BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỀN NÔNG THÔN

# VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM

HOÀNG NAM BÌNH

# MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG THỦY ĐỘNG LỰC HỌC CỦA DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG MÁNG TRÀN BÊN

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI - 2022

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN

# VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM

HOÀNG NAM BÌNH

# MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG THỦY ĐỘNG LỰC HỌC CỦA DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ỒN ĐỊNH TRONG MÁNG TRÀN BÊN

Ngành:Kỹ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦYMã số:9 58 02 02

# LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN KHOA HỌC: GS. TS. Lê Văn Nghị

### **LỜI CAM ĐOAN**

Tác giả luận án cam đoan đây là công trình nghiên cứu của bản thân tác giả. Các kết quả nghiên cứu được trình bày trong luận án là trung thực, khách quan và chưa từng bảo vệ ở bất kỳ học vị nào. Việc tham khảo các nguồn tài liệu đã được thực hiện trích dẫn và ghi nguồn tài liệu tham khảo đúng quy định.

> Hà Nội, ngày 02 tháng 02 năm 2022 Tác giả luận án

Hoàng Nam Bình

# LỜI CẢM ƠN

Trong suốt quá trình học tập và nghiên cứu, tác giả luận án đã nhận được rất nhiều sự hỗ trợ, giúp đỡ của các nhà khoa học, đồng nghiệp và gia đình.

Đầu tiên, tác giả trân trọng cảm ơn cơ sở đào tạo Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam và Phòng thí nghiệm trọng điểm Quốc gia về Động lực học sông biển đã tạo các điều kiện thuận lợi và hỗ trợ tiếp cận tài liệu, công trình nghiên cứu đã có để luận án được hoàn thành.

Tác giả chân thành gửi lời cảm ơn sâu sắc tới GS. TS. Lê Văn Nghị - Phòng Thí nghiệm trọng điểm Quốc gia về Động lực học sông biển đã tận tâm hướng dẫn và giúp đỡ tác giả tháo gỡ nhiều vướng mắc trong quá trình thực hiện nghiên cứu để hoàn thành luận án.

Tác giả bày tỏ sự kính trọng và vô cùng biết ơn GS. TS. Hoàng Tư An đã tư vấn hướng nghiên cứu, chỉ bảo nhiều vấn đề khoa học quý báu, đồng thời cũng là chỗ dựa tinh thần giúp tác giả hoàn thành luận án.

Tác giả cũng trân trọng cảm ơn Ban Giám hiệu Trường Đại học Giao thông vận tải, Phòng Tổ chức cán bộ, Ban chủ nhiệm Khoa Công trình và tập thể giảng viên Bộ môn Thủy lực - Thủy văn đã hỗ trợ và tạo điều kiện tốt nhất cho tác giả trong quá trình học tập và thực hiện luận án.

Tác giả vô cùng cảm ơn các nhà khoa học trong và ngoài cơ sở đào tạo đã hỗ trợ cung cấp tài liệu cũng như tham gia đóng góp nhiều ý kiến quý giá cho luận án.

Cuối cùng, tác giả xin trân trọng cảm ơn gia đình, bạn bè và đồng nghiệp đã đồng hành và chia sẻ trong quá trình thực hiện luận án./.

Tác giả

#### Hoàng Nam Bình

# MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN	Error! Bookmark not defined.
LỜI CẢM ƠN	ii
DANH MỤC KÝ HIỆU VÀ TỪ VIẾT TẮT	vii
DANH MỤC HÌNH	xi
DANH MỤC BẢNG	XV
MỞ ĐẦU	1
1. TÍNH CẤP THIẾT CỦA LUẬN ÁN	1
2. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU	3
3. ĐỐI TƯỢNG VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU	J3
4. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU	3
5. NỘI DUNG NGHIÊN CỨU	4
6. Ý NGHĨA KHOA HỌC VÀ THỰC TIỄN	4
6.1. Ý nghĩa khoa học	4
6.2. Ý nghĩa thực tiễn	4
7. NHỮNG ĐÓNG GÓP MỚI CỦA LUẬN ÁN	N5
8. BỐ CỤC CỦA LUẬN ÁN	5
Chương 1. TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU VỀ MẢ BIẾN LƯỢNG	ÁNG TRÀN BÊN VÀ DÒNG 6
1.1. SỰ CHUYỀN ĐỘNG CỦA DÒNG CHẢY	76
1.1.1. Phân loại chuyển động	6
1.1.2. Hiện tượng dòng biến lượng	7
1.2. MÁNG TRÀN BÊN	7
1.2.1. Đặc điểm công trình máng tràn bên	7
1.2.2. Một số công trình hồ chứa áp dụng hìn	h thức máng tràn bên tháo lũ10
1.2.3. Các dạng công trình khác ứng dụng ng	uyên lý máng tràn bên16
1.3. CÁC DẠNG PHƯƠNG TRÌNH DÒNG BI	IẾN LƯỢNG MỘT CHIỀU17
1.3.1. Các giả thiết chung của phương trình	17
1.3.2. Phương trình của các tác giả trên thế g	iới18

	( <b>1</b>
1.3.4. Các dạng phương trình khác2	1
1.4. PHƯƠNG TRÌNH DÒNG KHÔNG ỔN ĐỊNH MỘT CHIỀU2	3
1.4.1. Hệ phương trình Saint Venant2	3
1.4.2. Các nghiên cứu ứng dụng phương trình Saint Venant24	4
1.5. MỘT SỐ NGHIÊN CỨU VỀ CHẾ ĐỘ THỦY LỰC TRONG MÁNG TRÀN BÊN24	.6
1.5.1. Đường mặt nước20	6
1.5.2. Cấu trúc dòng chảy2	9
1.5.3. Chiều sâu dòng chảy cuối máng2	9
1.5.4. Tổn thất năng lượng30	0
1.5.5. Phân bố lưu tốc3	1
1.6. KẾT LUẬN CHƯƠNG 134	4
Chương 2. HỆ PHƯỜNG TRÌNH VI PHÂN DÒNG BIẾN LƯỢNG MỘT CHIỀU KHÔNG ỔN ĐỊNH	6
2.1. PHƯƠNG PHÁP THIẾT LẬP PHƯƠNG TRÌNH	6
2.1.1. Các lực tác dụng chính30	6
2.1.2. Phương pháp thiết lập phương trình dòng biến lượng ổn định	7
2.1.3. Phương pháp thiết lập hệ phương trình vi phân 1D không ổn định3	8
2.2. THIẾT LẬP PHƯƠNG TRÌNH NĂNG LƯỢNG CỦA DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ÔN ĐỊNH CHUYỀN ĐỘNG MỘT CHIỀU3!	9
2.2.1. Lực của dòng chảy bên	9
2.2.2. Phương trình năng lượng40	0
2.3. PHƯƠNG PHÁP GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CHO DÒNG BIẾN LƯỢNG42	.3
2.3.1. Lựa chọn phương pháp giải số4	.3
2.3.2. Lựa chọn lược đồ sai phân44	4
2.3.3. Phương pháp giải hệ phương trình đại số tuyến tính4	.5
2.4. GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ÔN ĐỊNH4	.6

2.4.1. Sai phân hệ phương trình SVF 1D không ổn định	46
2.4.2. Hệ phương trình đại số tuyến tính của phương trình SVF 1D không ổn định	50
2.5. KẾT LUẬN CHƯƠNG 2	52
Chương 3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG THỦY ĐỘNG LỰC HỌC CỦA DÒNG BIẾN LU TRONG MÁNG TRÀN BÊN	) 'QNG 54
3.1. MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM	54
3.1.1. Giới thiệu các mô hình thí nghiệm	54
3.1.2. Đánh giá độ tin cậy của mô hình thí nghiệm	56
3.2. CÂU TRÚC DÒNG CHẢY TRÊN MẶT CẮT NGANG	57
3.3. CHIỀU SÂU DÒNG CHẢY PHÍA THÀNH MÁNG ĐỐI DIỆN	59
3.4. PHÂN BỐ LƯU TỐC	67
3.4.1. Phân bố lưu tốc trên mô hình thí nghiệm	67
3.4.2. Hệ số phân bố lưu tốc	70
3.5. CHIỀU SÂU DÒNG CHẢY CUỐI MÁNG	74
3.6. KẾT LUẬN CHƯƠNG 3	79
Chương 4. LẬP TRÌNH VÀ ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN ĐƯỜNG MẶT NU TRONG MÁNG TRÀN BÊN	ľÓC 82
4.1. THUẬT TOÁN MÔ HÌNH USVF1D	82
4.1.1. Thuật toán chung của mô hình	82
4.1.2. Một số module chính	83
4.2. XÂY DỰNG CHƯƠNG TRÌNH TÍNH	91
4.2.1. Công cụ lập trình	91
4.2.2. Thiết kế chương trình USVF1D	92
4.2.3. Mã nguồn của USVF1D	95
4.3. KIỂM ĐỊNH MÔ HÌNH USVF1D	95
4.3.1. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Đồng Nghệ	95
4.3.2. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Việt An	101
4.3.3. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Mỹ Bình	103

4.4. ỨNG DỤNG MÔ HÌNH USVF1D	106
4.5. KẾT LUẬN CHƯƠNG 4	113
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	114
1. KÉT LUẬN	114
2. KIẾN NGHỊ	115
3. HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP THEO	116
TÀI LIỆU THAM KHẢO	117
TIẾNG VIỆT	117
TIẾNG ANH	119
TIẾNG NGA	121
TIẾNG Ý	121
CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ ĐƯỢC CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ	122
PHŲ LŲC	123

# DANH MỤC KÝ HIỆU VÀ TỪ VIẾT TẮT

- $\alpha$  hệ số Coriolis hay hệ số sửa chữa động năng, (-).
- $\alpha_0$  hệ số Boussinesq hay hệ số sửa chữa động lượng, (-).
- β góc hợp bởi phương của dòng gia nhập với hình chiếu của nó lên phương dòng chảy, rad.
- $\delta$  chiều dày đỉnh đập, m.
- $\gamma$  trọng lượng riêng của chất lỏng, N/m<sup>3</sup>.
- $\phi$  góc hợp bởi phương của lực quán tính ly tâm với hình chiếu của nó lên phương dòng chảy, rad.
- $\phi_v$  hệ số lưu tốc của đập, (-);
- φ góc mở rộng của máng, rad.
- $\rho$  khối lượng riêng của chất lỏng, kg/m<sup>3</sup>.
- $\tau_0$  ứng suất tiếp đáy theo phương dòng chảy, N/m<sup>2</sup>.
- $\mu$  hệ số nhớt động lực, Ns/m<sup>2</sup>.
- $\theta$  góc hợp bởi phương đáy máng với phương nằm ngang, rad.
- v hệ số nhớt động học,  $m^2/s$ .
- $a_x$  hình chiếu của gia tốc dòng chảy lên phương dòng chảy chính, m/s<sup>2</sup>.
- A diện tích mặt cắt ướt,  $m^2$ .
- A<sub>x</sub> lực quán tính do dòng chảy bên tác động lên phương dòng chảy chính, N.
- b chiều rộng đáy mặt cắt ngang, m.
- b<sub>đầu</sub> chiều rộng đáy mặt cắt đầu máng, m.
- $b_{cuối}$  chiều rộng đáy mặt cắt cuối máng, m.
- B chiều rộng mặt thoáng trên mặt cắt ngang, m.
- c hệ số Chezy,  $\sqrt{m} / s$ .
- $C_s$  hệ số đối xứng phụ thuộc hình dạng mặt cắt tràn, (-);

- e năng lượng đơn vị mặt cắt, m.
- E năng lượng đơn vị dòng chảy, m.
- f hệ số ma sát, (-).
- F ngoại lực, N.
- $F_{cen}$  lực quán tính ly tâm, N.
- $F_f$  lực ma sát, N.
- Fr số Froude, (-).
- g gia tốc trọng trường, m/s<sup>2</sup>.
- G trọng lực, N.
- $G_x$  thành phần trọng lực theo phương chuyển động, N.
- h chiều sâu dòng chảy, m.
- $h_0$  chiếu sâu chảy đều, m.
- h<sub>c</sub> chiều sâu phân giới, m.
- $h_{c1}$  chiều sâu phân giới tính với  $\alpha = 1,00$ , m.
- $h_{c2}$  chiều sâu phân giới tính với  $\alpha = 2,32, m$ .
- $h_f$  tổn thất cột nước, m.
- $h_h$  chiếu sâu dòng chảy ở hạ lưu, m.
- h<sub>s</sub> chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện, m.
- H cột nước tràn, m.
- H<sub>TK</sub> cột nước tràn thiết kế, m.
- k hệ số trong phương trình năng lượng của dòng biến lượng không ổn định, được xác định theo công thức  $k = \alpha + k_{\ell}\alpha_0(1 n_0)$ , (-).
- $k_0$  hệ số trong phương trình năng lượng của dòng biến lượng không ổn định, được xác định theo công thức  $k_0 = \alpha_0 + k_\ell \alpha_0 (1 n_0)$ , (-).
- $k_{\ell}$  hệ số tỷ lệ lưu lượng là tỷ số giữa lưu lượng dòng gia nhập ( $Q_{\ell}$ ) với lưu lượng trong máng (Q) tại vị trí gia nhập, (-).

- $k_{K}$  hệ số trong phương trình dòng biến lượng ổn định của Konovalov, được xác định theo công thức  $k_{K} = \alpha + 1 n_{0}$ , (-).
- K động lượng của dòng chảy, kg.m/s.
- $K_Q$  module lưu lượng, m<sup>3</sup>/s.
- L chiều dài máng tràn bên, m.
- L<sub>nguõng</sub> chiếu dài đường tràn ngang, m.
- m hệ số lưu lượng, (-).
- m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> hệ số mái kênh bên trái và bên phải, (-).
- $\overline{m}$  hệ số mái kênh trung bình,  $\overline{m} = \frac{m_1 + m_2}{2}$ , (-).
- M khối lượng, kg.
- n hệ số nhám, (-).
- $n_0$  hệ số tỷ lệ lưu tốc là tỷ số giữa hình chiếu lưu tốc toàn phần của khối gia nhập  $(v_{\ell x})$  với lưu tốc bình quân trong máng (v) tại vị trí gia nhập, (-).
- N số phương trình/số đoạn, (-).
- p áp suất,  $N/m^2$ .
- P chu vi ướt, m.
- $P_T$  chiều cao tràn tính từ ngưỡng tràn đến cao trình đáy máng, m.
- $P_{T1}$  chiều cao tràn tính từ ngưỡng tràn đến cao trình đáy thượng lưu tràn, m.
- $P_1$ ,  $P_2$  áp lực thủy tĩnh tại mặt cắt thượng và hạ lưu đoạn tính toán, N.
- q lưu lượng đơn vị, m<sup>3</sup>/s/m.
- Q lưu lượng dòng chảy,  $m^3/s$ .
- $Q_h$  lưu lượng tại mặt cắt hạ lưu, m<sup>3</sup>/s.
- $Q_{\ell}$  lưu lượng của dòng chảy bên, m<sup>3</sup>/s.
- $Q_{TK}$  lưu lượng thiết kế, m<sup>3</sup>/s.
- $Q_{xa}$  lưu lượng xả qua đường tràn ngang, m<sup>3</sup>/s.

- r bán kính cong của đường dòng, m.
- r<sub>0</sub> bán kính cong của dòng chảy, m
- R bán kính thủy lực, m.
- $S_0$  độ dốc đáy, (-).
- $S_f$  độ dốc thủy lực (độ dốc ma sát), (-).
- $S_{\ell}$  độ dốc thủy lực của dòng biến lượng, (-).
- SVF dòng biến lượng (Spatially Varied Flow).
- t tọa độ thời gian, s.
- u lưu tốc điểm, m/s.
- $u_{\ell}$  lưu tốc điểm của dòng chảy bên, m/s.
- $u_{\ell x}$  lưu tốc điểm của dòng chảy bên chiếu lên phương dòng chảy chính, m/s.
- USVF1D mô hình toán dòng biến lượng không ổn định chuyển động 1 chiều (One Dimension Unsteady Spatially Varied Flow).
- v lưu tốc trung bình mặt cắt, m/s.
- $v_{\ell}$  lưu tốc toàn phần của khối gia nhập hoặc phân tán, m/s.
- $v_{\ell x}$  hình chiếu lưu tốc toàn phần của khối gia nhập hoặc phân tán lên phương chuyển động, m/s.
- x tọa độ theo phương dòng chảy, m.
- y tọa độ theo phương ngang, m.
- z tọa độ theo phương đứng (vị năng đơn vị của dòng chảy), m.
- Z cao trình, m.
- Z<sub>đầu</sub>, Z<sub>cuối</sub> cao độ đáy mặt cắt đầu và cuối máng, m.
- Z<sub>h</sub> mực nước hạ lưu, m.
- $Z_{ngurrig}$  cao trình ngưỡng tràn, m.
- Z<sub>T</sub> chênh lệch mực nước thượng và hạ lưu tràn, m.
- 1D, 2D, 3D chuyển động 1 chiều, 2 chiều, 3 chiều.

# DANH MỤC HÌNH

Hình 1.1.	Các bộ phận công trình đường tràn ngang	8
Hình 1.2.	Các hình thức lấy nước qua tràn vào máng bên	9
Hình 1.3.	Các dạng mặt cắt ngang của máng bên	9
Hình 1.4.	Các dạng mặt bằng của máng tràn bên	.10
Hình 1.5.	Tràn Hoover, Mỹ	.11
Hình 1.6.	Tràn Karahnjukar, Iceland	.11
Hình 1.7.	Tràn Arrowrock, Mỹ	.11
Hình 1.8.	Tràn Burrinjuck, Australia	.11
Hình 1.9.	Tràn Fort Smith, Mỹ	.11
Hình 1.10.	Tràn Flatiron, Mỹ	.11
Hình 1.11.	Đường tràn ngang và máng bên đập Nước Ngọt, Ninh Thuận	.13
Hình 1.12.	Đường tràn ngang và máng bên đập Mỹ Bình, Bình Định	.13
Hình 1.13.	Đường tràn ngang và máng bên đập Đồng Nghệ, Đà Nẵng	.13
Hình 1.14.	Đường tràn ngang và máng bên đập Việt An, Quảng Nam	.13
Hình 1.15.	Đường tràn ngang và máng bên đập Ông Lành, Bình Định	.14
Hình 1.16.	Đường tràn ngang và máng bên đập Đá Bàn, Quảng Nam	.14
Hình 1.17.	Một số công trình khác ở trong nước	.14
Hình 1.18.	Tràn vào - tràn ra trên kênh chính hệ thống thủy lợi Bắc Nghệ An	.16
Hình 1.19.	Máng thu nước mưa	.16
Hình 1.20.	Máng thu nước tràn	.16
Hình 1.21.	Rãnh biên trong giao thông	.16
Hình 1.22.	Kênh tiêu cắt dốc	.16
Hình 1.23.	Một con suối nhỏ thuộc xã Cao Bồ, huyện Vị Xuyên, Hà Giang	.16
Hình 1.24.	Các lực tác dụng lên đoạn dòng chảy	.18
Hình 1.25.	Sơ đồ mặt bằng dòng chảy máng bên phi lăng trụ với góc mở ø	.18
Hình 1.26.	Sơ đồ thí nghiệm SVF bằng hệ thống ống đục lỗ	.31
Hình 2.1.	Lực quán tính ly tâm trên đoạn dòng chảy cong	.36
Hình 2.2.	Lực quán tính của dòng gia nhập	.36

Hình 2.3.	Các lược đồ sai phân	45
Hình 2.4.	Sơ đồ các mặt cắt tính toán cho máng tràn bên	51
Hình 3.1.	Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Đồng Nghệ	55
Hình 3.2.	Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Việt An	55
Hình 3.3.	Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Mỹ Bình	55
Hình 3.4.	Sơ đồ dòng chảy trên mặt cắt ngang máng bên hình chữ nhật	58
Hình 3.5.	Sơ đồ dòng chảy trên mặt cắt ngang máng bên hình thang	59
Hình 3.6.	Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Đồng Nghệ	60
Hình 3.7.	Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Việt An	60
Hình 3.8.	Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Mỹ Bình	61
Hình 3.9.	Mực nước tại TT1 trên trắc dọc mô hình hồ Đồng Nghệ	61
Hình 3.10.	Mực nước tại TT1 trên trắc dọc mô hình hồ Việt An	61
Hình 3.11.	Mực nước tại TT1 trên trắc dọc mô hình hồ Mỹ Bình	61
Hình 3.12.	Sai số của công thức tính chiều sâu $h_S$ đối với chuỗi phụ thuộc	65
Hình 3.13.	Sai số của công thức tính chiều sâu $h_s$ đối với chuỗi độc lập	65
Hình 3.14.	Sai số của công thức tính chiều sâu h <sub>s</sub> theo số liệu thí nghiệm của các hồ Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh	66
Hình 3.15.	Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực với cấp lưu lượng thiết kế trên mặt bằng máng tràn bên hồ Đồng Nghệ	68
Hình 3.16.	Phân bố lưu tốc thủy trực cấp lưu lượng thiết kế trên trắc dọc máng tràn bên hồ Đồng Nghệ	68
Hình 3.17.	Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực với cấp lưu lượng thiết kế trên mặt bằng máng tràn bên hồ Mỹ Bình	68
Hình 3.18.	Phân bố lưu tốc thủy trực cấp lưu lượng thiết kế trên trắc dọc máng tràn bên hồ Mỹ Bình	69
Hình 3.19.	Sơ đồ chia lưới tính hệ số phân bố lưu tốc	71
Hình 3.20.	Sơ đồ chia lưới tại các mặt cắt của máng bên hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng $Q = 342m^3/s$	72
Hình 3.21.	Phân bố hệ số sửa chữa động lượng $\alpha_0$ theo chiều dọc máng	74
Hình 3.22.	Phân bố hệ số sửa chữa động năng $\alpha$ theo chiều dọc máng	74

Hình 3.23.	Đồ thị biểu diễn sai số của các công thức tính chiều sâu dòng chảy	
	cuôi máng	78
Hình 4.1.	Thuật toán chung của mô hình USVF1D	82
Hình 4.2.	Thuật toán xác định hệ số lưu lượng	84
Hình 4.3.	Thuật toán nhập giá trị biên vào ma trận biên	86
Hình 4.4.	Thuật toán thiết lập điều kiện ban đầu	86
Hình 4.5.	Thuật toán module điều kiện dừng	88
Hình 4.6.	Thuật toán module khử đuổi	90
Hình 4.7.	Giao diện công cụ lập trình VBA trong phần mềm Microsoft Excel	91
Hình 4.8.	Giao diện trang tính USVF1D	92
Hình 4.9.	Các thông số thiết lập cho công trình	93
Hình 4.10.	Các thông số thiết lập cho mô hình và biên gia nhập	93
Hình 4.11.	Kết quả tính toán theo trắc dọc máng	94
Hình 4.12.	Kết quả tính toán trên mặt cắt ngang	94
Hình 4.13.	Đường quá trình xả lũ hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố	96
Hình 4.14.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm $Q_h = 232 m^3/s$	96
Hình 4.15.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm $Q_h = 328 m^3/s$	96
Hình 4.16.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm $Q_h = 380 m^3/s$	96
Hình 4.17.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm $Q_h = 390 m^3/s$	97
Hình 4.18.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm $Q_h = 410 m^3/s$	97
Hình 4.19.	Đường quá trình xả lũ hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố	99
Hình 4.20.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố $Q_0 = 54 \text{m}^3$ /s tại thời điểm $Q_h = 382 \text{m}^3$ /s	99
Hình 4.21.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố $Q_0 = 80 \text{m}^3/\text{s}$ tại thời điểm $Q_h = 470 \text{m}^3/\text{s}$	99
Hình 4.22.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố $Q_0 = 54 \text{m}^3$ /s tại thời điểm $Q_h = 382 \text{m}^3$ /s với thuật toán bổ sung	100

Hình 4.23.	Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố $Q_0 = 80 \text{m}^3/\text{s}$ tại thời điểm $Q_h = 470 \text{m}^3/\text{s}$ với thuật toán bổ sung	100
Hình 4.24.	Đường quá trình xả lũ hồ Việt An	101
Hình 4.25.	Đường mặt nước dọc máng hồ Việt An - TKSB tại thời điểm $Q_h = 543 m^3\!/\!s$	102
Hình 4.26.	Đường mặt nước dọc máng hồ Việt An - TKKT tại thời điểm $Q_h = 543 m^3/s$	102
Hình 4.27.	Đường quá trình xả lũ hồ Mỹ Bình - TKKT	103
Hình 4.28.	Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - TKKT tại thời điểm $Q_{\rm h}=342m^3\!/\!s$	103
Hình 4.29.	Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - TKKT tại thời điểm $Q_h=372m^3\!/\!s$	103
Hình 4.30.	Đường quá trình xả lũ hồ Mỹ Bình - PAKN	105
Hình 4.31.	Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm $Q_h = 250 m^3/s$	105
Hình 4.32.	Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm $Q_h = 342 m^3 / s$	105
Hình 4.33.	Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm $Q_h = 372 m^3 / s$	105
Hình 4.34.	Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet phương án TKCS	109
Hình 4.35.	Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet phương án TKKT	109
Hình 4.36.	Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Karahnjukar	109
Hình 4.37.	Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Lyssbach	109
Hình 4.38.	Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Markieh	109

# DANH MỤC BẢNG

Bång 1.1.	Thông số một số công trình tràn ngang trong nước và thế giới	15
Bång 3.1.	Các thông số của mô hình thí nghiệm	56
Bång 3.2.	Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên hồ Mỹ Bình và Đồng Nghệ	73
Bång 3.3.	Chiều sâu dòng chảy cuối máng	75
Bång 3.4.	Kết quả xác định chiều sâu dòng chảy cuối máng theo công thức (3.17)	78
Bång 4.1.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố	98
Bång 4.2.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố	99
Bång 4.3.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố với thuật toán bổ sung	.101
Bång 4.4.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Việt An	.102
Bång 4.5.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Mỹ Bình - TKKT	.104
Bång 4.6.	Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Mỹ Bình - PAKN	.106
Bång 4.7.	Thông số công trình hồ Trangslet	.107
Bång 4.8.	Thông số công trình hồ Karahnjukar	.107
Bång 4.9.	Thông số công trình hồ Lyssbach	.108
Bång 4.10.	Thông số công trình hồ Markieh	.108
Bång 4.11.	Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet_TKCS	.110
Bång 4.12.	Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet_TKKT	.110
Bång 4.13.	Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Karahnjukar	.111
Bång 4.14.	Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Lyssbach	.111
Bång 4.15.	Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Markieh	.112

# MỞ ĐẦU

#### 1. TÍNH CẤP THIẾT CỦA LUẬN ÁN

Đường tràn ngang là công trình tháo lũ hợp lý của đập vật liệu địa phương khi địa hình hẹp không thể bố trí tràn dọc. Loại công trình thủy lực máng tràn bên của đường tràn ngang trong hệ thống đầu mối công trình hồ chứa nước đã được các nhà thủy lực học quan tâm nghiên cứu từ những năm đầu của thế kỷ XX. Dòng chảy trong máng tràn bên là bài toán tiêu biểu cho dòng chảy có lưu lượng thay đổi dọc theo chiều dòng chính hay còn được gọi là dòng biến lượng (SVF). Khi thiết kế thủy lực các công trình máng tràn bên, dòng chảy trong máng được coi là SVF ổn định, nhưng bản chất là dòng chảy không ổn định có lưu lượng tăng dần dọc theo chiều lòng dẫn, các yếu tố thủy lực có mối quan hệ chặt chẽ với nhau.

SVF là một trong những trường hợp riêng của vật thể chuyển động có khối lượng thay đổi. SVF trong máng tràn bên là hiện tượng thủy lực rất phức tạp bởi không khí liên tục bị cuốn vào dòng chảy làm tăng sự xáo trộn bề mặt tới gần cuối máng. Sự xáo trộn mạnh trong dòng chảy gây ra bởi lực tác động của dòng gia nhập vào dòng chính là nguyên nhân tạo nên sự phức tạp của chế độ thủy lực với những dòng xoắn ba chiều (3D) trên quy mô lớn và những dòng xoắn thứ cấp làm cho việc mô phỏng hiện tượng bằng toán học gặp nhiều khó khăn và cũng rất khó để mô phỏng chính xác.

Những hiện tượng thủy lực phức tạp thường được tính toán bằng mô hình toán phù hợp và kết hợp thực nghiệm để xác định các đặc trưng thủy động lực học của hiện tượng. Do đó, khi thực hiện thiết kế những công trình quan trọng có sử dụng dạng công trình đường tràn ngang thì cần tiến hành tính toán kết hợp thí nghiệm trên mô hình vật lý. Tuy nhiên trong thực tế, không phải lúc nào cũng có điều kiện thực hiện thí nghiệm cũng như thiết lập mô hình toán 3D. Vì vậy, cần phải chấp nhận một số giả thiết để đơn giản hóa hiện tượng nhằm mô phỏng gần đúng bằng bài toán chuyển động một chiều (1D) nhưng kết quả mô phỏng vẫn đạt yêu cầu và đủ độ tin cậy. Cho đến nay, hiện tượng SVF trong máng tràn bên đã được nhiều nhà khoa học thủy lực hàng đầu thế giới quan tâm nghiên cứu. Các công trình nghiên cứu bao gồm cả lý thuyết lẫn thực nghiệm. Phương trình động lực của SVF được các nhà khoa học thiết lập từ các cách tiếp cận khác nhau hoặc kế thừa phát triển. Mỗi phương trình đều thể hiện tính chất vật lý của hiện tượng. Tùy thuộc vào phương trình xuất phát và mục tiêu nghiên cứu mà các phương trình có dạng khác nhau hoặc được bổ sung/lược bỏ các thành phần/đại lượng trong các số hạng của phương trình. Nói chung, các phương trình đều đã được thiết lập khi coi dòng chảy trong máng tràn bên là dòng ổn định có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng của hướng dòng gia nhập và lực quán tính do dòng xiết gia nhập từ cạnh bên tác động lên dòng chính. Những giả thiết trên có thể dẫn đến sai số trong kết quả tính toán. Ngoài ra, dưới tác dụng lực đẩy của dòng gia nhập, mực nước trong máng phía thành đối diện luôn cao hơn mực nước trung bình trong máng.

Khi nghiên cứu dòng chảy không ổn định trên hệ thống sông thì hệ phương trình Saint Venant 1D đã giải quyết được nhiều bài toán thực tiễn như mô phỏng truyền lũ, truyền triều. Trong quá trình thiết lập sơ đồ thủy lực, các đoạn sông/kênh đôi khi được chia khá dài (lên đến hàng kilometer) mà độ trễ của các đặc trưng thủy lực lại không được xét đến làm cho lời giải có độ chính xác không cao. Với trường hợp dòng chảy có sự gia nhập liên tục như máng tràn bên tháo lũ của hồ chứa nước thì hệ phương trình Saint Venant kinh điển chưa có lời giải phù hợp vì phương trình động lực chưa xét đến lực tác động của dòng gia nhập hoặc phân tán và tổn thất năng lượng do dòng chảy bên hay lực quán tính của dòng chảy cong.

Từ những nhận định trên, luận án hướng tới nghiên cứu giải pháp khắc phục một số hạn chế của phương pháp tính hiện nay nhằm tăng độ chính xác bằng việc xét dòng chảy trong máng tràn bên là SVF không ổn định và bổ sung thành phần lực quán tính của dòng chảy bên, lực quán tính của dòng chảy cong và các hệ số phân bố lưu tốc. Đồng thời làm rõ thêm một số đặc trưng thủy động lực học của SVF trong máng tràn bên.

# 2. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU

- Thiết lập hệ phương trình vi phân phi tuyến của SVF không ổn định 1D có kể đến các ngoại lực khác trọng lực như lực Coriolis, lực quán tính ly tâm của dòng chảy cong, lực do dòng chảy bên (nhập lưu hoặc phân lưu).
- Tuyến tính hóa hệ phương trình vi phân phi tuyến của SVF không ổn định 1D
  bằng phương pháp sai phân và thiết lập chương trình tính thích hợp.
- Xác định các hệ số trong phương trình SVF không ổn định 1D áp dụng cho máng tràn bên.
- Xác định một số đặc trưng thủy động lực học trong máng tràn bên.

### 3. ĐỐI TƯỢNG VÀ PHẠM VI NGHIÊN CỨU

- Đối tượng nghiên cứu là dòng chảy trong kênh dẫn hở có xét đến dòng chảy bên gia nhập tự do dọc theo biên dòng chính.
- Phạm vi nghiên cứu là dòng chảy 1D trong máng tràn bên có lưu lượng gia nhập từ một cạnh của máng. Độ dốc máng thoải  $(S_0 < S_c)$  nối tiếp bằng dốc nước  $(S_0 > S_c)$ , không kể đến trộn khí.

# 4. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

- Phương pháp phân tích và tổng hợp lý thuyết: Tổng hợp và phân tích đánh giá những vấn đề liên quan đến nội dung nghiên cứu như quy mô công trình, hiện trạng công trình tháo lũ qua đường tràn ngang, kết cấu hình dạng máng tràn bên, phương pháp tính toán thiết kế thủy lực công trình máng tràn bên... từ đó chỉ ra những kết quả có thể kế thừa và những điểm còn tồn tại, hạn chế.
- Phương pháp phân tích thứ nguyên: Úng dụng phương pháp để xây dựng các công thức thực nghiệm từ số liệu thực đo.
- Phương pháp giải tích: Sử dụng phương pháp tích phân trực tiếp hệ phương trình Navier - Stockes để thiết lập hệ phương trình vi phân phi tuyến của SVF không ổn định 1D.
- Phương pháp giải số: Giải hệ phương trình vi phân mô phỏng chế độ thủy động lực học của SVF không ổn định 1D và thiết lập công cụ mô phỏng số.

Ngoài 04 phương pháp chính nêu trên, Luận án cũng sử dụng các phương pháp sau đây: Phương pháp điều tra khảo sát và thu thập tài liệu liên quan đến nghiên cứu; Phương pháp nghiên cứu kế thừa và sử dụng có chọn lọc kết quả nghiên cứu của các nhà khoa học trong nước và quốc tế để khai thác tối đa kết quả và cơ sở dữ liệu từ các nghiên cứu trước đó; Phương pháp chuyên gia: Trao đổi để lấy ý kiến các chuyên gia, các nhà quản lý để làm sáng tỏ vấn đề nghiên cứu.

### 5. NỘI DUNG NGHIÊN CỨU

- Tổng quan các nghiên cứu đã có trong nước và quốc tế. Phân tích đánh giá những hạn chế và xác định các vấn đề nghiên cứu.
- Nghiên cứu đặc điểm dòng chảy trong máng tràn bên có lưu lượng gia nhập từ một cạnh của máng.
- Phân tích cơ sở lý thuyết và phương pháp thiết lập hệ phương trình vi phân của SVF không ổn định 1D.
- Thiết lập và giải hệ phương trình mô phỏng quá trình thủy động lực học của SVF không ổn định 1D. Mô hình hóa và thiết lập công cụ mô phỏng số.
- Xác định các hệ số của phương trình vi phân SVF không ổn định 1D, xây dựng công thức tính chiều sâu dòng chảy lớn nhất trên mặt cắt ngang và chiều sâu dòng chảy cuối máng.
- Mô phỏng dòng chảy không ổn định 1D và xác định một số đặc trưng thủy động lực học trong máng tràn bên.

### 6. Ý NGHĨA KHOA HỌC VÀ THỰC TIỄN

### 6.1. Ý nghĩa khoa học

Với việc bổ sung thành phần lực quán tính của dòng chảy bên và dòng chảy cong, luận án đã thu được hệ phương trình vi phân của SVF không ổn định, làm phong phú hơn lý thuyết của SVF.

Kết quả nghiên cứu của luận án đã làm sáng tỏ thêm quy luật chuyển động và một số đặc trưng thủy động lực học của dòng chảy trong máng tràn bên.

#### 6.2. Ý nghĩa thực tiễn

Luận án đã cung cấp công cụ tính toán thủy lực máng tràn bên cho kết quả chính xác hơn so với phương pháp đã có, cho phép xác định quy mô công trình phù hợp với thực tế khi thiết kế loại công trình này.

### 7. NHỮNG ĐÓNG GÓP MỚI CỦA LUẬN ÁN

- Thiết lập được hệ phương trình vi phân tổng quát (2.28) cho SVF không ổn định khi kể đến lực gây ra do dòng chảy bên và dòng chảy cong. (2.28) là dạng phương trình Saint Venant mở rộng.
- Xác định được các hệ số phân bố lưu tốc của SVF trong máng tràn bên ( $\alpha_0 =$  1,41 và  $\alpha = 2,32$ ) với giới hạn của điều kiện (3.8). Thiết lập được công thức xác định chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện (3.6) và chiều sâu dòng chảy cuối máng (3.17), phù hợp lần lượt với điều kiện (3.8) và (3.18).
- Sử dụng sơ đồ sai phân Preissmann số hóa hệ phương trình (2.28) thu được hệ phương trình đại số tuyến tính (2.54). Xây dựng thuật toán và công cụ mô phỏng số USVF1D để xác định một số đặc trưng thủy động lực học của SVF không ổn định trong máng tràn bên.

### 8. BỐ CỤC CỦA LUẬN ÁN

Ngoài phần Mở đầu, Kết luận và Phụ lục, nội dung chính của luận án được trình bày trong 04 chương, bao gồm:

- Chương 1. Tổng quan nghiên cứu về máng tràn bên và dòng biến lượng
- Chương 2. Hệ phương trình vi phân dòng biến lượng một chiều không ổn định
- Chương 3. Phân tích kết quả thực nghiệm xác định một số đặc trưng thủy động lực học của dòng biến lượng trong máng tràn bên
- Chương 4. Lập trình và ứng dụng tính toán đường mặt nước trong máng tràn bên.

#### Chương 1 TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU VỀ MÁNG TRÀN BÊN VÀ DÒNG BIẾN LƯỢNG

#### 1.1. SỰ CHUYỀN ĐỘNG CỦA DÒNG CHẢY

#### 1.1.1. Phân loại chuyển động

Sự chuyển động của dòng chảy được phân loại theo các cách khác nhau, như chuyển động chảy tầng - rối, chảy êm - xiết, chảy đều - không đều, ổn định - không ổn định, liên tục - gián đoạn, có áp - không áp, xoáy - không xoáy [3][40]. Khi dòng chảy có sự gia nhập hoặc phân tán liên tục dọc theo chiều lòng dẫn được gọi là dòng biến lượng (Spatially Varied Flow - SVF).

Dòng chảy trong tự nhiên về bản chất là dòng không ổn định với các yếu tố thủy lực thay đổi theo thời gian và được chia thành hai loại [3][70][72]: (1) Chuyển động không ổn định biến đổi chậm như dòng chảy lũ hay dòng chảy chịu tác động của thủy triều, có các yếu tố cơ bản như lưu tốc hay áp suất thay đổi chậm theo thời gian; (2) Chuyển động không ổn định biến đổi gấp như lũ quét hay dòng chảy sau sự cố vỡ đập, có các yếu tố cơ bản thay đổi rất nhanh theo thời gian.

Dòng chảy đều là dòng chảy ổn định trong lòng dẫn nhân tạo dạng kênh dẫn lăng trụ có độ dốc đáy ( $S_0$ ) và độ nhám (n) không đổi [3][17][40]. Tuy nhiên, cũng có thể coi có dòng chảy đều trong những đoạn nhất định của sông thiên nhiên, khi những điều kiện trên được coi là đầy đủ ở những đoạn đó. Công thức cơ bản áp dụng cho dòng chảy đều là công thức Chezy [17][40][70][72]:

$$v = c\sqrt{RS_0} \tag{1.1}$$

trong đó: v - lưu tốc trung bình mặt cắt, m/s; c - hệ số Chezy,  $\sqrt{m}$  / s, c =  $\sqrt{\frac{8g}{f}}$ ; f - hệ

số ma sát; g - gia tốc trọng trường, g = 9,81m/s<sup>2</sup>; R - bán kính thủy lực, m.

Vì dòng chảy trong lòng dẫn hở đa phần ở chế độ chảy rối khu vực hoàn toàn nhám (khu bình phương sức cản) nên hệ số Chezy có thể xác định bằng các công thức Manning [40], Forchheimer [70], Pavlovski [3], Ganguillet và Kutter [40], Agroskin [17], Bazin [17]. Các công thức xác định hệ số Chezy cho thấy, nếu độ nhám của lòng dẫn càng lớn thì hệ số Chezy càng nhỏ. Hệ số nhám lòng sông có giá

trị khoảng 0,02 ÷ 0,10, hệ số nhám bãi sông khoảng 0,03 ÷ 0,18 [40]. Hệ số nhám được coi là không đổi khi độ sâu dòng chảy thay đổi, tuy nhiên ở một số sông, giá trị của hệ số này biến đổi đáng kể khi độ sâu dòng chảy thay đổi. Hệ số Chezy của lòng sông thường dao động trong khoảng 40 ÷  $60\sqrt{m}$  /s [17].

SVF là thuật ngữ mô tả hiện tượng dòng chảy ổn định hoặc không ổn định có lưu lượng dọc theo chiều dòng chính thay đổi bởi sự gia nhập hoặc phân tán liên tục của dòng chảy bên. Có thể hiểu đơn giản, SVF là dòng chảy chuyển động trong lòng dẫn mà lưu lượng thay đổi dọc theo chiều dòng chảy hay còn được gọi là dòng chảy có lưu lượng thay đổi theo không gian [41].

#### 1.1.2. Hiện tượng dòng biến lượng

SVF thường gặp nhiều trong kỹ thuật thủy lợi và trong công nghiệp như vận tải bằng đường ống, khai thác và vận chuyển dầu khí hay đường ống khí nén... Trong thủy lợi và cấp nước, máng tràn ngang, kênh cắt dốc, tràn xả thừa trên kênh tưới; dòng chảy trong ống phân phối liên tục, đường ống tiêu nước ngầm có đục lỗ hay đường ống tưới ngầm là trường hợp dòng chảy có lưu lượng thay đổi dọc theo đường ống có áp [1].

Chế độ thủy lực trong máng tràn bên rất phức tạp, gây ra bởi lực tác động của dòng gia nhập vào dòng chính, tạo ra những dòng xoắn ba chiều (3D) trên quy mô lớn và những dòng xoắn thứ cấp [6][7][10][12][33][40] làm cho việc mô phỏng hiện tượng bằng toán học gặp nhiều khó khăn, rất khó để mô phỏng chính xác. Bằng việc sử dụng mô hình toán 3D có thể mô phỏng được chế độ thủy lực trong máng nhưng cũng gặp nhiều khó khăn khi mô tả chi tiết cấu trúc của nó. Trong thực tế thiết kế, không phải lúc nào cũng có điều kiện thực hiện thí nghiệm trên mô hình vật lý, do đó cần chấp nhận một số giả thiết để đơn giản hóa hiện tượng nhằm mô phỏng gần đúng bằng bài toán 1D nhưng kết quả vẫn đạt yêu cầu và đủ độ tin cậy.

#### 1.2. MÁNG TRÀN BÊN

#### 1.2.1. Đặc điểm công trình máng tràn bên

Máng tràn bên là bộ phận chính của công trình tháo lũ đường tràn ngang áp dụng ở các hồ chứa không có vị trí, địa hình phù hợp để bố trí tràn dọc hay các hình thức tháo lũ khác mà vẫn đảm bảo chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật (Hình 1.1) [12][31][33]. Ngoài ra, đường tràn ngang có thể áp dụng làm tràn phụ, tràn sự cố [22], thích hợp với các loại công trình lớn, vừa và nhỏ [31][33].



Ưu điểm của công trình là: (1) Bố trí ngưỡng tràn bám theo đường đồng mức, ngưỡng tràn có thể được kéo dài mà khối lượng công trình tăng không đáng kể so với việc thay đổi kích thước tràn dọc; (2) Cột nước trên ngưỡng tràn thấp nên có thể giảm độ cao của đập và giảm diện tích ngập lụt thượng lưu; (3) Lưu tốc đoạn đầu máng nhỏ; (4) Lưu lượng xả tăng lên nhưng cột nước tràn tăng không nhiều; (5) Năng lượng được tiêu tán tốt hơn, cột nước đầu kênh chuyển tiếp lớn hơn so với tràn dọc với cùng lưu lượng đơn vị; và (6) Giảm nguy cơ xói lở [33][45][47]. Bên cạnh đó, công trình cũng có nhược điểm cơ bản là: (1) Chế độ thủy lực trong máng tràn bên rất phức tạp, dòng xoắn có thể lan truyền xuống hạ lưu ảnh hưởng đến khả năng tháo; (2) Khi dòng chảy qua tràn chuyển trạng thái từ chảy tự do sang chảy ngập gây tăng đột biến mực nước hồ [45][47].

Các hình thức tháo lũ qua đường tràn ngang có thể thông qua một cạnh của tràn (Hình 1.2a); một cạnh và đầu tràn (Hình 1.2b); hai cạnh và đầu tràn (Hình 1.2c); hoặc tràn dạng máng kép (Hình 1.2d) kiểu zigzag (tràn Labyrinth) trên đỉnh tràn thực dụng hiện hữu, trong điều kiện mặt bằng xây dựng chật hẹp. Hiện nay, tràn zigzag đã được cải tiến thành dạng tràn Piano [21][22].

Mặt cắt ngang của máng bên có nhiều dạng khác nhau, được thiết kế đối xứng hoặc không đối xứng phù hợp điều kiện địa hình hoặc yêu cầu thiết kế. Các dạng mặt cắt ngang hình chữ nhật và hình thang (Hình 1.3a, b) hoặc dạng hỗn hợp (Hình

1.3e) với các hệ số mái ( $m_1$ ,  $m_2$ ) là mặt cắt thường gặp đối với máng tràn bên. Mặt cắt tam giác (Hình 1.3c) thường áp dụng với rãnh thu nước nhỏ và dạng bán nguyệt (Hình 1.3d, g) thường gặp ở các máng thu nước mưa.



Hình 1.2. Các hình thức lấy nước qua tràn vào máng bên



Hình 1.3. Các dạng mặt cắt ngang của máng bên

Mặt bằng máng có dạng kênh lăng trụ (Hình 1.4a) hoặc phi lăng trụ mặt cắt mở rộng dần (Hình 1.4b). Máng phi lăng trụ thu hẹp dần ( $B_{dau} > B_{cuối}$ ) không nên sử dụng vì làm tăng mức độ phức tạp cho chế độ thủy lực hạ lưu máng, bởi lưu tốc cuối máng sẽ tăng mạnh do lưu lượng là lớn nhất trong khi kích thước mặt cắt giảm.

