

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 ỔN ĐỊNH
TRONG MÁNG TRÀN BÊN

Ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY

Mã số: 9 58 02 02

TÓM TẮT LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI - 2022

Công trình được hoàn thành tại **Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam**

Cán bộ hướng dẫn khoa học: GS. TS. Lê Văn Nghi

Phản biện 1: GS. TS. Phạm Ngọc Quý

Phản biện 2: GS. TS. Trần Đình Hợi

Phản biện 3: PGS. TS. Nguyễn Viết Thanh

Luận án sẽ được bảo vệ trước Hội đồng chấm luận án cấp Viện
hợp tại: Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam (VAWR)
vào hồi.....giờ.....ngày.....tháng.....năm.....

Có thể tìm hiểu luận án tại:

- Thư viện Quốc gia;
- Thư viện Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của luận án

Máng tràn bên trong hệ thống đầu mối công trình hồ chứa nước đã được 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). Chế độ thủy lực trong máng tràn bên rất phức tạp bởi sự xuất hiện liên tục của hiện tượng không khí 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 tạo thành những dòng xoáy ba chiều trên quy mô lớn và dòng xoáy 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.

Trong tính toán thiết kế thủy lực máng tràn bên hiện nay, dòng chảy trong máng được coi là ổn định và các phương trình mô phỏng chủ yếu là SVF một chiều (1D) ổn định, với giả thiết phân bố lưu tốc là đồng nhất, bỏ qua tác động của hướng dòng gia nhập và lực quán tính của dòng gia nhập tác động lên dòng chính. Mặt khác, bản chất dòng chảy trong máng là SVF không ổn định, các yếu tố thủy lực có mối quan hệ chặt chẽ với nhau. 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 và dòng chảy có xáo trộn mạnh nên các hệ số phân bố lưu tốc cũng khác với sông thiên nhiên. Do đó, kết quả tính toán thường gặp sai số lớn.

Đối với dòng không ổn định 1D thì hệ phương trình Saint Venant đã giải quyết được nhiều bài toán thực tiễn. Tuy nhiên, khi áp dụng cho máng tràn bên thì hệ phương trình chưa có lời giải phù hợp vì 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, 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

(1) Thiết lập hệ phương trình vi phân phi tuyến của SVF không ổn định 1D có kể đến lực quán tính của dòng chảy bên và dòng chảy cong; (2) Tuyến tính hóa hệ phương trình đề xuất bằng phương pháp sai phân và thiết lập chương trình tính thích hợp; (3) Xác định các hệ số trong phương trình SVF không ổn định 1D áp dụng cho máng tràn bên; (4) 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 đáy 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

04 phương pháp nghiên cứu chính được sử dụng gồm: (1) Phân tích và tổng hợp lý thuyết đánh giá những vấn đề liên quan đến nội dung nghiên cứu từ đó chỉ ra những kết quả có thể kế thừa và những điểm còn tồn tại, hạn chế; (2) Phân tích thứ nguyên để xây dựng các công thức thực nghiệm từ số liệu thực đo; (3) Phương pháp giải tích để thiết lập hệ phương trình vi phân phi tuyến của SVF không ổn định 1D bằng cách tích phân trực tiếp hệ phương trình Navier - Stokes; (4) Phương pháp số để giải hệ phương trình đề xuất và thiết lập công cụ mô phỏng số. Ngoài ra, luận án cũng sử dụng phương pháp điều tra khảo sát, kế thừa, trao đổi lấy ý kiến các chuyên gia để làm sáng tỏ vấn đề.

5. Nội dung nghiên cứu

(1) Tổng quan các nghiên cứu trong và ngoài nước; (2) Nghiên cứu đặc điểm dòng chảy trong máng tràn bên; (3) Phân tích cơ sở lý thuyết và phương pháp thiết lập hệ phương trình vi phân của SVF không ổn định 1D; (4) Thiết lập và giải hệ phương trình đề xuất; (5) Xác định các hệ số trong phương trình đề xuất, xây dựng công thức tính chiều sâu dòng chảy lớn nhất trên mặt cắt ngang và chiều sâu dòng chảy cuối máng; (6) 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

- 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.
- 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

Luận án được bố cục ngoài các phần Mở đầu, Kết luận và Phụ lục, nội dung chính được trình bày trong 04 chương, bao gồm: (1) Chương 1: Tổng quan nghiên cứu về máng tràn bên và dòng biến lượng; (2) Chương 2: Hệ phương trình vi phân dòng biến lượng một chiều không ổn định; (3) 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; (4) 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 chuyển động của dòng chảy

Sự chuyển động của dòng chảy được phân loại theo các cách khác nhau. Khi dòng chảy có sự gia nhập hoặc phân tán liên tục dọc theo chiều lòng dẫn được gọi là dòng biến lượng (SVF). Chế độ thủy lực SVF trong máng tràn bên rất phức tạp bởi sự tác động liên tục của dòng gia nhập vào dòng chính. Bằng 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. Do đó cần phải kết hợp thí nghiệm trên mô hình vật lý nhưng không phải lúc nào cũng có điều kiện thực hiện. Vì vậy cần chấp nhận một số giả thiết để đơn giản hóa hiện tượng nhằm mô phỏng gần đúng bằng bài toán 1D.

1.2. Máng tràn bên

Máng tràn bên là bộ phận chính của công trình tháo lũ kiểu đường tràn ngang cho 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. Một số công trình áp dụng hình thức máng tràn bên:

- Trên thế giới: Đập Hoover (Mỹ) là công trình đầu tiên trên thế giới ứng dụng đường tràn ngang để tháo lũ thiết kế trên $10.000\text{m}^3/\text{s}$ dựa trên kết quả nghiên cứu thử nghiệm đầu những năm 30 của thế kỷ XX. Ngoài ra, còn rất nhiều hồ chứa áp dụng hình thức này như Arrowrock, Fort Smith, Flatiron (Mỹ), Burrinjuck, West Barwon (Australia), Karahnjukar (Iceland), Solingen, Mauer (Đức), Quielle, Rochebut (Pháp), Townsend, Rhodeswood (Anh), Glendevon (Scotland), Trangslæt (Thụy Điển), Lyssbach (Thụy Sĩ), Nihotupu (New Zealand)... Các đường tràn ngang nêu trên đa phần có ngưỡng thực dụng và có hoặc không có cửa van điều tiết. Máng bên thường có dạng phi lăng trụ mở rộng dần, mặt cắt hình thang. 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 được kể đến như Nước Ngọt, Phước Nhon (Ninh Thuận), Mỹ Bình, Ông Lãnh, Quang Hiển, Đại Sơn, (Bình Định), Đồng Nghệ (Đà Nẵng), Việt An, Lộc Đại (Quảng Nam), Đá Bàn (Khánh Hòa), Ông Thoại, Lộc Quang, Bàu Úm (Bình Phước), Đắc Rơ Ngát, Đắc Long 1 (Kon Tum), Đền Sóc (Hà Nội), Triệu Thượng 1 (Quảng Trị), Bắc Khê 1 (Lạng Sơn), Suối Tân 2

