công dài: $L > (8 \div 10) H$: Xem công như đập tràn đỉnh rộng nối tiếp với 1 đoạn kênh.

Nhiều công dưới đê, dưới đường thuộc loại này.

Để phân biệt công dài hay công ngắn ta so sánh với trị số phân giới $L_k = (8 \div 10) H$

Đặt $L_k = (8 \div 10) H$ và $L_k = l_k + l_{vào} + l_{ra}$

Trong đó: l_k - Chiều dài đường nước dâng có độ sâu ở đầu trên là h_c và độ sâu ở đầu dưới là h_k .

$l_{vào}$ - Chiều dài đoạn cửa vào, từ đầu công đến mặt cắt c-c; lấy theo công thức kinh nghiệm: $l_{vào} = (1,5 \div 2,5) (H_0 - h_c)$.

l_{ra} - Chiều dài đoạn cửa ra, từ mặt cắt (D-D) đến cuối công, với $l_{ra} = 2,5 (h_k - h_n)$.

Cách tính công dài không áp chỉ khác với công ngắn ở chỗ phải tính và vẽ đường mặt nước trong công.

Cách vẽ đường mặt nước như sau :

Từ mặt cắt (D-D) cuối công dùng phương pháp dòng không đều vẽ ngược lên mặt cắt (C-C) với chú ý như sau:

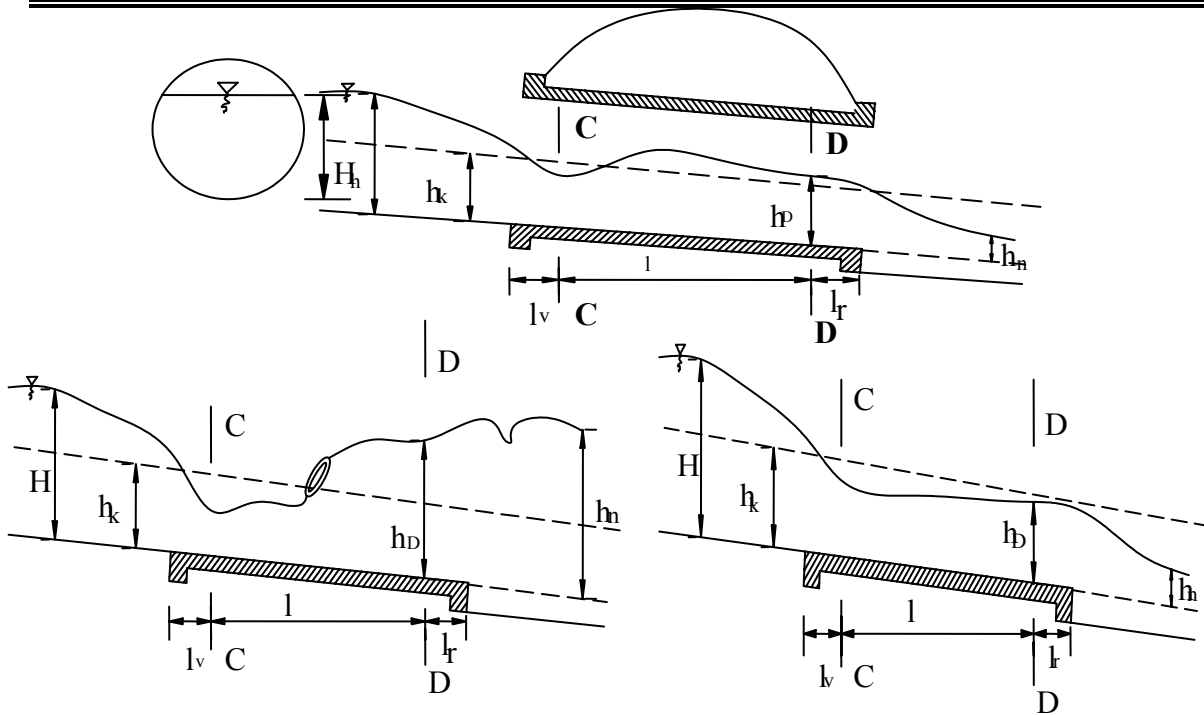
Độ sâu h_d ở cửa ra lấy như sau: Nếu $h_n < h_k$ lấy $h_d = h_k$ để tính.

$$h_n > h_k \Rightarrow h_d = h_n - z_2$$

Khi tính được giá trị độ sâu h_x tại mặt cắt (C-C), ta kiểm tra:

Nếu $h_x < (h_n)_{p.g}$ thì công làm việc như đập tràn đỉnh rộng không ngập.

$h_x > (h_n)_{p.g}$ thì công làm việc như đập tràn đỉnh rộng chảy ngập, có độ sâu trên đỉnh $h = h_x$.



Thí dụ 14-9

Cổng dưới đê mặt cắt hình chữ nhật rộng $b = 2\text{m}$, dài $L = 40\text{m}$ bằng đá xây $n = 0,017$, đáy bằng $i = 0$. Cửa vào không có tường cách thu hẹp dần.

Tính độ sâu thượng lưu H , khi độ ngập ở cửa ra $h_n = 0,60\text{m}$, lưu lượng $Q = 4,5\text{m}^3/\text{s}$.

Giải:

Ta giả thiết là cổng làm việc theo sơ đồ cổng dài chảy không áp. Trước hết tính dòng không đều trong ống:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{4,5^2}{9,81 \cdot 2^2}} = 0,8\text{m}.$$

$h_n < h_k$ nên lấy độ sâu ở cuối cổng $h_D = h_k = 0,80\text{m}$.

Tính dòng không đều bằng phương pháp cộng trực tiếp, xuất phát từ cuối cổng, ta được kết quả ghi ở bảng sau:

Kết quả tìm được độ sâu đầu cổng là $h_x = 1,14\text{m}$.

Xét chỉ tiêu ngập theo (14-38):

$$\frac{h_x}{h_k} = \frac{1,14}{0,80} = 1,43 > \left(\frac{h_n}{h_k}\right)_{pg} = 1,2 \div 1,4.$$

Vậy phần đầu cổng làm việc như đập tràn đỉnh rộng chảy ngập. Từ công thức tính đập chảy ngập (14-40’):

Ta tính được

Lấy $\lambda = 0,87$ (ứng với $m = 0,33$) và thay số vào công thức trên ta được:

$$H \approx \sqrt{\frac{4,5^2}{0,87^2 \cdot 2^2 \cdot 1,14^2 \cdot 19,62}} + 1,14 = 1,40\text{m}.$$

Câu hỏi:

1. Định nghĩa và Phân loại đập tràn
2. Công thức tính Q qua đập tràn thành mỏng.
3. Điều kiện xảy ra chảy ngập ở đập tràn thành mỏng.
4. Công thức tính Q qua đập tràn thực dụng
5. Điều kiện xảy ra chảy ngập ở đập tràn thực dụng.
6. Công thức tính Q qua đập tràn đỉnh rộng.
7. Điều kiện xảy ra chảy ngập ở đập tràn đỉnh rộng
8. Cách xác định chiều sâu h và hệ số lưu lượng m của đập tràn đỉnh rộng.
9. Điều kiện xảy ra chảy ngập ở đập tràn đỉnh rộng
10. Công thức tính đập tràn chảy ngập
11. Tại sao đập tràn thành mỏng thì $\delta < 0.67 \cdot H$?
12. Trong 03 loại đập tràn, hãy viết công thức tính lưu lượng của chúng; giải thích tại sao lưu lượng qua mỗi loại đập là khác nhau. Trong thực tế đập tràn thành mỏng chỉ dùng trong phòng thí nghiệm, hay trên kênh tưới; đập tràn thực dụng hay dùng cho các công trình tháo lưu lượng lớn; còn đập tràn đỉnh rộng hay dùng cho các công trình vừa và nhỏ ?
13. Hãy chỉ ra bằng hình vẽ, sự biến đổi đường mặt nước qua đập tràn ở chế độ chảy tự do, quá độ và chảy ngập ? Hãy cho biết về bản chất vật lý của hiện tượng chảy ngập qua đập tràn ? Tiêu chuẩn để phân loại ?

Bài tập:

- 1: Xác định chiều rộng của tràn chắn qua kênh chữ nhật chiều cao $P=P_1=0,6\text{m}$, Kênh thượng lưu có chiều rộng $B=2\text{m}$, chiều sâu $h_t=1,4\text{m}$. Chiều dày đập $\delta=0,1\text{m}$. Độ sâu mực nước trong kênh hạ lưu là $h_h=0,8\text{m}$. Lưu lượng $Q=1\text{m}^3/\text{s}$.
2. Tính lưu lượng qua đập tràn mặt cắt thực dụng mặt cong không chân không kiểu Corigior-Ôphoxêrôp loại 1 với $P=P_1=3,8\text{m}$, $\Sigma b=90\text{m}$ chia làm 9 nhịp bằng các mố đầu tròn. Biết $H=H_{tk}=2,4\text{m}$, $h_h=5\text{m}$.
- 3 : Tính bề rộng của đập tràn thực dụng hình thang, có mái thượng lưu $S=0$ và hạ lưu $S'=1$. $P=P_1=7,8\text{m}$. Đỉnh dày $\delta=2\text{m}$. Lưu lượng tháo $Q=400\text{m}^3/\text{s}$. Cột nước thiết kế $H_{tk}=2,6\text{m}$. Biết $h_h < P$.
- 4 : Đập tràn đỉnh rộng cao $P=P_1=1\text{m}$, rộng $b=24\text{m}$, mặt cắt đập vuông cạnh, tháo lưu lượng $Q=80\text{m}^3/\text{s}$. Độ sâu kênh hạ lưu $h_h=1,75\text{m}$. Kênh thượng lưu mặt cắt hình thang, đáy rộng $b=30\text{m}$, mái dốc $m=1,5$. tường cánh xiên góc 45° so với trục dòng chảy. Tính độ sâu kênh thượng lưu h_t .

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen The Hung*, Hydraulics, Vol. 1, NXB Xay Dung 2006.
2. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lục T1, T2, NXB Nong Nghiep 2000.
3. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T1, NXB Xay Dung 2002.
4. *Douglas J. F. et al.*, Fluid Mechanics, Longman Scientific & Technical 1992.
5. *Edward J. Shaughnessy et al.*, Introduction to Fluid Mechanics, Oxford University Press 2005.
6. *Frank M. White*, Fluid Mechanics, McGrawHill 2002.
7. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
8. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
9. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 20066.
10. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
11. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
12. *Philip M. Gerhart et al.*, Fundamental of Fluid Mechanics, McGrawHill 1994.
13. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookey.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 6

CHẢY QUA CỬA CỐNG

A- CHẢY QUA CỐNG HỖ

§6.1 CÁC HÌNH THỨC NỐI TIẾP SAU CỬA CỐNG

§6.2 CÔNG THỨC TÍNH TOÁN CHẢY QUA CỐNG

I. Chảy không ngập

II. Chảy ngập

§6.3 CÁC BÀI TOÁN CHẢY DƯỚI TẦM CHẨN CỬA CỐNG HỖ

B - CHẢY QUA CỐNG NGẦM

§6.4 ĐIỀU KIỆN CHẢY NỬA ÁP VÀ CÓ ÁP

I. Độ sâu hạ lưu ở cửa ra cao hơn đỉnh cống ($h_n > d$)

II. Độ sâu hạ lưu thấp hơn đỉnh cống ($h_n < d$)

§6.5 CÔNG THỨC TÍNH CỐNG NGẦM CHẢY NỬA ÁP VÀ CÓ ÁP

I. Chảy nửa áp

II. Chảy có áp

CHƯƠNG 6

CHẢY QUA CỬA CỐNG

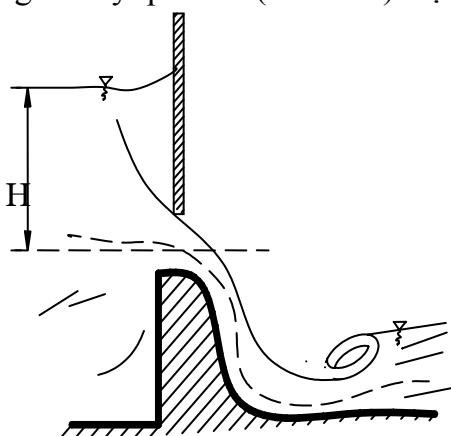
Flow under a sluice gate

Cống là tên chung chỉ công trình điều khiển mực nước hoặc lưu lượng. Lỗ tháo nước của cống thường được đóng mở bằng tấm chắn cửa hay còn gọi là van. Dòng chảy qua lỗ cống chịu tác dụng của cột nước H hoặc chênh lệch mực nước thượng hạ lưu.

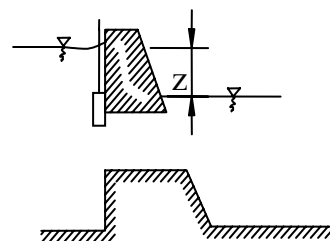
Ta đóng mở cửa, thay đổi diện tích tháo nước, sẽ điều khiển được mực nước (khi lưu lượng cố định) hoặc điều khiển được lưu lượng (khi mực nước cố định).

- Nếu mực nước thượng lưu thấp hơn đỉnh cống, và tấm chắn cửa cũng kéo lên khỏi mực nước thượng lưu, thì dòng chảy qua cống là không áp, cống làm việc như một đập tràn.

- Khi mực nước thượng lưu ngập hoàn toàn lỗ cống, thì hiện tượng chảy qua cống căn bản là hiện tượng "chảy qua lỗ" (hình 6-1) hoặc "chảy qua vòi" (hình 6-2).



Hình 6-1



Hình 6-2

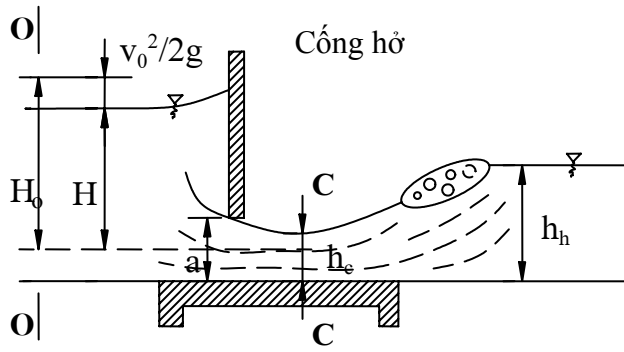
Trong thực tế thường có những lỗ cống đặt ở sát đáy lòng dẫn hạ lưu, diện tích lỗ cống tương đối lớn so với mặt cắt dòng chảy ở hạ lưu. Hiện tượng không phải đơn thuần là dòng chảy tự do qua lỗ ra khí trời hoặc chảy ngập lặn trong nước hạ lưu, mà ở đây dòng chảy ra khỏi cửa cống sẽ đi ra kênh dẫn nối tiếp với dòng chảy bình thường ở hạ lưu, theo những hình thức nối tiếp khác nhau và các hình thức nối tiếp đó lại ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của cống.

Vi vậy trong chương này ta phải dùng các kết quả nghiên cứu về dòng chảy qua lỗ, vòi và nối tiếp thượng hạ lưu để nghiên cứu.

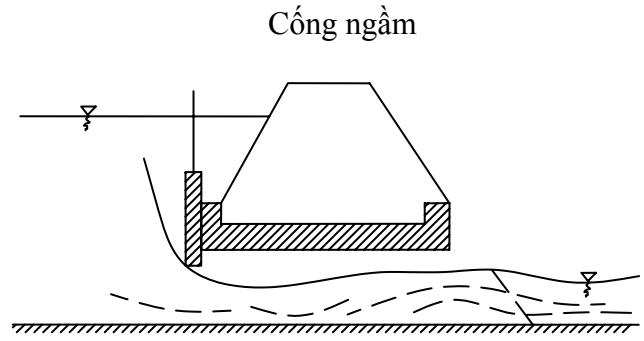
Ta sẽ xét hai trường hợp:

+ Cống không có tràn hoặc vòm, tiếp sau cửa cống là lòng dẫn hở. Ta gọi là chảy dưới tấm chắn cửa cống hở (Hình 6-3).

+ Tiếp sau cửa cống là thân cống hình ống tương đối dài, dòng chảy trong thân cống có thể là đầy ống hoặc không đầy ống. Ta gọi là chảy qua cống ngầm (Hình 6-4).



Hình 6-3



Hình 6-4

A- CHẢY QUA CÔNG HỒ

§6.1 CÁC HÌNH THỨC NỐI TIẾP SAU CỬA CÔNG

Xét sơ đồ dòng chảy ở hình 6-3 ta thấy:

Dòng chảy ra khỏi cửa công cách cửa công một khoảng bằng chiều cao mở công a thì đạt đến mức co hẹp nhất, ở đó đường dòng song song với đáy công, có độ sâu h_c . Dòng chảy tại C-C ở chế độ chảy xiết.

+ Nếu độ sâu bình thường của dòng chảy hạ lưu $h_h < h_k$, thì nối tiếp sau công không qua nước nhảy.

+ Thông thường dòng chảy hạ lưu là chảy êm $h_h > h_k$, dòng chảy sau công sẽ nối tiếp với hạ lưu qua nước nhảy.

Gọi h''_c là độ sâu liên hiệp với h_c . Tùy theo giá trị của h''_c với h_h mà có các hình thức nối tiếp sau:

+ $h''_c > h_h$: Nhảy xa: Sau mặt cắt C-C là đoạn chảy xiết rồi qua nước nhảy và nối tiếp với dòng chảy hạ lưu.

+ $h''_c = h_h$: Nhảy tại mặt cắt co hẹp: Dòng chảy đến mặt cắt co hẹp thì qua nước nhảy và nối tiếp với dòng chảy hạ lưu.

+ $h''_c < h_h$: Nhảy ngập: Dòng chảy hạ lưu đè ngập mặt cắt co hẹp.

Trong các chế độ nối tiếp không có nước nhảy, hoặc có nước nhảy xa và nước nhảy tại chỗ thì mặt cắt co hẹp C-C không bị ngập; độ sâu hạ lưu không ảnh hưởng đến phần dòng chảy từ mặt cắt co hẹp trở lên, tức không ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của công, nên gọi là chảy không ngập. Trường hợp mặt cắt co hẹp C-C bị ngập, dòng chảy qua công gọi là chảy ngập. Trong chế độ nối tiếp bằng nước nhảy ngập, độ sâu hạ lưu ảnh hưởng đến hình dạng mặt nước qua công, làm giảm khả năng tháo nước qua công và gọi là chảy ngập.

§6.2 CÔNG THỨC TÍNH TOÁN CHẢY QUA CỐNG

I. Chảy không ngập

Viết phương trình Becóoulli cho hai mặt cắt 0-0 và C-C:

$$H_0 = h_c + \frac{\alpha_0 \cdot v_c^2}{2g} + \sum \xi_c \cdot \frac{v_c^2}{2g} \Rightarrow v_c = \varphi \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \text{ với } \varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_c}}$$

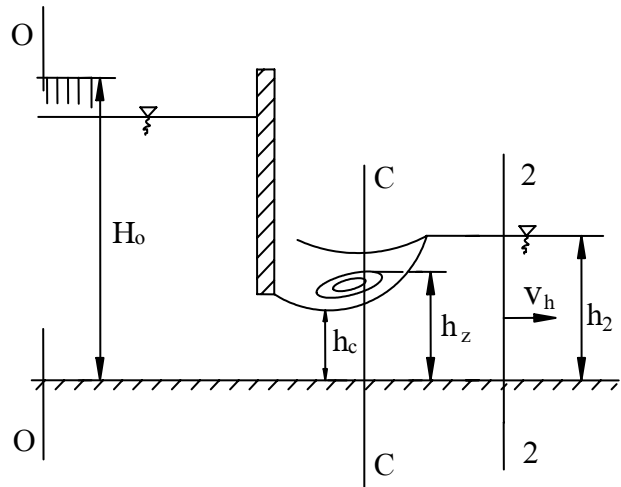
Lưu lượng: $Q = \omega_c v_c = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$

φ xác định nhờ thực nghiệm, phụ thuộc hình dạng, mức độ thu hẹp dòng chảy, mức độ nhám ở cửa vào.

+ Đối với cống có đáy ngang đáy kênh, đầu cống có tường cánh lượn tròn hoặc xiên $\varphi = 0,95 \div 1,00$

+ Đối với cống có đáy cao hơn đáy kênh, cửa vào không thuận $\varphi = 0,85 \div 0,95$

$h_c = \varepsilon \cdot a$; h_c : độ sâu co hẹp, ε hệ số co hẹp đứng, $\varepsilon = f\left(\frac{a}{H}\right)$ tra bảng; ($\varepsilon < 1$)



Thay h_c vào ta được:

+ Đối với mặt cắt chữ nhật: $Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)}$

Gọi $\mu = \varphi \cdot \varepsilon$: Hệ số lưu lượng thì: $Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)}$

+ Đối với mặt cắt bất kỳ: $Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)}$

Gần đúng: $Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H - h_c)}$

II. Chảy ngập :

Chảy ngập khác chảy không ngập ở chỗ tại mặt cắt co hẹp có khu chảy cuộn, độ sâu không phải là h_c mà bằng h_z ($h_c < h_z < h_h$). Dòng chính ở dưới khu nước cuộn vẫn có độ sâu bằng $h_c = \varepsilon \cdot a$.

Viết phương trình Becóoulli cho (0-0) và (C-C), cho rằng áp suất tại khu nước cuộn trên mặt cắt co hẹp cũng phân bố theo quy luật thủy tĩnh; ta được:

$$v_c = \varphi \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

$$Q = v_c \cdot \omega_c = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

Với cửa cống chữ nhật thì:

$$Q = \varphi \cdot h_c \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

$$q = \mu \cdot a \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

Các hệ số: $\varepsilon, \varphi, \mu$ trong điều kiện $\frac{a}{H} \leq 0,75$ vẫn như trường hợp chảy không ngập.

Với bài toán phẳng ta có : $K^2 = S^2 - 2Fr_c \left(\frac{S-1}{S} \right)$

Trong đó: $K = \frac{h_z}{h_c}$, $S = \frac{h_h}{h_c}$, $Fr_c = \frac{\alpha \cdot v_c^2}{g \cdot h_c} = \frac{\alpha \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}$

$$\text{Vậy: } h_z = \sqrt{h_h^2 - \frac{2 \cdot \alpha_0 \cdot q^2}{g} \cdot \frac{(h_h - h_c)}{h_h \cdot h_c}} \quad (6.1)$$

✓ Khi biết q, a (và $h_c = \varepsilon a$), ta tính được h_z

✓ Khi biết H_0, a . Thay $q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot \sqrt{2g \cdot (H_0 - h_z)}$, với $\mu = \varphi \cdot \varepsilon$ vào (6.1), với

$$M = 4\mu^2 \cdot a^2 \frac{h_h - h_c}{h_h \cdot h_c}$$

$$\text{Ta được : } h_z = \sqrt{h_h^2 - M \cdot \left(H_0 - \frac{M}{4} \right)} + \frac{M}{2}$$

✓ Khi biết q, H_0 thay $v_c = \frac{q}{h_c} = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$ vào (6.1), ta được phương trình:

$$h_z^2 + A \sqrt{H_0 - h_z} - B = 0, \text{ với } A = 2 \sqrt{\frac{2}{g}} \cdot \alpha_0 \cdot \varphi \cdot q ; B = h_h^2 + 2 \frac{\alpha_0 \cdot q^2}{g \cdot h_h}$$

Và giải h_z bằng phương pháp tính đúng dần.

Chú ý:

✓ Trường hợp độ chênh thượng hạ lưu ít và tầm chắn cửa cống mở cao: $a/H > 0,75$, thì ε không lấy theo Giucopxki nữa, độ sâu sau cửa cống h_z xem như bằng độ sâu hạ lưu h_h .

✓ Trường hợp lỗ cống nhỏ so với kênh hạ lưu, ngập sâu trong kênh hạ lưu thì nước nhảy sau cống hoàn toàn bị ngập, tức lấy $h_z = h_h$.

