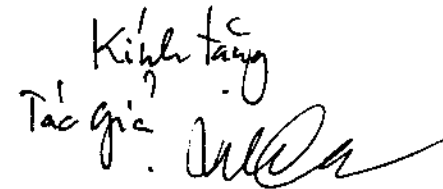


PGS.TS. NGUYỄN TẤT ĐẮC

Kính tặng
Tác giả



Mô hình toán
CHO DÒNG CHẢY
VÀ CHẤT LƯỢNG NƯỚC
TRÊN HỆ THỐNG KÊNH SÔNG

NHÀ XUẤT BẢN NÔNG NGHIỆP
Tp. Hồ Chí Minh - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Việt Nam có hơn 3000 km bờ biển và một hệ thống sông ngòi chằng chịt phân bố trên hai đồng bằng chính là đồng bằng Bắc bộ và Đồng bằng sông Cửu long. Hầu hết các sông kênh đều chịu ảnh hưởng của thủy triều. Hàng năm, về mùa khô, chua mặn gây thiệt hại lớn cho nông nghiệp và nuôi trồng trên hai vùng đồng bằng. Vì vậy nắm vững qui luật truyền triều, xâm nhập mặn và chua phèn trên mạng lưới sông, đồng ruộng là một yêu cầu cấp thiết trong sản xuất nông nghiệp nói riêng và xây dựng kinh tế nói chung trên hai vùng đồng bằng.

Mặt khác, cùng với sự phát triển rất nhanh các khu công nghiệp, dân cư và tốc độ gia tăng nhanh về phát triển dân số, lượng nước thải chưa được xử lý xả trực tiếp vào hệ thống kênh sông gây ra tình trạng ô nhiễm trầm trọng cho môi trường nước.

Ngày nay, với sự phát triển của như vũ bão của kỹ thuật tin học, việc hoàn thiện các thế hệ máy tính cá nhân và việc hoàn thiện phương pháp số, mô hình thủy động lực học số trị đã và đang là một công cụ hữu hiệu trong việc quản lý và khai thác nguồn nước.

Tập sách chuyên khảo này giới thiệu cách phân tích, xây dựng một mô hình thủy động lực học số trị thích hợp với các điều kiện khai thác ở Việt Nam, sao cho có thể mô phỏng quá trình truyền triều, lũ lụt, xâm nhập mặn và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông đồng ruộng dưới các điều kiện sử dụng nước khác nhau.

Trong tập sách tập trung phân tích, giới thiệu các thử nghiệm số và có xem xét khả năng dễ dàng lập trình của mô hình được xây dựng và tính dễ dàng, kinh tế cho quá trình khai thác sử dụng.

Những kiến thức giới thiệu trong tập sách này là nội dung khoa học cơ bản của luận văn tiến sĩ của tác giả bảo vệ năm 1987 và những kinh nghiệm thực tiễn và lý luận được đúc kết trong quá trình áp dụng mô hình của tác giả cho nhiều dự án quy hoạch sử dụng nước trên Đồng bằng sông Cửu Long và chất lượng nước cho hệ thống sông Sài Gòn-Đồng Nai.

Để xây dựng một mô hình thủy động lực học số trị (đôi khi cũng hiểu là mô hình thủy lực) cho đến khi có thể áp dụng cho các bài toán thực tiễn thường phải trải qua các bước sau đây:

- 1) Lựa chọn hệ phương trình toán học (hay thủy động lực học) mô tả hiện tượng vật lý cần quan tâm (chẳng hạn cần mô tả dòng chảy và chất lượng nước trong hệ thống kênh sông).
- 2) Lựa chọn phương pháp số để giải hệ phương trình mô tả hiện tượng nêu trong bước 1, tương ứng với các điều kiện biên và điều kiện ban đầu nhất định. Vì để mô tả các hiện tượng thực tiễn, hệ phương trình nêu trong bước 1 hầu như không giải được chính xác mà phải tìm các thuật toán số để giải trên máy tính, vì thế mới có tên là mô hình số trị.
- 3) Lập trình trên máy tính để thực hiện thuật toán nêu trong bước 2.

- 4) Chọn một số ví dụ đơn giản để thử một số tính chất định tính của mô hình vừa xây dựng theo ba bước nêu trên. Chẳng hạn tính bảo toàn vật chất, tính đối xứng của nghiệm số nếu các điều kiện mô phỏng là đối xứng. Nếu chưa đạt được một số tính chất định tính thì phải xem lại ba bước nêu trên xem có điều gì chưa hợp lý trong từng bước.

Nếu mô hình đã trải qua bốn bước trên thì về cơ bản có thể mang ra áp dụng để giải quyết các bài toán cụ thể. Việc áp dụng cũng tiếp tục trải qua hai bước dưới đây:

- 5) Hiệu chỉnh mô hình (calibration): Thường trong các mô hình có chứa một số các tham số mà giá trị cụ thể của nó phụ thuộc vào từng bài toán cụ thể cần mô phỏng, chẳng hạn như hệ số nhám Manning trong mô hình thủy lực và hệ số phân tán (hay khuếch tán) trong mô hình chất lượng nước.
- 6) Kiểm định mô hình (verification): Đây là bước cuối trong việc xây dựng và áp dụng mô hình. Khi một mô hình đã trải qua bước 5 ta có được một bộ tham số, dùng bộ tham số này để tính cho một số trường hợp tương tự khác để khẳng định tính đúng đắn của bộ tham số đã lựa chọn.

Một bộ mô hình đã trải qua sáu bước trên thường gọi là mô hình làm việc (operational model) và có thể yên tâm sử dụng để giải quyết các bài toán thực tiễn.

Với những người xây dựng mô hình thì tập trung vào bốn bước đầu, còn những người áp dụng mô hình thì chỉ cần tập

trung vào hai bước cuối.

Trong tập sách này tác giả không có tham vọng trình bày tất cả các bước mà chỉ tập trung chủ yếu vào hai bước đầu, các bước còn lại cũng sẽ được điếm qua theo kinh nghiệm của tác giả.

Tập sách gồm phần mở đầu, sáu chương, phần phụ lục và 76 tài liệu tham khảo:

Chương 1: Nhận xét về các mô hình thủy động lực học số trị về truyền triều và xâm nhập mặn và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông .

Chương này nhằm điếm lại các mô hình thủy động lực học số trị và chất lượng nước hiện có. Phân tích ưu nhược điếm của từng mô hình, trên cơ sở đó đi đến xây dựng một mô hình được đề cập trong các chương sau.

Chương 2: Hệ phương trình cơ bản và các điều kiện ràng buộc.

Trong chương này giới thiệu cách thu nhận hệ phương trình cơ bản và có xem xét một số khía cạnh toán học của bài toán. Chương này tương ứng với bước 1 nêu trên.

Chương 3: Mô hình thủy lực số trị một chiều cho quá trình truyền triều trên hệ thống kênh sông .

Trong chương này tập trung phân tích các sơ đồ sai phân, các cách truy đuổi và trên cơ sở đó xây dựng một mô hình thủy lực riêng của tác giả, khắc phục được một số nhược điếm của các mô hình hiện có. Chương này tương ứng với bước 2 nêu trên.

Chương 4: Mô hình một chiều về lan truyền mặn và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông .

Cũng như chương 3, chương này tập trung vào thử nghiệm số để chọn một sơ đồ khắc phục hiện tượng khuếch tán số. Tập trung khắc phục một số tồn tại của các sơ đồ khác, trên cơ sở đó xây dựng một mô hình truyền chất riêng của tác giả. Cách tính lan truyền chất qua công trình và trao đổi với các ô ruộng cũng được giải quyết trong mô hình. Đây cũng là bước 1 và 2 khi xây dựng mô hình chất lượng nước.

Chương 5: Tính lan truyền chất hữu cơ trên mạng kênh sông.

Chương này giới thiệu sơ lược những nguyên lý tính toán một số yếu tố đơn giản thường gặp trong mô hình chất lượng nước như BOD, DO,.. nhằm có những khái niệm.

Chương 6: Một số ứng dụng

Chương này giới thiệu qua một số kết quả sử dụng chương trình máy tính SAL của tác giả cho một số dự án trên đồng bằng sông Cửu Long, cụ thể là các phương án thoát lũ cho Đồng Tháp Mười trên nền của lũ 1996. Có thể coi chương này tương ứng một phần với bước 5, 6 nêu trên.

Phụ lục:

Trong phụ lục giới thiệu cấu trúc chương trình máy tính SAL của tác giả dùng để tính dòng chảy lũ, kiệt, triều mặn và chất lượng nước trên hệ thống kênh sông với điều kiện sử dụng nước khác nhau. Khả năng của chương trình, cách vào ra số liệu và một số khía cạnh kỹ thuật mô phỏng và lập trình cũng

được giới thiệu trong phụ lục này. Đây là một phần của bước 3 nêu trên.

Tác giả chân thành cảm ơn GS. TSKH. Nguyễn Văn Diệp, GS. TSKH. Nguyễn Ân Niên, các GS, PGS, Tiến sỹ và bạn đồng nghiệp trong Viện Cơ học, Hội Cơ học chất lỏng và đặc biệt các kỹ sư và các cơ quan đã sử dụng chương trình SAL và đã có những phản hồi để tác giả hoàn thiện dần bộ chương trình này.

Tập sách được biên soạn lần đầu, chắc chắn không tránh khỏi khiếm khuyết, tác giả mong nhận được các góp ý và xin chân thành cảm ơn về sự góp ý của đồng nghiệp và bạn đọc gần xa.

Tác giả

CHƯƠNG 1

CÁC MÔ HÌNH THỦY ĐỘNG LỰC HỌC SỐ TRỊ VỀ TRUYỀN TRIỀU VÀ XÂM NHẬP MẶN TRÊN HỆ THỐNG KÊNH SÔNG

Trong nghiên cứu các quá trình thủy lực ta gặp ba loại mô hình hóa chủ yếu sau đây: Mô hình vật lý, mô hình tương tự điện và mô hình toán học. Mô hình vật lý khôi phục và dự báo bức tranh thủy lực theo tỷ lệ thu nhỏ của vùng nghiên cứu. Để có mô hình vật lý phải đầu tư thời gian, kinh phí, địa điểm xây dựng mô hình. Mô hình tương tự điện cũng cho bức tranh thủy lực nhưng trong một phạm vi hẹp hơn và thường là cho từng công trình cụ thể nhờ sự tương tự của các phương trình mô tả dòng điện, các phương trình mô tả dòng chảy và chủ yếu sử dụng cho các bài toán thấm. Hai loại mô hình này ít mềm dẻo và tốn kém, còn mô hình toán học, nhờ tính mềm dẻo và kinh tế, nó thích ứng cho nhiều bài toán với các kích cỡ khác nhau, điều kiện khác nhau, thời gian khác nhau, đặc biệt là các bài toán về quy hoạch và thiết kế. Trong những năm gần đây, nhờ sự hoàn thiện của các thế hệ máy tính, đặc biệt là máy tính cá nhân, công nghệ thông tin và công nghệ thông tin địa lý (GIS), mô hình toán học đã là một công cụ đắc lực cho các nhà quy hoạch và quản lý nguồn nước.