(Sơn La)... Các công trình này chủ yếu áp dụng cho hồ chứa có diện tích lưu vực nhỏ (dưới 100km^2) không có cửa van điều tiết, ngưỡng tràn là thành mỏng hoặc thực dụng. Chiều dài đường tràn thường dưới 100m và lưu lượng tháo dưới $1000\text{m}^3/\text{s}$. Tỷ số giữa cột nước tràn và chiều dài đường tràn dao động $0,02 \div 0,15$. Máng phi lắng trụ mở rộng dần, mặt cắt ngang hình thang hoặc chữ nhật. Độ dốc máng khoảng $0 \div 3\%$. Nối tiếp sau máng là dốc nước có độ dốc trên 10% , dạng lăng trụ mặt cắt chữ nhật.

Các công trình có nguyên lý tương tự máng tràn bên như tràn vào/ra trên hệ thống kênh hoặc các công trình nhân tạo như máng thu nước mưa trên mái nhà, máng thoát nước tràn của bể bơi, rãnh biên, kênh tiêu cát dốc chống xói mòn hoặc dòng chảy trong sông vùng ngập lũ...

1.3. Các dạng phương trình dòng biến lượng một chiều

Để thiết lập phương trình SVF 1D ổn định, các giả thiết được chấp nhận gồm: (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.

Với SVF có lưu lượng tăng dần, các phương trình của Hinds J. (1926), Camp T.R. (1940), Keulegan G.H. (1952), Chow V.T. (1969), Cung N.V. (1964), An H.T. (1987)... được thiết lập từ nguyên lý bảo toàn động lượng. Phương trình của Konovalov I.M. (1937) được thiết lập theo nguyên lý bảo toàn năng lượng. Khi dòng chảy có lưu lượng phân tán dọc theo chiều dòng chảy (lưu lượng giảm dần) thì Chow thiết lập từ việc khảo sát sự biến thiên của năng lượng đơn vị dòng chảy.

Phương trình của Hinds là dạng phương trình đơn giản đầu tiên trên thế giới viết cho SVF ổn định có lưu lượng tăng dần.

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

Camp và nhiều tác giả khác đã phát triển (1.2) khi bổ sung thêm thành phần ma sát hoặc lưu tốc của dòng gia nhập và sử dụng kết quả thực nghiệm để xác định các hệ số trong phương trình.

Phương trình của Konovalov là phương trình tổng quát nhất của dạng phương trình SVF 1D 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.

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

Với điều kiện kênh lăng trụ và dòng gia nhập vuông góc với dòng chính, đồng thời bỏ qua hệ số phân bố lưu tốc ($\alpha = 1$) thì (1.8) trở thành phương trình của Chow (1969) và nếu viết cho mặt cắt hình chữ nhật thì trở thành phương trình của Keulegan (1952).

1.4. Phương trình dòng không ổn định một chiều

Với bài toán dòng chảy 1D không ổn định, phương trình mô phỏng kinh điển được biết đến là hệ phương trình Saint Venant.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (1.15)$$

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

Các giả thiết khi xây dựng hệ phương trình gồm: (1) Chuyển động 1D, độ sâu và lưu tốc chỉ thay đổi dọc 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 chậm dọc theo chiều lòng dẫn và bỏ qua các gia tốc theo phương đứng; (4) Trục dọc của lòng dẫn được coi như một đường thẳng; (5) Đáy lòng dẫn có độ dốc nhỏ. Bỏ qua tác động của hiện tượng bồi, xói; (6) Áp dụng hệ số sức cản của dòng ổn định chuyển động đều chảy rồi cho dòng không ổn định để sử dụng các quan hệ như phương trình Manning mô tả tác động của lực cản.

Hệ phương trình Saint Venant đã được ứng dụng để giải quyết nhiều bài toán trong thực tế với những mô hình thủy động lực học 1D như MIKE11, HEC-RAS, ISIS... hay các mô hình trong nước như VRSAP, KOD_01, SAL/DELTA... Tuy nhiên, do các phương trình năng lượng trong phương trình xuất phát 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 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 bên.

1.5. Một số nghiên cứu về chế độ thủy lực trong máng tràn bên

Đường mặt nước dọc máng là yếu tố thủy lực được quan tâm nghiên cứu đầu tiên và nhiều nhất từ những năm đầu của thế kỷ XX cho đến nay bởi các nhà khoa học thủy lực hàng đầu trên thế giới và trong nước. Dạng đường mặt nước tự do có nhiều dạng khác nhau, phụ thuộc vào tỷ số định lượng của các lực tác dụng và các điều kiện biên. Bằng kết quả thí nghiệm, các nghiên cứu đã chỉ ra mức độ phù hợp của các dạng phương trình SVF 1D, trong đó (1.8) có khả năng mô phỏng tốt nhất, những cũng chỉ phù hợp với thí nghiệm cho trường hợp máng tràn bên có dạng lăng trụ, tuyến thẳng và không bị ảnh hưởng bởi tác động cục bộ (Lucas và cs, 2015). Khi so sánh kết quả đo đặc đường mặt nước trên mô hình tỷ lệ 1/45 và nguyên hình của đập Karahnjukar, Gardarsson và cs. (2015) đã nhận thấy đường mặt nước trung bình trong máng ở mô hình thấp hơn trên nguyên hình khoảng 10%.

Cấu trúc dòng chảy trong máng rất phức tạp, không khí liên tục 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. Sự xuất hiện dòng xoáy mạnh khi lưu lượng xả qua tràn nhỏ do chênh lệch giữa ngưỡng tràn với đáy máng bên.