Cả hai trường hợp này, xem cống như lỗ chảy ngập:

$$Q = \mu \cdot \omega \sqrt{2g \cdot Z_0} = \mu \cdot \omega \sqrt{2g(H_0 - h_h)} \text{ với } \mu = 0.65 \div 0.70 \quad (6.2)$$

§6.3 CÁC BÀI TOÁN CHẢY DƯỚI TÂM CHẮN CỬA CÔNG HỒ

Trong các công thức đã trình bày ở trên, thường có ba đại lượng cần tìm là a , H và Q , còn h_h và hình dạng mặt cắt công thường đã biết trước. Biết hai trong ba đại lượng, có thể tìm được đại lượng còn lại.

Thực tế thường phải giải quyết các bài toán dưới đây:

+ **Bài toán 1:** Biết mực nước thượng lưu H , độ cao mở công a , tính lưu lượng Q .

+ **Bài toán 2:** Biết mực nước thượng lưu H , lưu lượng Q , tính độ cao mở công a .

+ **Bài toán 3:** Biết lưu lượng Q , độ cao mở công a , tính cột nước thượng lưu H .

Giải các bài toán trên, tuy chỉ gặp phương trình đại số một ẩn nhưng do các biến số ε , h_c'' lại phụ thuộc yếu tố chưa biết, nên bài toán phải giải bằng cách tính thử dần.

Dưới đây, giới thiệu thêm cách dùng bảng tính để rút ngắn các bước tính thử dần.

+ **Bài toán 1:** Biết H , a , tính Q .

Có a , H , tra bảng được ε và có: $h_c = \varepsilon \cdot a$.

Muốn xác định trạng thái chảy cần biết h_c'' . Nhưng muốn tính h_c'' theo các công thức độ sâu liên hiệp của nước nhảy lại cần biết Q . Ta có thể giả thiết là chảy không ngập để tính Q rồi tính h_c'' .

Trường hợp bài toán phẳng, cửa công chữ nhật ta thấy có sự hoàn toàn tương ứng giữa H_0 và E_0

$$\tau_c = \frac{h_c}{H_0} = \frac{\varepsilon \cdot a}{H_0}$$

$$\tau_c'' = \frac{h_c''}{H_0}$$

Và
$$F(\tau_c) = \tau_c \sqrt{2g(1 - \tau_c)} = \frac{q}{\varphi \cdot H_0^{3/2}}$$

Ta đã có bản tính của Agorótskin (phụ lục sách tham khảo). Vậy biết ε , a , H_0 ta tính được τ_c . Tra phụ lục, được τ_c'' và có $h_c'' = \tau_c'' \cdot H_0$.

Để cho tiện, ta kết hợp với quan hệ $\varepsilon = f\left(\frac{a}{H}\right)$, ta lấy gần đúng $\tau_c \approx \frac{h_c}{H} = \varepsilon \cdot \frac{a}{H}$ Vậy: Ứng

với mỗi cặp trị số $\frac{a}{H}$ và ε , ta cho luôn các trị số τ_c , $F(\tau_c)$ và τ_c'' .

Vậy biết $\frac{a}{H}$, tra bảng có τ_c'' và tính được $h_c'' = \tau_c'' \cdot H_0$.

Sau khi có τ_c'' , so sánh với h_h và xác định được chế độ chảy.

- a) Nếu là chảy không ngập, tính Q theo công thức chảy không ngập.
- b) Nếu là chảy ngập, tính Q theo các công thức chảy ngập.
- c) Nếu $a > 0,75H$ thì tính Q theo (6.2).

Thí dụ:

Công cửa chữ nhật, rộng $b = 2,00m$, đáy công ở ngang đáy kênh, $H = 3,00m$. Kênh thượng lưu rộng trung bình $B = 4m$. Tính lưu lượng Q khi công mở cao $a = 0,60m$ và khi $h_h = 1,10m$.

Giải:

Ta có: $\frac{a}{H} = \frac{0,6}{3} = 0,2$ Tra bảng ta được $\varepsilon = 0,62$, $\tau''_c = 0.567$. Ứng với $\varphi = 0,95$

Từ đó: $h_c = \varepsilon \cdot a = 0,62 \cdot 0,6 = 0,372\text{m}$

$h_c'' = \tau''_c \cdot H = 0,567 \cdot 3,00 = 1,70\text{m}$.

Vì $h_c'' > h_h$ nên chảy không ngập qua cống.

$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot (H - \varepsilon \cdot a)} = 0,95 \cdot 0,62 \cdot 0,60 \cdot 2,0 \cdot 4,43 \cdot \sqrt{2,0 - 0,372} = 5,1\text{m}^3 / \text{s}$.

B - CHẢY QUA CỐNG NGẦM

Nhiều cống dưới đê, dưới đập, dưới đường có mặt cắt khép kín, thường là mặt cắt tròn hoặc mặt cắt chữ nhật trên đỉnh có trần phẳng hoặc vòm, chiều dài thân cống khá lớn, được gọi là cống ngầm.

Dòng chảy trong cống ngầm có thể có ba hình thức sau đây:

- Khi tầm chắn cửa cống kéo lên khỏi mực nước thượng lưu, mực nước trước cống và trong cống đều thấp hơn đỉnh cống thì chế độ chảy trong cống là không áp.

- Khi dòng chảy đầy mặt cắt cống thì chế độ chảy là có áp.

- Khi mực nước thượng lưu ngập đỉnh cống nhưng dòng chảy sau cống vẫn thấp hơn đỉnh cống, có mặt thoáng, thì trong cống có hai chế độ chảy: Phần trước là có áp, phần sau là không áp. Để cho gọn ta gọi là cống chảy nửa áp hay còn gọi là chảy ***bán áp***.

Chảy nửa áp thực chất là hiện tượng chảy qua lỗ dưới cửa cống hở; Chảy có áp căn bản là hiện tượng chảy qua vòi, chỉ khác ở đây ta phải xét tỉ mỉ ảnh hưởng của chiều dài cống, độ dốc và độ nhám thân cống.

§6.4 ĐIỀU KIỆN CHẢY NỬA ÁP VÀ CÓ ÁP

Khi công có mực nước thượng lưu ngập đỉnh công, ta cần xác định khi nào công chảy có áp, bán áp,...Điều này hết sức quan trọng, không những vì hai chế độ chảy đó có công thức tính toán khác nhau mà còn vì mỗi chế độ chảy lại đề ra những điều kiện làm việc khác nhau cho công trình về nhiều mặt: ổn định, chống chấn động, chống thấm,...

Nguyên tắc xác định chế độ chảy có áp, hay nửa áp rất đơn giản: Chỉ cần vẽ đường mặt nước trong một lòng công không có trần tương ứng. Nếu biết được đường mặt nước trong công đó vượt quá trần công thì công chảy có áp, nếu không là chảy nửa áp.

Ta gọi: d : Chiều cao công

a : Chiều cao mở công

h_n : Độ sâu hạ lưu ở cửa cuối

i : Độ dốc thân công

L : Chiều dài công tính từ cửa công đến cửa ra.

$l_{vào}$: Khoảng cách từ cửa công đến mặt cắt C-C, gần đúng $l_{vào}=1,4a$

h_c : Độ sâu tại mặt cắt co hẹp C-C, tính như công hở $h_c=\epsilon.a$

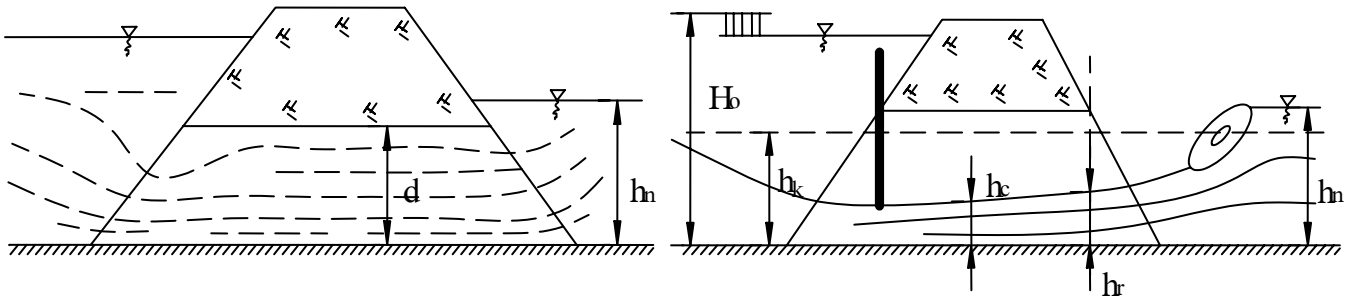
ϵ : Hệ số co hẹp $\epsilon = f(\frac{a}{H})$

h_r : Độ sâu tại cửa ra

Ta phân tích hiện tượng chảy để xác định chế độ chảy có áp hay nửa áp trong các trường hợp sau:

I. Độ sâu hạ lưu ở cửa ra cao hơn đỉnh công ($h_n > d$)

- ✓ Nói chung chảy có áp. Cửa ra bị ngập (Hình 1)
- ✓ Chỉ chảy bán áp trong trường hợp công ngắn và H lớn, dòng nước chảy xiết phóng ra ngoài cửa công, $h_r < h_k$ và $h''_r > h_n$



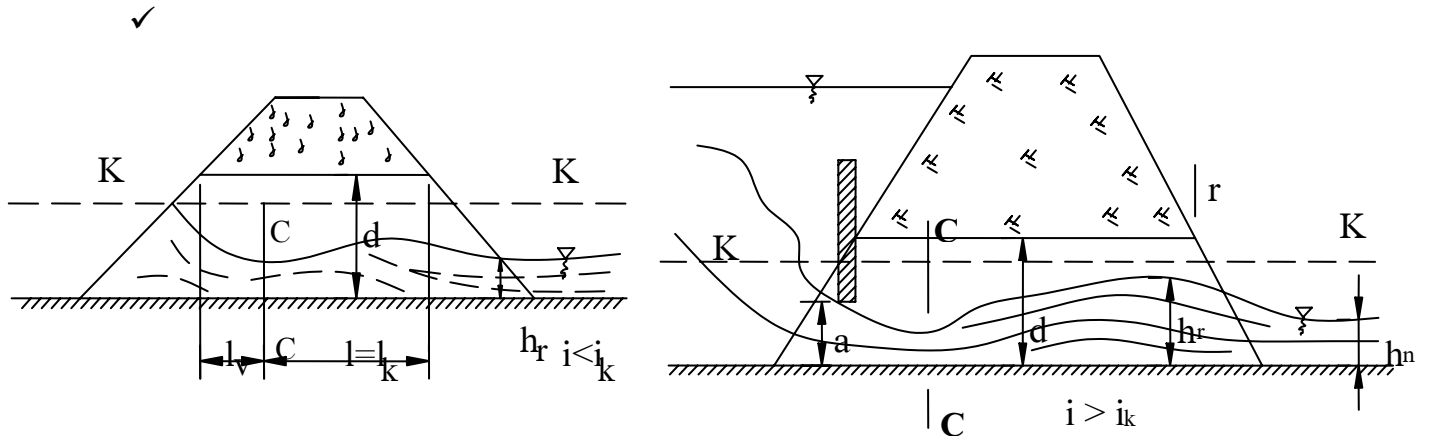
II. Độ sâu hạ lưu thấp hơn đỉnh công ($h_n < d$)

1. Trường hợp $i > i_k$: Nói chung chảy bán áp, dòng chảy sau mặt cắt co hẹp sẽ theo đường nước dâng c_{II} .
Chỉ có áp khi vẽ đường mặt nước đến cuối công tại mặt cắt r-r có $h_r > d$

2. Trường hợp $0 < i < i_k$:

Công chảy bán áp trong hai trường hợp :

- ✓ Không có nước nhảy trong công, dòng chảy trong công là chảy xiết c_0 hoặc c_I , $h < h_k$ (mà $h_k < d$)
- ✓ Có nước nhảy trong công nhưng $h'' < d$



Công chảy có áp trong trường hợp: Có nước chảy trong công và $h'' > d$

Như vậy, muốn xác định chế độ chảy trong công có $i < i_k$ cần xác định vị trí nước nhảy và chiều sâu sau nước nhảy.

Cách xác định vị trí nước nhảy như sau:

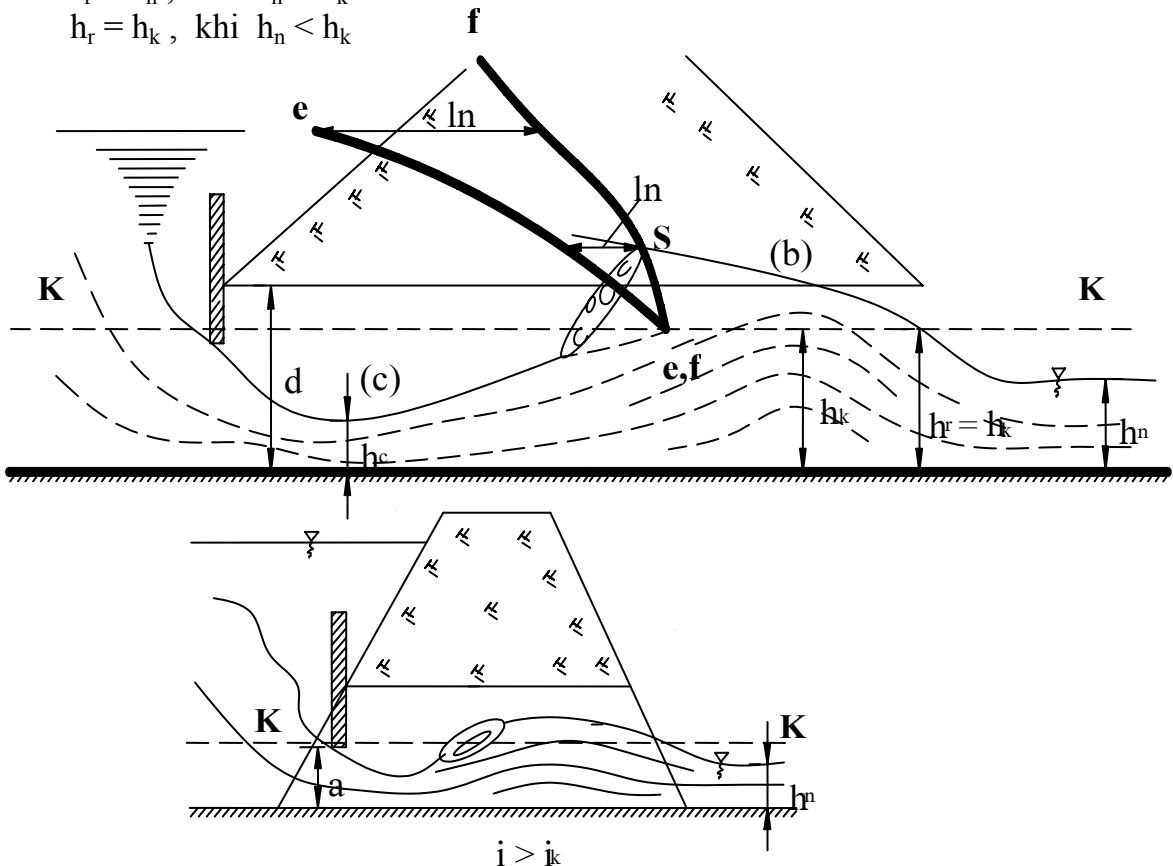
Tương tượng công không có tràn.

-Vẽ đường mặt nước c_1 (hoặc c_0) bắt đầu từ mặt cắt C-C có độ sâu h_c trở xuống.

-Vẽ đường (e-e) liên hiệp của (c). Sau đó dịch chuyển đường (e-e) về hạ lưu đoạn l_n được đường (f-f). Từ cuối cấp vẽ đường b_1 (hoặc b_0), nước dâng dần về phía hạ lưu (b) cắt đường (f-f) tại S, đó chính là vị trí nước nhảy.

Cho $h_r = h_n$, khi $h_n > h_k$

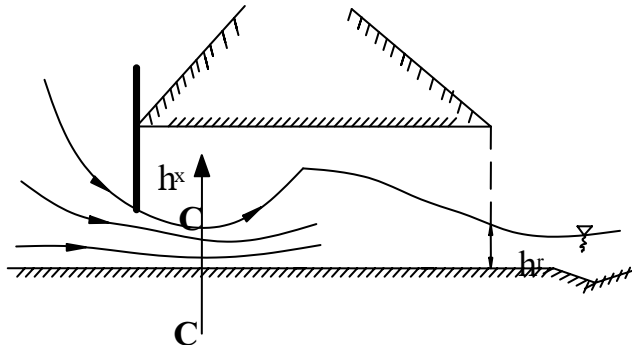
$h_r = h_k$, khi $h_n < h_k$



Việc xác định như trên tương đối phức tạp. Trong thực tế vì độ sâu phân giới thường lớn hơn hoặc gần bằng chiều cao cống, còn độ sâu sau nước nhảy h'' thường lớn hơn chiều cao cống, tức nếu đã có nước nhảy thì trong cống thường là chảy có áp. Do đó người ta thường dùng chỉ tiêu: Có xuất hiện nước nhảy trong cống hay không để phân biệt cống chảy có áp hay nửa áp.

Xét các khái niệm :

- ✓ Cống ngắn: Là cống không có nước nhảy trong cống khi cửa cống mở hết $h_r < h_k < d$. Lấy $l_v = 1,4.d$, $h_c = \epsilon.d$
- ✓ Cống dài: Là cống có nước nhảy trong cống, Cống dài thường là chảy có áp ngay cả khi mực nước hạ lưu thấp $h_n < h_k$.



- ✓ Cống phân giới: Lấy $\left\{ \begin{matrix} h_r = h_k & \text{nếu } h_k < d \\ h_r = d & \text{nếu } h_k > d \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ vậy $L < L_k$: cống ngắn
 $L > L_k$: cống dài

Trong đó: L_k - Chiều dài phân giới $L_k = l_v + l_k$

§6.5 CÔNG THỨC TÍNH CÔNG NGHỀ CHẢY NỬA ÁP VÀ CÓ ÁP

I. Chảy nửa áp :

Công chảy nửa áp tính như công hở :

✓ Chảy không ngập : $Q = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$

✓ Chảy ngập : $Q = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$

Khi tính h_z thì độ sâu h_n phải lấy bằng h_x ở tại mặt cắt co hẹp (C-C). Với h_x xác định bằng dòng không đều, từ mặt cắt cửa ra h_r ngược lên.

Chọn h_r tính như sau : $\begin{cases} h_r = h_k & \text{khi } h_n < h_k \\ h_r = h_n & \text{khi } h_n > h_k \end{cases}$

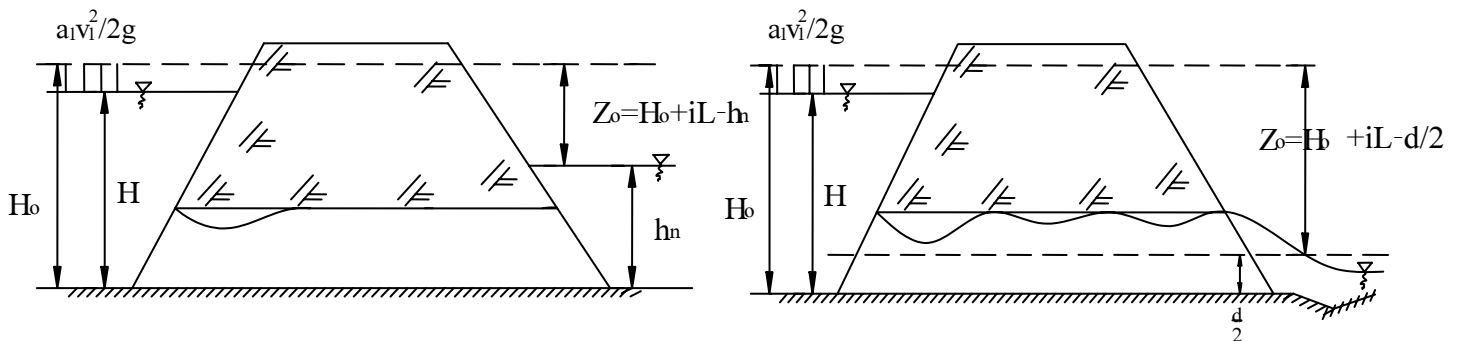
II. Chảy có áp :

Tính như vòi hoặc ống ngắn: $Q = \varphi_c \cdot \omega \cdot \sqrt{2g \cdot z_0}$ với ω : diện tích mặt cắt công;

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

✓ Khi $h_n > \frac{d}{2}$ thì $Q = \varphi_c \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H_0 + i \cdot L - h_n)}$

✓ Khi $h_n < \frac{d}{2}$ thì $Q = \varphi_c \cdot \omega \cdot \sqrt{2g(H_0 + i \cdot L - \frac{d}{2})}$



Th dụ 16-4:

Công ngầm dưới đập, mặt cắt hình chữ nhật rộng $b = 1,5m$, cao $d = 1,8m$. Dãi $L = 70m$, bằng bítng c hệ số nhâm $n = 0,014$, đáy nằm ngang ($i = 0$). Cột nước thượng lưu $H_0 = H = 9m$.

Chỉ ra công đó là công dài hay công ngắn? Xác định chế độ chảy và lưu lượng khi cửa công mở toàn bộ $a = d$, độ ngập sâu hạ lưu $h_n = 1,40m$.

Giải

Muôn xác định chế độ chảy, ta cần vẽ đường mặt nước ở trong công. Trước hết cần biết lưu lượng. Từ $\frac{a}{H} = \frac{1,8}{9} = 0,20$, theo bảng Giucópski (16-1) ta c: $\varepsilon = 2$ nín: $h_c = \varepsilon \cdot a = 0,62 \cdot 1,8 = 1,12m$.

Tạm coi dòng chảy trong công là chảy nửa ngập không ngập, ta tính lưu lượng theo công thức (16-5):

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)}$$

$$Q = 0,95.0,62.1,8.1,5.4,43\sqrt{9-1,12} = 19,8\text{m}^3 / \text{s}$$

$$q = \frac{19,8}{1,5} = 13,2\text{m}^3 / \text{s.m}$$

Từ $13,2\text{m}^3 / \text{s.m}$ ta tính được:

$$h_k = 2,61\text{m} > d > h_n$$

Vậy cần tính độ dài đoạn đường nước dâng l_k từ độ sâu $h_c = 1,12\text{m}$ tới độ sâu bằng chiều cao công $d = 1,8\text{m}$ để xác định trạng thái chảy. Dùng phương pháp cộng trực tiếp với phương trình (hình 9-35):

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

Ta được kết quả ở bảng dưới đây:

$h(\text{m})$	$\omega(\text{m}^2)$	$R(\text{m})$	$v(\text{m/s})$	$\frac{v^2}{2g}(\text{m})$	$\vartheta(\text{m})$	$C\sqrt{R}(\text{m/s})$	$J = \frac{v^2}{C^2 R} (10^{-3})$	$\bar{j} (10^{-3})$	$\Delta \vartheta(\text{m})$	$\Delta l(\text{m})$	$L = \sum \Delta l(\text{m})$
$h_k = 1,12$	1,68	0,45	11,80	7,13	28,5	43,8	0,073				0
1,26	1,89	0,47	10,45	5,56	6,82	45,0	0,054	0,0635	1,43	22,7	22,7
1,40	2,10	0,49	9,43	4,55	5,95	46,2	0,0417	0,048	0,87	18,1	40,8
1,60	2,40	0,51	8,25	3,46	5,06	47,3	0,0303	0,036	0,89	24,7	65,5
$d = 1,80$	2,70	0,53	7,33	2,76	4,56	8,4	0,0231	0,0267	0,50	1,88	84,3

Theo kết quả tính đường mặt nước c_0 đó, ta thấy đường c_0 có độ sâu ở cửa ra (ứng với độ dài $l = 70\text{m}$) là :

$$h_r \approx 1,65\text{m} < d$$

Có chiều dài đoạn đường nước dâng l_k là :

$$l_k = 84,3\text{m},$$

Từ đó tính được L_k là:

$L_k = l_k + l_{v\ddot{a}o} = l_k + 1,4a = 84,3 + 1,4. 1,8 = 86,82\text{m}$. V rõ ràng $L_k > L$ nên công là công ngắn, chảy nửa áp không ngập và kết quả tính lưu lượng như trên là đúng.

Nếu rút ngắn chiều dài công thượng lưu lượng trên vẫn như cũ, ví dụ lấy công dài $L = 40\text{m}$ thì $h_r \approx 1,40\text{m}$ và lưu lượng vẫn là $Q = 19,8\text{m}^3/\text{s}$.