Với máng tràn bên lăng trụ và phi lăng trụ có cùng  $B_{cuối}$ ,  $S_0$  và điều kiện hình học kênh chuyển tiếp thì lưu tốc và mực nước đầu máng phi lăng trụ sẽ lớn hơn với cùng lưu lượng tháo. Tuy nhiên trong thực tế, máng phi lăng trụ thường được áp dụng khi kích thước mặt cắt đầu máng bị hạn chế mà không làm thay đổi chế độ thủy lực từ hạ lưu máng sang kênh chuyển tiếp. Kênh chuyển tiếp thường được thiết kế dạng dốc nước với mặt cắt hình chữ nhật hoặc hình thang, phổ biến ở dạng lăng trụ, nhưng vẫn có thể có dạng phi lăng trụ phụ thuộc kết quả tính toán thủy lực và điều kiện địa hình. Trong một số trường hợp, tại vị trí cuối máng được thiết kế thêm ngưỡng (Hình 1.5b) hoặc bậc nước nhằm tạo chế độ thủy lực gián đoạn giữa hạ lưu máng với kênh chuyển tiếp.



Hình 1.4. Các dạng mặt bằng của máng tràn bên

#### 1.2.2. Một số công trình hồ chứa áp dụng hình thức máng tràn bên tháo lũ

#### 1. Các công trình trên thế giới

Đập Hoover (Mỹ) là công trình đầu tiên trên thế giới ứng dụng đường tràn ngang để tháo lũ thiết kế ( $Q_{TK}$ ) trên 10.000m<sup>3</sup>/s dựa trên kết quả nghiên cứu thử nghiệm đầu những năm 30 của thế kỷ XX [45]. Công trình được xây dựng trên sông Colorado tại vị trí biên giới bang Nevada và Arizona với tên gọi ban đầu là Boulder Canyon và được đổi tên thành Hoover vào năm 1947. Đây là đường tràn ngang mặt cắt thực dụng có cửa van điều tiết (Hình 1.5a) [38].

Đập Karahnjukar (Iceland) là đập lớn nhất châu Âu với chiều dài đập chính 730m và cao 198m. Cột nước làm việc của 6 turbine khoảng 600m. Đường tràn ngang có mặt cắt thực dụng không có cửa van điều tiết (Hình 1.6) [43].

Đập Arrowrock (Mỹ) trên sông Boise thuộc bang Idaho có đường tràn ngang mặt cắt thực dụng, với 6 cửa van điều tiết (Hình 1.7) [38]. Đập Burrinjuck (Australia) trên sông Murrumbidgee, bang New South Wales (Hình 1.8), tuyến tràn ngang lượn cong, có ngưỡng thực dụng, không có cửa van điều tiết [69]. Đập Fort Smith (Mỹ) trên sông Frog Bayou, bang Arkansas (Hình 1.9) có đường tràn ngang mặt cắt thực dụng, không có cửa van điều tiết [38]. Đập Flatiron (Mỹ) thuộc quận Larimer, bang Colorado (Hình 1.10), có đường tràn ngang dạng chữ U cho phép tháo lũ qua 3 cạnh của đường tràn, ngưỡng tràn có mặt cắt thực dụng, không có cửa van điều tiết [38]. Các công trình nêu trên là những dạng công trình đường tràn ngang thường gặp, chủ yếu là loại đập vật liệu địa phương. Trên thế giới còn rất nhiều hồ chứa áp dụng hình thức tràn ngang như Solingen, Mauer (Đức), Quielle, Rochebut (Pháp), Townsend, Rhodeswood (Anh), Glendevon (Scotland), Trangslet (Thụy Điển), Lyssbach (Thụy Sĩ), Nihotupu, Aerial Drone (New Zealand), West Barwon (Australia), Kastraki (Hy Ląp)...



(*Nguồn ảnh: www.americansouthwest.net*) a) Đường tràn ngang và máng tràn bên

b) Sơ họa trắc dọc máng tràn bên và dốc nước

Hình 1.5. Tràn Hoover, Mỹ



Hình 1.6. Tràn Karahnjukar, Iceland



Hình 1.7. Tràn Arrowrock, Mỹ



Hình 1.9. Tràn Fort Smith, Mỹ



Hình 1.8. Tràn Burrinjuck, Australia



(Nguồn ảnh: Google earth)

#### 2. Các công trình trong nước

Hồ Nước Ngọt (Ninh Thuận) được xây dựng trên suối Nước Ngọt thuộc địa phận thôn Đá Hang, xã Vĩnh Hải, huyện Ninh Hải (Hình 1.11) với nhiệm vụ cấp nước tưới và cấp nước sinh hoạt. Các hạng mục chính của công trình gồm đập chính, cống điều tiết lũ, tràn xả lũ tự do và cửa cống chính lấy nước tưới [6][9].

Hồ chứa Mỹ Bình (Bình Định) trên suối Phú Mỹ thuộc địa phận xã Hoài Phú, huyện Hoài Nhơn (Hình 1.12) với nhiệm vụ chính là cấp nước tưới cho 700ha. Đường tràn ngang mặt cắt thực dụng không có cửa van điều tiết [30].

Hồ chứa Đồng Nghệ (Đà Nẵng) thuộc địa phận xã Hòa Khương, huyện Hòa Vang, được xây dựng với dung tích hữu ích 15,85 triệu m<sup>3</sup>. Máng tràn bên bố trí bên bờ phải đập đất, ngưỡng tràn thực dụng không có cửa van điều tiết (Hình 1.13) [28].

Hồ chứa Việt An (Quảng Nam) là công trình thủy lợi cấp III thuộc địa phận xã Bình Lâm, huyện Hiệp Đức, có nhiệm vụ chính là cung cấp nước tưới cho 2115ha lúa với dung tích hữu ích 20,12 triệu m<sup>3</sup>. Đường tràn ngang có ngưỡng thành mỏng mặt cắt hình chữ nhật, không có cửa van điều tiết (Hình 1.14) [29].

Hồ chứa Ông Lành (Bình Định) là công trình thủy lợi cấp III thuộc địa phận xã Canh Vinh, huyện Vân Canh. Nhiệm vụ chính của công trình là cấp nước tưới với dung tích hữu ích 2,066 triệu m<sup>3</sup> và giảm lũ cho hạ du. Đường tràn ngang có ngưỡng thực dụng không có cửa van điều tiết (Hình 1.15).

Hồ chứa Đá Bàn (Khánh Hòa) là hồ chứa lớn nhất tỉnh, được xây dựng trong những năm 1980 ở thượng lưu sông Đá Bàn thuộc địa phận xã Ninh Sơn, thị xã Ninh Hòa. Nhiệm vụ chính ban đầu là cấp nước tưới với dung tích hữu ích 69,76 triệu m<sup>3</sup>. Nhằm đảm bảo an toàn đập, tràn sự cố (tràn số 2) được xây dựng là dạng công trình đường tràn ngang (Hình 1.16) [8].

Một số công trình khác ở trong nước áp dụng hình thức tràn ngang như hồ Ông Thoại (Bù Đăng, Bình Phước), Quang Hiển (Vân Canh, Bình Định), Đại Sơn (Phù Mỹ, Bình Định), Phước Nhơn (Bác Ái, Ninh Thuận), Đắk Rơ Ngát (Đắk Tô, Kon Tum), Đền Sóc (Sóc Sơn, Hà Nội), Thôn 6 Khắc Khoan (Bù Gia Mập, Bình Phước), Lộc Quang (Lộc Ninh - Bình Phước), Bàu Úm (Hớn Quản, Bình Phước), Lộc Đại (Quế Sơn, Quảng Nam), Triệu Thượng 1 (Triệu Phong, Quảng Trị), Đắk Long 1 (Ngọc Hồi, Kon Tum), Bắc Khê 1 (Tràng Định, Lạng Sơn), Suối Tân 2 (Vân Hồ, Sơn La), Trọng Thượng (An Lão, Bình Định)... (Hình 1.17).



(Nguồn ảnh: Google earth)

Hình 1.11. Đường tràn ngang và máng bên đập Nước Ngọt, Ninh Thuận





(Nguồn ảnh: Google earth) Mô hình thí nghiệm [30] Hình 1.12. Đường tràn ngang và máng bên đập Mỹ Bình, Bình Định



(Nguồn ảnh: Google earth)



Hình 1.13. Đường tràn ngang và máng bên đập Đồng Nghệ, Đà Nẵng







Hình 1.14. Đường tràn ngang và máng bên đập Việt An, Quảng Nam



(Nguồn ảnh: Google earth)

Hình 1.15. Đường tràn ngang và máng bên đập Ông Lành, Bình Định



(Nguồn ảnh: Google earth)

Hình 1.16. Đường tràn ngang và máng bên đập Đá Bàn, Quảng Nam



Tràn ngang Bàu Úm - Bình Phước



Tràn ngang Đa My - Bình Thuận



Tràn ngang Lộc Quang - Bình Phước



Tràn ngang Quang Hiển - Bình Định

Hình 1.17. Một số công trình khác ở trong nước

Thông số tràn ngang và máng tràn bên của một số công trình hồ chứa trong nước và thế giới được giới thiệu ở Bảng 1.1.

тт		Vitri	Tràn ngang			Máng tràn bên			
		viui	$Q_{xa}$ (m <sup>3</sup> /s)	H(m)	$L_{ngurrong}(m)$	$b_{d\hat{a}u}(m)$	$b_{cu\acute{o}i}(m)$	S <sub>0</sub>	
	Trong nước								
1	Mỹ Bình	Bình Định	342,00	1,98	70,0	5,0	20,0	0,03	
2	Quang Hiển	Bình Định	190,00	2,00	40,0	6,0	15,0	0,02	
3	Ông Lành	Bình Định	73,37	1,62	20,0	3,0	8,0	0,02	
4	Nước Ngọt	Ninh Thuận	268,00	2,00	60,0	4,0	10,0	0,02	
5	Suối Mỡ	Bắc Giang	136,20	2,84	20,0	5,0	10,0	0,14	
6	Đồng Nghệ	Đà Nẵng	328,00	2,32	50,0	8,0	20,0	0,00	
7	Việt An	Quảng Nam	543,00	2,13	82,5	15,0	28,0	0,00	
8	Lộc Đại	Quảng Nam	116,00	1,56	30,0	8,0	15,	0,006	
9	Đá Bàn	Khánh Hòa	1509,10	4,65	70,0	8,0	24,0	0,10	
10	Triệu Thượng 1	Quảng Trị	37,50	0,77	35,0	15,0	20,0	0,03	
11	Phước Nhơn	Ninh Thuận	130,00	1,93	40,0	-	-	-	
12	Đa My	Bình Thuận	795,00	2,14	110,0	-	-	-	
13	Đắk Rơ Ngát	Kon Tum	107,54	2,00	26,0	-	-	-	
14	Miễu	Hà Nội	619,00	3,02	74,0	-	-	-	
15	Văn Sơn	Hà Nội	566,30	-	74,0	-	-	-	
16	Đại Sơn	Bình Định	86,55	1,38	30,0	-	-	-	
	Thế giới								
1	Hoover [38]	Mỹ	14000	-	135	-	-	0,10	
2	Karahnjukar [43]	Iceland	1350	-	140	17,0	17,0	-	
3	Arrowrock [38]	Mỹ	1133	-	105	-	-	-	
4	Burrinjuck [69]	Australia	29100	-	-	-	-	-	
5	Fort Smith [38]	Mỹ	3845	-	74	8,5	15,5	-	
6	Flatiron [38]	Mỹ	668,3	2,20	-	-	-	-	

Bảng 1.1. Thông số một số công trình tràn ngang trong nước và thế giới

Thống kê các công trình trên thế giới cho thấy đa phần đường tràn ngang có ngưỡng thực dụng và có hoặc không có cửa van điều tiết. Máng bên thường có dạng hình thang mặt cắt phi lăng trụ mở rộng dần. Kênh chuyển tiếp thường có dạng lăng trụ và có độ dốc lớn hơn độ dốc máng, chiều rộng đáy bằng chiều rộng cuối máng. Các công trình trong nước chủ yếu áp dụng cho hồ chứa có diện tích lưu vực nhỏ (dưới  $100 \text{ km}^2$ ). Các công trình đều không có cửa van điều tiết, ngưỡng tràn có thể là thành mỏng hoặc thực dụng. Chiều dài đường tràn thường nhỏ hơn  $100 \text{ cm}^3$ /s. Tỷ số giữa cột nước tràn và chiều dài đường tràn dao động trong khoảng  $0,02 \div 0,15$ . Máng phi lăng trụ mở rộng dần, mặt cắt ngang hình thang hoặc chữ nhật. Độ dốc máng khoảng  $0 \div 3\%$ . Nối tiếp sau máng là



1.2.3. Các dạng công trình khác ứng dụng nguyên lý máng tràn bên





Hình 1.19. *Máng thu nước mưa* 



Hình 1.20. Máng thu nước tràn



Hình 1.21. Rãnh biên trong giao thông



Hình 1.22. Kênh tiêu cắt dốc



Hình 1.23. Một con suối nhỏ thuộc xã Cao Bồ, huyện Vị Xuyên, Hà Giang

Trên hệ thống công trình thủy lợi có thể đặt đường tràn ngang ở nơi xung yếu để bảo vệ bờ kênh, chống nước tràn bờ khi có sự cố hoặc những đoạn kênh cắt qua khe, rãnh tụ thủy [32] (Hình 1.18). Ngoài ra, hiện tượng SVF cũng xuất hiện trong các công trình nhân tạo khác như máng thu nước mưa trên mái nhà (Hình 1.19), máng thoát nước tràn của bể bơi (Hình 1.20), rãnh biên (Hình 1.21), kênh tiêu cắt dốc chống xói mòn (Hình 1.22). Hiện tượng này cũng có thể xuất hiện ở sông suối tự nhiên (Hình 1.23) hoặc dòng chảy trong sông vùng ngập lũ.

#### 1.3. CÁC DẠNG PHƯƠNG TRÌNH DÒNG BIẾN LƯỢNG MỘT CHIỀU

#### 1.3.1. Các giả thiết chung của phương trình

SVF là một dạng riêng của vật thể chuyển động có khối lượng thay đối. Cơ sở khoa học cho việc nghiên cứu hiện tượng này được các nhà cơ học đưa ra từ cuối thế kỷ XIX đầu thế kỷ XX [1]. Để thiết lập phương trình SVF 1D, các giả thiết sau đây được chấp nhận [17][36][39][41][47][49][68]:

- (1) Chuyển động 1D và bỏ qua các yếu tố biến đổi theo phương ngang.
- (2) Coi phân bố lưu tốc là đồng nhất.
- (3) Áp suất dòng chảy tuân theo quy luật của áp suất thủy tĩnh.
- (4) Bỏ qua hiện tượng dòng gia nhập cuốn không khí vào dòng chính.
- (5) Lưu tốc tăng tuyến tính theo chiều dòng chính.
- (6) Bỏ qua lực của dòng gia nhập tác động lên dòng chính.
- (7) Dòng chảy chuyển động không xuất hiện sóng bề mặt.
- (8) Tổn thất cột nước dọc máng được mô tả theo các công thức áp dụng cho chuyển động đều như công thức Chezy - Manning hay Darcy - Weisbach.

Các dạng phương trình SVF có thể được thiết lập từ nguyên lý bảo toàn động lượng hoặc năng lượng áp dụng đối với chất lỏng Newton trong trường trọng lực (Hình 1.24) hoặc có thể được thiết lập từ phương trình tổng quát của vật thể chuyển động có khối lượng thay đổi trong cơ học [1][26].

Trường hợp lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy (Hình 1.25), các phương trình SVF của Hinds [47], Camp [39], Keulegan [49], Chow [41]... được thiết lập từ nguyên lý bảo toàn động lượng. Phương trình Konovalov được thiết lập dựa trên nguyên lý bảo toàn năng lượng [17][26]. Khi dòng chảy trong kênh có lưu lượng

phân tán dọc theo chiều dòng chảy (lưu lượng giảm dần) thì phương trình được Chow [40] thiết lập từ việc khảo sát sự biến thiên của năng lượng đơn vị dòng chảy.



Hình 1.24. Các lực tác dụng lên đoạn dòng chảy



Hình 1.25. Sơ đồ mặt bằng dòng chảy máng bên phi lăng trụ với góc mở φ

#### 1.3.2. Phương trình của các tác giả trên thế giới

#### 1. Phương trình của Hinds năm 1926

Theo Hinds [47], dòng chảy trong máng tràn bên là dòng chảy có lưu lượng tăng dần dọc theo máng, phụ thuộc vào lưu lượng gia nhập ở cạnh bên (q). Tổn thất năng lượng có thể xác định bằng phương trình động lượng, phụ thuộc vào q. Hinds giả định lưu lượng tăng tuyến tính theo dòng chảy. Tại vị trí đầu máng (x = 0) thì lưu lượng Q = 0, tức là cạnh đầu máng không có dòng chảy. Hinds cũng tiếp tục giả định lưu tốc bình quân dọc máng (v) có mối quan hệ với tọa độ máng (x). Áp dụng phương trình động lượng và các giả thiết, Hinds đã đề xuất phương trình thể hiện mối quan hệ giữa chiều sâu dòng chảy (h), lưu tốc và lưu lượng (Q) như sau:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{v}{g}\frac{dv}{dx} + \frac{qv^2}{gQ}$$
(1.2)

với các ký hiệu khác đã được giải thích ở công thức trên.

Lời giải của phương trình (1.2) được tìm bằng phương pháp cộng từng bước, bắt đầu từ điều kiện biên và dòng chảy ở hạ lưu máng bên là dòng chảy êm. Trong trường hợp dòng chảy đoạn đầu kênh chuyển tiếp là dòng chảy xiết, Hinds giả thiết gần đúng chiều sâu dòng chảy tại đó là chiều sâu phân giới ( $h_c$ ). Đây là dạng phương trình đơn giản đầu tiên trên thế giới viết cho SVF ổn định có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy.

#### 2. Phương trình của Camp năm 1940

Camp [39] thiết lập phương trình dựa trên nguyên lý động lượng với việc đơn giản hóa thành phần ma sát và áp dụng với máng lăng trụ. Phương trình nhận được nghiệm đóng có dạng một đẳng thức tích phân. Thành phần ma sát được xác định từ thực nghiệm khi nghiên cứu bằng dòng ổn định. Phương trình có dạng như sau:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{v}{g}\frac{dv}{dx} + \frac{qv^2}{gQ} + \frac{f}{R}\frac{v^2}{2g}$$
(1.3)

với các ký hiệu đã được giải thích ở trên.

Phương trình (1.3) có dạng tương tự (1.2) của Hinds nhưng có xét thêm ảnh hưởng của thành phần ma sát gây tổn thất năng lượng trong dòng chảy.

#### 3. Phương trình của Keulegan năm 1952

Keulegan là người đầu tiên ứng dụng phương pháp tìm điểm suy biến từ phương trình vi phân khảo sát đường mặt nước trong máng bên vào năm 1944 [49]. Năm 1952, Keulegan [50] tiếp tục phát triển các nghiên cứu về lý thuyết lẫn thực nghiệm và đề xuất phương trình áp dụng cho máng lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2q^2x}{gb^2h^2}}{1 - \frac{q^2x^2}{gb^2h^3}}$$
(1.4)

trong đó: S<sub>f</sub> - độ dốc ma sát (độ dốc thủy lực); b - chiều rộng đáy máng bên, m; Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

Tại điểm suy biến, dòng chảy ở trạng thái chảy phân giới, khi đó cả tử số và mẫu số cùng tiến tới "0". Cũng tại điểm suy biến này thì S<sub>f</sub> được xác định như sau:

$$S_{f} = \frac{f}{h} \frac{v^2}{2g}$$
(1.5)

Từ điều kiện điểm suy biến, thay (1.5) vào (1.4) nhận được hệ phương trình:

$$\begin{cases} S_0 - \frac{f}{h} \frac{v^2}{2g} - \frac{2q^2x}{gb^2h^2} = 0\\ 1 - \frac{q^2x^2}{gb^2h^3} = 0 \end{cases}$$
(1.6)

Hệ (1.6) được ứng dụng để khảo sát đường mặt nước trong máng bên, cho kết quả tương đối phù hợp khi chiều sâu dòng chảy trong máng rất nhỏ [50].
#### 4. Phương trình của Chow năm 1969

Chow [41] đã xây dựng phương trình khảo sát đường mặt nước cho dòng ổn định trong lòng dẫn hở có lưu lượng thay đổi dọc theo chiều dòng chảy và ứng dụng cho các máng bên tháo lũ. Phương trình được Chow thiết lập với giả thiết dòng chảy bên gia nhập vuông góc với dòng chính.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x}}{1 - \frac{Q^2}{gA^2} \frac{1}{h}}$$
(1.7)

trong đó: A - diện tích mặt cắt ướt, m<sup>2</sup>; Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

Nếu phương trình (1.7) viết cho kênh lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật thì sẽ trở thành phương trình (1.4) của Keulegan.

#### 5. Phương trình của Konovalov năm 1937

Phương trình của Konovalov biểu thị tổ hợp sự biến đổi của cột nước lưu tốc trung bình mặt cắt và tỷ lệ giữa cột nước lưu tốc trung bình đoạn tính toán với chiều dài đoạn tính toán. Phương trình có xét đến ảnh hưởng của hướng dòng chảy gia nhập và viết cho lòng dẫn phi lăng trụ [17].

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{k_K Q}{g A^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{g A^3} \frac{\partial A}{\partial x}}{1 - Fr^2}$$
(1.8)

Khi lòng dẫn lăng trụ thì  $\partial A/\partial x = 0$  và phương trình (1.8) trở thành:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{k_K Q}{g A^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - Fr^2}$$
(1.9)

trong đó: k<sub>K</sub> - hệ số, k<sub>K</sub> = 1 +  $\alpha$  - n<sub>0</sub>, (-);  $\alpha$  - hệ số Coriolis hay hệ số hiệu chỉnh động năng, (-); n<sub>0</sub> - hệ số, (-), n<sub>0</sub> = v<sub>ℓx</sub>/v; v<sub>ℓx</sub> - hình chiếu lưu tốc toàn phần của khối gia nhập (Hình 1.25) hoặc phân tán lên phương chuyển động, m/s; Fr - số Froude, Fr<sup>2</sup> =  $\frac{\alpha Q^2}{g A^3}$ B; B - chiều rộng mặt thoáng, m; Các ký hiệu khác đã được

giải thích ở trên.

Nếu dòng chảy gia nhập chuyển động thẳng góc với dòng chủ thì  $v_{tx} = 0$  nên  $n_0 = 0$ . Với điều kiện kênh lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật và dòng gia nhập vuông góc với dòng chính, đồng thời bỏ qua hệ số phân bố lưu tốc ( $\alpha = 1$ ) thì phương trình (1.9) trở thành phương trình (1.4) của Keulegan hoặc (1.7) của Chow. Trường hợp lưu lượng không đổi theo chiều lòng dẫn (dQ/dx = 0) thì (1.8) và (1.9) trở thành phương trình khảo sát đường mặt nước thông thường với dòng ổn định chuyển động không đều. Phương trình (1.8) là phương trình tổng quát nhất của dạng phương trình SVF ổn định viết cho cả trường hợp lưu lượng tăng dần và giảm dần. Phương trình có xét đến các ngoại lực gồm áp lực, trọng lực, lực ma sát và áp dụng cho kênh phi lăng trụ, nhưng chưa xét đến lực quán tính của dòng gia nhập.

### 1.3.3. Phương trình của các tác giả trong nước

Phương trình của Nguyễn Văn Cung [10] xây dựng năm 1964 với gia tốc của dòng chảy bên tác động lên dòng chính tìm ra nhờ nguyên lý bảo toàn động lượng.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} + \int \frac{v - v_{\ell x}}{gQ} v dQ + h_f = \text{const}$$
(1.10)

Năm 1987, Hoàng Tư An [1] thiết lập phương trình chuyển động cho dòng chảy không gian không ổn định 1D, ứng dụng để giải bài toán thủy lực kênh dẫn có đường tràn sự cố của trạm thủy điện kiểu nhỏ. Trong điều kiện ổn định, phương trình động lực được đưa về dạng:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} + \frac{1}{g} \int \frac{1 - n_0}{A} v dQ + h_f = \text{const}$$
(1.11)

trong đó: z - vị năng đơn vị, m; p/γ - áp năng đơn vị, m; γ - trọng lượng riêng của chất lỏng, N/m³, γ = ρg; ρ - khối lượng riêng của chất lỏng, kg/m³; h<sub>f</sub> - tổn thất năng lượng, m; Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

Phương trình (1.10) và (1.11) cũng có xét đến ảnh hưởng của lưu tốc dòng chảy bên, có khả năng ứng dụng tính toán thủy lực cho máng tràn bên tháo lũ, hệ thống dẫn nước có đường tràn bên và các hệ thống tiêu nước vùng triều... Tuy nhiên phương trình chưa thể hiện tường minh với kênh phi lăng trụ.

#### 1.3.4. Các dạng phương trình khác

Bên cạnh các dạng phương trình SVF ổn định đã nêu ở trên, một số tác giả khác cũng đề xuất các phương trình phục vụ mục tiêu nghiên cứu trên cơ sở dạng phương trình (1.8) của Konovalov hoặc phương trình (1.2) của Hinds.

Maradjieva và Kazakov [61] nghiên cứu chế độ thủy lực trong máng tràn bên vào năm 2007. Theo đó, phương trình SVF được sử dụng có dạng:

$$dh = d\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + S_f dx + \frac{\alpha_0 \left(1 - n_0\right)}{gA^2} Q dQ$$
(1.12)

Khi bỏ qua ảnh hưởng của độ dốc ma sát ( $S_f = 0$ ) và coi dòng gia nhập vuông góc với dòng chính ( $v_{\ell x} = 0$ ) thì phương trình (1.12) trở thành:

$$dh = d\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right) + \frac{\alpha_0 v^2}{gQ} dQ$$
(1.13)

Phương trình (1.13) sẽ là phương trình (1.2) của Hinds nếu bỏ qua ảnh hưởng của các hệ số phân bố lưu tốc ( $\alpha = \alpha_0 = 1$ ), với  $\alpha_0$  là hệ số Boussinesq hay hệ số sửa chữa động lượng.

Năm 2012, Ivanenko [71] thiết lập phương trình SVF ổn định khi nghiên cứu xác định đường mặt nước trên kênh lăng trụ bằng đất mặt cắt hình thang cân dài 9000m với lưu lượng đầu vào  $20\text{m}^3$ /s và giảm dần do thấm với  $q_{\text{thấm}} = 0.41\ell/\text{s/m}$ .

$$\begin{cases} \frac{dQ}{dx} = \pm q \\ \alpha v \frac{dv}{dx} + g \frac{dh}{dx} + \overline{\alpha}_0 \frac{v}{A} \frac{dQ}{dx} = g \left( S_0 - \frac{v^2}{c^2 R} \right) \end{cases}$$
(1.14)

trong đó:  $\overline{\alpha}_0$  - hệ số sửa chữa động lượng trung bình,  $\overline{\alpha}_0 = \frac{\alpha_0 v \mp \alpha_{0_\ell} v_{\ell x}}{v}$ ;  $\alpha_{0_\ell}$  - hệ số sửa chữa động lượng của dòng gia nhập hoặc phân tán. Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

Phương trình (1.14) được đưa về dạng một phương trình vi phân cấp 1 với một vài giả thiết gần đúng và tìm được nghiệm giải tích dưới dạng một công thức đại số. Trong ví dụ tính toán, Ivanenko bỏ qua ảnh hưởng của các hệ số phân bố lưu tốc.

Ngoài ra, năm 2019, Yebegaeshet [67] đề xuất hệ phương trình nước nông 2D ngang viết cho SVF ổn định gồm phương trình liên tục và phương trình động lượng. Trong đó, thành phần áp suất được xem xét là không tuân theo quy luật áp suất thủy tĩnh, hệ số ma sát tính toán theo công thức Colebrook cho khu bình phương sức cản. Tuy nhiên, khi tính toán tác giả đã bỏ qua ảnh hưởng của hệ số phân bố lưu tốc vì cho rằng đại lượng này rất phức tạp và khó xác định.

## 1.4. PHƯƠNG TRÌNH DÒNG KHÔNG ỔN ĐỊNH MỘT CHIỀU

Như đã đề cập ban đầu, dòng chảy trong máng tràn bên là SVF không ổn định. Các dạng phương trình SVF đã có cho đến nay (mục 1.3) đều được viết cho dòng ổn định. Với dòng chảy 1D không ổn định, phương trình mô phỏng kinh điển được biết đến là hệ phương trình Saint Venant.

### 1.4.1. Hệ phương trình Saint Venant

Mô phỏng sự chuyển động của chất lỏng bằng toán học là các phương trình và hệ phương trình với những điều kiện tương đối tổng quát. Một trong những lớp hệ phương trình cơ bản quan trọng trong cơ học chất lỏng là hệ phương trình Navier - Stockes hoặc Reynolds mô tả sự chuyển động của chất lỏng Newton. Hệ phương trình Navier - Stockes được Navier đưa ra lần đầu tiên năm 1822 và Stockes thiết lập lại năm 1845, xuất phát từ giả thiết ứng suất pháp tuyến và tiếp tuyến do tính nhớt gây ra là những hàm số tuyến tính của vận tốc biến hình, phù hợp với định luật ma sát trong của Newton [2][20][23][70].

Dòng chảy trong lòng dẫn hở như sông, suối, kênh dẫn thì quá trình lưu lượng, mực nước, lưu tốc là quá trình phân bố theo không gian và thời gian. Hệ phương trình Navier - Stockes mô tả gần đúng, đầy đủ nhất quá trình chuyển động của chất lỏng trong không gian 3D như phân bố lưu tốc theo phương đứng, phương ngang và phương dọc. Tuy nhiên, trong nhiều tính toán thực tế, sự thay đổi của các yếu tố thủy lực theo phương đứng và phương ngang có thể được bỏ qua và quá trình chuyển động của dòng chảy được coi chỉ biến đổi dọc theo lòng dẫn. Khi đó, hệ phương trình Saint Venant do Barre de Saint Venant đề xuất năm 1871 được áp dụng để mô phỏng quá trình chuyển động 1D của chất lỏng [40][59].

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \text{ hoặc } \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q$$
(1.15)

$$\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + g\frac{\partial h}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$
(1.16)

với các ký hiệu đã được giải thích ở trên.

Các giả thiết được chấp nhận khi xây dựng hệ phương trình Saint Venant [4][11][13][40][66]:

(1) Dòng chảy chuyển động 1D, độ sâu và lưu tốc chỉ thay đổi dọc theo lòng dẫn. Lưu tốc là đồng nhất và mực nước là nằm ngang ở mọi mặt cắt.

- (2) Chất lỏng không nén được.
- (3) Dòng chảy thay đổi từ từ (thay đổi chậm) dọc theo chiều lòng dẫn để áp suất thủy tĩnh chiếm ưu thế và các gia tốc theo phương đứng được bỏ qua.
- (4) Trục dọc của lòng dẫn được coi như một đường thẳng.
- (5) Đáy lòng dẫn có độ dốc nhỏ và cố định (lòng cứng) để bỏ qua tác động của hiện tượng bồi, xói.
- (6) Áp dụng hệ số sức cản của dòng ổn định chuyển động đều chảy rối cho dòng không ổn định để sử dụng các quan hệ như phương trình Manning mô tả tác động của lực cản.

Phương trình liên tục (1.15) có xét đến nhập lưu và phương trình năng lượng (1.16) bao gồm các thành phần thuộc quá trình vật lý điều khiển dòng năng lượng

như gia tốc địa phương (cục bộ) 
$$\left(\frac{1}{A}\frac{\partial Q}{\partial t}\right)$$
; gia tốc đối lưu  $\left[\frac{1}{A}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right)\right]$ , áp suất

 $(g\partial h/\partial x)$ , trọng lực  $(gS_0)$  và ma sát  $(gS_f)$ . Các thành phần gia tốc địa phương và gia tốc đối lưu đại biểu cho tác động của các lực quán tính lên dòng chảy [2][4][40].

Phương trình năng lượng (1.16) có thể được viết dưới nhiều dạng khác nhau phụ thuộc vào cách biến đổi từ phương trình xuất phát như [4][13][16]:

$$\frac{\partial \mathbf{h}}{\partial \mathbf{x}} + \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \frac{\alpha \mathbf{v}}{g} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial \mathbf{x}} + \mathbf{S}_{\mathrm{f}} - \mathbf{S}_0 = 0$$
(1.17)

$$\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A}\right) + \frac{\alpha Q}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A}\right) + S_f = 0$$
(1.18)

$$\left(1 - Fr^{2}\right)\frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\alpha Q}{gA^{2}}\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\alpha_{0}}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_{0}BQ}{gA^{2}}\frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}\frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}B}{gA^{3}}S_{0} + S_{f} = 0 \quad (1.19)$$

Các phương trình  $(1.16) \div (1.19)$  đều không xét đến lực quán tính của dòng gia nhập hay phân tán.

### 1.4.2. Các nghiên cứu ứng dụng phương trình Saint Venant

Hiện nay, một số mô hình toán thủy động lực học 1D trên thế giới như MIKE11 (Viện Thủy lực Đan Mạch), HEC-RAS (Trung tâm Thủy văn công trình thuộc Hiệp hội kỹ sư quân sự Hoa Kỳ), ISIS (Trường Wallingford, Vương quốc Anh), SOBEK (Delft, Hà Lan), DUFLOW, WENDY (Viện Thủy lực Hà Lan)... hay các mô hình trong nước như VRSAP của Nguyễn Như Khuê, KOD\_01 của Nguyễn Ân Niên, SAL/DELTA của Nguyễn Tất Đắc, HYDROGIS của Nguyễn Hữu Nhân, FWQ86M của Lê Song Giang... đều sử dụng lõi là hệ phương trình Saint Venant nhưng viết dưới các dạng khác nhau nhằm giải quyết các bài toán truyền lũ, truyền triều và truyền chất khi thêm thành phần nồng độ trong hệ thống sông/kênh. Các mô hình trên sử dụng các sơ đồ giải khác nhau như sơ đồ sai phân ẩn 4 điểm của Preissmann, 6 điểm ẩn của Abbott - Ionescu hoặc sơ đồ hiện của Lax [13].

Bên cạnh đó còn có nhiều nghiên cứu, ứng dụng khác liên quan đến hệ phương trình Saint Venant như:

- Aldrighetti [42] nghiên cứu mô phỏng đường mặt nước trong lòng dẫn hở có hình dạng mặt cắt bất kỳ bằng việc giải hệ phương trình Saint Venant 1D theo phương pháp số với sơ đồ bán ẩn. Nghiên cứu đã mô phỏng được chế độ thủy lực dòng chảy êm, dòng chảy hỗn hợp êm xiết hay cả sự chuyển tiếp bằng nước nhảy khi dòng chảy chuyển từ trạng thái chảy xiết sang chảy êm.
- Szymkiewicz [66] áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn với thuật giải Galerkin để thành lập ma trận đại số giải hệ phương trình Saint Venant mô phỏng dòng chảy trong hệ thống lòng dẫn hở.
- Nguyễn Văn Hạnh [15] xây dựng được chương trình tính toán thuỷ lực 1D và giả 2D cho mạng sông kênh phức tạp trong chế độ dòng chảy êm. Xác định được phương pháp giải số phù hợp cho hệ phương trình Saint Venant và thử nghiệm cho bài toán chảy êm, xiết đồng thời áp dụng cụ thể trường hợp giả định vỡ đập Sơn La - Hòa Bình.
- Nguyễn Đình Thanh [25] đã sử dụng hệ phương trình Saint Venant mở rộng cho dòng chảy không gian của Hoàng Tư An [1] cải tiến mô hình VRSAP bằng cách thiết lập hệ phương trình Saint Venant theo lưu tốc trung bình cho toàn dòng chảy và bỏ qua các hệ số phân bố lưu tốc. Với giả thiết lưu lượng của dòng gia nhập do mưa đổ trên bãi sông, đồng ruộng hoặc dòng phân tán do nước tràn qua đê đổ vào đồng luôn nhỏ hơn lưu lượng trong dòng chính (Q), nghiên cứu đã tách riêng dòng chính trong sông với dòng chảy bên nên kết quả tính toán các đại lượng Q và Z chưa chính xác nhưng có thể chấp nhận được sai số đó trong bài toán mô phỏng lũ trên hệ thống sông.

- Nguyễn Phú Quỳnh [24] nghiên cứu trên cơ sở mô hình KOD để xây dựng chương trình tính toán xác định khẩu độ cống tháo lũ dưới bờ bao vùng ngập lũ Đồng bằng sông Cửu Long.
- Đặng Thanh Lâm [18] đã xây dựng mô hình thích hợp cho tính toán hệ thống công trình tổng hợp tiêu thoát nước đô thị vùng ảnh hưởng triều, thực hiện ghép nối với mô hình DELTA và ứng dụng thử nghiệm cho hệ thống sông kênh vùng hạ lưu sông Đồng Nai - Sài Gòn.
- Bùi Văn Chanh và cs. [5] ứng dụng phương pháp mô phỏng dòng chảy phân bố bằng mô hình sóng động học phi tuyến được xây dựng từ hệ phương trình Saint Venant nhằm giải quyết bài toán mô phỏng dòng chảy từ thượng nguồn các con sông trong điều kiện hạn chế về số liệu.

Như vậy, có thể thấy cho đến nay các mô hình toán thủy động lực học 1D hay các nghiên cứu ứng dụng hệ phương trình Saint Venant đều đã lần lượt giải quyết được nhiều bài toán trong thực tế liên quan đến hệ thống sông/kênh bao gồm việc kết nối với các công trình trên hệ thống như hồ chứa, cầu, cống... Tuy nhiên, do các phương trình năng lượng trong phương trình xuất phát của các nghiên cứu đều chưa quan tâm đến lực tác động của dòng gia nhập hoặc phân tán và tổn thất năng lượng do dòng xoáy tạo ra nên hệ phương trình Saint Venant kinh điển chưa thể giải quyết được chính xác bài toán dòng không ổn định có lưu lượng thay đổi theo không gian như dòng chảy trong máng tràn bên.

# 1.5. MỘT SỐ NGHIÊN CỨU VỀ CHẾ ĐỘ THỦY LỰC TRONG MÁNG TRÀN BÊN

### 1.5.1. Đường mặt nước

Đường mặt nước là yếu tố thủy lực được quan tâm nghiên cứu đầu tiên và nhiều nhất. Đường mặt nước trong lòng dẫn hở có lưu lượng tăng dần ban đầu được khảo sát định tính và sau đó tiến hành thực nghiệm một số trường hợp. Các nhà khoa học tiên phong trong việc nghiên cứu đặc trưng này những năm 30-40 của thế kỷ XX như Hinds [47], Beij [36], Konovalov, Patrasev, Petrov, Kiselev [17], Favre [46], Camp [39], Keulegan [49], Marchi [74], Citrini [73], Nguyễn Văn Cung [10] và đến những năm 70-80 có Chow [41], Gill [44], Yen [68], Hoàng Tư An [1], Hager [45]. Đến nay đã có thêm nhiều nghiên cứu thực nghiệm phục vụ các mục tiêu nghiên cứu như Kouchakzadeh và cs. [54][55], Mohammadi [63], Mariana và

cs. [64], Lucas và cs. [60], Gardarsson và cs. [43] Nguyễn Chiến và cs. [6][7]... Cho đến nay đã có thêm nhiều nghiên cứu thực nghiệm khảo sát sự biến thiên của đường mặt nước trong máng tràn bên phục vụ các mục tiêu nghiên cứu cụ thể. Về cơ bản, các nghiên cứu thực nghiệm đều thực hiện với mô hình máng tràn bên không có sự gia nhập của dòng chảy từ đầu máng. Lưu lượng thu nhận được ở cuối máng bằng lưu lượng xả qua đường tràn ngang. Tuy nhiên vẫn có những trường hợp cho phép có dòng gia nhập từ đầu máng.

Năm 1934, Beij [36] nghiên cứu chế độ thủy lực trong máng thu nước mưa trên mái nhà (Hình 1.19) và kết luận rằng đây là trường hợp ứng dụng đặc biệt của máng tràn bên. Hình dạng mặt cắt được xem xét với ba dạng cơ bản là hình chữ nhật, tam giác và bán nguyệt (Hình 1.3). Phương trình khảo sát đường mặt nước được thiết lập dựa trên nguyên lý động lượng tương tự (1.2) của Hinds.

Theo Kiselev [17], từ những nghiên cứu ban đầu của Konovalov năm 1937, các nhà khoa học Liên Xô (cũ) đã tiếp tục kế thừa và nghiên cứu chế độ thủy lực trên kênh có lưu lượng thay đổi. Năm 1940, Patrasev nghiên cứu chuyển động trên kênh có lưu lượng thay đổi dọc chiều dòng chảy. Tiếp đó, năm 1942, Kiselev nghiên cứu quy luật thay đổi chiều sâu trong kênh lăng trụ ở đoạn có tràn bên. Năm 1950, Petrov tiếp tục nghiên cứu và chỉ ra các điều kiện chính xác hơn để hình thành các dạng đường cong nước dâng, nước hạ. Dạng đường mặt nước tự do trên kênh có lưu lượng thay đổi có thể có nhiều dạng khác nhau, phụ thuộc vào tỷ số định lượng của các lực tác dụng và các điều kiện biên.

Những năm đầu thập niên 40 của thế kỷ XX, các nhà khoa học thủy lực ở Châu Âu đã nghiên cứu bổ sung về lý thuyết và thực nghiệm cho dòng chảy trong máng tràn bên. Năm 1941, Marchi [74] áp dụng phương trình SVF ổn định để xác định đường mặt nước trong máng tràn bên bằng lý thuyết và thực nghiệm trên kênh lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật với các trạng thái chảy êm, chảy xiết và trạng thái chảy xiết - êm thông qua nước nhảy. Năm 1942, Citrini [73] nghiên cứu chi tiết dòng chảy trong máng khi có lưu lượng gia nhập và kết luận dòng chảy phía thượng lưu máng bên ở trạng thái êm có chiều sâu lớn nhất với mặt cắt hình tam giác và nhỏ nhất với mặt cắt hình chữ nhật.

Năm 2004, Nguyễn Chiến và cs. [6] sử dụng phương trình (1.10) thiết lập quy trình tính toán thủy lực máng tràn bên và viết phần mềm hỗ trợ tính toán. Phần mềm được sử dụng để khảo sát đường mặt nước trong máng tràn bên của hồ chứa Nước Ngọt tỉnh Ninh Thuận. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra kích thước hợp lý của chiều rộng đầu máng  $B_{dau}$  bằng khoảng 0,10 ÷ 0,15 chiều rộng ngưỡng tràn. Độ dốc máng không nên vượt quá 5%, có thể làm máng với 2 độ dốc, trong đó đoạn đầu máng với chiều dài khoảng 1/4 ÷ 1/3 chiều rộng ngưỡng tràn, đoạn sau nên chọn độ dốc lớn nhưng không nên vượt quá 25%. Năm 2016, Nguyễn Chiến và cs. [7] nghiên cứu diễn biến mực nước trong máng bên để đánh giá khả năng áp dụng loại công trình này ở Việt Nam và tính toán ứng dụng cho công trình hồ chứa nước Ông Lành tỉnh Bình Định. Nghiên cứu này cũng sử dụng phương trình (1.10) để đề xuất thuật toán, trình tự thực hiện xác định đường mặt nước trong máng bên và khống chế cao trình đáy máng đảm bảo chế độ thủy lực chảy tự do qua ngưỡng tràn. Độ dốc dọc máng được kiến nghị bố trí có 1 độ dốc nếu chiều dài ngưỡng tràn lớn hơn 50m và 2 độ dốc nếu chiều dài ngưỡng tràn nhỏ hơn 50m, trong đó độ dốc đoạn đầu bằng 2 lần độ dốc đoạn sau.

Kouchakzadeh và cs. [55] đề xuất phương trình SVF ổn định có dạng tương tự phương trình (1.8) của Konovalov, trong đó hệ số k được thay bằng  $(2\alpha_0 + k_e)$  và  $\alpha$  thay bằng  $(\alpha_0 + k_e)$ , với  $k_e$  là hệ số thu hẹp hoặc mở rộng của kênh phi lăng trụ,  $k_e$  mang dấu "+" nếu kênh thu hẹp dần và mang dấu "-" nếu kênh mở rộng dần. Nghiên cứu đã thực hiện kiểm chứng phương trình đề xuất với phương trình (1.2). Kết quả cho thấy khi máng có dạng lăng trụ thì đường mặt nước tính toán theo hai phương pháp rất phù hợp với nhau, nhưng khi máng có dạng phi lăng trụ mặt cắt mở rộng dần thì đường mặt nước giữa hai phương pháp rất khác nhau ở khu vực trước và sau mặt cắt kiểm soát.

Năm 2007, Maradjieva và cs. [64] khảo sát đường mặt nước trong máng tràn bên bằng phương trình của Kurganoff và Dupljak (1982) tương tự (1.10) nhưng bỏ qua S<sub>f</sub>, v<sub>tx</sub> và phương trình (1.2). Kết quả tính toán được kiểm chứng bằng mô hình vật lý tỷ lệ 1/50 với nguyên mẫu là đập Markieh (Syria). Đường tràn ngang dài 150m có ngưỡng thực dụng, không có cửa van điều tiết. Máng tràn bên có dạng phi lăng trụ mở rộng dần từ 10m đến 30m với độ dốc đáy 3%, mặt cắt hình thang cân có hệ số mái 0,5. Kết quả thí nghiệm cho thấy khi lưu lượng  $Q_{0,1\%} = 665m^3/s$  thì đập tràn chảy tự do, mực nước trong máng thấp hơn cao trình ngưỡng tràn. Khi lưu lượng tăng lên  $Q_{0,01\%} = 1000m^3/s$  thì đập tràn chảy ngập một phần ở đoạn đầu máng. Đường mặt nước tính toán theo (1.10) có sai số nhỏ hơn so với (1.2). Năm 2015, Lucas và cs. [60] nghiên cứu phân tích máng bên của 3 dự án trên mô hình vật lý tại phòng thí nghiệm thủy lực, thủy văn và động lực học băng tuyết ở ETH Zurich. Mô hình vật lý đập Trangslet và Karahnjukar được xây dựng với tỷ lệ mô hình 1/45 và máng bên đập Lyssbach có tỷ lệ 1/16. Mỗi mô hình máng bên được nghiên cứu thí nghiệm chi tiết với 3 hoặc 4 cấp lưu lượng. Nghiên cứu sử dụng phương trình dạng (1.8) của Konovalov. Kết quả tính toán phù hợp với thí nghiệm trong trường hợp máng tràn bên có dạng lăng trụ, tuyến thẳng và không bị ảnh hưởng bởi tác động cục bộ. Sự sai khác giữa tính toán và thí nghiệm không liên quan đến lưu lượng dòng gia nhập cũng như hình dạng mặt cắt máng.