Khi máng có độ dốc thoải ($S_0 < S_c$) nối tiếp với dốc nước ($S_0 > S_c$) thì chiều sâu cuối máng h_h là chiều sâu phân giới h_c . Tuy nhiên, thực tế cho thấy $h_h > h_c$, $h_h = \sqrt{3}h_c$ (Beij, 1934), $h_h = 1,1h_c$ (Kiselev, 1974), $h_h = (1,00 \div 1,33)h_c$ (Nguyễn Chiến và cs., 2004).

Tổn thất năng lượng theo các nghiên cứu ban đầu cho rằng có thể được bỏ qua. Tuy nhiên, các nghiên cứu sau này như Mohammadi (2005), Kudzai và cs. (2016)... cho thấy có sự gia tăng về sức cản thủy lực khi lưu lượng thay đổi theo chiều dòng chảy và chịu tác động đáng kể của dòng gia nhập.

Phân bố lưu tốc: Thí nghiệm ban đầu của McCool (1967) cho thấy SVF không ảnh hưởng đến hệ số α_0 và α . Bằng lý thuyết và số liệu thí nghiệm của Gill (1977), Kouchakzadeh và cs. (2002) đã chứng minh rằng nếu coi $\alpha_0 = 1$ thì đường mặt nước tính toán thấp hơn thực đo với sai số tương đối lớn. Khi lưu lượng dòng gia nhập càng tăng thì tác động càng mạnh đến hệ số α_0 . Khiadani và cs. (2012) 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 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.

1.6. Kết luận chương 1

SVF trong máng bên là bài toán thủy lực đặc thù được nhiều nhà thủy lực học quan tâm nghiên cứu từ đầu thế kỷ XX. Các nghiên cứu đã có hầu hết đều xét bài toán là dòng ổn định 1D. Có nhiều dạng phương trình mô phỏng khác nhau, nhưng tổng quát và được ứng dụng nhiều nhất là dạng phương trình (1.8) của Konovalov.

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 (α và α_0) rất khác so 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 α_0 hay α xấp xỉ 1 sẽ gây sai số lớn khi tính toán đường mặt nước.

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 $h_h > h_c$ và có biên độ dao động khá lớn phụ thuộc các thông số công trình và dòng chảy.

Hệ phương trình Saint Venant đã được ứng dụng để giải nhiều bài toán thực tế liên quan đến hệ thống sông/kênh. Tuy nhiên, khi mô phỏng các hiện tượng thủy lực đặc biệt như dòng chảy cong hay dòng chảy trong máng tràn bên thì hệ phương trình Saint Venant kinh điển chưa giải quyết được chính xác.

Như vậy, qua phân tích tổng quan tại 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 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN DÒNG BIẾN LƯỢNG MỘT CHIỀU KHÔNG ỔN ĐỊNH

2.1. Phương pháp thiết lập phương trình

Hệ phương trình vi phân 1D không ổn định hay hệ phương trình Saint Venant có thể được thiết lập bằng các phương pháp khác nhau. 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 - Stokes với các lực tác dụng chính được xét đến gồm trọng lực, lực ma sát, lực quán tính ly tâm và lực của dòng chảy bên.

Phương trình năng lượng SVF 1D không ổn định được thiết lập với các giả thiết 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) Bỏ 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 bỏ qua. (4) Bỏ qua tác động của hiện tượng bồi, xói lòng dẫn; (5) Tồn thất năng lượng tuân theo quy luật của dòng ổn định chảy rối.

Hệ phương trình SVF 1D không ổn định thiết lập được như sau:

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

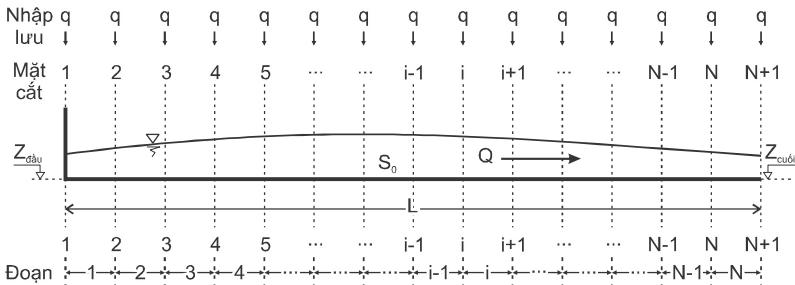
Hệ (2.28) có thể coi là hệ phương trình Saint Venant mở rộng cho chuyển động của chất lỏng không nén được, biến đổi dần, chịu tác dụng của trọng lực, lực quán tính do dòng chảy bên và dòng chảy cong tác động lên dòng chảy chính.

Khi không xét lực quán tính của dòng chảy bên và dòng chảy cong thì $k = \alpha$, $k_0 = \alpha_0$ và $S_\ell = S_b$, hệ (2.28) trở về 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, (2.28) trở về dạng (1.8) nhưng khác nhau về hệ số k ($k_{(1.8)} = 1 + \alpha - n_0$; $k_{(2.28)} = \alpha + k_\ell \alpha_0 (1 - n_0)$).

2.2. Phương pháp giải hệ phương trình vi phân cho SVF

Hệ (2.28) có thể được giải bằng nhiều phương pháp khác nhau, trong đó phương pháp số là phù hợp nhất, mà cụ thể là phương pháp sai phân hữu hạn được sử dụng nhiều trong thủy động lực học tính toán. Bằng sơ đồ sai phân 4 điểm Preissmann, (2.28) đã được đưa về hệ phương trình đại số tuyến tính với các hệ số chứa ẩn số.

Xét máng tràn bên dài L được chia thành N đoạn bởi $(N + 1)$ mặt cắt (Hình 2.24), hệ (2.28) được sai phân thành hệ (2.54) có $2N$ phương trình đại số tuyến tính với $2(N + 1)$ ẩn Q và Z ở thời điểm $(t + \Delta t)$.