Câu hỏi:

1. Nêu các hình thức nối tiếp sau cửa công hở.
2. Thiết lập công thức tính toán chảy không ngập qua công.
3. Thiết lập công thức tính toán chảy ngập qua công.
4. Các trạng thái chảy qua công ngầm (không áp, bán áp và có áp).
5. Công thức tính công ngầm chảy bán áp và có áp.
6. Hãy nêu sự khác nhau & giống nhau của dòng chảy qua lỗ & chảy qua công hở ?
7. Để chứng minh công thức tính lưu lượng qua công hở người ta phải viết phương trình Bernoulli và phải sử dụng các mặt cắt nào ? Giải thích tại sao lại chọn các mặt cắt đó (cho cả trường hợp chảy ngập và không ngập ?
8. Hãy nêu điều kiện chảy có áp và bán áp trong công ngầm ? Hãy giải thích tại sao trong thực tế người thiết kế cố gắng tránh trường hợp công ngầm chảy có áp hoặc nước nhảy trong công ?
9. Hãy lý giải các công thức thiết lập tính lưu lượng qua công ngầm chảy có áp và bán áp ?

Bài tập:

1. Tính độ cao mở công a để tháo lưu lượng $Q=2,5\text{m}^3/\text{s}$ dưới cửa công phẳng lộ thiên với $H_0=2,5\text{m}$, $b=4,5\text{m}$, $h_h=2\text{m}$, $\varphi=0,95$.
2. Tính độ cao mở công a để tháo lưu lượng $Q=22\text{m}^3/\text{s}$ dưới cửa công phẳng lộ thiên với $H_0=3,75\text{m}$, $b=4\text{m}$, $h_h=2,45\text{m}$, $\varphi=0,95$.
3. Tính chiều sâu H trước công phẳng lộ thiên với $a=0,8\text{m}$, $b=5\text{m}$. $Q=10\text{m}^3/\text{s}$, độ sâu mực nước hạ lưu $h_h=2,2\text{m}$, $\varphi=0,95$.
4. Tính chiều sâu H trước công phẳng lộ thiên với $a=0,75\text{m}$, $b=5\text{m}$. $Q=15\text{m}^3/\text{s}$, độ sâu mực nước hạ lưu $h_h=1,2\text{m}$, $\varphi=0,95$.
5. Tính lưu lượng nước chảy qua công phẳng lộ thiên với $a=0,6\text{m}$, $b=3\text{m}$. $H=3\text{m}$, độ sâu mực nước hạ lưu $h_h=2\text{m}$, $\varphi=0,95$.
6. Tính lưu lượng nước chảy qua công phẳng lộ thiên với $a=0,6\text{m}$, $b=3\text{m}$. $H=3\text{m}$, độ sâu mực nước hạ lưu $h_h=1\text{m}$, $\varphi=0,95$.
7. Xác định hình thức chảy và tính lưu lượng qua công ngầm mặt cắt chữ nhật bằng bê tông cốt thép với hệ số nhám $n=0,014$, chiều rộng $b=1\text{m}$, cao $d=1,6\text{m}$ đáy nằm ngang ($i=0$), dài $L=60\text{m}$. Biết công mở hoàn toàn và độ sâu thượng lưu so với nền công $H=8\text{m}$, độ sâu hạ lưu $h_h=1,2\text{m}$.
8. Xác định hình thức chảy và tính lưu lượng qua công ngầm mặt cắt chữ nhật bằng bê tông cốt thép với hệ số nhám $n=0,014$, chiều rộng $b=1,6\text{m}$, cao $d=2,4\text{m}$ đáy có độ dốc ($i=0,001$), dài $L=60\text{m}$. Biết công mở hoàn toàn và cao trình nền ở đầu công là $Z_d=+20\text{m}$, cao trình mực nước thượng lưu là $Z_t=28,2\text{m}$, sau cửa ra công là đầm nước rộng có cao trình mực nước hạ lưu là $Z_h=22,7\text{m}$.
9. Xác định độ mở cửa công của một công ngầm mặt cắt tròn đường kính $d=2\text{m}$, $n=0,014$, chiều dài công $L=60\text{m}$, độ dốc $i=0$, và cao trình đáy công là $Z_d=+10\text{m}$, cao trình mực nước thượng lưu là $Z_t=+18,0\text{m}$, cao trình mực nước hạ lưu là $Z_h=+12,0\text{m}$.

10. Công ngầm bằng bê tông cốt thép mặt cắt chữ nhật rộng $b=1,6\text{m}$, cao $d=2\text{m}$, dài $L=40\text{m}$, dốc đáy $i=0,002$. Biết công mở hoàn toàn và cao trình nền ở đầu công là $Z_d = +10\text{ m}$, Xác định cao trình mực nước thượng lưu là Z_t , trong các trường hợp sau :

- a. Lưu lượng $Q=6,4\text{m}^3/\text{s}$, cao trình mực nước hạ lưu là $Z_h=10,4\text{m}$.
- b. Lưu lượng $Q=22,4\text{m}^3/\text{s}$, cao trình mực nước hạ lưu là $Z_h=11,82\text{m}$.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lực T2, NXB Nông Nghiệp 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lực T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Edward J. Shaughnessy et al.*, Introduction to Fluid Mechanics, Oxford University Press 2005.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Blackwell science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
7. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
8. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Company 1993.
9. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookey.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 7

NỐI TIẾP VÀ TIÊU NẮNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

A. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

§7.1 NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

§7.2 HỆ THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN CỦA NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

I. Xác định h_c và h_c'' :

II. Xác định vị trí nước nhảy xa :

B. TIÊU NẮNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

§7.3 NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TIÊU NẮNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

§7.4 TÍNH CHIỀU SÂU BỀ TIÊU NẮNG

§7.5 TÍNH CHIỀU CAO TƯỜNG TIÊU NẮNG

§7.6 TÍNH TOÁN THUY LỰC HỒ TIÊU NẮNG KẾT HỢP (TƯỜNG + BỀ)

§7.7 TÍNH CHIỀU DÀI CỦA BỀ TIÊU NẮNG

§7.8 LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN TIÊU NẮNG

CHƯƠNG 7

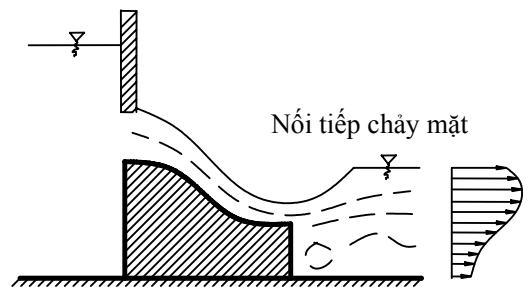
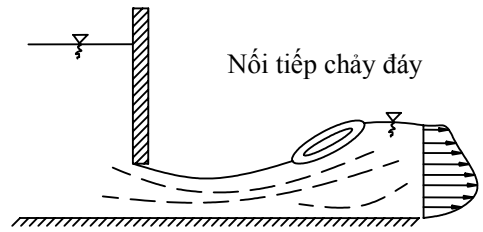
NỐI TIẾP VÀ TIÊU NĂNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH
Transitions and energy dissipators

A. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

Dòng chảy từ thượng lưu qua đập tràn hay qua cửa van nối tiếp với kênh dẫn sau công trình bằng hai hình thức chủ yếu:

1. *Hình thức nối tiếp ở trạng thái chảy đáy*: Trạng thái chảy đáy là trạng thái mà lưu tốc lớn nhất của dòng chảy xuất hiện ở gần đáy kênh dẫn.

2. *Hình thức nối tiếp ở trạng thái chảy mặt*: Trạng thái chảy mặt là trạng thái mà lưu tốc lớn nhất của dòng chảy không xuất hiện ở gần đáy kênh dẫn mà ở gần mặt tự do.



§7.1 NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

Tùy theo độ dốc của đáy kênh dẫn, dòng chảy thường ở hạ lưu có thể là chảy êm (khi $i < i_k$) hay chảy xiết (khi $i > i_k$). Vì thế nối tiếp chảy đáy ở hạ lưu công trình có thể gặp hai trường hợp sau:

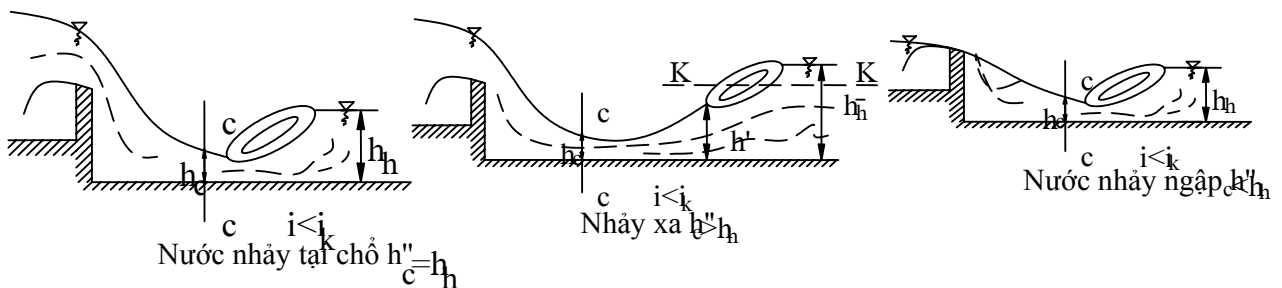
✓ Xét $i > i_k$:

Dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy êm. Mặt cắt của dòng chảy khi qua công trình bị "thu nhỏ" dần và lúc dòng chảy đổ xuống hạ lưu thì hình thành mặt cắt co hẹp C-C, độ sâu $h_c < h_h$. Như vậy dòng chảy qua công trình xuống kênh dẫn là dòng chảy xiết. Sự nối tiếp dòng chảy xiết với dòng chảy êm bắt buộc phải qua nước nhảy.

1. Nếu $h_c = h_h$: Năng lượng thừa của dòng chảy thượng lưu sẽ được tiêu hao gần hết bằng nước nhảy. Dạng nước nhảy này gọi là nước nhảy tại chỗ hoặc nước nhảy phân giới. Dạng nước nhảy này thường không ổn định.
2. Nếu $h_c > h_h$: Dòng chảy thượng lưu không thể tiêu hao hết năng lượng thừa bằng nước nhảy tại chỗ, mà phải tiêu hao một phần bằng tổn thất dọc đường qua đoạn đường nước dâng kiểu C, còn một phần năng lượng thừa sẽ tiêu hao bằng nước nhảy. Sau nước nhảy, năng lượng của dòng chảy gần bằng năng lượng của dòng hạ lưu h_h , tức là $h'' = h_h$; trong đó h'' là độ sâu liên hiệp sau nước nhảy, hình thành sau đoạn nước dâng. Dạng nước nhảy này gọi là nước nhảy xa.
3. Nếu $h_c < h_h$: Năng lượng thừa của dòng chảy thượng lưu nhỏ thua giá trị năng lượng có thể tiêu được bằng nước nhảy tại chỗ, hay nói cách khác năng lượng dự trữ của dòng chảy trong kênh dẫn đủ khả năng đưa nước nhảy tiến lại gần công trình. Dạng nước nhảy này gọi là nước nhảy ngập. Mức độ ngập của nước nhảy

đặc trưng bằng hệ số $\sigma = \frac{h_h}{h_c}$.

Xét về quan điểm thủy lực thì dạng nối tiếp bằng nước nhảy xa bất lợi nhất vì sự tiêu hao năng lượng bằng tổn thất dọc đường dọc theo dòng chảy rất chậm nên đoạn đường nước dâng thường khá dài. Trong phạm vi đường nước dâng, dòng chảy xiết có lưu tốc rất lớn nên phải tăng cường gia cố hạ lưu. Do đó, để tránh đoạn dòng chảy xiết thì dạng nối tiếp bằng nước nhảy ngập là tốt nhất.



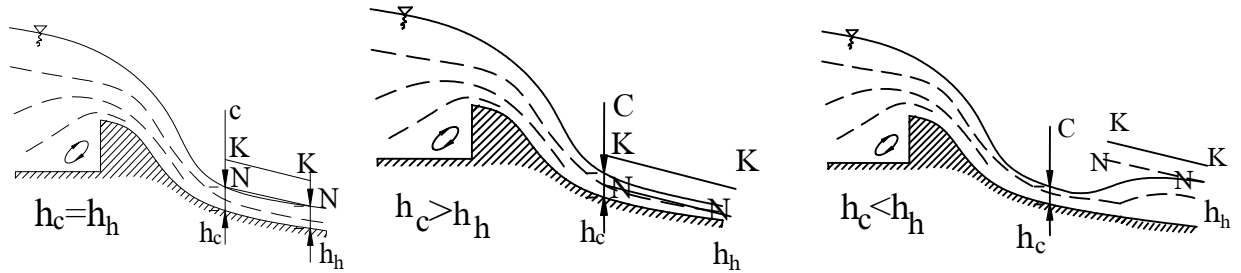
✓ Xét $i < i_k$

Dòng chảy qua công trình xuống kênh dẫn là dòng chảy xiết, dòng chảy trong kênh dẫn cũng là dòng chảy xiết nên trong trường hợp này sự nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu không qua nước nhảy.

1. Nếu $h_c = h_h$: Ngay tại mặt cắt co hẹp ở hạ lưu công trình sẽ hình thành dòng chảy đều.
2. Nếu $h_c > h_h$: Sau mặt cắt co hẹp, độ sâu dòng chảy sẽ giảm dần từ h_c đến h_h và hình thành đường nước hạ nối tiếp với dòng chảy đều trong kênh dẫn.

3. Nếu $h_c < h_h$: Sau mặt cắt co hẹp, độ sâu dòng chảy sẽ tăng dần từ h_c đến h_h và hình thành đường nước dâng nổi tiếp với dòng chảy đều trong kênh dẫn.

Với điều kiện dòng chảy bình thường trong kênh là dòng chảy xiết, thì dạng nổi tiếp thứ ba là bất lợi nhất vì trong phạm vi đường nước dâng, lưu tốc thường rất lớn có thể gây xói lở công trình.



§7.2 HỆ THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN CỦA NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

Nhiệm vụ tính toán nối tiếp hạ lưu công trình bao gồm:

- ✓ Xác định độ sâu cơ hẹp h_c và độ sâu liên hiệp h_c''
- ✓ So sánh h_c'' với h_h để biết hình thức nối tiếp. Nếu hình thức nối tiếp bằng nước nhảy xa, thì phải xác định vị trí nước nhảy.

I. Xác định h_c và h_c'' :

Viết phương trình Becnoulle cho mặt cắt (0-0) và (C-C), mặt chuẩn là đáy hạ lưu công trình:

$$H + P + \frac{\alpha_0 \cdot v_0^2}{2g} = E_0 = h_c + \frac{\alpha_c \cdot v_c^2}{2g} + h_w$$

Trong đó: E_0 - Năng lượng đơn vị của dòng chảy thượng lưu so với mặt chuẩn đã chọn,

P - Chiều cao của công trình so với đáy hạ lưu

Với $h_w = \sum \xi \cdot \frac{v_c^2}{2g}$

Do đó: $E_0 = h_c + \frac{\alpha_c \cdot v_c^2}{2g} + \sum \xi \cdot \frac{v_c^2}{2g} = h_c + (\alpha_c + \sum \xi) \frac{v_c^2}{2g}$ Đặt $(\alpha_c + \sum \xi) = \frac{1}{\varphi^2}$, với

$Q = \omega_c \cdot v_c$

Ta được : $Q = \varphi \cdot \omega_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}$ (7.1)

Đây là phương trình cơ bản thứ nhất để tính nối tiếp. Từ đây rút ra được h_c

Phương trình cơ bản thứ hai để tính nối tiếp là phương trình nước nhảy trong trường hợp $i < i_k$

$$\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega_1} + y_1 \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot \omega_2} + y_2 \cdot \omega_2$$
 (7.2)

Hệ số lưu tốc φ ở (7.1) được cho ở bảng tra, h_c được tính thử dần, để tiện Agroskin lập bảng như sau:

Đặt : $\frac{h_c}{E_0} = \tau_c, \frac{h_c''}{E_0} = \tau_c'', q = \frac{Q}{b}$

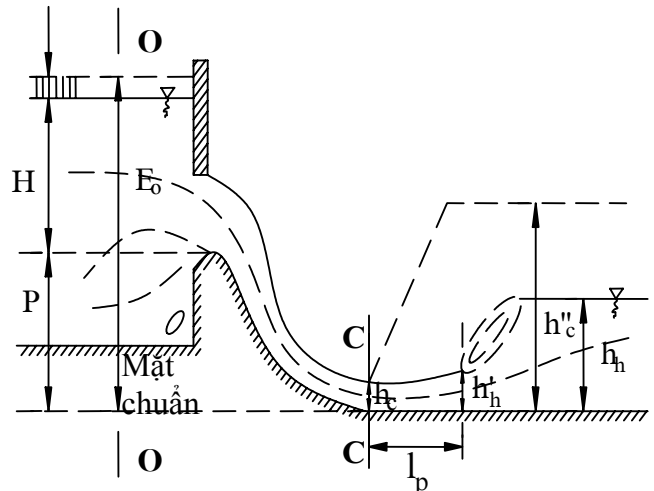
Từ (7.1) cho ta: $\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = F(\tau_c) = \sqrt{2g} \cdot \tau_c \cdot \sqrt{1 - \tau_c}$

và lập bảng phụ lục quan hệ $\tau_c \sim \tau_c'' \sim F(\tau_c)$

Từ đó có: $h_c = \tau_c \cdot E_0$

Và $h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0$

II. Xác định vị trí nước nhảy xa



Khi $h_c'' > h_h$ ta có nước nhảy xa. Trong hình thức nối tiếp bằng nước nhảy xa, độ sâu sau nước nhảy chính là độ sâu dòng chảy bình thường ở hạ lưu và từ đó có thể tính độ sâu trước nước nhảy h_h' . Độ sâu này phải lớn hơn độ sâu co hẹp, tức là $h_h' > h_c$. Đoạn dòng chảy xiết trước nước nhảy có độ sâu ở mặt cắt trên là h_c và độ sâu ở mặt cắt dưới là h_h' , sau đó dùng phương pháp dòng không đều, xác định chiều dài đoạn nước dâng chảy xiết l_d giữa đoạn $[h_c, h_h']$.

B. TIÊU NĂNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

§7.3 NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TIÊU NĂNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

Việc giải quyết vấn đề tiêu năng, tức tiêu hao năng lượng thừa mà dòng chảy mang theo nó từ thượng lưu qua công trình xuống hạ lưu là một trong những giai đoạn quan trọng nhất trong tính toán thủy lực công trình.

Với việc xây dựng công trình trên sông, kênh; mực nước ở thượng lưu công trình sẽ dâng lên so với lúc trước. Vì vậy, thế năng của dòng nước thượng lưu cũng tăng lên. Khi dòng nước từ thượng lưu đổ xuống hạ lưu, phần lớn thế năng này biến thành động năng, dòng chảy ngay sau công trình có lưu tốc tăng lên đột ngột, thường lớn hơn nhiều so với lưu tốc dòng chảy ở trạng thái tự nhiên. Bởi vậy ngay sau công trình, lòng dẫn có thể bị xói lở nghiêm trọng, ảnh hưởng đến sự an toàn công trình.

Nếu trong phạm vi công trình, động năng thừa không được tiêu hao toàn bộ và nếu lòng dẫn ở hạ lưu không phải là đá thì ngay sau công trình sẽ hình thành phễu xói, làm ảnh hưởng đến sự an toàn của công trình. Sơ đồ phễu xói ngay sau công trình khi lòng dẫn hạ lưu không phải là đá. Chiều sâu phễu xói $h_x \sim 2,5H$. chiều dài có thể biến đổi từ $(4 \div 6)H$ cho đến $(30 \div 40)H$.

Do đó để lòng dẫn ở hạ lưu đỡ bị xói lở, tốt nhất là làm sao cho năng lượng thừa chủ yếu được tiêu hao trong nước nhảy, hay nói cách khác nước nhảy là một biện pháp tiêu năng quan trọng.

Tuy ở hạ lưu công trình ở một đoạn cách xa nó, vận tốc trung bình không còn lớn nhưng mạch động còn rất mạnh nên cũng gây ra sự xói lở nghiêm trọng.

Trong điều kiện bài toán không gian, khi chỉ có một vài cửa làm việc trong tổng số các cửa thì lại xuất hiện dòng chảy xiên, cũng gây ra hiện tượng xói lở.

Nhiệm vụ tính toán tiêu năng là phải tìm được biện pháp tiêu hủy toàn bộ năng lượng thừa, điều chỉnh lại sự phân bố lưu tốc và làm giảm mạch động, khử dòng xiên để cho dòng chảy trở về trạng thái tự nhiên của nó trên một đoạn ngắn nhất, rút ngắn đoạn gia cố ở hạ lưu công trình.

Có nhiều biện pháp và hình thức tiêu năng, trong đó cơ bản nhất là tạo nước nhảy ngập sau chân công trình. Tuy nước nhảy hoàn chỉnh là dạng tiêu hao năng lượng tốt nhất nhưng nó lại không ổn định nên cần dùng dạng nước nhảy ngập vì vị trí ổn định hơn. Hệ số ngập của nước nhảy không nên lấy quá $(1,05 \div 1,1)$ để tận dụng khả năng tiêu năng của nước nhảy. Để làm xuất hiện nước nhảy ngập sau công trình \rightarrow rõ ràng phải tìm cách tăng độ sâu nước ở hạ lưu h_n lên. Muốn vậy, trong thực tế người ta thường dùng những biện pháp đơn giản sau:

- ✓ Hạ thấp đáy kênh hạ lưu tức đào bể tiêu năng
- ✓ Làm một tường chắn ngang để nâng cao mực nước, tức làm tường tiêu năng
- ✓ Vừa đào sâu, vừa làm tường, tức làm bể và tường tiêu năng kết hợp

\Rightarrow Tính toán tiêu năng nhằm xác định độ sâu bể d , chiều cao tường c , và chiều dài bể l_b .

§7.4 TÍNH CHIỀU SÂU BỂ TIÊU NĂNG

Ta biết rằng lúc chưa đào bể (lòng dẫn hạ lưu ở cao trình ∇_1 thì cột nước thượng lưu so với đáy hạ lưu là:

$$E_o = E + \frac{\alpha v_o^2}{2g}$$

Từ năng lượng E_o , ta tính độ sâu co hẹp h_c và độ sâu liên hiệp với nó h_c'' .

Nếu $h_c'' > h_h \rightarrow$ đào bể với chiều sâu

$d = \nabla_1 - \nabla_2$ thì cột nước thượng lưu so với đáy bể sẽ tăng lên $E_o' = E_o + d$. Do đó: Độ sâu co hẹp h_c sẽ giảm đi, tương ứng độ sâu liên hiệp với nó h_c'' sẽ tăng lên.

Đồng thời độ sâu trong bể cũng sẽ tăng lên: $h_b = h_h + \Delta z + d$

Trong đó: Δz - Độ chênh mực nước ở ngưỡng bể tiêu năng.