Trong khuôn khổ một mô hình toán học, để mô phỏng một quá trình thủy lực trên hệ thống kênh sông, người ta thường sử dụng các phương trình bảo toàn khối lượng và bảo

toàn động lượng. Việc giải các phương trình này đòi hỏi các thông số về địa hình, khí tượng thủy văn và điều kiện tại các biên. Các thông tin đưa ra của mô hình là các đặc trưng thủy lực cần cho các mục tiêu quy hoạch quản lý nguồn nước (chẳng hạn mực nước, lưu lượng, vận tốc, phân bố dòng chảy, các đặc trưng trung bình, ...)

Để mô phỏng quá trình lan truyền chất (độ mặn, độ nhiễm bẩn, ...) người ta giải phương trình tải – khuếch tán (bao gồm các thành phần đối lưu, khuếch tán hoặc phân tán, nguồn bổ xung, nguồn tiêu tán,...) để tìm sự phân bố nồng độ trong dòng chảy.

Một số mô hình xem quá trình thủy lực và quá trình lan truyền chất là một thể thống nhất [22,29], do đó, trong trường hợp một chiều, phải giải đồng thời ba phương trình vi phân đạo hàm riêng (hai phương trình bảo toàn khối lượng và một phương trình bảo toàn động lượng ở dạng vectơ). Nhưng phần lớn các mô hình xem quá trình lan truyền chất là hệ quả và bỏ qua tác động của nó đến quá trình thủy lực, từ đó dẫn tới xử lý hai quá trình riêng biệt:

- ❖ **Quá trình thủy lực:** Xử lý phương trình bảo toàn chất lỏng và phương trình bảo toàn động lượng của chất lỏng.
- ❖ **Quá trình lan truyền chất:** Xử lý phương trình bảo toàn chất lan truyền khi đã biết các đặc trưng thủy lực của dòng chảy.

Nếu không kể trục thời gian thì các quá trình thực đều xảy ra trong không gian ba chiều. Tuy nhiên các mô hình toán học ba chiều đòi hỏi một khối lượng lớn tính toán và nhiều thông tin

ban đầu, đặc biệt là thông tin về địa hình, vì thế loại mô hình này còn ít được chú ý tới khi giải quyết các bài toán thực tế trên phạm vi rộng. Các mô hình một chiều, hai chiều tuy đơn giản hơn, nhưng để thu thập số liệu cho mô phỏng, khối lượng tính toán ít hơn, kinh tế hơn và vẫn đáp ứng được các yêu cầu của thực tiễn. Đặc biệt trong việc mô phỏng dòng chảy và quá trình lan truyền chất trên hệ thống kênh sông, mô hình một chiều vẫn có thể giải đáp được một lớp rộng các câu hỏi của thực tiễn, lại kinh tế, cho nên được phát triển khá mạnh.

Việc xây dựng một mô hình toán học thường bao gồm các bước: Thiết lập hệ phương trình cơ bản, thiết lập điều kiện biên, điều kiện đầu, xác định các thông số vật lý có mặt trong mô hình, tìm cách giải hệ phương trình đã được thiết lập (số hoặc giải tích). Nghiệm giải tích chỉ có được trong một số trường hợp đơn giản và rất hiếm. Sự khác nhau chủ yếu của các mô hình, một phần ở việc xác định các thông số vật lý, nhưng phần lớn là thuật toán giải trên máy tính hệ phương trình đã được thiết lập. Sau khi đã có thuật toán là việc lập trình cho máy tính. Tính thử nghiệm để kiểm tra định tính một số tính chất vật lý như bảo toàn, đối xứng.

Việc đưa ra các điều kiện biên và điều kiện ban đầu là do yêu cầu về mặt toán học để cho bài toán có thể giải được, nhưng việc thiết lập các phương trình cơ bản của bài toán cũng được xuất phát từ những cách tiếp cận khác nhau. Các kỹ sư thủy lực thường xuất phát từ những quy luật bảo toàn viết cho một khối lượng được gọi là đặc trưng vĩ mô cho môi trường sau đó dùng một số giả thiết để thu được phương trình mô phỏng hiện tượng. Cách tiếp cận này đơn giản nhưng không làm rõ về

mặt cấu trúc các số hạng và các tương tác của các hiện tượng tham gia vào quá trình. Cách tiếp cận khác là xuất phát từ đặc trưng trung bình vi mô. Cách tiếp cận này có vẻ phức tạp khi xuất phát nhưng làm rõ được cấu trúc các hiện tượng trong quá trình cũng như ảnh hưởng tương đối của chúng.

Trong chương 2 sau đây, việc thiết lập các hệ phương trình cơ bản được xuất phát từ quan điểm của cơ học nhiều thành phần, viết hệ các phương trình bảo toàn, trên cơ sở đó viết các phương trình cho các đặc trưng vĩ mô. Với cách tiếp cận này sẽ thấy rõ trong quá trình có các hiện tượng gì và chẳng hạn khi nào hiện tượng khuếch tán phân tử (vật lý) không được xét tới. Việc thu nhận được hệ phương trình một chiều được xuất phát từ hệ phương trình đầy đủ, dựa trên một số giả thiết bỏ bớt đi một số số hạng sau đó mới dùng cách tích phân trên diện tích ngang của dòng chảy. Cách làm này đơn giản, dễ hiểu nhưng vẫn chặt chẽ. Trên cơ sở so sánh cơ của các số hạng như vẫn thường sử dụng trong phương pháp lớp biên đã chỉ ra rằng có thể tách mô hình tổng thể thành mô hình thủy lực và mô hình lan truyền chất. Việc tách mô hình sẽ làm cho quá trình giải cũng như những lý giải có liên quan đơn giản hơn. Việc nêu số các điều kiện biên trong mô hình thủy lực cũng xuất phát từ những lý thuyết đã có nhưng ở đây đã chỉ ra một điều kiện đủ khi cho điều kiện mực nước hoặc lưu lượng tại biên, trong trường hợp tuyến tính hóa.

Phương pháp giải số trong mô hình thủy lực một chiều có thể phân thành hai lớp:

1. **Phương pháp trực tiếp**
2. **Phương pháp đặc trưng**

Trong phương pháp trực tiếp, hệ Saint-Venant một chiều (2.11) - (2.12) được sai phân (hoặc rời rạc hóa) trực tiếp; nghiệm được xác định tại các điểm lưới cố định trên mặt phẳng (x, t) . Trong phương pháp đặc trưng hệ (2.15) được tích phân hoặc sai phân dọc theo các đường đặc trưng. Nghiệm được cho tại các giao điểm của các họ đặc trưng khác nhau. Nghiệm tại các điểm lưới cố định được suy ra bằng một phép nội suy. Trong các sơ đồ sai phân lại chia thành sơ đồ hiện và sơ đồ ẩn. Với sơ đồ hiện, hệ phương trình sai phân thường là tuyến tính và các đại lượng chưa biết biểu diễn hiện qua các đại lượng đã biết. Với sơ đồ ẩn, hệ sai phân thường là các hệ phương trình đại số phi tuyến tính đối với các đại lượng chưa biết. Nghiệm chỉ có được sau khi giải hệ phương trình đại số này.

Người đầu tiên áp dụng phương pháp đặc trưng hiện trong bài toán dòng chảy một chiều là Stoker /53/. Phương pháp này đơn giản, thuận tiện, nhưng do độ ổn định tính toán, bước thời gian bị hạn chế bởi điều kiện Courant – Lévi. Một số tác giả như Amein Fletcher, Liggett /16, 17, 32, 33/ đã tích phân (2.15) trên các đường đặc trưng với các lưới biến đổi, nên bước thời gian có mở rộng nhưng phải dùng kỹ thuật nội suy làm ảnh hưởng tới độ chính xác và đặc biệt không thuận tiện cho hệ kênh sông có hình dạng biến đổi mà ta hay gặp trong thực tiễn. Nhược điểm này đã được Baltzer và Lai /19/ khắc phục bằng lưới đặc trưng cố định, tuy nhiên vẫn cần những thủ tục nội suy hoặc lặp đối với các đại lượng cần tính toán.

Liggett và Woolhiser /32/ đã so sánh một số sơ đồ hiện như sơ đồ cóc nhảy (Leap – frog), sơ đồ Lax – Wendroff với phương pháp đường đặc trưng lưới động và lưới cố định và

cũng so sánh với sơ đồ sai phân ẩn. Các tác giả này đã kết luận rằng nhược điểm chủ yếu của các sơ đồ hiện là bước thời gian tính toán bị hạn chế, mặc dù các sơ đồ này có thể dự tính được những thay đổi cục bộ.

Với yêu cầu mô phỏng các quá trình thực xảy ra trong một thời gian tương đối dài, các sơ đồ ẩn được sử dụng rộng rãi do không bị hạn chế bởi bước thời gian tính toán.

Để giải hệ Saint – Venant một chiều bằng sơ đồ sai phân ẩn thường phải tiến hành hai bước:

✧ **Chọn sơ đồ sai phân:** Trong bước này phải đảm bảo một số yêu cầu như ổn định, hội tụ, bảo toàn ...

✧ **Giải hệ phương trình sai phân:**

Cả hai bước này liên quan chặt chẽ với việc thu thập số liệu phục vụ cho mô phỏng và việc cụ thể hóa thuật toán trên máy tính. Độ chính xác và tính kinh tế của mô hình phụ thuộc vào quá trình xử lý hai bước này.

Vreugdenhil /58/ đã dùng một sơ đồ sai phân ẩn chữ nhật tính xen kẽ mực nước H và lưu lượng Q ; xem mặt cắt như một nút tính toán, còn mắt lưới tính toán là hình chữ nhật mà mực nước được tính tại điểm giữa, còn lưu lượng được tính tại các nút. Phương trình liên tục được viết cho mỗi mắt lưới với lưu lượng vào ra tính qua phương trình động lực. Các mắt lưới được nối với nhau qua luật cân bằng lưu lượng. Các đại lượng tính toán được cân bằng giữa lớp thời gian t và $t + \Delta t$ qua trọng số ổn định nằm giữa 0,5 và 1.

Abbott và Ionescu /22/ đã đưa ra một sơ đồ tính xen kẽ

H, Q gồm 8 điểm cùng tham gia trong tính toán (4 điểm cho lớp t và 4 điểm cho lớp $t + \Delta t$ từ điểm $j-1$ đến $j+2$).

Các sơ đồ dùng cách tính xen kẽ H, Q như trên không tiện cho việc thu thập các số liệu kiểm định và số liệu biên, đặc biệt với hệ kênh sông có hình dạng phức tạp. Mặt khác đối với những nhánh sông, do một nguyên nhân nào đó chỉ có hai mặt cắt thì sơ đồ tính xen kẽ và phải dùng nhiều điểm tính như sơ đồ của Abbott là không thích hợp nếu không dùng thêm các thủ thuật.

Vasiliev cùng một số cán bộ của Viện thủy động học Novosibirsk /8/ đã đưa ra sơ đồ ẩn 4 điểm tam giác ngược. Các đại lượng H, Q đều được đánh giá tại cùng một điểm lưới. Đạo hàm theo thời gian được rời rạc hóa qua điểm j của lớp t và $t+\Delta t$, còn đạo hàm theo x được rời rạc hóa qua hai điểm $j-1$ và $j+1$ tại cùng một lớp $t + \Delta t$. Hệ phương trình sai phân cuối cùng gồm $2N-4$ phương trình cho $2N$ ẩn, ngoài hai điều kiện biên, sơ đồ Vasiliev cần tới hai điều kiện trên đường đặc trưng để đóng kín hệ phương trình. Chú ý rằng đối với hệ phương trình Saint – Venant một chiều, có thể thu nhận hệ thức trên đường đặc trưng từ phương trình liên tục và phương trình chuyển động bằng một phép biến đổi đại số, cho nên việc dùng hệ thức đặc trưng cũng tương đương việc dùng hệ phương trình xuất phát.