Năm 2015, Gardarsson và cs. [43] thực hiện quan trắc dòng chảy trong máng tràn bên của đập Karahnjukar để phân tích so sánh với kết quả thí nghiệm trên mô hình tỷ lệ 1/45 ở phòng thí nghiệm thuộc Viện Công nghệ liên bang Thụy Sĩ. Kết quả cho thấy đường mặt nước trung bình trong máng ở mô hình thấp hơn thực đo trên nguyên hình với sai khác khoảng 10%.

Năm 2018, Pooja và cs. [65] đã thực hiện nghiên cứu trên mô hình tỷ lệ 1/100 với 5 cấp lưu lượng thí nghiệm  $1,5 \div 3,5\ell/s$  và 4 cấp độ dốc máng  $0^{\circ} \div 30^{\circ}$ . Tuy nhiên, đoạn kênh có SVF không được chú trọng trong nghiên cứu nên kết quả chỉ nhận định đường mặt nước ở đoạn đầu kênh cao hơn do có nhiều sự xáo trộn. Đường mặt nước trong máng được tính toán bằng phương trình khảo sát đường mặt nước thông thường đối với dòng chảy ổn định.

### 1.5.2. Cấu trúc dòng chảy

Năm 1926, Hinds [47] công bố kết quả thí nghiệm trên mô hình vật lý và kết luận về hiện tượng không khí bị cuốn vào dòng chảy làm tăng sự xáo trộn bề mặt tới gần cuối máng. Các đặc trưng cấu trúc dòng xoáy trong máng phụ thuộc dòng gia nhập. Các dòng xoáy đó được gọi là dòng xoắn [31][47]. Ngoài ra Hager [45] cũng đồng thuận với nhận định của Page J. C. về sự xuất hiện dòng xoắn mạnh 3D khi lưu lượng xả qua tràn nhỏ do chênh lệch giữa ngưỡng tràn với đáy máng bên.

## 1.5.3. Chiều sâu dòng chảy cuối máng

Khi dòng chảy trong máng bên được nối tiếp bằng kênh có độ dốc lớn thì chiều sâu dòng chảy cuối máng là chiều sâu phân giới (h<sub>c</sub>) [17][47]. Bằng thực nghiệm, Beij [36] đưa ra chiều sâu cuối máng với kênh có mặt cắt chữ nhật là  $\sqrt{3}h_c$ 

và kênh có mặt cắt tam giác là  $\sqrt[3]{\frac{5}{2}}h_c$ . Kiselev [17] khuyến nghị lấy giá trị này là 1,1h<sub>c</sub>. Nguyễn Chiến và cs. [6] chỉ ra rằng khi máng càng thoải thì chiều sâu cuối máng càng lớn so với h<sub>c</sub> và ngược lại thì xấp xỉ h<sub>c</sub>, do đó chiều sâu dòng chảy cuối máng được kiến nghị lấy bằng (1,00 ÷ 1,33)h<sub>c</sub>.

## 1.5.4. Tốn thất năng lượng

Theo Hager [46], Favre (1933) lần đầu nghiên cứu về SVF có lưu lượng tăng dần. Favre bổ sung vào phương trình (1.2) các thành phần tổn thất năng lượng tỷ lệ thuận với lưu tốc cục bộ, hướng dòng chảy gia nhập ở cạnh bên và tỷ lệ giữa lưu lượng gia nhập với lưu lượng trong máng tại vị trí gia nhập [45]. Năm 1948, Citrini nghiên cứu chi tiết hơn về hiện tượng nước nhảy, tổn thất năng lượng trong máng bên và ảnh hưởng của hướng dòng chảy gia nhập tới dạng đường mặt nước [45].

Kiselev [17] cho rằng đại lượng độ dốc ma sát  $S_f$  có thể được bỏ qua vì sức cản thủy lực có ảnh hưởng không đáng kể. Năm 1955, Li cũng nghiên cứu chế độ thủy lực trong máng tràn bên bằng phương trình động lượng. Li [58] đặc biệt quan tâm nghiên cứu ảnh hưởng của độ dốc đáy máng và phân loại chúng theo số Froude và tỷ số ( $S_0L_{nguỡng}/h_h$ ), trong đó  $h_h$  là chiều sâu dòng chảy cuối máng bên. Hình dạng mặt cắt máng được nghiên cứu là hình chữ nhật và một số dạng mặt cắt hình thang. Li cũng nghiên cứu dòng chảy ở cả hai trạng thái êm và xiết. Kết quả nghiên cứu cho thấy ảnh hưởng của độ nhám mái máng bên là không đáng kể, do đó có thể bỏ qua ảnh hưởng của chúng tới chế độ thủy lực trong máng.

Năm 1977, Gill [44] thực hiện phương pháp tìm nghiệm xấp xỉ cho phương trình (1.7) viết cho máng lăng trụ mặt cắt hình chữ nhật có xét đến hệ số sửa chữa động lượng ( $\alpha_0$ ). Nghiệm của phương trình được thể hiện dưới dạng phương trình đại số và được kiểm chứng bằng thí nghiệm trên máng có chiều dài 5m và chiều rộng đáy là 7,62cm với các trường hợp độ dốc máng 0,4 ÷ 1,0%. SVF trong máng được tạo ra nhờ hệ thống đường ống dài 4m có đục lỗ đặt phía trên máng và máy bơm cấp lưu lượng 0,52 ÷ 0,85ℓ/s (Hình 1.26). Gill kết luận nghiệm xấp xỉ có độ chính xác tốt so với thí nghiệm trong phạm vi h = 0,5 ÷ 1,1cm ở trạng thái chảy êm. Ngoài ra, Gill cũng nhận định sức cản thủy lực trong SVF tăng lên đáng kể so với dòng chảy đều.

Năm 2005, Mohammadi [63] ứng dụng phương trình dạng (1.8) kết hợp thực nghiệm xác định đặc trưng đường mặt nước trên kênh có mặt cắt hỗn hợp (Hình 1.3f) ở cả 2 trạng thái chảy êm và xiết. Tuy nhiên nghiên cứu vẫn chưa xét tới ảnh hưởng của độ nhám lòng dẫn tới chế độ thủy động lực học trong máng. Các kết quả nghiên cứu cho thấy có sự gia tăng về sức cản thủy lực khi lưu lượng thay đổi theo chiều dòng chảy.

Năm 2016, Kudzai và cs. [57] đề xuất phương trình SVF ổn định có dạng tương tự phương trình (1.8) để đánh giá ảnh hưởng của thực vật đến sự gia tăng độ nhám dọc theo kênh dẫn. Nghiên cứu đã giả thiết tổn thất dọc đường tính theo công thức Blasius. Tuy nhiên, giả thiết này chỉ đúng khi dòng chảy trong máng ở chế độ chảy rối thành trơn thủy lực.

Các tác giả Khiadani, Beecham và Kandasamy thực hiện nhiều nghiên cứu trên máng lăng trụ mặt cắt chữ nhật tại trường Đại học Kỹ thuật Sydney. SVF được tạo ra nhờ hệ thống đầu phun đặt song song phía trên máng (Hình 1.26). Các kết quả cho thấy, ứng suất tiếp [51] tăng dần theo chiều dòng chảy và chịu tác động đáng kể của dòng gia nhập ở vị trí giữa máng, càng về 2 phía thành máng thì tác động này càng giảm. Ứng suất tiếp ở thành bên luôn nhỏ hơn và bằng khoảng 30 ÷ 60% ứng suất tiếp đáy. Hệ số ma sát [35] phụ thuộc và tỷ lệ thuận với lưu lượng dòng gia nhập nhưng tỷ lệ nghịch với số Reynolds.



Hình 1.26. Sơ đồ thí nghiệm SVF bằng hệ thống ống đục lỗ

## 1.5.5. Phân bố lưu tốc

Trong môi trường liên tục chất lỏng chuyển động có kích thước hữu hạn có thể coi là tổng hợp vô số dòng nguyên tố [4]. Do đó, khi mở rộng các phương trình năng lượng hay động lượng của dòng nguyên tố chất lỏng thực cho toàn dòng chảy có kích thước giới hạn thì đại lượng lưu tốc trung bình (v) sẽ được sử dụng thay thế

cho đại lượng lưu tốc điểm (u) [4][40]. Giá trị lưu tốc điểm (u) của phần tử chất lỏng trên mặt cắt ướt luôn có sai khác một giá trị là  $\Delta$ u so với giá trị lưu tốc trung bình toàn mặt cắt (u = v ±  $\Delta$ u) [4]. Hay nói cách khác, phân bố lưu tốc của dòng chảy thực trong ống, kênh hay sông tự nhiên là không đồng nhất và thay đổi theo chiều lòng dẫn. Phân bố lưu tốc phụ thuộc vào điều kiện thủy lực và hình học của lòng dẫn như lưu lượng dòng chảy, loại chất lỏng, hình dạng mặt cắt ướt, sức cản của lòng dẫn, độ dốc của lòng dẫn...

Hệ số phân bố lưu tốc trong phương trình năng lượng được biểu thị bằng tỷ số giữa động năng của dòng chảy tính theo lưu tốc điểm (lưu tốc thực) với động năng của dòng chảy tính theo lưu tốc trung bình mặt cắt. Hệ số này được gọi là hệ số sửa chữa động năng [4], ký hiệu là  $\alpha$ , hay hệ số Coriolis (vinh danh nhà khoa học đầu tiên đề xuất) [40]. Theo Cầm [4], hệ số  $\alpha$  trong ống, kênh hoặc máng có thể lấy bằng 1,05 đến 1,10. Theo Chow [40],  $\alpha$  lớn nhất trong các kênh dẫn thông thường là 1,20, trong các sông suối tự nhiên là 1,50, hoặc có thể lên tới 2,00 đối với các sông chảy trong vùng thung lũng hay ngập lũ. Theo Kotrin [72], hệ số  $\alpha$  tại mặt cắt cửa ra của tunnel trạm thủy điện Rublevsk bằng 3,84 hoặc có thể lên tới 7,40 trong turbine theo thí nghiệm của Kviatkov.

Hệ số phân bố lưu tốc trong phương trình động lượng được biểu thị bằng tỷ số giữa động lượng của đoạn dòng chảy tính theo lưu tốc thực với động lượng của đoạn dòng chảy đó tính theo lưu tốc trung bình mặt cắt, được gọi là hệ số sửa chữa động lượng [4], ký hiệu là  $\alpha_0$ . Hệ số này được Boussinesq đề xuất nên còn được gọi là hệ số Boussinesq. Đối với đoạn lòng dẫn lăng trụ tương đối thẳng, theo Cầm [4] giá trị của  $\alpha_0$  lấy 1,02 ÷ 1,05. Theo Chow [40] thì  $\alpha_0$  có thể lấy 1,01 ÷ 1,12, đối với sông tự nhiên thì có thể đạt 1,17 và đối với sông vùng ngập lũ có thể đạt 1,33.

Các hệ số phân bố lưu tốc  $\alpha_0$  và  $\alpha$  được xác định theo công thức sau [4][40]:

$$\alpha_{0} = \frac{A}{v^{2}A}$$
(1.20)  
$$\alpha = \frac{A}{v^{3}A}$$
(1.21)

Trường hợp dòng chảy là ổn định và chuyển động có thể coi là gần đều thì phân bố lưu tốc được chấp nhận với giả thiết phân bố đều trên toàn mặt cắt. Khi đó  $\alpha_0$  và  $\alpha$  có thể lấy bằng 1,00 mà không gây ra sai số lớn. Phân bố lưu tốc trên mặt cắt ướt càng không đều thì giá trị các hệ số này càng lớn, đặc biệt là đối với dòng chảy trong máng tràn bên.

Nếu bỏ qua các vô cùng bé bậc cao thì phương trình (1.20) và (1.21) có thể  $\int (\Delta u)^2 dA \qquad 3\int (\Delta u)^2 dA$ được viết lại là  $\alpha_0 = 1 + \frac{A}{v^2 A}$  và  $\alpha = 1 + \frac{A}{v^2 A}$ , do đó  $\alpha > \alpha_0 > 1$ . Theo Chow [40], có nhiều phương trình xác định  $\alpha_0$  và  $\alpha$  khác nhau phụ thuộc vào dạng phân bố lưu tốc. Nếu phân bố lưu tốc là dạng tuyến tính thì  $\alpha_0$  và  $\alpha$  có thể tính theo (1.22). Nếu phân bố đó có dạng logarit thì xác định theo (1.23).

$$\alpha_0 = 1 + \frac{\varepsilon^2}{3} \quad \text{và} \quad \alpha = 1 + \varepsilon^2 \tag{1.22}$$

$$\alpha_0 = 1 + \varepsilon^2 \text{ và } \alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \tag{1.23}$$

trong đó:  $\varepsilon = u_{max}/v - 1$  và  $u_{max}$  là lưu tốc điểm lớn nhất.

Năm 1967, McCool [62] nghiên cứu tác động của lớp thảm thực vật và SVF đến các hệ số phân bố lưu tốc trên kênh lăng trụ dài 125m mặt cắt tam giác bất đối xứng với hệ số mái m<sub>1</sub> = 3, m<sub>2</sub> = 6,6 và độ dốc đáy kênh S<sub>0</sub> = 0,001. Nghiên cứu thí nghiệm với 5 cấp lưu lượng 141,5 ÷ 1132,67 $\ell$ /s. Thí nghiệm cho thấy SVF trong kênh này không ảnh hưởng đến hệ số  $\alpha_0$  và  $\alpha$ . Tuy nhiên, phương pháp xác định hệ số  $\alpha_0$  và  $\alpha$  trong thí nghiệm này chỉ phù hợp với mục đích nghiên cứu đã đặt ra mà chưa phù hợp về lý thuyết và thực tế vì các hệ số được tính trung bình cho toàn dòng chảy từ lưu tốc trung bình mặt cắt. Ngoài ra, lưu tốc trung bình được tính bằng công thức Prandtl - Von Karman là một dạng công thức thực nghiệm mà cho đến nay chưa có nghiên cứu nào kiểm chứng cho trường hợp SVF.

Năm 2002, Kouchakzadeh và cs. [54] cải tiến phương pháp tìm nghiệm xấp xỉ của Gill. Các đại lượng trong phương trình được biến đổi thành dạng không thứ nguyên và bỏ qua những số hạng bậc cao để dẫn đến phương trình đại số khảo sát đường mặt nước. Nghiên cứu sử dụng số liệu thí nghiệm của Gill [44] để kiểm chứng phương trình đề xuất và nhận định rằng khi coi phân bố lưu tốc là đồng nhất

 $(\alpha_0 = 1)$  thì đường mặt nước tính toán thấp hơn thực đo với sai số tương đối lớn. Để khắc phục sai số này, các tác giả đã tính toán hệ số sửa chữa động lượng trung bình từ tập số liệu thí nghiệm của Gill. Kết quả tính toán cho thấy khi  $\overline{\alpha}_0 = 1,5$  thì đường mặt nước được nâng lên gần với số liệu thực đo hơn. Tiếp đó, phương trình đề xuất được kiểm chứng với kết quả thí nghiệm trên mô hình có mặt cắt chữ nhật, dài 2,8m [56] và nhận định rằng khi lưu lượng dòng gia nhập càng tăng thì tác động càng mạnh đến hệ số  $\alpha_0$ .

Khiadani và cs. [52] nhận định quy luật phân bố lưu tốc theo chiều dòng chảy có dạng logarit ở khu vực hai bên thành máng, càng vào giữa máng nơi có sự tác động trực tiếp của hệ thống đầu phun (Hình 1.26) thì phân bố thay đổi mạnh và không còn dạng logarit. Ngoài ra, trên mặt cắt ngang hình thành khu xoáy phát triển từ giữa máng về hai phía thành máng và xuất hiện thêm xoáy thứ cấp ở trên bề mặt. Tương tự phân bố lưu tốc, nhiễu động lưu tốc [53] cũng tăng mạnh từ hai bên thành máng về giữa máng, nhưng theo chiều dọc máng thì sự thay đổi này là không đáng kể. Tuy nhiên, dạng mô hình thí nghiệm chỉ phù hợp đối với những hệ thống như băng truyền chế biến thực phẩm tương tự nghiên cứu của Gill [44] mà không gần với hệ thống máng tràn bên trong công trình thủy lợi.

## 1.6. KẾT LUẬN CHƯƠNG 1

- SVF trong máng bên là bài toán thủy lực đặc thù được nhiều nhà khoa học thủy lực quan tâm nghiên cứu từ đầu thế kỷ XX, như Hinds (1926), Beij (1934), Konovalov (1937), Patrasev (1940), Cam (1940), Marchi (1941). Citrini (1942), Kiselev (1942), Petrov (1950), Keulegan (1952), Cung (1964), Chow (1969), Yen (1971), Hager (1983), An (1987)... hay những nghiên cứu gần đây như Ivanenko (2012), Kiadani và nnk. (2012), Lucas và cs. (2015), Kudzai và cs. (2016), Chiến và cs. (2004, 2016), Pooja và nnk. (2018), Yebegaesh (2019)...
- 2. Các nghiên cứu đã có đều xét với bài toán 1D ổn định mà hiếm thấy các nghiên cứu 2 hoặc 3 chiều. Xuất phát từ những ý tưởng khác nhau, các tác giả đã đưa ra các phương trình có dạng khác nhau để biểu diễn dòng chảy trong máng bên như phương trình (1.2) của Hinds, (1.3) của Camp, (1.6) của Keulegan, (1.7) của Chow, (1.8) của Konovalov, (1.10) của Cung, (1.11) của An, (1.12) của Maradjieva và Kazakov, (1.14) của Ivanenko.

- 3. Cấu trúc dòng chảy trong máng bên rất phức tạp với những dòng xoắn 3D trên quy mô lớn và những dòng xoắn thứ cấp. Mực nước dọc máng và trên mặt cắt ngang cũng biến đổi rất phức tạp. Các hệ số phân bố lưu tốc như hệ số sửa chữa động năng ( $\alpha$ ) và sửa chữa động lượng ( $\alpha_0$ ) rất khác với dòng chảy trong sông thiên nhiên hay trên kênh dẫn thông thường. Các hệ số này tác động rất lớn đến kết quả tính toán đường mặt nước. Do đó việc coi  $\alpha_0$  hay  $\alpha$  xấp xỉ 1 sẽ gây sai số lớn khi tính toán đường mặt nước.
- 4. Các dạng chuyển tiếp từ máng sang kênh hạ lưu cũng rất đa dạng. Với trường hợp máng có độ dốc thoải ( $S_0 < S_c$ ) nối tiếp với dốc nước ( $S_0 > S_c$ ), chiều sâu cuối máng lớn hơn chiều sâu phân giới theo lý thuyết và có biên độ dao động khá lớn phụ thuộc các thông số công trình và dòng chảy.
- 5. Hệ phương trình Saint Venant đã được ứng dụng để giải nhiều bài toán thực tế liên quan đến hệ thống sông/kênh bao gồm cả việc kết nối với công trình nhằm mô phỏng một số trường hợp tổng quát hoặc trường hợp riêng. Tuy nhiên, các dạng hệ phương trình Saint Venant hiện có chưa đề cập đến các hiện tượng thủy lực đặc biệt và bỏ qua thành phần lực quán tính của dòng chảy cong và dòng gia nhập hoặc phân tán tác động lên dòng chính. Vì vậy, hệ phương trình Saint Venant kinh điển chưa giải quyết được chính xác bài toán dòng không ổn định có lưu lượng thay đổi theo không gian như dòng chảy trong máng tràn bên.

Như vậy, qua phân tích tổng quan ở Chương 1 cho thấy bài toán SVF không ổn định nói chung và trong máng tràn bên nói riêng chưa được quan tâm nghiên cứu đầy đủ, đúng bản chất. Nhằm hoàn thiện phương pháp tính toán, nhiệm vụ của các chương tiếp theo là xây dựng hệ phương trình Saint Venant mở rộng cho dòng biến lượng khi xét đến lực quán tính của dòng gia nhập và dòng chảy cong. Thực hiện phân tích, xác định đặc trưng phân bố lưu tốc, chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện và chiều sâu dòng chảy cuối máng để làm phong phú hơn lý thuyết của SVF, đồng thời cũng làm sáng tỏ thêm quy luật chuyển động của dòng chảy trong máng tràn bên.

## Chương 2 HỆ PHƯỜNG TRÌNH VI PHÂN DÒNG BIẾN LƯỢNG MỘT CHIỀU KHÔNG ỐN ĐỊNH

## 2.1. PHƯƠNG PHÁP THIẾT LẬP PHƯƠNG TRÌNH

### 2.1.1. Các lực tác dụng chính

Xét một phân tổ chất lỏng có diện tích mặt cắt ngang dA, chiều dài dx = 1 đơn vị, chuyển động trong khoảng thời gian dt = 1 đơn vị. Các lực tác dụng chủ yếu bao gồm trọng lực, lực ma sát, lực quán tính ly tâm.





Hình 2.1. Lực quán tính của dòng gia nhập

Hình 2.2. Lực quán tính ly tâm trên đoạn dòng chảy cong

## 2. Trọng lực

Gọi  $G_x$  là thành phần trọng lực theo phương chuyển động x (Hình 2.1) của chất lỏng,  $G_x$  được xác định theo công thức:

$$G_{x} = \gamma \sin \theta dA = \gamma S_{0} dA \tag{2.1}$$

Các ký hiệu như đã được giải thích ở Chương 1.

#### 3. Lực ma sát

Đối với chất lỏng, thành phần ma sát giữa các lớp của chất lỏng chuyển động tỷ lệ với diện tích tiếp xúc của các lớp, không phụ thuộc áp lực mà phụ thuộc gradient lưu tốc theo chiều thẳng góc với phương chuyển động và loại chất lỏng. Định luật ma sát trong của Newton được mô tả như sau [3]:

$$\vec{F}_{f} = \mu A \frac{d\vec{u}}{d\vec{n}}$$
(2.2)

trong đó:  $\vec{F}_f$  - lực ma sát giữa hai lớp chất lỏng, N;  $\mu$  - hệ số nhớt động lực, phụ thuộc vào loại chất lỏng, Ns/m<sup>2</sup>;  $\vec{u}$  - vector lưu tốc có quy luật phân bố theo phương  $\vec{n}$ ; d $\vec{u}$  / d $\vec{n}$  - gradient lưu tốc theo phương  $\vec{n}$ .

Nếu gọi tổn thất năng lượng trên một đơn vị dài là  $\partial h'_f / \partial x$  thì lực ma sát được xác định theo biểu thức (Hình 2.1):

$$F_{f} = \gamma \frac{\partial h'_{f}}{\partial x} dA$$
(2.3)

trong đó: h'<sub>f</sub> - tổn thất cột nước dọc theo đường dòng, m; Các ký hiệu khác như đã được giải thích ở trên.

### 4. Lực quán tính ly tâm

Lực quán tính ly tâm ( $F_{cen}$ ) có thể hiểu là phản lực của lực hướng tâm tác động vào vật đang chuyển động theo một đường cong (thành phần lực vuông góc với vận tốc và làm đổi hướng vận tốc), để giữ cho vật nằm cân bằng trong hệ quy chiếu quay. Xét một đoạn dòng chảy cong trên bình đồ, đường dòng qua chất điểm có bán kính cong r (Hình 2.2), khi đó lực quán tính chiếu theo phương ngang sẽ là:

$$F_{cen_x} = \rho \frac{u^2}{r} dA \cos \phi$$
 (2.4)

trong đó:  $\varphi$  - góc hợp bởi phương của lực  $F_{cen}$  với phương ngang x. Các ký hiệu khác như đã được giải thích ở trên.

## 2.1.2. Phương pháp thiết lập phương trình dòng biến lượng ổn định

Phương pháp thiết lập phương trình SVF ổn định có thể xuất phát từ nguyên lý bảo toàn động lượng hoặc bảo toàn năng lượng.

 Dạng phương trình của Hinds được thiết lập từ nguyên lý động lượng khi xét một đoạn kênh có chiều dài Δx và lưu lượng đơn vị gia nhập q, bỏ qua ảnh hưởng của độ nhám kênh và chấp nhận các giả thiết khác như đã nêu trong mục 1.3.1. Thực hiện các biến đổi nhận được 2 phương trình:

$$\frac{dK}{dt} = \rho \left( vQ \frac{dv}{dx} + qv^2 \right)$$
(2.5)
  

$$\frac{dK}{dt} = \rho \left( vQ \frac{dv}{dx} + qv^2 \right)$$

$$\frac{dK}{dt} = \gamma Q \frac{dn}{dx}$$
(2.6)

trong đó: các ký hiệu đã được giải thích ở trên.

Kết hợp (2.5) và (2.6) thu được phương trình (1.2) của Hinds.

 Dạng phương trình của Konovalov được thiết lập từ nguyên lý bảo toàn năng lượng, tuy nhiên cũng có thể thiết lập bằng nguyên lý bảo toàn động lượng. Cụ thể như sau: Xuất phát từ định luật II của Newton phát biểu cho động lượng nhận được phương trình thể hiện sự biến thiên động lượng của một vật thể chuyển động biến đổi liên tục. Tổng hợp các thành phần động lượng và ngoại lực. Thực hiện biến đổi nhận được phương trình:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f - (1 + \alpha)\frac{v}{gA}\frac{dQ}{dx} + v_{\ell x}\frac{1}{gA}\frac{dQ}{dx} + \frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial x}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}B}$$
(2.7)

Đặt  $n_0 = v_{\ell x}/v$  và  $k_K = 1 + \alpha - n_0$ , thay vào (2.7) nhận được phương trình (1.8) của Konovalov. Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

- Dạng phương trình của Nguyễn Văn Cung được thiết lập theo nguyên lý động lượng khi áp dụng cho một thể tích nguyên tố  $\left(A + \frac{dA}{2}\right)dx$ . Tổng hợp các ngoại lực và sự biến thiên động lượng của đoạn dòng nguyên tố, coi  $\alpha_0$  = const thì d $\alpha_0$  = 0, thực hiện các biến đổi nhận được phương trình:

$$d\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + h'_f\right) + \frac{\left(v - v_{\ell_x}\right)}{g}v\frac{dQ}{Q} = 0$$
(2.8)

Tích phân phương trình (2.8) nhận được phương trình (1.10) là dạng phương trình của Nguyễn Văn Cung. Thay lưu lượng Q = vA và đặt  $n_0 = v_{\ell x}/v$  nhận được phương trình (1.11) là dạng phương trình của Hoàng Tư An. Các ký hiệu trong phương trình như đã giải thích ở trên.

## 2.1.3. Phương pháp thiết lập hệ phương trình vi phân 1D không ốn định

Hệ phương trình vi phân 1D không ốn định hay hệ phương trình Saint Venant có thể được thiết lập bằng các phương pháp khác nhau như (1) phương pháp tích phân trực tiếp từ hệ phương trình Navier - Stockes hoặc Reynolds; (2) phương pháp dòng nguyên tố xét cho một đoạn lòng dẫn và áp dụng các định luật bảo toàn khối lượng, bảo toàn năng lượng; (3) phương pháp vận tải Reynolds để xây dựng hệ phương trình dựa trên định luật bảo toàn khối lượng và động lượng [1][3][4][25] [34][42][59].

Đối với SVF không ổn định 1D, phương pháp thiết lập phương trình được lựa chọn là tích phân trực tiếp từ hệ phương trình Navier - Stockes.

## 2.2. THIẾT LẬP PHƯƠNG TRÌNH NĂNG LƯỢNG CỦA DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ỔN ĐỊNH CHUYỂN ĐỘNG MỘT CHIỀU

#### 2.2.1. Lực của dòng chảy bên

Dòng chảy bên có thể là dòng gia nhập hoặc phân tán. Lực quán tính do dòng chảy bên tác động lên phương dòng chảy chính là  $A_x = a_x dM$  (Hình 2.1), với  $a_x$  là gia tốc và M là khối lượng ( $dM = \rho dA$ ). Khi dòng gia nhập thì  $A_x$  mang dấu (+) và ngược lại thì  $A_x$  mang dấu (-).

$$A_{x} = \rho a_{x} dA \tag{2.9}$$

Ký hiệu: lưu tốc chất điểm của dòng chảy chính là u, dòng chảy bên là u<sub> $\ell$ </sub> (Hình 1.25). Sử dụng nguyên lý bảo toàn động lượng để tìm gia tốc a<sub>x</sub> của dòng chảy bên chiếu lên phương x của dòng chảy chính.

Tại thời điểm t, động lượng khối nguyên tố chất lỏng  $(K_t)$  là:

$$dK_t = \rho u^2 dA + \rho u_{\ell x}^2 dA$$
(2.10)

trong đó:  $u_{\ell x}$  - lưu tốc của dòng chảy bên chiếu lên phương dòng chảy chính,  $u_{\ell x} = u_{\ell} \cos\beta$ . Các ký hiệu khác như đã giải thích ở trên.

Tại thời điểm t + dt, động lượng khối nguyên tố chất lỏng  $(K_{t+dt})$  là:

$$dK_{t+dt} = \rho(u+u_{\ell x})(u+du_x)dA$$
(2.11)

So sánh (2.10) và (2.11), bỏ qua đại lượng rất bé ( $u_{tx}du_x$ ), nhận được:

$$du_{x} = -\frac{u - u_{\ell x}}{u dA} dQ_{\ell}$$
(2.12)

trong đó:  $Q_{\ell}$  - lưu lượng của dòng chảy bên, m<sup>3</sup>/s.

Theo định luật bảo toàn khối lượng:  $dQ_{\ell} = qdx = dQ_{\ell x} = u_{\ell x}dA$ 

Đại lượng gia tốc a<sub>x</sub> có giá trị:

$$a_{x} = \frac{du_{x}}{dt} = -\frac{u - u_{\ell x}}{udA} \frac{dQ_{\ell}}{dt}$$
(2.13)

Lấy tích phân trên toàn mặt cắt (A) của dòng chảy chính, thay lưu tốc điểm u bằng lưu tốc trung bình mặt cắt v, nhận được:

$$\mathbf{a}_{\mathbf{x}} = -\frac{\mathbf{v} - \mathbf{v}_{\ell \mathbf{x}}}{\mathbf{Q}} \left( \frac{\partial \mathbf{Q}_{\ell}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{Q}_{\ell}}{\partial \mathbf{x}} \mathbf{v} \right)$$
(2.14)

#### 2.2.2. Phương trình năng lượng

### 1. Các giả thiết của phương trình

Để thiết lập phương trình năng lượng SVF 1D không ổn định, các giả thiết cần chấp nhận gồm:

- (1) Chất lỏng không nén được, chuyển động 1D và bỏ qua các yếu tố thủy lực biến đổi theo phương ngang. Chiều sâu và lưu tốc chỉ thay đổi dọc theo chiều lòng dẫn.
- (2) Dòng chảy thay đổi chậm, áp suất tuân theo quy luật thủy tĩnh và các hệ số phân bố lưu tốc không thay đổi theo thời gian.
- (3) Bổ qua hiện tượng không khí bị cuốn vào dòng chảy do dòng gia nhập từ cạnh bên. Dòng chảy chuyển động không xuất hiện sóng bề mặt, do đó các gia tốc theo phương đứng được bổ qua.
- (4) Bỏ qua tác động của hiện tượng bồi, xói lòng dẫn.
- (5) Tổn thất năng lượng tuân theo quy luật của dòng ổn định chảy rối.

### 2. Phương trình năng lượng

Từ phương trình động lượng của Navier - Stokes, các lực được xét bao gồm: trọng lực (2.1), lực ma sát (2.3), lực quán tính ly tâm (2.4) và lực của dòng chảy bên (2.13), thực hiện biến đổi và sắp xếp lại nhận được phương trình động lực chiếu lên phương Ox của 1 đơn vị khối lượng chất lỏng:

$$gS_0 + \frac{u^2}{r}\cos\varphi - \frac{u - u_{\ell x}}{udA}\frac{dQ_\ell}{dt} - g\frac{\partial \dot{h_f}}{\partial x} - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x}$$
(2.15)

Theo giả thiết, chuyển động của dòng chảy là biến đổi dần, nên áp suất tại từng mặt cắt tuân theo quy luật thủy tĩnh, do đó:

$$\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} = g\frac{\partial h}{\partial x}$$
(2.16)

Phương trình (2.15) được viết lại như sau:

$$-\frac{u^{2}\cos\varphi}{gr} + \frac{1}{g}\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{u^{2}}{2g}\right) + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{u - u_{\ell x}}{gudA}\frac{dQ_{\ell}}{dt} = S_{0} - S_{f}^{'}$$
(2.17)

trong đó: S<sub>f</sub> =  $\frac{\partial h_f}{\partial x}$  (xem (2.3)); Các ký hiệu khác đã được giải thích ở trên.

Nhân 2 vế của (2.17) với 
$$\gamma dQ = \gamma u dA$$
 và lấy tích phân trên toàn mặt cắt ướt  
(A). Vì  $\int_{A} u^2 dA = \alpha_0 v^2 A = \alpha_0 vQ$  và  $\int_{A} u^3 dA = \alpha v^3 A = \alpha v^2 Q$  nên (2.17) trở thành

phương trình năng lượng của toàn dòng chảy 1D, trong đó  $\frac{\partial \alpha_0}{\partial t} = 0$  (theo giả thiết).

$$\frac{\alpha_{0}}{g}\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha}{2g}\frac{\partial v^{2}}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\alpha_{0}\left(v - v_{\ell x}\right)}{gQ} \left(\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial t} + v\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial x}\right) =$$

$$= S_{0} - S_{f} + \frac{\alpha v^{2} \cos\varphi}{gr_{0}} - \frac{v^{2}}{2g}\frac{\partial\alpha}{\partial x}$$
(2.18)

Trong kênh hở, độ sâu dòng chảy là h và lưu lượng là Q. Lúc đó, các số hạng chứa đại lượng v được biến đổi như sau:

$$\frac{\alpha_0}{g}\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\alpha_0}{g}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{\alpha_0}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_0}{gA^2}QB\frac{\partial h}{\partial t}$$
(2.19)

$$\frac{\alpha}{2g}\frac{\partial v^2}{\partial x} = \frac{\alpha}{2g}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A^2}\right) = \frac{\alpha}{gA^2}Q\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}B\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial x}$$
(2.20)

trong đó:  $\mathbf{B} = \partial \mathbf{A} / \partial \mathbf{h}$ .

$$\text{D} \check{a} t \ n_0 = v_{\ell x} / v \ \text{th} \check{i} \ v - v_{\ell x} = (1 - n_0) v \tag{2.21}$$

Nhờ các biểu thức  $(2.19) \div (2.21)$ , phương trình (2.18) được biến đổi thành:

$$\frac{\alpha_{0}}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_{0}QB}{gA^{2}}\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^{2}}\frac{\partial Q}{\partial x} + \left(1 - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}B\right)\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\alpha_{0}\left(1 - n_{0}\right)v}{gQ}\left(\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial t} + v\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial x}\right) = S_{0} - S_{f} + \frac{\alpha Q^{2}\cos\varphi}{gA^{2}r_{0}} - \frac{Q^{2}}{2gA^{2}}\frac{\partial\alpha}{\partial x}$$
(2.22)

Cũng theo giả thiết dòng chảy biến đổi dần nên các đường dòng gần như song song với nhau, do đó số hạng  $S_0$  trong phương trình (2.22) là độ dốc đáy kênh. Trên hệ thống sông/kênh, các biến phải tìm là lưu lượng (Q) và cao trình mực nước (Z).

$$Vi \quad \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 = \frac{\partial Z}{\partial x}$$
(2.23)

nên phương trình (2.22) được viết lại dưới dạng:

$$\frac{\alpha_{0}}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_{0}QB}{gA^{2}}\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^{2}}\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}BS_{0} + \left(1 - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}B\right)\frac{\partial Z}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}\frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\alpha_{0}\left(1 - n_{0}\right)}{gA}\left(\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial t} + v\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial x}\right) + \frac{Q|Q|}{K^{2}} - \frac{\alpha Q^{2}\cos\varphi}{gA^{2}r_{0}} + \frac{Q^{2}}{2gA^{2}}\frac{\partial\alpha}{\partial x} = 0$$
(2.24)

Phương trình (2.24) kết hợp với phương trình liên tục (1.15) là hệ phương trình SVF không ổn định 1D. Hệ phương trình này được dùng cho cả hệ thống sông, kênh có dòng chảy gia nhập hoặc phân tán từ đồng ruộng vào hoặc ra sông qua dòng tràn bờ.

$$\begin{split} \text{D} \breve{a}t \ k_{f} &= \frac{1}{K^{2}} - \frac{\alpha \cos \varphi}{gA^{2}r_{0}} + \frac{1}{2gA^{2}} \frac{\partial \alpha}{\partial x}, \text{ phuong trình (2.24) trở thành:} \\ &= \frac{\alpha_{0}}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_{0}QB}{gA^{2}} \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\alpha Q}{gA^{2}} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}} BS_{0} + \left(1 - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}B\right) \frac{\partial Z}{\partial x} - \\ &= -\frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\alpha_{0} (1 - n_{0})}{gA} \left(\frac{\partial Q_{\ell}}{\partial t} + v \frac{\partial Q_{\ell}}{\partial x}\right) + k_{f}Q^{2} = 0 \end{split}$$
(2.25)

Đại lượng  $k_f Q^2$  biểu thị sức cản thủy lực do dòng chảy chính kết hợp với độ cong của dòng chảy và sự thay đổi của hệ số sửa chữa động năng  $\alpha$ . Đại lượng  $\frac{\alpha \cos \varphi}{g A^2 r_0}$  và  $\frac{1}{2g A^2} \frac{\partial \alpha}{\partial x}$  có thể gọi là các giá trị ma sát trong dòng chảy.

Trong máng tràn bên tháo lũ ở các hồ chứa thì dòng chảy trên máng (Q) được tạo ra bởi dòng chảy qua đường tràn ngang (Q<sub>l</sub>). Đặt  $Q_l = k_l Q$ , với  $k_l$  là hệ số tỷ lệ lưu lượng. Khi đó (2.25) trở thành:

$$\frac{\alpha_{0} + k_{\ell}\alpha_{0}(1 - n_{0})}{gA}\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\alpha + k_{\ell}\alpha_{0}(1 - n_{0})}{gA^{2}}Q\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha_{0}BQ}{gA^{2}}\frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}\frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}BS_{0} + \left(1 - \frac{\alpha Q^{2}}{gA^{3}}B\right)\frac{\partial Z}{\partial x} + k_{f}Q^{2} = 0$$
(2.26)

Đặt  $k_0 = \alpha_0 + k_\ell \alpha_0 (1 - n_0)$ ,  $k = \alpha + k_\ell \alpha_0 (1 - n_0)$  và  $S_\ell = k_f Q^2$ , sắp xếp lại nhận được phương trình năng lượng viết cho SVF không ổn định.

$$\left(1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}B\right) \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{kQ}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{k_0}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_0 BQ}{gA^2} \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} BS_0 + S_\ell = 0$$

$$(2.27)$$

Phương trình (2.27) kết hợp với (1.15) là hệ phương trình của SVF không ổn định 1D.

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q \\ \left\{ \left( 1 - Fr^2 \right) \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{kQ}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{k_0}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{\alpha_0 BQ}{gA^2} \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} BS_0 + S_\ell = 0 \end{cases}$$
(2.28)

Hệ (2.28) có thể coi là hệ phương trình Saint Venant mở rộng cho chuyển động của chất lỏng không nén được, biến đổi dần, chịu tác dụng của trọng lực, lực quán tính do dòng chảy bên và dòng chảy cong tác động lên dòng chảy chính.

Khi không xét lực quán tính của dòng chảy bên và dòng chảy cong thì  $k = \alpha$ ,  $k_0 = \alpha_0$  và  $S_{\ell} = S_f$ , phương trình (2.27) trở về (1.19) là một dạng hệ phương trình Saint Venant kinh điển.

Khi xét với dòng ổn định, các thành phần đạo hàm riêng theo thời gian được bỏ qua, phương trình (2.27) trở về dạng (1.8) của Konovalov nhưng khác nhau về hệ số k ( $k_{K(1,8)} = 1 + \alpha - n_0$ ;  $k_{(2,27)} = \alpha + k_{\ell}\alpha_0(1 - n_0)$ ).

# 2.3. PHƯƠNG PHÁP GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CHO DÒNG BIẾN LƯỢNG

### 2.3.1. Lựa chọn phương pháp giải số

Hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng như Saint Venant hay hệ phương trình SVF 1D không ổn định (2.28) là các hệ phương trình vi phân phi tuyến có hệ số biến đổi. Việc giải hệ này bằng phương pháp giải tích gặp nhiều khó khăn. Nghiệm của hệ có thể tìm được bằng các phương pháp giải gần đúng đáp ứng một số nhu cầu thực tế. Các phương pháp có thể áp dụng để giải là phương pháp giải tích, phương pháp sóng có biên độ nhỏ, phương pháp đường đặc trưng, phương pháp trạng thái tức thời hay các phương pháp số. Các phương pháp đều có những ưu nhược điểm khác nhau phụ thuộc vào mục đích, yêu cầu của bài toán.

Trong các phương pháp giải hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng phi tuyến thì phương pháp số là phù hợp nhất, mà cụ thể là phương pháp sai phân hữu hạn được sử dụng nhiều trong lĩnh vực thủy động lực học tính toán. Ý nghĩa của phương pháp là thay thế những đạo hàm riêng xuất hiện trong hệ phương trình vi phân chuyển động của chất lỏng bằng các tỷ sai phân tương ứng để chuyển thành hệ phương trình đại số và có thể giải tìm nghiệm rời rạc tại những nút lưới [4][20].

Việc giải bằng phương pháp sai phân cho các nghiệm gần đúng. Nếu bài toán vi phân xuất phát có nghiệm duy nhất, thỏa mãn tính đúng đắn và bài toán sai phân tương ứng thỏa mãn tính xấp xỉ cùng sơ đồ sai phân là ổn định thì bài toán sai phân thỏa mãn tính hội tụ, khi đó nghiệm tìm được sẽ xấp xỉ nghiệm thực.

## 2.3.2. Lựa chọn lược đồ sai phân

Có nhiều cách sai phân để thay thế các vi phân đạo hàm riêng [4][48]: (1) Đối với trục không gian: Sai phân bên trái; bên phải và trung tâm; (2) Đối với trục thời gian: Sai phân tiến, lùi và trung tâm. Tùy thuộc cách thay đạo hàm bằng các tỷ sai phân sẽ có cách giải hiện hoặc giải ẩn.

- Cách giải hiện cho phép tính từng giá trị gần đúng của nghiệm cần tìm ở lớp thời gian đang tính một cách độc lập. Đối với sơ đồ giải hiện, để nghiệm của bài toán hội tụ sau nhiều lần giải cần thỏa mãn điều kiện Courant [4][15][48]. Sơ đồ giải thường gặp là hình hoa thị (Hình 2.3a), hình thoi (Hình 2.3b) hay tam giác thuận ngược (Hình 2.3c).
- Các cách giải ẩn không cho phép tính được từng giá trị một cách lần lượt và độc lập mà phải giải bằng một hệ đại số phi tuyến hoặc được tuyến tính hóa để tìm đồng thời tất cả các giá trị gần đúng của nghiệm ở lớp thời gian cần tính tại các vị trí xác định trước. Về điều kiện hội tụ nghiệm, cách giải theo sơ đồ ẩn không cần thỏa mãn điều kiện Courant như sơ đồ giải hiện, tuy nhiên bước thời gian không thể quá lớn [4][13]. Một số sơ đồ giải thường gặp như sơ đồ hình chữ nhật Preissmann (Hình 2.3d) dựa trên hai điểm ở bước thời gian trước và hai điểm ở bước thời gian sau; sơ đồ 6 điểm Abbott Ionescu (Hình 2.3e) hoặc sơ đồ hình tam giác (Hình 2.3f).

Với phạm vi nghiên cứu là dòng chảy trong máng tràn bên tương đương một đoạn sông đơn nên việc sử dụng thuật giải đơn giản mà vẫn đảm bảo độ chính xác của nghiệm được ưu tiên lựa chọn. Các mô hình toán thông dụng trong nước như VRSAP (Nguyễn Như Khuê), SAL/DELTA (Nguyễn Tất Đắc), HYDROGIS (Nguyễn Hữu Nhân) và một số mô hình khác đã sử dụng sơ đồ sai phân 4 điểm ẩn để giải hệ phương trình xuất phát. Ưu điểm của thuật giải này là thuật toán đơn giản hơn các phương pháp số khác với độ chính xác bậc 2, đảm bảo yêu cầu về độ chính xác của nghiệm trong bài toán SVF 1D. Phương pháp phần tử hữu hạn tuy có độ chính xác cao hơn nhưng thuật toán rất phức tạp. Do đó, phương pháp sai phân hữu hạn với cách giải ẩn theo sơ đồ 4 điểm Preissmann (Hình 2.3d) được lựa chọn.



Hình 2.3. Các lược đồ sai phân

## 2.3.3. Phương pháp giải hệ phương trình đại số tuyến tính

Kết quả áp dụng lược đồ sai phân sẽ đưa hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng về hệ phương trình đại số tuyến tính với các hệ số chứa ẩn số.

Việc giải hệ phương trình đại số tuyến tính có nhiều phương pháp khác nhau như phương pháp khử Gauss kinh điển, phương pháp lặp để xác định nghiệm đúng dần theo Jacobi hoặc Jacobi - Seidel trong đại số tuyến tính hay phương pháp phân rã để phân tích ma trận hệ số thành tích của nhiều ma trận hoặc sử dụng một số phép đệ quy... Với các hệ phương trình có số lượng hữu hạn các hệ số khác không, được gọi tên là hệ phương trình 3, 4, 5 đường chéo, thì phương pháp khử Gauss được rút gọn thành phương pháp khử đuổi. Với hệ phương trình SVF không ổn định có dạng phương trình Saint Venant mở rộng, sau khi sai phân hóa sẽ thu được hệ đại số tuyến tính là hệ phương trình dạng băng, nên phương pháp khử đuổi được [4][14] khuyến cáo sử dụng. Chi tiết thuật toán khử đuổi trình bày trong mục 4.1.