Tuy nhiên, do h_b tăng nhiều hơn h_c'' nên với một độ sâu d đủ lớn, ta có thể có:

$$h_b = h_h + \Delta z + d > (h_c'')$$

Độ sâu d càng lớn thì mức độ ngập trong bể càng lớn. Muốn xác định d thích hợp, trước hết ta cần xác định d_o ứng với trạng thái phân giới (nước nhảy tại chỗ) nghĩa là:

$$(h_b)_o = h_h + \Delta z + d_o = (h_c'')_o \text{ hay } d_o = (h_c'')_o - h_h - \Delta z$$

Để tính Δz ta xuất phát từ giả thiết gần đúng coi sơ đồ dòng chảy đi ra khỏi bể như sơ đồ chảy ngập qua đập tràn đỉnh rộng; Δz được coi là độ chênh mực nước thượng lưu đập với mực nước trên đỉnh đập. Vậy áp dụng công thức chảy ngập qua đập tràn đỉnh rộng:

$$q = \varphi' \cdot h_h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta z_o}$$

Trong đó: φ' : Hệ số lưu tốc ở cửa ra của bể, $\varphi' = (0,95 - 1,00)$

Δz_o : Độ chênh cột nước ở cửa ra của bể.

$$\Delta z_o = \Delta z + \frac{\alpha v_b^2}{2g} \text{ Trong đó: } v_b - \text{ Lưu tốc trong bể có thể tính gần đúng bằng:}$$

$$v_b = \frac{q}{(h_b)_o} = \frac{q}{(h_c'')_o}$$

$$\Rightarrow \Delta z = \frac{q^2}{2g \cdot \varphi'^2 \cdot h_h^2} - \frac{q^2}{2g \cdot (h_c'')_o^2} \text{ hay } \Delta z = \frac{Q^2}{2g \cdot \varphi'^2 \cdot \omega_h^2} - \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot \omega_b^2} \quad (7.3)$$

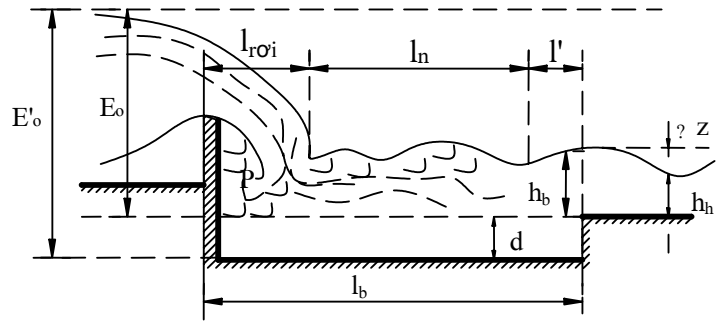
Trong đó: ω_b - diện tích mặt cắt ướt ở cuối bể, có chiều sâu: $h_b = \sigma \cdot h_c''$

ω_c - diện tích mặt cắt ướt, hạ lưu sau bể

φ' - hệ số lưu tốc ở cửa ra của bể, lấy $\varphi' = 0,95 \div 1,00$

Với d_o tính như trên, trong bể sẽ có nước nhảy tại chỗ nghĩa là $\sigma = \frac{h_b}{(h_c'')_o} = 1$

Về mặt tính toán, chọn d_o như vậy là đủ vì nước nhảy tại chỗ có tác dụng tiêu năng tối đa. Nhưng thực tế thí nghiệm cho thấy, với những trị số $\sigma = 1$, nước nhảy sẽ có vị trí rất không ổn định. Với lý do đó người ta chọn $\sigma > 1$. Nhưng nếu σ càng lớn thì bể phải đào



càng sâu, đồng thời hiệu suất tiêu năng càng kém. Để đồng thời thoả các điều kiện trên, thực tế người ta chọn chiều sâu d sao cho: $\sigma = \frac{h_b}{h_c} = 1,05 \div 1,10$

Như vậy độ sâu trong bể sẽ bằng: $h_b = h_h + \Delta z + d = \sigma \cdot h_c$

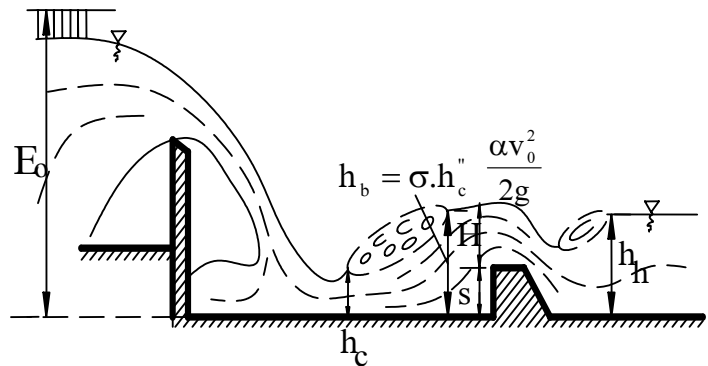
Từ đó: $d = \sigma \cdot h_c - h_h - \Delta z$ (7.4)

Trong đó: h_h - độ sâu hạ lưu khi chưa đào bể

Như vậy để tính d , các số hạng $h_c, \Delta z$ lại phụ thuộc vào d . Do đó bài toán phải giải đúng dần.

Có thể tính theo trình tự như sau

1. Tính d gần đúng lần thứ nhất theo biểu thức: $d_1 = h_c - h_h$
2. Với d_1 đã chọn, tính h_c, h_c theo $E_0' = E_0 + d_1$
3. Định chiều sâu nước trong bể tiêu năng: $h_b = \sigma \cdot h_c$
4. Tính Δz theo (7.3)
5. Tính d theo (7.4)
6. Nếu d tính ra gần bằng d_1 đã chọn thì đúng và đó là độ sâu bể cần đào, còn không lấy d đã tính ở bước 5 để tính lại lần nữa theo trình tự trên.



§7.5 TÍNH CHIỀU CAO TƯỜNG TIÊU NẮNG

Trong trường hợp này, ta giữ nguyên cao trình đáy kênh hạ lưu và xây một tường chắn ngang dòng chảy. Khi đó mực nước trước tường sẽ dâng lên và có độ sâu $h_b > h_n$. Nếu lúc không làm tường ta có $h_n < h_c$, tức có nước nhảy xa ở hạ lưu công trình thì sau lúc làm tường ta có thể đạt được $h_b > h_c$, nghĩa là có nước nhảy ngập trong bể tiêu năng.

Như vậy: Chiều cao tường được định ra xuất phát từ điều kiện: $h_b = \sigma \cdot h_c$

Từ hình vẽ ta thấy: $h_b = c + H_1$; Trong đó: c - Chiều cao tường

H_1 - Cột nước trên tường tiêu năng

Vậy: $c = \sigma \cdot h_c - H_1$ (7.5)

Giả thiết tường làm việc như một đập tràn thực dụng chảy ngập ta có:

$$H_{10} = H_1 + \frac{\alpha v_b^2}{2g} = \left(\frac{q}{\sigma_n \cdot m' \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

Trong đó: m' : Hệ số lưu lượng của tường tiêu năng $m' = 0,40 \div 0,42$

σ_n : Hệ số ngập của đập tràn thực dụng

v_b : Lưu tốc trong bể $v_b = \frac{q}{h_b} = \frac{q}{\sigma \cdot h_c}$

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

$$H_1 = \left(\frac{Q}{\sigma_n \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{Q^2}{(\sigma \cdot h_c)^2 \cdot b^2}$$
 (7.6)

Từ (7.5) và (7.6) xác định được c nhưng vì σ_n lại phụ thuộc vào $h_n = h_n - c$, nên nói chung giải bằng đúng dần.

Có thể tính theo trình tự như sau :

Sau khi tính được h_c, h_c'' , tính H_1 theo (7.6) lấy $\sigma_n = 1$, rồi tính c theo (7.5).

Nếu $c > h_n$ thì đúng. Nếu $c < h_n$ nghĩa là tường làm việc như đập tràn chảy ngập $\sigma_n < 1$.

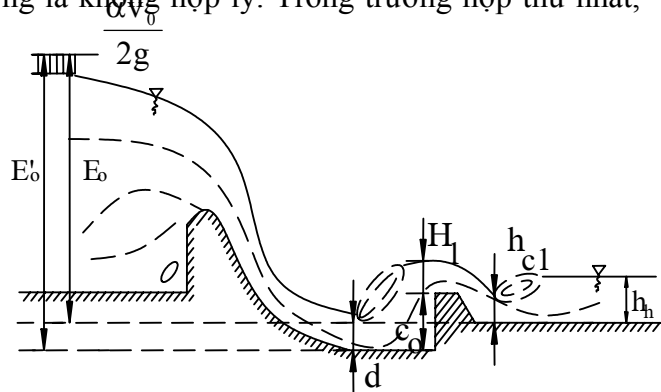
Lúc đó lấy c nhỏ hơn trị số vừa tính được ở trên và tính $h_n = h_n - c$, để tìm hệ số ngập

$\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_1}\right)$ và sau đó tính lại chiều cao tường. Cuối cùng nhớ kiểm tra dạng nước nhảy

sau tường. Nếu sau tường có nước nhảy xa ta phải làm tường tiếp theo để sao cho sau tường cuối cùng có được nước nhảy ngập. Thông thường người ta ít xây tường mà thường kết hợp vừa xây tường vừa đào bể để kinh tế.

§7.6 TÍNH TOÁN THUY LỰC HỔ TIÊU NĂNG KẾT HỢP (TƯỜNG + BỂ)

Trong thực tế, có nhiều trường hợp nếu làm tiêu năng chỉ bằng cách hạ thấp đáy kênh hạ lưu hoặc chỉ bằng cách xây tường là không hợp lý. Trong trường hợp thứ nhất, bể sẽ phải rất sâu, đáy kênh hạ lưu phải hạ thấp quá nhiều, như vậy ta đã làm cho chiều cao đập tăng lên; do đó điều kiện nối tiếp và tiêu năng ở hạ lưu đập sẽ nặng nề thêm. Trong trường hợp thứ hai, tường sẽ phải quá cao, sau tường rất có khả năng xảy ra nước nhảy xa và ta phải làm tiếp tường thứ hai. Trong điều kiện như thế, tốt hơn hết là kết hợp cả hai biện pháp trên vừa hạ thấp đáy kênh vừa làm tường gọi là **bể tiêu năng kết hợp**. Thực tế chứng tỏ dùng biện pháp này trong nhiều trường hợp rất có lợi về mặt kinh tế và kỹ thuật.



Độ sâu trong bể tiêu năng kết hợp bằng $h_b = d + c + H_1$

Ta cần có nước nhảy ngập trong bể, nghĩa là $h_b = \sigma \cdot h_c$

Vậy: $d + c = \sigma \cdot h_c - H_1$ (7.7) với h_c và H_1 tính như trường hợp trên ; có hai cách đặt vấn đề để tính:

1. Tự định một trong hai đại lượng d hoặc c và tìm ra đại lượng kia. Sau đó điều chỉnh để d và c có một tỷ lệ hợp lý nhất về kinh tế và kỹ thuật.
2. Định chiều cao tường lớn nhất có thể được, miễn là sau tường không có xảy ra nối tiếp bằng nước nhảy phóng xa, còn thì đào sâu sân công trình để đảm bảo trong bể có nước nhảy ngập.

Sau đây là cách tính cho trường hợp 2, xét cho bài toán phẳng:

Muốn vậy, trước hết ta xét trường hợp phân giới là trường hợp làm sao cho sau tường có nước nhảy tại chỗ. Chiều cao tường ứng với trường hợp đó là c_0 .

Xác định c_0 :

Chiều cao tối hạn c_0 của tường, để không có nước nhảy phóng xa sau tường.

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

Khi có nước nhảy tại chỗ ở sau tường thì độ sâu co hẹp ở sau tường chính là độ sâu liên hiệp với dòng chảy bình thường ở hạ lưu:

$$h_{c1} = \frac{h_h}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot \alpha_0 \cdot q^2}{g \cdot h_h^3}} - 1 \right]$$

Trong đó h_{c1} là độ sâu của mặt cắt co hẹp ở sau tường, trong trường hợp nối tiếp sau tường là nối tiếp bằng nước nhảy phân giới, nghĩa là h_{c1} là độ sâu liên hiệp thứ nhất với độ sâu hạ lưu.

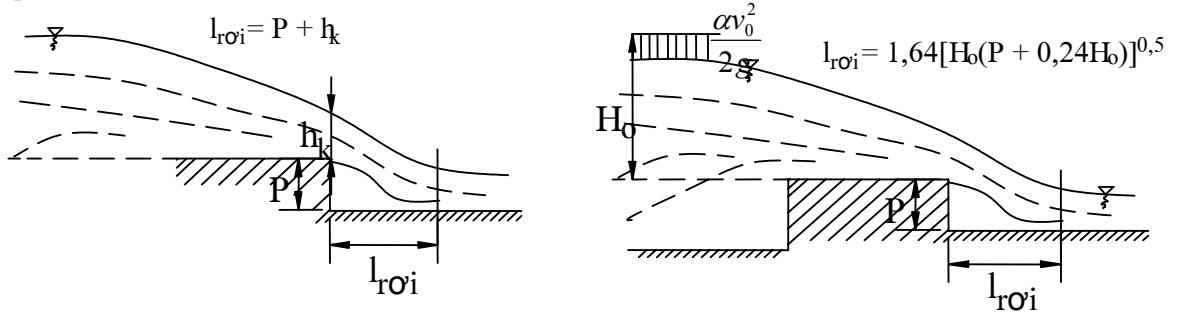
Sau khi tính được c_0 , chiều cao tường c chọn: $c = (0,9 \div 0,95) \cdot c_0$ để đảm bảo sau tường nước chảy ngập. Sau khi có c rồi xác định d theo (7.7).

§7.7 TÍNH CHIỀU DÀI CỦA BỂ TIÊU NĂNG

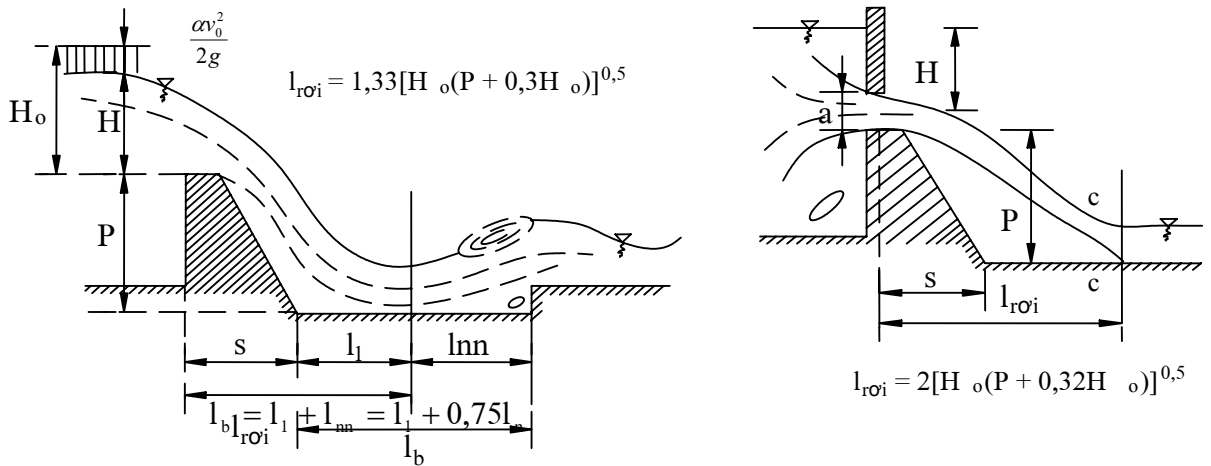
Cũng như việc xác định chiều sâu của bể tiêu năng (hay chiều cao tường tiêu năng), việc xác định chiều dài của bể tiêu năng l_b là một vấn đề hết sức quan trọng và khó khăn, cho đến nay vẫn chưa có lời giải bằng lý thuyết. Vì vậy trong thiết kế người ta thường dùng các công thức thực nghiệm.

Khi tính chiều dài bể cần phân biệt hai trường hợp sau:

- (1) Khi bể nằm sau đập tràn, có mặt tràn hình cong thuận, chiều dài bể tính từ mặt cắt co hẹp (c-c)



- (2) Khi bể nằm sau tường thẳng đứng hoặc nghiêng thì chiều dài bể không phải tính từ mặt cắt co hẹp (c-c) mà tính từ chân công trình.



Chiều dài của bể phải được định ra sao cho nước nhảy ngập nằm gọn trong đó, đồng thời sao cho khu nước vật trên và khu nước vật dưới không che lấp lẫn nhau, tức là sao cho dòng chảy đi đến ngưỡng ra của bể tiêu năng được bình thường.

Theo M.Đ. Tréctouxốp: $l_b = \beta.l_n + l_1 = l_1 + (0,70 \div 0,80)l_n$

Trong đó: l_n – chiều dài nước nhảy hoàn chỉnh

l_1 – theo hình vẽ được tính, $l_1 = l_{roi} - S$ (7.8)

Với S : Chiều dài nằm ngang của mái dốc hạ lưu công trình

l_{roi} : Chiều dài nằm ngang của dòng nước rơi tính từ cửa công trình đến mặt cắt c-c, được tính theo các công thức thực nghiệm sau:

- ✓ Chảy qua đập tràn thực dụng mặt cắt hình thang

$$l_{roi} = 1,33\sqrt{H_0(P + 0,3H_0)} \quad (7.9)$$

- ✓ Chảy qua đập tràn thực dụng có cửa van trên đỉnh đập

$$l_{\text{roi}} = 2\sqrt{H_0(P + 0,32a)}, \text{ trong đó: } a: \text{ Độ mở cửa van} \quad (7.10)$$

✓ Chảy qua đập tràn đỉnh rộng

$$l_{\text{roi}} = 1,64\sqrt{H_0(P + 0,24H_0)} \quad (7.11)$$

✓ Chảy từ bậc xuống: $l_{\text{roi}} = P + h_k$

§7.8 LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN TIÊU NĂNG

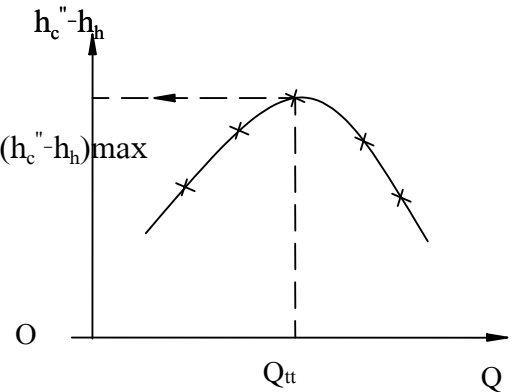
Ở trên ta đã xét cách xác định các kích thước của bể hoặc tường tiêu năng ứng với một lưu lượng Q nhất định. Thông thường công trình thủy lợi làm việc với lưu lượng biến đổi trong phạm vi từ một trị số nhỏ nhất Q_{min} đến một trị số lớn nhất Q_{max} nào đó. Thiết bị tiêu năng phải giải quyết tốt vấn đề tiêu năng cho mọi cấp lưu lượng có thể có trong phạm vi ấy. Do đó trong thiết kế tiêu năng, ta phải tính toán theo lưu lượng nào gây ra sự nổi tiếp bất lợi nhất. Lưu lượng ấy gọi là lưu lượng tính toán tiêu năng, ký hiệu Q_{tt} . Tính theo lưu lượng này thì bể tiêu năng sẽ có kích thước lớn nhất.

Trường hợp bất lợi nhất là trường hợp nổi tiếp bằng nước nhảy xa có hiệu số $(h_c'' - h_h)_{max}$, lúc đó có chiều dài đoạn chảy xiết lớn nhất, do đó cần một chiều sâu và chiều dài bể lớn nhất.

Lưu lượng tính toán tiêu năng không nhất thiết là lưu lượng lớn nhất vì khi Q tăng lên thì h_c'' nói chung tăng lên, nhưng độ sâu hạ lưu cũng tăng theo.

Do đó, cách xác định Q_{tt} cụ thể như sau:

Lấy một trị số Q từ lớn đến nhỏ trong phạm vi biến đổi của lưu lượng tháo qua công trình. Ứng với mỗi trị số Q đó, ta tính được h_c'' và h_h tương ứng. Vẽ đồ thị $Q \approx (h_c'' - h_h)$ ta sẽ tìm được trị số Q ứng với $(h_c'' - h_h)_{max}$ lớn nhất.



Câu hỏi:

1. Các hình thức nổi tiếp dòng chảy ở hạ lưu công trình (chảy đáy, chảy mặt)
2. Xác định hình nổi tiếp chảy đáy.
3. Xác định hình thức nổi tiếp chảy mặt.
4. Tại sao phải tiêu năng ở hạ lưu công trình? Nêu các biện pháp tiêu năng thường gặp.
5. Tính kích thước bể tiêu năng.
6. Tính kích thước tường tiêu năng.
7. Tính kích thước tường +bể tiêu năng kết hợp.
8. Khi tính tiêu năng người ta thường dùng lưu lượng nào?
9. Thế nào là nổi tiếp chảy mặt và nổi tiếp chảy đáy ? Hãy hình dung trong thực tế xây dựng công trình khi nào chúng ta sử dụng hình thức nổi tiếp chảy mặt ?
10. Trong nổi tiếp chảy đáy, thông thường ta phải xác định lưu lượng qua đập tràn, hình thức nổi tiếp (nhảy xa, nhảy tại chỗ hay nhảy ngập); tại sao trước đây người ta sử dụng bảng tra của Agroskin để tính toán ?
11. Hãy cho biết trong thực tế tính toán tiêu năng, khi nào người ta đào bể , khi nào xây tường, khi nào kết hợp cả hai giải pháp này ? Thông thường đoạn kênh dẫn sau các công trình tiêu năng bị hư hỏng, vì sao ?

Bài tập:

1. Xác định hình thức nối tiếp và vị trí nước nhảy khi dòng chảy có lưu lượng $Q=5,2\text{m}^3/\text{s}$ từ dốc nước tạo $h_c = 0,1\text{m}$ đi vào kênh hình thang có $m=1$, $b=3,8\text{m}$, $i=0,0006$; $n=0,025$.
2. Xác định hình thức nối tiếp ở hạ lưu đập tràn, biết đập cao $P=10\text{m}$, chiều rộng sông thượng lưu bằng chiều rộng tràn, cột nước tràn $H_0=3,0\text{m}$, hệ số lưu lượng $m=0,44$. Kênh dẫn sau đập có độ sâu mực nước $h_h=2,00\text{m}$.
3. Xác định hình thức nối tiếp sau khi dòng chảy đi từ đập tràn với lưu lượng $Q= 80\text{m}^3/\text{s}$, chiều rộng tràn $b=8\text{m}$. Mực nước thượng lưu cao hơn đáy kênh dẫn hạ lưu là $E=10\text{m}$, kênh hạ lưu đập khá dài mặt cắt chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng tràn, hệ số nhám $n=0,017$, độ dốc $i=0.0002$.
4. Xác định hình thức nối tiếp ở chân đập tràn có bậc thụt. Đập cao $P=16\text{m}$, bậc cao $a=6\text{m}$, mũi dốc ngược một góc $\theta=10^\circ$. Lưu lượng đơn vị $q=8 \text{ m}^2/\text{s}$, $H_0=2,45\text{m}$, $h_h=8,0\text{m}$, $\varphi=0,95$.
5. Tính chiều cao tường tiêu năng của dòng chảy sau đập tràn thực dụng mặt cắt hình cong có $P=12\text{m}$, $b=8\text{m}$, $m=0,49$, $Q=48\text{m}^3/\text{s}$. Kênh hạ lưu mặt cắt chữ nhật rộng bằng đập tràn và có độ sâu mực nước là $h_h=3\text{m}$.
6. Tính chiều sâu bể tiêu năng của dòng chảy sau đập tràn thực dụng mặt cắt hình cong có $P=12\text{m}$, $b=8\text{m}$, $m=0,49$, $Q=48\text{m}^3/\text{s}$. Kênh hạ lưu mặt cắt chữ nhật rộng bằng đập tràn và có độ sâu mực nước là $h_h=3\text{m}$.
7. Tính kích thước bể tiêu năng kết hợp tường ở hạ lưu đập tràn có $P=7\text{m}$, $b=8\text{m}$, $m=0,35$, $Q=64\text{m}^3/\text{s}$. Với chiều cao tường tối đa để không có nước nhảy xa sau tường, còn bao nhiêu thì đào bể lấy $\varphi_{\text{đập}}=0,9$; $\varphi_{\text{tường}}=0,95$. Kênh hạ lưu mặt cắt chữ nhật rộng bằng đập tràn và có độ sâu mực nước là $h_h=3\text{m}$.
8. Tính bể tiêu năng (chiều sâu và chiều dài), ở sau cửa cống, chiều rộng cống bằng chiều rộng đáy kênh $b = 3 \text{ m}$; cột nước thượng lưu $H_0 = 2 \text{ m}$; lưu lượng $Q=7,16\text{m}^3/\text{s}$, độ sâu hạ lưu $h_h = 1,2 \text{ m}$. Hệ số lưu tốc qua cống ($\varphi = 0,95$)
1. Tính tường (chiều cao tường và chiều dài bể) tiêu năng ở sau cửa cống, chiều rộng cống bằng chiều rộng đáy kênh $b = 3 \text{ m}$; cột nước thượng lưu $H_0 = 3 \text{ m}$; lưu lượng $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ độ sâu hạ lưu $h_h = 1,6 \text{ m}$. Hệ số lưu tốc qua cống ($\varphi = 0,95$).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lục T2, NXB Nong Nghiep 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
4. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
5. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
6. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
7. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
8. *Philip M. Gerhart et al.*, Fundamental of Fluid Mechanics, McGrawHill 1994.
9. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookey.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 8

LÝ THUYẾT CƠ BẢN VỀ THẨM

A. KHÁI LUẬN

§8.1 NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN

I. Tầm quan trọng của lý thuyết về nước thấm

II. Các trạng thái nước ở dưới đất

III. Đặc tính của đất thấm nước

§8.2 ĐỊNH LUẬT THẨM DARCY

I. Mô hình thấm:

II. Định luật thấm

III. Hệ số thấm của đất:

B. CHUYỂN ĐỘNG CỦA DÒNG THẨM TRÊN TẦNG KHÔNG THẨM NƯỚC

§8.3 CHUYỂN ĐỘNG ĐỀU CỦA DÒNG THẨM

§8.4 CÔNG THỨC DUYPUY

§8.5 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CỦA CHUYỂN ĐỘNG ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU THAY ĐỔI DẦN CỦA DÒNG THẨM

§8.6 CÁC DẠNG ĐƯỜNG BẢO HOÀ TRONG CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU CỦA DÒNG THẨM

C. CHUYỂN ĐỘNG CỦA DÒNG THẨM VÀO GIẾNG VÀ HÀM TẬP TRUNG NƯỚC

§8.7 CÁC LOẠI GIẾNG NƯỚC NGẦM

I. Giếng nước phun

II. Giếng nước ngầm

D. THẨM QUA ĐẬP ĐẤT TRÊN NỀN KHÔNG THẨM

E. THẨM DƯỚI CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

I. Đặt vấn đề về thấm có áp

II. Phương trình vi phân cơ bản dòng thấm

III. Điều kiện biên

IV. Hàm dòng - Lưới chuyển động thủy động lực học

1. Hàm dòng

2. Lưới chuyển động thủy động lực học

§8.7 PHƯƠNG PHÁP TƯƠNG TỰ ĐIỆN - THỦY ĐỘNG LỰC HỌC (TTĐ-TĐ)

I. Nguyên lý tương tự

II. Sơ đồ thí nghiệm và dụng cụ

1. Phần cung cấp điện

2. Mạch đo

3. Mô hình điện

CHƯƠNG 8**LÝ THUYẾT CƠ BẢN VỀ THẨM**
Groundwater modelling**A. KHÁI LUẬN****§8.1 NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN****I. Tầm quan trọng của lý thuyết về nước thấm**

Sự chuyển động của chất lỏng trong môi trường đất, đá nứt nẻ hoặc trong môi trường xốp nói chung, gọi là thấm.