Hình 2.24. Sơ đồ các mặt cắt tính toán cho máng tràn bên

$$\left\{ \begin{array}{l}
 Q_1 + (C_1)_1 Z_1 + (C_2)_1 Z_2 = (C_3)_1 \quad (1) \\
 (C_5)_1 Z_1 + Q_2 + (C_4)_1 Z_2 = (C_6)_1 \quad (2) \\
 Q_2 + (C_1)_2 Z_2 + (C_2)_2 Z_3 = (C_3)_2 \quad (3) \\
 (C_5)_2 Z_2 + Q_3 + (C_4)_2 Z_3 = (C_6)_2 \quad (4) \\
 \dots \dots \dots = \dots \dots \dots \\
 \dots \dots \dots = \dots \dots \dots \\
 Q_N + (C_1)_N Z_N + (C_2)_N Z_{N+1} = (C_3)_N \quad (2N - 1) \\
 (C_5)_N Z_N + Q_{N+1} + (C_4)_N Z_{N+1} = (C_6)_N \quad (2N)
 \end{array} \right. \quad (2.54)$$

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_1, Z_{N+1}) hoặc (Z_1, Z_{N+1}) , nhưng thường sử dụng tổ hợp biên (2.56) gồm biên trên là Q_1 và biên dưới là Z_{N+1} .

$$\left\{ \begin{array}{l}
 Q_1 = Q(t) \\
 Z_{N+1} = Z(t)
 \end{array} \right. \quad (2.56)$$

Vì các hệ số của (2.54) 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.

2.3. Kết luận chương 2

Bằng phương pháp tích phân trực tiếp từ hệ phương trình Navier - Stokes, 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 trong mô hình VRSAP. Sự khác nhau giữa 2 phương trình là hệ số k thay cho α , k_0 thay cho α_0 và đại lượng độ dốc thủy lực trong SVF S_ℓ thay cho S_f . Các hệ số k_0, k bao gồm các hệ số phân bố lưu tốc α_0, α và hệ số tỷ lệ lưu lượng (k_ℓ), tỷ lệ lưu tốc (n_0).

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).

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 đường chéo.

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 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.

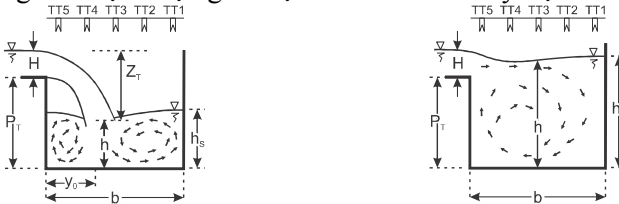
Chương 3. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ THỰC NGHIỆM XÁC ĐỊNH MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG THỦY ĐỘNG LỰC HỌC CỦA DÒNG BIÊN LƯỢNG TRONG MÁNG TRẦN BỀN

3.1. Mô hình thí nghiệm

Các kết quả thí nghiệm được thu thập từ Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam, bao gồm Đồng Nghệ (Đà Nẵng), Việt An (Quảng Nam) và Mỹ Bình (Bình Định) với tỷ lệ các mô hình lần lượt là 1/30, 1/40 và 1/25. Các mô hình được thiết kế tương tự theo tiêu chuẩn Froude, sai số trong phạm vi cho phép. Do đó, số liệu thu thập từ các báo cáo đảm bảo độ tin cậy phục vụ mục tiêu nghiên cứu.

3.2. Cấu trúc dòng chảy trên mặt cắt ngang

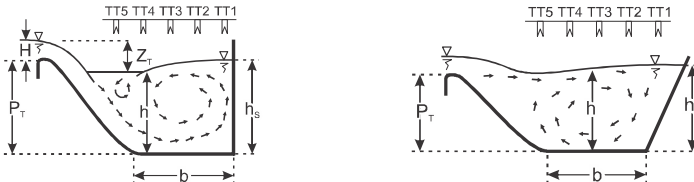
Từ các báo cáo thí nghiệm, kết hợp nghiên cứu của Lucas và cs. (2015), cho thấy cấu trúc dòng chảy trên mặt cắt ngang có thể có 1 hoặc 2 xoáy phụ thuộc dòng gia nhập và điều kiện thủy lực của máng. Các xoáy có mức độ mạnh yếu khác nhau, là hình dạng của nổi tiếp chảy đáy hoặc chảy mặt. Mục nước tại thủy trực TT1 (chiều sâu h_s) phía thành máng đối diện được ghi nhận cao hơn các thủy trực còn lại.



a) Dòng gia nhập chảy tự do

b) Dòng gia nhập chảy ngập

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



a) Dòng gia nhập chảy tự do

b) Dòng gia nhập chảy ngập

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

3.3. Chiều sâu dòng chảy phía thành máng đối diện

Số liệu thí nghiệm tại các mặt cắt cho thấy khi lưu lượng thay đổi thì tỷ số Z_{TT1}/Z_{TB} thay đổi. Ngoài ra, tỷ số này có xu thế tăng từ đầu máng đến khoảng $2/3 \div 3/4$ máng. Ở khu vực cuối máng, tỷ số này tăng hoặc giảm phụ thuộc điều kiện thủy lực đầu dốc nước.

Bằng phương pháp lọc biến và phân tích thứ nguyên, xây dựng được công thức (3.6) xác định h_s , với điều kiện áp dụng (3.8):

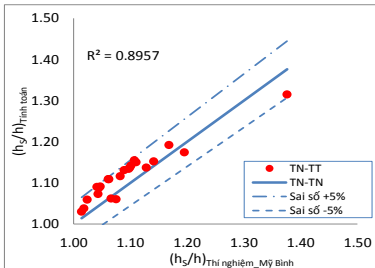
$$\frac{h_s}{h} = 1 + C_S \sqrt{\frac{q}{b\sqrt{gh}}} \left(\frac{Z_T}{h} \right)^{h/b} \quad (3.6)$$

trong đó: C_S - hệ số phụ thuộc hình dạng tràn, xác định theo (3.7); Các ký hiệu khác như thể hiện trên Hình 3.4 hoặc Hình 3.5.