# 2.4. GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG Ôn ĐỊNH

#### 2.4.1. Sai phân hệ phương trình SVF 1D không ốn định

Xét một đoạn máng dài  $\Delta x$  trong thời đoạn  $\Delta t$ . Sử dụng sơ đồ sai phân trung tâm 4 điểm ẩn hình chữ nhật nhưng bổ sung trọng số cho thành phần đạo hàm theo thời gian và không gian để sơ đồ tính được mềm dẻo hơn. Theo khuyến cáo [2][4][14][16], các trọng số đối với thành phần đạo hàm theo thời gian nên lấy bằng 0,5 và trọng số theo không gian đối với biến Q là  $\eta_Q$ , với biến Z là  $\eta_Z$  cần đảm bảo điều kiện để sơ đồ tính được ổn định là:

$$0,50 \le \eta_0 \le 1,00 \text{ và } 0,66 \le \eta_Z \le 1,00$$
 (2.29)

Theo sơ đồ sai phân Hình 2.3d, các điểm nút lần lượt tương ứng tại các vị trí và thời điểm như sau:

- Điểm (1) là điểm đầu đoạn ứng với thời điểm đầu ( $Q_x^t$ ,  $Z_x^t$ ).
- Điểm (2) là điểm cuối đoạn ứng với thời điểm đầu ( $Q_{x+\Delta x}^t$ ,  $Z_{x+\Delta x}^t$ ).
- Điểm (3) là điểm đầu đoạn ứng với thời điểm cuối  $(Q_x^{t+\Delta t}, Z_x^{t+\Delta t})$ .
- Điểm (4) là điểm cuối đoạn ứng với thời điểm cuối  $(Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}, Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t})$ .
- Điểm (M) là điểm trung tâm.

Như vậy, các đạo hàm riêng theo không gian và thời gian của các ẩn Q và Z được sai phân như sau:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Q_{x+\Delta x}^{t}}{2\Delta t} + \frac{Q_{x}^{t+\Delta t} - Q_{x}^{t}}{2\Delta t}$$
(2.30)

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = \frac{Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Z_{x+\Delta x}^{t}}{2\Delta t} + \frac{Z_{x}^{t+\Delta t} - Z_{x}^{t}}{2\Delta t}$$
(2.31)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \eta_Q \frac{Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Q_x^{t+\Delta t}}{\Delta x} + \left(1 - \eta_Q\right) \frac{Q_{x+\Delta x}^t - Q_x^t}{\Delta x}$$
(2.32)

$$\frac{\partial Z}{\partial x} = \eta_Z \frac{Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Z_x^{t+\Delta t}}{\Delta x} + (1 - \eta_Z) \frac{Z_{x+\Delta x}^t - Z_x^t}{\Delta x}$$
(2.33)

Xét sơ đồ máng tràn bên phi lăng trụ mở rộng dần như Hình 1.25, với chiều rộng và chiều sâu trung bình tại mặt cắt (0-0) là b<sub>0</sub>, h<sub>1</sub>, tại mặt cắt (x-x) là b, h<sub>2</sub>, góc mở rộng dần là  $\phi$  = const, tỷ số  $\Delta A/\Delta x$  được xác định như sau:

$$\frac{\Delta A}{\Delta x} = \frac{bh_2 - b_0h_1}{\Delta x} = \frac{bh_2}{\Delta x} \left(1 - \frac{b_0}{b}\frac{h_1}{h_2}\right) = \frac{A_2}{\Delta x} \left(1 - \frac{b_0}{b}\frac{h_1}{h_2}\right)$$

$$\begin{array}{ll} \text{D} \breve{a} t & \epsilon = 1 - \frac{b_0}{b} \frac{h_1}{h_2} \text{ th} \dot{i} \ \frac{\Delta A}{\Delta x} = \frac{A_2}{\Delta x} \epsilon \\ \text{V} \dot{i} & b = b_0 + \Delta x t g \phi \ n \acute{e} n \ \epsilon = 1 - \frac{b_0}{b_0 + \Delta x t g \phi} \frac{h_1}{h_2} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{\Delta x}{b_0} t g \phi} \frac{h_1}{h_2} \end{array}$$

Theo giả thiết, dòng chảy biến đổi chậm nên h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub> biến đổi chậm. Xét với  $\Delta x = 1 \text{ m}$  thì  $\varepsilon \approx \text{const}$  nên  $\Delta A/\Delta x \approx \text{const}$ , do đó  $\Delta A/\Delta x \ll \Delta Z/\Delta x$  và  $\Delta Q/\Delta x$ . Vì vậy,  $\partial A/\partial x$  được coi là thành phần vi phân yếu. Như vậy,  $\partial A/\partial x$  cùng các hệ số và số hạng khác xác định tại điểm (M).

Để tiện cho việc viết phương trình sai phân, hệ (2.28) được viết lại như sau:

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q \\ \left\{ (1 - Fr^2) \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{k_0}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{kQ}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\alpha_0 BQ}{gA^2} \frac{\partial Z}{\partial t} + Q \left( \frac{|Q|}{K^2} - \frac{\alpha |Q|}{gA^3} BS_0 - \frac{\alpha |Q|}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha |Q| \cos\phi}{gA^2 r_0} + \frac{|Q|}{2gA^2} \frac{\partial \alpha}{\partial x} \right) = 0 \end{cases}$$
(2.34)

Thay phương trình liên tục trong hệ (2.34) vào phương trình năng lượng nhận được phương trình chuyển động. Hệ phương trình mới được viết như sau:

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial Z}{\partial t} = q \\ \left(1 - Fr^{2}\right) \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{k_{0}}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} - \left(k + \alpha_{0}\right) \frac{BQ}{gA^{2}} \frac{\partial Z}{\partial t} + \\ + Q \left(\frac{kq}{gA^{2}} + \frac{|Q|}{K^{2}} - \frac{\alpha |Q|}{gA^{3}} BS_{0} - \frac{\alpha |Q|}{gA^{3}} \frac{\partial A}{\partial x} - \frac{\alpha |Q| \cos\phi}{gA^{2}r_{0}} + \frac{|Q|}{2gA^{2}} \frac{\partial \alpha}{\partial x} \right) = 0 \end{cases}$$
(2.35)

Hệ (2.35) gồm phương trình liên tục và phương trình chuyển động được sai phân theo các công thức sai phân  $(2.30) \div (2.33)$ .

### 1. Phương trình liên tục

Thay (2.31) và (2.32) vào phương trình liên tục nhận được phương trình sau:

$$\eta_{Q} \frac{Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Q_{x}^{t+\Delta t}}{\Delta x} + (1 - \eta_{Q}) \frac{Q_{x+\Delta x}^{t} - Q_{x}^{t}}{\Delta x} + B\left(\frac{Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Z_{x+\Delta x}^{t}}{2} + \frac{Z_{x}^{t+\Delta t} - Z_{x}^{t}}{2}\right) \frac{1}{\Delta t} = q$$

$$(2.36)$$

Nhân 2 vế của phương trình (2.36) với  $\Delta x/\eta_Q$  và biến đổi nhận được:

$$Q_{x+\Delta t}^{t+\Delta t} - Q_{x}^{t+\Delta t} + \frac{1 - \eta_{Q}}{\eta_{Q}} \left( Q_{x+\Delta x}^{t} - Q_{x}^{t} \right) + \frac{B}{2\eta_{Q}} \left( Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - Z_{x+\Delta x}^{t} \right) \frac{\Delta x}{\Delta t} - \frac{B}{2\eta_{Q}} \left( Z_{x}^{t+\Delta t} - Z_{x}^{t} \right) \frac{\Delta x}{\Delta t} - q \frac{\Delta x}{\eta_{Q}} = 0$$

$$-Q_{x}^{t+\Delta t} + \frac{B}{2\eta_{Q}} \frac{\Delta x}{\Delta t} Z_{x}^{t+\Delta t} + Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + \frac{B}{2\eta_{Q}} \frac{\Delta x}{\Delta t} Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = \frac{B}{2\eta_{Q}} \frac{\Delta x}{\Delta t} \left( Z_{x+\Delta x}^{t} + Z_{x}^{t} \right) - \frac{1 - \eta_{Q}}{\eta_{Q}} \left( Q_{x+\Delta x}^{t} - Q_{x}^{t} \right) + q \frac{\Delta x}{\eta_{Q}}$$

$$(2.37)$$

$$T_{\rm C} = d_{\rm C} \left( Z_{x+\Delta x}^t + Z_x^t \right) - \frac{1 - \eta_Q}{\eta_Q} \left( Q_{x+\Delta x}^t - Q_x^t \right) + q \frac{\Delta x}{\eta_Q}$$
(2.39)

Thay (2.38) và (2.39) vào (2.37) nhận được phương trình:

$$-Q_x^{t+\Delta t} + Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + d_C Z_x^{t+\Delta t} + d_C Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = T_C$$
(2.40)

Phương trình (2.40) là phương trình liên tục dưới dạng sai phân.

# 2. Phương trình chuyển động

Thay (2.30) và (2.33) vào phương trình chuyển động trong hệ (2.35) nhận được phương trình sau:

$$\begin{split} & \left(1 - \mathrm{Fr}^{2}\right)_{(\mathrm{M})} \left[\eta_{\mathrm{Z}} \frac{Z_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}} - Z_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}}}{\Delta \mathrm{x}} + \left(1 - \eta_{\mathrm{Z}}\right) \frac{Z_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}} - Z_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}}}{\Delta \mathrm{x}}\right] + \\ & + \left(\frac{\mathrm{k}_{0}}{\mathrm{g}\mathrm{A}}\right)_{(\mathrm{M})} \left[\frac{Q_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}} - Q_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}}}{2\Delta \mathrm{t}} + \frac{Q_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}} - Q_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}}}{2\Delta \mathrm{t}}\right] - \left[\left(\mathrm{k}+\alpha_{0}\right) \frac{\mathrm{B}\mathrm{Q}}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}}\right]_{(\mathrm{M})} \times \\ & \times \left[\frac{Z_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{x}} - Z_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}}}{2\Delta \mathrm{t}} + \frac{Z_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}} - Z_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}}}{2\Delta \mathrm{t}}\right] + \frac{Q_{\mathrm{x}+\Delta \mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}} + Q_{\mathrm{x}}^{\mathrm{t}+\Delta \mathrm{t}}}{2} \times \\ & \times \left(\frac{\mathrm{k}\mathrm{q}}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}} + \frac{|\mathrm{Q}|}{\mathrm{K}^{2}} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{3}} \mathrm{B}\mathrm{S}_{0} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{3}} \frac{\partial\mathrm{A}}{\partial\mathrm{x}} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|\mathrm{cos}\varphi}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}\mathrm{r}_{0}} + \frac{|\mathrm{Q}|}{2\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}} \frac{\partial\alpha}{\partial\mathrm{x}}\right)_{(\mathrm{M}} = 0 \\ \\ & \mathrm{D}\check{\mathrm{a}}\mathrm{t}: \ S_{(\mathrm{M})} = \frac{1}{2} \left(\frac{\mathrm{k}\mathrm{q}}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}} + \frac{|\mathrm{Q}|}{\mathrm{K}^{2}} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{3}} \mathrm{B}\mathrm{S}_{0} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{3}} \mathrm{B}\mathrm{S}_{0} - \frac{\alpha|\mathrm{Q}|\mathrm{cos}\varphi}{\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}\mathrm{r}_{0}} + \frac{|\mathrm{Q}|}{2\mathrm{g}\mathrm{A}^{2}} \frac{\partial\alpha}{\mathrm{d}\mathrm{x}}\right)_{(\mathrm{M}}$$
 (2.42)

Thay (2.42) vào (2.41) và biến đổi nhận được phương trình:

$$\begin{split} d_{D3} &= \left( \left( 1 - Fr^2 \right)_{(M)} \frac{\eta_Z}{\Delta x} - \left[ \left( k + \alpha_0 \right) \frac{BQ}{gA^2} \right]_{(M)} \frac{1}{2\Delta t} \right] / d_{D1} \end{split}$$
(2.46)  
$$T_D &= \left\{ \left( 1 - Fr^2 \right)_{(M)} \frac{1 - \eta_Z}{\Delta x} \left( Z_x^t - Z_{x+\Delta x}^t \right) + \left( \frac{k_0}{gA} \right)_{(M)} \left( \frac{Q_x^t}{2\Delta t} + \frac{Q_{x+\Delta x}^t}{2\Delta t} \right) - \left[ \left( k + \alpha_0 \right) \frac{BQ}{gA^2} \right]_{(M)} \frac{1}{2\Delta t} \left( Z_x^t + Z_{x+\Delta x}^t \right) \right\} / d_{D1} \end{split}$$
(2.46)

Chia 2 vế của phương trình (2.43) cho (2.44) và thay các đại lượng  $(2.45) \div$  (2.47) vào (2.43) nhận được phương trình chuyển động dưới dạng sai phân:

$$Q_x^{t+\Delta t} + Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - d_{D2}Z_x^{t+\Delta t} + d_{D3}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = T_D$$
(2.48)

Hệ 2 phương trình (2.40) và (2.48) là hệ phương trình sai phân tuyến tính của SVF 1D không ổn định có các hệ số biến đổi, được thành lập sau khi sai phân hệ phương trình xuất phát (2.28) theo sơ đồ ẩn 4 điểm Preissmann. Các hệ số trong phương trình có liên quan đến các ẩn số lưu lượng (Q) và mực nước (Z) tại điểm đầu và điểm cuối ở thời đoạn sau ( $Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}$ ,  $Q_x^{t+\Delta t}$ ,  $Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}$  và  $Z_x^{t+\Delta t}$ ).

# **2.4.2. Hệ phương trình đại số tuyến tính của phương trình SVF 1D không ổn định** Thực hiện biến đổi đại số hệ phương trình (2.40) và (2.48) nhận được:

- (2.48) trừ (2.40):

$$\begin{aligned} Q_{x}^{t+\Delta t} + Q_{x}^{t+\Delta t} - d_{D2}Z_{x}^{t+\Delta t} - d_{C}Z_{x}^{t+\Delta t} + d_{D3}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - d_{C}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} &= T_{D} - T_{C} \\ 2Q_{x}^{t+\Delta t} - (d_{D2} + d_{C})Z_{x}^{t+\Delta t} + (d_{D3} - d_{C})Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} &= T_{D} - T_{C} \\ Q_{x}^{t+\Delta t} - \frac{d_{D2} + d_{C}}{2}Z_{x}^{t+\Delta t} + \frac{d_{D3} - d_{C}}{2}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} &= \frac{T_{D} - T_{C}}{2} \\ Q_{x}^{t+\Delta t} + C_{1}Z_{x}^{t+\Delta t} + C_{2}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} &= C_{3} \end{aligned}$$
(2.49)

trong đó:  $C_1 = -\frac{d_{D2} + d_C}{2}; C_2 = \frac{d_{D3} - d_C}{2}; C_3 = \frac{T_D - T_C}{2}$  (2.50)

- (2.48) cộng (2.40):

$$\begin{aligned} Q_{x+\Delta t}^{t+\Delta t} + Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} - d_{D2}Z_{x}^{t+\Delta t} + d_{C}Z_{x}^{t+\Delta t} + d_{D3}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + d_{C}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = T_{D} + T_{C} \\ 2Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + \left(d_{C} - d_{D2}\right)Z_{x}^{t+\Delta t} + \left(d_{D3} + d_{C}\right)Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = T_{D} + T_{C} \\ Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + \frac{d_{C} - d_{D2}}{2}Z_{x}^{t+\Delta t} + \frac{d_{D3} + d_{C}}{2}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} = \frac{T_{D} + T_{C}}{2} \\ Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + C_{4}Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t} + C_{5}Z_{x}^{t+\Delta t} = C_{6} \end{aligned}$$
(2.51)

trong đó:  $C_4 = \frac{d_C - d_{D2}}{2}; C_5 = \frac{d_{D3} + d_C}{2}; C_6 = \frac{T_D + T_C}{2}$  (2.52)

Hệ phương trình đại số (2.49) và (2.51) viết cho 1 đoạn máng giới hạn bởi 2 mặt cắt sẽ có 2 phương trình với 4 ẩn số Q và Z ở thời điểm (t +  $\Delta$ t) tại 2 mặt cắt. Xét máng bên có chiều dài L được chia thành N đoạn bởi (N + 1) mặt cắt (Hình 2.4) sẽ tạo thành hệ 2N phương trình có 2(N + 1) ẩn Q và Z cần tìm ở thời điểm (t +  $\Delta$ t).



Hình 2.4. Sơ đồ các mặt cắt tính toán cho máng tràn bên

Gọi các ẩn Q và Z cần tìm tại các mặt cắt trước và sau mỗi đoạn lần lượt là Q<sub>i</sub>, Q<sub>i+1</sub>, Z<sub>i</sub> và Z<sub>i+1</sub> thay cho  $Q_x^{t+\Delta t}$ ,  $Q_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}$ ,  $Z_x^{t+\Delta t}$ ,  $Z_{x+\Delta x}^{t+\Delta t}$ . Phương trình (2.49) và (2.51) được viết lại như sau:

$$\begin{cases} Q_i + C_1 Z_i + C_2 Z_{i+1} = C_3 \\ Q_{i+1} + C_4 Z_{i+1} + C_5 Z_i = C_6 \end{cases}$$
(2.53)

Viết hệ phương trình (2.53) cho N đoạn của máng tràn bên như Hình 2.4 nhận được hệ 2N phương trình đại số:

$$\begin{cases} Q_{1} + (C_{1})_{1} Z_{1} + (C_{2})_{1} Z_{2} = (C_{3})_{1} & (1) \\ (C_{5})_{1} Z_{1} + Q_{2} + (C_{4})_{1} Z_{2} = (C_{6})_{1} & (2) \\ Q_{2} + (C_{1})_{2} Z_{2} + (C_{2})_{2} Z_{3} = (C_{3})_{2} & (3) \\ (C_{5})_{2} Z_{2} + Q_{3} + (C_{4})_{2} Z_{3} = (C_{6})_{2} & (4) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ Q_{N} + (C_{1})_{N} Z_{N} + (C_{2})_{N} Z_{N+1} = (C_{3})_{N} & (2N-1) \\ (C_{5})_{N} Z_{N} + Q_{N+1} + (C_{4})_{N} Z_{N+1} = (C_{6})_{N} & (2N) \end{cases}$$

Hệ phương trình (2.54) có thể viết theo dạng ma trận như sau:

$$\begin{bmatrix} 1 & (C_{1})_{1} & 0 & (C_{2})_{1} & & & \\ & (C_{5})_{1} & 1 & (C_{4})_{1} & & & \\ & 1 & (C_{1})_{2} & 0 & (C_{2})_{2} & & & \\ & & (C_{5})_{2} & 1 & (C_{4})_{2} & & & \\ & & & 1 & \dots & 0 & \dots & & \\ & & & & 1 & \dots & & \\ & & & & & 1 & \dots & \\ & & & & & & (C_{5})_{N} & 1 & (C_{4})_{N} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_{1} & & & \\ Z_{1} & & & \\ Q_{2} & & & \\ Z_{2} & & & \\ & \ddots & & \\ Q_{N} & & & \\ Z_{N} & & & \\ Q_{N+1} & & \\ C_{3})_{N} & \\ (C_{6})_{N} \end{bmatrix}$$
(2.55)

Hệ (2.54) với 2N phương trình nhưng có 2(N + 1) ẩn, do đó cần bổ sung thêm 2 phương trình để cân bằng số ẩn, gọi là điều kiện biên, gồm biên trên và dưới tại mặt cắt đầu và cuối máng. Tổ hợp điều kiện biên trên và dưới có thể là (Q<sub>1</sub>, Z<sub>N+1</sub>) hoặc (Z<sub>1</sub>, Z<sub>N+1</sub>), nhưng thường sử dụng tổ hợp biên (2.56) gồm biên trên là Q<sub>1</sub> và biên dưới là Z<sub>N+1</sub>.

$$\begin{cases} Q_1 = Q(t) \\ Z_{N+1} = Z(t) \end{cases}$$
(2.56)

Vì các hệ số của (2.55) chứa các ẩn số, nên cần phải giải lặp. Với lần lặp đầu tiên của bước thời gian t lấy các giá trị Q, Z tại bước trước (t - 1). Với những lần lặp thứ 2 trở đi, giá trị Q, Z được lấy bằng nghiệm vừa tìm được. Quá trình lặp kết thúc khi sai số của hai lần lặp nhỏ hơn sai số cho phép.

## 2.5. KẾT LUẬN CHƯƠNG 2

- 1. Bằng phương pháp tích phân trực tiếp từ hệ phương trình Navier Stockes, hệ phương trình dòng chảy không ổn định 1D có lưu lượng thay đổi dọc theo chiều dòng chính (2.28) được thiết lập là hệ phương trình Saint Venant mở rộng bao gồm phương trình liên tục và phương trình năng lượng có xét đến các lực quán tính ly tâm của đoạn dòng chảy cong và lực quán tính của dòng chảy bên tác động lên dòng chính.
- Hệ phương trình (2.28) được viết cho 2 ẩn lưu lượng (Q) và mực nước (Z), trong đó phương trình năng lượng được thiết lập có dạng tương tự phương trình (1.19). Sự khác nhau giữa 2 phương trình là hệ số k thay cho α, k<sub>0</sub> thay

cho  $\alpha_0$  và đại lượng độ dốc thủy lực trong SVF S<sub>ℓ</sub> thay cho S<sub>f</sub>. Các hệ số k<sub>0</sub>, k bao gồm các hệ số phân bố lưu tốc  $\alpha_0$ ,  $\alpha$  và hệ số tỷ lệ lưu lượng (k<sub>ℓ</sub>), tỷ lệ lưu tốc (n<sub>0</sub>).

- 3. Áp dụng sơ đồ sai phân 4 điểm ẩn Preissmann với trọng số theo không gian và thời gian để giải hệ phương trình SVF không ổn định 1D thu được phương trình đại số tuyến tính (2.54).
- 4. Với máng bên có chiều dài L được chia thành N đoạn bởi (N + 1) mặt cắt tạo thành hệ 2N phương trình đại số có 2(N + 1) ẩn Q và Z, kết hợp điều kiện biên ở hai đầu máng tạo thành hệ 2(N + 1) phương trình đại số tuyến tính. Hệ đại số tuyến tính thu được có dạng ma trận băng 4 đường chéo và được giải bằng phương pháp khử đuổi.

Như vậy, kết quả nghiên cứu của Chương 2 đã đạt được mục tiêu xây dựng hệ phương trình vi phân chuyển động 1D của SVF không ổn định. Để khép kín hệ phương trình đề xuất (2.28) cần xác định bổ sung một số đặc trưng thủy động lực học của dòng chảy trong máng tràn bên bằng số liệu thực nghiệm.

# Chương 3 PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG THỦY ĐỘNG LỰC HỌC CỦA DÒNG BIẾN LƯỢNG TRONG MÁNG TRÀN BÊN

Hệ phương trình vi phân chuyển động của SVF không ổn định (2.28) cho phép xác định các đại lượng trung bình mặt cắt theo chiều dọc máng gồm: mực nước (Z), lưu lượng (Q) và lưu tốc (v). Để giải hệ phương trình (2.28) cần có các hệ số phân bố lưu tốc và điều kiện biên mực nước hạ lưu tại mặt cắt cuối máng. Phân bố lưu tốc của dòng chảy trong máng tràn bên rất không đều và biến đổi phức tạp, các hệ số phân bố lưu tốc có giá trị lớn hơn 1 rất nhiều. Tuy nhiên, những nghiên cứu đã có cho đến nay đều giả thiết phân bố lưu tốc là đều và các hệ số  $\alpha_0$ ,  $\alpha$  lấy bằng 1. Do đó,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  cần được xác định.

Mặt khác, đường mặt nước trên mặt cắt ngang của máng bên cũng không đồng đều và thường lớn nhất ở phía thành máng đối diện. Do vậy, việc xác định chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện để cung cấp một trị số cao độ mặt nước có ý nghĩa thực tế khi thiết kế máng tràn bên.

Như vậy, ở chương này sẽ trình bày các kết quả xác định chiều sâu dòng chảy cuối máng, các hệ số phân bố lưu tốc và chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện. Các kết quả thu được nhờ phân tích, tổng hợp số liệu thí nghiệm của các mô hình thủy lực trong nước và kiểm định với số liệu thí nghiệm được thực hiện ở nước ngoài bởi các nhóm nghiên cứu có uy tín.

## 3.1. CÁC MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM ĐƯỢC SỬ DỤNG

### 3.1.1. Giới thiệu các mô hình thí nghiệm

Báo cáo thí nghiệm mô hình thu thập được gồm mô hình máng tràn bên hồ Đồng Nghệ (Đà Nẵng) [28], hồ Việt An (Quảng Nam) [29] và hồ Mỹ Bình (Bình Định) [30]. Các mô hình được xây dựng là mô hình tổng thể chính thái với tỷ lệ mô hình 1/30 (Đồng Nghệ), 1/40 (Việt An) và 1/25 (Mỹ Bình).

Sơ đồ các mô hình thí nghiệm thể hiện trên Hình 3.1 đến Hình 3.3 và các thông số hình học của máng tràn bên theo các báo cáo [28], [29] và [30] được thống kê trong Bảng 3.1.



Hình 3.1. Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình 3.2. Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Việt An



Hình 3.3. Sơ đồ mô hình thí nghiệm máng tràn bên hồ Mỹ Bình
Dža tronu a	Đồng Nghệ [28]	Việt A	n [29]	Mỹ Bình [30]		
Đặc trưng	ТККТ	TKSC	TKKT	TKKT	PAKN	
Chủ nhiêm mô hình	GS. TS.	GS.	TS.	GS. TS.		
	Trần Đình Hợi	Trần Đình Hợi		Trần Đình Hợi		
Chủ trì thí nghiậm	PGS. TS.	PGS	. TS.	NCVC.		
Chu th thi nghiện	Trần Quốc Thường	Lưu N	hư Phú	Lê Duy Hàm		
Tỷ lệ mô hình	1/30	1/40	1/40	1/25	1/25	
$Q_{TK} (m^3/s)$	328	543	543	342	342	
$L_{ngurring}(m)$	50,00	80,00	82,50	60,00	70,00	
$Z_{ngurring}(m)$	33,00	92,10	92,10	28,00	28,00	
L (m)	42,35	80,00	82,50	60,00	70,00	
$B_{d\hat{a}u}(m)$	8,00	15,00	15,00	5,00	5,00	
B <sub>cuối</sub> (m)	20,00	38,00	28,00	20,00	20,00	
$Z_{ extsf{d} extsf{a} extsf{u}}  extsf{m}_{ extsf{a} extsf{u}}  extsf{m}_{ extsf{m}} (m)$	27,80	86,00	85,00	25,60	25,55	
Z <sub>đáy cuối máng</sub> (m)	27,80	86,00	85,00	24,40	23,45	
$S_{0}(-)$	0,00	0,00	0,00	0,02	0,03	

Bảng 3.1. Các thông số của mô hình thí nghiệm

# 3.1.2. Đánh giá sai số của số liệu thí nghiệm

Các mô hình thí nghiệm được thiết kế theo tiêu chuẩn Froude [28][29][30] và đảm bảo tương tự về sức cản phù hợp với tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 8214:2009 "Thí nghiệm mô hình thủy lực công trình thủy lợi, thủy điện" [27].

Các mặt cắt đo được bố trí tại các vị trí đặc thù nhằm mô tả yếu tố đường mặt nước, lưu tốc tại thượng lưu đập, mặt cắt đầu, giữa và cuối máng. Mỗi mặt cắt có 5 thủy trực, trên mỗi thủy trực lưu tốc được đo tại 3 điểm (mặt, giữa, đáy). Ngoài ra, trên kênh hạ lưu cũng được bố trí các mặt cắt đo.

Các kết quả thí nghiệm mô hình có độ tin cậy cao vì mô hình được thiết kế và thí nghiệm đảm bảo các tiêu chuẩn về thí nghiệm mô hình và đã được các cơ quan quản lý, cơ quan chuyên môn áp dụng vào thực tế.

Sai số của số liệu thí nghiệm mô hình mắc phải bao gồm: sai số do chế tạo mô hình, sai số do thiết bị đo, sai số của công thức áp dụng và sai số đo của phép đo, cụ thể như sau:

Sai số thiết bị đo lưu tốc đã được nhà sản xuất kiểm định có sai số là 1%
 [28][29][30];

- Sai số đo bằng kim đo là 0,1mm; Sai số đo bằng thước phép là 0,5mm với loại thước có độ chia 1,0mm;
- Sai số của phép đo đường mặt nước dọc máng bên có thể lên đến 2,5mm;
- Sai số chế tạo mô hình: Sai số chế tạo của công trình (chiều rộng, chiều dài và cao độ) bằng vữa xi măng là 2,0mm; Sai số về cao trình công trình chế tạo bằng kính hữu cơ là ±0,20 ÷ ± 0,25mm [28][29][30];
- Lưu lượng xác định theo Rehbock [27], do đó sai số của phép đo lưu lượng được tính theo công thức ΔQ/Q = |Δb/b| + 1,5|ΔH/H|. Với cột nước nhỏ nhất trên đỉnh đập lường là 3,0cm, sai số đo bằng kim đo là 0,1mm; chiều rộng máng (b) tiêu chuẩn 800mm, sai số chế tạo 2,0mm, khi đó ΔQ/Q ≤ 0,75%.
- Sai số về kết quả đo độ sâu dòng chảy, với độ sâu dòng chảy bé nhất trong mô hình là 97,0mm (với cấp Q = 250m<sup>3</sup>/s tràn Mỹ Bình), sai số lớn nhất của chiều sâu dòng chảy là Δh/h = (Δh<sub>phép đo</sub> + Δh<sub>chế tạo</sub>)/h = (2,5 + 2,0)/97 = 4,12%;
- Sai số của diện tích mặt cắt ướt tính theo công thức ΔA/A = |Δb/b| + |Δh/h|.
  Với chiều rộng máng nhỏ nhất b = 200mm (mô hình Mỹ Bình), chiều sâu dòng chảy nhỏ nhất là 97,0mm, nên ΔA/A = 2/200 + 2/97 = 3,06%;
- Sai số về lưu tốc tính theo công thức:  $\Delta v/v = |\Delta Q/Q| + |\Delta A/A| + \Delta_{\text{thiết bị}} = 0,75\% + 3,06\% + 1,00\% = 4,81\%$ ;

Như vậy, các mô hình được thiết kế theo luật tương tự Froude, sai số mắc phải của số liệu thí nghiệm lớn nhất là 4,12% với độ sâu dòng chảy và 4,81% với lưu tốc. Do đó chuỗi số liệu thu thập từ các báo cáo đảm bảo độ tin cậy phục vụ mục tiêu nghiên cứu của luận án.

# 3.2. CẤU TRÚC DÒNG CHẢY TRÊN MẶT CẮT NGANG

Thông qua mô tả hình dạng các xoáy cuộn hướng ngang từ các báo cáo thí nghiệm mô hình tràn Đồng Nghệ [28], Việt An [29] và Mỹ Bình [30], kết hợp kết quả nghiên cứu của Lucas và cs. [60], nhận thấy với trường hợp máng bên có sự gia nhập từ một cạnh thì đặc điểm cấu trúc dòng chảy trên mặt cắt ngang có thể có 1 xoáy hoặc 2 xoáy phụ thuộc vào dòng gia nhập và điều kiện thủy lực của máng.

Đối với máng bên có mặt cắt ngang hình chữ nhật như công trình hồ Việt An (Hình 3.2), cấu trúc dòng chảy có 2 dạng (Hình 3.4):



Hình 3.4. Sơ đồ dòng chảy trên mặt cắt ngang máng bên hình chữ nhật

- + Khi lưu lượng tháo qua tràn nhỏ hoặc chiều sâu dòng chảy trong máng nhỏ, dòng chảy gia nhập từ ngưỡng tràn vào máng ở trạng thái tự do (Hình 3.4a), trên mặt cắt ngang máng tạo ra 2 khu xoáy theo phương đứng có chiều ngược nhau là các khu xoáy của nối tiếp chảy đáy từ luồng nước phun của dòng gia nhập qua ngưỡng tràn. Đường mặt nước ngang máng không đều nhau, mực nước tại 2 thủy trực TT1, TT5 cao hơn các thủy trực còn lại và lớn nhất ở TT1. Tùy thuộc vào lưu tốc dòng gia nhập và chế độ thủy lực trong máng mà mức độ và phạm vi 2 khu xoáy khác nhau.
- + Khi lưu lượng tháo qua tràn hoặc chiều sâu dòng chảy trong máng lớn đến mức độ ảnh hưởng khả năng tháo qua ngưỡng, hay chế độ dòng chảy qua ngưỡng bị ảnh hưởng của mực nước trong máng (Hình 3.4b), sẽ xuất hiện 1 khu xoáy được hình thành bởi nối tiếp chảy mặt, có chiều từ TT5 sang TT1 và từ mặt xuống đáy. Mức độ xoáy yếu hơn trường hợp dòng chảy qua tràn là tự do. Chiều sâu dòng chảy lớn nhất cũng ghi nhận được ở TT1.
- Đối với máng bên có mặt cắt ngang hình thang, ngưỡng tràn có mặt cắt ngang thực dụng hình cong (dạng Ophicerov hoặc WES... [19]) như công trình hồ Đồng Nghệ (Hình 3.1) và Mỹ Bình (Hình 3.3), cấu trúc dòng chảy cũng có thể chia thành 2 dạng bởi đặc trưng nối tiếp của dòng chảy từ ngưỡng tràn và dòng chảy trong máng (Hình 3.5):
  - + Khi lưu lượng tháo qua tràn nhỏ hoặc chiều sâu dòng chảy trong máng nhỏ, dòng chảy gia nhập vào máng ở trạng thái chảy tự do (Hình 3.5a), hình thành khu xoáy dạng nối tiếp chảy đáy, gồm 1 khu xoáy lớn và 1 khu xoáy

thứ cấp có cùng chiều xoáy ngược kim đồng hồ. Khu xoáy lớn là hình dạng của nước nhảy đáy. Khu xoáy thứ cấp được hình thành bởi hiện tượng nước nhảy ngập theo phương ngang máng. Nếu trong máng không có nước nhảy ngập thì không hình thành xoáy thứ cấp. Dòng gia nhập gần như bám sát đường cong ngưỡng tràn và triệt tiêu xoáy ở chân tràn như trường hợp Hình 3.4a. Đường mặt nước ngang máng có xu hướng tăng dần từ ngưỡng tràn sang thành máng đối diện, mực nước tại TT1 là lớn nhất.



Hình 3.5. Sơ đồ dòng chảy trên mặt cắt ngang máng bên hình thang

 + Khi lưu lượng tháo qua tràn lớn hoặc chiều sâu dòng chảy trong máng lớn (Hình 3.5b), cấu trúc dòng chảy tương tự trường hợp máng có mặt cắt hình chữ nhật (Hình 3.4b).

## 3.3. CHIỀU SÂU DÒNG CHẢY PHÍA THÀNH MÁNG ĐỐI DIỆN

Qua phân tích cấu trúc dòng chảy và số liệu thí nghiệm đường mặt nước trên mặt cắt ngang máng bên cho thấy mực nước ở thành máng phía đối diện (TT1, y/b = 0) hầu hết đều lớn hơn các vị trí còn lại (Hình 3.6 ÷ Hình 3.8), ngoại trừ cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$  tại mặt cắt 3-3 của mô hình hồ Mỹ Bình (Hình 3.8).

Với trường hợp hồ Đồng Nghệ, mặt cắt cuối máng bên (mặt cắt 4-4) xảy ra hiện tượng mực nước tại chân tràn (TT5, y/b = 1) là lớn nhất ở 2 cấp lưu lượng  $328m^3/s$  và  $390m^3/s$  (Hình 3.6).

Với cùng thiết kế hình học, khi lưu lượng thay đổi thì tỷ số  $Z_{TT1}/Z_{TB}$  cũng thay đổi (Hình 3.7). Ngoài ra, tỷ số này cũng thay đổi theo chiều dòng chảy (Hình 3.9 ÷ Hình 3.11).



Hình 3.6. Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Đồng Nghệ



Hình 3.7. Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Việt An



Hình 3.8. Mực nước trên trắc ngang máng bên mô hình hồ Mỹ Bình



Hình 3.9. Mực nước tại TT1 trên trắc dọc mô hình hồ Đồng Nghệ





Hình 3.11. Mực nước tại TT1 trên trắc dọc mô hình hồ Mỹ Bình

Dữ liệu thí nghiệm mực nước dọc máng tại TT1 ở các mô hình cho thấy tỷ số  $Z_{TT1}/Z_{TB}$  tăng từ đầu máng đến khoảng  $2/3 \div 3/4$  chiều dài máng. Ở khu vực cuối máng, tỷ số này tăng hoặc giảm phụ thuộc điều kiện thủy lực đầu dốc nước.

Phân tích diễn biến mực nước tại TT1 trên trắc ngang và trắc dọc máng cho thấy chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện ( $h_s$ ) biến đổi phức tạp, phụ thuộc vào các thông số sau:

- Thông số công trình: Chiều cao đập (P<sub>T</sub>, [L]); Loại đập (m, φ<sub>v</sub> [-]); Chiều rộng đáy máng bên (b, [L]); Hình dạng máng (m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> [-]); Độ dốc đáy máng (S<sub>0</sub>, [L]/[L]); Hình dạng tường cánh; Tường phân dòng đầu dốc nước.
- Thông số dòng chảy: Lưu lượng dòng gia nhập (Q, [L]<sup>3</sup>/[T]); Cột nước tràn (H, [L]); Chiều sâu dòng chảy trong máng (h, [L]); Chênh lệch mực nước thượng và hạ lưu tràn (Z<sub>T</sub>, [L]).

Để thiết lập công thức xác định chiều sâu phía thành máng đối diện ( $h_s$ ), phân tích sự thay đổi của  $h_s$  theo các thông số của công trình và dòng chảy từ số liệu thực nghiệm nhằm tìm các khoảng đồng biến, nghịch biến và dạng hàm. Mối quan hệ giữa  $h_s$  với các thông số chính như sau:

- Tường đối diện càng dốc thì luồng nước từ ngưỡng tràn đổ xuống máng sẽ tác động càng mạnh vào dòng chảy đáy máng xuất phát từ ngưỡng tràn làm tăng h<sub>s</sub>, đồng nghĩa h<sub>s</sub> tỷ lệ nghịch với hệ số mái của máng (m<sub>2</sub>);
- Chiều rộng đáy máng (b) tại vị trí tính toán càng nhỏ thì h<sub>s</sub> càng tăng do lực của dòng gia nhập dồn nước về phía thành đối diện, đồng nghĩa h<sub>s</sub> tỷ lệ nghịch với b;
- Chiều sâu dòng chảy (h) càng tăng thì càng làm giảm lực của dòng gia nhập tác động lên máng và làm giảm mực nước phía thành đối diện, đồng nghĩa h<sub>S</sub> tỷ lệ nghịch với h;
- Chênh lệch mực nước thượng và hạ lưu tràn (Z<sub>T</sub>) càng tăng thì lưu tốc làn nước đổ từ ngưỡng tràn vào máng càng lớn làm nước dồn về phía thành đối diện càng nhiều, đồng nghĩa h<sub>s</sub> tỷ lệ thuận với Z<sub>T</sub>;
- Lưu lượng dòng gia nhập đơn vị (q) càng tăng thì lưu tốc dòng gia nhập càng lớn, làm tăng lực của dòng gia nhập tác động lên máng và dồn nước về thành đối diện càng nhiều, đồng nghĩa h<sub>s</sub> tỷ lệ thuận với q;
- Các thông số khác như m,  $\phi_v$ , H, P<sub>T</sub>, S<sub>0</sub> đều có mối liên hệ với q, Z<sub>T</sub> và cùng tỷ lệ thuận với h<sub>S</sub>.

Vị trí làn nước rơi xuống máng càng xa chân tràn thì h<sub>s</sub> càng giảm do nước không chỉ dồn về phía thành đối diện mà còn dồn về phía chân tràn làm mực nước dưới lưỡi nước cũng dâng cao (Hình 3.4a).

Sử dụng phương pháp lọc có thể lựa chọn các biến có ảnh hưởng chính đến sự thay đổi của  $h_s$  và giảm bớt các biến phụ thuộc. Dựa trên dữ liệu thí nghiệm, thực hiện phương pháp lọc qua 4 bước: (1) Bước 1: Xây dựng quan hệ thực nghiệm giữa  $h_s$  với các thông số công trình và dòng chảy; (2) Bước 2: Chọn 2 thông số có hệ số tương quan tốt nhất với  $h_s$ , lập ma trận hệ số và tính hệ số tương quan đa chiều giữa  $h_s$  với 2 thông số được chọn; (3) Bước 3: Đưa thêm thông số thứ 3 và đánh giá hệ số tương quan đa chiều. Nếu hệ số tương quan tăng hoặc giảm không nhiều thì loại bỏ thông số vừa thêm và ngược lại thì chọn thông số đó làm thông số chính; (4) Bước 4: Thực hiện quá trình lọc như Bước 3 với các thông số khác và xác định được các thông số chính tác động đến chênh lệch mực nước  $\Delta h_s$  là:

$$\Delta \mathbf{h}_{\mathrm{S}} = \mathbf{h}_{\mathrm{S}} - \mathbf{h} = \mathbf{f} \left( \mathbf{g}, \mathbf{q}, \mathbf{b}, \mathbf{h}, \mathbf{Z}_{\mathrm{T}} \right) \tag{3.1}$$

Qua phân tích thứ nguyên, (3.1) trở thành:

$$\frac{\Delta h_{\rm S}}{\rm h} = f\left(\sqrt{\frac{\rm q}{\rm b}\sqrt{\rm gh}}, \frac{\rm Z_{\rm T}}{\rm h}\right) \tag{3.2}$$

Trong đó, biến thứ nhất  $\frac{q}{b\sqrt{gh}}$  có dạng một hệ số lưu tốc dòng chảy theo chiều

ngang máng. Số mũ 1/2 của biến này được xác định qua tương quan đơn biến với  $h_{s}/h$ . Biến thứ hai  $Z_{T}/h$  thể hiện năng lượng tại ngưỡng tràn so với chiều sâu dòng chảy trung bình trong máng.

Sử dụng quan hệ hàm mũ, phương trình (3.2) trở thành:

$$\frac{\Delta h_{\rm S}}{h} = a_1 \cdot \sqrt{\frac{q}{b\sqrt{gh}}} \left(\frac{Z_{\rm T}}{h}\right)^{a_2} \tag{3.3}$$

Bằng phương pháp bình phương tối thiểu với số liệu thí nghiệm của hồ Mỹ Bình (chuỗi dữ liệu phụ thuộc), các hệ số tìm được như sau:

 $a_1 = 0,231;$   $a_2 = 0,459$  (3.4)

Thay (3.4) vào (3.3) nhận được công thức xác định tỷ số  $h_s/h$ :

$$\frac{h_{S}}{h} = 1 + 0,231.\sqrt{\frac{q}{b\sqrt{gh}}} \left(\frac{Z_{T}}{h}\right)^{0,459}$$
(3.5)

Tuy nhiên, do  $h_s$  biến đổi phức tạp tại từng mặt cắt và dọc theo máng nên khi tính toán kiểm chứng nhận thấy công thức chỉ phù hợp với một số vị trí và những vị trí khác cho sai số lớn. Vì vậy, công thức (3.5) tiếp tục được hiệu chỉnh. Bằng phương pháp dò tìm, các hệ số trong công thức được thay bằng hệ số biến đổi, cụ thể như sau:

- Thay số mũ a<sub>2</sub> của biến Z<sub>T</sub>/h bằng tỷ số h/b;
- Hệ số  $a_1$  phụ thuộc vị trí nước rơi trên mặt cắt ngang, đồng nghĩa phụ thuộc vào hình dạng và lưu tốc qua ngưỡng tràn. Đặt hệ số  $a_1 = C_s$ .

Như vậy, công thức (3.5) trở thành:

$$\frac{h_s}{h} = 1 + C_S \sqrt{\frac{q}{b\sqrt{gh}}} \left(\frac{Z_T}{h}\right)^{h/b}$$
(3.6)

trong đó: h<sub>s</sub> - chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện (chiều sâu dòng chảy lớn nhất trên mặt cắt ngang), m; h - chiều sâu dòng chảy trung bình trong máng, m; q - lưu lượng đơn vị của tràn, m<sup>3</sup>/s/m; b - chiều rộng đáy máng tại mặt cắt tính toán, m; g - gia tốc trọng trường, g = 9,81m/s<sup>2</sup>; Z<sub>T</sub> - chênh lệch mực nước thượng lưu tràn với mực nước trung bình trong máng tại vị trí tính toán (Z<sub>T</sub> = H + P<sub>T</sub> - h), m; H - cột nước trên ngưỡng tràn tại vị trí tính toán, m; P<sub>T</sub> - chiều cao đập, m, (P<sub>T</sub> = Z<sub>ngưỡng</sub> - Z<sub>dáy</sub>); Z<sub>ngưỡng</sub> - cao trình ngưỡng tràn tại vị trí tính toán, m; Z<sub>dáy</sub> - cao trình đáy máng tại vị trí tính toán, m;

 $C_s$  - hệ số phụ thuộc hình dạng tràn, xác định theo (3.7), cụ thể là khi mặt cắt tràn thực dụng hình cong (dạng Ophicerov, WES... [19]), dòng chảy hạ lưu bám theo mặt tràn (m<sub>1</sub> > 0) (Hình 3.5a) thì  $C_s = \overline{m}$  (với  $\overline{m}$  là hệ số mái trung bình của máng tràn bên,  $\overline{m} = (m_1 + m_2)/2$ ) và khi mái hạ lưu tràn thẳng đứng (m<sub>1</sub> = 0), dòng chảy tách khỏi mặt tràn thì c<sub>s</sub> xác định theo tỷ số giữa chiều dài nước rơi (y<sub>0</sub>) (Hình 3.4a) và chiều rộng đáy máng (b), với y<sub>0</sub> xác định theo [3].

$$\begin{cases} C_{\rm S} = \overline{m} & (\text{mặt cắt tràn dạng cong}) \\ C_{\rm S} = 1 - \frac{y_0}{b} = 1 - \frac{1,33\sqrt{H(P_{\rm T} + 0,3H)}}{b} & (\text{mái hạ lưu tràn thẳng đứng}) \end{cases}$$
(3.7)

Kết quả tính toán h<sub>s</sub> theo công thức đề xuất (3.6) so với chuỗi dữ liệu thí nghiệm phụ thuộc (hồ Mỹ Bình) cho thấy sai số giữa tính toán và thí nghiệm từ mặt cắt đầu máng đến mặt cắt cuối máng đều đạt dưới 5%. Sai số lớn nhất là 4,707% ở mặt cắt 2-2 với cấp lưu lượng Q =  $342m^3/s$  (phương án thiết kế kỹ thuật - TKKT). Sai số nhỏ nhất là 0,375% ở mặt cắt 1-1 với cấp lưu lượng Q =  $250m^3/s$  (phương án kiến nghị sửa đổi - PAKN). Hệ số tương quan bội R<sup>2</sup> giữa thí nghiệm và tính toán đạt xấp xỉ 0,90 (Hình 3.12). Mối quan hệ Hx/b<sup>2</sup> = 0,00 ÷ 0,50, với x là tọa độ máng tại điểm tính toán.