Khi xây dựng công trình thủy lợi thường xuất hiện hiện tượng thấm trong đất như thấm dưới đáy, thấm vòng quanh công trình; thấm đến các hồ móng thi công,...cho nên tính thấm có tầm quan trọng đặc biệt và là một khâu không thể thiếu được trong thiết kế công trình thủy lợi.

Nhiệm vụ việc tính thấm nhằm xác định những đặc trưng chung hoặc cục bộ của dòng thấm:

- a) Xác định áp lực và cột nước thấm tại mọi vị trí khác nhau trong vùng thấm.
- b) Xác định trị số gradient và vận tốc của dòng thấm trong công trình bằng đất, nền công trình và những đoạn nối tiếp giữa công trình với bờ.
- c) Xác định vị trí đường bão hòa (đối với thấm không áp).
- d) Xác định lưu lượng thấm.

II. Các trạng thái nước ở dưới đất

Nước trong các môi trường có lỗ hổng có thể ở nhiều trạng thái khác nhau:

- ✓ Nước ở thể khí
- ✓ Nước ở thể bám chặt
- ✓ Nước ở thể màng mỏng
- ✓ Nước mao dẫn
- ✓ Nước trọng lực hay nước thấm
- ✓

III. Đặc tính của đất thấm nước

Đất có thể chia làm hai loại:

- ✓ Đất đồng chất: Tính chất thấm đối với mọi điểm như nhau
- ✓ Đất không đồng chất: Tính chất thấm phụ thuộc vào vị trí của từng điểm

Đất đồng chất lại chia làm hai loại:

- ✓ Đất đẳng hướng: Tính chất thấm không phụ thuộc vào phương chuyển động của dòng thấm
- ✓ Đất không đẳng hướng: Tính chất thấm lại phụ thuộc vào phương chuyển động của dòng thấm.

Sau đây ta chỉ nghiên cứu trường hợp thấm đơn giản nhất trong các loại đất đồng nhất, đẳng hướng trên các tầng đất phẳng không thấm nước.

§8.2 ĐỊNH LUẬT THẨM DARCY

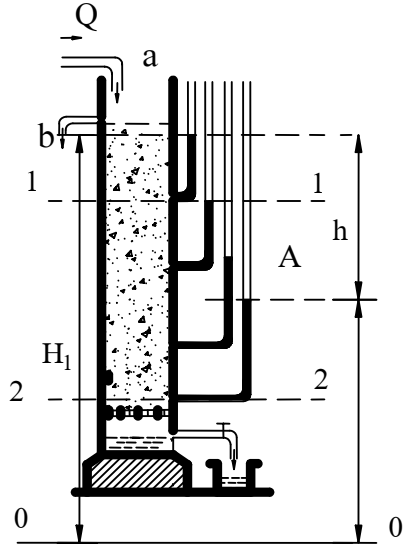
I. Mô hình thấm:

Chuyển động của những chất điểm nước riêng biệt trong dòng thấm rất phức tạp. Vì thế lúc nghiên cứu các vấn đề thấm, cần lập một sơ đồ về hiện tượng đã được đơn giản hoá, nghĩa là lập nên một "mô hình thấm" bằng cách thay chuyển động thực phức tạp của dòng thấm bằng một chuyển động giả định đơn giản hơn.

Mô hình thí nghiệm:

Thiết bị gồm một ống hình trụ A, có một số lỗ để lắp các ống đo áp p vào. Nước theo ống a đi vào hình trụ được giữ ở cao trình không đổi nhờ một ống tràn b. Cách đáy một khoảng nhất định có đặt một lưới. Đất chứa đầy ống hình trụ đến một độ cao cho trước.

Giữa lưới và đáy hình trụ đặt ống tháo nước có khoá hình K để tháo nước thấm qua đất ra ngoài. Nước chảy ra khỏi ống được tập trung vào bình B. Ta giữ cho chuyển động của nước thấm qua cột đất trong ống hình trụ được ổn định bằng cách giữ cho mực nước trong ống hình trụ không đổi, nghĩa là đảm bảo cho lượng nước do ống a cung cấp cho cột đất vừa bằng hay lớn hơn lượng nước đưa ra ngoài qua khoá K. Ta thấy mực nước trong các ống đo áp này ở những cao trình khác nhau, ống đo áp càng thấp thì mực nước trong các ống này ở cao trình càng thấp. Chứng tỏ khi nước chuyển động trong các lỗ hổng của đất thì có tồn thất cột nước.



Sự chuyển động của từng chất điểm nước qua các lỗ hổng của đất là rất phức tạp, nhưng nếu xét đến toàn bộ dòng chảy ta vẫn thấy có một "phương chảy chính" của dòng chảy, đó là phương thẳng đứng.

Sau này ta chỉ xét đến phương chảy chính và giả thiết dòng thấm chuyển động liên tục và làm đầy tất cả các mặt cắt ngang của lớp đất thấm, nghĩa là thấm qua cả cột đất nữa. Tuy nhiên, các kết quả thu được vẫn đúng cho dòng thấm (V, Q, h_w) .

- Lưu tốc thấm $u = \frac{dQ}{d\omega}$. Vận tốc thấm trung bình $v = \frac{Q}{\omega}$
- Lưu tốc thấm v là lưu tốc giả định, khác với lưu tốc thực v'
- Nếu diện tích thấm ω đã định, diện tích tổng cộng của các lỗ hổng ω' thì: Lưu tốc trung bình thực tế trong các lỗ hổng: $v' > v$)

$v = p \cdot v'$ với $p < 1$ và $p = \frac{\omega'}{\omega}$: Độ rỗng, với ω' - diện tích lỗ hổng, ω - diện tích thấm qua đất

II. Định luật thấm

Năm 1852-1855 Darcy đã tiến hành nhiều thí nghiệm đối với đất cát (Hình trên) và đưa ra định luật cơ bản về thấm, gọi là định luật Darcy.

Qua quan sát hiện tượng thấm ta thấy: $Q = f(k, \omega, J)$ với $J = \frac{h_w}{l}$. Như vậy: $Q = k \omega J$, k phụ thuộc loại đất gọi là hệ số thấm; $h_w = H_1 - H_2 \rightarrow J = - \frac{H_2 - H_1}{l}$

Hay có thể viết: $v = k.J = -k \cdot \frac{\Delta H}{\Delta l}$, nên có thể phát biểu:

“Lưu tốc thấm tỉ lệ bậc nhất với gradien thủy lực hay tổn thất h_w tỉ lệ bậc nhất với lưu tốc thấm”

⇒ Chuyển động tuân theo định luật Darcy của dòng thấm là chuyển động ở trạng thái chảy tầng. Đối với cát hạt, sỏi → thấm theo luật phi Darcy.

III. Hệ số thấm của đất

Đặc trưng cho tính thấm nước của đất = f(hình dạng, kích thước hạt đất, thành phần nham thạch, điều kiện t^0).

Hạt đất càng lớn, càng đều thì hệ số thấm càng lớn. Ngược lại nếu trong đất có nhiều hạt nhỏ thì hệ số thấm càng nhỏ.

Do độ nhớt của nước phụ thuộc vào nhiệt độ nên nhiệt độ càng tăng thì hệ số thấm càng lớn. Do hệ số thấm chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau nên việc xác định chính xác hệ số thấm cũng có nhiều khó khăn. Người ta xác định hệ số thấm theo nhiều cách sau:

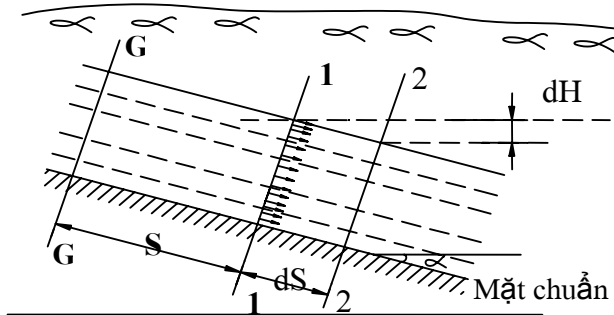
- Công thức thực nghiệm (dùng để ước lượng trong tính toán, hoặc công trình nhỏ),
- Thí nghiệm mẫu trong phòng thí nghiệm,
- Thí nghiệm hiện trường.

B. CHUYỂN ĐỘNG CỦA DÒNG THẨM TRÊN TẦNG KHÔNG THẨM NƯỚC

§8.3 CHUYỂN ĐỘNG ĐỀU CỦA DÒNG THẨM

Do chuyển động thực của chất lỏng trong các lỗ hổng của đất rất phức tạp, nên lúc nghiên cứu chuyển động của dòng thấm, người ta phải thay chuyển động thực bằng chuyển động của chất lỏng trong môi trường liên tục.

Ta xét chuyển động ổn định đều trên một tầng không thấm nước nằm nghiêng có độ dốc đáy là $i = \sin \alpha$



Các đường dòng song song, trên cùng là đường bão hoà, áp suất bằng áp suất khí trời p_a
Cột nước đo áp tại một điểm nào đó trên mặt cắt (1-1) so với mặt phẳng so sánh (0-0) sẽ

là: $H = z + \frac{p}{\gamma}$

Tại mặt cắt 2-2 cách 1-1 một khoảng ds , độ cao đo áp giảm đi một lượng dH

Độ dốc thủy lực: $J = -\frac{dH}{dS} = i = \text{const}$ (8.1)

Vậy lưu tốc thấm của mọi điểm trong dòng thấm ổn định đều cùng có một trị số ổn định:

$u = v = k.J = k.i$

Lưu lượng của dòng thấm chảy đều là: $Q = ki\omega_0$

Trong đó: ω_0 - Diện tích của mặt cắt ướt dòng thấm

§8.4 CÔNG THỨC DUYPUY

Xét dòng ổn định không đều thay đổi dần. Hai mặt cắt (1-1) và (2-2) thẳng góc với các dòng nguyên tố và cách nhau một khoảng ds.

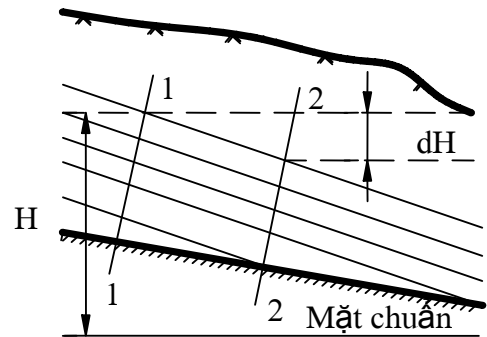
Gọi cột nước đo áp tại mặt cắt 1-1 là H thì cột nước đo áp tại mặt cắt 2-2 sẽ là H - dH.

Khi đó: Độ dốc thủy lực đối với dòng nguyên tố: J

$$= -\frac{dH}{dS} = \text{const khi } dS \text{ bé}$$

$$Q = \int_{\omega} dQ = -k \int_{\omega} \frac{dH}{dS} \cdot d\omega = -k \cdot \omega \cdot \frac{dH}{dS} = k \cdot \omega \cdot J$$

$$v = \frac{Q}{\omega} = -k \cdot \frac{dH}{dS} = k \cdot J. \text{ Vậy: } v = k \cdot J$$



§8.6 CÁC DẠNG ĐƯỜNG BÈO HÒA TRONG CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU CỦA DÒNG THẨM

Cũng như trên, ta sẽ xét ba trường hợp sau:

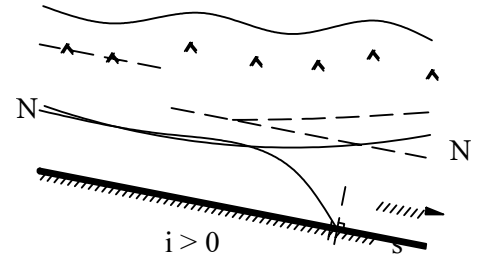
Trường hợp 1: Độ dốc đáy thuận ($i > 0$).

Trong khu vực của dòng nước thấm (hình 18-5) vẽ đường bèo hoà trong trường hợp chảy đều (N-N), ta được hai vùng:

Vùng (a) trong đó $h > h_0$ và vùng (b) trong đó $h < h_0$

Viết phương trình (18-33) dưới dạng mới:

$$\frac{dh}{ds} = i \left(1 - \frac{1}{\eta} \right) \quad (18-39)$$



1. **Trong vng a:** $h > h_0$ nên $\omega > \omega_0$, do đó $\eta > 1$; từ phương trình (18-39) ta thấy $dh/ds > 0$, nghĩa là độ sâu dòng thấm sẽ tăng dần theo hướng chảy và đó là đường nước dâng.

- Khi $h \rightarrow h_0$ thì $\eta \rightarrow 1$ và $\frac{dh}{ds} \rightarrow 0$. Như vậy đường bèo hoà ở phần trên lấy đường (N-N) làm đường tiệm cận.
- Khi $h \rightarrow \infty$ thì $\eta \rightarrow \infty$ và $\frac{dh}{ds} \rightarrow i$. Như vậy đường bèo hoà ở phần dưới lấy đường nằm ngang làm đường tiệm cận (hình 18-5).

2. **Trong vng b:** $h < h_0$ do đó từ phương trình (18-39) ta thấy: $\frac{dh}{ds} < 0$ tức là độ sâu dòng chảy giảm dần theo hướng chảy và đó là đường nước hạ.

- Khi $h \rightarrow h_0$ từ (18-39) ta thấy $\frac{dh}{ds} \rightarrow 0$. Như vậy đường bèo hoà ở phần trên lấy đường (N-N) làm đường tiệm cận.
- Khi $h \rightarrow 0$, từ phương trình (18-39) ta có $\frac{dh}{ds} \rightarrow -\infty$ như vậy khi $h = 0$ tiếp tuyến của đường bèo hoà thẳng góc với trục s , nên rõ ràng đường bèo hoà ở đây có dạng lồi.

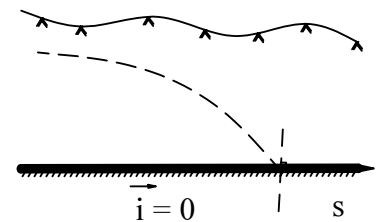
Trường hợp 2: Đáy nằm ngang ($i = 0$).

Trong trường hợp này khái niệm “độ sâu chảy đều” không còn ý nghĩa vật lý nữa, ta chỉ có một vùng tương tự với vùng (b) ở trường hợp trước.

Từ phương trình (18-34) ta có $\frac{dh}{ds} = -\frac{Q}{k\omega} < 0$.

Như vậy độ sâu dòng chảy giảm dần theo hướng chảy và đường bèo hoà là đường nước hạ.

Khi $h \rightarrow 0$ thì $\omega \rightarrow 0$ và $\frac{dh}{ds} \rightarrow -\infty$ vậy khi $h = 0$ tiếp tuyến của đường bèo hoà thẳng góc với tầng khng thấm, đường bèo hoà ở đây cũng có dạng lồi.



Trường hợp 3: Độ dốc đáy nghịch ($i < 0$).

Cũng như trường hợp $i = 0$ ở đây chỉ có một vùng. Để nghiên cứu đường bảo hoà ta viết phương trình (18-38) dưới dạng mới:

$$\frac{dh}{ds} = -i' \left(1 + \frac{1}{\zeta} \right) \quad (18-40)$$

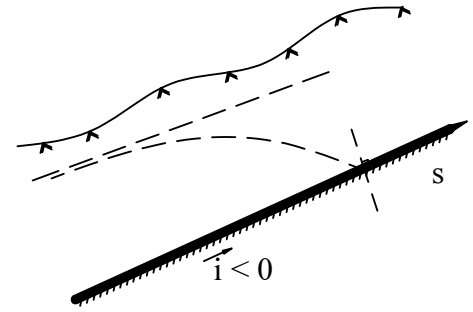
Ta thấy ở đây $\frac{dh}{ds} < 0$ và hoàn toàn không phụ thuộc vào

tỉ số ζ : độ sâu dòng thấm giảm dần theo hướng chảy.

Đường bão hoà trường hợp này là đường nước hạ.

Khi $h \rightarrow 0$ phương trình (18-40) cho ta $\frac{dh}{ds} \rightarrow -\infty$, nghĩa là khi $h = 0$ tiếp tuyến của đường bão hoà thẳng góc với tầng không thấm.

Khi $h \rightarrow \infty$ ta có $\frac{dh}{ds} \rightarrow |i'|$, như vậy ở phần trên đường bão hoà tiệm cận nằm ngang.



§8.5 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CỦA CHUYỂN ĐỘNG ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU THAY ĐỔI DẦN CỦA DÒNG THẮM

Ta nghiên cứu chuyển động không đều thay đổi dần trong những lòng dẫn hình lăng trụ mặt cắt ngang có dạng bất kỳ.

Ta xét một mặt cắt cho trước (x-x) cách mặt cắt ban đầu (1-1) một khoảng s.

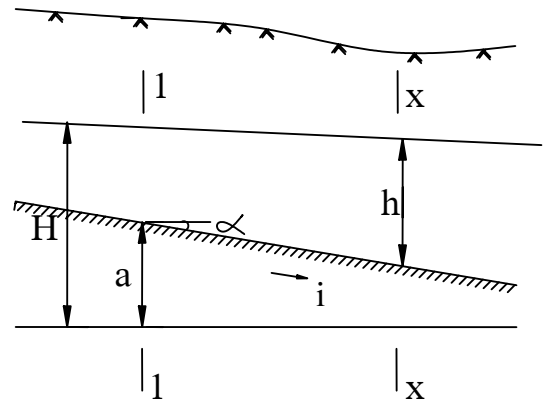
Thay $H = a+h$ vào (8.1) và $\frac{da}{ds} = -i$,

Có: $J = -\frac{dH}{ds} = i - \frac{dh}{ds}$

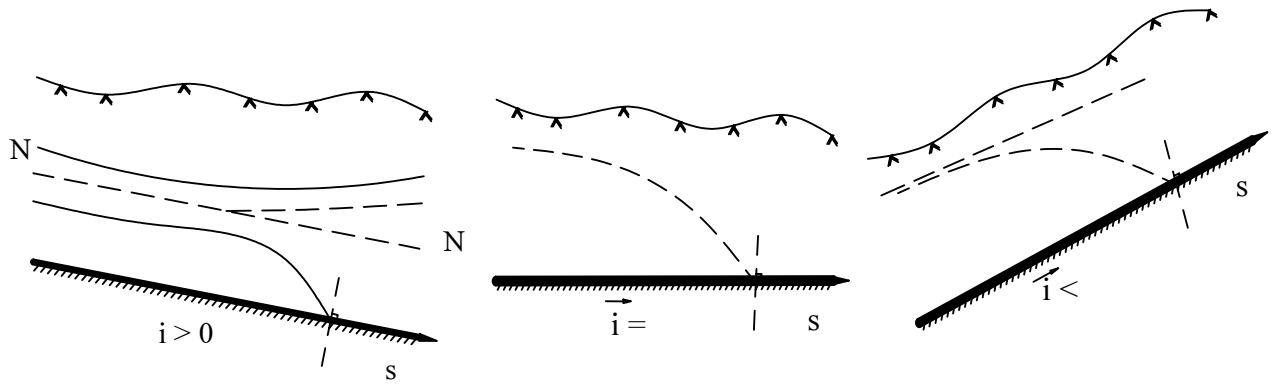
Từ $v=k.J \Rightarrow v = k.(i - \frac{dh}{ds})$

$Q = v.\omega = k.\omega(i - \frac{dh}{ds})$

Với dòng chảy đều: $h=const; \frac{dh}{ds} = 0; \omega = \omega_0$ thì: $Q = k.\omega_0.i$



§8.6 CÁC DẠNG ĐƯỜNG BẢO HÒA TRONG CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU CỦA DÒNG THẮM



C. CHUYỂN ĐỘNG CỦA DÒNG THẤM VÀO GIẾNG VÀ HÀM TẬP TRUNG NƯỚC

§8.7 CÁC LOẠI GIẾNG NƯỚC NGẦM

I. Giếng nước phun:

Giả sử tầng đất thấm nước nằm giữa hai tầng không thấm nước và áp suất trong nước ngầm lớn hơn áp suất của không khí. Lớp đất dẫn nước như vậy gọi là lớp chứa nước có áp và giếng do lớp đất đó cung cấp nước gọi là giếng nước phun.

Khi nước ngầm không chuyển động thì mực nước nằm trên mặt phẳng nằm ngang A-A gọi là mặt mực nước ngầm thiên nhiên.

Khi bơm nước từ giếng phun lên thì xung quanh giếng sẽ hình thành một phễu bão hoà.

Nếu giếng phun ăn sâu tới lớp đất không thấm nước thì giếng đó gọi là giếng hoàn chỉnh, trong trường hợp ngược lại gọi là giếng không hoàn chỉnh.

✓ *Giếng hoàn chỉnh (Hình bên)*

Xét một giếng hoàn chỉnh nằm giữa hai tầng không thấm nước phẳng và nằm ngang. Khoảng cách giữa hai tầng đó không đổi và bằng t.