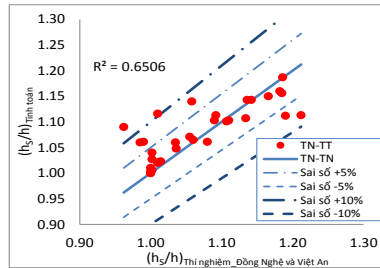
$$\begin{cases} C_S = \bar{m} & (\bar{m} \text{ là hệ số mái trung bình nh}) \quad (\text{mặt cắt tràn dạng cong}) \\ C_S = 1 - \frac{y_0}{b} = 1 - \frac{1,33\sqrt{H(P_T + 0,3H)}}{b} & (\text{mái hạ lưu tràn thẳng đứng}) \end{cases} \quad (3.7)$$

$$\left\{ \frac{Hx}{b^2} = 0,00 \div 0,50 \quad (x \text{ là tọa độ máng}) \right. \quad (3.8)$$

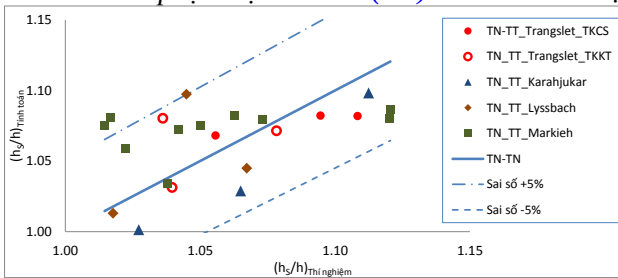
Kết quả tính toán với chuỗi phụ thuộc (hồ Mỹ Bình) cho thấy sai số trong phạm vi 5% (Hình 3.12). Đối với chuỗi độc lập (hồ Đồng Nghệ và Việt An) sai số hầu hết trong phạm vi 10% (Hình 3.13). Để tăng độ tin cậy, (3.6) tiếp tục được kiểm chứng bằng tập số liệu thí nghiệm độc lập của đập Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach (Lucas và cs., 2015) và Markieh (Maradjieva và cs., 2007).



Hình 3.12. Sai số của công thức (3.6) đối với chuỗi phụ thuộc



Hình 3.13. Sai số của công thức (3.6) đối với chuỗi độc lập



Hình 3.14. Sai số của công thức (3.6) đối với các hồ Trangslet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh

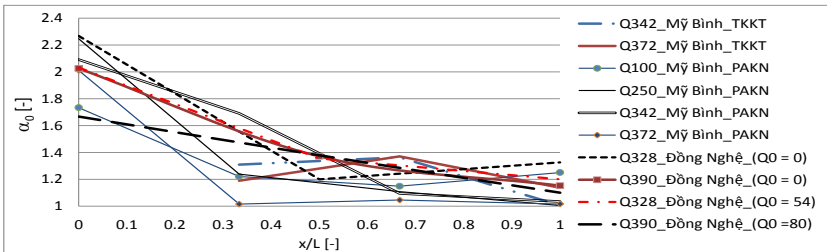
Hình 3.14 cho thấy đa phần các điểm tính toán có sai số trong phạm vi $\pm 5,0\%$. Xét điều kiện áp dụng, các công trình Trangslet và Markieh thỏa mãn (3.8), còn Karahnjukar và Lyssbach không thỏa mãn, thậm chí vượt ngoài phạm vi khá lớn. Tuy nhiên để mở rộng điều kiện (3.8) lên 3,17 như hồ Karahnjukar thì cần thêm số liệu để kiểm chứng.

3.4. Phân bố lưu tốc

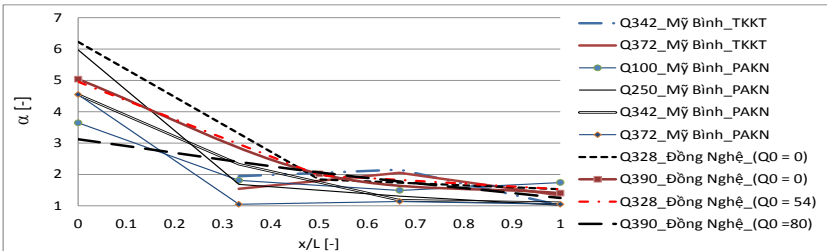
Phân bố lưu tốc bình quân thủy trực trên mặt bằng biến đổi liên tục từ đầu đến cuối máng và tại từng mặt cắt khi lưu lượng dòng gia nhập thay đổi. Dòng chủ lưu có thể xuất hiện ở khu vực TT1 hoặc TT5 hoặc đồng thời ở hai phía thành máng. Phân bố lưu tốc ở cuối máng diễn ra đều hơn và gần với quy luật phân bố trên dốc nước.

Phân bố lưu tốc theo chiều sâu tại TT1 có xu thế giảm dần từ mặt xuống đáy nhưng chênh lệch không lớn. Tại TT5, quy luật này phức tạp hơn, có thể giảm dần hoặc ngược lại. Khi Q và h nhỏ thì gần như không có dòng chảy dọc máng ở bề mặt khu vực nửa cuối máng.

Hệ số phân bố lưu tốc (α_0, α) biến đổi theo không gian và thời gian, phụ thuộc vào các yếu tố thủy lực và quy mô công trình. Xu thế biến đổi của α_0, α như thể hiện trên Hình 3.21, Hình 3.22. Xét trung bình cho toàn dòng chảy với điều kiện (3.8), các hệ số phân bố lưu tốc 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 α_0 theo chiều dọc máng

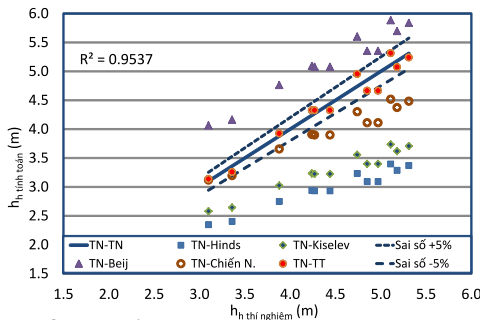


Hình 3.22. Phân bố hệ số sửa chữa động năng α theo chiều dọc máng

3.5. Chiều sâu dòng chảy cuối máng

Chiều sâu dòng chảy cuối máng (h_h) là 1 trong 2 điều kiện biên quan trọng khi mô phỏng chế độ thủy lực trong máng bên. Với phạm vi nghiên cứu là máng có độ dốc thoải ($S_0 < S_c$) được nối tiếp bằng dốc nước ($S_0 > S_c$), h_h có thể xác định theo kiến nghị của Hinds, Kiselev, Beij hoặc Chiên N. như trình bày trong mục 1.5. Các số liệu thí nghiệm của hồ Đồng Nghệ, Việt An và Mỹ Bình cho thấy h_h cũng biến đổi rất phức tạp nên h_h xác định theo kiến nghị của các tác giả trên chỉ phù hợp với một vài trường hợp. Nhằm tăng độ chính xác cho kết quả mô phỏng, sử dụng phương pháp lọc biến và phân tích thứ nguyên thiết lập được công thức tính h_h như sau: $h_h/h_{c2} = c_h c_2^2 q_h^2$, trong đó: q_h - lưu lượng đơn vị tại mặt cắt cuối máng, $m^3/s/m$; c_h - đại lượng có thứ nguyên, s/m^2 ; c_2 - hệ số không có thứ nguyên. Bảng dữ liệu thí nghiệm của 3 mô hình trong nước xác định được $c_2 = 7/25$ và $c_h^2 = 64/125$.