Công thức đề xuất được kiểm định với chuỗi dữ liệu độc lập (dữ liệu thí nghiệm hồ Đồng Nghệ và Việt An, cụ thể như sau (Hình 3.13):

- Đối với hồ Đồng Nghệ, sai số lớn nhất là 13,306% xảy ra tại mặt cắt cuối máng ở cấp lưu lượng Q = 328m<sup>3</sup>/s. Các trường hợp thí nghiệm cho thấy sai số lớn nhất đều xảy ra ở mặt cắt cuối máng, do mực nước trên trắc ngang cuối máng tương đối đồng đều ở TT1 và TT5 (Hình 3.9). Sai số nhỏ nhất đạt được là 0% xảy ra ở mặt cắt đầu máng với cấp lưu lượng Q = 232m<sup>3</sup>/s và 410m<sup>3</sup>/s. Sai số tính toán tại các vị trí còn lại trong máng đạt trung bình khoảng 5%. Mối quan hệ Hx/b<sup>2</sup> = 0,00 ÷ 0,26.
- Đối với hồ Việt An, mặt cắt máng là chữ nhật, theo phương án TKKT thì tỷ số h<sub>S</sub>/h giảm theo chiều dòng chảy (Hình 3.10) nên sai số lớn nhất 7,75% xảy ra ở mặt cắt cuối máng. Tại các mặt cắt khác, sai số đều dưới 5%. Sai số nhỏ nhất là 0,084% tại mặt cắt cuối máng ở phương án thiết kế sơ bộ (TKSB). Mối quan hệ Hx/b<sup>2</sup> = 0,00 ÷ 0,27.





Hình 3.12. Sai số của công thức tính chiều sâu  $h_s$  đối với chuỗi phụ thuộc

Hình 3.13. Sai số của công thức tính chiều sâu h<sub>s</sub> đối với chuỗi độc lập

Công thức (3.6) được xây dựng với các hệ số biến đổi theo thông số hình học và điều kiện thủy lực của công trình. Công thức có độ chính xác tốt được xây dựng với chuỗi dữ liệu phụ thuộc (hồ Mỹ Bình) và kiểm chứng với dữ liệu độc lập (hồ Đồng Nghệ, Việt An) có hệ số tương quan bội đạt 0,65. Do đó, công thức (3.6) có đủ độ tin cậy áp dụng trong thực tế tính toán với giới hạn ứng dụng cho mặt cắt máng hình thang và chữ nhật.

Bảng kết quả đánh giá sai số của công thức (3.6) thể hiện chi tiết trong phụ lục PL.2 (Bảng PL1).

Từ thông số của 3 công trình, đề xuất điều kiện áp dụng của công thức (3.6) là:

$$\left\{\frac{\text{Hx}}{\text{b}^2} = 0,00 \div 0,50 \tag{3.8}\right\}$$

trong đó: H - cột nước tràn tại vị trí tính toán, m; x - tọa độ dọc máng tại vị trí tính toán, m; b - chiều rộng đáy máng tại vị trí tính toán, m.

Để tăng độ tin cậy, công thức (3.6) tiếp tục được kiểm chứng bằng tập số liệu thí nghiệm độc lập của máng Trangslet (Thụy Điển) [60], Karahnjukar (Iceland) (Hình 1.6) [60], Lyssbach (Thụy Sĩ) [60] và Markieh (Syria) [61].

Sơ đồ mô hình thí nghiệm và thông số các công trình trên được thể hiện ở Hình PL1 ÷ Hình PL5 (phụ lục PL.1). Kết quả kiểm chứng như sau (Hình 3.14, Bảng PL2):



Hình 3.14. Sai số của công thức tính chiều sâu  $h_s$ theo số liệu thí nghiệm của các hồ Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh

Đối với các máng tràn bên Trangslet, Karahnjukar và Lyssbach, nghiên cứu của Lucas và cs. [60] chỉ công bố số liệu mực nước tại mặt cắt giữa máng (x/L = 0,5) với 3 cấp lưu lượng thí nghiệm. Kết quả tính toán cho thấy sai số dao động trong khoảng -3,4% ÷ 5,0%, đa phần có sai số trong phạm vi ±3% (chiếm 75%).

Đối với máng tràn bên Markieh, nghiên cứu của Maradjieva và cs. [61] đã công bố mực nước dọc máng với 2 cấp lưu lượng lũ thiết kế và kiểm tra. Kết quả tính toán cho thấy sai số dao động trong khoảng -3,6% ÷ 6,3%. Số điểm tính toán có sai số trong phạm vi ±3% chiếm 50%. Xuất hiện 2 điểm tính toán có sai số vượt 5% ở cấp lưu lượng lũ kiểm tra ( $Q_{0,01\%} = 1000m^3/s$ ) tại khu vực x/L = 0,25 và 0,75.

Số liệu tính toán chi tiết thể hiện trong PL.2 (Bảng PL2).

Xét điều kiện áp dụng (3.8) cho các công trình cho thấy:

- Trangslet\_TKCS:  $Hx/b^2 = 0,10 \div 0,25$ , thỏa mãn điều kiện (3.8);
- Trangslet\_TKKT:  $Hx/b^2 = 0.23 \div 0.57$ , thỏa mãn điều kiện (3.8);
- Karahnjukar:  $Hx/b^2 = 1,76 \div 3,17$ , không thỏa mãn điều kiện (3.8);
- Lyssbach:  $Hx/b^2 = 0,47 \div 0,83$ , không thỏa mãn điều kiện (3.8);
- Markieh:  $Hx/b^2 = 0,00 \div 0,43$  thỏa mãn điều kiện (3.8).

Như vậy, mặc dù mối quan hệ  $Hx/b^2$  của hồ Karahnjukar và Lyssbach không thỏa mãn điều kiện (3.8), nhưng sai số tính toán vẫn nằm trong phạm vi ±5%. Tuy nhiên để mở rộng điều kiện (3.8) lên 3,17 như hồ Karahnjukar thì cần thêm số liệu để kiểm chứng. Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, kiến nghị áp dụng công thức (3.6) tính chiều sâu phía thành máng đối diện h<sub>s</sub> với điều kiện áp dụng (3.8).

# 3.4. PHÂN BỐ LƯU TỐC

### 3.4.1. Phân bố lưu tốc trên mô hình thí nghiệm

Do yêu cầu và mục đích nghiên cứu của từng dự án, mô hình thí nghiệm hồ Đồng Nghệ và Mỹ Bình thực hiện đo lưu tốc theo phương dọc máng trên các thủy trực đối với một số cấp lưu lượng [28][30], trong khi mô hình hồ Việt An không thực hiện đo lưu tốc [29].

Từ dữ liệu đo trên mô hình, thực hiện vẽ biểu đồ và phân tích phân bố lưu tốc trên mặt bằng (Hình 3.15, Hình 3.17) và trắc dọc tại TT1 ở thành máng đối diện và TT5 ở chân tràn (Hình 3.16, Hình 3.18).



Hình 3.15. Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực với cấp lưu lượng thiết kế trên mặt bằng máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình 3.16. Phân bố lưu tốc thủy trực cấp lưu lượng thiết kế trên trắc dọc máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình 3.17. Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực với cấp lưu lượng thiết kế trên mặt bằng máng tràn bên hồ Mỹ Bình



Hình 3.18. Phân bố lưu tốc thủy trực cấp lưu lượng thiết kế trên trắc dọc máng tràn bên hồ Mỹ Bình

Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực trên mặt bằng có sự khác nhau cơ bản về quy luật. Ở khu vực đầu máng, lưu tốc lớn nhất xảy ra ở TT1 với hồ Đồng Nghệ (Hình 3.15), trong khi giá trị này lại xuất hiện ở TT5 với hồ Mỹ Bình (Hình 3.17). Ngoài ra, lưu tốc bình quân trên các thủy trực ở hồ Mỹ Bình nhỏ hơn hồ Đồng Nghệ. Sự khác biệt này xảy ra do thượng lưu mặt cắt 2-2 của hồ Đồng Nghệ có một đoạn tràn cong với chiều dài ngưỡng 8m (Hình 3.1) cho phép tháo lũ về mặt cắt 2-2 với lưu hướng có xu thế về TT1 dẫn đến lưu tốc tại TT1 lớn hơn các thủy trực còn lại. Thành phần lưu lượng xả qua đoạn tràn cong này đóng vai trò tương tự thành phần lưu lượng gia nhập từ cạnh đầu máng là nguyên nhân gây ra lưu tốc khu vực đầu máng của hồ Đồng Nghệ lớn hơn hồ Mỹ Bình. Các đồ thị phân bố trên mặt bằng với các cấp lưu lượng khác trình bày ở PL.3.

Đối với các mặt cắt còn lại của hồ Đồng Nghệ, dưới tác dụng lực đẩy của dòng gia nhập, chủ lưu tiếp tục duy trì dọc theo thành máng đối diện kéo dài đến khu vực cuối máng. Phân bố lưu tốc ở đầu dốc nước diễn ra đều hơn (Hình 3.15) nhưng lưu tốc khu vực chân tràn vẫn nhỏ nhất. Với kịch bản mở thêm cửa xả sự cố phía thượng lưu mặt cắt 2-2, xu thế phân bố lưu tốc trên mặt bằng không thay đổi so với kịch bản đóng cửa sự cố.

Quy luật phân bố lưu tốc bình quân thủy trực trên mặt bằng mô hình hồ Mỹ Bình (Hình 3.17) cho thấy lưu tốc lớn trên máng diễn ra đồng thời ở khu vực chân tràn và phía thành máng đối diện. Về tổng thể, lưu tốc tại TT5 phía chân tràn lớn hơn khu vực TT1. Tuy nhiên, khi lưu lượng tháo qua tràn tăng dẫn đến lực của dòng gia nhập tăng, đẩy chủ lưu lệch về phía thành máng đối diện. Đối với mặt cắt cuối máng, lưu tốc bình quân thủy trực phân bố tương đối đều trên toàn mặt cắt.

Phân bố lưu tốc theo chiều sâu dọc máng tại khu vực thành máng đối diện (TT1) ở mô hình hồ Đồng Nghệ (Hình 3.16) tương đồng hồ Mỹ Bình (Hình 3.18). Lưu tốc có xu thế giảm dần từ mặt xuống đáy nhưng chênh lệch giữa lưu tốc mặt và đáy không lớn. Đối với khu vực đầu máng, lưu tốc rất nhỏ và gần như không có dòng chảy ở hầu hết các trường hợp thí nghiệm của mô hình hồ Mỹ Bình do không có thành phần lưu lượng dòng gia nhập từ cạnh đầu máng như hồ Đồng Nghệ (xem thêm các Hình PL8 ÷ Hình PL11 trong phụ lục PL.3).

Đối với khu vực chân tràn (TT5) dọc theo máng về tổng thể có sự khác biệt giữa hồ Đồng Nghệ (Hình 3.16) với hồ Mỹ Bình (Hình 3.18). Quy luật chung ở hồ Đồng Nghệ là lưu tốc giảm dần từ mặt xuống đáy và tại đáy lưu tốc đo được rất nhỏ. Ngược lại, quy luật này với hồ Mỹ Bình là tăng dần theo chiều sâu ở hầu hết các trường hợp thí nghiệm. Khi lưu lượng tháo qua tràn và chiều sâu dòng chảy trong máng nhỏ thì gần như không diễn ra quá trình truyền tải lưu lượng dọc máng ở trên bề mặt khu vực nửa cuối máng. Phía chân tràn hình thành khu xoáy cuộn mạnh trên mặt cắt ngang như phân tích trong mục 3.1.2. Ngoài ra, với mặt cắt đầu máng của hồ Đồng Nghệ, do sự gia nhập từ đoạn tràn cong phía thượng lưu, kết hợp việc bố trí cửa xả sự cố lệch về phía thành máng đối diện nên lưu tốc tại khu vực TT5 của mặt cắt 2-2 là rất nhỏ. Các đồ thị phân bố lưu tốc theo thủy trực với các cấp lưu lượng khác được trình bày trong phụ lục PL.3.

#### 3.4.2. Hệ số phân bố lưu tốc

Hệ số phân bố lưu tốc ( $\alpha_0$ ,  $\alpha$ ) của dòng chảy qua máng tràn bên luôn biến đổi theo không gian và thời gian, phụ thuộc vào các yếu tố thủy lực và quy mô công trình. Việc xác định chi tiết các hệ số này rất phức tạp và mất nhiều công sức. Mặt khác trong thực tế các hệ số này vẫn được coi là hằng số trên toàn dòng chảy. Theo giả thiết thứ (2) khi thiết lập phương trình năng lượng (xem mục 2.2.2), các hệ số phân bố lưu tốc không đổi theo thời gian. Do đó, hệ số  $\alpha_0$  và  $\alpha$  được tính toán từ kết quả đo lưu tốc điểm tại từng mặt cắt trên mô hình vật lý. Việc xác định các hệ số phân bố lưu tốc ( $\alpha_0$ ,  $\alpha$ ) bằng công thức (1.22) và (1.23) chỉ phù hợp với dòng chảy trong sông kênh mà tại đó không có các cấu trúc dòng xoắn phức tạp. Đối với hiện tượng thủy lực đặc thù của dòng chảy trong máng tràn bên, quy luật phân bố lưu tốc biến đổi phức tạp theo 3 chiều nên cần sử dụng phương pháp gần đúng như phương pháp chia lưới (Hình 3.19) để giải (1.20) và (1.21) tìm giá trị  $\alpha_0$ ,  $\alpha$  tại các mặt cắt.

Gọi u<sub>ij</sub> là giá trị lưu tốc điểm ở tọa độ (i, j), với i là thứ tự thủy trực và j là thứ tự điểm đo trên thủy trực. Giả thiết rằng giá trị lưu tốc u<sub>ij</sub> đặc trưng cho một phạm vi diện tích mặt cắt ướt ( $\Delta A$ )<sub>ij</sub>, khi đó lưu tốc trung bình mặt cắt và các hệ số phân bố lưu tốc được xác định theo công thức:

$$v \approx \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} u_{ij} (\Delta A)_{ij}$$
(3.9)

$$\alpha_0 \approx \frac{\sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} u_{ij}^2 (\Delta A)_{ij}}{v^2 A}$$
(3.10)

$$\alpha \approx \frac{\sum_{i=1}^{n} \sum_{j=1}^{m} u_{ij}^{3} (\Delta A)_{ij}}{v^{3} \Delta}$$
(3.11)

U <sub>11</sub>	U <sub>12</sub>	U <sub>1j</sub>	U <sub>1m</sub>
<b>U</b> <sub>21</sub>	<b>U</b> <sub>22</sub>	U <sub>2j</sub>	U <sub>2m</sub>
U <sub>i1</sub>	U <sub>i2</sub>	U <sub>ij</sub>	U <sub>im</sub>
U <sub>n1</sub>	U <sub>n2</sub>	U <sub>nj</sub>	U <sub>nm</sub>

Hình 3.19. Sơ đồ chia lưới tính hệ số phân bố lưu tốc

Áp dụng sơ đồ chia lưới Hình 3.19 cho các mặt cắt (1-1) ÷ (4-4) của phương án kiến nghị sửa đổi thiết kế hồ Mỹ Bình ở cấp lưu lượng  $342m^3/s$  (Hình 3.20), sử dụng công thức (3.9) xác định lưu tốc trung bình mặt cắt và công thức (3.10), (3.11) xác định các hệ số sửa chữa động lượng  $\alpha_0$ , sửa chữa động năng  $\alpha$ . Kết quả tính v,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  tại các mặt cắt theo sơ đồ chia lưới Hình 3.20 thể hiện chi tiết trong Bảng PL3 ÷ Bảng PL6 ở phụ lục PL.4.



Hình 3.20. Sơ đồ chia lưới tại các mặt cắt của máng bên hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$ 

Thực hiện chia lưới và lập bảng tính tương tự cho các cấp lưu lượng thí nghiệm khác của mô hình hồ Mỹ Bình và hồ Đồng Nghệ, kết quả xác định giá trị các hệ số phân bố lưu tốc được tổng hợp trong Bảng 3.2.

Vì phân bố dòng chảy không đều ở khu vực đầu máng, dòng chủ tập trung phía thành đối diện như đã phân tích trong mục 3.4.1 nên các hệ số phân bố lưu tốc tại mặt cắt đầu máng (x/L = 0) là lớn nhất so với các mặt cắt khác (Hình 3.21, Hình 3.22),  $\alpha_0 = 1,667 \div 2,250$  và  $\alpha = 3,122 \div 6,228$  (Bảng 3.2). Sự biến đổi của  $\alpha_0$  và  $\alpha$  dọc theo máng có xu thế giảm dần. Tại mặt cắt cuối máng (x/L = 1) nơi dòng chảy chuyển tiếp sang đầu dốc nước, phân bố lưu tốc đều hơn trên các thủy trực (Hình 3.15, Hình 3.17) nên giá trị các hệ số này đa phần là nhỏ nhất so với các mặt cắt giữa máng, giá trị  $\alpha_0$  dao động từ 1,016 đến 1,691 và  $\alpha$  dao động từ 1,047 đến 2,326.

$H \hat{e} s \hat{o} s \hat{u} a chữa động lượng \alpha_0$									
		Mỹ Bình						Trung	
Mặt cắt	x/L	Q342	Q372	Q100	Q250	Q342	Q372	bình	
		TK	KT		PA	KN		mặt cắt	
1-1	0,00	Khôi	ng đo	1,733	2,247	2,091	2,011	2,021	
2-2	0,33	1,309	1,189	1,221	1,239	1,691	1,016	1,278	
3-3	0,67	1,364	1,371	1,149	1,109	1,095	1,046	1,189	
4-4	1,00	1,007	1,137	1,251	1,005	1,034	1,016	1,075	
Trung bình dọc máng		1,227	1,232	1,339	1,400	1,478	1,272	1,325	
				Đồng	Nghệ			Trung	
Mặt cắt	x/L	Q328	Q390	Q3	82	Q470		bình	
		$\mathbf{Q}_0$	= 0	$Q_0 = 5$	$54 \text{m}^3/\text{s}$	$Q_0 = 80 m^3/s$		mặt cắt	
2-2	0,00	2,250	2,025	2,0	032	1,6	667	1,994	
3-3	0,50	1,200	1,371	1,3	56	1,379		1,327	
4-4	1,00	1,326	1,153	1,2	200	1,101		1,195	
Trung bình	dọc máng	1,592	1,516	1,529 1,382				1,505	
Trung bình dọc máng các trường hợp thí nghiệm									
Hệ số sửa chữa động năng α									
	x/L	Mỹ Bình						Trung	
Mặt cắt		Q342	Q372	Q100	Q250	Q342	Q372	bình	
		TK	KT	PAKN				mặt cắt	
1-1	0,00	Khôi	ng đo	3,646	5,974	4,548	4,546	4,679	
2-2	0,33	1,941	1,543	1,810	1,682	2,326	1,047	1,725	
3-3	0,67	2,155	2,054	1,491	1,307	1,176	1,137	1,553	
4-4	1,00	1,020	1,331	1,742	1,015	1,097	1,048	1,209	
Trung bình	dọc máng	1,705	1,643	2,172	2,495	2,287	1,945	2,041	
				Đồng	Nghệ		Trung		
Mặt cắt	x/L	Q328 Q390		Q382		Q470		bình	
		$Q_0 = 0$		$\overline{Q_0 = 54m^3/s}$		$Q_0 = 80m^3/s$		mặt cắt	
2-2	0,00	6,228	5,037	4,9	4,955 3,122		.22	4,836	
3-3	0,50	1,841	2,021	1,972		2,064		1,989	
4-4	1,00	1,531	1,403	1,531		1,249		1,416	
Trung bình dọc máng         3,200         2,820         2,392         1,950							2,591		
Trung bình dọc máng các trường hợp thí nghiệm									

Bảng 3.2. Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên hồ Mỹ Bình và Đồng Nghệ

Xét trung bình cho toàn dòng chảy từ mặt cắt đầu đến mặt cắt cuối máng trong phạm vi dữ liệu thí nghiệm ứng với điều kiện (3.8) (Hx/b<sup>2</sup> = 0,00 ÷ 0,50), hệ số sửa chữa động lượng và động năng được xác định lần lượt là  $\alpha_0 = 1,41$  và  $\alpha = 2,32$ .



Hình 3.21. Phân bố hệ số sửa chữa động lượng  $\alpha_0$  theo chiều dọc máng



Hình 3.22. Phân bố hệ số sửa chữa động năng α theo chiều dọc máng

# 3.5. CHIỀU SÂU DÒNG CHẢY CUỐI MÁNG

Chiều sâu dòng chảy cuối máng (h<sub>h</sub>) là 1 trong 2 điều kiện biên quan trọng khi mô phỏng chế độ thủy lực trong máng bên. Như đã trình bày trong mục 1.5, thông thường khi máng có độ dốc thoải (S<sub>0</sub> < S<sub>c</sub>) được nối tiếp bằng dốc nước (S<sub>0</sub> > S<sub>c</sub>) thì theo những nghiên cứu ban đầu nhận định có thể lấy gần đúng h<sub>h</sub> là chiều sâu phân giới (h<sub>h</sub> = h<sub>c1</sub>). Các nghiên cứu về sau đã chỉ ra rằng h<sub>h</sub> > h<sub>c1</sub>, trong đó h<sub>c1</sub> được tính với hệ số  $\alpha = 1$ .

Sử dụng dữ liệu thí nghiệm chiều sâu dòng chảy cuối máng của 3 mô hình Đồng Nghệ, Việt An và Mỹ Bình với các cấp lưu lượng khác nhau, thực hiện phân tích mối quan hệ giữa  $h_h$  với  $h_{c1}$  tại mặt cắt cuối máng và cho kết quả ở Bảng 3.3.

TT	Q (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>h</sub> (m) thí	$h_{c1}(m)$ ( $\alpha = 1,0$ )	Tính toán theo kiến nghị của các tác giả									
				Hinds [47]		Kiselev [17]		Beij [36]		Chiến N. [6]			
		nghiệm		$h_h(m)$	SS (%)	h <sub>h</sub> (m)	SS (%)	$h_h(m)$	SS (%)	h <sub>h</sub> (m)	SS (%)		
	Hồ Đồng Nghệ												
1	328	4,24	2,94	2,94	-30,67	3,23	-23,74	5,09	20,08	3,91	-7,80		
2	390	5,18	3,29	3,29	-36,51	3,62	-30,16	5,70	9,97	4,37	-15,56		
3	232	3,10	2,35	2,35	-24,34	2,58	-16,77	4,06	31,05	3,12	0,63		
4	380	4,74	3,23	3,23	-31,77	3,56	-24,95	5,60	18,17	4,30	-9,26		
5	410	5,11	3,40	3,40	-33,52	3,74	-26,87	5,88	15,15	4,52	-11,58		
	Hồ Việt An (TKSB)												
6	543	3,88	2,75	2,75	-29,13	3,02	-22,04	4,76	22,76	3,66	-5,74		
					Hồ Việt	An (Tk	KKT)						
7	543	5,31	3,37	3,37	-36,52	3,71	-30,17	5,84	9,95	4,48	-15,57		
				]	Hồ Mỹ B	ình (T	KKT)						
8	342	4,27	2,93	2,93	-31,39	3,23	-24,53	5,08	18,84	3,90	-8,75		
9	372	4,97	3,09	3,09	-37,79	3,40	-31,57	5,35	7,74	4,11	-17,27		
Hồ Mỹ Bình (PAKN)													
10	250	3,36	2,40	2,40	-28,46	2,64	-21,30	4,16	23,91	3,20	-4,85		
11	342	4,44	2,93	2,93	-33,96	3,23	-27,36	5,08	14,38	3,90	-12,17		
12	372	4,85	3,09	3,09	-36,26	3,40	-29,88	5,35	10,41	4,11	-15,22		

Bảng 3.3. Chiều sâu dòng chảy cuối máng

Trong Bảng 3.3, cột (2) là cấp lưu lượng thí nghiệm; cột (3) là chiều sâu dòng chảy trung bình thực đo trên mặt cắt ngang cuối máng của mô hình thí nghiệm; cột (4) là chiều sâu dòng chảy phân giới tính toán tại mặt cắt cuối máng ứng với hệ số  $\alpha$  = 1; cột (5) ÷ (8) là chiều sâu dòng chảy cuối máng xác định theo đề xuất của các tác giả lần lượt là Hinds [47] cùng nhiều tác giả khác (h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> = 1,00), Kiselev [17] (h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> = 1,10), Beij [36] (h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> = 3<sup>1/3</sup>); Chiến N. và cs. [6] (h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> = 1,33 áp dụng với máng có độ dốc nhỏ). SS trong Bảng 3.3 là sai số, SS = (h<sub>h\_TT</sub> - h<sub>h\_TN</sub>)/h<sub>h\_TN</sub>%. Kết quả cho thấy:

- Tỷ số h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> dao động trong khoảng 1,32 ÷ 1,61, tương ứng với cận dưới là ngưỡng trên theo đề xuất của Chiến N. và cận trên xấp xỉ đề xuất của Beij.
- h<sub>h</sub> theo Hinds, luôn thấp hơn thực đo khoảng -5 ÷ -40%. Sai số nhỏ nhất xảy ra với cấp lưu lượng nhỏ nhất trong tập dữ liệu thí nghiệm và cấp lưu lượng càng tăng thì sai số này có xu thế tăng.
- h<sub>h</sub> theo Kiselev cho sai số lớn nhất thấp hơn đề xuất của Hinds. Hầu hết các trường hợp đều thấp hơn thực đo với sai số dao động -15 ÷ -30%.
- Đối với công thức của Beij, kết quả h<sub>h</sub> tính toán luôn lớn hơn thực đo với sai số khoảng 8 ÷ 30%.
- Với h<sub>h</sub>/h<sub>c1</sub> = 1,33 áp dụng cho máng có độ dốc nhỏ theo kiến nghị của Chiến N. và cs., kết quả cho thấy sai số tổng thể là tốt nhất trong số 4 công thức. Các trường hợp tính toán đa số thấp hơn thực đo với sai số dao động -5 ÷ -17%. Ngoài ra, trong chuỗi tính toán ghi nhận được trường hợp xấp xỉ thực đo (sai số 0,63%) ứng với cấp lưu lượng Q = 232m<sup>3</sup>/s hồ Đồng Nghệ.

Như vậy, có thể thấy quy luật chung của sai số tính toán là đồng biến với lưu lượng thoát qua mặt cắt cuối máng, riêng công thức của Beij thì xu thế đó là nghịch biến. Kết quả tính toán chiều sâu cuối máng theo đề xuất của Chiến N. và cs. cho tổng sai số là nhỏ nhất, tuy nhiên vẫn có hơn 50% trường hợp xảy ra sai số trên 10% và đa phần thấp hơn thực đo (Hình 3.23).

Nhằm tăng độ chính xác cho kết quả tính chiều sâu dòng chảy cuối máng, công thức tính được xây dựng bằng phương pháp lọc biến và phân tích thứ nguyên kết hợp dữ liệu thí nghiệm tương tự phương pháp xây dựng công thức xác định chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện (mục 3.3). Thông qua phương pháp lọc biến xác định được các thông số có ảnh hưởng chính đến h<sub>h</sub> gồm có lưu lượng đơn vị chuyển qua mặt cắt cuối máng (q<sub>h</sub>), gia tốc trọng trường (g) và chiều sâu phân giới ứng với  $\alpha = 2,32$  tại mặt cắt cuối máng (h<sub>c2</sub>) xác định theo (4.3).

$$\mathbf{h}_{\mathrm{h}} = \mathbf{f}\left(\mathbf{q}_{\mathrm{h}}, \mathbf{g}, \mathbf{h}_{\mathrm{c2}}\right) \tag{3.12}$$

Viết (3.12) dưới dạng hàm mũ với các hằng số  $c_1 \div c_4$  như sau:

$$h_{h} = c_{1}q_{h}^{c_{2}}g^{c_{3}}h_{c2}^{c4}$$
(3.13)

Thay thứ nguyên của các đại lượng trong (3.12) vào (3.13) được phương trình cân bằng thứ nguyên:

$$[L] = [-][L]^{2c_2} [T]^{-c_2} [L]^{c_3} [T]^{-2c_3} [L]^{c_4}$$
(3.14)

Cân bằng thứ nguyên hai vế của (3.14) nhận được hệ phương trình sau:

$$\begin{cases} [T]: & -c_2 - 2c_3 = 0\\ [L]: & 2c_2 + c_3 + c_4 = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} [T]: & c_3 = -c_2 / 2\\ [L]: & c_4 = 1 - \frac{3}{2}c_2 \end{cases}$$
(3.15)

Thay (3.15) vào (3.13) và biến đổi nhận được phương trình sau:

$$\frac{h_{h}}{h_{c2}} = c_{1} \left( \frac{q_{h}}{\sqrt{g}h_{c2}^{3/2}} \right)^{c_{2}} = \left( \frac{c_{2}^{2}\sqrt{c_{1}}}{\sqrt{g}h_{c2}^{3/2}} \right)^{c_{2}} q_{h}^{c_{2}} = c_{h}^{c_{2}}q_{h}^{c_{2}}$$
(3.16)

trong đó: c<sub>h</sub> - đại lượng có thứ nguyên, c<sub>h</sub> =  $\frac{c_2\sqrt{c_1}\sqrt{2}}{\sqrt{2g}h_{c2}^{3/2}} = \frac{c_3}{\sqrt{2g}h_{c2}^{3/2}}$ , s/m<sup>2</sup>.

Với tập dữ liệu thí nghiệm của 3 mô hình, sử dụng phương pháp bình phương tối thiểu xác định được  $c_2 = \frac{7}{25}$  và  $c_h^{c_2} = \frac{64}{125}$ . Như vậy công thức (3.16) trở thành:

$$\frac{\mathbf{h}_{\rm h}}{\mathbf{h}_{\rm c2}} = \frac{64}{125} q_{\rm h}^{7/25} \tag{3.17}$$

Bảng 3.4 thể hiện sai số tính toán của tỷ số  $h_h/h_{c2}$  so với dữ liệu thí nghiệm, trong đó SS = [cột (9) - cột (7)]/cột (7)%.

Kết quả tính theo công thức (3.17) cho thấy các trường hợp thí nghiệm đều có sai số dưới 5% (Hình 3.23) ngoại trừ cấp lưu lượng Q =  $372m^3/s$  của mô hình hồ Mỹ Bình ở phương án TKKT (-6,12%). Với các trường hợp tính toán nhỏ hơn thí nghiệm, sai số lớn nhất là -6,12% và nhỏ nhất là -1,36%. Với các trường hợp tính toán lớn hơn thí nghiệm, sai số lớn nhất là 4,45% và nhỏ nhất là 1,14%. Hệ số tương quan bội R<sup>2</sup> đạt 0,95.

Tỷ số  $h_h/h_{c2}$  dao động trong khoảng 1,01 ÷ 1,24.

Hình 3.23 cho thấy sai số của công thức (3.17) là nhỏ nhất trong 5 công thức.

TT	Q $(m^{3/c})$	b (m)	m	$h_h$	$h_{c2}$	$h_h/h_{c2}$	$q_h$	$h_{\rm h}/h_{\rm c2}$	<b>SS</b>		
(1)	(111 / S)	$(\mathbf{m})$	(-)	(111)	(111)		(111 / S/111)	(3.17)	(%)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)		
Hồ Đồng Nghệ											
1	328	20	0,500	4,24	3,860	1,098	16,40	1,121	2,01		
2	390	20	0,500	5,18	4,310	1,202	19,50	1,176	-2,14		
3	232	20	0,500	3,10	3,090	3,090 1,003 11,60			1,37		
4	380	20	0,500	4,74	4,240 1,118 19,00			1,168	4,45		
5	410	20	0,500	5,11	4,460	1,146	20,50	1,193	4,11		
Hồ Việt An (TKSB)											
6	543	38	0,000	3,88	3,640	1,066	14,29	1,078	1,14		
	Hồ Việt An (TKKT)										
7	543	28	0,000	5,31	4,460	1,191	19,39	1,174	-1,36		
					Hồ Mỹ	Bình (TKKT	)				
8	342	20	1,085	4,27	3,816	1,120	17,10	1,134	1,23		
9	372	20	1,085	4,97	4,020	1,236	18,60	1,161	-6,12		
Hồ Mỹ Bình (TKKN)											
10	250	20	1,085	3,36	3,137	1,071	12,50	1,038	-3,03		
11	342	20	1,085	4,44	3,816	1,164	17,10	1,134	-2,57		
12	372	20	1,085	4,85	4,020	1,207	18,60	1,161	-3,80		

Bảng 3.4. Kết quả xác định chiều sâu dòng chảy cuối máng theo công thức (3.17)



Hình 3.23. Đồ thị biểu diễn sai số của các công thức tính chiều sâu dòng chảy cuối máng

Với kết quả thể hiện trên Bảng 3.3, Bảng 3.4 và Hình 3.23 cho thấy công thức đề xuất có độ tin cậy tốt, khả năng ứng dụng cao, sai số gặp phải trong phạm vi cho phép. Phạm vi áp dụng của công thức (3.17) là:

$$\begin{cases} \frac{\text{HL}_{\text{nguỡng}}}{b_{\text{cuối}}^2} = 0,11 \div 0,37 \\ \text{Máng có độ dốc thoải } (S_0 < S_c) \text{ nối tiếp với dốc nước } (S_0 > S_c) \end{cases}$$
(3.18)

trong đó: H - cột nước tràn (m); L<sub>ngưỡng</sub> - chiều dài ngưỡng tràn ngang (m); b<sub>cuối</sub> - chiều rộng đáy mặt cắt cuối máng (m).

Ngoài ra cần chú ý thêm những giới hạn trên của các giá trị sau:

- (1) Lưu lượng đơn vị trên mặt cắt cuối máng  $q_h \le 20,5m^3/s/m$ .
- (2) Chiều rộng đáy mặt cắt cuối máng b  $\leq$  38m.
- (3) Chiều sâu phân giới  $h_{c2} \le 4,5m$  (tính theo (4.3) với  $\alpha = 2,32$ ).
- (4) Không áp dụng cho trường hợp máng có dòng gia nhập từ cạnh đầu máng thông qua công trình điều tiết dạng cống (Hình 4.20, Hình 4.21).

Tương tự công thức xác định h<sub>s</sub> (3.6), công thức (3.17) cũng cần được kiểm định độc lập để khẳng định độ tin cậy. Tuy nhiên, tập số liệu thí nghiệm của 3 công trình Đồng Nghệ, Việt An và Mỹ Bình không đủ nhiều để thành lập chuỗi phụ thuộc và độc lập. Các máng tràn bên Trangslet [60], Karahnjukar [60], Lyssbach [60] và Markieh [61] đều có độ dốc thoải ( $S_0 < S_c$ ) nhưng nối tiếp lại là kênh chuyển tiếp cũng có độ dốc thoải trước khi chuyển sang dốc nước ( $S_0 > S_c$ ) (Hình PL1 ÷ Hình PL5 trong phụ lục PL.1) nên không thỏa mãn điều kiện áp dụng (3.18). Do đó, (3.17) chưa đủ điều kiện thực hiện kiểm chứng độc lập. Đây là một hạn chế của công thức (3.17).

#### 3.6. KÊT LUẬN CHƯƠNG 3

Bằng lý thuyết và dữ liệu thí nghiệm mô hình vật lý của các công trình thực tế hồ Đồng Nghệ, Việt An, Mỹ Bình được thực hiện tại Trung tâm Nghiên cứu Thủy lực - Phòng thí nghiệm trọng điểm Quốc gia về Động lực học sông biển, một số đặc trưng SVF trong máng tràn bên được xác định gồm:

- Cấu trúc dòng chảy trên mặt cắt ngang ứng với 2 dạng mặt cắt hình chữ nhật và hình thang có thể có 1 hoặc 2 xoáy, các xoáy đồng cấp hoặc xuất hiện xoáy thứ cấp phụ thuộc vào điều kiện thủy lực và hình học của máng.
- 2. Quy luật phân bố lưu tốc rất đa dạng, biến đổi từ đầu máng đến cuối máng và từ chân tràn sang thành đối diện. Lưu tốc bình quân thủy trực lớn nhất có thể xuất hiện ở khu vực chân tràn hoặc chuyển sang thành đối diện hoặc đồng thời có cùng lưu tốc lớn. Phân bố lưu tốc trên mặt bằng có quy luật chung là không xuất hiện lưu tốc lớn nhất ở giữa máng. Đối với phân bố lưu tốc theo thủy trực có thể xuất hiện dạng phân bố logarit nhưng về cơ bản dạng phân bố biến đổi rất phức tạp trên mặt cắt ngang và dọc máng.
- 3. Dưới tác động của lực dòng gia nhập, h<sub>s</sub> thường lớn nhất so với các vị trí còn lại trên mặt cắt ngang, ngoại trừ mặt cắt cuối máng. h<sub>s</sub> biến đổi dọc theo chiều dòng chảy và có thể đạt 1,38 lần h<sub>TB</sub>. Đường mặt nước trên mặt cắt ngang cuối máng có thể không xuất hiện chiều sâu lớn nhất ở thành máng đối diện phụ thuộc thiết kế hình học và chế độ thủy lực đoạn chuyển tiếp.

 $h_s$  được xác định theo công thức đề xuất (3.6) với điều kiện áp dụng (3.8). Công thức (3.6) đã được kiểm chứng độc lập với tập dữ liệu thí nghiệm các công trình Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh cho kết quả đáng tin cậy khi sai số tại các điểm tính toán toán đa phần nằm trong phạm vi ±5%.

- Sự phức tạp của phân bố lưu tốc dẫn đến giá trị các hệ số phân bố lưu tốc biến đổi liên tục dọc theo chiều dòng chảy và tại từng mặt cắt:
  - Khu vực đầu máng có giá trị lớn nhất do lưu tốc lệch hẳn về phía thành máng đối diện, hệ số  $\alpha_0$  và  $\alpha$  có thể đạt giá trị lần lượt là 2,25 và 6,23.
  - Khu vực cuối máng, dòng chảy chuyển tiếp sang dốc nước nên phân bố lưu tốc chuyển dần sang quy luật chung của phân bố trên dốc nước, giá trị các hệ số phân bố lưu tốc là nhỏ nhất, có thể đạt xấp xỉ dòng chảy đều trên kênh thông thường. Hệ số α<sub>0</sub> lớn nhất là 1,33 và nhỏ nhất có thể xấp xỉ 1,00. Hệ số α lớn nhất là 1,74 và nhỏ nhất có thể đạt 1,02.
  - Hệ số α<sub>0</sub> và α trung bình biến đổi giảm từ đầu máng đến cuối máng, α<sub>0</sub> = 2,02 ÷ 1,08 và α = 4,84 ÷ 1,21.

- Giá trị trung bình toàn dòng chảy của các hệ số này được xác định lần lượt là α<sub>0</sub> = 1,41 và α = 2,32 với điều kiện áp dụng (3.8). Giá trị này phù hợp với dòng chảy có sự xáo trộn mạnh như nghiên cứu của Kotrin [72] tại mặt cắt cửa ra của tunnel trạm thủy điện.
- 5. Chiếu sâu h<sub>h</sub> theo lý thuyết nối tiếp đường mặt nước trên kênh là chiếu sâu phân giới h<sub>c</sub> khi dòng chảy trên máng có S<sub>0</sub> < S<sub>c</sub> nối tiếp với dốc nước có S<sub>0</sub> > S<sub>c</sub>. Tuy nhiên, dữ liệu thí nghiệm cho thấy h<sub>h</sub> =  $(1,32 \div 1,61)h_{c1}$  (h<sub>c1</sub> tính với  $\alpha = 1,00$ ) và h<sub>h</sub> =  $(1,01 \div 1,24)h_{c2}$  (h<sub>c2</sub> tính với  $\alpha = 2,32$ ). Sự biến đổi của h<sub>h</sub> phụ thuộc chủ yếu vào lưu lượng đơn vị của mặt cắt cuối máng q<sub>h</sub>, ngoài ra cũng phụ thuộc vào thiết kế hình học đoạn chuyển tiếp. Trường hợp đặc biệt, khi máng có dòng gia nhập từ cạnh đầu thông qua công trình điều tiết dạng cửa van thì h<sub>h</sub> ≈ h<sub>c2</sub> do lực đẩy của dòng xiết dưới cửa van làm suy giảm thế năng dòng chảy trong máng. h<sub>h</sub> được xác định theo công thức đề xuất (3.17) với điều kiện áp dụng (3.18). Tuy nhiên, trong điều kiện hạn chế của tập dữ liệu thí nghiệm nên (3.17) chưa được thực hiện kiểm chứng độc lập.

Như vậy, hệ phương trình (2.28) đã được khép kín bằng các hệ số phân bố lưu tốc và điều kiện biên cuối máng từ dữ liệu thí nghiệm trên mô hình vật lý. Để đánh giá hiệu quả mô tả chuyển động của phương trình vi phân (2.28) hay hệ phương trình đại số tuyến tính (2.53) cần một chương trình tính thích hợp, có giao diện thân thiện, dễ sử dụng và hiển thị kết quả tường minh.

# Chương 4 LẬP TRÌNH VÀ ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG MÁNG TRÀN BÊN

# 4.1. THUẬT TOÁN MÔ HÌNH USVF1D

#### 4.1.1. Thuật toán chung của mô hình

Mô hình toán dòng chảy không ổn định 1D có lưu lượng thay đổi theo không gian với lõi là hệ phương trình vi phân (2.28) được sai phân theo sơ đồ ẩn 4 điểm thành hệ phương trình đại số tuyến tính (2.54). Mô hình được đặt tên là USVF1D (One Dimensional Unsteady Spatially Varied Flow). Thuật toán chung của mô hình (Hình 4.1) như sau:



Hình 4.1. Thuật toán chung của mô hình USVF1D

- Thiết lập các thông số của công trình đường tràn ngang và máng tràn bên cho mô hình bằng module THONGSOCONGTRINH.
- Thiết lập các thông số mô hình bằng module THONGSOMOHINH.
- Xác định số đoạn máng từ việc thiết lập thông số mô hình và số phương trình, số nghiệm cần tìm của hệ phương trình đại số tuyến tính.
- Thực hiện vòng lặp theo bước không gian lồng trong vòng lặp theo bước thời gian thiết lập hệ phương trình đại số tuyến tính bằng module HESOPHUONGTRINH và giải hệ phương trình đại số tuyến tính theo phương pháp khử đuổi bằng module KHUDUOI.
- Kiểm tra điều kiện dừng vòng lặp và in kết quả.
- Các quá trình tính toán trên được tiếp tục thực hiện cho các bước thời gian sau và mô hình dừng mô phỏng khi tổng số bước thời gian bằng tổng thời gian mô phỏng của quá trình dòng chảy.

Với thuật toán chung này, mô hình USVF1D cho phép người dùng thiết lập các thông số hình học của máng tràn bên, thông số của mô hình, các điều kiện biên, điều kiện ban đầu. Từ các thông số đầu vào, mô hình sẽ thực hiện thành lập ma trận hệ số của hệ phương trình đại số tuyến tính và tiến hành giải hệ phương trình bằng thuật giải khử đuổi để xác định nghiệm.

## 4.1.2. Một số module chính

#### 1. Module THONGSOCONGTRINH

Module THONGSOCONGTRINH cho phép người dùng tùy biến các thông số hình học của đường tràn ngang và máng tràn bên gồm cao trình ngưỡng ( $Z_{nguỡng}$ ); chiều dài đường tràn ngang ( $L_{nguỡng}$ ); độ dốc đáy máng ( $S_0$ ); chiều rộng đáy mặt cắt đầu máng ( $B_{dầu}$ ); chiều rộng đáy mặt cắt cuối máng ( $B_{cuối}$ ); cao độ đáy mặt cắt đầu máng ( $Z_{dầu}$ ); góc mở rộng của máng ( $\phi$ ), nếu  $\phi = 0$  là máng lăng trụ, nếu  $\phi > 0$  là máng phi lăng trụ mở rộng dần; góc hợp bởi phương dòng gia nhập với ngưỡng tràn ( $\beta$ ); hệ số lưu tốc của tràn ( $\phi_v$ ) được tra bảng lập sẵn lấy theo [3]; hệ số lưu lượng (m) phụ thuộc vào loại tràn, cột nước tràn H và chiều cao đập so với đáy thượng lưu ( $P_{TL}$ ) [3] nên được xác định theo sơ đồ khối Hình 4.2.



Hình 4.2. Thuật toán xác định hệ số lưu lượng

#### 2. Module THONGSOMOHINH

Module THONGSOMOHINH thiết lập các thông số mặc định hoặc tùy biến cho mô hình toán USVF1D, gồm trọng số sai phân theo không gian đối với biến Q ( $\eta_Q$ ), biến Z ( $\eta_Z$ ); trọng số sai phân theo thời gian với biến Q, Z lấy mặc định là 0,5; các hệ số sửa chữa động năng ( $\alpha$ ), động lượng ( $\alpha_0$ ) được thiết lập trung bình cho toàn dòng chảy (mục 3.4.2); điều kiện ban đầu ( $Q_{01}$ ,  $Z_{01}$ ,  $Q_{02}$ ,  $Z_{02}$ ); lưu lượng đầu máng (lưu lượng gia nhập từ cạnh đầu của máng,  $Q_0$ ); số đoạn tính toán (N), bước thời gian tính toán (dt).