Khi bơm nước liên tục và đều, lưu lượng Q lấy từ giếng nước phun lên bằng lưu lượng nước do tầng đất thấm nước cung cấp. Sau một thời gian, chuyển động của dòng thấm trong tầng đất thấm nước ổn định và phễu bão hoà là một mặt đối xứng. Trong dòng chảy đó, nếu ta vẽ một mặt trụ bán kính r đồng trục với thành giếng thì:

$$J = \frac{dZ}{dr}, \text{ trong đó } z \text{ là cột nước ở điểm có toạ độ } r$$

độ r

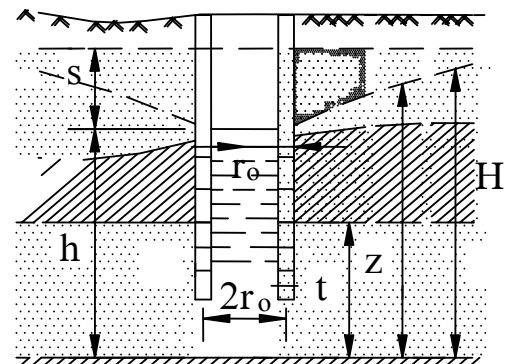
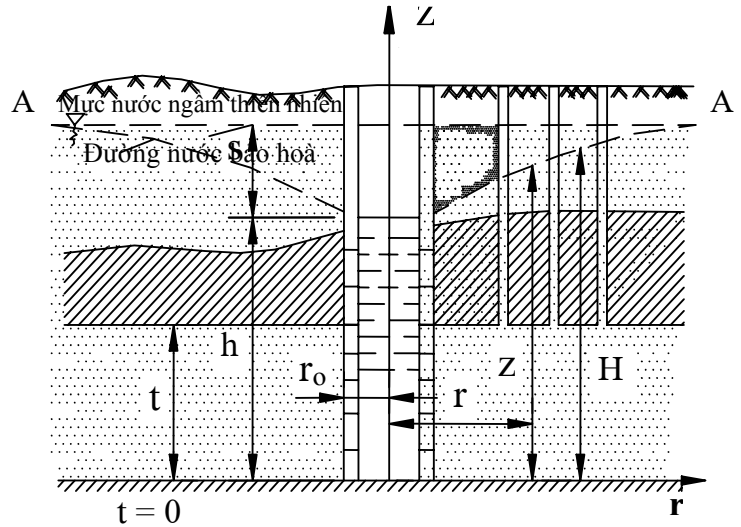
Khi đó: Phương trình vi phân chuyển động của dòng thấm có dạng:

$$Q_{\text{bơm}} = Q_{\text{cung cấp}} = k \cdot \omega \cdot \frac{dZ}{dr} \text{ với } \omega = 2\pi r \cdot t: \text{ Diện tích của mặt trụ tròn}$$

$$\text{Vậy: } Q = 2\pi k r \cdot t \cdot \frac{dZ}{dr}$$

$$\Rightarrow dz = \frac{Q}{2\pi \cdot k \cdot t} \cdot \frac{dr}{r}$$

$$\text{Nên: } \int_h^z dz = \int_{r_0}^r \frac{Q}{2\pi \cdot k \cdot t} \cdot \frac{dr}{r} \rightarrow z - h = \frac{Q}{2\pi \cdot k \cdot t} \cdot \ln \frac{r}{r_0} \text{ Hay: } z - h = 0,37 \frac{Q}{k \cdot t} \cdot \lg \frac{r}{r_0} \quad (8.8)$$



Từ (8.8) ta có thể vẽ đường bão hoà và xác định được lưu lượng giếng.
 Cho $z = H$ thì $r = R$ (với R là bán kính ảnh hưởng của giếng).

Đặt: $s = H - h \rightarrow Q = 2.73 \cdot \frac{k \cdot t \cdot s}{\lg \frac{R}{r_0}}$

✓ Với giếng nước phun không hoàn chỉnh, người ta đã chứng minh được:

$$Q = 2.73 \cdot \frac{k \cdot a \cdot s}{\lg \frac{R}{r_0}} \cdot \left[1 + 5 \sqrt{\frac{r_0}{a}} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot a}{2t}\right) \right]$$

Trong đó: a là chiều sâu của giếng ăn vào tầng đất thấm nước.

II. Giếng nước ngầm

Giả sử tầng thấm nước nằm trên một tầng không thấm nằm ngang. Lúc đó mực nước ngầm thiên nhiên sẽ ở vị trí nằm ngang (A-A) trên tầng không thấm nước một khoảng cách H . H gọi là độ sâu tầng bão hoà. Giếng nước do tầng đất bão hòa này cung cấp gọi là giếng nước ngầm thường.

✓ **Xét một giếng hoàn chỉnh:**

Khi $Q_{bơm} = Q_{hút}$, phễu nước ngầm ổn định
 Do chuyển động của dòng thấm ở đây là ổn

định thay đổi dần nên $J = \frac{dz}{dr}$

Diện tích mặt cắt của dòng nước thấm $\omega = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot h$

Phương trình vi phân của dòng nước thấm sẽ

là: $Q = 2 \cdot \pi \cdot k \cdot r \cdot h \cdot \frac{dh}{dr} \rightarrow z^2 - h^2 = 0.73 \cdot \frac{Q}{k} \lg \frac{r}{r_0}$

Bán kính R tương ứng $z = H$, gọi là bán kính ảnh hưởng. Lưu lượng giếng bơm cho bởi:

$$Q = 1,365 \cdot k \cdot \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R}{r_0}} = 2,73 \cdot \frac{k \cdot H \cdot s}{\lg \frac{R}{r_0}} \cdot \left(1 - \frac{s}{2H}\right)$$

Trong đó: $s = H - h$: gọi là chiều sâu hút nước.

Khi $\frac{s}{2H} \approx 0$ thì $\rightarrow Q = 2.73 \cdot \frac{k \cdot H \cdot S}{\lg \frac{R}{r_0}}$

Trong tính toán sơ bộ:

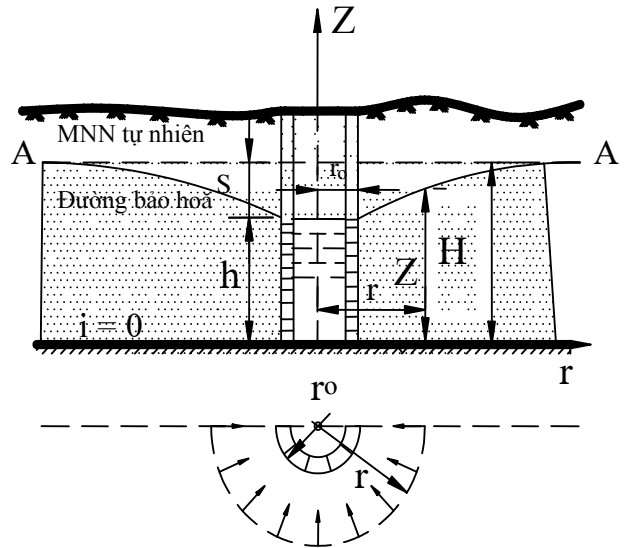
$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k}$$

Trong đó: s là chiều sâu hút nước (m); k là hệ số thấm (m/s)

hoặc lấy: $R = (250 \div 500)m$, đối với cát hạt trung bình,

$$R = (700 \div 1000)m, \text{ cát hạt to.}$$

✓ **Giếng không hoàn chỉnh**



Lúc tầng thấm nước rất dày, giếng không ăn sâu vào tầng không thấm nước thì nước cung cấp cho giếng vừa qua thành bên của giếng, vừa qua đáy giếng. Đó là giếng không hoàn chỉnh.

Nếu khoảng cách từ đáy giếng đến tầng không thấm nước lớn, trong tầng thấm nước có một vùng mà nước ngầm không chuyển động, do đó chỉ có phần trên là tham gia vào việc cung cấp nước cho giếng. Vùng này gọi là vùng hoạt động.

Gọi H_a là chiều sâu vùng hoạt động của tầng thấm nước,

T là khoảng cách từ mực nước trong giếng đến biên giới vùng hoạt động

Ta có hai trường hợp $H_a > H$ và $H_a < H$

a) $H_a > H$:

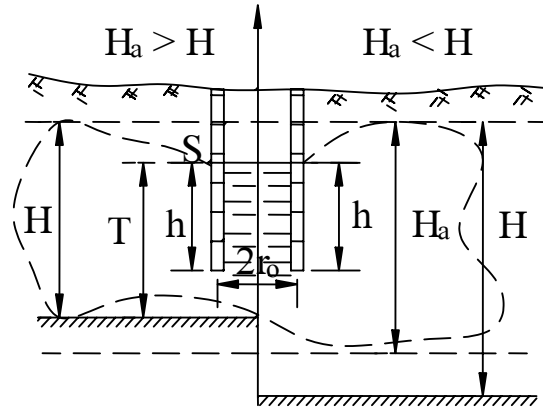
$$Luu\ lượng\ được\ xác\ định:\ Q = 1,365 \cdot \frac{k(H^2 - T^2)}{\lg \frac{R}{r_0}} \cdot \sqrt{\frac{h + 0,5 \cdot r_0}{T}} \cdot \sqrt{\frac{2T - h}{T}}$$

Trong đó: T là khoảng cách từ mực nước trong giếng đến tầng không thấm.

b) $H_a < H$: Thay H và T bằng H_a và T' ở biểu thức trên.

$$Q = 1,365 \cdot \frac{k(H_a^2 - T'^2)}{\lg \frac{R}{r_0}} \cdot \sqrt{\frac{h + 0,5 \cdot r_0}{T'}} \cdot \sqrt{\frac{2T' - h}{T'}}$$

Trị số H_a được chọn theo kinh nghiệm hoặc thực nghiệm



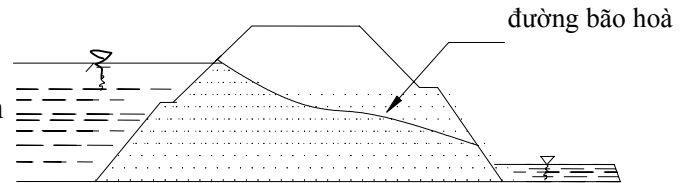
D. THẨM QUA ĐẬP ĐẤT TRÊN NỀN KHÔNG THẨM

Thẩm qua thân đập đất và nền đập có thể áp dụng các phương pháp số mạnh cho lời giải khá chính xác như: Phương pháp Phần Tử Hữu Hạn, Phương Pháp Phần Tử Biên, Phương pháp sai phân, hay trong một số trường hợp đơn giản có thể dựa vào Phép biến hình bảo giác, hoặc tính đơn giản dựa vào phương pháp Thủy lực.

Vấn đề thẩm qua thân đập đất có ý nghĩa rất lớn trong thực tế. Ở đây chỉ xét trường hợp thẩm qua thân đập đất trên nền không thấm. Phương pháp dùng ở đây là phương pháp thủy lực.

Mục đích của việc thiết kế tính toán thẩm là nhằm:

- ✓ $V_{thẩm} < [V]_{thẩm\ cp}$ để tránh xói ngầm,
- ✓ Biết áp lực thẩm tác dụng lên đáy công trình, để tính ổn định công trình
- ✓ Độ dốc thủy lực J của dòng nước thẩm ảnh hưởng trượt mái, để tính ổn định công trình,
- ✓ Lượng mất nước do thẩm $q_{thẩm} < [q]_{cp}$



E. THẨM DƯỚI CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

I. Đặt vấn đề về thấm có áp:

Thẩm dưới công trình thủy lợi bằng bê tông là loại thấm có áp. Ở đây ta sẽ nghiên cứu chuyển động của dòng thấm chảy tầng có áp theo định luật Darcy, ổn định, không đều, thay đổi gấp.

Gia sư có một công trình trên một tầng đất đẳng hướng mà các đặc trưng cơ lý đã biết, tầng này ở trên một tầng không thấm nước D-D.

Đường 1-2-3-4-5-6-7 là giới hạn phần không thấm nước ở phía dưới công trình gọi là đường viền tiếp xúc với nền đất, ở phía dưới công trình đã hình thành một vùng thấm.

Hiệu số cao trình giữa mực nước thượng lưu và hạ lưu gọi là cột nước tác dụng lên công trình. Chính cột nước này tạo nên dòng thấm dưới công trình.

Hiện tượng thấm ở đây là thấm có áp, vì không có mặt bão hoà, mà ở phía trên đã được giới hạn bằng đường viền đáy công trình không thấm.

Các đường bão hoà ở đây là đường cong, do đó mặt cắt trực giao với đường dòng cũng là đường cong. Vì thế chuyển động của dòng thấm là chuyển động không đều, thay đổi gấp.

II. Phương trình vi phân cơ bản dòng thấm:

Đặt: $h = z + \frac{p}{\gamma}$ gọi là cột nước đo áp

trong miền thấm.

Trong đó: $h = h(x,y)$ gọi là hàm số cột nước,

Ta có thành phần lưu tốc thấm tại điểm A sẽ là:

$$u_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$u_y = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$\text{Đặt: } \varphi = -k \cdot h \rightarrow \begin{cases} u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \end{cases}$$

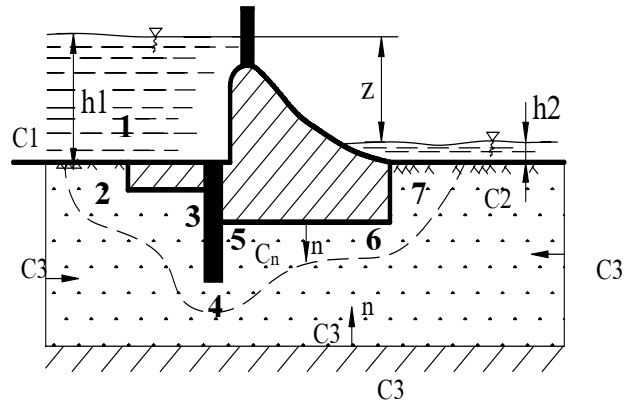
Thế $\varphi = \varphi(x, y)$ gọi là hàm thế lưu tốc thấm; k là hệ số thấm $k = k(x,y)$.

Từ phương trình liên tục:

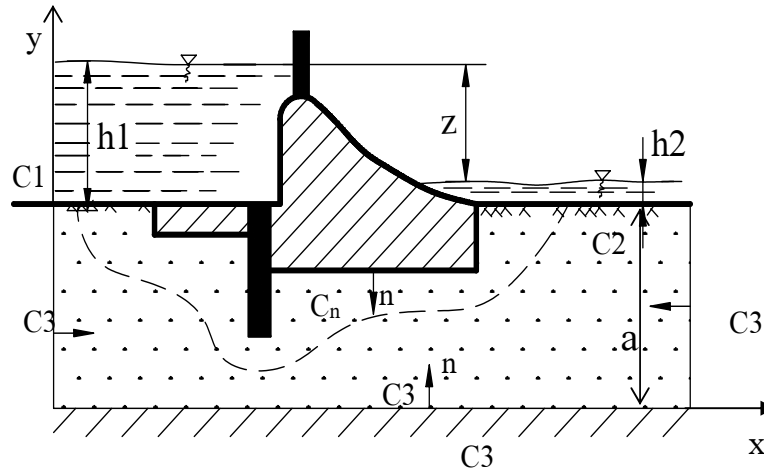
$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} = 0, \text{ thế các giá trị của } u_x, u_y \text{ ở trên, ta có:}$$

$$\frac{\partial h^2}{\partial x^2} + \frac{\partial h^2}{\partial y^2} = 0: \text{ Đây chính là phương trình Laplace.}$$

Tích phân phương trình này kết hợp với điều kiện biên, ta được cột nước thấm $h=h(x,y)$ trong miền thấm.



III. Điều kiện biên



Ta hãy xét điều kiện biên giới trong sơ đồ công trình trên.

Đường C₁: Đường đáy thượng lưu, nước ở thượng lưu thấm vào đất nền từ đường này. Tại mọi điểm trên C₁ cột nước đều như nhau và bằng: $H_1 = h_1 + a$. Như vậy C₁ là đường đẳng cột nước (đường đẳng thế) vì $H_1 = \text{const}$.

Đường C₂: Đường đáy hạ lưu, nước từ đất thấm ra hạ lưu qua đường này. Tại mọi điểm trên C₂ cột nước đều như nhau và bằng: $H_2 = a + h_2$. Như vậy C₂ cũng là đường đẳng cột nước (đường đẳng thế) vì $H_2 = \text{const}$.

Đường C₃: là tầng không thấm nước hoặc biên giới thượng hạ lưu khu vực thấm. Như vậy đây được xem là đường dòng; nên lưu tốc thấm pháp tuyến tại mọi điểm bất kỳ trên C₃ đều bằng không. Gọi n-n là pháp tuyến của C₃, lưu tốc thấm trên n-n là u_n :

$$u_n = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ hoặc } \frac{\partial h}{\partial n} = 0$$

Các đường đẳng cột nước phải thẳng góc với C₃

Đường C_n: Là đường viền dưới đáy của công trình, đây là đường dòng trên cùng của miền thấm. Tương tự như đường viền C₃, lưu tốc trên phương pháp tuyến với C_n đều bằng không.

Tóm lại: Ta có thể tổng kết điều kiện biên giới của sơ đồ thấm trên như sau:

Trên đường viền C₁:

$$a + h_1(x,y) = H_1 = \text{const},$$

$$\text{hoặc: } \varphi(x,y) = \varphi_1 = \text{const}$$

Trên đường viền C₂:

$$a + h_2(x,y) = H_2 = \text{const} \text{ hoặc}$$

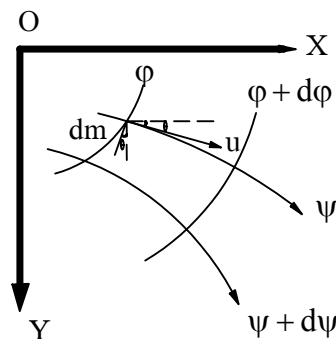
$$\varphi(x,y) = \varphi_2 = \text{const}$$

Trên đường viền C₃:

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ hoặc } \frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0$$

Trên đường viền C_n:

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0 \text{ hoặc } \frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0$$



IV. Hàm dòng - Lưới chuyển động thủy động lực học

1. Hàm dòng:

Với lưới chuyển động phẳng, thường đưa vào khái niệm hàm dòng Ψ để biểu thị các đường dòng.

Hàm dòng Ψ có quan hệ với các thành phần lưu tốc như sau:

$$u_x = \frac{\partial \Psi}{\partial y}, \quad u_y = -\frac{\partial \Psi}{\partial x}$$

Lưu lượng $q = \int_{\Psi_1}^{\Psi_2} d\Psi = \Psi_2 - \Psi_1$, Vậy: $\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial y}, \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \Psi}{\partial x}$

Biến đổi ta được: $\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \Delta \Psi = 0$

Vậy: φ, Ψ là các hàm số liên hiệp điều hoà: $\varphi \leftrightarrow \Psi$

2. Lưới chuyển động thủy động lực học:

Vẽ họ đường dòng Ψ và đường thế φ chúng trực giao nhau. Xét hai đường dòng

$$\Psi, \Psi + d\Psi \text{ và đường thế } \varphi, \varphi + d\varphi : \left. \begin{aligned} dx &= dn \cdot \cos \theta \\ dy &= dn \cdot \sin \theta \end{aligned} \right\}$$

$$\text{Gọi } u \text{ lưu tốc thắm tại } (\varphi, \Psi) : \left\{ \begin{aligned} u_x &= u \cdot \cos \theta \\ u_y &= u \cdot \sin \theta \end{aligned} \right.$$

$$\text{Mặt khác : } d\varphi = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial \varphi}{\partial y} \cdot dy = u_x \cdot dx + u_y \cdot dy \quad ; \quad \text{nên } d\varphi = u \cdot dn(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta) = u \cdot dn \quad (1)$$

$$\text{Mặt khác : } \left. \begin{aligned} dx &= -dm \cdot \sin \theta \\ dy &= dm \cdot \cos \theta \end{aligned} \right\} \text{ và } d\Psi = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \cdot dx + \frac{\partial \Psi}{\partial y} \cdot dy = u_x \cdot dy + u_y \cdot dx$$

$$\text{nên } d\Psi = u \cdot dm(\cos^2 \theta + \sin^2 \theta) = u \cdot dm \quad (2)$$

Từ (1) và (2) $\frac{d\varphi}{d\Psi} = \frac{dn}{dm}$; vậy nếu $d\varphi = d\Psi$ thì $dn = dm \rightarrow$ Ta có lưới thủy động lực

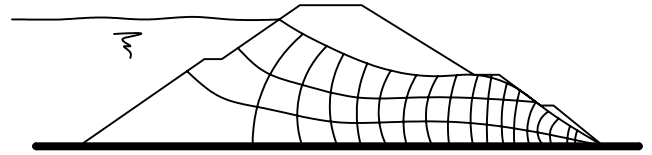
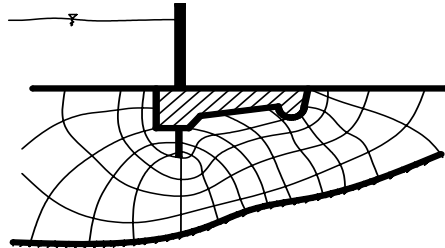
VUÔNG

a. Khái niệm cách giải bài toán thắm

Mục đích của việc giải bài toán thắm, là tìm $h(x,y)$ (thỏa $\Delta \varphi = 0$ và các điều kiện biên); từ đó biết $\varphi(x,y)$, \rightarrow biết $\Psi(x,y) \rightarrow$ vẽ lưới thủy động lực và xác định mọi yếu tố thủy lực khu thắm. Để giải $\Delta \varphi = 0$, trong một số bài toán có thể dùng phương pháp biến hình bảo giác, hương pháp phân đoạn Pavolôpxki, phương pháp hệ số lực cản Trugaef, đối với các bài toán có hình dạng biên và địa chất phức tạp phải dùng phương pháp số (như phương pháp Phần tử hữu hạn, phương pháp Phần tử biên, phương pháp Sai phân,..).

b. Vẽ lưới thủy động lực học

Dựa vào các giá trị cột nước đã tính được trong miền thấm và tính chất của đường dòng và đường đẳng thế, ta sẽ vẽ được lưới thủy động lực học.



c. Sơ đồ thấm dẫn xuất

1. Nếu hai khu vực thấm đồng chất đồng dạng với nhau, thì lưới thấm của hai khu vực đó cũng đồng dạng với nhau.

2. Trong trường hợp đất đồng chất, hình dạng của lưới thấm không phụ thuộc vào cột nước công trình H tác dụng lên công trình.

3. Trị số của lưu lượng thấm tỉ lệ với cột nước H

Do đó có thể suy ra các yếu tố thủy lực của sơ đồ thật bằng sơ đồ dẫn xuất:

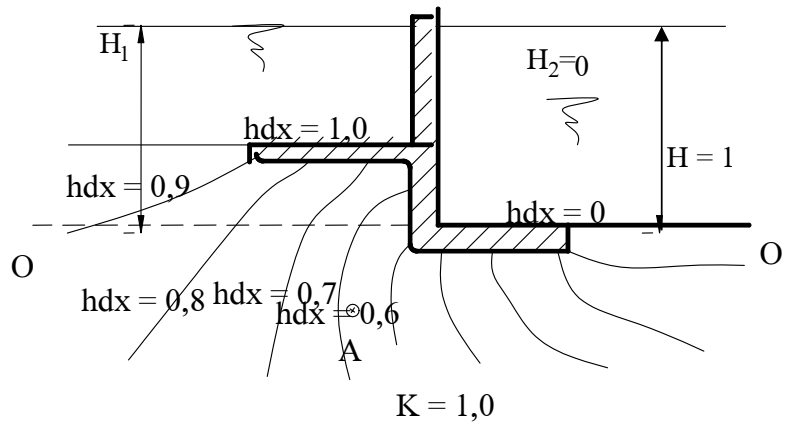
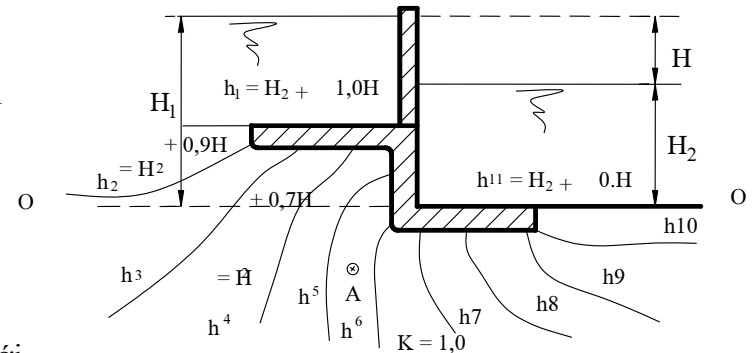
$$h_A = H_2 + H \cdot (h_{dx})_A, \quad q = k \cdot H \cdot q_{dx}$$

Trong đó:

h_A, q cột nước và lưu lượng sơ đồ thật.