Năm 1961, Preissmann đã đưa ra sơ đồ ẩn 4 điểm chữ nhật mà sau này được mô tả nhiều trong các tài liệu của Cunge /22/, của Abbott, Amein và Fang /16/ và được dùng trong /21/. Theo sơ đồ này các đại lượng H, Q đều cùng được đánh giá tại

một điểm lưới. Các quy luật bảo toàn viết cho một mắt lưới mà điểm đặc trưng nằm giữa mắt lưới với trọng số θ theo thời gian.

Các nhà thủy lực Pháp cũng hay dùng sơ đồ Preissmann nhưng áp dụng cho các hệ thức trên họ các đường đặc trưng khác nhau đi qua một điểm lưới tại lớp $t + \Delta t$. Như sẽ được chỉ ra trong chương 3, cách sai phân này tương đương với cách sai phân trực tiếp hệ Saint – Venant, mà cách sai phân trực tiếp đơn giản hơn theo quan điểm tính toán.

Sơ đồ ẩn của Dronker /23/ cũng được sử dụng rộng rãi trong các mô hình thủy lực ở Hà Lan và đã được một số tác giả trong nước /15, 36, 43, 56, 57/ sử dụng và qua mô hình triều TIMOD /7, 37, 49/ dùng cho sông Mê Kông. Đây cũng là sơ đồ chữ nhật 4 điểm tuy nhiên cách rời rạc hóa từng số hạng trong phương trình liên tục và động lực có khác nhau. Theo sơ đồ ẩn Dronker, số hạng đạo hàm theo x của lưu lượng trong phương trình liên tục, đạo hàm của mực nước theo x trong phương trình động lực lấy ẩn hoàn toàn. Còn các đạo hàm theo t có tham gia của cả hai lớp thời gian.

Trừ sơ đồ Preissmann có phân tích độ chính xác, các ưu điểm và lý do sử dụng, các sơ đồ khác chỉ đưa ra mà không lý giải lý do sử dụng. Trong chương 3 cũng chỉ thêm tính xấp xỉ tốt của sơ đồ Preissmann. Chính nhờ ưu điểm về độ chính xác cao, nhanh chóng loại trừ ảnh hưởng của điều kiện đầu, sơ đồ ẩn thích hợp với việc thu thập số liệu mô phỏng mà sơ đồ này được sử dụng nhiều theo quan điểm thực hành. Cũng dựa trên những phân tích đó, sơ đồ Preissmann đã được sử dụng trong phần tính thủy lực do tác giả xây dựng.

Một điểm khác nhau nữa trong các mô hình sử dụng sơ đồ sai phân ẩn là cách giải hệ phương trình sai phân khi hệ kênh sông có cấu trúc dạng cây hoặc dạng mạch vòng phức tạp. Một số không nhiều tác giả giải thẳng hệ sai phân cho toàn hệ sông khi xem ẩn là mực nước và lưu lượng tại các mặt cắt. Với cách giải này đầu tiên phải sử dụng điều kiện tại hợp lưu để loại trừ các ẩn thừa sau đó dùng các phương pháp giải hệ phương trình đại số (khử Gause, lặp ...). Nhược điểm trong cách giải này là hệ phương trình đại số có kích thước lớn, mặc dù ma trận hệ số rất thưa nhưng vẫn đòi hỏi nhiều ô nhớ của máy tính. Để giảm bộ nhớ có tác giả /43/ dùng các điều kiện hợp lưu để khử bớt các giá trị trùng lặp, nhưng để khử được lại tùy thuộc vào dạng cụ thể của hệ sông mà đưa vào thứ tự khử làm mất tính chất tổng quát của thuật toán, gây phức tạp cho người sử dụng. Phần lớn các mô hình /36, 37, 41, 44, 49, 57/ dùng các hệ thức truy toán cho toàn nhánh sông sau đó dùng điều kiện tại hợp lưu để tạo nên một hệ phương trình đại số có ẩn chỉ là mực nước tại các hợp lưu. Với cách giải này không cần nhiều ô nhớ để lưu trữ các hệ số của ma trận nút, nhưng việc dùng các hệ thức truy toán không thích hợp sẽ dẫn tới không ổn định đối với sai số làm tròn. Mặt khác một thuật toán phải được trao đổi với máy qua ngôn ngữ lập trình và phải đủ tổng quát cho một lớp rộng các bài toán. Trong /37, 49/ đã sử dụng 3 công thức truy toán khác nhau cho một hệ sông. Khi làm thực nghiệm số, có thể chỉ ra rằng ba công thức truy toán đều ổn định đối với sai số làm tròn, nhưng vì dùng nhiều công thức truy toán nên chương trình dài, cách mô tả hệ thống sông không mềm dẻo, phải dùng nhiều bộ số để nhận dạng gây

phức tạp cho người sử dụng (chuẩn bị số liệu vào, cách đánh số hệ thống sông, thay đổi phương án tính toán, ...) Trên cơ sở thực nghiệm số, trong /44/ đã xét một số hệ thức truy toán trong các mô hình khác nhau theo khía cạnh ổn định số trong tính toán và tính đơn giản trong lập trình và cũng đã chỉ ra rằng hệ thức:

$$H_i = p_i Q_i + q_i H_1 + r_i \quad (1.1)$$

$$Q_{i-1} = t_i Q_i + v_i H_i + z_i H_1 + s_i$$

bảo đảm ổn định tính toán, cho phép đánh giá mực nước, lưu lượng tại mọi mặt cắt trên tất cả các nhánh sông của hệ. Với việc dùng một công thức truy toán (1.1); cách lập trình đơn giản, cách mô tả hệ thống sông cũng đơn giản với các thông tin tối thiểu, mềm dẻo khi thay đổi các phương án tính toán, ma trận hệ số của hệ phương trình nút có tính chất chéo trội để có thể đảm bảo tính giải được.

Việc tính toán thủy lực hệ thống sông có công trình (cống đập,...) được không nhiều tác giả đề cập tới /13, 22, 43/. Các luật làm việc của từng loại công trình không có gì đặc biệt nhưng vấn đề là gắn được tính toán công trình vào một chương trình mà không gây phức tạp cho quá trình vào ra số liệu, để mô tả và không gây phức tạp thừa cho quá trình tính toán. Khi tính toán các tác giả nêu trên đều coi công trình như một đoạn sông đặc biệt có hai mặt cắt nhưng khoảng cách giữa chúng bằng không. Ta biết rằng số đoạn sông bình thường trên một hệ sông (đoạn nối hai mặt cắt có khoảng cách) nhiều hơn nhiều lần đoạn công trình, mỗi lần làm việc lại phải kiểm tra xem đoạn đó có phải công trình hay không sẽ rất tốn thời gian

kiểm tra. Trong mô hình trình bày trong tập sách này, khi tính toán công trình, tác giả đã xem nó là một nhánh sông đặc biệt nối hai nút. Việc xem là một nhánh sẽ làm tăng số nút nhưng đơn giản các quá trình đánh số, kiểm tra, không tăng khối lượng tính toán và đơn giản cho người sử dụng.

Với mô hình thủy lực được trình bày trong phần sau, các ô chứa hoặc trữ nước dọc hai bên sông cũng được xét mà không cần các thủ thuật gì đặc biệt, chỉ cần điều chỉnh chiều rộng mặt nước hoặc mô phỏng như một đoạn sông nối với dòng chính qua công trình.

Với mô hình lan truyền chất, phương trình tải – khuếch tán là phương trình xuất phát cho việc mô tả và dự báo sự lan truyền chất trong kênh sông khi xảy ra xáo trộn đều (well-mixed) hay xáo trộn từng phần (partially – mixed) và là mô hình không dừng (phụ thuộc thời gian). Đối với kênh sông chịu ảnh hưởng của thủy triều, do tính tuần hoàn chuyển động triều, một số tác giả đã trung bình phương trình tải khuếch tán trên cả chu kỳ triều để làm rõ ảnh hưởng của dòng chảy trong sông. Loại này được gọi là các mô hình không triều /28, 35/ và được mô tả bởi phương trình (bỏ qua số hạng nguồn):

$$A \frac{\partial S}{\partial t} + AU_f \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE_T \frac{\partial S}{\partial x} \right) \quad (1.2)$$

Trong đó: S là giá trị nồng độ; A là diện tích được trung bình trên một chu kỳ triều; U_f là thành phần vận tốc của nước ngọt trong sông; E_T là hệ số tán xạ (dispersion) tương ứng đã được trung bình trên một chu kỳ triều.

Arons, Stommel /29/ và một số tác giả khác xem rằng

trạng thái dừng duy trì trong các chu kỳ triều liên tiếp do đó (1.2) có dạng:

$$U_f \frac{dS}{dx} = \frac{d}{dx} \left(E_r \frac{dS}{dx} \right) \quad (1.3)$$

Một trong những cách đơn giản để tìm nghiệm giải tích là các phương pháp xấp xỉ nước ròng. Theo phương pháp này các đại lượng có mặt trong phương trình tải khuếch tán được mô tả tại thời điểm nước ròng, lúc đó lưu lượng qua mặt cắt nào đó bằng không và phương trình tải khuếch tán có dạng:

$$A \frac{\partial S}{\partial t} + AU_f \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE_r \frac{\partial S}{\partial x} \right) \quad (1.4)$$

Ippen, Harleman và Abraham /29/ đã dùng (1.4) với trạng thái dừng trong phòng thí nghiệm để xác định hệ số E_r . Nhìn chung các mô hình không triều mô tả bởi (1.2) và (1.4) có dạng tương tự phương trình tải khuếch tán, tuy nhiên ý nghĩa của các đại lượng trong phương trình lại hoàn toàn khác nhau về mặt vật lý. Trong phương trình tải khuếch tán các đại lượng mô tả trạng thái tức thời, còn các đại lượng trong các mô hình không triều cho giá trị trung bình trong một chu kỳ triều. Về mặt thực tiễn, nhất là sản xuất nông nghiệp cũng như sử dụng nước cho dân sinh, công nghiệp người ta quan tâm tới các giá trị tức thời và các thời điểm cụ thể đạt giá trị tức thời này cho nên các mô hình mô tả trạng thái tức thời được phát triển và sử dụng rộng rãi. Mặt khác các thông số vật lý trong mô hình không triều rất khó xác định và khó hiểu cơ chế vật lý (chẳng hạn hệ số tán xạ E_r trong (1.4)), vì thế các mô hình không triều ít được phát triển. Cũng vì những phân tích đó mà

trong tập sách này tập trung vào mô hình tức thời.

Để giải số phương trình tải khuếch tán người ta phải quan tâm tới một số khía cạnh vật lý do chính phương trình này mô tả. Chẳng hạn nồng độ chất lan truyền phải là số không âm, nếu không có nguồn thì tổng lượng chất lan truyền phải được bảo toàn, hệ số khuếch tán biểu thị độ phân tán quanh giá trị trung bình của chất lan truyền. Những tính chất này được phản ánh trong phương trình vi phân tải – khuếch tán, tuy nhiên tính chất sẽ không còn nữa nếu giải số không tốt.