## 3. Module BIEN

Module BIEN cho phép thiết lập và tính toán các điều kiện biên:

Biên lưu lượng gồm quá trình lưu lượng gia nhập từ cạnh đầu máng Q<sub>0</sub> và quá trình lưu lượng xả qua tràn theo thời gian (Q<sub>tràn</sub>) được tính từ diễn biến cột nước tràn theo thời gian (H).

$$Q_{\text{tràn}} = mL_{\text{nguõng}} \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$
(4.1)

Đường quá trình H do người dùng thiết lập, hệ số lưu lượng m,  $L_{ngurỡng}$  lấy từ module THONGSOCONGTRINH.

- Biên dưới là quá trình mực nước cuối máng bên theo thời gian:

$$Z_{h} = h_{h} + Z_{cu\delta i}$$

$$(4.2)$$

Như đã phân tích, với các công trình máng bên trong phạm vi nghiên cứu, chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt kiểm soát ứng với mặt cắt cuối máng bên  $(h_h)$  là chiều sâu phân giới  $(h_c)$ . Mặt khác, mục 1.2.1 cũng phân tích hình dạng mặt cắt máng tràn bên chủ yếu là hình chữ nhật hoặc hình thang. Do đó,  $h_c$  được xác định theo công thức của Bình H.N. [37] như sau:

$$h_{c} = h_{c_{CN}} \left( c_{0} + c_{1} \sigma_{CN} + c_{2} \sigma_{CN}^{2} \right)$$
(4.3)

trong đó:

h<sub>c<sub>CN</sub></sub> - chiều sâu phân giới của mặt cắt hình chữ nhật có cùng chiều rộng đáy với mặt cắt máng, m,

$$h_{c_{\rm CN}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$$
(4.4)

 $\sigma_{CN}$  - hệ số không thứ nguyên, xác định theo công thức:

$$\sigma_{\rm CN} = \frac{\overline{m}h_{c_{\rm CN}}}{b} \tag{4.5}$$

 $\overline{m}$  - hệ số mái trung bình (Hình 1.3a, b), khi  $\overline{m} = 0$  thì (4.3) trở thành (4.4),

$$\bar{\mathbf{m}} = \frac{\mathbf{m}_1 + \mathbf{m}_2}{2}$$
 (4.6)

 $c_0, c_1, c_2$  - các hệ số phụ thuộc  $\sigma_{CN}$ :

$$\begin{aligned} + & c_0 = 1,00; c_1 = -\frac{1}{3}; c_2 = 0,105 \text{ khi } 0 < \sigma_{CN} \le 1, \\ + & c_0 = 0,939; c_1 = -\frac{1}{5} c_2 = 0,031 \text{ khi } 1 < \sigma_{CN} \le 2, \\ + & c_0 = 0,878; c_1 = -\frac{2}{15}; c_2 = 0,013 \text{ khi } 2 < \sigma_{CN} \le 3, \\ + & c_0 = 0,818; c_1 = -\frac{2}{21}; c_2 = 0,007 \text{ khi } 3 < \sigma_{CN} \le 4. \end{aligned}$$

Tuy nhiên, theo phân tích trong mục 3.5 thì  $h_h > h_c$  nên  $h_h$  được tính chuyển từ  $h_c$  theo công thức (3.17).

Thuật toán nhập giá trị các biên vào ma trận biên như Hình 4.3. Trong đó bienT là thời gian, bienQ0 là lưu lượng gia nhập từ cạnh đầu máng, bienH là cột nước tràn, bienQben là lưu lượng tháo qua đường tràn ngang tính theo công thức (4.1), bienZ tính theo công thức (4.2) và Nchuoi là tổng số thời đoạn của biên.



Hình 4.3. Thuật toán nhập giá trị biên vào ma trận biên

#### 4. Module BANDAU

Module BANDAU dùng để thiết lập điều kiện ban đầu cho mô hình. Điều kiện ban đầu gồm 4 giá trị là lưu lượng  $Q_{01}$ , mực nước  $Z_{01}$  ở mặt cắt đầu và  $Q_{02}$ ,  $Z_{02}$  ở mặt cắt cuối. Thuật toán thiết lập điều kiện ban đầu cho mô hình được mô tả như sơ đồ khối Hình 4.4.



Hình 4.4. Thuật toán thiết lập điều kiện ban đầu

 $Q_{01}$  được gán là lưu lượng gia nhập  $Q_0$  tại thời điểm đầu tiên.  $Q_{02}$  được gán là tổng lưu lượng xả qua tràn  $Q_{tràn}$  và lưu lượng gia nhập  $Q_0$  ở thời điểm đầu tiên.  $Z_{02}$  được gán là mực nước cuối máng  $Z_h$  ở thời điểm đầu tiên,  $Z_{01}$  tính từ  $Z_{02}$  và độ dốc đáy máng,  $Z_{01} = Z_{02} + S_0 L$ . Lưu lượng và mực nước ban đầu ở các mặt cắt khác được phân bổ tuyến tính từ các giá trị khống chế ở mặt cắt đầu và mặt cắt cuối. Tuy nhiên các giá trị ban đầu cũng có thể được thiết lập tùy biến theo người dùng.

### 5. Module DACTRUNG

Module DACTRUNG hỗ trợ tính toán và xác định các đặc trưng thủy lực của mặt cắt gồm diện tích mặt cắt ướt (A), chu vi mặt cắt ướt (P), bán kính thủy lực (R), chiều rộng mặt thoáng (B), module lưu lượng ( $K_Q$ ). Các đặc trưng này được tính cho mặt cắt hình thang.

$$\mathbf{A} = \mathbf{h} \left( \mathbf{b} + \overline{\mathbf{m}} \mathbf{h} \right) \tag{4.7}$$

$$P = b + h\left(\sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2}\right)$$
(4.8)

$$R = \frac{A}{P}$$
(4.9)

$$\mathbf{B} = \mathbf{b} + 2\overline{\mathbf{m}}\mathbf{h} \tag{4.10}$$

$$\overline{B} = \frac{B+b}{2} = b + \overline{m}h \tag{4.11}$$

$$K_{Q} = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}}$$
(4.12)

trong đó:

n - hệ số nhám, (-), đối với máng tràn bên có thể lấy n = 0,012 ÷ 0,017 phụ thuộc vào vật liệu làm máng;

 $\overline{m}$  - xác định theo công thức (4.6).

#### 6. Module DIEUKIENDUNG

Module DIEUKIENDUNG dùng để kiểm tra điều kiện dừng của quá trình lặp tìm nghiệm gần đúng khi sai số giữa nghiệm của lần lặp trước và lặp sau thỏa mãn sai số lớn nhất cho phép. Thuật toán của module được mô tả như Hình 4.5.



Hình 4.5. Thuật toán module điều kiện dừng

#### 7. Module HESOPHUONGTRINH

Module HESOPHUONGTRINH được thiết lập để tính các hệ số trong ma trận hệ số của phương trình ma trận (2.55). Các biến và ẩn được khai báo và tính toán trong module gồm mực nước Z, lưu lượng Q tại điểm đầu, điểm cuối ứng với các thời điểm trước và sau; diện tích ướt A; chiều rộng B; module lưu lượng  $K_Q$ ; số Froude Fr; độ dốc thủy lực S<sub>f</sub>; độ dốc đáy máng S<sub>0</sub>; hệ số tỷ lệ lưu tốc n<sub>0</sub>; hệ số tỷ lệ lưu lượng k<sub>l</sub>; các hệ số trong phương trình sai phân của phương trình liên tục (2.40), phương trình chuyển động (2.48); và các hệ số khác như trình bày trong mục 2.4.1 và 2.4.2.

#### 8. Module KHUDUOI

Thuật toán khử đuổi được thiết lập trong module KHUDUOI giúp cho việc giải phương trình ma trận có ma trận hệ số dạng băng được nhanh và tiết kiệm bộ nhớ, tăng tốc độ tính toán so với việc giải bằng phương pháp khử Gauss kinh điển.

Tổ hợp biên lưu lượng Q = Q(t) tại mặt cắt đầu và mực nước Z = Z(t) tại mặt cắt cuối được bổ sung vào hệ phương trình (2.54). Như vậy, Q<sub>1</sub> trong phương trình (1) và  $Z_{N+1}$  trong phương trình (2N) của hệ (2.54) đã biết. Trình tự khử đuổi để thiết lập các công thức xác định Q và Z tại các điểm nút như sau:

Từ phương trình (1) của hệ (2.54) rút ra được công thức tính  $Z_1$ : -

$$Z_{1} = (aa)_{1} Z_{2} + (bb)_{1}$$
(4.13)

$$(aa)_1 = -\frac{(C_2)_1}{(C_1)_1}$$
 (4.14)

$$(bb)_{1} = \frac{-Q_{1} + (C_{3})_{1}}{(C_{1})_{1}}$$
 (4.15)

Thay (4.13) vào phương trình (2) của hệ (2.54) rút ra được công thức tính  $Z_2$ : -

$$Z_{2} = (aa)_{2} Q_{2} + (bb)_{2}$$
(4.16)

$$(aa)_{2} = -\frac{1}{(C_{5})_{1}(aa)_{1} + (C_{4})_{1}}$$
(4.17)

$$(bb)_{2} = \frac{-(C_{5})_{1}(bb)_{1} + (C_{6})_{1}}{(C_{5})_{1}(aa)_{1} + (C_{4})_{1}}$$
(4.18)

Các hệ số  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  và  $C_4$ ,  $C_5$ ,  $C_6$  tính theo (2.50) và (2.52).

Thay (4.16) vào phương trình (3) của hệ (2.54) rút ra được công thức tính  $Q_2$ : -

$$Q_2 = (aa)_3 Z_3 + (bb)_3$$
 (4.19)

$$(aa)_{3} = -\frac{(C_{2})_{2}}{1 + (C_{1})_{2} (aa)_{2}}$$
(4.20)

$$(bb)_{3} = \frac{-(C_{1})_{2}(bb)_{2} + (C_{3})_{2}}{1 + (C_{1})_{2}(aa)_{2}}$$
(4.21)

Thay (4.19) vào (4.16), sau đó thay vào phương trình (4) của hệ (2.54) rút ra được công thức tính  $Z_3$ :

$$Z_{3} = (aa)_{4} Q_{3} + (bb)_{4}$$
(4.22)
$$(aa)_{4} = -\frac{1}{(C_{2})_{4} (aa)_{4} + (C_{4})_{4}}$$
(4.23)

(4.23)

với:

$$(bb)_{4} = \frac{-(C_{5})_{2}(aa)_{2}(bb)_{3} - (C_{5})_{2}(bb)_{2} + (C_{6})_{2}}{(C_{5})_{2}(aa)_{2}(aa)_{3} + (C_{4})_{2}}$$
(4.24)

Tiếp tục thực hiện thế và biến đổi đối với phương trình liên tục để nhận được công thức xác định lưu lượng  $Q_{i-1}$  ở mặt cắt trước là hàm số của mực nước  $Z_i$  ở mặt cắt sau. Thực hiện tương tự với phương trình chuyển động để nhận được công thức xác định mực nước ở mặt cắt sau  $Z_i$  là hàm số của lưu lượng  $Q_i$  tại mặt cắt đó.

với:

với:

với:

Tiến hành theo trình tự thế và khử trên cho đến đoạn thứ N sẽ xác định được công thức tính  $Q_N$  tại mặt cắt N từ phương trình (2N - 1) của hệ (2.54) và  $Z_{N+1}$  tại mặt cắt cuối từ phương trình (2N) của hệ (2.54). Cụ thể như sau:

$$Q_{N} = (aa)_{2N-1} Z_{N+1} + (bb)_{2N-1}$$
(4.25)

$$(aa)_{2N-1} = -\frac{(C_2)_N}{1 + (C_1)_N (aa)_{2N-2}}$$
(4.26)

$$(bb)_{2N-1} = \frac{-(C_1)_N (bb)_{2N-2} + (C_3)_N}{1 + (C_1)_N (aa)_{2N-2}}$$
(4.27)

$$Z_{N+1} = (aa)_{2N} Q_{N+1} + (bb)_{2N}$$
(4.28)

với:

$$(aa)_{2N} = -\frac{1}{(C_5)_N (aa)_{2N-2} (aa)_{2N-1} + (C_4)_N}$$
(4.29)  
-(C\_5)\_N (aa)\_{2N-2} (bb)\_{2N-1} - (C\_5)\_N (bb)\_{2N-2} + (C\_6)\_N (4.29)

$$(bb)_{2N} = \frac{-(C_5)_N (aa)_{2N-2} (bb)_{2N-1} - (C_5)_N (bb)_{2N-2} + (C_6)_N}{(C_5)_N (aa)_{2N-2} (aa)_{2N-1} + (C_4)_N}$$
(4.30)



Hình 4.6. Thuật toán module khử đuổi

Sử dụng điều kiện biên dưới cho trước,  $Z_{N+1}$  tại thời điểm tính toán được xác định. Thay  $Z_{N+1}$  lần lượt vào (4.28) và (4.25) tìm được  $Q_{N+1}$ ,  $Q_N$  của mặt cắt cuối và đầu đoạn N. Tiếp tục thay ngược lên các công thức tính Z và Q cho các đoạn trước sẽ tìm được toàn bộ ẩn trong vector nghiệm của phương trình ma trận (2.55).

Sơ đồ khối thể hiện thuật toán khử đuổi như Hình 4.6.

Vì hệ số trong các công thức tính Q, Z tại điểm nút cũng phụ thuộc vào ẩn nên quá trình tìm nghiệm gần đúng của toàn bộ ẩn trong vector nghiệm tại thời điểm tính toán được tìm bằng phương pháp tính lặp như đã trình bày ở thuật toán chung (Hình 4.1).

# 4.2. XÂY DỰNG CHƯƠNG TRÌNH TÍNH

## 4.2.1. Công cụ lập trình

Các chương trình hay thủ tục trên máy tính có thể được tạo ra bởi các công cụ lập trình khác nhau. Hiện nay có nhiều ngôn ngữ lập trình, phổ biến như Java, Python, C, C++, SQL... được sử dụng trong nhiều lĩnh vực với những thế mạnh riêng của từng ngôn ngữ. Trong lĩnh vực cơ học thủy khí, các mô hình số thủy động lực học thường lựa chọn ngôn ngữ lập trình Fortran. Tuy nhiên, với đặc điểm máng tràn bên là kênh đơn có mặt cắt đơn giản, chiều dài máng không quá lớn nên có thể sử dụng những công cụ lập trình phổ thông. Một trong những công cụ lập trình đó VBA (Visual Basic for Applications).



Hình 4.7. Giao diện công cụ lập trình VBA trong phần mềm Microsoft Excel
VBA là sản phẩm của Mircosoft, được tích hợp trên tất cả các ứng dụng của Mircosoft, thân thiện và phổ biến với đa phần người dùng máy tính hiện nay. Các dòng lệnh thực thi của VBA được viết trên giao diện VBA Editor khá đơn giản giúp người dùng có thể chủ động xây dựng hàm hoặc thủ tục để tự động hóa môi trường làm việc (Hình 4.7). Do đó, VBA được lựa chọn để lập trình trong phần mềm Microsoft Excel nhằm tận dụng tính năng kiểm soát và xử lý số liệu của phần mềm.

## 4.2.2. Thiết kế chương trình USVF1D

Mô hình thủy động lực học SVF không ổn định 1D (USVF1D - One Dimension Unsteady Spatially Varied Flow) được thiết kế trên một tệp Excel với các trang làm việc (Sheets) khác nhau và kết nối với nhau bằng các hàm có sẵn hoặc các dòng lệnh được viết trong VBA.

Các trang làm việc chính của USVF1D gồm:

USVF1D là trang thực thi mô hình, thể hiện quá trình tính toán của mô hình và kết quả thống kê quá trình thực thi của mô hình USVF1D (Hình 4.8) như số vòng lặp của bước tính, sai số của bước tính, các hệ số n<sub>0</sub>, k<sub>0</sub>, k, k<sub>l</sub>.

	<b>- 19 - (</b> 21 - 1	-				USVF1D_Ver3.0.xlsr	n - Microsoft Excel (	Product	Activation Failed)						-	£۲ آھ
Fil	Home	Insert	Page Layout	Formulas Da	ta Review View	Developer A	BBYY FineReader 12								^ (?)	- # 23
Past	Cut Copy = Format Pa	Calit inter B	ri v ∡ <u>u</u> v ⊡	11 · A ∧ · <u>}</u> · <u>A</u> ·		ि Wrap Text Merge & Center प	General \$ ~ % •	v 00.00	Conditional Forma Formatting + as Table	t Cell	Insert Delet	te Format	Σ AutoSum Fill * Clear *	Sort & Find & Filter * Select *		
	Clipboard	- Ga	Font	5	Alignment	ſ	Number	- Ga	Styles		Cell	S	Ec	liting		_
	F21	- (C	f <sub>x</sub>									1				×
	А	В	С	D	E	F	G		H I		J	K	L	M	N	
1	DO	NG BIEN	LUONG KH	IONG ON DI	NH 1 CHIEU											=
2 3 4 5	USVF1D Prog	ramme - C	ONE DIMENSIC Copyright (	ON UNSTEADY SP. C) 2016 - 2020	ATIALLY VARIED FLOW											
6 7 8	••••	••••••		••••••	•••••		Chạy mô USVF1	hình D			USVF1D XONG!					
9			Cac thong so	o cua mo hinh												
10	Trong	so sai pha	n theo khong g	gian voi bien Q: (	0.5; bien Z: 0.66		Thong ke	Lầr	n lặp Sai số							
11	Tron	g so sai ph	ian theo thoi g	gian voi bien Q: C	1.5, bien Z: 0.5		Max		4 0.0009981	15						
12			Buocthoi	gian: 5giay			Tong	26	1/6 2.3669137	30						
14			BUOC KIIOI													
19	Buoctinh 1	'hoi gian	So lan lap	Sai so max	ki max											
20	1	0.00	3	0.0007857	33 0.689416	3										
21	2	0.00	3	0.0004354	52 0.999000	0										
22	3	0.00	4	7.72165E-	0.999000	0										
23	4	0.01	3	0.0008685	22 0.999000	0										
24	5	0.01	3	0.0008948	17 0.999000	0										
25	6	0.01	4	0.0003509	0.999000	0										
26	7	0.01	4	0.0004507	32 0.999000	0										
27	8	0.01	4	0.000571	0.999000	0										
28	9	0.01	4	0.0007006	93 0.999000	0										
29	10	0.01	4	0.0005405	35 0.991872	0										-
14 4	USVF1D															

Hình 4.8. Giao diện trang tính USVF1D

- Thongso là trang dùng để thiết lập các thông số cho công trình và mô hình:
  - + Thông số công trình cần được thiết lập gồm chiều dài ngưỡng tràn, cao độ ngưỡng tràn, hệ số lưu tốc, lưu lượng của tràn, chiều rộng cạnh đầu, cạnh cuối máng, độ dốc đáy máng... (Hình 4.9).

<b>X</b>		<b>7 • (</b> * •   <del>-</del>		US\	/F1D_Ver3.0.xlsr	n - Microsoft Excel (	Product	Activation Failed)					ef 23
F	ile	Home Insert Page Layout Formulas Data	Review V	'iew D	eveloper A	BBYY FineReader 12						^ (?)	- # %
Pa	ste	$ \begin{array}{c c} cut & calibri & 11 & A^* & A^* \\ \hline copy & \\ \hline s & copy & \\ \hline s & format Painter \\ \hline bobard & \hline c & Font \\ \hline \end{array} $	= <b>=</b> ≫·· ■ = i≢ 1 Alig	≣ W E ⊡M	rap Text erge & Center	General \$ * % * 1	v •.0 •.0 •.0	Conditional Format Formatting * as Table * Styles * Styles	Insert Delete Format Cells	Σ AutoSu Fill ▼ Clear ▼	m * X Arran Arr Filter * Select * Editing		
		A9 👻 🦳 🏂 CÁC THÔNG SỐ CỦA CÔN	NG TRÌNH VÀ	MÔ HÌN	н								*
	А	В	С	D	E	F	G	н	1	J	K L	М	
1		DÒNG BIẾN LƯỢNG KHÔNG ỔN Đ	INH CHU	/ÊN ĐỘ	NG 1 CHIÈ	U							
2		USVF1D Programme - ONE DIMENSION U	NSTEADY S	PATIALL	Y VARIED FL	ow							
3		Copyright (C) 20	16 - 2020										=
4		***************************************	•••••	••••••		*****							
5		***************************************	********	*******	*******								
7		***************************************	********	*******	****								
8		************************	*********	*****									
9		CÁC THÔNG SỐ CỦA CÔNG	TRÌNH VÀ N	IÔ HÌNH			_!						
10	TT	Thông số công trình	Mi 618	Dote ui	Clátel	Chishú		0					1
12	1	Tên công trình	Ky mệu	DOUN	Hồ Mỹ Bình	Gin chu			× \ \				
13	2	Chiều dài ngưỡng tràn	Lagueting	m	70	7	70	Ban 1 Qata Vi	β-φ/2				
14	3	Cao độ ngưỡng tràn	Zneufäne	m	28			V,	Ai − B <sub>cuti</sub> − Q <sub>thio</sub>				
15	4	Cao độ đáy thượng tràn	Zdávtl	m	27.5						möt sát 2	2	
16	5	Chiều rộng cạnh đầu máng	B <sub>đầu</sub>	m	5				ng		mại cai 2-	_	
17	6	Chiều rộng cạnh cuối máng	B <sub>cuối</sub>	m	20				F Zeguing	Q <sub>x8 qua</sub> trán 7		/Z	
18	7	Cao độ đáy mặt cắt đầu máng	Zdàu	m	25.55			*			AN LE	3	
19	8	Chiều dài cạnh máng phía tràn	L <sub>máng</sub>	m	70			Z <sub>dku</sub> s h	7	P,	- <b>A</b> CUP	E" hs	
20	9	Độ dốc đáy máng	S <sub>0</sub>	[-]	0.03				h:		<u> </u>	/ŧ	
21	10	Hệ số mái dốc máng phía tràn	m1	[-]	1.67			2	20		2*D*		
22	11	Hệ số mái dốc máng phía đối diện	m <sub>2</sub>	[-]	0.5				măt cất 1-1				
23	12	Hệ số nhám của máng	n	[-]	0.014					7			<b>ب</b> ا
14 4		Thongso 4											
Rea	iay (										BUE 100% -		+

Hình 4.9. Các thông số thiết lập cho công trình

- + Thông số mô hình gồm trọng số sai phân theo không gian đối với biến Q và biến Z; bước thời gian tính toán; số đoạn máng tính toán (bước không gian tính toán) (Hình 4.10).
- + Điều kiện biên trên gồm biên gia nhập ở cạnh đầu máng và biên gia nhập ở cạnh bên là chuỗi cột nước tràn hoặc lưu lượng theo thời gian (Hình 4.10).

<b>X</b>	<b>, 1</b>	<b>7 • (° •   −</b>		USVI	F1D_Ver3.0.xlsr	m - Microsoft Excel (Pre	oduct /	Activation F	ailed)						×
Fi	le	Home Insert Page Layout Formulas Data	Review 1	/iew AB	BYY FineReade	er 12								∧ (?) – ∉	p 🔀
Past	<b>.</b>	Cut Calibri $\cdot$ 11 $\cdot$ $A^*$ $A^* \equiv$ Copy $\cdot$ D $\cdot$ U $\cdot$ $U = 0$ $\cdot$		i wr	ap Text	General	ب 00. 0	Condition	al Format Cell	Insert Delete Format	Σ AutoS	ium * 🎦	Find 8		
*	Č 💜	🖋 Format Painter 🖪 🖌 🛄 🐂 🔛 🐂 🖓 🗛 👘 🚍 🚍		- Me	rge & Center	<b>3</b> 70 <b>9</b> .00	00	Formatting	* as Table * Styles *	* * *	Clear	* Filter	✓ Select ✓		
	Clip	pboard 🕞 Font 🕞	Alig	inment	ſ	Number	- Gi		Styles	Cells		Editing			
		R36 • (* <i>f</i> *													×
1	Α	В	С	D	E	F	G	н		1	J	K	L	M	
33	Π	Thông số mô hình	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú									
34	1	Trọng số sai phân theo không gian với biến Q	ηα	[-]	0.5										
35	2	Trọng số sai phân theo không gian với biến Z	$\eta_z$	[-]	0.66										
36	3	Bước thời gian tính toán	Δt	Giây	5										
37	4	Số đoạn máng tính toán	N	[-]	70										
38															
39	Giờ	Điều kiện biên gia nhập ở cạnh bên	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Q <sub>trản</sub> (m³/s)		Giờ	Điều kiện biên g	ia nhập ở cạnh đầu	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Q <sub>dầu</sub> (m³/s)	4
40		Số thời đoạn chuỗi biên	N <sub>biên</sub>	[-]	37				Số thời đoạn chuỗ	i biên	N <sub>biên</sub>	[-]	37		
41		Bước thời gian chuỗi biên	$\Delta t_{blen}$	Giờ	1				Bước thời gian chu	uỗi biên	∆t <sub>biên</sub>	Giờ	1		
42	0	Cột nước tràn thời điểm 0 giờ	HO	m	1.55	241.03		0	Lưu lượng thời điệ	ếm 0 giờ	Qđầu0	m3/s	0.00	0.00	
43	1	Cột nước tràn thời điểm 1 giờ	H1	m	1.56	243.55		1	Lưu lượng thời điệ	ếm 1 giờ	Qđầu1	m3/s	0.00	0.00	
44	2	Cột nước tràn thời điểm 2 giờ	H2	m	1.57	246.08		2	Lưu lượng thời điệ	ếm 2 giờ	Qđầu2	m3/s	0.00	0.00	
45	3	Cột nước tràn thời điểm 3 giờ	H3	m	1.58542	250.00		3	Lưu lương thời điệ	ếm 3 giờ	Qđầu3	m3/s	0.00	0.00	
46	4	Côt nước tràn thời điểm 4 giờ	H4	m	1.58542	250.00		4	Lưu lượng thời điệ	ếm 4 giờ	Qđầu4	m3/s	0.00	0.00	
47	5	Côt nước tràn thời điểm 5 giờ	H5	m	1.58542	250.00		5	Lưu lượng thời điệ	m 5 giờ	Ođầu5	m3/s	0.00	0.00	
48	- 6	Côt nước tràn thời điểm 6 giờ	H6	m	1.64	264.06		6	Lưu lượng thời điệ		Ođầu6	m3/s	0.00	0.00	
40	7	Côt nước tràn thời điểm 7 giờ	H7	m	1 74	290.58		7	Lưu lượng thời điệ	 m 7 giờ	Ođầu7	m3/s	0.00	0.00	
49	•	Cât nước trần thời điểm 9 giờ	,	m	1.94	219.06		-	Luc lượng thời đủ	lm 9 giớt	Odaus	m2/s	0.00	0.00	
50	0	Côt nước tràn thời điểm 9 giờ	110		1.04	343.00			Luc luong the di	in o gio	Odauc	m2/c	0.00	0.00	
51	9	cột nước trấn thời điểm 40 cứu	нэ	m	1.924456	342.00		9	Lou loong thời điệ	sui a Bio	Quality	m3/s	0.00	0.00	
52	10	Lot nước tran thời diệm 10 giớ	H10	m	1.924456	342.00		10	Lưu lượng thời điệ	em 10 gið	Qdau10	m3/s	0.00	0.00	
53	11	Cột nước tran thời điệm 11 giờ	H11	m	1.924456	342.00		11	Lưu lượng thời điệ	έm 11 giơ	Qđau11	m3/s	0.00	0.00	
EA  4 4	17 F H	Côt nước tràn thời điểm 12 giờ Thongso	H12	m	193	3/13 59	I	12	Lưu lượng thời điệ	ắm 12 лій	Ođầu12	m2/c	0.00	L 0.00	
												mam	1000		-

Hình 4.10. Các thông số thiết lập cho mô hình và biên gia nhập

Tracdoc thể hiện kết quả tính các đặc trưng lưu lượng, mực nước, lưu tốc...
dọc máng tại các thời điểm khác nhau bằng đồ thị (Hình 4.11)

🕅 🖬 🖷 • 🕅 • 👘 - 💷	ISVED Result view visy - Microsoft Evel (Product Activation Exiled)	
File Home Insert Page Layout	Formulas Data Review View Developer ABBIY FineReader 12	∧ () – ≓ ⊠
Normal Page Page Break Custom Full Views Screen	Ruler 🗹 Formula Bar 🔍 🛄 🛄 👯 🕞 🕞 🗊 Split	
Workbook Views	Show Zoom Window Macros	
		K 5
2 USVF1D Programme - 0 3 4 ***********************************	DNE DIMENSION UNSTEADY SPATIALLY VARIED FLOW Copyright (C) 2016 - 2020	
6 *********		=
7		
9 CHế	ĐỘ THỦY ĐỘNG LỰC HỌC DỌC MÁNG	
10		
11     MAt cât     MC1       12     Toa độ, x (m)     0       13     Gao độ đáy mặt cất, Z <sub>đáy</sub> (m)     25.6       14     Thời điểm, T (giớ)     17       15     Mực nước phản giới Zc (m)     =25.60       10     Lưu lượn Q (m3/2)     =25.60       17     Orande Z(m)     =25.60       19     Orande Z(m)     =25.60       10     Lin lượn Q (m3/2)     =25.60	Mực nước phân giới Zc (m) dọc máng tại thời điểm 17 giớ       28.50	
20 [Lou tốc trung binh v (m/s) 20 21 22 23 24	2 25:00 0 10 20 30 40 50 60 Tope d6 máng (m)	70
25. Id 4 → H KQdocmang d 4 III Ready 🞦		→ [ → (+

Hình 4.11. Kết quả tính toán theo trắc dọc máng

Tracngang thể hiện kết quả tính các đặc trưng lưu lượng, mực nước, lưu tốc...
tại các thời điểm tính toán trên các mặt cắt khác nhau bằng đồ thị (Hình 4.12).

🗶   🔓	<b>1</b> 9 -	(4 ->   <del>-</del>						L.	SVF1D_Res	ult_view.xl	sx - Mio	crosoft E	cel (Product	Activation I	Failed)						-	đ	23
File	н	ome Inse	rt Page	Layout F	ormulas	Data	Review	View	Develop	er ABI	BYY Fine	Reader 1	2								۵	(2) - 6	2
Norma	Page Layout	Page Break Preview Vorkbook Vie	Custom Views Se	Full I G	uler ridlines Sl	Formula Heading	a Bar 🤇	m 100% Zoor	Zoom to Selection	New Window	Arrang	e Freeze Panes	Split Hide Unhide	View Synch Reset Window	Side by Side Ironous Scro Window Po N	lling sition Wo	ave Sw kspace Wind	itch dows *	icros				
	C12		. (=	∫∞ Lưut	ốc trun	g bình v (m	n/s)																~
A		В		С		D	E	F	G	н		1	1	к	L	м	N	0	Р	0	R	S	F
1		DÒI	NG BIẾN		KHÔN	IG ỔN Đ		IYÊN Đ	ÔNG 1	снії			-		-					~			
2		LISVE1	D Program		DIME	NSION U	ISTEADY	SPATIA	I V VARI		1												
2		0.5411	Diriogram	inne - Ora	Convric	tht (C) 20	16 - 2020	51 4114			·												
4		******	********	********	******	*********	********	*******	*******	*******	*												
-* C			********	********	******	********	*******	******	********	****													
5			****	*********	*****	********	*******	******	*****														
7				*******	*****	********	*******	******															
8								•															
9				CHẾ ĐÔ	THỦY Đ	ONG LƯC	HOC TAL	IĂT CẤT															
10						· · ·	· · ·																
11				М	ặt cắt 🛚 🕅	VC30																	
12	Thời	gian (giờ)	Lưu tốc tru	ıng bình v (ı	n/s) 🔤	*					Lun	ı tốc tri	ına binh v	(m/e) tain	oătcấtMC	30							-
13		0.2	Lưu lượng Q (	m3/s)		1					Lut	1 100 11	ing binn v	(iins) tại li	iliqi car mo	50							
14		0.3	Chiếu sâu dòr	g chảy h (m)		s/w	1.80																
15		0.5	Mực nước phả	n giới Zc (m) hình v (m/s)		>	1.80							-			_						
16		0.7				<u>un</u>	1.79						_					_					
17		0.8		1.78		- Bu	1.79												_				
18		1		1.78		Ę	1.79					/											
19		1.2		1.78		tôc	1.79			~		/								~			
20		1.3		1.78		n n	1.79		/														
21		1.5		1.78		-	1.78																
22		1./		1.70			1.78	- F					1										
23		1.8		1.70				0		5			10	1	5	20		25		30		35	
24		2		1.70										Thời gian,	T (giờ)								-
14 4 >	H D	(Qmatcat				]																Þ	
Select	destinat	on and press	ENTER or ch	oose Paste																1009	6 🕞	0	+

Hình 4.12. Kết quả tính toán trên mặt cắt ngang

#### 4.2.3. Mã nguồn của USVF1D

nhiều USVF1D được xây dung với module khác nhau như THONGSOCONGTRINH, THONGSOMOHINH, BIEN, BANDAU, DACTRUNG, DIEUKIENDUNG, HESOPHUONGTRINH, KHUDUOI và module chính. Thuật toán của các module được trình bày ở mục 4.1. Dựa trên thuật toán đã được lập, các module của mô hình được viết bằng công cụ lập trình VBA như trình bày trong các Bảng PL7 đến Bảng PL15 (mục PL.5).

## 4.3. KIỂM ĐỊNH MÔ HÌNH USVF1D

Mô hình USVF1D được kiểm định bằng 3 công trình trong nước có số liệu thí nghiệm gồm Đồng Nghệ [28], Việt An [29] và Mỹ Bình [30].

## 4.3.1. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Đồng Nghệ

Công trình xả lũ hồ Đồng Nghệ ngoài đường tràn ngang và máng tràn bên còn được thiết kế thêm cửa xả sự cố đặt ở đầu máng (Hình 1.13). Các trường hợp thí nghiệm gồm các cấp lưu lượng xả qua tràn kết hợp các kịch bản đóng mở cửa xả sự cố. Các thông số công trình theo sơ đồ thí nghiệm (Hình 3.1) và các thông số mô hình USVF1D được thiết lập như giới thiệu trong mục 4.2.2 (Hình 4.10).

#### 1. Kịch bản đóng cửa sự cố

Các cấp lưu lượng thí nghiệm tại mặt cắt cuối máng trong kịch bản đóng cửa sự cố gồm  $Q_h = 232$ , 328, 380, 390 và 410m<sup>3</sup>/s. Dựa trên các cấp lưu lượng, thiết lập đường quá trình lũ không ổn định xả qua đường tràn ngang như Hình 4.13. Để phù hợp với dữ liệu thí nghiệm là dòng ổn định thì đường quá trình lũ được thiết lập mà trong đó sự biến đổi của quá trình lưu lượng theo thời gian tại những thời điểm tương ứng với các cấp lưu lượng thí nghiệm là không lớn ( $\partial Q/\partial t \approx 0$ ). Máng được chia thành 42 đoạn từ mặt cắt MC01 đến MC43 với  $\Delta x = 1$ m, bước thời gian 5s. Các thông số mô hình khác gồm trọng số sai phân theo không gian với biến lưu lượng  $\eta_Q = 0,5$  và trọng số sai phân theo không gian với biến mực nước  $\eta_Z = 0,66$ .

Trên Hình 4.13, mực nước cuối máng ( $Z_{cuối máng}$ ) được xác định theo thuật toán Hình 4.3 với chiều sâu dòng chảy cuối máng (h<sub>h</sub>) tính theo công thức (3.17); Lưu lượng gia nhập từ cạnh bên ( $Q_{nguõng}$ ) được tính trên chiều dài đoạn ngưỡng tràn từ mặt cắt 2-2 đến cuối máng (Hình 3.1) và phần lưu lượng xả qua đoạn ngưỡng tràn cong phía trước mặt cắt 2-2 được coi là thành phần gia nhập từ đầu máng ( $Q_{dầu máng}$ ). Các kết quả tính toán đường mặt nước bằng mô hình USVF1D như sau:





Hình 4.13. Đường quá trình xả lũ hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố

Chú thích Hình 4.14:

Hình 4.14. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm  $Q_h = 232m^3/s$ 

- USVEID 222: diràng một nước tính toán
- USVF1D\_232: đường mặt nước tính toán bằng mô hình USVF1D trích xuất tại thời điểm lưu lượng dòng chảy cuối máng  $Q_h = 232m^3/s$ ;
- Đồng Nghệ\_Q0=0\_232: mực nước trung bình tại các mặt cắt theo dữ liệu thí nghiệm với cấp lưu lượng 232m<sup>3</sup>/s;
- Konovalov\_hh=1,1hc1: đường mặt nước tính theo công thức SVF ổn định (1.8) của Konovalov với chiều sâu dòng chảy cuối máng xác định theo đề xuất của Kiselev (h<sub>h</sub> = 1,1hc<sub>1</sub>) (Bảng 3.3), sau đây được viết tắt là Kono1.1;
- Konovalov\_hh=1,33hc1: đường mặt nước tính theo công thức SVF ổn định (1.8) của Konovalov với chiều sâu dòng chảy cuối máng xác định theo đề xuất của Chiến N. (h<sub>h</sub> = 1,33hc<sub>1</sub>) (Bảng 3.3), sau đây được viết tắt là Kono1.33;
- Zc232 (hc2): đường mực nước phân giới xác định với  $\alpha = 2,32$ ;
- Đáy máng: đường cao trình đáy máng.



Hình 4.15. Đường mặt nước dọc máng Hình 4.16. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm  $Q_h = 328m^3/s$  tại thời điểm  $Q_h = 380m^3/s$ 



Hình 4.17. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm  $Q_h = 390m^3/s$ Hình 4.18. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố tại thời điểm  $Q_h = 410m^3/s$ 

Tại thời điểm lưu lượng ở mặt cắt cuối máng là  $232m^3$ /s (Hình 4.14), đường mặt nước dọc máng (USVF1D\_232) tính toán theo USVF1D phù hợp với dữ liệu thí nghiệm (Đồng Nghệ\_Q0=0\_232). Chiều sâu dòng chảy tính toán lớn hơn thí nghiệm 2,45% ÷ 4,57% (Bảng 4.1). Đường mặt nước chảy êm có xu thế giảm dần theo chiều dòng chảy tương tự đường nước hạ chảy êm b<sub>0</sub> [3]. Khu vực cuối máng, độ dốc mặt nước tăng nhanh do h<sub>h</sub>  $\approx$  h<sub>c</sub>. Đường mặt nước Kono1.33 cao hơn Kono1.1. Ở 2/3 đoạn đầu máng, đường mặt nước Kono1.1 cao hơn thí nghiệm với sai số lớn nhất là 18,18% xảy ra ở mặt cắt đầu máng và 1/3 đoạn cuối máng thấp hơn thí nghiệm với sai số tại mặt cắt cuối máng là 16,72% (Bảng 4.1).

Tại các thời điểm khác ứng với  $Q_h = 328m^3/s$  (Hình 4.15),  $380m^3/s$  (Hình 4.16),  $390m^3/s$  (Hình 4.17) và  $410m^3/s$  (Hình 4.18), đường mặt nước cũng là đường nước hạ chảy êm tương tự thời điểm  $Q_h = 232m^3/s$ . Đường mặt nước USVF1D cao hơn thí nghiệm nhưng hầu hết sai số đều nhỏ hơn 10%, ngoại trừ trường hợp sai số 14,40% ở đầu máng với cấp lưu lượng  $328m^3/s$  (Bảng 4.1). Đường mặt nước Kono1.1 và Kono1.33 đều có 2/3 đoạn đầu máng lớn hơn thí nghiệm và 1/3 đoạn còn lại thấp hơn thí nghiệm. Sai số tổng thể của đường Kono1.1 cao hơn Kono1.33 và sai số lớn nhất ở đầu máng hoặc cuối máng có thể vượt ±30% (Bảng 4.1).

Đường quá trình tính toán Q, v, Z được trình bày trong phụ lục PL.6 (Hình PL12 ÷ Hình PL15).

Mět sžt	/ <b>I</b>	Thí	US	SVF1D	K	ono1.1	Ko	no1.33
Mật cất	X/L	nghiệm	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)
		Q	= 232m	<sup>3</sup> /s (kịch bản	đóng củ	ra sự cố)		
MC01	0,00	3,80	3,97	4,53	4,49	18,18	4,83	27,12
MC14	0,32	3,70	3,87	4,57	4,22	14,16	4,51	21,87
MC28	0,67	3,65	3,75	2,86	3,76	3,12	4,00	9,68
MC43	1,00	3,10	3,18	2,45	2,58	-16,72	3,12	0,69
		Q	= 328 m	<sup>3</sup> /s (kịch bản	đóng cử	ra sự cố)		
MC01	0,00	4,50	5,15	14,40	5,69	26,48	5,94	32,00
MC22	0,50	4,57	4,89	6,89	5,32	16,34	5,57	21,98
MC28	0,66	4,35	4,78	9,81	4,69	7,91	4,98	14,50
MC43	1,00	4,24	4,33	2,10	3,24	-23,69	3,91	-7,73
		Q	e = 380m	<sup>3</sup> /s (kịch bản	đóng củ	ra sự cố)		
MC01	0,00	5,47	5,77	5,45	6,30	15,25	6,45	17,92
MC14	0,32	5,36	5,62	4,79	5,92	10,37	6,08	13,51
MC28	0,67	5,32	5,37	0,99	5,24	-1,59	5,46	2,67
MC43	1,00	4,74	4,96	4,63	3,56	-24,89	4,30	-9,19
		Q	= 390m	<sup>3</sup> /s (kịch bản	đóng cử	ra sự cố)		
MC01	0,00	5,41	5,89	8,81	6,40	18,38	6,55	21,13
MC22	0,50	5,37	5,60	4,30	6,01	11,94	6,18	15,13
MC28	0,66	5,31	5,49	3,34	5,32	0,22	5,55	4,56
MC43	1,00	5,18	5,08	-1,93	3,62	-30,11	4,38	-15,49
		Q	= 410 m	<sup>3</sup> /s (kịch bản	đóng cử	ra sự cố)		
MC01	0,00	5,72	6,12	7,03	6,60	15,41	6,51	13,79
MC14	0,32	5,67	5,97	5,21	6,20	9,34	6,25	10,18
MC28	0,67	5,62	5,72	1,72	5,49	-2,29	5,71	1,62
MC43	1,00	5,11	5,32	4,10	3,74	-26,81	4,52	-11,51

Bảng 4.1. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố

## 2. Kịch bản mở cửa sự cố

Công trình tháo lũ sự cố được thiết kế ở đầu máng là dạng tràn có 2 cửa, kích thước 3x3m (Hình 3.1). Các trường hợp thí nghiệm gồm lưu lượng qua ngưỡng  $Q_{nguỡng} = 328m^3/s$  kết hợp cửa sự cố  $Q_0 = 54m^3/s$  với tổng lưu lượng  $Q = 382m^3/s$  và  $Q_{nguỡng} = 390m^3/s$  kết hợp  $Q_0 = 80m^3/s$  với tổng lưu lượng  $Q = 470m^3/s$ . Đường quá trình xả lũ được thiết lập theo nguyên tắc như kịch bản đóng cửa sự cố (Hình 4.19).



Hình 4.20. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố  $Q_0 = 54m^3/s$  tại thời điểm  $Q_h = 382m^3/s$ 

Hình 4.21. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố  $Q_0 = 80m^3/s$  tại thời điểm  $Q_h = 470m^3/s$ 

Bång 4.2.	Chiều sâu	dòng chảy	tại các	mặt cắt	'máng h	ð Đồng	Nghệ
		kịch bản	mở cử	a sự cố			

Măt aất	w /I	Thí	US	SVF1D	Konova	alov $(1, 1h_{c1})$	Konova	lov (1,33h <sub>c1</sub> )
Mật Cất	X/ L	nghiệm	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)
		Q = 382	$2m^3/s$ (kg	ịch bản mở c	ửa sự cố	$Q_0 = 54 m^3/s^2$	s)	
MC01	0,00	4,21	5,60	32,96	6,38	51,58	6,46	53,38
MC22	0,50	4,94	5,32	7,68	5,52	11,65	5,69	15,16
MC28	0,66	4,77	5,24	9,80	5,18	8,56	5,40	13,17
MC43	1,00	4,50	4,98	10,74	3,57	-20,62	4,32	-4,02
		Q = 470	$m^3/s$ (kg	ịch bản mở c	ửa sự cố	$Q_0 = 80 \text{m}^3/3$	s)	
MC01	0,00	6,15	6,63	7,76	7,23	17,56	7,42	20,72
MC22	0,50	5,84	6,33	8,33	6,27	7,44	6,50	11,37
MC28	0,66	5,57	6,25	12,27	5,90	5,88	6,16	10,68
MC43	1,00	4,86	6,03	24,12	4,09	-15,94	4,94	1,63

Kết quả tính theo USVF1D so với phương pháp Konovalov cũng tương tự kịch bản đóng cửa sự cố. Đường mặt nước USVF1D dọc máng cao hơn thí nghiệm. Ở khoảng 2/3 đoạn đầu máng, mực nước USVF1D thấp hơn Konovalov và 1/3 đoạn cuối máng thì ngược lại (Hình 4.20, Hình 4.21). Về tổng thể sai số giữa tính toán và thí nghiệm, đường mặt nước USVF1D có sai số nhỏ hơn Konovalov ở nửa đầu máng và ở nửa cuối máng thì ngược lại (Bảng 4.2), thể hiện rõ ở kịch bản 470m<sup>3</sup>/s (Hình 4.21). Chiều sâu dòng chảy cuối máng xác định theo công thức (3.17) cho sai số lớn lần lượt là 10,47% (Q =  $382m^3$ /s) và 24,12% (Q =  $470m^3$ /s).