$$\frac{h_h}{h_{c2}} = \frac{64}{125} q_h^{7/25} \quad (3.17)$$



Hình 3.23. Đồ thị biểu diễn sai số của các công thức tính h_h

Sai số của (3.17) trong phạm vi $\pm 5\%$ (Hình 3.23). Phạm vi áp dụng của công thức (3.17) là:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{HL_{ngưỡng}}{b_{cuối}^2} = 0,11 \div 0,37 \\ \text{Máng có độ dốc thoải } (S_0 < S_c) \text{ nối tiếp với dốc nước } (S_0 > S_c) \end{array} \right. \quad (3.18)$$

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 $q_h \leq 20,5 m^3/s/m$; (2) Chiều rộng đáy mặt cắt cuối máng $b \leq 38m$; (3) Chiều sâu phân giới $h_{c2} \leq 4,5m$ (tính 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.

Tương tự (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 trong nước không đủ nhiều để thành lập chuỗi phụ thuộc và độc lập. Các công trình Trangstet, Karahnjukar, Lyssbach và Markieh đều có độ dốc máng thoải ($S_0 < S_c$) nhưng nối tiếp lại là kênh chuyển tiếp cũng có độ dốc thoải trước khi chuyển sang dốc nước nên không thỏa mãn điều kiện áp dụng (3.18). Do đó, (3.17) chưa được thực hiện kiểm chứng độc lập. Đây là một hạn chế của công thức (3.17).

3.6. Kết luận chương 3

Cấu trúc dòng chảy trên mặt cắt ngang xuất hiện 1 hoặc 2 xoáy. Quy luật phân bố lưu tốc rất đa dạng, biến đổi từ đầu đến cuối máng và từ chân tràn sang thành đối diện, không xuất hiện $v_{\max}$ ở giữa máng.

Dưới tác động của lực dòng gia nhập, h_s thường lớn nhất so với các vị trí còn lại trên mặt cắt ngang. h_s được xác định theo công thức (3.6) với điều kiện áp dụng (3.8).

Sự phức tạp của phân bố lưu tốc dẫn đến giá trị các hệ số phân bố lưu tốc biến đổi dọc theo chiều dòng chảy và tại từng mặt cắt. Giá trị trung bình toàn dòng chảy được xác định lần lượt là $\alpha_0 = 1,41$ và $\alpha = 2,32$ với điều kiện áp dụng (3.8).

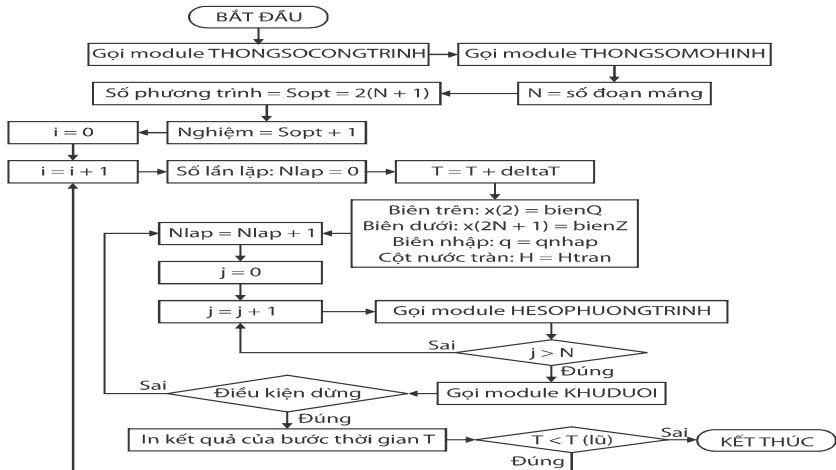
Chiều sâu h_h theo lý thuyết nối tiếp đường mặt nước trên kênh là chiều sâu phân giới h_c khi máng có $S_0 < S_c$ nối tiếp với dốc nước có $S_0 > S_c$. Tuy nhiên, dữ liệu thí nghiệm cho thấy $h_h = (1,32 \div 1,61)h_{c1}$ (h_{c1} tính với $\alpha = 1,00$) và $h_h = (1,01 \div 1,24)h_{c2}$ (h_{c2} tính với $\alpha = 2,32$). h_h 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 (2.54) 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 MĂNG TRÀN BÊN

4.1. Thuật toán mô hình USVF1D

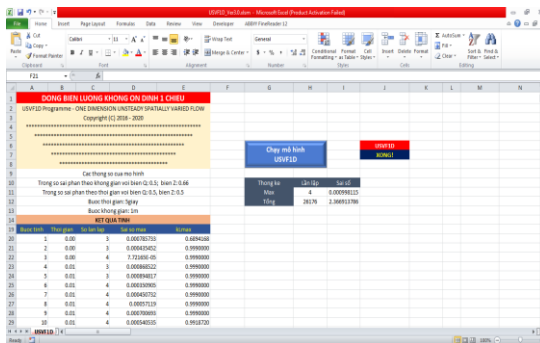
Mô hình toán dòng chảy không ổn định 1D có lưu lượng thay đổi theo không gian với lõi là hệ phương trình (2.28) được đặt tên là USVF1D (One Dimensional Unsteady Spatially Varied Flow). Thuật toán chung của mô hình thể hiện trên Hình 4.1.