Trong quá trình tải thuần túy, tính chất vật lý của các chất lan truyền không thay đổi. Vì thế để xem xét một sơ đồ số có gây ra khuếch tán số hay không người ta thường áp dụng sơ đồ chỉ có phương trình tải thuần túy, sau đó tính hệ số tải khuếch tán của sơ đồ (tính mômen bậc hai của đại lượng qui tâm), nếu hệ số này khác không có nghĩa là sơ đồ đã đưa vào hiện tượng khuếch tán do số. Để khảo sát tính bảo toàn người ta cũng thường khảo sát quá trình tải thuần túy của một xung đơn vị /40/ trong trường dòng chảy có vận tốc không đổi. Để xem xét một sơ đồ số có gây ra khuếch tán số hay không người ta cũng dùng phương pháp khai triển Taylor, nếu số hạng dư có xuất hiện số hạng tương tự khuếch tán thì sơ đồ số có khuếch tán. Chính quá trình khuếch tán số này ở một cỡ lớn nào đó sẽ làm mất ý nghĩa vật lý của quá trình khuếch tán thực. Dùng phương pháp khai triển Taylor cũng còn biết thêm một số tính chất nữa của sơ đồ số, chẳng hạn sự biến đổi dạng của phương trình (từ phương trình tải sang phương trình sóng), tuy nhiên phương pháp này chỉ thuần túy định tính toán học mà chưa nói lên được ý nghĩa vật lý khi dùng phương pháp tính

mômen từ bậc không đến bậc hai. Tất nhiên sử dụng phương pháp mômen cần những tính toán phức tạp mà không phải với bất cứ trường hợp nào cũng thực hiện được.

Trong phần đầu chương 4 đã xem xét cả phương pháp tính mômen và khai triển theo chuỗi Taylor và đã áp dụng hai phương pháp này cho sơ đồ sai phân trung tâm có trọng số và sơ đồ sai phân theo hướng. Những tính toán cho trường hợp tải xung đơn vị đã chỉ ra rằng sơ đồ sai phân trung tâm không loại bỏ được khuếch tán số.

Ngoài việc xem xét hiện tượng khuếch tán số, khi giải phương trình tải khuếch tán người ta cũng chú ý tới cách xử lý điều kiện sao cho vừa hợp với quy luật vật lý vừa tăng được tính dự báo của mô hình.

Hầu hết các mô hình số dùng cho phương trình tải khuếch tán đều sử dụng các sơ đồ sai phân /27, 29, 37, 55/. Roach /52/ đã chỉ ra rằng khi dùng sơ đồ sai phân trung tâm, số hạng đối lưu sẽ phá vỡ tính vận chuyển xuôi dòng và gây nhiễu ngược dòng. Bằng thực nghiệm số và so sánh với lời giải chính xác được nêu trong chương 4, ta thấy sơ đồ sai phân trung tâm làm thay đổi cả biên độ và pha, còn sơ đồ sai phân theo hướng giữ được pha nhưng làm thay đổi biên độ. Khi phân tích sơ đồ Stone và Brian /40/, Tombear đã chỉ ra rằng sơ đồ này luôn luôn bị khuếch tán số dù có làm nhỏ bước thời gian. Còn các tính chất bảo toàn khối lượng và bảo toàn vận tốc tâm khối (mômen bậc 1) của sơ đồ này không đồng thời đảm bảo. Những kết luận này cũng được chỉ ra trong tập sách này khi xét sơ đồ sai phân trung tâm có trọng số. Holly và Preissmann

/22/ đã đưa ra một sơ đồ số có độ chính xác cao cho trường hợp vận tốc không đổi. Cơ sở của phương pháp là phân tích tính toán làm hai quá trình. Trong quá trình tải dùng phương pháp đặc trưng hiện với nội suy bậc 3. Quá trình khuếch tán được giải tiếp bằng các phương pháp số thông thường. Đây là một bước phát triển trong việc nâng cao độ chính xác nhưng đòi hỏi số lượng tính toán nhiều hơn, hơn nữa khi vận tốc thay đổi và việc khắc phục những sai số do giải phương trình tải bằng đặc trưng hiện chưa được các tác giả đề cập tới. Mặt khác theo /22/ đặc trưng xuất phát từ lớp $n+1$ tại điểm $i+1$ phải rơi vào điểm C nằm giữa $i-1$ của lớp n , điều này ít gặp trong tính toán thực tiễn bởi chân đường đặc trưng phụ thuộc vào trường vận tốc, bước lưới Δt và Δx .

Việc phân làm hai quá trình tính toán là tư tưởng của phương pháp phân rã. Phương pháp này được sử dụng rộng rãi cho các bài toán nhiều chiều và đặc biệt đối với các quá trình vật lý phức tạp. Ưu điểm chính của phương pháp là đưa bài toán phức tạp về giải liên tiếp các bài toán đơn giản (phân rã toán học) hay đưa việc giải các quá trình phức tạp về giải quyết liên tiếp các quá trình đơn giản (phân rã vật lý), và như vậy có thể thực hiện được vấn đề môđun hóa trong lập trình. Phương pháp phân rã cũng được áp dụng trong mô hình được giới thiệu trong tập sách này với việc giải phương trình tải khuếch tán bằng giải liên tiếp phương trình tải và phương pháp phân rã. Khác với các kỹ thuật đặc dùng, ở đây khi giải phương trình tải đã đi trung ẩn. Trong mỗi mắt lưới đặc trưng

dạng lôga, chân đặc trưng có thể rơi vào một mắt lưới tùy ý phụ thuộc vào trường vận tốc và lưới chia không gian, thời gian. Các kỹ thuật nội suy tuyến tính kết hợp với bậc hai hoặc kỹ thuật nội suy Spline bậc 3 - một kỹ thuật khá mới, cũng được xem xét nhằm chọn được một phương pháp nội suy thích hợp để hạn chế tối đa ảnh hưởng của khuếch tán số.

Với một ví dụ bằng số có nghiệm chính xác, khi so sánh kết quả tính bằng các sơ đồ khác nhau, có thể thấy phương pháp được sử dụng cho kết quả khá tốt cả về pha và biên độ. Trường vận tốc nêu trong ví dụ này cũng có dạng dao động và như vậy khá gần với các hiện tượng gặp trong thực tế (dao động triều). Sơ đồ số cho phương trình khuếch tán thuần túy không có gì mới, tuy nhiên đã xét cho dạng phương trình đầy đủ hơn với các số hạng nguồn và số hạng chuyển hóa giữa các thành phần. Lưu ý rằng, mục đích chính là xây dựng một mô hình số cho bài toán lan truyền mặn trên hệ kênh sông. Tuy nhiên do phương trình bảo toàn chất còn đúng cho những chất lan truyền khác cho nên mô hình xây dựng ở đây có thể dùng cho các chất khác, chẳng hạn quá trình lan truyền BOD, DO,... tất nhiên trong trường hợp này phải biết các hằng số chuyển hóa.

Đối với hệ sông, điều kiện tương hợp đối với nồng độ tại các hợp lưu có vai trò như một điều kiện biên đối với một nhánh sông riêng rẽ. Vì vậy việc xử lý không tốt điều kiện này sẽ ảnh hưởng tới kết quả trên toàn hệ. Cho đến nay hầu hết các tác giả [36, 37, 56, 57] đều sử dụng điều kiện bảo toàn sau đây do Berkhoff sử dụng trong [20].

$$\frac{\partial V_K C_K}{\partial t} + \sum_{i=1}^N \varepsilon_i [Q_i C_i - A_i E_i \frac{\partial C_i}{\partial x}] = 0 \quad (1.5)$$

Trong đó: V_k là thể tích hợp lưu thứ k ; C_k là nồng độ tại hợp lưu; $\varepsilon_i = \pm 1$; còn $\frac{\partial C}{\partial x}$ là gradient nồng độ sát hợp lưu.

Q_i, C_i : lưu lượng và nồng độ của mặt cắt sát hợp lưu. Dùng (1.5) phải theo giả thiết trong toàn thể tích V_k vật chất lan truyền được xáo trộn đều và được đặc trưng bằng nồng độ C_k . Nồng độ tại các mặt cắt áp sát hợp lưu thuộc các nhánh sông khác nhau đều như nhau. Giả thiết này không đúng trong thực tiễn; trong tính toán (1.5) thường được viết ở dạng sai phân và thể tích V_k sẽ rất khác nhau tùy theo cách mô hình hóa ngay cả tại một hợp lưu. Mặt khác tại hợp lưu mô hình một chiều không đúng, hơn nữa do sai phân số hạng $\partial C / \partial x$ cũng được tiến hành theo các cách khác nhau không tuân theo các quy luật chặt chẽ. Vì vậy không đánh giá được các loại sai số ảnh hưởng tới việc tính toán nồng độ tại hợp lưu, và do đó khó khẳng định được kết quả trên toàn hệ. Cũng do gặp những điều không hợp lý, một số tác giả đã đưa thêm vào hệ số điều chỉnh thể tích nút [36, 57] nhưng cách làm này gây phức tạp cho quá trình điều chỉnh mô hình, hơn nữa các trị số đưa thêm không có cơ sở vật lý chặt chẽ.

Một vài tác giả cho V_k tiến tới không, khi đó chỉ có một giá trị nồng độ tại hợp lưu, dùng điều kiện bảo toàn lưu lượng để rút ra điều kiện tổng dòng khuếch tán bằng không sau đó sai phân điều kiện này. Như đã nêu ở trên, tại hợp lưu mô hình một chiều không hợp lý cho nên không thể thực hiện phép sai phân thông thường. Mặt khác xem rằng tại hợp lưu chỉ có một giá trị nồng độ và xem rằng V_k tiến tới không sẽ không đúng trong thực tiễn.

Trong mô hình giới thiệu dưới đây tác giả đã sử dụng điều kiện bảo toàn: Tổng lượng vật chất vào ra hợp lưu bằng sự thay đổi vật chất tại hợp lưu. Theo điều kiện này nồng độ tại các mặt cắt áp sát hợp lưu, khi dòng chảy tới hợp lưu có thể khác nhau, nhưng sau một quá trình xáo trộn nồng độ tại các mặt cắt áp sát hợp lưu ở các nhánh chảy ra khỏi hợp lưu sẽ giống nhau. Kết hợp với phương pháp phân rã để tính nồng độ tại các mặt cắt áp sát hợp lưu của các nhánh vào, với cách xử lý bằng đặc trưng, có thể đạt được độ chính xác cao và dễ xử lý điều kiện tương hợp tại hợp lưu. Sử dụng phương pháp này tránh được khái niệm thể tích hợp lưu, tránh được giả thiết xáo trộn đều, tránh đưa vào các luật sai phân và như vậy gần với các điều kiện thực tiễn hơn.