Đường mặt nước trên máng là đường nước hạ chảy êm nhưng đoạn đầu máng có chiều sâu dòng chảy tăng dần (Hình 4.20). So sánh đường mặt nước cùng cấp lưu lượng thí nghiệm giữa kịch bản đóng cửa sự cố (Hình 4.15, Q =  $380m^3$ /s) và mở cửa sự cố (Hình 4.20, Q =  $382m^3$ /s) cho thấy đường mặt nước kịch bản mở cửa sự cố thấp hơn kịch bản đóng cửa sự cố. Kết quả tính bằng USVF1D phù hợp với kịch bản đóng cửa sự cố (Hình 4.20). Hiện tượng này cho thấy tác động của dòng chảy qua cửa xả sự cố làm tăng lực đẩy của dòng chảy phía thượng lưu máng và làm suy yếu thế năng dòng chảy trong máng. Đây là nguyên nhân chính gây ra hiện tượng h<sub>h</sub>  $\approx h_{c2}$  (Hình 4.20, Hình 4.21) và dẫn đến sai số lớn cho công thức (3.17). Do đó, khi máng tràn bên cho phép tháo qua cạnh đầu máng dạng cống có cửa thì chiều sâu dòng chảy cuối máng được kiến nghị chọn h<sub>h</sub> =  $1,02h_{c2}$  (Bảng 4.2).

Bổ sung thuật toán cho sơ đồ khối Hình 4.3, điều kiện biên mực nước hạ lưu máng được xác định với  $h_h = 1,02h_{c2}$ , đường mặt nước USVF1D tính toán được như sau (Hình 4.22, Hình 4.23):



Hình 4.22. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố  $Q_0 = 54m^3/s$  tại thời điểm  $Q_h = 382m^3/s$ với thuật toán bổ sung

Hình 4.23. Đường mặt nước dọc máng hồ Đồng Nghệ kịch bản mở cửa sự cố  $Q_0 = 80m^3/s$  tại thời điểm  $Q_h = 470m^3/s$ với thuật toán bổ sung

Măt oźt	/I	Thí	U	SVF1D	Măt oźt	/I	Thí	U	SVF1D
Mật cất	X/L	nghiệm	h (m)	Sai số (%)	Mật cất	X/L	nghiệm	h (m)	Sai số (%)
		Q = 382i	$m^3/s$				Q = 470	m <sup>3</sup> /s	
(kịch	ı bån m	ở cửa sự	$c \hat{o} Q_0 =$	$= 54 \text{m}^3/\text{s}$ )	(kịch	bản m	ở cửa sự	$c\hat{o} Q_0 =$	$= 80 \text{m}^3/\text{s}$ )
MC01	0,00	4,21	5,43	28,93	MC01	0,00	6,15	6,27	1,91
MC22	0,50	4,94	5,09	2,95	MC22	0,50	5,84	5,85	0,12
MC28	0,66	4,77	4,97	4,20	MC28	0,66	5,57	5,71	2,54
MC43	1,00	4,50	4,35	-3,40	MC43	1,00	4,86	4,97	2,16

Bảng 4.3. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa sự cố với thuật toán bổ sung

Đường mặt nước áp dụng thuật toán bổ sung phù hợp với thí nghiệm hơn thuật toán ban đầu. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt hầu hết có sai số dưới 5% so với thí nghiệm ngoại trừ mặt cắt 1-1 ở kịch bản  $Q = 382m^3/s$  có sai số lớn (Bảng 4.3) do đường mặt nước khu vực đầu máng là đường nước dâng. Với kịch bản  $Q = 470m^3/s$  không sinh ra đường nước dâng đoạn đầu máng như kịch bản  $Q = 382m^3/s$  nên không mắc sai số lớn.

Đường quá trình tính toán Q, v, Z được trình bày trong phụ lục PL.6 (Hình PL16 ÷ Hình PL19).

#### 4.3.2. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Việt An

Máng tràn bên hồ Việt An có mặt cắt hình chữ nhật không cho phép tháo qua cạnh đầu máng với các thông số công trình như Hình 3.2. Thiết lập các thông số công trình và mô hình USVF1D tương ứng với phương án thiết kế sơ bộ (TKSB) và thiết kế kỹ thuật (TKKT). Đường quá trình biên dòng gia nhập được thiết lập theo nguyên tắc tương tự hồ Đồng Nghệ với  $Q_{TK} = 543m^3/s$  (Hình 4.24).



Hình 4.24. Đường quá trình xả lũ hồ Việt An

Đối với phương án TKSB (Hình 4.25), tại điểm đo mực nước đầu máng, giá trị tính toán theo USVF1D và Konovalov có sai số nhỏ và phù hợp kết quả thí nghiệm. Tại mặt cắt cuối máng, mực nước USVF1D xấp xỉ thí nghiệm với sai số 0,14% (Bảng 4.4), mực nước Konovalov thấp hơn thí nghiệm với sai số trên 5%. Xét tổng thể đường mặt nước tính toán theo USVF1D và Kono1.33 tương đương về mức độ phù hợp với dữ liệu thí nghiệm.

Đối với phương án TKKT (Hình 4.26), mực nước đầu máng theo Kono1.33 có sai số nhỏ nhất (Bảng 4.4), nhưng xét tổng thể thì đường mặt nước USVF1D phù hợp hơn với kết quả thí nghiệm. Đường mặt nước theo Kono1.1 và Kono1.33 thấp hơn thí nghiệm với sai số tại mặt cắt giữa máng và cuối máng lớn hơn 10%.



Hình 4.25. Đường mặt nước dọc máng<br/>hồ Việt An - TKSB<br/>tại thời điểm  $Q_h = 543m^3/s$ Hình 4.26. Đường mặt nước dọc máng<br/>hồ Việt An - TKKT<br/>tại thời điểm  $Q_h = 543m^3/s$ 

Về dạng đường mặt nước theo kết quả thí nghiệm cũng là dạng đường nước hạ chảy êm, chiều sâu dòng chảy đoạn đầu máng có xu hướng tăng dần đến khu vực giữa máng và sau đó giảm dần.

Măt cắt	v/I	Thí	US	SVF1D	K	ono1.1	Ko	ono1.33
Iviại Cai	$\Lambda/L$	nghiệm	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)
			Ç	$Q = 543 m^3 / s$ (	(TKSB)			
MC01	0,00	5,60	5,51	-1,68	5,68	1,43	5,76	2,84
MC41	0,50	5,40	5,00	-7,32	5,06	-6,25	5,19	-3,93
MC81	1,00	3,88	3,87	-0,14	3,03	-22,01	3,66	-5,71
			Ç	$Q = 543 \text{m}^3/\text{s}$ (	TKKT)			
MC01	0,00	6,70	6,89	2,84	6,59	-1,68	6,74	0,53
MC29	0,50	6,87	6,41	-6,69	6,00	-12,68	6,18	-9,99
MC56	1,00	5,31	5,24	-1,28	3,71	-30,15	4,48	-15,54

Bảng 4.4. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Việt An

Đường quá trình tính toán Q, v, Z được trình bày trong phụ lục PL.6 (Hình PL20 ÷ Hình PL27).

#### 4.3.3. Đường mặt nước trong máng tràn bên hồ Mỹ Bình

Khác với hồ Đồng Nghệ và Việt An được thiết kế đáy máng nằm ngang, máng tràn bên hồ Mỹ Bình có độ dốc thuận (Bảng 3.1). Mô hình thí nghiệm được xây dựng cho 2 phương án thiết kế kỹ thuật (TKKT) và kiến nghị sửa đổi (PAKN).

## 1. Phương án thiết kế kỹ thuật (TKKT)

Các thông số công trình được thiết lập vào mô hình USVF1D như Bảng 3.1 và thông số mô hình được thiết lập tương tự 2 công trình Đồng Nghệ và Mỹ Bình gồm số đoạn máng tính toán N = 60, bước thời gian tính toán  $\Delta t$  = 5 giây và trọng số sai phân theo không gian với biến lưu lượng, mực nước lần lượt là  $\eta_Q$  = 0,5,  $\eta_Z$  = 0,66. Đường quá trình lũ xả qua đường tràn ngang cũng được thiết lập với nguyên tắc như các hồ trên (Hình 4.27), gồm 2 cấp lưu lượng  $Q_{TK}$  = 342m<sup>3</sup>/s và  $Q_{KT}$  = 372m<sup>3</sup>/s.



Hình 4.27. Đường quá trình xả lũ hồ Mỹ Bình - TKKT



hồ Mỹ Bình - TKKT tại thời điểm  $Q_h = 342m^3/s$ 

Hình 4.29. Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - TKKT tại thời điểm Q<sub>h</sub> = 372m<sup>3</sup>/s

Măt cắt	v/I	Thí	US	VF1D	K	ono1.1	Ko	no1.33
Mật Cat	$\Lambda/L$	nghiệm	h (m)	Sai số	h (m)	Sai số	h (m)	Sai số
			Q	$= 342 m^{3}/s$ (	(TKKT)			
MC1	0,00	4,37	4,56	4,33	5,55	27,09	5,78	32,27
MC21	0,33	4,64	4,67	0,75	5,31	14,50	5,52	18,89
MC41	0,67	4,29	4,61	7,47	4,72	10,09	4,93	14,98
MC61	1,00	4,27	4,33	1,46	3,23	-24,37	3,90	-8,55
			Q	$= 372 m^{3}/s$ (	(TKKT)			
MC1	0,00	-	4,88	-	5,62	-	6,05	-
MC21	0,33	5,05	5,00	-1,04	5,41	7,04	5,79	14,58
MC41	0,67	5,30	4,93	-6,99	4,87	-8,11	5,19	-2,16
MC61	1,00	4,97	4,67	-5,98	3,41	-31,48	4,12	-17,16

Bảng 4.5. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Mỹ Bình - TKKT

Kết quả tính toán đường mặt nước tại các thời điểm ứng với lưu lượng cuối máng  $Q_h = 342m^3$ /s và  $372m^3$ /s cho thấy đường mặt nước USVF1D phù hợp với dữ liệu thí nghiệm hơn so với Kono1.1 và Kono1.33 (Hình 4.28, Hình 4.29). Sai số tính toán theo USVF1D có giá trị 0,75 ÷ 7,47%, trong khi kết quả tính theo Konovalov cho sai số lên tới trên 30% ở đầu hoặc cuối máng (Bảng 4.5).

Về dạng đường mặt nước, vì mực nước tính toán và thí nghiệm dọc máng đều lớn hơn chiều sâu phân giới nên dòng chảy trong máng là êm (Hình 4.28, Hình 4.29). Số liệu thí nghiệm cho thấy chiều sâu dòng chảy tăng dần từ đầu máng đến gần cuối máng sau đó giảm dần về chiều sâu dòng chảy cuối máng. Đường mặt nước tính toán theo Konovalov lớn hơn USVF1D ở khoảng 2/3 đoạn đầu máng và 1/3 đoạn cuối máng thì ngược lại tương tự hồ Đồng Nghệ.

Đường quá trình tính toán Q, v, Z được trình bày trong phụ lục PL.6 (Hình PL28 ÷ Hình PL31).

### 2. Phương án thiết kế kiến nghị sửa đổi (PAKN)

PAKN với việc tăng chiều dài máng, hạ thấp đáy máng và tăng độ dốc đáy máng (Bảng 3.1) đã làm thay đổi đường mặt nước trong máng. Với đường quá trình lưu lượng xả qua ngưỡng tràn bao gồm các cấp lưu lượng 250m<sup>3</sup>/s, 342m<sup>3</sup>/s và 372m<sup>3</sup>/s (Hình 4.30), kết quả mô phỏng đường mặt nước trong máng (Hình 4.31, Hình 4.32, Hình 4.33) như sau:

 Đường mặt nước thí nghiệm biến đổi đều hơn, mực nước giảm dần từ đầu máng đến cuối máng.

- Dạng đường mặt nước ở các cấp lưu lượng đều duy trì tương tự phương án TKKT nhưng chiều sâu dòng chảy giảm xuống 0,4 ÷ 0,8m so với TKKT.
- Đường mặt nước USVF1D ở khoảng 2/3 đoạn đầu máng cao hơn Konovalov và xảy ra ngược lại ở 1/3 đoạn cuối máng tương tự mô hình hồ Đồng Nghệ.
- Đường mặt nước Kono1.1 và Kono1.33 gặp sai số lớn ở khu vực đầu và cuối máng. Tại mặt cắt đầu máng, mực nước Konovalov lớn hơn thí nghiệm với sai số ghi nhận được trên 40%. Tại mặt cắt cuối máng, mực nước Konovalov thấp hơn thí nghiệm với sai số đạt trên 30%.
- Đường mặt nước mô phỏng bằng mô hình USVF1D cho sai số tổng thể nhỏ hơn phương pháp Konovalov. Tuy nhiên, mực nước đầu máng tính toán lớn hơn thí nghiệm với sai số ghi nhận được ở cấp lưu lượng 342m<sup>3</sup>/s là 14,31%. Các vị trí khác trong máng có sai số khoảng 5%.



Hình 4.32. Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm  $Q_h = 342m^3/s$ 

Hình 4.33. Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm  $Q_h = 372m^3/s$ 

Mặt cắt	v/I	Thí	US	SVF1D	Konova	alov $(1, 1h_{c1})$	Konova	lov (1,33h <sub>c1</sub> )
Mật Cất	$\Lambda/L$	nghiệm	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)	h (m)	Sai số (%)
			Ç	$Q = 250 \text{m}^3/\text{s}$ (	PAKN)			
MC1	0,00	3,51	3,54	0,80	4,61	31,47	4,73	34,82
MC25	0,33	3,93	3,67	-6,70	4,39	11,78	4,52	14,99
MC48	0,67	3,91	3,63	-7,08	3,89	-0,48	4,06	3,72
MC71	1,00	3,63	3,26	-10,12	2,65	-27,08	3,20	-11,83
			Ç	$Q = 342 \text{m}^3/\text{s}$ (	PAKN)			
MC1	0,00	3,99	4,56	14,31	5,60	40,26	5,68	42,25
MC25	0,33	4,45	4,68	5,07	5,33	19,78	5,44	22,18
MC48	0,67	4,57	4,61	0,86	4,72	3,31	4,90	7,30
MC71	1,00	4,44	4,33	-2,43	3,23	-27,26	3,90	-12,05
			Ç	$Q = 372 \text{m}^3/\text{s}$ (	PAKN)			
MC1	0,00	4,30	4,89	13,61	5,39	25,40	6,09	41,55
MC25	0,33	4,73	5,00	5,67	5,29	11,81	5,80	22,53
MC48	0,67	4,82	4,93	2,25	4,93	2,21	5,18	7,52
MC71	1,00	4,85	4,67	-3,65	3,41	-29,79	4,12	-15,11

Bảng 4.6. Chiều sâu dòng chảy tại các mặt cắt máng hồ Mỹ Bình - PAKN

Đường quá trình tính toán Q, v, Z được trình bày trong phụ lục PL.6 (Hình PL32 ÷ Hình PL35).

Các kết quả kiểm định mô hình USVF1D cho thấy khả năng mô phỏng đường mặt nước trong máng tràn bên phù hợp hơn với phương pháp dòng biến lượng ổn định hiện nay, sai số giữa tính toán và thực đo trong phạm vi cho phép, ngoại trừ khu vực đầu máng với một số trường hợp. Như vậy, mô hình có khả năng áp dụng trong thực tế tính toán.

### 4.4. ỨNG DỤNG MÔ HÌNH USVF1D

Ứng dụng mô hình USVF1D mô phỏng đường mặt nước trên máng tràn bên của 4 công trình nước ngoài gồm Trangslet (Thụy Điển), Karahnjukar (Iceland), Lyssbach (Thụy Sĩ), Markieh (Syria) và so sánh với kết quả thí nghiệm thu thập được từ các công bố [60][61] trên tạp chí quốc tế có uy tín.

Như đã phân tích trong mục 3.5, cả 4 công trình này đều được thiết kế nối tiếp sau máng là kênh chuyển tiếp có độ dốc bằng hoặc nhỏ hơn độ dốc máng trước khi chuyển sang dốc nước có  $S_0 > S_c$  (xem các Hình PL1 ÷ Hình PL5 trong phụ lục PL.1). Do đó, mực nước biên hạ lưu cuối máng nằm ngoài phạm vi áp dụng của công thức (3.17).

Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, để mô phỏng đường mặt nước trong máng tràn bên của các công trình nêu trên, sử dụng biên lưu lượng gia nhập được thiết lập theo nguyên tắc như đối với 3 công trình trong nước. Biên mực nước hạ lưu được hiệu chỉnh phù hợp với mực nước thí nghiệm tại mặt cắt cuối máng.

Các thông số công trình được thiết lập vào mô hình như thể hiện trên Bảng 4.7 ÷ Bảng 4.10.

ΤT	Thông số công trình	Ký hiệu	Đơn vị	TKCS	TKKT	Ghi chú
1	Tên công trình	Trang	slet, Thự	ıy Điển:	tỷ lệ M	H 1/45
2	Chiều dài ngưỡng tràn	L <sub>ngưỡng</sub>	m	125	125	
3	Cao độ ngưỡng tràn	Z <sub>ngưỡng</sub>	m	21,55	21,55	
4	Cao độ đáy thượng tràn	$Z_{\text{dáyTL}}$	m	20,00	20,00	Giå định
5	Chiều rộng cạnh đầu máng	$B_{d\hat{a}u}$	m	20,00	13,40	
6	6 Chiều rộng cạnh cuối máng		m	30,00	20,00	
7	Cao độ đáy mặt cắt đầu máng	$Z_{d\hat{a}u}$	m	13,63	13,63	
8	Chiều dài cạnh máng phía tràn	L <sub>máng</sub>	m	125	125	
9	Độ dốc đáy máng	$S_0$	(-)	0,03	0,03	
10	Hệ số mái dốc máng phía tràn	m1	(-)	1,00	1,00	
11	Hệ số mái dốc máng phía đối diện	m <sub>2</sub>	(-)	0,10	0,10	

Bảng 4.7. Thông số công trình hồ Trangslet

		,		•	
D? 10		A A	1 1 1 1	177	1 • 1
καμα Δ Χ	ι ησησεί	а соиа	trinn ni	) Kara	ททาบนกท
Dung T.U.	I nong su		<i></i>	/ 11u/ u/	uuuu

ΤT	Thông số công trình	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú	
1	Tên công trình	Karahnjukar, Iceland: tỷ lệ MH 1/45				
2	Chiều dài ngưỡng tràn	L <sub>nguõng</sub>	m	140		
3	Cao độ ngưỡng tràn	Zngurõng	m	21,55		
4	Cao độ đáy thượng tràn	Z <sub>đáyTL</sub>	m	20,00	Giả định	
5	Chiều rộng cạnh đầu máng	$B_{d\hat{a}u}$	m	6,00		
6	Chiều rộng cạnh cuối máng	B <sub>cuối</sub>	m	12,00		
7	Cao độ đáy mặt cắt đầu máng	$Z_{d\hat{a}u}$	m	3,73		
8	Chiều dài cạnh máng phía tràn	L <sub>máng</sub>	m	140		
9	Độ dốc đáy máng	S <sub>0</sub>	(-)	0,0026		
10	Hệ số mái dốc máng phía tràn	m <sub>1</sub>	(-)	0,50		
11	Hệ số mái dốc máng phía đối diện	m <sub>2</sub>	(-)	0,50		

TT	Thông số công trình	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú		
1	Tên công trình	Karahnjukar, Iceland: tỷ lệ MH 1/16					
2	Chiều dài ngưỡng tràn	L <sub>nguõng</sub>	m	35,8			
3	Cao độ ngưỡng tràn	$Z_{ngu \tilde{o} ng}$	m	21,55			
4	Cao độ đáy thượng tràn	$Z_{\text{dáyTL}}$	m	20,00	Giả định		
5	Chiều rộng cạnh đầu máng	$B_{d\hat{a}u}$	m	4,68			
6	Chiều rộng cạnh cuối máng	B <sub>cuối</sub>	m	4,68			
7	Cao độ đáy mặt cắt đầu máng	$Z_{d\hat{a}u}$	m	17,19			
8	Chiều dài cạnh máng phía tràn	L <sub>máng</sub>	m	35,80			
9	Độ dốc đáy máng	S <sub>0</sub>	(-)	0,008			
10	Hệ số mái dốc máng phía tràn	$m_1$	(-)	0,00			
11	Hệ số mái dốc máng phía đối diện	m <sub>2</sub>	(-)	0,00			

Bảng 4.9. Thông số công trình hồ Lyssbach

	8 8	0			
ΤT	Thông số công trình	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị	Ghi chú
1	Tên công trình	Mark	tieh, Syria	: tỷ lệ MH	[ 1/50
2	Chiều dài ngưỡng tràn	L <sub>nguõng</sub>	m	150	
3	Cao độ ngưỡng tràn	$Z_{ngu \tilde{o} ng}$	m	64,50	
4	Cao độ đáy thượng tràn	$Z_{\text{dáyTL}}$	m	63,00	Giả định
5	Chiều rộng cạnh đầu máng	$B_{d\hat{a}u}$	m	10,00	
6	Chiều rộng cạnh cuối máng	B <sub>cuối</sub>	m	30,00	
7	Cao độ đáy mặt cắt đầu máng	$Z_{d\hat{a}u}$	m	61,00	
8	Chiều dài cạnh máng phía tràn	L <sub>máng</sub>	m	150	
9	Độ dốc đáy máng	S <sub>0</sub>	(-)	0,03	
10	Hệ số mái dốc máng phía tràn	m <sub>1</sub>	(-)	0,50	
11	Hệ số mái dốc máng phía đối diện	m <sub>2</sub>	(-)	0,50	

## Bảng 4.10. Thông số công trình hồ Markieh

Các thông số của mô hình được thiết lập với trọng số sai phân theo không gian với biến lưu lượng  $\eta_Q$  và mực nước  $\eta_Z$  tương tự mục 4.3 ( $\eta_Q = 0,50$ ;  $\eta_Z = 0,66$ ). Bước không gian được chia với  $\Delta x = 1$ m và bước thời gian tính toàn  $\Delta t = 5$ s.

Kết quả mô phỏng ứng đường mặt nước ứng với thời điểm lưu lượng tại mặt cắt cuối máng  $Q_h$  tương ứng với các cấp lưu lượng thí nghiệm của từng mô hình thể hiện trên Hình 4.34 ÷ Hình 4.38. Kết quả đánh giá sai số giữa tính toán và thí nghiệm được trình bày trong các Bảng 4.11 ÷ Bảng 4.15.



Hình 4.34. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet phương án TKCS



Hình 4.35. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet phương án TKKT



Hình 4.36. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Karahnjukar

Hình 4.37. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Lyssbach



Hình 4.38. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Markieh

Tọa độ	Q	$2 = 224 \text{m}^3/\text{s}$		Q	$= 945 \text{m}^3/\text{s}$	
máng	h (n	1)	Sai số	h (n	ı)	Sai số
(m)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)
0	6,22	5,95	-4,23	11,65	11,31	-2,90
9	6,22	5,95	-4,26	11,55	11,31	-2,11
18	6,12	5,95	-2,79	11,45	11,29	-1,39
27	6,10	5,94	-2,61	11,45	11,27	-1,61
36	6,00	5,93	-1,15	11,35	11,23	-1,04
45	5,91	5,92	0,19	11,35	11,19	-1,39
54	5,89	5,91	0,45	11,25	11,15	-0,93
63	5,90	5,90	0,09	11,25	11,09	-1,39
72	5,80	5,89	1,57	11,10	11,04	-0,58
81	5,79	5,87	1,49	10,90	10,97	0,67
90	5,78	5,86	1,39	10,80	10,91	0,98
99	5,69	5,84	2,71	10,70	10,83	1,25
108	5,79	5,83	0,69	10,70	10,76	0,54
117	5,80	5,81	0,26	10,70	10,68	-0,22
125	5,80	5,80	0,00	10,60	10,60	0,00

Bảng 4.11. Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet\_TKCS

Bảng 4.12. Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Trangslet\_TKKT

Tọa độ	Ç	$Q = 224 \text{m}^3/\text{s}$		Q	$= 945 \text{m}^{3}/\text{s}$	
máng	h (1	m)	Sai số	h (m	ı)	Sai số
(m)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)
0	6,91	6,74	-2,49	13,40	13,74	2,55
9	6,83	6,74	-1,32	13,55	13,74	1,37
18	6,91	6,73	-2,60	13,87	13,72	-1,12
27	6,82	6,72	-1,41	13,87	13,69	-1,32
36	6,71	6,71	-0,02	13,65	13,65	0,02
45	6,89	6,69	-2,84	13,65	13,61	-0,31
54	6,59	6,68	1,26	13,65	13,56	-0,69
63	6,59	6,66	0,98	13,65	13,50	-1,13
72	6,49	6,64	2,28	13,55	13,43	-0,90
81	6,49	6,62	1,94	13,44	13,35	-0,66
90	6,49	6,59	1,58	13,33	13,27	-0,40
99	6,49	6,57	1,20	13,20	13,19	-0,09
108	6,49	6,54	0,80	13,10	13,09	-0,04
117	6,49	6,51	0,38	13,00	12,99	-0,04
125	6,49	6,49	0,00	12,90	12,90	0,00

Тоа	(	$Q = 800 \text{m}^3/$	S	Q	$= 1350 \text{m}^3$	/s	Q	$= 2250 \text{m}^3$	/s
độ	h	(m)	Saisá	h	(m)	Saisá	h	(m)	Sai số
máng (m)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)
10	11,30	11,10	-1,73	14,80	14,91	0,71	20,30	20,43	0,62
20	11,30	11,06	-2,15	15,00	14,85	-1,00	20,30	20,36	0,31
30	11,30	10,99	-2,79	15,50	14,76	-4,75	20,30	20,26	-0,18
40	11,20	10,89	-2,76	15,30	14,65	-4,25	20,10	20,13	0,17
50	10,80	10,78	-0,21	14,90	14,51	-2,61	19,70	19,97	1,38
60	10,70	10,64	-0,53	14,50	14,35	-1,06	19,50	19,78	1,42
70	10,40	10,49	0,86	14,30	14,16	-1,01	19,30	19,55	1,31
80	10,10	10,32	2,13	14,00	13,94	-0,45	19,00	19,29	1,54
90	10,00	10,12	1,16	13,70	13,69	-0,11	18,70	18,99	1,57
100	9,60	9,89	2,99	13,40	13,39	-0,04	18,40	18,65	1,34
110	9,20	9,62	4,53	12,90	13,05	1,17	17,90	18,24	1,89
120	8,80	9,29	5,53	12,30	12,63	2,66	17,40	17,74	1,97
130	8,40	8,84	5,24	11,60	12,06	3,94	16,70	17,10	2,41
140	7,70	7,70	0,00	10,90	10,90	0,00	16,10	16,10	0,00

Bảng 4.13. Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Karahnjukar

Kết quả tính toán cho thấy có sự phù hợp với số liệu thí nghiệm ở hầu hết các cấp lưu lượng thí nghiệm của các công trình, ngoại trừ trường hợp cấp lưu lượng lũ kiểm tra  $Q_{0.01\%}$  của hồ Markieh (Hình 4.38, Bảng 4.15).

Đối với hồ Trangslet (Hình 4.34, Hình 4.35, Bảng 4.11, Bảng 4.12) và Karahnjukar (Hình 4.36, Bảng 4.13), các cấp lưu lượng thí nghiệm đều cho sai số trong phạm vi  $\pm 5\%$ . Sai số nhỏ nhất có thể đạt 0,02% (không xét mặt cắt cuối máng vì được gán làm biên tính toán). Chiều sâu tính toán có xu thế chung là thấp hơn thí nghiệm ở khu vực đầu máng và cao hơn thí nghiệm ở khu vực cuối máng.

Đối với các hồ Lyssbach (Hình 4.37, Bảng 4.10) và Markieh (Hình 4.38, Bảng 4.15), chiều sâu tính toán tại các mặt cắt đa phần lớn hơn thí nghiệm. Sai số lớn nhất xảy ra ở khu vực đầu máng do đường mặt nước có xu thế là đường nước dâng. Với cấp lưu lượng lũ thiết kế thì sai số tại các điểm tính toán đều trong phạm vi 5%. Với cấp lưu lượng lũ kiểm tra, đường nước dâng khu vực đầu máng hình thành rõ rệt, đặc biệt với hồ Markieh nên chiều sâu tính toán gặp sai số lớn.

Тоа	Ç	$Q = 25,2m^3$	/s	Q	$= 42,6m^{3}$	/s	Q	$= 63.9 \text{m}^3$	/s
độ	h	(m)	Saisá	h	(m)	Saisá	h	(m)	Sai cố
máng (m)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)
0,5	3,00	3,20	6,64	4,20	4,32	2,80	5,10	5,50	7,79
3,0	3,00	3,20	6,56	4,20	4,31	2,71	5,20	5,49	5,62
5,5	3,10	3,19	2,88	4,27	4,30	0,76	5,20	5,48	5,31
8,2	3,10	3,18	2,64	4,27	4,29	0,48	5,30	5,46	3,02
10,7	3,10	3,17	2,15	4,20	4,27	1,58	5,22	5,43	3,95
13,4	3,00	3,15	4,87	4,14	4,23	2,27	5,22	5,38	3,08
15,9	3,10	3,13	0,95	4,17	4,21	0,90	5,11	5,34	4,58
18,4	3,10	3,10	-0,02	4,21	4,16	-1,20	5,11	5,28	3,26
21,0	3,10	3,08	-0,79	4,14	4,12	-0,45	5,11	5,22	2,21
23,5	3,00	3,03	1,13	4,07	4,05	-0,41	5,11	5,13	0,32
26,0	3,00	3,00	0,04	3,98	4,00	0,50	4,92	5,05	2,63
28,5	2,90	2,94	1,51	3,87	3,90	0,86	4,92	4,91	-0,22
31,0	2,85	2,90	1,70	3,78	3,83	1,21	4,72	4,79	1,56
35,8	2,75	2,75	0,00	3,55	3,55	0,00	4,35	4,35	0,00

Bảng 4.14. Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Lyssbach

Bảng 4.15. Kết quả tính chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Markieh

Toa đô	Q	$= 665 \text{m}^3/\text{s}$		$Q = 1000 m^3/s$			
máng	h (m)		Sai số	h (m	Sai số		
(m)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	Thí nghiệm	USVF1D	(%)	
0,0	4,82	4,82	0,02	5,05	6,72	33,15	
37,5	4,75	4,76	0,28	5,50	6,61	20,24	
75,0	4,52	4,57	1,09	6,00	6,30	5,01	
112,5	4,57	4,33	-5,26	5,93	5,90	-0,49	
150,0	4,02	4,02	0,00	5,31	5,31	0,00	

## 4.5. KÉT LUẬN CHƯƠNG 4

- Chương trình máy tính giải hệ phương trình SVF không ổn định 1D trong máng tràn bên được xây dựng với điều kiện dừng của vòng lặp có sai số dưới 0,1%, bằng công cụ VBA trên nền Microsoft Excel. Mô hình được đặt tên là USVF1D. Lõi của USVF1D là module tính toán thủy lực SVF không ổn định, cho phép tích hợp vào các mô hình thủy lực mạng sông. Bằng việc bổ sung các module tính toán thủy lực ngưỡng tràn, USVF1D cho phép tính toán thủy lực SVF không ổn định qua máng tràn bên.
- 2. USVF1D cho phép người dùng nhập/tùy biến các thông số công trình đường tràn ngang, máng tràn bên (lòng dẫn), tính toán cho một số loại SVF thường gặp, thiết lập các thông số mô hình và khởi tạo điều kiện biên. Kết quả đầu ra của mô hình thể hiện dưới dạng bảng biểu và đồ thị đường quá trình của một số đặc trưng thủy động lực học SVF không ổn định 1D gồm lưu lượng, mực nước trung bình mặt cắt, chiều sâu và lưu tốc trung bình dòng chảy.
- 3. Mô hình USVF1D được kiểm định bằng việc so sánh với kết quả thí nghiệm của 3 công trình máng tràn bên trong nước gồm Đồng Nghệ (Đà Nẵng), Việt An (Quảng Nam), Mỹ Bình (Bình Định) và 4 công trình nước ngoài gồm Trangslet (Thụy Điển), Karahnjukar (Iceland), Lyssbach (Thụy Sĩ), Markieh (Syria). Kết quả mô phỏng tương đối phù hợp với thực nghiệm.
- 4. Bằng việc bổ sung các thành phần lực quán tính và xét bài toán trong điều kiện không ổn định cùng các thông số thủy động lực học khác của SVF trong máng tràn bên được xác định ở Chương 3, mô hình USVF1D đã mô phỏng đường mặt nước chính xác hơn so với phương pháp dòng ổn định hiện đang được ứng dụng trong thiết kế.
- 5. Kết hợp với các công thức thực nghiệm ở Chương 3, USVF1D cho phép người dùng xác định được quy mô của máng tràn bên.

# KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

## 1. KẾT LUẬN

- 1. SVF trong máng tràn bên là trường hợp riêng của hiện tượng chuyển động có khối lượng thay đổi. Vấn đề phức tạp này đã được nhiều nhà khoa học thủy lực trong và ngoài nước nghiên cứu dưới dạng 1D ổn định, hiếm có các nghiên cứu 2D, 3D. Cho đến nay, chưa có nghiên cứu về bài toán SVF không ổn định trong máng tràn bên. Đối với các bài toán dòng không ổn định 1D cũng chưa có nghiên cứu nào xét đến lực quán tính của dòng gia nhập hoặc phân tán và dòng chảy cong.
- 2. SVF trong máng tràn bên là một trong những hiện tượng thủy lực phức tạp nhất của thủy lực công trình. Sự kết hợp của dòng chảy qua tràn theo mặt cắt ngang và dòng chảy trong kênh theo chiều dọc máng, hình thành các xoáy ngang và xoáy dọc tạo ra dòng xoắn theo chiều dòng chảy. Luận án cũng mô phỏng dòng chảy trong máng tràn bên theo bài toán 1D như nhiều tác giả khác, nhưng mở rộng cho dòng không ổn định, có bổ sung thành phần lực quán tính của dòng gia nhập hoặc phân tán và dòng chảy cong bằng hệ phương trình vi phân (2.28).
- Công thức tính chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện (h<sub>s</sub>) (3.6) được xây từ số liệu của 3 mô hình vật lý trong nước với điều kiện áp dụng (3.8) và kiểm chứng với số liệu thí nghiệm của 4 mô hình vật lý nước ngoài. Sai số giữa tính toán và thí nghiệm trong phạm vi 5%.
- 4. Dòng chảy trong máng tràn bên không có quy luật phân bố lưu tốc dạng logarit hay hàm mũ như các dòng chảy khác, phân bố rất không đều tại thủy trực và trên mặt cắt ngang cũng như dọc theo chiều dòng chảy. Do đó, các hệ số phân bố lưu tốc α<sub>0</sub>, α được xác định nhờ biểu đồ phân bố lưu tốc tại các mặt cắt ngang bố trí dọc theo máng. Sự thay đổi của α<sub>0</sub>, α theo chiều dọc máng có xu thế giảm từ đầu đến cuối máng, dao động trung bình từ 2,02 đến 1,08 với α<sub>0</sub> và từ 4,84 đến 1,21 với α. Diễn biến α<sub>0</sub> và α dọc máng được thể hiện trên Hình 3.21, Hình 3.22.

Giá trị trung bình của các hệ số phân bố lưu tốc trên toàn dòng chảy trong máng là  $\alpha_0 = 1,41$  và  $\alpha = 2,32$  (Bảng 3.2) được dùng trong tính toán đường mặt nước theo (2.28). Các giá trị này được áp dụng trong điều kiện (3.8).

- 5. Chiều sâu dòng chảy cuối máng h<sub>h</sub> là điều kiện biên quan trọng để tính toán đường mặt nước trong máng. Công thức tính h<sub>h</sub> (3.17) được xây dựng từ số liệu thực nghiệm của 3 mô hình vật lý trong nước cho sai số trong phạm vi 5% với điều kiện áp dụng (3.18). Tuy nhiên, do hạn chế về tập số liệu thí nghiệm nên công thức (3.17) chưa được kiểm định độc lập.
- 6. Hệ phương trình (2.28) tìm được nghiệm gần đúng nhờ phương pháp sai phân hữu hạn theo sơ đồ Preissmann với các trọng số sai phân theo không gian của biến mực nước là  $\eta_z$  và biến lưu lượng là  $\eta_Q$ , thu được hệ phương trình đại số tuyến tính có 4 đường chéo chính (2.54).
- 7. Hệ phương trình đại số tuyến tính (2.54) được sử dụng để thiết lập chương trình mô phỏng đường mặt nước trong máng tràn bên tháo lũ. Chương trình được đặt tên là USVF1D, bao gồm các module chính như THONGSOCONGTRINH, THONGSOMOHINH, HESOPHUONGTRINH, KHUDUOI và nhiều module khác.
- 8. Sử dụng mô hình toán USVF1D với bước thời gian 5 giây và trọng số sai phân  $\eta_Z = 0,66$  và  $\eta_Q = 0,50$  đã tính toán đường mặt nước trong máng tràn bên cho công trình Đồng Nghệ, Việt An, Mỹ Bình. Kết quả tính toán có mức độ phù hợp với thí nghiệm hơn so với phương pháp của Konovalov cho SVF ổn định. Bằng số liệu thí nghiệm đường mặt nước của 4 công trình Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach, Markieh càng khẳng định tính đúng đắn của thuật toán mô hình USVF1D và sự phù hợp của hệ số phân bố lưu tốc cho toàn dòng chảy trong máng tràn bên.

## 2. KIẾN NGHỊ

Ứng dụng kết quả nghiên cứu của luận án vào thiết kế thủy lực máng tràn bên:

- 1. Xác định đường mặt nước trung bình trên máng bằng mô hình USVF1D.
- Sử dụng công thức (3.6) xác định mực nước ở thành máng đối diện và lựa chọn cao trình gia cố bờ đối diện đảm bảo kinh tế, kỹ thuật.
- 3. Áp dụng các kết quả xác định hệ số phân bố lưu tốc để tính toán đường mặt nước trong máng tràn bên cho dòng ổn định.

## 3. CÁC VẤN ĐỀ TỒN TẠI VÀ HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP THEO

## 3.1. Các vấn đề tồn tại

- Luận án đã bổ sung lực quán tính ly tâm vào phương trình tổng quát (2.28) nhưng chưa có điều kiện đánh giá tác động của lực này đến dòng chảy cũng như xử lý thuật toán trong chương trình USVF1D.
- 2. Các số liệu thí nghiệm về phân bố lưu tốc chưa đủ nhiều để xác định được sự thay đổi của các hệ số  $\alpha_0$ ,  $\alpha$  dọc theo chiều dòng chảy, nên chấp nhận giá trị trung bình cho toàn dòng chảy.

## 3.2. Hướng nghiên cứu tiếp theo

Bài toán SVF 1D không ổn định trong máng tràn bên cần được tiếp tục nghiên cứu và phát triển tiếp với các điểm như sau:

- 1. Hoàn thiện các vấn đề tồn tại như đã nêu.
- Mô hình USVF1D cũng cần tiếp tục kiểm nghiệm và tính toán ứng dụng. Đồng thời nghiên cứu sử dụng mô hình thủy động lực 3D để đối chứng với kết quả của mô hình USVF1D.
- 3. Mở rộng phạm vi ứng dụng của hệ phương trình (2.28) bằng cách kết nối với mô hình thủy lực mạng sông để mô phỏng dòng chảy trên hệ thống nơi có dòng gia nhập hoặc phân tán vào dòng chính.
- 4. Mở rộng phạm vi áp dụng của công thức (3.6) tính h<sub>s</sub>.
- 5. Kiểm chứng công thức (3.17) xác chiều sâu cuối máng h<sub>h</sub> trong trường hợp máng có độ dốc thoải ( $S_0 < S_c$ ) nối tiếp với dốc nước ( $S_0 > S_c$ ). Nghiên cứu xác định h<sub>h</sub> trong các điều kiện khác của kênh chuyển tiếp.

# TÀI LIỆU THAM KHẢO

#### TIÊNG VIỆT

- [1] Hoàng Tư An, Nguyễn Văn Sơn (2004), "Dòng chảy không gian không ổn định trong hệ thống kênh dẫn hở của trạm Thủy điện", *Tạp chí Thủy lợi và Môi trường*, số 5.
- [2] Hoàng Tư An (2000), *Thủy lực dòng hở*, Bài giảng cao học, Trường Đại học Thủy lợi, Hà Nội.
- [3] Nguyễn Cảnh Cầm, Nguyễn Văn Cung, Lưu Công Đào, Nguyễn Như Khuê, Võ Xuân Minh, Hoàng Văn Quý, Vũ Văn Tảo (2006), *Thủy lực, Tập 1 + 2*, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [4] Nguyễn Cảnh Cầm (2006), *Thủy lực dòng chảy hở*, NXB. Nông nghiệp.
- [5] Bùi Văn Chanh, Trần Ngọc Anh, Lương Tuấn Anh (2016), "Mô phỏng dòng chảy trong sông bằng sóng động học một chiều phi tuyến", *Tạp chí Khoa học Đại học Quốc gia*, Tập 32, số 3S.
- [6] Nguyễn Chiến và Lê Thanh Hùng (2004), "Nghiên cứu quy trình tính toán thủy lực và hợp lý hóa các thông số bố trí máng bên của đường tràn ngang", *Tạp chí Thủy lợi và Môi trường*, số 7C.
- [7] Nguyễn Chiến và Hoàng Đình Giáp (2016), "Nghiên cứu bố trí hợp lý máng tràn bên của đường tràn ngang ở hồ chứa nước", *Tuyển tập Hội nghị Khoa học thường niên năm 2016*, Trường Đại học Thủy lợi, NXB. Xây dựng, Hà Nội.
- [8] Công ty CP Tư vấn Sông Đà (2008), Thuyết minh thiết kế kỹ thuật, thi công tràn số 2 Đá Bàn, Hà Nội.
- [9] Công ty TV và CGCN chi nhánh miền Trung (2005), *Thuyết minh thiết kế kỹ thuật hạng mục Bổ sung tràn sự cố công trình hồ chứa Nước Ngọt*.
- [10] Nguyễn Văn Cung, Hoàng Phúc Thuyết (1964), "Dòng biến lượng và đập tràn ngang", *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật*, số 18.
- [11] Nguyễn Văn Cung, Nguyễn Như Khuê (1974), Dòng không ổn định trong kênh hở, NXB. Nông thôn, Hà Nội.
- [12] Nguyễn Văn Cung, Nguyễn Xuân Đặng, Ngô Trí Viềng (1977), Công trình tháo lũ trong đầu mối thủy lợi, NXB. Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [13] Nguyễn Tất Đắc (2005), Mô hình toán cho dòng chảy và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông, NXB. Nông nghiệp, TP. Hồ Chí Minh.
- [14] Nguyễn Tất Đắc (2010), Phần mềm DELTA cho tính toán dòng chảy và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông - Cơ sở học thuật và Tổ chức cơ sở dữ liệu, NXB. Nông nghiệp, TP. Hồ Chí Minh.
- [15] Nguyễn Văn Hạnh (2003), Về một số phương pháp giải số hệ phương trình Saint-Venant một chiều trong chế độ dòng chảy tổng quát - thử nghiệm cho hệ thống sông Hồng - Thái Bình, Luận án tiến sĩ cơ học, Hà Nội.

- [16] Nguyễn Như Khuê (1994), *Xây dựng mô hình toán dòng chảy và nồng độ chất hòa tan*, Viện Quy hoạch và Quản lý nước, Hà Nội.
- [17] Kiselev K.G., Ansun A.D., Dannhinsenko N.V., Kaxpason A.A., Kripsenko G.I., Paskov N.N., Xlixki X.M. (2008), Sổ tay tính toán thủy lực (bản dịch tiếng Việt), NXB. Xây dựng, Hà Nội.
- [18] Đặng Thanh Lâm (2015), Xây dựng mô hình thích hợp cho tính toán hệ thống công trình tổng hợp tiêu thoát nước đô thị vùng ảnh hưởng triều, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, TP. Hồ Chí Minh.
- [19] Lê Văn Nghị, Hoàng Nam Bình (2017), Công trình thủy công cột nước cao, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [20] Lê Văn Nghị (2018), Mô hình hóa đặc trưng thủy động lực học hạ lưu công trình tháo cột nước thấp, NXB. Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [21] Lê Văn Nghị, Đoàn Thị Minh Yến và Hoàng Nam Bình (2018), *Thủy lực tràn piano*, NXB. Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [22] Phạm Ngọc Quý (2008), Tràn sự cố trong đầu mối hồ chứa nước, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [23] Đào Trọng Quyết (2013), *Một số nghiên cứu về hệ phương trình g-Navier-Stockes hai chiều*, Luận án tiến sĩ toán học, Hà Nội.
- [24] Nguyễn Phú Quỳnh (2012), Nghiên cứu tính toán hợp lý dòng chảy qua cống và bờ bao vùng ngập lũ (ứng dụng cho vùng Tứ giác Long xuyên), Luận án tiến sĩ kỹ thuật, TP. Hồ Chí Minh.
- [25] Nguyễn Đình Thanh (2003), Nghiên cứu ứng dụng mô hình tính toán thủy văn thủy lực giải bài toán cân bằng nước liên lưu vực sông Thạch Hãn và Bến Hải (Quảng Trị), Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Hà Nội.
- [26] Phạm Hoài Thanh (1994), Một số bài toán về vận tải chất lỏng nhớt dẻo trong ống dẫn, Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Hà Nội.
- [27] Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 8214:2009, *Thí nghiệm mô hình thủy lực công trình thủy lợi, thủy điện.*
- [28] Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế thủy lợi (1994), Báo cáo kết quả thí nghiệm thủy lực tràn xả lũ Đồng Nghệ, Quảng Nam Đà Nẵng, Hà Nội.
- [29] Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế thủy lợi (1995), Báo cáo kết quả thí nghiệm thủy lực tràn Việt An, tỉnh Quảng Nam Đà Nẵng, Hà Nội.
- [30] Viện Nghiên cứu Khoa học và Kinh tế thủy lợi (1995), Báo cáo kết quả Nghiên cứu thí nghiệm mô hình thủy lực tràn xả lũ Mỹ Bình, tỉnh Bình Định, Hà Nội.
- [31] Viện Khoa học Thủy lợi (2005), Số tay Kỹ thuật thủy lợi, Phần 2 Công trình thủy lợi, Tập 2 - B. Công trình tháo lũ, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [32] Viện Khoa học Thủy lợi (2005), Số tay Kỹ thuật thủy lợi, Phần 2 Công trình thủy lợi, Tập 3, Chương 3 Kênh và công trình tiêu nước, NXB. Nông nghiệp, Hà Nội.
- [33] Ngô Trí Viêng, Phạm Ngọc Quý, Nguyễn Văn Mạo, Nguyễn Chiến, Nguyễn Phương Mậu, Phạm Văn Quốc. (2004), *Thủy công - Tập 2*, NXB. Xây dựng, Hà Nội.