Hình 4.1. Thuật toán chung của mô hình USVF1D

4.2. Xây dựng chương trình tính

Công cụ lập trình được lựa chọn là VBA trong Microsoft Excel nhằm tận dụng tính năng kiểm soát và xử lý số liệu của phần mềm. Giao diện chính của mô hình như Hình 4.8.



```

Sub USVF1D()
(...)
Call Thongsocongtrinh
Call Thongsomohinh
(...)
Do
    Lanlap = Lanlap + 1
    For J = 1 To m
        Call Hesophuongtrinh
    Next J
    Call Khuudui
    Call Dieukiendung
    Loop Until (Saiso < 0.001)
    Call Inketqua
(...)
End Sub
  
```

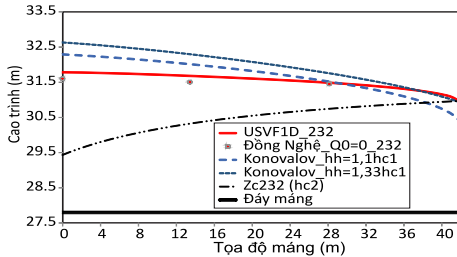
Hình 4.8. Giao diện trang tính USVF1D

4.3. Kiểm định mô hình USVF1D

Mô hình được kiểm định bằng 3 công trình trong nước Đồng Nghệ, Việt An và Mỹ Bình. Đường quá trình lũ không ổn định xả qua đường tràn ngang được thiết lập dựa trên các cấp lưu lượng thí nghiệm của mô hình. Để phù hợp với dữ liệu thí nghiệm là dòng ổn định, đường quá trình lũ được thiết lập mà trong đó $\partial Q/\partial t \approx 0$ tại những thời điểm tương ứng với các cấp lưu lượng thí nghiệm. Máng được chia thành các đoạn có chiều dài $\Delta x = 1\text{m}$, bước thời gian tính toán 5s. Trọng số sai phân theo không gian với biến lưu lượng $\eta_Q = 0,5$ và biến mực nước $\eta_Z = 0,66$. Các kết quả mô phỏng như sau:

Chú thích [Hình 4.14](#):

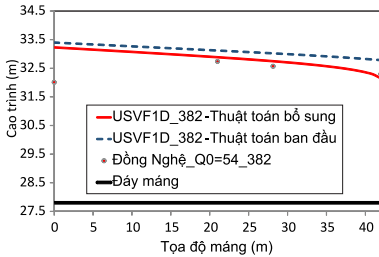
- USVF1D_232: đường mặt nước tính toán trích xuất tại thời điểm lưu lượng cuối máng $Q_h = 232\text{m}^3/\text{s}$;
- Đồng Nghệ_Q0=0_232: mực nước trung bình tại các mặt cắt theo dữ liệu thí nghiệm với cấp lưu lượng Đồng Nghệ kích bản đóng cửa sự cố $Q = 232\text{m}^3/\text{s}$ ở thời điểm $Q_h = 232\text{m}^3/\text{s}$;
- Konovalov_hh=1,1hc1: đường mặt nước tính theo (1.8) với ($h_h = 1,1hc_1$), sau đây được viết tắt là Kono1.1;
- Konovalov_hh=1,33hc1: đường mặt nước tính theo (1.8) với $h_h = 1,33hc_1$, 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.



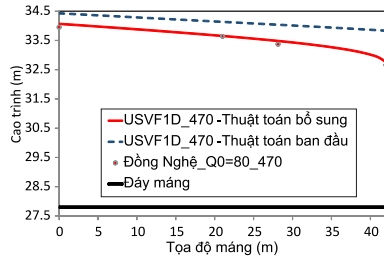
Đường mặt nước dọc máng kích bản đóng cửa sự cố của hồ Đồng Nghệ ([Hình 4.14](#)) cho thấy USVF1D phù hợp với thí nghiệm, sai số $2,45\% \div 4,57\%$. Kono1.33 cao hơn Kono1.1. Ở 2/3 đoạn đầu máng, Kono1.1 cao hơn thí nghiệm với sai số lớn nhất là 18,18% xảy ra ở mặt cắt đầu máng và 1/3 đoạn cuối máng thấp hơn thí nghiệm với sai số tại mặt cắt cuối máng là 16,72%.

Tại các thời điểm khác ứng với $Q_h = 328, 380, 390$ và $410\text{m}^3/\text{s}$, USVF1D cao hơn thí nghiệm nhưng hầu hết sai số đều dưới 10%. Kono1.1 và Kono1.33 có 2/3 đoạn đầu máng lớn hơn thí nghiệm và 1/3 đoạn còn lại thấp hơn. Sai số tổng thể của Kono1.1 lớn hơn Kono1.33 và sai số lớn nhất ở đầu máng hoặc cuối máng có thể vượt $\pm 30\%$.

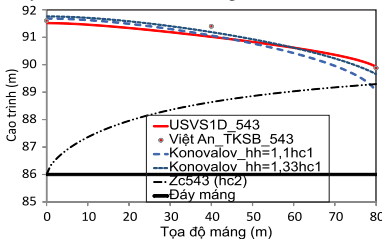
Với kích bản mở cửa xả sự cố ở đầu máng Đồng Nghệ, đường mặt nước USVF1D cũng phù hợp với thí nghiệm hơn Kono1.1 và Kono1.33. Tuy nhiên, do tác động của dòng xiết sau cửa xả sự cố đã làm suy yếu thế năng dòng chảy trong máng nên $h_h \approx h_{c2}$, dẫn đến sai số lớn cho công thức (3.17). Do đó, kiến nghị $h_h = 1,02h_{c2}$. Kết quả tính toán đường mặt nước USVF1D bằng thuật toán bổ sung (Hình 4.22, Hình 4.23) cho thấy sự phù hợp với thí nghiệm hơn thuật toán ban đầu, sai số dưới 5%.



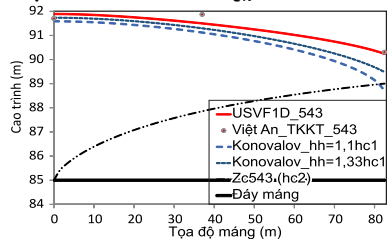
Hình 4.22. Đường mặt nước dọc máng Đồng Nghệ kích bản mở cửa xả sự cố ở thời điểm $Q_h = 382\text{m}^3/\text{s}$



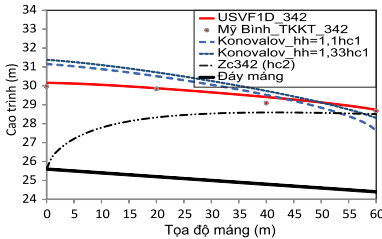
Hình 4.23. Đường mặt nước dọc máng Đồng Nghệ kích bản mở cửa xả sự cố ở thời điểm $Q_h = 470\text{m}^3/\text{s}$



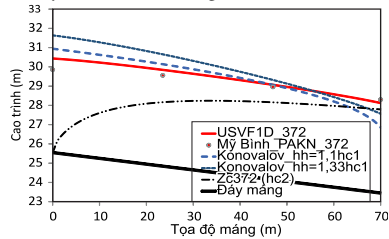
Hình 4.25. Đường mặt nước dọc máng hồ Việt An - TKSB tại thời điểm $Q_h = 543\text{m}^3/\text{s}$