Xử lý điều kiện biên cũng là một phần quan trọng trong mô hình lan truyền chất. Là phương trình loại parabol, đối với sông đơn có chiều dài L , biên hạ lưu đặt tại $x = 0$, phương trình tải khuếch tán đòi hỏi một điều kiện tại mỗi đầu biên, chẳng hạn nồng độ $S(0, t) = C_1(t)$; $S(L, t) = C_2(t)$ và điều kiện ban đầu $S(x, 0) = g(x)$. Với các điều kiện này, bằng các phương pháp khác nhau (số hoặc giải tích) có thể giải được phương trình tải khuếch tán với độ chính xác nào đó. Tuy nhiên trong thực tiễn không phải lúc nào cũng biết được đầy đủ các giá trị $C_1(t)$, $C_2(t)$. Đối với sông đơn có thể lấy L đủ lớn (thượng lưu đủ xa biển) để tại đó nước mặn không tới, tức là $C_2(t) = 0$ (tất nhiên phải biết trường vận tốc trên đoạn đủ dài, mà không phải bao giờ cũng có được) hoặc xem $C_2(t)$ là biết trước (trong bài toán lan truyền chất nhiễm bẩn), còn điều kiện tại hạ lưu ($x = 0$) thường gây ra những khó khăn trong việc xử lý mô

hình. Để tăng tính dự báo, một số tác giả đã đưa ra các điều kiện sau đây:

a. Đặt gốc $x = 0$ đủ xa ngoài biển để tại đó có $C_1(t) = \text{Constant}$ (Pritchard) hoặc xem rằng ở khoảng cách $x = -B$ độ mặn bằng độ mặn ở biển (với xấp xỉ nước ròng của Ippen và Harleman).

b. Khi triều vào cho $C_1(t)$ hoặc cho giá trị S_{\max} , S_{\min} sau đó dùng một phép nội suy qua lăng trụ triều để biết $C_1(t)$, còn khi triều ra dùng một trong các giả thiết sau:

- b1. Phân bố độ mặn tại biên là tuyến tính.
- b2. Đạo hàm bậc hai bằng không.
- b3. Không có (hoặc bỏ qua) quá trình khuếch tán tại biên (Vasiliev và Voevodin).
- b4. Dùng một cách sai phân hiện, đặc biệt đoạn sát biên /18, 29/ sau đó dùng giả thiết tuyến tính.

Giả thiết (a) không thật sự hợp lý và ít xảy ra đối với các bài toán thực tiễn, bởi vì đối với miền đủ xa ngoài biển mô hình một chiều không đúng. Mặt khác ngay độ mặn ngoài biển cũng thay đổi theo mùa và tùy thuộc vào lượng nước ngọt đổ ra biển.

Giả thiết b1, b2 tương đương về mặt toán học nhưng khi sử dụng trong giải số, các giả thiết này lại có ưu điểm riêng. Để sử dụng b1 hoặc b2, một số tác giả /18, 29/ đã viết phương trình cân bằng cho đoạn sông sát biên $x = 0$, sau đó mới dùng b1 hoặc b2 để có thể biểu diễn $C_1(t)$ qua các giá trị đã biết hoặc biểu diễn ẩn qua các giá trị chưa biết lân cận; b1 và b2 là một cách cho xấp xỉ điều kiện biên, tuy nhiên việc kết

hợp với phương trình cân bằng ở dạng sai phân thường gây phức tạp về toán học, hơn nữa không đánh giá được độ chính xác khi xấp xỉ. Khi triều vào, việc tính xấp xỉ $C_1(t)$ qua S_{max} , S_{min} và qua lăng trụ triều là một bước phát triển nhằm tăng tính dự báo của mô hình, tuy nhiên cách xấp xỉ này chỉ có được khi giải riêng rẽ mô hình thủy lực và lưu trữ các kết quả này dùng để giải mô hình truyền chất. Mặt khác với cách xấp xỉ trên đã thừa nhận quá trình lan truyền chất cùng pha với quá trình thủy lực. Các số liệu đo đạc cho thấy quá trình mặn thường chậm pha hơn dòng chảy từ 1 đến 2 giờ. Việc dùng b3 có nhiều thuận tiện hơn, đặc biệt khi phân rã phương trình tải khuếch tán thành hai quá trình tải thuần túy và khuếch tán thuần túy mô tả bởi các phương trình:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + U \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad (1.6)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} = E \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + F(S) \quad (1.7)$$

Về mặt vật lý, (1.7) là phương trình khuếch tán thuần túy nếu không có số hạng nguồn $F(S)$ thì quá trình này xảy ra rất chậm. Vì vậy sau một khoảng thời gian Δt nào đó, ảnh hưởng của quá trình khuếch tán có thể tính qua lớp thời gian trước. Vấn đề còn lại là tìm phương pháp giải (1.6) bảo đảm được độ chính xác cần thiết. Là phương trình hyperbol bậc một, (1.6) có một họ đặc trưng cùng tên, hướng của chúng phụ thuộc vào dấu của vận tốc U . Do đó khi triều ra chỉ cần một điều kiện biên tại $x = L$ còn tại $x = 0$ có thể tính được giá trị của nồng độ, dùng giá trị vừa tính được này làm điều kiện biên tại $x = 0$ để giải (1.7). Như vậy việc phân rã thành (1.6) và (1.7) và việc

dùng giả thiết b3 chỉ cần biết giá trị $C_1(t)$ khi triều vào tại $x = 0$, khi triều ra $C_1(t)$ được tính. Như vậy có thể tăng được tính dự báo của mô hình, giảm thiểu số thông tin cần biết ở biên. Nhờ cách giải phương trình (1.6) bằng phương pháp đặc trưng, có thể đạt được độ chính xác cần thiết khi tính $C_1(t)$ lúc triều ra. Phương pháp xử lý điều kiện biên kết hợp với phương pháp phân rã như đã nêu trên đã được trình bày trong chương 4.

Hệ số tán xạ E trong bài toán truyền chất, đặc biệt là bài toán truyền mặn cũng là mối quan tâm của nhiều mô hình. Stigter và Siemons đã dùng một công thức dạng:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{x}{L}\right)^3$$

Một số tác giả khác lại dùng $E = KU^*h$; trong đó K là hằng số, U^* là vận tốc trượt, h là độ sâu. Dựa trên số liệu thực nghiệm trong phòng thí nghiệm và phân tích một số kết quả bằng số, Thatcher và Harleman đã đưa ra công thức sau đây:

$$E(x, t) = K_1 \left| \frac{\partial C}{\partial x} \right| + K_2 n |U| R^{5/6} \quad (1.8)$$

trong đó K_1 , K_2 là các hằng số; n là hệ số nhám Manning; U là vận tốc dòng chảy; R là bán kính thủy lực. Trong (1.8) số hạng thứ nhất thể hiện ảnh hưởng của gradient nồng độ tới quá trình tán xạ, số hạng thứ hai biểu diễn ảnh hưởng của dòng chảy. Tuy nhiên về mặt định lượng chưa có những phân tích ảnh hưởng của từng số hạng, mặt khác trong bài toán truyền mặn, quá trình tán xạ (hay giả khuếch tán) xuất hiện do quá trình trung bình trên mặt cắt ngang. Trong vùng triều, xét trong một bước thời gian, quá trình tải vẫn là quá trình chủ

yếu, mặt khác khi giải số các đoạn sông đã được mô hình hóa thành các đoạn thẳng, cho nên một số tác giả vẫn xem $E = \text{const}$ cho từng đoạn sông.

Fischer /25/ đã đưa ra một công thức lý thuyết, trong đó E phụ thuộc vào độ thẳng giáng vận tốc so với vận tốc trung bình, phụ thuộc vào độ sâu và hệ số xáo trộn thẳng đứng. Tuy chặt chẽ về lý thuyết nhưng công thức này ít có giá trị thực tiễn. Nhiều tác giả cũng đã đưa ra những công thức thực nghiệm khác nhau.

Do sự phức tạp của vấn đề, việc xác định hệ số E không được xét trong tập sách này. Từ thực tế tính toán, với (1.8) và với $E = \text{const}$ cho từng đoạn có thể nhận thấy các kết quả hầu như không khác nhau. Mặt khác có nhiều loại sai số trong mô hình mà ta chưa phân lập hết cho nên ở một mức độ chính xác nào đó có thể xem $E = \text{const}$ cho từng đoạn sông.

CHƯƠNG 2

HỆ PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN VÀ CÁC ĐIỀU KIỆN RÀNG BUỘC

2.1. Các phương trình xuất phát

Khi nghiên cứu các hiện tượng vĩ mô trong các chất lỏng thuần nhất, người ta đã đồng nhất một thể tích vật lý vô cùng nhỏ với một điểm không gian toán học mà điểm đó thường được gọi là hạt lỏng. Và như vậy đã có một sự tương ứng giữa một không gian vật lý đa liên gồm các phân tử rời rạc với một không gian toán học liên tục. Một hạt lỏng như vậy được hiểu là một tập hợp đủ lớn các phân tử nhưng chúng chiếm một thể tích vô cùng nhỏ so với miền được nghiên cứu. Các quy luật tương ứng giữa hai không gian được thiết lập sao cho các đại lượng được xét trong không gian toán học có tính chất đủ tốt để áp dụng được các công cụ toán học mà vẫn đảm bảo tính chất vật lý cơ bản của môi trường xuất phát. Các luật cân bằng và các đại lượng được xác định cho hạt lỏng được xem là các luật và các đại lượng vi mô.

Nếu trong chất lỏng có hòa tan thêm các chất lỏng khác hoặc có hòa tan các chất rắn ở mức độ phân tử thì khi đó ta có các hỗn hợp lỏng hoặc hỗn hợp nhiều thành phần, mà các thành phần của chúng sẽ khác nhau tại các điểm khác nhau. Nước mặn có thể xem như một hỗn hợp hai thành phần. Nước có mang theo chất nhiễm bẩn là các hỗn hợp nhiều thành phần. Để nghiên cứu các môi trường không thuần nhất này cần

có sự trừu tượng hóa tiếp. Người ta thường giả thiết tại mỗi một điểm của không gian toán học có đầy đủ các thành phần của hỗn hợp và các luật vi mô đối với mỗi thành phần vẫn đúng. Sau khi đưa ra luật tương ứng giữa không gian vật lý không thuần nhất với không gian toán học thuần nhất, người ta đồng nhất chúng làm một và đôi khi không phân biệt. Theo Muller /38/, mỗi một điểm của hỗn hợp được xác định bằng một số đại lượng nhiệt động học, trong đó có mật độ ρ , vận tốc v_i , ứng suất t_{ij} , lực khối f_i ; chúng được xác định như sau:

$$\rho = \sum_{\alpha} \rho_{\alpha} \quad ; \quad f_i = \sum_{\alpha} C_{\alpha} f_i^{\alpha} \quad ; \quad v_i = \sum_{\alpha} C_{\alpha} v_i^{\alpha}$$

$$t_{ij} = \sum_{\alpha} \left(t_{ij}^{\alpha} - \frac{\rho}{\rho_{\alpha}} p_i^{\alpha} p_j^{\alpha} \right) \quad (2.1)$$

Trong đó ρ_{α} là mật độ của thành phần α . Nồng độ khối C_{α} và dòng động lượng p_i^{α} đặc trưng cho sự khuếch tán các thành phần được xác định như sau:

$$C_{\alpha} = \frac{\rho_{\alpha}}{\rho} \quad ; \quad p_i^{\alpha} = C_{\alpha} (v_i^{\alpha} - v_i) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + v_i \rho_{,i} + \rho v_{i,i} = 0$$

$$\rho \frac{\partial v_i}{\partial t} + v_j v_{i,j} - t_{ij,j} = \rho f_i \quad (2.3)$$

và phương trình xác định nồng độ từng thành phần sẽ như sau:

$$\rho \frac{\partial C_{\alpha}}{\partial t} + v_i C_{\alpha,i} + (\rho p_j^{\alpha})_{,j} = \tau_{\alpha} \quad (2.4)$$

Trong đó τ_{α} là khối lượng sản sinh do sự chuyển hóa giữa các thành phần. Hệ (2.3) giống hệ phương trình mô tả môi

trường lỏng thuần nhất, tất nhiên ý nghĩa của các đại lượng được hiểu theo (2.1), (2.2). Phương trình thứ nhất của (2.3) không chịu ảnh hưởng của chuyển động tương đối, nhưng trong phương trình thứ hai, từ (2.4) chuyển động tương đối sẽ có mặt trong t_{ij} dưới dạng ẩn.