## TIẾNG ANH

- [34] Abbott M.B. (1992), Computational hydraulics, Worcester: Ashgate.
- [35] Beecham S., Khiadani M.H., Kandasamy J. (2005), "Friction factors for spatially varied flow with Increasing Discharge", *Journal of Hydraulic engineering*, 10.1061/(ASCE) ISSN 0733-9429, 131, p. 792-799.
- [36] Beij K.H. (1934), "Flow in roof gutters", U.S. Dept. of Commerce, Bureau of Standards: Research Paper RP644, Bureau of Standards J. Res., 12, 193-213.
- [37] Binh H.N. (2020), "An approximate formula to calculate the critical depth in circular culvert", *Transport and Communications Science Journal*, vol. 71(7), http://doi.org/10.25073/tcsj.71.7.9.
- [38] Bureau of Reclamation, Projects and Facilities, www.usbr.gov/projects/.
- [39] Camp T.R. (1940), "Lateral spillway channels", Trans. ASCE, vol. 105, p. 606-637.
- [40] Chow V.T. (1988), *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill book company, ISBN 07-010776-9.
- [41] Chow V.T. (1969), "Spatially varied flow equations", *Water resources research, University of Illinois, Urbana, Illinois 61801*, Vol. 5, No. 5, p.1124-1128.
- [42] Elisa A. (2007), Computational hydraulic techniques for the Saint Venant Equations in arbitrarily shaped geometry, PhD Thesis, Universita degli Studi di Trento.
- [43] Gardarsson S.M., Gunnarsson A., Tomasson G.G., Pfister M. (2015), "Karahnjukar dam spillway: Comparison of operational data and results from hydraulic modelling", *Hydro*, Bordeaux, France, No. 22.05.
- [44] Gill M.K. (1977), "Perturbation solution of spatially varied flow in open channels", *Journal of Hydraulic Research*, 15:4, 337-350, DOI:10.1080/00221687709499639.
- [45] Hager W.H. (1983), "Open channel hydraulics of flows with increasing discharge", *Journal of Hydraulic Research*, 21:3, 177-193, DOI: 10.1080/00221688309499413.
- [46] Hager W.H. (2009), Hydraulicians in Europe 1800-2000, Vol. 2, C Taylor&Francis group.
- [47] Hinds J. (1926), "Side channel spillways: Hydraulic theory, economic factors, and experimental determination of losses", *Trans. ASCE*, vol. 89, p. 881-939.
- [48] John F.W. (1996), Computational fluid dynamics, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- [49] Keulegan G.H. (1944), "Spatially variable discharge over a sloping plane", *Trans. AGU* 6, p. 956-959.
- [50] Keulegan G.H. (1952), "Determination of critical depth in spatially variable flow", *Proc. 2nd Mid-western Conf. Fluid Mechanics*, Ohio State University, 67-80.
- [51] Khiadani M.H., Beecham S., Kandasamy J., Mutucumaru S. (2005), "Boundary shear stress in spatially varied flow with increasing discharge", *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(8), 705-714, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:8(705).

- [52] Khiadani M.H., Kandasamy J., Beecham S. (2007), "Velocity distributions in spatially varied flow with increasing discharge", *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(7), 721-735, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:7 (721).
- [53] Khiadani M.H., Beecham S., Kandasamy J. (2012), "Turbulence measurements in spatially-varied flow with increasing discharge", *Journal of Hydraulic Engineering*, 50(4), 418-426, dx.doi.org/10.1080/00221686.2012. 696883.
- [54] Kouchakzadeh S., Vatankhah A.R., Townsend R.D. (2002), "A Modified Perturbation Solution Procedure for Spatially-Varied Flows", *Canadian Water Resources Journal*, 26:3, 399-416, DOI: 10.4296/cwrj2603399.
- [55] Kouchakzadeh S., Vatankhah A.R. (2002), "Spatially varied flow in non-prismatic channels - I: Dynamic equation", *Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd.*, 51: 41-50, DOI: 10.1002/ird.36.
- [56] Kouchakzadeh S., Kholghi M.K., Vatankhah A.R. (2002), "Spatially varied flow in non-prismatic channels - II: Numerical solution and experimental verification", *Irrigation and Drainage, John Wiley & Sons, Ltd.*, 51: 51-60, DOI: 10.1002/ird.37.
- [57] Chipongo K. and Khiadani M. (2016), "Spatially Varied Open-Channel Flow with Increasing Discharge Equation", *Journal Hydraulic Engineering*, 10.1061/(ASCE) HY.1943-7900.0001258, American Society of Civil Engineers.
- [58] Li W.H. (1955), "Open channels with non-uniform discharge", *Trans. ASCE* 120, 255-280.
- [59] Longchamp C., Caspar O., Jaboyedoff M., Podladchikov Y. (2015), Saint-Venant Equations and Friction Law for Modelling Self-Channeling Granular Flows: From Analogue to Numerical Simulation, Applied Mathematics, No.6, Published Online June 2015 in SciRes.
- [60] Lucas J., Lutz N., Hager W.H., Boes R.M. (2015), "Side-Channel Flow: Physical Model Studies", *Journal of Hydraulic Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001029.
- [61] Maradjieva M., Kazakov B. (2007), "Hydraulic research on side-channel spillways based on physical modeling and optimization", *University of Architecture*, Bulgaria.
- [62] McCool D. K. (1970), "Effect of Vegetal Length and Spatially Varied Flow on Velocity Distribution Coefficients", Winter Meeting of the American Society of Agricultural Engineers in Detroit, Michigan, p.603-607.
- [63] Mohammadi M. (2005), "Spatially Varied Flow in a Side-Channel", *International Journal of Engineering*, Vol. 18, No. 4, p.391-400.
- [64] Maradjieva M., Kazakov B. (2007), "Hydraulic research on side-channel spillways based on physical modeling and optimization", *University of Architecture*, Bulgaria.
- [65] Pooja A., Kulkarni D.R., Vipin C. (2018), "Physical model study of side channel spillway", *International Journal of Civil Engineering and Technology*, Vol 9, Issue 7, pp. 774-782.

- [66] Szymkiewicz R. (1991), "Finite-element method for the solution of the Saint Venant equations in an open channel network", *Journal of hydrology*, No. 122, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam.
- [67] Yebegaeshet T.Z. (2019), "On steady two-dimensional free-surface flows with spatially-varied discharges", *Slovak Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, 2019, No. 3, 1-11, DOI: 10.2478/sjce-2019-0016.
- [68] Yen B.C. (1971), *Spatially varied open channel flow equations* Office of Water Resources Research, Washington D.C., USA.
- [69] Website: https://en.wikipedia.org/.

#### TIÊNG NGA

- [70] Forchheimer P. (1935), гидравлика (Thủy lực), NXB. Khoa học, Maskva.
- [71] Ivanenko Y. G. (2012), "Метод расчета гидравлических параметров земляного канала с установившимся неравномерным течением воды с переменным расходом" (Phương pháp tính toán các thông số thủy lực trong kênh có dòng chảy ổn định chuyển động không đều với lưu lượng thay đổi), *Научный журнал КубГАУ*, No. 78(04).
- [72] Kotrin N.E. (1969), механика жидкости (Co học chất lỏng), NXB. Quốc gia, Maskva.

## TIẾNG Ý

- [73] Citrini D. (1942), "Canali rettangolari con portata e larghezza gradualmente variabili (Rectangular channels with gradually-varied discharge and width)", *L'Energia Elettrica* 19(5), 254-262; 19(6), 297-301.
- [74] De Marchi G. (1941), "Canali con portata progressivamente crescente (Channels with progressively increasing discharge)", *L'Energia Elettrica*, 18(6), 351-360.

## CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ ĐƯỢC CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ

- Hoàng Nam Bình và Phạm Hồng Cường, "Dòng chảy có lưu lượng thay đổi và một số ứng dụng trong tính toán thủy lực", *Tạp chí Người xây dựng*, tr. 79-80,90, số 5&6 (2017).
- Hoàng Nam Bình, "Mở rộng phạm vi ứng dụng công thức gần đúng của tác giả Agroskin I.I. tính chiều sâu dòng chảy phân giới trong kênh có mặt cắt hình thang", *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải*, tr. 17-23, số 67 (2018).
- 3. Hoàng Nam Bình, "Một số nghiên cứu tiêu biểu về dòng biến lượng và máng tràn bên", *Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi*, tr. 117-124, số 52 (2019).
- Nguyễn Vũ Việt và Hoàng Nam Bình, "Các dạng phương trình dòng chảy ổn định có lưu lượng thay đổi dọc theo chiều lòng dẫn", *Tạp chí Người xây dựng*, tr. 58-60, số 5&6 (2019).
- 5. Hoàng Nam Bình và Nguyễn Quốc Huy, "Thiết lập phương trình dòng biến lượng trong lòng dẫn hở bằng nguyên lý bảo toàn động lượng", *Tạp chí Nông nghiệp và Phát triển nông thôn*, tr. 59-64, số 14 (2020).
- 6. Hoàng Nam Bình và Lê Văn Nghị, "Các dạng đường mặt nước trên kênh lăng trụ có lưu lượng tăng dần theo chiều dòng chảy", *Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi*, tr. 85-96, số 68 (2021).
- Hoàng Nam Bình và Lê Văn Nghị, "Hệ số phân bố lưu tốc trong máng tràn bên", Tạp chí Khoa học và Công nghệ thủy lợi, tr. 89-96, số 70 (2022).





Hình PL1. Sơ đồ máng tràn bên hồ Trangslet, Thụy Điển\_phương án TKCS - tỷ lệ mô hình 1/45



Hình PL2. Sơ đồ máng tràn bên hồ Trangslet, Thụy Điển\_phương án TKKT - tỷ lệ mô hình 1/45



Hình PL3. Sơ đồ máng tràn bên hồ Karahnjukar, Iceland - tỷ lệ mô hình 1/45



Hình PL4. Sơ đồ máng tràn bên hồ Lyssbach, Thụy Sĩ - tỷ lệ mô hình 1/16



Hình PL5. Sơ đồ máng tràn bên hồ Markieh, Syria - tỷ lệ mô hình 1/50

# PL.2. CHIỀU SÂU PHÍA THÀNH MÁNG ĐỐI DIỆN

Công thức xác định chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện h<sub>s</sub>:

$$\frac{h_{s}}{h} = 1 + C_{S} \sqrt{\frac{q}{b\sqrt{gh}}} \left(\frac{Z_{T}}{h}\right)^{h/b}$$
(3.6)  
trong đó: 
$$\begin{cases} C_{S} = \overline{m} & \text{(mặt cắt tràn dạng cong)} \\ C_{S} = 1 - \frac{y_{0}}{b} = 1 - \frac{1,33\sqrt{H(P_{T} + 0,3H)}}{b} & \text{(mái hạ lưu tràn thẳng đứng)} \end{cases}$$

	• 0	•		0 0	• •		
Tọa độ	Z <sub>TT1</sub>	Z <sub>TB</sub>	h <sub>TT1</sub> /h		Chênh lệch	Sai số	
x/L	(m)	(m)	Thí nghiệm	(3.6)	(m)	(%)	
		Mô hình l	hồ Mỹ Bình				
Q = 3	42m <sup>3</sup> /s (TKK	.T)	$Z_{h\dot{o}} = 30,2$	8m	$q = 5,70m^3/s/m$		
0,00	30,05	29,97	1,018	1,038	0,020	1,965	
0,33	30,03	29,84	1,041	1,090	0,049	4,707	
0,67	29,55	29,09	1,107	1,155	0,048	4,336	
1,00	29,05	28,29	1,195	1,174	-0,021	-1,757	
Q = 3	.T)	$Z_{h\dot{o}} = 30,4$	9m	$q = 6,10m^{2}$	<sup>3</sup> /s/m		
0,00			Không có số liệu				
0,33	30,37	30,25	1,024	1,059	0,035	3,418	
0,67	30,34	30,10	1,045	1,088	0,043	4,115	
1,00	29,85	29,37	1,097	1,134	0,037	3,373	
Q = 2	50m <sup>3</sup> /s (PAK	N)	$Z_{h\hat{o}} = 29,40m$		$q = 3,57m^{3}/s/m$		
0,00	29,29	29,06	1,066	1,062	-0,004	-0,375	
0,33	29,26	29,08	1,043	1,073	0,030	2,876	
0,67	28,81	28,54	1,062	1,109	0,047	4,426	
1,00	28,34	27,97	1,082	1,116	0,034	3,142	
Q = 3	$42m^3/s$ (PAK)	N)	$Z_{h\dot{o}} = 29,9$	бm	$q = 4,89m^{-1}$	<sup>3</sup> /s/m	
0,00	29,84	29,54	1,075	1,060	-0,015	-1,395	
0,33	29,55	29,28	1,061	1,109	0,048	4,524	
0,67	29,16	28,71	1,099	1,137	0,038	3,458	
1,00	28,38	27,89	1,110	1,150	0,040	3,604	

Bảng PL1. Sai số của công thức xác định chiều sâu  $h_s$ theo số liệu thí nghiệm các hồ Mỹ Bình, Đồng Nghệ và Việt An

Tọa độ	Z <sub>TT1</sub>	Z <sub>TB</sub>	h <sub>TT1</sub> /h		Chênh lệch	Sai số	
x/L	(m)	(m)	Thí nghiệm	(3.6)	(m)	(%)	
Q = 3	72m <sup>3</sup> /s (PAK	N)	$Z_{h\dot{o}} = 30,0$	8m	q = 5,31m	$q = 5,31 m^3/s/m$	
0,00	29,91	29,85	1,014	1,030	0,016	1,578	
0,33	29,78	29,56	1,047	1,091	0,044	4,202	
0,67	29,39	28,96	1,089	1,131	0,042	3,857	
1,00	28,79	28,30	1,101	1,142	0,041	3,724	
		Mô hình hố	ồ Đồng Nghệ				
$Q = 328 m^3/s$			$Z_{h\dot{o}} = 35,3$	6m	q = 6,56m	<sup>3</sup> /s/m	
0,00	32,66	32,30	1,080	1,061	-0,019	-1,759	
0,50	33,13	32,37	1,166	1,150	-0,016	-1,372	
0,66	32,94	32,15	1,182	1,160	-0,022	-1,861	
1,00	31,88	32,04	0,962	1,090	0,128	13,306	
(	$Q = 390 \text{m}^3/\text{s}$		$Z_{h\dot{o}} = 35,6$	2m	$q = 7,80m^{3}/s/m$		
0,00	33,40	33,21	1,035	1,060	0,025	2,415	
0,50	33,76	33,17	1,110	1,103	-0,007	-0,631	
0,66	33,68	33,11	1,107	1,101	-0,006	-0,542	
1,00	32,43	32,50	0,985	1,060	0,075	7,614	
(	$Q = 232 m^3/s$		$Z_{h\dot{o}} = 31,6$	0m	q = 4,64m	<sup>3</sup> /s/m	
0,00	31,60	31,60	1,000	1,000	0,000	0,000	
0,32	31,50	31,50	1,000	1,010	0,010	1,000	
0,67	31,50	31,45	1,014	1,023	0,009	0,888	
1,00	30,93	30,90	1,010	1,021	0,011	1,089	
(	$Q = 380 \text{m}^3/\text{s}$		$Z_{h\dot{o}} = 33,2$	8m	q = 7,60m	<sup>3</sup> /s/m	
0,00	33,27	33,27	1,000	1,002	0,002	0,200	
0,32	33,17	33,16	1,002	1,027	0,025	2,495	
0,67	33,13	33,12	1,002	1,040	0,038	3,792	
1,00	32,37	32,21	1,036	1,048	0,012	1,158	
(	$Q = 410 m^3 / s$		$Z_{h\dot{o}} = 33,5$	2m	q = 8,20m	<sup>3</sup> /s/m	
0,00	33,52	33,52	1,000	1,000	0,000	0,000	
0,32	33,48	33,47	1,002	1,006	0,004	0,399	
0,67	33,42	33,42	1,000	1,002	0,002	0,200	
1,00	32,70	32,65	1,010	1,020	0,010	0,990	

Tọa độ	Z <sub>TT1</sub>	Z <sub>TB</sub>	h <sub>TT1</sub> /h		Chênh lệch	Sai số					
x/L	(m)	(m)	Thí nghiệm	(3.6)	(m)	(%)					
$Q = 382m^{3/2}$	$Z_{h\dot{o}} = 35,36m$		$q = 6,56m^3/s/m$								
0,00	32,24	32,01	1,055	1,071	0,016	1,517					
0,50	33,68	32,74	1,190	1,112	-0,078	-6,555					
0,66	33,58	32,57	1,212	1,113	-0,099	-8,168					
1,00	32,22	31,67	1,142	1,143	0,001	0,088					
$Q = 470 \text{m}^3/\text{s} \text{ (mở thêm tràn sự cố)}$			$Z_{h\hat{o}} = 35,62m$		$q = 7,80 m^3/s/m$						
0,00	34,10	34,14	0,990	1,061	0,071	7,172					
0,50	34,01	33,64	1,060	1,065	0,005	0,472					
0,66	33,85	33,37	1,090	1,103	0,013	1,193					
1,00	32,69	32,66	1,010	1,116	0,106	10,495					
Mô hình hồ Việt An											
$Q = 543 m^3 / s (TKSB)$			$Z_{h \circ}$ = 94,52m		$q = 6,79 m^3/s/m$						
0,00	92,36	91,60	1,136	1,143	0,007	0,616					
0,46	92,40	91,40	1,185	1,156	-0,029	-2,447					
1,00	90,60	89,88	1,186	1,187	0,001	0,084					
$Q = 543 m^3 / s (TKKT)$			$Z_{h\hat{o}} = 94,52m$		$q = 6,58 \text{m}^3/\text{s/m}$						
0,00	92,60	91,70	1,134	1,107	-0,027	-2,381					
0,46	92,50	91,87	1,092	1,113	0,021	1,923					
1,00	91,16	90,82	1,058	1,140	0,082	7,750					

Bảng PL2. Sai số của công thức xác định chiều sâu h<sub>s</sub> theo số liệu thí nghiệm của các hồ Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh

X	x/L	b <sub>đáy</sub>	h <sub>TT1</sub>	h <sub>TB</sub>	Cs	h <sub>TT1</sub> /h		Sai số			
(m)	(-) (-) (m) (m) (-		(-)	Thí nghiệm	(3.6)	(%)					
Mô hình hồ Trangslet_TKCS											
$Q = 224 (m^3/s)$				$q = 1,79 (m^3/s/m)$							
62,5	0,5	25	3,60	3,41	0,550	1,056	1,068	1,17			
$Q = 482 \ (m^3/s)$				$q = 3,86 \text{ (m}^{3}\text{/s/m)}$							
62,5	0,5	25	5,90	5,39	0,550	1,095	1,082	-1,13			
$Q = 945 \ (m^{3}/s)$				$q = 7,56 (m^3/s/m)$							
62,5	0,5	25	9,00	8,12	0,550	1,108	1,082	-2,39			
X	x/L	b <sub>đáv</sub>	$h_{TT1}$	h <sub>TB</sub>	Cs	h <sub>TT1</sub> /h		Sai số			
--------------------	---------------------	------------------	--------------------	-----------------	----------------------	-------------------------------------	--------------------	--------	--	--	--
(m)	(-)	(-)	(m)	(m)	(-)	Thí nghiệm	(3.6)	(%)			
			М	ô hình hồ	Trangsle	et_TKKT					
	Q	= 224 (1	m <sup>3</sup> /s)			$q = 1,79 (m^3)$	³/s/m)				
62,5	0,5	16,7	4,30	4,15	0,550	1,036	1,080	4,26			
	Q	= 482 (1	m <sup>3</sup> /s)			$q = 3,86 \text{ (m}^3\text{/s/m)}$					
62,5	0,5	16,7	7,85	7,28	0,550	1,078	1,072	-0,63			
	Q =	= 945 (1	m <sup>3</sup> /s)			$q = 7,56 (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
62,5	0,5	16,7	11,30	10,87	0,550	1,040	1,031	-0,79			
				Mô hình	hồ Karal	injukar					
	Q	= 800 (1	m <sup>3</sup> /s)			$q = 5,71 (m^3)$	³/s/m)				
70	0,5	9	12,20	10,97	0,500	1,112	1,098	-1,28			
	Q =	= 1350 (	$(m^3/s)$			$q = 9,64 \ (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
70	0,5	9	16,10	15,12	0,500	1,065	1,029	-3,40			
	Q =	= 2250 (	$(m^3/s)$			q = 16,07 (m	<sup>3</sup> /s/m)				
70	0,5	9	20,10	19,57	0,500	1,027	1,001	-2,52			
	Mô hình hồ Lyssbach										
$Q = 25,2 (m^3/s)$						$q = 0,70 (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
17,9	0,5	4,68	2,56	2,45	0,536	1,045	1,097	5,01			
	Q =	= 42,6 (	$m^3/s$ )			$q = 1,19 (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
17,9	0,5	4,68	3,70	3,47	0,450	1,067	1,045	-2,10			
	Q =	= 63,9 (	$m^3/s$ )			$q = 1,78 (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
17,9	0,5	4,68	4,60	4,52	0,374	1,018	1,013	-0,46			
				Mô hìr	nh hồ Ma	rkieh					
	Q =	= 1000 (	$(m^3/s)$		$q = 6,67 (m^3/s/m)$						
0	0	10	5,16	5,05	0,500	1,022	1,059	3,57			
37,5	0,25	15	5,58	5,50	0,500	1,015	1,075	5,95			
75	0,5	20	6,30	6,00	0,500	1,050	1,076	2,43			
112,5	0,75	25	6,03	5,93	0,500	1,017	1,081	6,31			
150	1	30	5,95	5,31	0,500	1,121	1,087	-3,01			
	Q =	= 665 (1	$m^3/s$ )			$q = 4,43 (m^3)$	<sup>3</sup> /s/m)				
0	0	10	5,00	4,82	0,500	1,038	1,034	-0,39			
37,5	0,25	15	4,95	4,75	0,500	1,042	1,072	2,90			
75	0,5	20	4,80	4,52	0,500	1,063	1,082	1,84			
112,5	0,75	25	4,90	4,57	0,500	1,073	1,079	0,58			
150	1	30	4,50	4,02	0,500	1,120	1,080	-3,58			



Hình PL6. Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực với cấp lưu lượng kiểm tra trên mặt bằng máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình PL8. Phân bố lưu tốc thủy trực với  $Q = 390m^3/s$ kịch bản đóng cửa sự cố ( $Q_0 = 0$ ) trên trắc dọc máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình PL9. Phân bố lưu tốc thủy trực với  $Q = 470m^3/s$ kịch bản mở cửa sự cố ( $Q_0 = 80m^3/s$ ) trên trắc dọc máng tràn bên hồ Đồng Nghệ



Hình PL10. Phân bố lưu tốc thủy trực với  $Q = 372m^3/s$  (TKKT) trắc dọc máng tràn bên hồ Mỹ Bình



Hình PL11. Phân bố lưu tốc thủy trực với  $Q = 250m^3/s$  (PAKN) trắc dọc máng tràn bên hồ Mỹ Bình

## PL.4. HỆ SỐ PHÂN BỐ LƯU TỐC

Bảng PL3. Bảng tính v,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  tại mặt cắt 1-1 của mô hình hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$ 

Děc trum a	Thủy trực									
Dặc trung	TT1	TT2	TT3	TT4	TT5	Tong				
$\Delta h(m)$	1,430	1,383	1,337	1,278	1,220					
<b>b</b> <sub>1</sub> (m)	2,770	1,250	1,250	1,250	6,737					
<b>b</b> <sub>2</sub> ( <b>m</b> )	2,055	1,250	1,250	1,250	4,700					
b <sub>3</sub> (m)	1,340	1,250	1,250	1,250	2,662					
<b>b</b> <sub>4</sub> (m)	0,625	1,250	1,250	1,250	0,625					

Dě a trave a				Thủy trực					Tẩng
Đặc trưng	]	T1	TT2	TT3	-	ГT4	TT	5	Tong
$\Delta A_1(m^2)$	3	,450	1,729	1,671	1	,598	6,97	7	
$\Delta A_2(m^2)$	2	,427	1,729	1,671	1	,598	4,49	)1	
$\Delta A_3(m^2)$	1,	,405	1,729	1,671	1	,598	2,00	)5	
ΣA (m)	7,	,282	5,188	5,013	4	,794	13,4	73	35,749
u <sub>1</sub> (m/s)	0	,000	0,000	0,000	0	,720	1,53	30	
$u_2(m/s)$	0	,000	0,000	0,000	0	,860	1,68	30	
u <sub>3</sub> (m/s)	0	,000	0,000	0,000	0	,760	1,53	30	
$u_1 \Delta A_1 (m^3/s)$	0	,000	0,000	0,000	1	,151	10,6	74	
$u_2\Delta A_2 (m^3/s)$	0,	,000	0,000	0,000	1	,374	7,54	5	
$u_3\Delta A_3 (m^3/s)$	0	,000	0,000	0,000	1	,214	3,06	58	
$\Sigma u\Delta A (m^3/s)$	0	,000	0,000	0,000	3	,739	21,2	87	25,026
$u_1^2 \Delta A_1 (m^4/s^2)$	0	,000	0,000	0,000	0	,828	16,3	31	
$u_2^2 \Delta A_2 (m^4/s^2)$	0	,000	0,000	0,000	1	,182	12,6	75	
$u_{3}^{2}\Delta A_{3} (m^{4}/s^{2})$	0	,000	0,000	0,000	0	,923	4,69	94	
$\Sigma u^2 \Delta A (m^4/s^2)$	0,	,000	0,000	0,000	2	,933	33,7	01	36,634
$u_1^{3}\Delta A_1 (m^{5}/s^{3})$	0,	,000	0,000	0,000	0	,596	24,9	87	
$u_2^{3}\Delta A_2 (m^{5}/s^{3})$	0,	,000	0,000	0,000	1	,016	21,2	94	
$u_{3}^{3}\Delta A_{3} (m^{5}/s^{3})$	<sup>3</sup> ) 0,000		0,000	0,000	0	,701	7,18	32	
$\Sigma u^{3} \Delta A \ (m^{5}/s^{3}) \qquad 0,000$		,000	0,000	0,000	2	,314	53,4	64	55,778
v (m/s)	0,7	700	$v^{2}A (m^{4}/s^{2})$	) 17,52	0	$v^3A$ (1	$n^{5}/s^{3}$ )	1	2,265
$\alpha_0(-)$			2,091	C	α(-)		4,548		

Bảng PL4. Bảng tính v,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  tại mặt cắt 2-2 của mô hình hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$ 

Dõo trurna		Thủy trực									
Dặc trung	TT1	TT2	TT3	TT4	TT5	Tong					
Δh (m)	1,533	1,540	1,547	1,400	1,253						
b <sub>1</sub> (m)	3,461	2,321	2,321	2,321	7,440						
b <sub>2</sub> (m)	2,694	2,321	2,321	2,321	5,347						
b <sub>3</sub> (m)	1,927	2,321	2,321	2,321	3,254						
b <sub>4</sub> (m)	1,161	2,321	2,321	2,321	1,161						
$\Delta A_1 (m^2)$	4,719	3,575	3,590	3,250	8,013						
$\Delta A_2(m^2)$	3,543	3,575	3,590	3,250	5,390						
$\Delta A_3 (m^2)$	2,368	3,575	3,590	3,250	2,766						
ΣA (m)	10,629	10,725	10,771	9,750	16,169	58,045					

Dăs truma			Thủy trực			Tổng	
Dặc trung	TT1	TT2	TT3	TT4	TT5	Tong	
u <sub>1</sub> (m/s)	3,360	2,770	2,170	0,100	-1,530		
$u_2(m/s)$	3,060	2,440	1,810	1,990	2,170		
u <sub>3</sub> (m/s)	2,830	3,130	3,430	2,560	1,680		
$u_1 \Delta A_1 (m^3/s)$	15,855	9,903	7,791	0,325	-12,260		
$u_2\Delta A_2 (m^3/s)$	10,842	8,723	6,499	6,468	11,696		
$u_3\Delta A_3 (m^3/s)$	6,700	11,190	12,315	8,320	4,648		
$\Sigma u\Delta A (m^3/s)$	33,397	29,816	26,605	15,113	4,083	109,013	
$u_1^2 \Delta A_1 (m^4/s^2)$	53,272	27,431	16,907	0,033	18,758		
$u_2^2 \Delta A_2 (m^4/s^2)$	33,176	21,284	11,763	12,870	25,380		
$u_{3}^{2}\Delta A_{3} (m^{4}/s^{2})$	18,961	35,024	42,242	21,299	7,808		
$\Sigma u^2 \Delta A (m^4/s^2)$	105,409	83,739	70,912	34,202	51,945	346,207	
$u_1^{3}\Delta A_1 (m^{5}/s^{3})$	178,993	75,983	36,689	0,003	-28,699		
$u_2^{3}\Delta A_2 (m^{5}/s^{3})$	101,519	51,933	21,291	25,612	55,074		
$u_{3}^{3}\Delta A_{3} (m^{5}/s^{3})$	53,661	109,625	144,889	54,526	13,117		
$\Sigma u^3 \Delta A \ (m^5/s^3)$	334,173	237,541	202,868	80,141	39,492	894,214	
v (m/s)	1,878	$v^{2}A (m^{4}/s^{2})$	) 204,73	$v^3A$ (1)	$m^{5}/s^{3})$ 3	84,514	
$\alpha_0$ (-)		1,691	0	ι (-)	2,326		

Bảng PL5. Bảng tính v,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  tại mặt cắt 3-3 của mô hình hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$ 

Dă a trure a			Thủy trực			Tần c
Đặc trưng	TT1	TT2	TT3	TT4	TT5	Tong
$\Delta h(m)$	1,603	1,545	1,487	1,378	1,270	
<b>b</b> <sub>1</sub> (m)	4,101	3,393	3,393	3,393	8,059	
<b>b</b> <sub>2</sub> (m)	3,300	3,393	3,393	3,393	5,938	
<b>b</b> <sub>3</sub> (m)	2,498	3,393	3,393	3,393	3,817	
<b>b</b> <sub>4</sub> (m)	1,696	3,393	3,393	3,393	1,696	
$\Delta A_1 (m^2)$	5,933	5,242	5,044	4,676	8,888	
$\Delta A_2(m^2)$	4,648	5,242	5,044	4,676	6,195	
$\Delta A_3 (m^2)$	3,363	5,242	5,044	4,676	3,501	
ΣA (m)	13,944	15,726	15,132	14,029	18,584	77,416
u <sub>1</sub> (m/s)	4,990	4,670	4,340	4,830	5,310	
u <sub>2</sub> (m/s)	4,850	4,850	4,850	4,510	4,170	
u <sub>3</sub> (m/s)	4,060	4,460	4,850	3,670	-1,530	
$u_1 \Delta A_1 (m^3/s)$	29,607	24,480	21,891	22,587	47,197	

Dăs truma				Tł	nủy trực					Tầng
Đặc trung	TT1		TT2		TT3	T	Г4	TT5		Tong
$u_2\Delta A_2 (m^3/s)$	22,543		25,424	4	24,464	21,091		25,832		
$u_3\Delta A_3 (m^3/s)$	13,652		23,379 24		24,464	17,163		-5,357		
$\Sigma u\Delta A (m^3/s)$	65,802		73,283 70		70,818	60,841		67,67	2	338,416
$u_1^2 \Delta A_1 (m^4/s^2)$	147,739		114,321	Ģ	95,008	008 109,097		250,616		
$u_2^2 \Delta A_2 (m^4/s^2)$	109,33	109,331 1		1	18,649	95,120		107,72	20	
$u_{3}^{2}\Delta A_{3} (m^{4}/s^{2})$	55,428		104,271	1	18,649	62,987		8,196		
$\Sigma u^2 \Delta A (m^4/s^2)$	312,49	12,499 341,897		3	32,305	305 267,205		366,532		1620,437
$u_1^{3}\Delta A_1 (m^{5}/s^{3})$	737,22	) 5	533,881	412,333		526,940		1330,7	71	
$u_2^{3}\Delta A_2 (m^{5}/s^{3})$	530,257		598,025	5	75,446	428,992		449,19	94	
$u_{3}^{3}\Delta A_{3} (m^{5}/s^{3})$	225,03	7 4	465,049		75,446	231	,163	-12,540		
$\Sigma u^3 \Delta A (m^5/s^3)$	1492,514		596,955	15	563,225	1187	,095	1767,42	25	7607,215
v (m/s)	4,371		$v^2 A (m^4/s)$	<sup>2</sup> ) 1479,3		$360 v^3 A$		$(m^{5}/s^{3})$ (m		5466,901
$\alpha_0$ (-)	1,095			α(-)			1,176			

Bảng PL6. Bảng tính v,  $\alpha_0$  và  $\alpha$  tại mặt cắt 4-4 của mô hình hồ Mỹ Bình (PAKN) với cấp lưu lượng  $Q = 342m^3/s$ 

Doo trurno		Thủy trực									
Đặc trung	TT1	TT2	TT3	TT4	TT5	Tong					
Δh (m)	1,643	1,590	1,537	1,397	1,257						
<b>b</b> <sub>1</sub> (m)	4,965	5,000	5,000	5,000	8,796						
<b>b</b> <sub>2</sub> (m)	4,143	5,000	5,000	5,000	6,697						
<b>b</b> <sub>3</sub> (m)	3,322	5,000	5,000	5,000	4,599						
b <sub>4</sub> (m)	2,500	5,000	5,000	5,000	2,500						
$\Delta A_1 (m^2)$	7,484	7,950	7,683	6,983	9,735						
$\Delta A_2(m^2)$	6,134	7,950	7,683	6,983	7,098						
$\Delta A_3(m^2)$	4,783	7,950	7,683	6,983	4,460						
ΣA (m)	18,401	23,850	23,050	20,950	21,293	107,544					
u <sub>1</sub> (m/s)	6,790	6,370	5,940	6,470	7,000						
$u_2(m/s)$	6,790	5,940	5,090	5,710	6,320						
u <sub>3</sub> (m/s)	5,860	4,470	3,070	5,420	7,760						
$u_1 \Delta A_1 (m^3/s)$	50,816	50,642	45,639	45,182	68,144						
$u_2\Delta A_2 (m^3/s)$	41,648	47,223	39,108	39,875	44,857						
$u_3\Delta A_3 (m^3/s)$	28,031	35,537	23,588	37,850	34,612						
$\Sigma u\Delta A (m^3/s)$	120,496	133,401	108,335	122,907	147,613	632,751					
$u_1^2 \Delta A_1 (m^4/s^2)$	345,044	322,586	271,096	292,329	477,009						

Dão trava				Tł	nủy trực					Tẩng
Dặc trung	TT	<u>-</u> 1	TT2		TT3	T	Г4	TT5		Tong
$u_2^2 \Delta A_2 (m^4/s^2)$	282,7	791	280,505	1	99,061	227,685		283,495		
$u_{3}^{2}\Delta A_{3} (m^{4}/s^{2})$	164,262		158,848	ļ	72,415	2,415 205,145		268,589		
$\Sigma u^2 \Delta A (m^4/s^2)$	792,0	097	761,939	5	42,571	725	,159	1029,0	93	3850,859
$u_1^{3}\Delta A_1 (m^{5}/s^{3})$	2342,847		2054,875	1610,308		1891,366		3339,061		
$u_2^{3}\Delta A_2 (m^{5}/s^{3})$	1920,148		1666,197	1013,218		1300,083		1791,687		
$u_{3}^{3}\Delta A_{3} (m^{5}/s^{3})$	962,5	578	710,051	222,313		1111,887		2084,2	51	
$\Sigma u^3 \Delta A (m^5/s^3)$	<sup>5</sup> /s <sup>3</sup> ) 5225,573 4431,124		28	845,839	4303	3,336	7215,0	00	24020,872	
v (m/s)	5,88	4	$v^2 A (m^4/s)$	<sup>2</sup> )	3722,8	887	v <sup>3</sup> A	$(m^{5}/s^{3})$	2	21904,163
α <sub>0</sub> (-)			1,034		α (-)			1,097		097

```
PL.5. MÃ NGUỒN MÔ HÌNH USVF1D
```

```
Bång PL7. Đoạn chương trình của module chính
```

```
Sub USVF1D()
(...)
Call Thongsocongtrinh
Call Thongsomohinh
Do
 Lanlap = 0
 I = I + 1
 T0 = T0 + dt
 x(2) = NOISUY(M, T0, T, Q)
 x(2 * m + 1) = NOISUY(m, T0, T, Z)
 q = NOISUY(M, T0, T, q)
 H = NOISUY(M, TO, T, H)
Do
 Lanlap = Lanlap + 1
 For J = 1 To m
   Call Hesophuongtrinh
 Next J
 Call Khuduoi
 Call Dieukiendung
Loop Until (Saiso < 0.001)
 Call Inketqua
Loop Until (TO > M)
(...)
End Sub
```

#### Bång PL8. Đoạn chương trình của module THONGSOCONGTRINH

```
Sub Thongsocongtrinh()
(...)
Lmang = Wi.Cells(i, j)
Lnguong = Wi.Cells(i, j)
S0 = Wi.Cells(i, j)
m1 = Wi.Cells(i, j)
m2 = Wi.Cells(i, j)
nham = Wi.Cells(i, j)
```

```
Bdau = Wi.Cells(i, j)
 Bcuoi = Wi.Cells(i, j)
 Zdau = Wi.Cells(i, j)
 hesoluutoc = Wi.Cells(i, j)
 hesoLuuluong = Wi.Cells(i, j)
 gocPhi = Wi.Cells(i, j)
 gocBeta = Wi.Cells(i, j)
 mTB = (m1 + m2) / 2
 b1 = (Bcuoi - Bdau) / Lmang
 For I = 1 To m + 1 'Step -1
   Lnut(I) = (I - 1) * DI
   Znut(I) = (Lnut(I)) * SO + Z
   Bnut(I) = (Lnut(I)) * b1 + Bdau
 Next I
 For I = 1 To m
   Zdoan(I) = (Znut(I) + Znut(I + 1)) * 0.5
   Bdoan(I) = (Bnut(I) + Bnut(I + 1)) * 0.5
 Next I
(...)
End Sub
```

#### Bång PL9. Đoạn chương trình của module THONGSOMOHINH

```
Sub Thongsomohinh()
(...)
EtaQ = Wi.Cells(i, j)
EtaZ = Wi.Cells(i, j)
alpha = Wi.Cells(i, j)
alpha0 = Wi.Cells(i, j)
dt = Wi.Cells(i, j)
N = Wi.Cells(i, j)
(...)
End Sub
```



```
Sub Bien()
(...)
For I = 1 To N
    T(I) = Wi.Cells(i, j)
    Q(I) = Wi.Cells(i, j)
    H(I) = Wi.Cells(j, j)
    q(I) = Wi.Cells(i, j)
Zc(I) = Wi.Cells(i, j) 'muc nuoc phan gioi cuoi mang
Next I
(...)
End Sub
```

Dang PLII. Doan chương trinn của moaute DANDA	Bång PL11	. Đoan	chuong	trình	của	module	BANI	DAU
---	-----------	--------	--------	-------	-----	--------	------	-----

```
Sub Bandau()
(...)
Q01 = Wi.Cells(i, j)
Q02 = Wi.Cells(i, j)
Z1 = Wi.Cells(i, j)
Z2 = Wi.Cells(i, j)
Q0 = (Q02 - Q01) / Lmang
Zd = (Z2 - Z1) / Lmang
```

```
For I = 1 To 2 * m + 2
    If ((I \ 2) * 2 - I) = 0 Then
    x(I) = Q01 + Q0 * (I / 2)
Else
    x(I) = Z1 + (I \ 2) * Zd
End If
Next I
(...)
End Sub
```

Bång PL12. Đoạn chương trình của module DACTRUNG

```
Sub Dactrung()
(...)
.A = h * (b(Doan) + mTB * h)
.P = b(Doan) + h * ((1 + m1 ^ 2) ^ 0.5 + (1 + m2 ^ 2) ^ 0.5)
.R = .A / .P
.B = b (Doan) + mTB * h
.K = 1 / nham * .A * .R ^ (2 / 3)
(...)
End Sub
```

Bång PL13. Đoạn chương trình của module DIEUKIENDUNG

```
Sub Dieukiendung()
(...)
 For I = 1 To 2 * m + 2
 dX(I) = x(I) - X1(I)
 If (I Mod 2) <> 0 Then
 Y0 = Abs(dX(I))
 Else
 If (dX(I) = 0) And (x(I) = 0) Then
 Y0 = 0
 Else
 Y0 = Abs(dX(I) / (dX(I) + x(I)))
 End If
End If
 If Max < Y0 Then Max = Y0
Next I
(...)
End Sub
```

Bång PL14. Đoạn chương trình của module HESOPHUONGTRINH

```
Sub Hesophuongtrinh()
(...)
dc = B / 2 / EtaQ * dx / dt
Tc = dc * (Zx2 + Zx1) - (1 - EtaQ) / EtaQ * (Qx2 - Qx1) + q * dx /
EtaQ
dD1 = k0 / g / A / 2 / dt + S
Fr2 = alpha * Q ^ 2 * B / g / A ^ 3
dD2 = ((1 - Fr2) * EtaZ / dx + (k + alpha0) * B * Q / g / A ^ 2 / 2 /
dt)) / dD1
dD3 = ((1 - Fr2) * EtaZ / dx - (k +alpha0) * B * Q / g / A ^ 2 / 2 /
dt)) / dD1
TD = ((1 - Fr2) * (1 - EtaZ) / dx * (Zx1 - Zx2) + (k0 / g / A * (Qx1
/ 2 / dt + Qx2 / 2 / dt) - (k + alpha0) * B * Q / g / A ^ 2 / 2 / dt *
(Zx1 - Zx2)) / dD1
c1 = - (dD2 + dC) / 2
```

```
C2 = (dD3 - dC) / 2

C3 = (TD - TC) / 2

C4 = (dC - dD2) / 2

C5 = (dD3 + dC) / 2

C6 = (TD + TC) / 2

(...)

End Sub
```

Bång PL15. Đoạn chương trình của module KHUDUOI

```
Sub Khuduoi()
(...)
 Q(1) = BienQ
 aa(1) = -C2(1) / C1(1)
 bb(1) = (-Q(1) + C3(1) / C1(1))
 Z(1) = aa(1)Z(2) + bb(1)
 aa(2) = -1 / (C5(1) * aa(1) + C4(1))
 bb(2) = (-C5(1) * bb(1) + C6(1)) / (C5(1) * aa(1) + C4(1))
 Z(2) = aa(2) * Q(2) + bb(2)
 For i = 2 to N
   aa(2 * i - 1) = -C(i) / (1 + C1(i) * aa(2 * i - 2))
   bb(2*i-1) = (-C1(i) * bb(2*i-2) + C3(i)) / (1 + C1(i) * aa(2*i-2))
   Q(i) = aa(2 * i - 1) * Z(i + 1) + bb(2 * i - 1)
   aa(2 * i) = -1 / C5(i) * aa(2 * i - 2) * aa(2 * i - 1) + C4(i))
   bb(2 * i) = (-C5(i) * aa(2 * i - 2) * bb(2 * i - 1) - C5(i) * bb(2 * i - 1))
i - 2) + C6(i)) / (C5(i) * aa(2 * i - 2) * aa(2 * i - 1) + C4(i))
   Z(i + 1) = aa(2 * i) * Q(i + 1) + bb(2 * i)
 Next i
 i = N
 Q(N + 1) = (Z(N + 1) - bb(2 * N) / aa(2 * N))
 Q(N) = aa(2 * N - 1) * Z(N + 1) + bb(2 * N - 1)
 For i = N - 1 to 1
   Z(i + 1) = aa(2 * i) * Q(i + 1) + bb(2 * i)
   Q(i) = aa(2 * i - 1) * Z(i + 1) + bb(2 * i - 1)
 Next i
(...)
End Sub
```

## PL.6. ĐẶC TRƯNG LƯU LƯỢNG, MỰC NƯỚC VÀ LƯU TỐC



1. Hồ Đồng Nghệ kịch bản đóng cửa xả

Hình PL12. Diễn biến lưu lượng dọc máng thời điểm 8 giờ



Hình PL13. Diễn biến lưu tốc dọc máng thời điểm 8 giờ



Hình PL14. Đường quá trình lưu lượng tại mặt cắt giữa máng



Hình PL15. Đường quá trình mực nước tại mặt cắt giữa máng





Hình PL16. Diễn biến lưu lượng dọc máng thời điểm 14 giờ



Hình PL18. Đường quá trình lưu tốc tại mặt cắt giữa máng

Lưu tốc trung bình v (m/s) dọc máng tại thời điểm 14 giờ tốc trung bình v (m/s) 5.00 4.00 3.00 2.00 1.00 0.00 Lưu 30 40 0 10 20 50 Tọa độ máng (m)

# Hình PL17. Diễn biến lưu tốc dọc máng thời điểm 14 giờ



Hình PL19. Đường quá trình mực nước tại mặt cắt giữa máng



3. Hồ Việt An phương án thiết kế sơ bộ







Hình PL21. Diễn biến lưu tốc dọc máng thời điểm 13 giờ



Hình PL22. Đường quá trình lưu tốc tại mặt cắt giữa máng

Hình PL23. Đường quá trình mực nước tại mặt cắt giữa máng





Hình PL24. Diễn biến lưu lượng dọc máng thời điểm 13 giờ



Hình PL25. Diễn biến lưu tốc dọc máng thời điểm 13 giờ



lưu tốc tại mặt cắt giữa máng



5. Hồ Mỹ Bình phương án thiết kế kỹ thuật





Hình PL28. Diễn biến lưu lượng dọc máng thời điểm 17 giờ



Hình PL30. Đường quá trình lưu tốc tại mặt cắt giữa máng

Hình PL29. Diễn biến lưu tốc dọc máng thời điểm 17 giờ



Hình PL31. Đường quá trình mực nước tại mặt cắt giữa máng



# 6. Hồ Mỹ Bình phương án kiến nghị sửa đổi





Hình PL34. Đường quá trình lưu tốc tại mặt cắt giữa máng





Hình PL35. Đường quá trình mực nước tại mặt cắt giữa máng