Hình 4.26. Đường mặt nước dọc máng hồ Việt An - TKKT tại thời điểm $Q_h = 543\text{m}^3/\text{s}$



Hình 4.28. Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - TKKT tại thời điểm $Q_h = 342\text{m}^3/\text{s}$



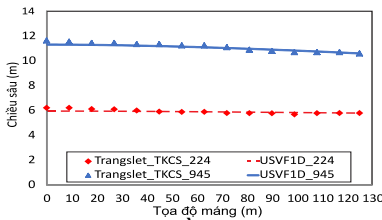
Hình 4.33. Đường mặt nước dọc máng hồ Mỹ Bình - PAKN tại thời điểm $Q_h = 372\text{m}^3/\text{s}$

Với máng bên Việt An, mực nước đầu máng theo USVF1D và Kono có sai số nhỏ và phù hợp kết quả thí nghiệm. Tại mặt cắt cuối máng, USVF1D xấp xỉ thí nghiệm, trong khi Kono thấp hơn thí nghiệm với sai số trên 10% (Hình 4.25, Hình 4.26). Với máng bên Mỹ Bình, kết quả tính toán cũng cho thấy đường mặt nước USVF1D ở khoảng 2/3 đoạn đầu máng cao hơn Kono và xảy ra ngược lại ở 1/3 đoạn cuối máng tương tự máng Đồng Nghệ. Đường mặt nước Kono1.1 và Kono1.33 gặp sai số lớn ở khu vực đầu và cuối máng (Hình 4.28, Hình 4.33). Sai số tổng thể của USVF1D so với thí nghiệm nhỏ hơn Kono.

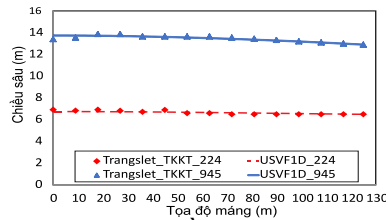
Các kết quả kiểm định mô hình USVF1D cho thấy khả năng mô phỏng đường mặt nước trong máng tràn bên phù hợp hơn với phương pháp dòng biến lượng ổn định hiện nay, sai số giữa tính toán và thực đo trong phạm vi cho phép, ngoại trừ khu vực đầu máng với một số trường hợp. Như vậy, mô hình có khả năng áp dụng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

4.4. Ứng dụng mô hình USVF1D

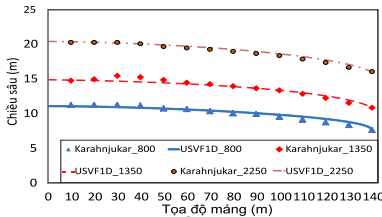
Ứng dụng mô hình USVF1D mô phỏng đường mặt nước trên máng tràn bên của 4 công trình nước ngoài như đã nêu trong mục 3.3. Tuy nhiên, do các công trình đều được thiết kế nối tiếp sau máng là kênh chuyển tiếp có độ dốc bằng hoặc nhỏ hơn độ dốc máng nên mực nước biên cuối máng nằm ngoài phạm vi áp dụng của (3.17). Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, h_h được gán bằng số liệu thí nghiệm.



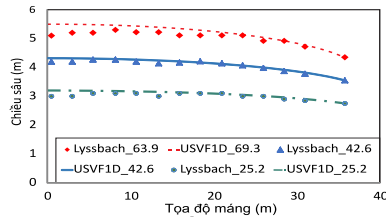
Hình 4.34. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Tranglet_TKCS



Hình 4.35. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Tranglet_TKKT

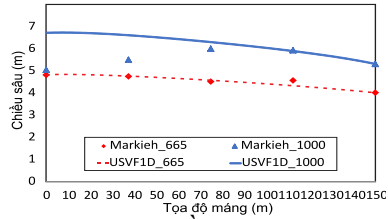


Hình 4.36. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Karahnjukar



Hình 4.37. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Lyssbach

Kết quả mô phỏng (Hình 4.34 ÷ Hình 4.38) cho thấy có sự phù hợp với số liệu thí nghiệm ở hầu hết các cấp lưu lượng thí nghiệm của các công trình với sai số trong phạm vi $\pm 5\%$, ngoại trừ cấp lưu lượng lũ kiểm tra hồ Markieh gặp sai số lớn ở khu vực đầu máng.



Hình 4.38. Chiều sâu dòng chảy dọc máng hồ Markieh

4.5. Kết 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. Lỗi 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.

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.

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 Translet (Thụy Điển), Karahnjukar (Iceland), Lyssbach (Thụy Sĩ), Markieh (Syria). Kết quả mô phỏng tương đối phù hợp với thực nghiệm.

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.

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

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.

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_s) (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%.

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_0 , 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_0 , 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_0 và từ 4,84 đến 1,21 với α . Diễn biến α_0 và α dọc máng được thể hiện trên Hình 3.21, Hình 3.22. Giá trị trung bình toàn dòng chảy là $\alpha_0 = 1,41$ và $\alpha = 2,32$ được dùng trong tính toán đường mặt nước theo (2.28) với điều kiện áp dụng (3.8).

Chiều sâu dòng chảy cuối máng h_h là điều kiện biên quan trọng để tính toán đường mặt nước trong máng. Công thức tính h_h (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 số liệu thí nghiệm nên (3.17) chưa được kiểm định độc lập.

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 η_z và biến lưu lượng là η_Q , thu được phương trình đại số tuyến tính (2.54) có dạng 4 đường chéo chính.

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.

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:

- 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.
- 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

a. 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.

Các số liệu thí nghiệm về phân bố lưu tốc chưa đủ nhiều để xác định được sự thay đổi của các hệ số α_0 , α dọc theo chiều dòng chảy, nên chấp nhận giá trị trung bình cho toàn dòng chảy.

b. 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:

- 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.
- 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.
- Mở rộng phạm vi áp dụng của công thức (3.6) tính h_s .
- Kiểm chứng công thức (3.17) xác chiều sâu cuối máng h_h 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_h trong các điều kiện khác của kênh chuyển tiếp.

CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ ĐƯỢC CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ

1. 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).
2. 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).
4. 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 lắng 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).
7. 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).