Như vậy trong trường hợp tổng quát, để biết được chuyển động của hỗn hợp cần phải có thêm phương trình xác định dòng động lượng p_i^{α} . Một trong những giả thiết để xác định p_i^{α} là giả thiết Fick, xem rằng:

$$p_i^{\alpha} = -K C_{\alpha,i} \quad (2-5)$$

Trong nhiều trường hợp p_i^{α} được bỏ qua, chẳng hạn p_i^{α} là nhỏ so với các hiện tượng khác, hoặc bản thân nó xấp xỉ bằng không như trong trường hợp tất cả các thành phần chuyển động với vận tốc xấp xỉ nhau. Với chuyển động của nước mặn hoặc nước mang chất nhiễm bẩn, các chất hòa tan trong dòng được tải bởi dòng chảy và khuếch tán phân tử rất nhỏ so với khuếch tán rối. Do môi trường là không nén được, và tuân theo luật Rây-nôn, bỏ qua khuếch tán phân tử, hệ phương trình mô tả chuyển động của hỗn hợp nước mặn (hoặc nước chứa chất nhiễm bẩn) có dạng:

$$v_{i,i} = 0 \quad (2-6)$$

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} + v_j v_{i,j} = -\frac{1}{\rho} p_{,i} + R_{ij,j} + f_i$$

$$\frac{\partial C_{\alpha}}{\partial t} + (C_{\alpha} v_i)_{,i} = -T_{i,i}^{\alpha} + \tau_{\alpha}$$

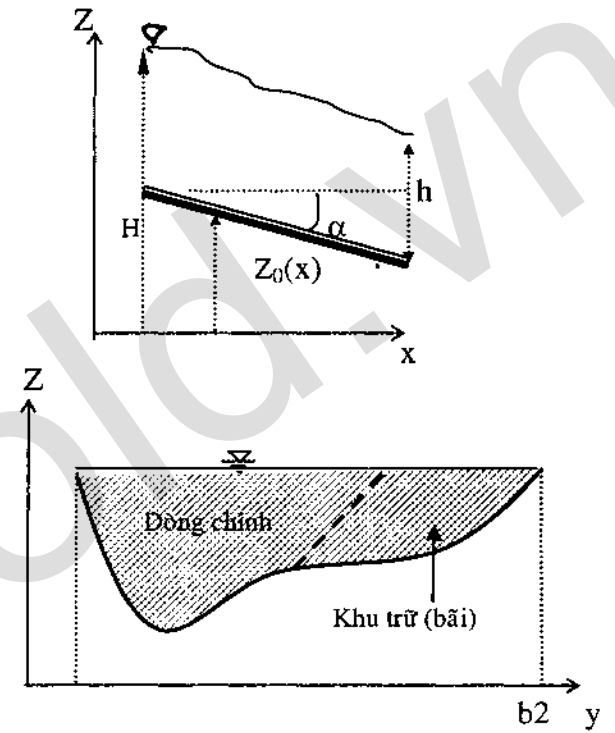
toàn cho một thể tích lỏng yếu tố /22/. Cách tiếp cận này đơn giản, dễ hiểu đối với các kỹ sư nhưng khó liệt kê hết các yếu tố ảnh hưởng trong quy luật bảo toàn.

2.2.1. Những giả thiết cơ bản khi thu nhận hệ phương trình một chiều

- a. Dòng chảy là một chiều, tức là góc giữa vectơ vận tốc trên một thiết diện ngang so với vectơ vận tốc trung bình trên thiết diện là nhỏ, hoặc vận tốc là gần đều trên toàn thiết diện, mực nước trên thiết diện là nằm ngang (theo /25/ giả thiết này sử dụng được khi các góc lệch của vectơ vận tốc không quá 20°).
- b. Độ cong của đường dòng là nhỏ để bỏ qua gia tốc hướng tâm. Gia tốc thẳng đứng được bỏ qua so với gia tốc trọng trường, hay áp lực trong dòng chảy là thủy tĩnh.
- c. Độ dốc của đáy là nhỏ.
- d. Luật cản ở mặt và đáy giống luật cản đối với dòng dừng.
- e. Vật chất hòa tan được xáo trộn đều.

2.2.2. Phương trình cơ bản của dòng một chiều

Xét một thiết diện vuông góc với dòng chảy với các ký hiệu như hình 1:



Hình 1:

Sử dụng các giả thiết nêu trong 2.2.1, tích phân hệ phương trình (2.6) trên thiết diện ngang trong Hình 1, với các lưu ý sau:

◇ Ký hiệu

$$u(x,t) = \frac{1}{A} \int_A v_1(x,y,z,t) dA \quad ; \quad Q = u.A \quad ; \quad B_\alpha = \frac{1}{A} \int_A C_\alpha dA$$

Các luật thực nghiệm về sức cản trên mặt và đáy cho công thức:

$$\int_{b1}^{b2} R_{13} \Big|_{z=H} dy = BL_1 W^2 \cos \psi$$

Trong đó L_1 là hệ số không thứ nguyên và là hàm của vận tốc gió W , ψ là góc của vận tốc gió với trục x .

$$\int_{b1}^{b2} R_{13} \Big|_{z=z_0} dy = gAS_f$$

Trong đó luật Chézy cho $Q = CA (RS_f)^{1/2}$ với C là hệ số Chézy, R là bán kính thủy lực, S_f thường được gọi là độ dốc ma sát.

✧ Do xáo trộn đều coi $\rho = \rho(x,t)$; từ luật thủy tĩnh ta có:

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{g}{\rho} (H - z) \frac{\partial \rho}{\partial x}$$

Ký hiệu

$$d = \frac{1}{A} \int_z^H B(H - z) dz$$

Như vậy d là khoảng cách từ mặt tự do tới tâm thiết diện nằm ngang; với $B = \text{constant}$ (mặt cắt chữ nhật) thì $d = (H - z_0) / 2$; z_0 là cao trình đáy.

✧ Bỏ qua R_{11}, R_{12} (chỉ số 1, 2, 3 tương ứng với x, y, z) các đại lượng này, khi lấy trung bình, sẽ có biểu thức mà thường gọi là phần nhớt xoáy.

Với những lưu ý trên, sau khi tích phân hệ (2.6) trên mặt cắt

ngang trong hình 1 ta sẽ được hệ phương trình sau đây:

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \tag{2.8}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gA \frac{d}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} = BL_1 W^2 \cos \psi \tag{2.9}$$

$$\frac{\partial A_t S_a}{\partial t} + \frac{\partial QS_a}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A_t D \frac{\partial S_a}{\partial x} \right) + G(S_a) \tag{2.10}$$

Trong đó A là diện tích chảy còn A_t là diện tích toàn bộ mặt cắt ngang, q là lưu lượng bổ sung hoặc mất đi dọc dòng chảy được tính trên một đơn vị chiều dài. $G(S_a)$ là nguồn bổ xung hoặc mất đi thành phần α do các nguyên nhân khác nhau. β là hệ số hiệu chỉnh động lượng có giá trị xấp xỉ 1, trong tính toán đôi khi xem $\beta = 1$ do cách lấy mặt cắt trung bình A .

Trong bài toán nhiễm mặn, nồng độ muối ký hiệu là S , nếu q là nguồn bổ xung nước mặn có nồng độ S_q ($q > 0$) và không có quá trình chuyển hóa mặn nào thì $G(S) = qS_q$; q là nguồn nước lấy đi dọc dòng chảy ($q < 0$) thì $G(S) = qS$.

Trong bài toán lan truyền BOD với nồng độ S_B và nguồn bổ sung với lưu lượng q có nồng độ S_q thì:

$$G(S_B) = - (K_1 + K_3) A.S_B + A.L + qS_q.$$

Với K_1, K_3 là hằng số liên quan tới quá trình chuyển hóa; L là tốc độ thải BOD dọc dòng chảy, A là diện tích mặt cắt ngang dòng chảy.

Trong bài toán lan truyền DO với nồng độ S_D , nguồn bổ xung lưu lượng q có nồng độ S_q ; S_a là nồng độ ôxy bão hòa; D_a

là tốc độ chuyển hóa ôxy và K_2 là hằng số liên quan tới quá trình chuyển hóa ôxy (quá trình thẩm ôxy từ không khí) thì :

$$G(S_D) = -K_1.A.S_D + K_2.A (S_a - S_D) - D_a.A + qS_q$$

Số hạng thứ 5 trong (2.9) cho tác động của quá trình truyền chất lên quá trình thủy lực. Sự có mặt của số hạng này làm cho việc giải hệ (2.8) và (2.10) thêm khó khăn vì phải giải đồng thời hệ ba phương trình. So sánh cỡ lớn của số hạng thứ 3 và thứ 5 trong (2.9) ta có:

$$a = \frac{\frac{d}{\rho} \frac{\partial}{\partial x}}{\frac{\partial H}{\partial x}} \approx \frac{d}{\rho} \frac{\Delta \rho}{\Delta H}$$

Trong dòng chảy $\frac{\Delta \rho}{\rho} \approx 10^{-3}$, $\frac{d}{\Delta H} \approx 10^1$, do đó $a \approx 10^{-2}$

Vì thế với sai số của các đo đạc trong thực tế có thể bỏ qua số hạng $\frac{\partial \rho}{\partial x}$ so với số hạng $\frac{\partial H}{\partial x}$.

Đối với các bài toán trong kênh sông, kích thước ngang thường rất nhỏ so với kích thước dọc và vì thế thường bỏ qua ảnh hưởng của gió. Yếu tố này thường được xét ở các vùng cửa sông.

Với những nhận xét nêu trên bài toán lan truyền mặn trong khuôn khổ mô hình một chiều, đưa về hai hệ phương trình riêng rẽ sau đây:

✧ Hệ phương trình Saint – Venant một chiều mô tả quá trình thủy lực:

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q \quad (2.11)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial H}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2.12)$$

✧ Phương trình tải khuếch tán mô tả quá trình lan truyền mặn:

$$\frac{\partial A_i S}{\partial t} + \frac{\partial QS}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A_i D \frac{\partial S}{\partial x} \right) + G(S) \quad (2.13)$$

Trong đó: $G(S) = qS$ nếu $q < 0$, và $G(S) = qS_q$ nếu $q > 0$.
Chú ý rằng (2.13) có thể biến đổi về dạng thuận tiện khi giải số sau đây:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{Q}{A_i} (1 + \mu) \frac{\partial S}{\partial x} = D \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + F(S) \quad \text{trong đó } \mu \text{ là hệ số}$$

hiệu chỉnh.