H_2, H, k mực nước hạ lưu, chênh mực nước TL và HL, hệ số thấm.

$(h_{dx})_A, q_{dx}$ cột nước và lưu lượng tương ứng của sơ đồ dẫn xuất.



d. Cách xác định các yếu tố thủy lực của dòng thấm - từ lưới thấm ô vuông

Đồ phân bố của cột nước thấm, lưu tốc thấm V, tại bất cứ điểm nào của khu vực thấm, đặc biệt là ở chỗ chảy ra hạ lưu; rất cần thiết trong tính toán thiết kế công trình.

*** Xác định lưu tốc thấm**

$$v = k \cdot J = -k \cdot \frac{\Delta H}{\Delta l}, \text{ lưới ô vuông } \Delta H = -\frac{H}{n}, \text{ nên } v = k \cdot \frac{H}{n \cdot \Delta S}$$

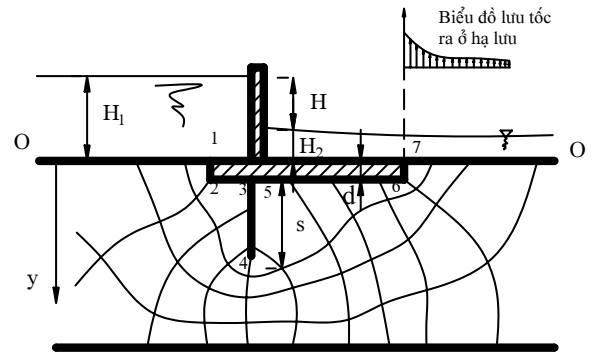
tại ô (i,j) có $v_{ij} = k \cdot \frac{H}{n \cdot \Delta S_{ij}} \rightarrow$ ở hạ lưu kiểm

tra $v_{ij} < [v_{ij}]_{cl}$

*** Xác định áp lực thấm dưới móng công trình:**

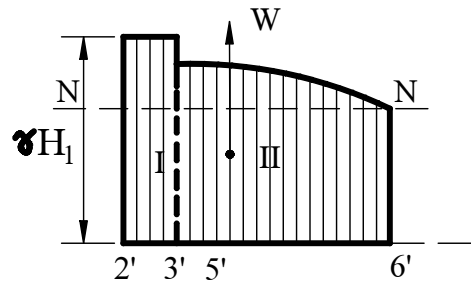
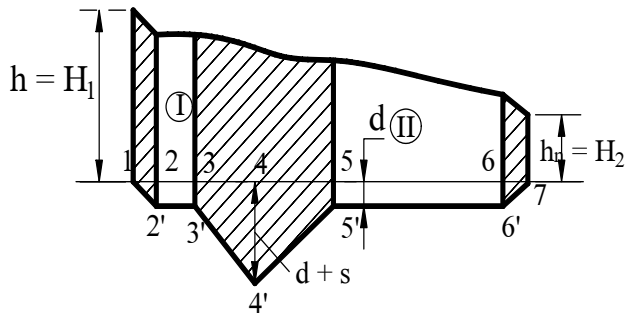
Dòng thấm đi từ thượng lưu tới hạ lưu tổn thất cột nước thấm H, qua mỗi dải tổn thất $\frac{H}{n}$. Vậy ở cuối giải i - Đường đẳng thế (i+1) cột đo áp là:

$$h_i = H_1 - i \cdot \frac{H}{n} \quad (*)$$



Gọi y_{0i} là tung độ của đáy công trình tại điểm xét : $p_i = \gamma(h_i + y_{0i}) (**)$, với h_i cho ở (*)

Từ (**) ta vẽ đồ phân bố cột nước áp lực $\frac{p}{\gamma}$ trên đường viền khai triển, chỉ có phần để trắng là gây đẩy nổi. Từ đường N-N trở lên là áp lực động do dòng thấm



*** Tìm lưu lượng thấm q**

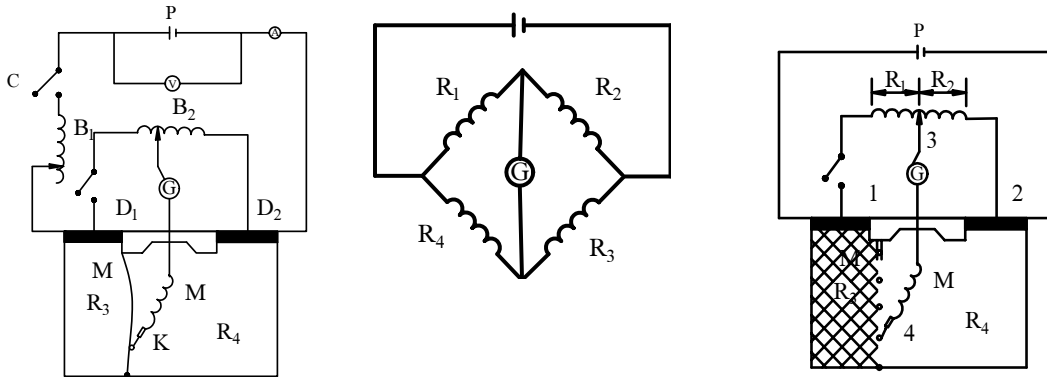
Gọi Δq là lưu lượng giữa hai đường dòng cạnh nhau : $q = m \cdot \Delta q$; với m là số miền Xét miền thứ j thì : $\Delta q = v_{ij} \cdot \Delta \sigma_{ij}$, với $\Delta \sigma_{ij}$ khoảng cách trung bình giữa hai đường dòng cạnh nhau của ô lưới (i,j).

Viết lại: $\Delta q = (k \cdot \frac{H}{n \cdot \Delta S_{ij}}) \cdot \Delta \sigma_{ij} = k \cdot \frac{H}{n} \cdot \frac{\Delta \sigma_{ij}}{\Delta S_{ij}}$, vì ô lưới vuông: $\frac{\Delta \sigma_{ij}}{\Delta S_{ij}} = 1$ nên: $q = m \cdot \Delta q =$

$$\frac{m}{n} \cdot k \cdot H$$

e. Phương pháp tương tự điện thủy động lực học (TTĐ-TĐ)

Phương pháp TTĐ-TĐ dựa vào sự tương tự hoàn toàn về phương trình toán học của dòng thấm trong môi trường thấm với dòng điện trong môi trường dẫn điện. Như vậy có thể dùng một môi trường liên tục dẫn điện làm mô hình để nghiên cứu dòng thấm, trong môi trường thấm nước - miền là các điều kiện biên trong mô hình thấm và mô hình điện là đồng dạng. Lúc đó các đường đẳng thế V vẽ trong mô hình điện chính là đẳng thế cột nước h trong miền thấm.



$V_3 = V_4 \rightarrow G$ (điện thế chỉ số 0)

hệ thức cầu Wiston : $\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4}$, Mặc khác $\frac{R_3}{R_4} = \frac{V_1 - V_4}{V_4 - V_2}$ nên $\frac{R_1}{R_2} = \frac{V_1 - V_4}{V_4 - V_2}$

Tương tự giữa dòng thấm có áp và dòng điện.

$$\left. \begin{aligned} \frac{R_2}{R_1} &= \frac{V_4 - V_2}{V_1 - V_4} \\ \frac{1}{R_1} &= \frac{V_1 - V_4}{V_1 - V_4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{R_1 + R_2}{R_1} = \frac{V_1 - V_2}{V_1 - V_4}$$

cột nước h	Điện thế V
h_1-h_2	Thế hiệu V_1-V_2
Độ dài đường dòng S	Độ dài đường dòng S
Gradien cột nước $J = \frac{dh}{ds}$	Gradien điện thế $E = \frac{dV}{dS}$
Hệ số thấm k	Hệ số dẫn điện c
Lưu tốc thấm u	Mật độ dòng điện i
Định lý Darcy $u_s = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial s}$	Định luật Ohm $i_s = -c \cdot \frac{\partial V}{\partial s}$
Phương trình liên tục $\frac{\partial u_{ux}}{\partial x} + \frac{\partial u_{uy}}{\partial y} = 0$	Phương trình liên tục $\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0$
Phương trình Laplace $\nabla^2 h = 0$	Phương trình Laplace $\nabla^2 V = 0$
Mặt không thấm nước	Mặt cách điện
Đẳng cột nước $h = \text{const}$	Dạng đường điện thế $V = \text{const}$
Đường dòng $\frac{\partial h}{\partial n} = 0$	Đường dòng $\frac{\partial V}{\partial n} = 0$

Câu hỏi:

1. Tầm quan trọng của lý thuyết về nước thấm?
2. Các trạng thái nước ở dưới đất?
3. Đặc tính của đất thấm nước ?
4. Định luật thấm DARCY?
5. Chuyển động đều của dòng thấm?
6. Công thức DUYPUY
7. Phương trình vi phân của chuyển động ổn định không đều thay đổi dần của dòng thấm
8. Các dạng đường bão hòa trong chuyển động không đều của dòng thấm .
9. Hãy cho biết hiện tượng thấm trong đất, các giả thiết để mô hình hóa và định luật Darcy và ý nghĩa vật lý của nó ?
10. Hãy cho biết các yếu tố nào ảnh hưởng đến hệ số thấm ?
11. Hãy nhận xét về sự giống nhau và khác nhau của profile (biểu đồ phân bố) vận tốc thấm đều và chảy đều trong kênh hở ?
12. Trong dòng thấm (chảy ngầm) và chảy mặt; hãy nhận xét về các dạng profile mặt nước (đường mặt nước) và profile đường bão hòa ?
13. Lưu lượng thấm vào một giếng đơn phụ thuộc vào các yếu tố nào ?
14. Trong giếng hoàn chỉnh và giếng không hoàn chỉnh, giếng nào có lưu lượng thấm lớn hơn ? Vì sao ?
15. Thấm tuân theo định luật Darcy trong trường trọng lực là chuyển động có thể hay không có thể ? vì sao ? Đặc tính của chuyển động này ? Áp dụng nó vào cách cho điều kiện biên của một bài toán thấm điển hình qua công trình ?
16. Hãy nêu các vai trò quan trọng của việc tính thấm qua công trình ?

Bài tập:

18-12. Để xác định lưu lượng thấm vào một vùng trũng, người ta khoan hai lỗ thăm dò cách nhau $l=800\text{m}$ theo hướng dòng thấm. Tại hai lỗ đó ta đo được cao trình đường bão hòa của dòng thấm và cao trình lớp đất không thấm là:

$$y_1=19,62\text{ m} \quad ; \quad y_{01}=15,8\text{m}$$

$$y_2=9,4\text{m} \quad ; \quad y_{02}=6,4\text{m}.$$

Tìm lưu lượng thấm đơn vị q (coi là bài toán phẳng). Cho biết tầng đất không thấm là phẳng và lớp đất thấm có hệ số thấm là $k=40\text{m/ngày đêm}$.

$$\text{Đáp số : } q=1,64 \text{ (m}^3\text{/ngày đêm.m)}$$

18-13. Một dòng thấm phẳng có tầng không thấm là phẳng và nghiêng với độ dốc $i=0,00737$. Tại hai mặt cắt (1-1) và (2-2) cách nhau một khoảng $l=270\text{m}$, đường bão hòa có cao trình là $y_1=53,6\text{m}$ và $y_2=52,8\text{m}$.

Tìm lưu lượng thấm đơn vị q và cho độ sâu dòng thấm h_3 tại mặt cắt (3-3) cách mặt cắt (1-1) một đoạn $l_{1,3}=120\text{m}$. Cho biết độ sâu dòng thấm tại mặt cắt (1-1) là $h_1=9,51\text{m}$ và hệ số thấm của đất là $k=11 \text{ (m/ngày đêm)}$.

$$\text{Đáp số : } h_0=4,0\text{m} ; q=0,324 \text{ (m}^3\text{/ngày đêm.m)}$$

$$h_3=10,04\text{m}; y_3=53,24\text{m}.$$

Bài 18-20. Một giếng nước phun hoàn chỉnh có bề dày ở của tầng đất thấm là $t=8,0\text{m}$ đường kính giếng $d=0,2\text{m}$ và bán kính ảnh hưởng là $R=100\text{m}$. Khi lấy ra lưu lượng $Q=2 \text{ (l/s)}$ thì độ sâu hút nước ở trong giếng là bao nhiêu. Cho biết hệ số thấm là $k=24,05 \text{ (m/ngày đêm)}$.

$$\text{Đáp số : } s=1,0\text{m}.$$

Bài 18-22. Một giếng nước phun hoàn chỉnh có đường kính $d=8,5\text{cm}$ đặt vào tầng đất thấm dày $t=58,64\text{m}$.

Tìm lưu lượng nước đã lấy ra (Q_1) nếu độ sâu hút nước là $s_1=2,0\text{m}$. Khi lưu lượng lấy ra là $Q_2=138 \text{ (m}^3\text{/ngày đêm)}$ thì độ sâu hút nước là bao nhiêu. Cho biết độ sâu hút nước $s_3=6,0\text{m}$ ứng với lưu lượng lấy ra là $Q_3=195 \text{ (m}^3\text{/ngày đêm)}$, và khi không hút nước thì nước ở trong giếng sâu $H=125\text{m}$.

$$\text{Đáp số : } 1) Q_1=76 \text{ m}^3\text{/ngày đêm; } k=0,7\text{m/ngày đêm;}$$

$$2) s_2=4,0\text{m (bài toán này phải tính đúng dần)}.$$

Bài 18-23. Một giếng nước phun không hoàn chỉnh có chiều sâu của giếng ăn vào tầng đất thấm nước là $a=8,0\text{m}$; đường kính của giếng là $d=0,2\text{m}$. Tìm lưu lượng lấy ra khỏi giếng. Cho biết: tầng đất thấm dày $t=38,69$; độ sâu hút nước $s=1,0\text{m}$; bán kính ảnh hưởng $R=100\text{m}$ và hệ số thấm $k=24,65 \text{ (m/ngày đêm)}$.

$$\text{Đáp số : } Q=3,1 \text{ (l.s)}$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lục T2, NXB Nông Nghiệp 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Bruce Hunt*, Mathematical Analysis of Groundwater Resources, Butterworths 1983.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *Lakshmi N. Reddi*, Seepage in soils, Springer 2002
7. *Neven Kresic*, Quantitative Solutions in Hydrogeology and groundwater Modeling Lewis Publishers 1997.
8. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
9. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
10. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
11. *Philip M. Gerhart et al.*, Fundamental of Fluid Mechanics, McGrawHill 1994.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookee.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end

CHƯƠNG 9

**CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH (KOD)
TRONG LÒNG DẪN HỒ**

**§9.1 KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG
LÒNG DẪN HỒ**

§9.2 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG KOD THAY ĐỔI CHẬM

§9.3 PHƯƠNG PHÁP GIẢI

CHƯƠNG 9**CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH
TRONG LÒNG DẪN HỒ****Unsteady flow in open channel****§9.1 KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG
LÒNG DẪN HỒ**

- Trong thực tiễn tính toán thủy lợi, thủy điện, ta thường gặp vấn đề chuyển động không ổn định (KOD) trong sông thiên nhiên và kênh nhân tạo.

Ví dụ:

✓ Lúc dòng chảy mặt chảy vào sông thay đổi, đặc biệt vào mùa lũ, thì dòng chảy trong sông trở thành dòng chảy không ổn định.

✓ Lúc các cống lấy nước, âu thuyền dẫn nước vào hay tháo nước ra, lúc đê đập bị vỡ thì dòng chảy ở thượng hạ lưu sông cũng trở thành không ổn định.

✓ Trong quá trình vận hành của trạm thủy điện, do phụ tải tăng giảm đột ngột, lưu lượng chảy vào turbin thay đổi cũng sinh ra dòng không ổn định trong kênh dẫn hay trong sông ở hạ lưu.

✓ Dòng chảy trong các đoạn sông chịu ảnh hưởng của thủy triều cũng là dòng chảy không ổn định.

Tóm lại: Chuyển động KOD là chuyển động mà các yếu tố thủy lực tại một điểm như: lưu tốc, lưu lượng, độ sâu, mặt cắt ướt đều thay đổi theo thời gian; tức $v = v(x,t)$, $\omega = \omega(x,t)$, ...

- Có những trường hợp chuyển động không ổn định là thay đổi chậm như:

Sự truyền đỉnh lũ trong sông; dòng không ổn định sinh ra do chế độ điều tiết ngày ở kênh dẫn của trạm thủy điện; dòng chảy trong các đoạn sông chịu ảnh hưởng của thủy triều,....

- Trong các trường hợp đó, đường mặt nước tức thời có dạng sóng, có độ cong rất bé, độ dài của sóng L bằng hàng trăm hàng nghìn lần độ cao của sóng h , tức $L \approx (100 \div 1000).h$

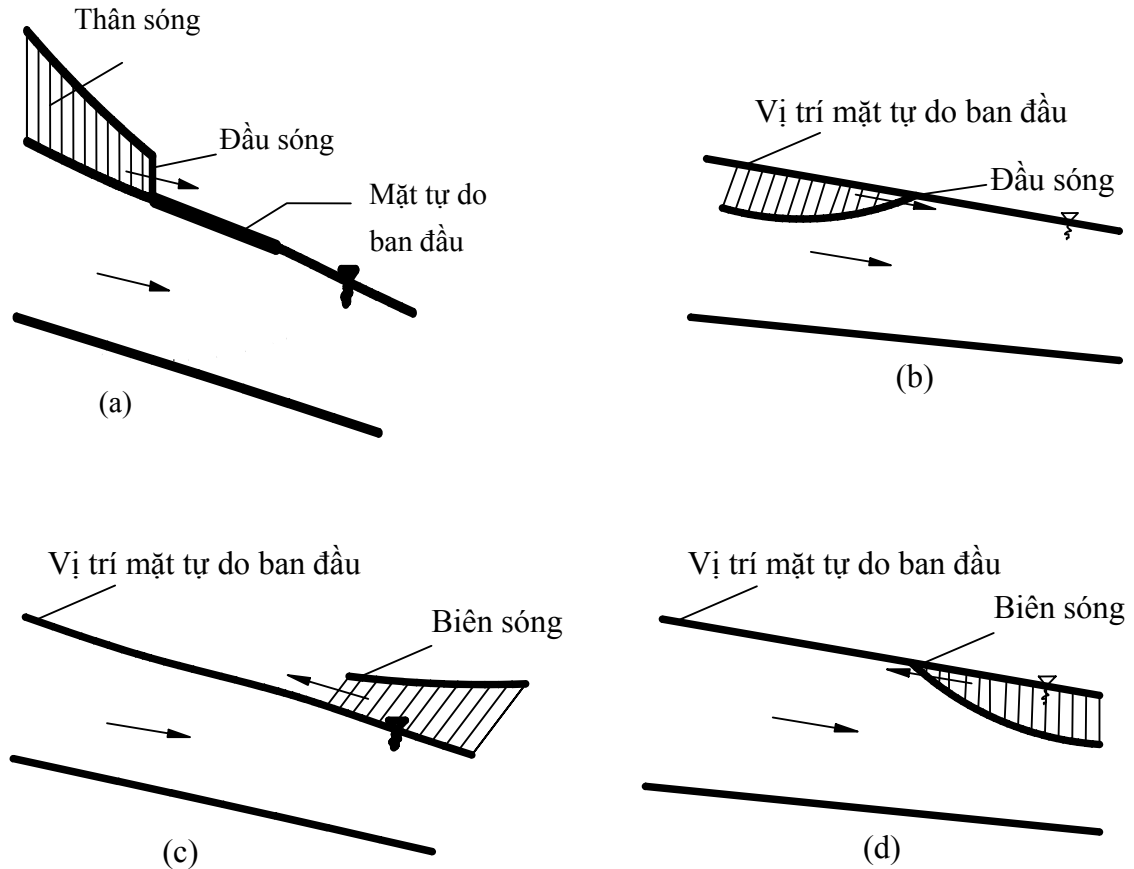
- Nhưng trong một vài trường hợp khác, trong một khoảng cách ngắn, độ sâu mực nước lại thay đổi rất rõ rệt. Ngay tại một mặt cắt, trong một thời gian tương đối ngắn lưu lượng cũng thay đổi tương đối nhiều, độ dốc mặt nước trong kênh dẫn cũng thay đổi đột ngột. Ví dụ như sóng do vỡ đập; sóng thần,.. Trong các trường hợp này, chuyển động không ổn định thuộc loại thay đổi gấp tức $L \approx (1 \div 20).h$

- Do dòng không ổn định trong lòng dẫn hồ có quan hệ với hiện tượng sóng nên người ta cũng gọi chuyển động không ổn định là chuyển động sóng.

- Chuyển động không ổn định có tính chất thay đổi chậm còn gọi là sóng liên tục.

- Chuyển động không ổn định có tính chất thay đổi nhanh (gấp) còn gọi là sóng gián đoạn.

Nhưng sóng chuyển động không ổn định trong lòng dẫn hồ khác với sóng ngoài biển hay trong hồ do gió sinh ra. Trong trường hợp sóng trong kênh hồ có khả năng vận chuyển một lưu lượng nước lớn. Sóng biển hầu như không có khả năng đó, mà chỉ là hiện tượng dao động tại chỗ của chất điểm nước.



Hình 1

Sóng truyền theo dòng chảy gọi là sóng thuận (Hình 1 a,b), trường hợp ngược lại gọi là sóng nghịch (hình 1 c,d). Sóng có đặc tính nâng cao mực nước gọi là sóng dương (hình 1 a,c), ngược lại nếu làm hạ thấp mực nước gọi là sóng âm (hình 1 b,d)

Sóng dương cũng như sóng âm đều có thể là sóng thuận hay sóng nghịch. Tất cả các sóng đều có hai phần: Đầu sóng và thân sóng (hình 1a).

Đầu sóng chuyển động dọc theo dòng chảy với tốc độ sóng, và gây ra một sự thay đổi rất đột ngột trong dòng chảy, còn ở phạm vi thân sóng các yếu tố thủy lực thay đổi chậm. Lúc lòng dẫn có sự thay đổi đột ngột về hình dạng và kích thước mặt cắt ngang, thì tại đó sẽ sinh ra hiện tượng sóng phản xạ.

Sóng tiếp tục chuyển động theo phương ban đầu gọi là sóng khúc xạ và sóng khác quay ngược lại gọi là sóng phản xạ. Trong trường hợp sóng gặp một tường thẳng đứng thì chỉ có sóng phản xạ thuần túy. Ngoài ra còn có sóng đổi hướng, đó là sóng sinh ra lúc lưu lượng ở tuyến đầu đang thay đổi theo hướng nào đó, thì sau một thời gian ngắn, lưu lượng ấy lại thay đổi hướng ngược lại. Sóng lũ thuộc loại sóng đổi hướng. Cuối cùng lúc chế độ chảy thay đổi liên tiếp theo các hướng khác nhau thì chuyển động không ổn định đó gọi là sóng phức tạp. Ví dụ dòng chảy thay đổi trong điều tiết ngày ở trạm thủy điện, dòng chảy trong các đoạn sông ở gần biển.