Nếu dùng biến tính toán là lưu tốc $u(x,t)$ và độ sâu $h(x,t)$ thì hệ (2.11) và (2.12) còn được viết dưới dạng:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{A}{B} \frac{\partial u}{\partial x} + u \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{u}{B} \left(\frac{\partial A}{\partial x} \right) h = \text{Cont} = \frac{q}{B} \quad (2.11)'$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + g (S_f - S_o) = 0 \quad (2.12)'$$

Trong đó $A = A(h)$; $B = B(h)$; $S_o = \frac{-\partial z_o}{\partial x}$ là độ nghiêng của đáy. (2.11) và (2.12) còn được viết cho các cặp hàm khác nhau, tùy thuộc mục đích sử dụng [22].

(2.11) và (2.12) là hệ phương trình hyperbol á tuyến tính có hai họ đặc trưng tương ứng với phương trình:

$$\frac{dx}{dt} = u + \varepsilon V \tag{2.14}$$

với $\varepsilon = \pm 1$; $V = (gA/B)^{1/2}$ và một trong các hệ thức đặc trưng có dạng:

$$\frac{dQ}{dt} - B(u + \varepsilon V) \frac{dH}{dt} = q(u \pm \varepsilon V) - gAS_f + \left(\frac{Q}{A}\right)_{H=const}^2 \tag{2.15}$$

Hệ (2.11)' và (2.12)' còn được viết ở dạng chính tắc sau đây:

$$\left(\frac{\partial}{\partial t} + \lambda_1 \frac{\partial}{\partial x}\right) J_1 = E_1 \tag{2.16}$$

$$\left(\frac{\partial}{\partial t} + \lambda_2 \frac{\partial}{\partial x}\right) J_2 = E_2 \tag{2.17}$$

trong đó $\lambda_1 = u + V$; $\lambda_2 = V - u$; $J_1 = u + 2V$; $J_2 = u - 2V$.
 trong chế độ chảy êm ($|u| < V$) $\lambda_1 > 0$; $\lambda_2 > 0$; (2.16) và (2.17) được sử dụng để xem xét điều kiện biên.

2.2.3. Điều kiện biên và điều kiện ban đầu cho sông đơn

Hệ (2.11) và (2.12) là hyperbol á tuyến tính còn (2.13) là phương trình parabol. Hai hệ này được giải riêng biệt, vì thế sẽ xét riêng cho điều kiện biên và điều kiện ban đầu cho từng hệ

trong miền $x \in [0, L]$ và $t \geq 0$.

a. Điều kiện cho (2.11) – (2.12)

Theo [13], số điều kiện cần cho trên mỗi biên bằng số đặc trưng xuất phát từ biên đi vào miền đang xét.

Tại $t = 0$ ($x \in [0, L]$) cả hai họ đặc trưng (2.14) đều đi vào miền đang xét, vì thế tại mỗi điểm trên trục $t = 0$ đều phải cho hai điều kiện, chẳng hạn $Q(x,0)$; $H(x, 0)$ mà ta thường gọi là điều kiện đầu. Khi $|u| < V$ (chế độ chảy êm) tại đầu $x = 0$ và $x = L$ chỉ có một họ đi vào miền vì thế tại mỗi đầu biên phải cho một điều kiện. Trong thực tiễn thường cho $Q(0, t)$ hoặc $H(0, t)$ hoặc quan hệ $Q(H)$; với đầu $x = L$ cũng vậy. Khi $|u| > V$ (chế độ chảy xiết), tùy theo chiều dòng chảy, trên biên có cả hai họ đặc trưng đi vào miền và tại đó sẽ phải cho hai điều kiện. Ta quan tâm tới trường hợp $|u| < V$ nên không xét kỹ trường hợp chảy xiết này.

b. Việc cho riêng Q hoặc riêng H tại một biên

Trong thực tiễn, tại thượng lưu ($x = 0$) thường cho $Q(0, t)$ hoặc quan hệ $Q(H)$, còn tại hạ lưu ($x = L$), đối với vùng triều, thường cho biểu đồ $H(L, t)$. Ta sẽ xem xét về khía cạnh toán học việc cho điều kiện biên này.

Như đã chỉ ra trong [9] để (2.16) và (2.17) có nghiệm duy nhất thì các hàm J_1 và J_2 thỏa mãn điều kiện biên:

$$\begin{aligned} J_1 &= \alpha_0 J_2 + \psi_0(t) \text{ tại } x = 0 \\ J_2 &= \alpha_1 J_1 + \psi_1(t) \text{ tại } x = L \end{aligned} \tag{2.18}$$

phải thỏa mãn điều kiện tiêu tán sau đây:

$$-\lambda_2 J_2^2 + \lambda_1 J_1^2 \leq 0 \text{ tại } x = 0 \quad (2.19)$$

$$-\lambda_1 J_1^2 + \lambda_2 J_2^2 \leq 0 \text{ tại } x = L \quad (2.20)$$

bằng phép đổi biến : $J_1 = x_1 + \psi_0(t)$; $J_2 = x_2$, có thể đưa (2.16) và (2.17) về dạng tương tự chỉ khác vế phải; điều kiện biên (2.18) sẽ trở thành:

$$\begin{aligned} x_1 &= \alpha_0 x_2 \text{ tại } x = 0 \\ x_2 &= \alpha_1 x_1 + \psi_2(t) \text{ tại } x = L. \end{aligned} \quad (2.21)$$

và các điều kiện phân tán tương ứng vẫn là:

$$-\lambda_2 x_2^2 + \lambda_1 x_1^2 \leq 0 \text{ tại } x = 0 \quad (2.19)'$$

$$-\lambda_1 x_1^2 + \lambda_2 x_2^2 \leq 0 \text{ tại } x = L \quad (2.20)'$$

Xét điều kiện tại $x = 0$:

Từ phương trình đầu của (2.21) và (2.19)' ta suy ra điều kiện sau đây cho α_0 :

$$\alpha_0^2 \lambda_1 - \lambda_2 \leq 0$$

Hoặc thay các biểu thức của λ_1 và λ_2 ta có :

$$u \leq \frac{1 - \alpha_0^2}{1 + \alpha_0^2} V \quad (2.22)$$

Như vậy điều kiện biên tại $x = 0$ được cho sao cho α_0 thỏa mãn (2.22) thì ta sẽ có điều kiện tiêu tán và bài toán đối với x_1 và x_2 có nghiệm duy nhất.

Phương trình đầu của (2.18) cho:

$$u(1 - \alpha_0) = -2V(1 + \alpha_0) + \psi_0(t) \quad (2.23)$$

Từ (2.23):

$$\text{Nếu } \alpha_0 = 1, \text{ có nghĩa là cho } V = \frac{1}{4} \psi_0(t)$$

$$\text{hay } h = \frac{1}{16g} \psi_0^2(t)$$

$$\text{Như vậy nếu } \alpha_0 = -1 \text{ có nghĩa là cho } u = \frac{1}{2} \psi_0(t)$$

Ngoài hai trường hợp này (2.23) có nghĩa là tại biên cho quan hệ $u(h)$.

Với $\alpha_0 = \pm 1$, bất đẳng thức (2.22) trở thành:

$$u \leq 0 \quad (2.24)$$

Như vậy nếu tại biên $x = 0$ ta cho riêng rẽ hoặc h hoặc u , thì điều kiện tiêu tán chỉ thỏa mãn khi dòng chảy từ miền ra biên. Khi dòng chảy từ biên vào miền, điều kiện biên (2.23) chỉ thỏa mãn (2.22) nếu α_0 và ψ_0 thỏa mãn điều kiện:

$$\left(\frac{2(1 + \alpha_0)}{\alpha_0 - 1} + \frac{\alpha_0^2 - 1}{\alpha_0^2 + 1} \right) V + \frac{\psi_0(t)}{\alpha_0 - 1} \leq 0$$

Cũng lý luận tương tự đối với điều kiện biên tại $x = L$, ta có thể thấy khi dòng chảy ra khỏi miền đang xét, tại biên có thể cho hoặc h (độ sâu) hoặc u (vận tốc). Khi dòng chảy vào miền phải cho mối liên hệ $u(h)$. Tất nhiên các điều kiện này chỉ là đủ cho nghiệm tìm được là duy nhất. Trong thực tiễn thường cho các điều kiện hoặc Q (lưu lượng) hoặc H với mọi trường hợp, nhưng luôn có các đường thực đo để chọn nghiệm xấp xỉ tốt nhất giá trị thực đo đó. Cũng lưu ý rằng ở đây ta xét bài toán đã tuyến

tính hóa, còn thực tiễn lại tuân theo các luật phi tuyến tính, vì thế tính đúng đắn của nghiệm được chọn nhờ các thông số điều chỉnh mô hình và qua so sánh với các giá trị thực đo.

c. *Điều kiện đầu và điều kiện biên cho phương trình tải khuếch tán.*

(2.13) là phương trình parabol, tại mỗi đầu biên phải cho một điều kiện, chẳng hạn $S(0, t)$; $S(L, t)$. Tại thời điểm ban đầu $t = 0$ phải cho $S(x, 0)$. Tuy nhiên trong thực tế không phải đối với bất kỳ bài toán nào ta cũng có được các giá trị $S(0, t)$ và $S(L, t)$. Tính dự báo của mô hình phụ thuộc một phần vào việc cho các điều kiện này. Ta sẽ xét cụ thể trong phần mô hình truyền mặn.

2.2.4. Điều kiện tương hợp tại các điểm hợp hoặc phân lưu

Trong các mục trên ta đã đưa ra hệ phương trình cơ bản của dòng chảy một chiều. Để mô phỏng được sát thực hơn các điều kiện thực tế, người ta cố gắng đưa thêm các yếu tố thực (vùng trữ, ô chứa) hoặc đưa thêm các tham số điều chỉnh (hệ số điều chỉnh động lượng, phân biệt độ nhám lòng, độ nhám bãi, ...). Tuy nhiên trong dòng chảy cần mô phỏng có nhiều vị trí mà các giả thiết một chiều không đúng và không áp dụng được hệ phương trình đã nêu trên, ít nhất ở dạng vi phân. Chẳng hạn tại những nơi có sự biến đổi đột ngột về hình dạng hình học như tại các điểm hợp hoặc phân lưu, tại các công trình cống, đập ... hoặc tại những vị trí có sự gián đoạn các đặc trưng thủy lực như trên các mặt sóng gián đoạn. Những vị trí này được xem là những điểm đặc biệt của mô hình tính. Như vậy toàn bộ miền được mô phỏng được xem như tập hợp các

đoạn trên đó có thể áp dụng các giả thiết và hệ phương trình Saint – Venant. Các đoạn này được nối với nhau tại các điểm đặc biệt, tại đây ta cần đưa vào các luật vật lý khác luật Saint – Venant. Các điều này thường được gọi là các điểm biên bên trong.

Trong bài toán thủy lực, tại các điểm hợp hoặc phân lưu người ta thường sử dụng các điều kiện sau đây:

✧ Tổng lưu lượng vào, ra của hợp lưu k đang xét nào đó bằng không (hoặc bằng sự biến đổi thể tích hợp lưu).

$$\sum_i Q_i = 0 \quad (2.25)$$

$i = n$ với n là tổng số nhánh nối với hợp lưu. Q_i là lưu lượng nhánh i vào ra hợp lưu k .

Điều kiện này suy ra từ luật bảo toàn khối lượng tại hợp lưu khi bỏ qua sự biến đổi của thể tích hợp lưu (hoặc phân lưu).