§9.2 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG KOĐ THAY ĐỔI CHẬM

Quy luật cơ bản của chuyển động không ổn định bao gồm các mối quan hệ cơ bản nói lên tính liên tục và sự chuyển động của dòng nước. Ta có:

Phương trình liên tục

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = q \tag{9.1}$$

Vì $\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{\partial \omega}{\partial z} \cdot \frac{\partial z}{\partial t} = B \cdot \frac{\partial z}{\partial t}$ nên (9.1) $\Rightarrow B \cdot \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} = q$ (9.2)

Phương trình động lực

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial h_w}{\partial l} = 0 \tag{9.3}$$

Dòng biến đổi chậm nên: $h_w \approx h_d$ và cho rằng qui luật tổn thất giống dòng ổn định:

$J = \frac{\partial h_w}{\partial l} \approx \frac{Q^2}{k^2} = \frac{v^2}{c^2 R}$, vì dòng chảy có thể đổi chiều nên viết lại: $J = \frac{Q \cdot |Q|}{k^2} = \frac{v \cdot |v|}{c^2 \cdot R}$

(9.3) $\rightarrow \frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v \cdot |v|}{c^2 \cdot R} = 0$ (9.4)

Gọi i_m là độ dốc mặt nước và i là độ dốc đáy kênh dẫn

Ta có: $i_m = -\frac{\partial z}{\partial l} = i - \frac{\partial h}{\partial l}$. Từ (9.4) $\rightarrow -\frac{\partial z}{\partial l} = \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{v \cdot |v|}{c^2 \cdot R}$ (9.5)

Hoặc $i - \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{v \cdot |v|}{c^2 \cdot R}$ (9.6)

Để dàng đưa (9.6) về dạng: $\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial l} \left(\frac{Q^2}{\omega} \right) + g \cdot \omega \cdot \frac{\partial z}{\partial l} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{\omega \cdot c^2 \cdot R} = 0$ (9.7)

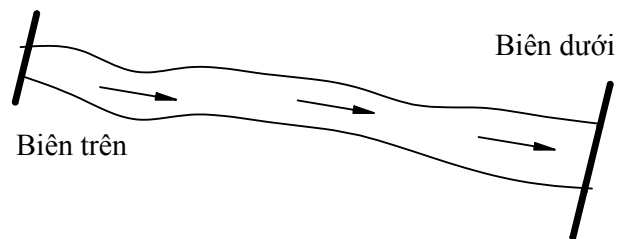
Đây là hệ phương trình phi tuyến hyperbolic, để bài toán có nghiệm duy nhất phải thỏa điều kiện biên và điều kiện ban đầu

Điều kiện biên:

- Biên trên : Q hoặc $z(t)$
- Biên dưới : $z(t)$

Điều kiện ban đầu: t_0

$Q|_{t=t_0} = Q(l) \quad ; \quad Z|_{t=t_0} = Z(l)$



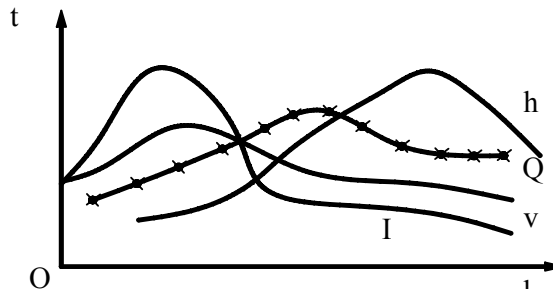
§9.3 PHƯƠNG PHÁP GIẢI

1. **Giải tích:** Bỏ qua những số hạng phi tuyến, đưa về hệ phương trình đạo hàm riêng tuyến tính, rồi tìm nghiệm biểu diễn dạng D'Alambe hoặc dạng lượng giác.
2. **Phương pháp sóng biên độ nhỏ:** Bỏ qua đạo hàm bậc cao, đưa về hệ phương trình tuyến tính để tính tích phân.
3. **Phương pháp đặc trưng:** Biến đổi hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng thành hệ phương trình vi phân thường. Hệ phương trình vi phân thường gọi là hệ phương trình đặc trưng.

4. Phương pháp số

- ✓ **Phương pháp sai phân:** Sai phân hoá hệ phương trình (9.2) và (9.7) thành các hệ phương trình sai phân và biến hệ phương trình sai phân thành hệ đại số và giải hệ đại số đó, cho nghiệm rồi rạc bằng số.
- ✓ **Phương pháp phần tử hữu hạn:** Chia con sông nghiên cứu thành từng phần tử (đoạn nhỏ) và xây dựng dạng biến phân tương đương của hệ (9.2) và (9.7) trên từng phần tử này.
- ✓ **Phương pháp thể tích hữu hạn:** chia đoạn sông nghiên cứu thành các ô nối liên tiếp với nhau; hệ (9.2) và (9.7) được xây dựng ở dạng tích phân và sử dụng các công thức biến đổi toán học và lược đồ sai phân biểu diễn các toán tử vi phân của hệ này.

Thứ tự xuất hiện các cực trị trong phương trình Saint-Venant với dòng chảy ổn định khi $h=h_{max}$, thì $Q=Q_{max}$, I_{max} , v_{max} ; với dòng chảy không ổn định thì: i , v , Q , h không đồng thời đạt cực trị.



Sóng thuận dương i_{max} , h_{max} v_{max} , Q_{max}

Sóng thuận âm i_{min} , v_{min} , Q_{min} , h_{min}

Sóng nghịch dương Q_{min} , v_{min} , i_{min} , h_{max}

Sóng nghịch âm Q_{max} , v_{max} , i_{max} , h_{min}

A. Phương pháp đặc trưng

Biến đổi hệ phương trình đạo hàm riêng Hyperbolic (9.2), (9.7) về hệ phương trình vi phân thường (còn gọi là hệ phương trình đặc trưng) → nghiệm của hệ phương trình vi phân thường này, cũng chính là nghiệm của hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng xuất phát.

1. Đạo hàm theo sóng lan truyền ảnh hưởng

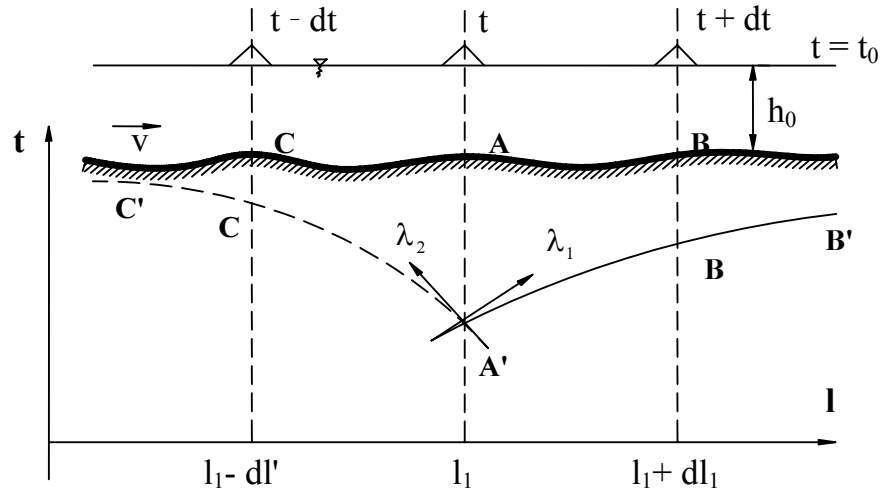
AB là đường đi của nhiễu theo chiều dòng chảy; AC đường đi của nhiễu ngược chiều dòng chảy.

Các đường ABB', ACC',... gọi là đường lan truyền ảnh hưởng;

$$\lambda = \frac{dl}{dt} : \text{tốc độ lan truyền.}$$

Các ảnh hưởng truyền theo đường lan truyền ảnh hưởng gọi là sóng lan truyền ảnh hưởng (sóng). Như vậy một sóng chỉ đi theo một đường duy nhất.

$\lambda = \frac{dl}{dt}$ đạo hàm theo phương tiếp tuyến với đường cong lan truyền ảnh hưởng - Gọi là đạo hàm theo sóng lan truyền ảnh hưởng.



Định nghĩa: Đạo hàm theo sóng lan truyền ảnh hưởng là đạo hàm có hướng lấy trên đường tiếp tuyến với đường đi của sóng trong mặt phẳng sóng ($l \sim t$), các đường cong lan truyền ảnh hưởng gọi là đường đặc trưng.

Từ nghiệm tổng quát của hệ phương trình Saint - Venant một chiều (1D).

$$\left. \begin{aligned} Q &= Q(l, t) \\ Z &= Z(l, t) \end{aligned} \right\} \text{ với } l, t \text{ là 2 biến độc lập.}$$

Nếu đi theo sóng $l = l(t)$, lấy nghiệm trên đường đi của sóng:

$$Q = Q[l(t), t], \quad Z = Z[l(t), t]$$

Lấy đạo hàm của Q và Z theo phương tiếp tuyến với đường cong lan truyền ảnh hưởng:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{dQ}{dt} &= \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial l} \cdot \frac{dl}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\partial Q}{\partial l} \\ \frac{dZ}{dt} &= \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Z}{\partial l} \cdot \frac{dl}{dt} = \frac{\partial Z}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\partial Z}{\partial l} \end{aligned} \right. \quad (9.8)$$

$\frac{dQ}{dt}, \frac{dZ}{dt}$ gọi là đạo hàm theo sóng lan truyền ảnh hưởng

2. Hệ phương trình đặc trưng

Ta đi biến đổi hệ:
$$\left\{ \begin{aligned} v \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \cdot \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} &= 0 \\ \frac{1}{B} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial l} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} &= i - \frac{v|v|}{c^2 \cdot R} \end{aligned} \right. \quad (9.9)$$

Đi biến đổi (9.9) thành (9.8), muốn vậy ta nhân biểu thức một trong (9.9) với hàm f rồi cộng với biểu thức hai trong (9.9), sau đó sắp xếp như dạng (9.8) được:

$$\left\{ \begin{aligned} f \cdot \frac{\partial \omega}{\partial t} + \left(v \cdot f + \frac{1}{B} \right) \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} &= f \left(\frac{\partial \omega}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} \right) \\ \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \left(\omega \cdot f + \frac{v}{g} \right) \cdot \frac{\partial v}{\partial l} &= \frac{1}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} + \lambda \cdot \frac{\partial v}{\partial l} \right) \end{aligned} \right. \quad (9.10)$$

Từ (9.10) suy ra
$$\begin{cases} v.f + \frac{1}{B} = f.\lambda \\ \omega.f + \frac{v}{g} = \frac{\lambda}{g} \end{cases} \quad (9.11)$$

Giải hệ (9.11) với ẩn là λ và f , từ biểu thức thứ hai của (9.11), ta có: $f = \frac{\lambda - v}{g.\omega}$, thay giá trị f này vào phương trình thứ nhất của (9.11), được $(\lambda - v)^2 = \frac{g.\omega}{B} \Rightarrow \lambda = v \pm \sqrt{\frac{g.\omega}{B}}$

Có λ ta tìm được $f = \pm \frac{1}{\sqrt{g.\omega.B}}$. Thực hiện phép biến đổi hệ (9.9) sau khi đơn giản nhận được hệ phương trình đặc trưng:

$$\begin{cases} \lambda = \frac{dl}{dt} = v \pm \sqrt{\frac{g.\omega}{B}} \\ \frac{dv}{dt} \pm \sqrt{\frac{g}{B.\omega}} \cdot \frac{d\omega}{dt} = g\left(i - \frac{v.|v|}{c^2.R}\right) \end{cases} \quad (9.12)$$

Ở (9.12) lấy dấu dương (+) ứng với đặc trưng thuận, lấy dấu âm (-) ứng với đặc trưng nghịch.

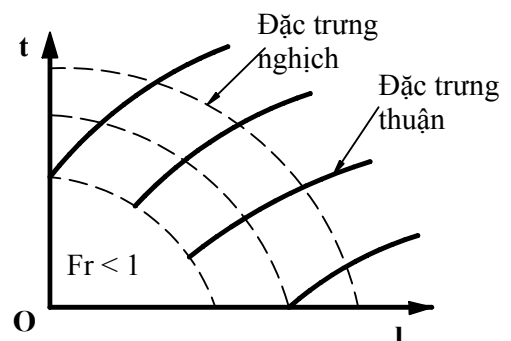
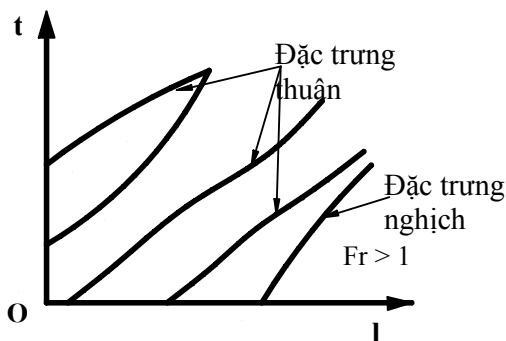
Tốc độ : $c = \sqrt{\frac{g.\omega}{B}}$: là tốc độ truyền sóng trong nước tĩnh

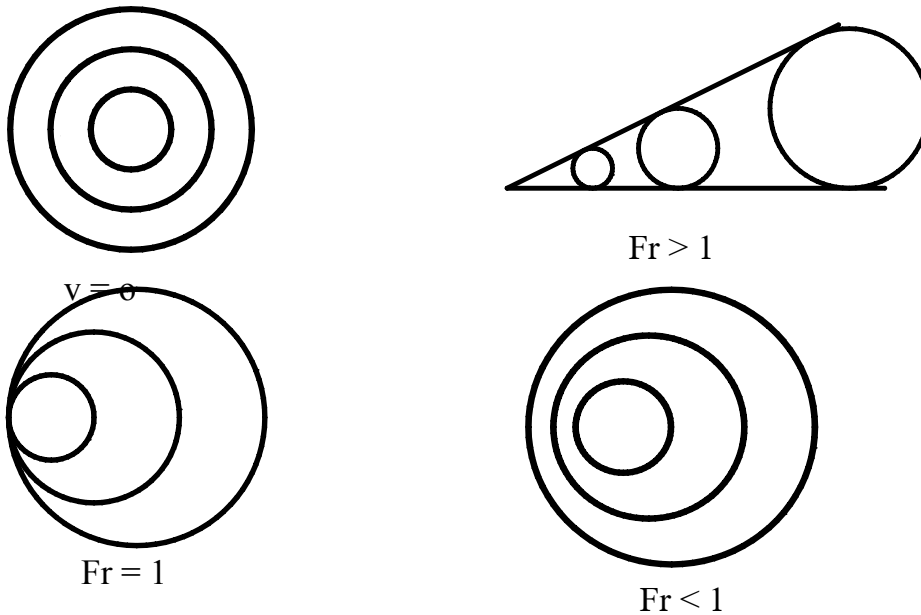
Như vậy từ (9.12) sẽ viết được một hệ 4 phương trình vi phân thường cho các sóng thuận và nghịch.

$$\begin{cases} \lambda_1 = \frac{dl}{dt} = v + c \quad (\equiv W) & (a) \\ \frac{dv}{dt} + \frac{c}{\omega} \cdot \frac{d\omega}{dt} = g\left(i - \frac{v.|v|}{c^2.R}\right) & (b) \end{cases} \left. \vphantom{\begin{cases} \lambda_1 \\ \frac{dv}{dt} \end{cases}} \right\} \text{sóng thuận}$$

$$\begin{cases} \lambda_2 = \frac{dl}{dt} = v - c \quad (\equiv \Omega) & (c) \\ \frac{dv}{dt} - \frac{c}{\omega} \cdot \frac{d\omega}{dt} = g\left(i - \frac{v.|v|}{c^2.R}\right) & (d) \end{cases} \left. \vphantom{\begin{cases} \lambda_2 \\ \frac{dv}{dt} \end{cases}} \right\} \text{sóng nghịch}$$

(A) và (B) gọi là hệ phương trình đặc trưng của hệ (9.9)





3. Phương pháp giải hệ phương trình đặc trưng

Hệ phương trình (A) và (B) có 4 ẩn là: l, t, v, ω là hệ phương trình vi phân thường (phi tuyến) → cách giải chỉ là **gần đúng**

- Giải (a) và (c) → tìm được tọa độ các nút lưới đặc trưng trong miền $D(l, t)$

- Giải (b) và (d) → tìm được v, ω tại các nút lưới.

Như vậy sẽ vẽ được lưới đặc trưng trong miền (D)

Tiến hành sai phân hoá hệ (A) và (B):

Đặt: $\varphi = g \left(i - \frac{v \cdot |v|}{c^2 \cdot R} \right)$

$$(I) \begin{cases} \Delta l = \bar{\omega} \cdot \Delta t & (a') \\ \Delta v + \frac{\bar{c}}{\bar{\omega}} \cdot \Delta \omega + \bar{\varphi} \cdot \Delta t = 0 & (b') \end{cases} \quad (K)$$

$$\begin{cases} \Delta l = \bar{\Omega} \cdot \Delta t & (c') \\ \Delta v - \frac{\bar{c}}{\bar{\omega}} \cdot \Delta \omega + \bar{\varphi} \cdot \Delta t = 0 & (d') \end{cases}$$

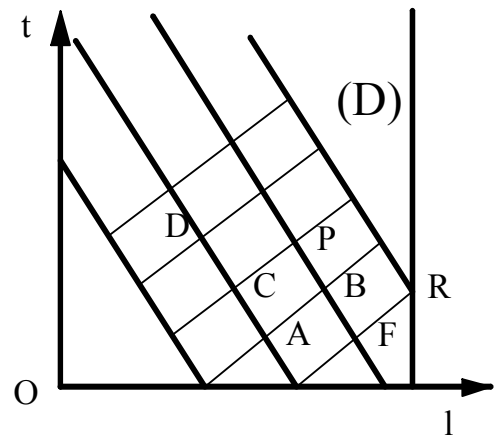
Như vậy nghiệm của hệ (I) và (K) chính là nghiệm gần đúng của hệ (A) và (B). Mà hệ (A) và (B) là hệ đặc trưng của phương trình Saint - Venant. Giải (A) và (B) được nghiệm tại các nút lưới đặc trưng. Nếu lưới đặc trưng khá dày, thì các nút lưới phủ kín miền (D), cho nên nghiệm của hệ (A) và (B) chính là nghiệm của hệ phương trình Saint-Venant.

(i) Tìm tọa độ các điểm nút:

Giả sử biết tọa độ A, B, C (tức biết $l_A, l_B, l_C, t_A, t_B, t_C$) đi tìm l_P, t_P ?

$$\left. \begin{aligned} (a') \rightarrow l_P - l_C &= W_{PC} \cdot (t_P - t_C) \\ (b') \rightarrow l_P - l_B &= W_{PB} \cdot (t_P - t_B) \end{aligned} \right\} (I') \rightarrow l_P, t_P$$

(ii) Tìm v, ω trên nút P:



$$\left. \begin{aligned} (b') &\rightarrow (v_P - v_C) + \frac{\bar{C}}{\bar{\omega}}(\omega_P - \omega_C) + \bar{\varphi} \cdot \Delta t|_{PC} = 0 \\ (d') &\rightarrow (v_P - v_B) + \frac{\bar{C}}{\bar{\omega}}(\omega_P - \omega_B) + \bar{\varphi} \cdot \Delta t|_{PB} = 0 \end{aligned} \right\} (II') \rightarrow v_P, \omega_P$$

Các nút biên: Ví dụ biên dưới, nút R

+ Để tìm được tọa độ R ta cần dùng: $\Delta l = \varpi \cdot \Delta t \Rightarrow l_R - l_F = \varpi_{FR} (t_R - t_F)$

Đã biết $l_F, t_F, l_R \rightarrow$ tìm được t_R

Tìm v, ω tại điểm R

Trên biên dưới thường cho $Z = Z(t) \rightarrow$ có nghĩa $\omega_R = \omega(t)$

Và từ (b') $\rightarrow (v_R - v_F) + \frac{\bar{C}}{\bar{\omega}}(\omega_R - \omega_F) + \bar{\varphi} \cdot \Delta t|_{FR} = 0 \rightarrow v_R$

Như vậy muốn giải (I') và (II') cần phải biết điều kiện ban đầu

TRÌNH TỰ GIẢI

1. Giả thiết $\bar{\omega}_{PB} \approx \omega_B, \bar{\omega}_{PC} \approx \omega_C, \bar{u}$

$$\bar{v}_{PB} \approx v_B, \bar{v}_{PC} \approx v_C, \dots$$

2. Thay vào các phương trình (I') tính $\bar{w}_{PC} = v_C + c_C, \bar{\Omega}_{PB} = v_B - c_B$

3. Tính tọa độ P trong mặt thẳng (l, t) từ hệ (I')

4. Tính $v_P^{(1)}, \omega_P^{(1)}$ bằng (II')

5. Tính lại \bar{v} đoạn PB với: $\bar{\omega}_{PB} = \frac{1}{2}(\omega_P^{(1)} + \omega_B)$

$$\text{Tương tự: } \bar{v}_{PB} = \frac{1}{2}(v_P^{(1)} + v_B)$$

$$\bar{w}_{PC} = \frac{1}{2}(v_{PC} + c_{PC})$$

$$\bar{\Omega}_{PB} = \frac{1}{2}(v_{PB} - c_{PB})$$

Nếu $\bar{w}_{PC} \approx \bar{w}_{PC}^{(1)}, \bar{\Omega}_{PB} \approx \bar{\Omega}_{PB}^{(1)} \rightarrow$ giả thiết đúng và chuyển sang bước khác của nút, nếu không đúng thì phải suy về bước (1) tính lặp lại.

Chú ý: Lấy các giả thiết ở bước (5) để tính lại và xem rằng:

$$\bar{v}_{PC} = \frac{1}{2}(v_P + v_C), \bar{\omega}_{PB} = \frac{1}{2}(\omega_P + \omega_B)$$

$$\bar{v}_{PC} = \frac{1}{2}(c_P + c_C), \bar{\omega}_{PC} = \frac{1}{2}(\omega_P + \omega_C).$$

Câu hỏi:

1. Hãy nêu vài hiện tượng dòng chảy trong tự nhiên là không ổn định? Lý giải yếu tố nào đã gây ra sự không ổn định cho dòng chảy?
2. Hãy viết hệ phương trình vi phân của dòng chảy không ổn định trong kênh hở (một chiều 1D), và phân tích ý nghĩa vật lý các số hạng của nó?
3. Hãy so sánh sự khác nhau của dòng chảy ổn định và không ổn định, dựa vào các cực trị của dòng không ổn định?

4. Phương trình Saint – Venant 1D có dạng hyperbolic phi tuyến ? Vì sao ?
5. Hãy cho biết điều kiện biên và điều kiện ban đầu cần thiết để vẽ lưới đặc trưng cho dòng chảy êm ?
6. Hãy dựa vào lưới đặc trưng của dòng chảy hãy giải thích một số hiện tượng vật lý trong dòng không ổn định.

Bài tập:

Dùng phương pháp đường đặc trưng để giải bài toán dòng chảy trong kênh lăng trụ với biên trên là lưu lượng ở thượng lưu thay đổi $Q(t)$ và biên dưới là mực nước ở hạ lưu thay đổi $H(t)$.

Kênh hình lăng trụ với chiều dài $L=32\text{km}$, $i=10^{-4}$. Mặt cắt ngang kênh rộng $b=50\text{m}$. Hệ số nhám của thành kênh bê tông $n=0,017$. Cao trình cuối kênh là 0.00

Biên thượng lưu cho dưới dạng

$$Q(t) = 31,6 + 483 \left(\frac{t}{720} \right)^2$$

Biên hạ lưu:
$$Z(t) = 3,58 + 0,84 \sin \left(\frac{\pi t}{750} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

Kênh được chia 8 đoạn bằng nhau và có chiều dài $\Delta l=4\text{km}$.

Mặt cắt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Q(m ³ /s)	31,6	32,9	34,3	37,9	41,6	45,7	49,8	53,5	57,2
h(m)	1,27	1,36	1,45	1,62	1,78	2,02	2,25	2,55	2,85

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Nguyen Canh Cam & al.*, Thủy lục T2, NXB Nong Nghiep 2000.
2. *Nguyen Tai*, Thủy Lục T2, NXB Xây Dựng 2002.
3. *Edward J. Shaughnessy et al.*, Introduction to Fluid Mechanics, Oxford University Press 2005.
4. *R. E. Featherstone & C. Nalluri*, Civil Engineering Hydraulics, Black well science 1995.
5. *M. Hanif Chaudhry*, Open - channel flow, Springer 2008.
6. *A. Osman Akan*, Open - channel hydraulics, Elsevier 2006.
7. *Richard H. French*, Open - channel hydraulics, McGrawHill 1986.
8. *Ven-te-Chow*, Open - channel hydraulics, Addition-Wesley Pub. Compagny 1993.
9. *Philip M. Gerhart et al.*, Fundamental of Fluid Mechanics, McGrawHill 1994.
10. *Hubert Chanson*, The hydraulic of open channel, McGrawHill, Newyork 1998.

Website tham khảo:

<http://gigapedia.org>

<http://ebookey.com.cn>

<http://www.info.sciencedirect.com/books>

<http://db.vista.gov.vn>

<http://dspace.mit.edu>

<http://ecourses.ou.edu>

<http://www.dbebooks.com>

The end