✧ Bảo toàn mức năng lượng:

$$H_1 + \frac{u_1^2}{2g} = H_2 + \frac{u_2^2}{2g} = H_3 + \frac{u_3^2}{2g}$$

Chẳng hạn đối với hợp lưu của ba nhánh như hình 2:

Nếu dòng chảy chậm sao cho có thể bỏ qua u^2 so với $2g$ thì:

$$H_1 = H_2 = H_3 \quad (2.26)$$

(2.25) và (2.26) là hai điều kiện thường sử dụng trong bài toán thủy lực.

tính hóa, còn thực tiễn lại tuân theo các luật phi tuyến tính, vì thế tính đúng đắn của nghiệm được chọn nhờ các thông số điều chỉnh mô hình và qua so sánh với các giá trị thực đo.

c. Điều kiện đầu và điều kiện biên cho phương trình tải khuếch tán.

(2.13) là phương trình parabol, tại mỗi đầu biên phải cho một điều kiện, chẳng hạn $S(0, t)$; $S(L, t)$. Tại thời điểm ban đầu $t = 0$ phải cho $S(x, 0)$. Tuy nhiên trong thực tế không phải đối với bất kỳ bài toán nào ta cũng có được các giá trị $S(0, t)$ và $S(L, t)$. Tính dự báo của mô hình phụ thuộc một phần vào việc cho các điều kiện này. Ta sẽ xét cụ thể trong phần mô hình truyền mận.

2.2.4. Điều kiện tương hợp tại các điểm hợp hoặc phân lưu

Trong các mục trên ta đã đưa ra hệ phương trình cơ bản của dòng chảy một chiều. Để mô phỏng được sát thực hơn các điều kiện thực tế, người ta cố gắng đưa thêm các yếu tố thực (vùng trữ, ô chứa) hoặc đưa thêm các tham số điều chỉnh (hệ số điều chỉnh động lượng, phân biệt độ nhám lòng, độ nhám bãi, ...). Tuy nhiên trong dòng chảy cần mô phỏng có nhiều vị trí mà các giả thiết một chiều không đúng và không áp dụng được hệ phương trình đã nêu trên, ít nhất ở dạng vi phân. Chẳng hạn tại những nơi có sự biến đổi đột ngột về hình dạng hình học như tại các điểm hợp hoặc phân lưu, tại các công trình cống, đập ... hoặc tại những vị trí có sự gián đoạn các đặc trưng thủy lực như trên các mặt sóng gián đoạn. Những vị trí này được xem là những điểm đặc biệt của mô hình tính. Như vậy toàn bộ miền được mô phỏng được xem như tập hợp các

đoạn trên đó có thể áp dụng các giả thiết và hệ phương trình Saint – Venant. Các đoạn này được nối với nhau tại các điểm đặc biệt, tại đây ta cần đưa vào các luật vật lý khác luật Saint – Venant. Các điều này thường được gọi là các điều kiện biên bên trong.

Trong bài toán thủy lực, tại các điểm hợp hoặc phân lưu người ta thường sử dụng các điều kiện sau đây:

◇ Tổng lưu lượng vào, ra của hợp lưu k đang xét nào đó bằng không (hoặc bằng sự biến đổi thể tích hợp lưu).

$$\sum_i Q_i = 0 \quad (2.25)$$

$i = n$ với n là tổng số nhánh nối với hợp lưu. Q_i là lưu lượng nhánh i vào ra hợp lưu k .

Điều kiện này suy ra từ luật bảo toàn khối lượng tại hợp lưu khi bỏ qua sự biến đổi của thể tích hợp lưu (hoặc phân lưu).

◇ Bảo toàn mức năng lượng:

$$H_1 + \frac{u_1^2}{2g} = H_2 + \frac{u_2^2}{2g} = H_3 + \frac{u_3^2}{2g}$$

Chẳng hạn đối với hợp lưu của ba nhánh như hình 2:

Nếu dòng chảy chậm sao cho có thể bỏ qua u^2 so với $2g$ thì:

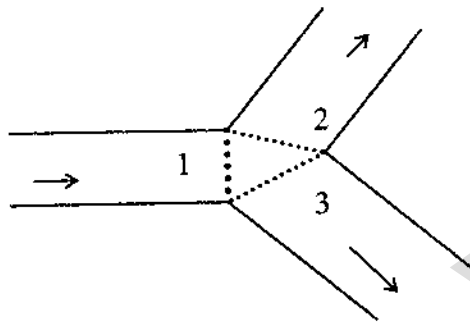
$$H_1 = H_2 = H_3 \quad (2.26)$$

(2.25) và (2.26) là hai điều kiện thường sử dụng trong bài toán thủy lực.

Đối với bài toán lan truyền chất, tại hợp lưu thường sử dụng luật bảo toàn khối lượng [20].

$$\frac{\partial V_k S_k}{\partial t} + \sum_{i=1}^n r_i (A u S - A D \frac{\partial S}{\partial x})_i = 0 \quad (2.27)$$

Trong đó V_k là thể tích hợp lưu thứ k , S_k là nồng độ tại nút, $r_i = \pm 1$ tùy theo hướng dòng chảy vào hay ra khỏi hợp lưu. Điều kiện này sẽ được phân tích trong chương 4 về mô hình lan truyền mặn.



Hình 2:

CHƯƠNG 3

MÔ HÌNH THỦY LỰC SỐ TRỊ MỘT CHIỀU CHO QUÁ TRÌNH TRUYỀN TRIỀU TRÊN HỆ THỐNG KÊNH SÔNG

Đối với hệ (2.11) và (2.12) ta thường gặp ba loại phương pháp số: Phương pháp phân tử hữu hạn (FEM), phương pháp đường đặc trưng và phương pháp sai phân hữu hạn (FDM). FEM là phương pháp mới được phát triển và được ứng dụng rộng rãi để giải các bài toán hai ba chiều trong cơ học kết cấu. Trong tính toán thủy lực nhất là đối với các bài toán một chiều, do chưa có ưu điểm hơn hẳn so với các phương pháp khác nên phương pháp FEM còn ít được sử dụng. Phương pháp đường đặc trưng thường được sử dụng trong các bài toán có gián đoạn và trong khảo sát điều kiện biên. Nhờ sự phát triển nhanh chóng của máy tính cá nhân (PC) và nhờ sự hoàn thiện các thuật toán giải số hệ phương trình xuất phát, phương pháp FDM được sử dụng rộng rãi trong tính toán thủy lực.

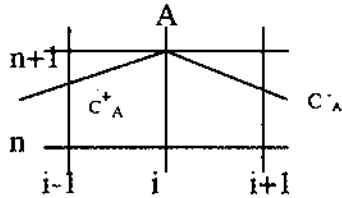
3.1. Phương pháp số giải hệ (2.11) và (2.12) trong trường hợp sông đơn

Xét một sông đơn có chiều dài L với biên tại $x = 0$ và $x = L$.

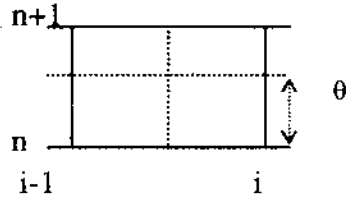
3.1.1. Sai phân trực tiếp các hệ thức trên đặc trưng

Chia mặt phẳng (x, t) bằng các lưới $(0 = x_0, x_1, \dots, x_n = L; t_0, t_0 + \Delta t, \dots, t_0 + m\Delta t)$. Tại thời điểm $t = t_0 + (n+1)\Delta t$ với

$(n+1) < m$ ta xét điểm A có hoành độ x_i . Qua A sẽ có hai đặc trưng C_A^- và C_A^+ thỏa mãn (2.14). Miền ảnh hưởng theo C_A^+ của điểm A là các điểm nằm dưới C_A^+ và có $x \leq x_i$, còn miền ảnh hưởng theo C_A^- của A là các điểm nằm dưới C_A^- và có $x \geq x_i$. (Hình 3).



Hình 3:



Hình 3a:

Như vậy khi sai phân (2.15) đối với các đạo hàm của x , trên mỗi hướng đặc trưng tương ứng với $\varepsilon = \pm 1$ ta sẽ chọn theo một hướng nhất định. Với nhận xét này, lược đồ sai phân sau đây (Hình 3a) được các nhà thủy lực Pháp sử dụng cho (2.15):

$$f = 0.5[\theta(\Delta f_i + \Delta f_{i-\varepsilon}) + f_i^n + f_{i-\varepsilon}^n]$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{x_i - x_{i-\varepsilon}} [\theta(\Delta f_i - \Delta f_{i-\varepsilon}) + f_i^n - f_{i-\varepsilon}^n] \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (\Delta f_i + \Delta f_{i-\varepsilon})$$

Trong đó:

$$f_i^n = f(x_i, t_0 + n\Delta t) ; \Delta f_i = f_i^{n+1} - f_i^n ; \varepsilon = \pm 1$$

θ là trọng số ổn định, f là hàm H hoặc Q trong (2.15). Thay (3.1) vào (2.15) và bỏ đi các đại lượng bậc hai đối với ΔH hay ΔQ ta được một hệ phương trình tuyến tính sau với ẩn là ΔH và ΔQ :

$$L(i, \varepsilon) \Delta H_i + D(i, \varepsilon) \Delta Q_i + E(i, \varepsilon) \Delta H_{i-\varepsilon} + F(i, \varepsilon) \Delta Q_{i-\varepsilon} = K(i, \varepsilon)$$

Hệ (3.2) được bổ sung các điều kiện biên: (3.2)

Tại $i = 0$: $a_0 \Delta H_0 + b_0 \Delta Q_0 = C_0$

Tại $i = N$: $a_N \Delta H_N + b_N \Delta Q_N = C_N$ (3.3)

Kết hợp với (3.3) hệ (3.2) được viết trên từng họ đặc trưng như sau:

♦ Với $i = 0$ trên C^- :

$$a_0 \Delta H_0 + b_0 \Delta Q_0 = C_0$$

$$L(0, -1) \Delta H_0 + D(0, -1) \Delta Q_0 + E(0, -1) \Delta H_1 + F(0, -1) \Delta Q_1 = K(0, -1)$$

♦ Với $i = 1, N-1$

Trên C^+ : (hệ thức (a)):

$$E(i, 1) \Delta H_{i-1} + F(i, 1) \Delta Q_{i-1} + L(i, 1) \Delta H_i + D(i, 1) \Delta Q_i = K(i, 1)$$

Trên C^- : (hệ thức (b)):

$$L(i, -1) \Delta H_i + D(i, -1) \Delta Q_i + E(i, -1) \Delta H_{i+1} + F(i, -1) \Delta Q_{i+1} = K(i, -1)$$

♦ Với $i = N$ và trên C^+ :

$$E(N, 1) \Delta H_{N-1} + F(N, 1) \Delta Q_{N-1} + L(N, 1) \Delta H_N + D(N, 1) \Delta Q_N = K(N, 1)$$

$$a_N \Delta H_N + b_N \Delta Q_N = C_N$$

trong (3.2) các hệ số L, D, E, F, K là các hệ số biết trước, chẳng hạn khi $q = 0$

$$E(i, 1) = \frac{\Delta x}{2} \left(V_{i-1} - \frac{Q_{i-1}^+}{A_{i-1}^+} \right) + \theta \Delta t \left(B_{i-1}^n \frac{Q_{i-1}^{+2}}{A_{i-1}^{+2}} + g A_{i-1}^+ \right)$$

với $\Delta x = x_i - x_{i-1}$; $A_{i-1}^+ = \frac{(A_{i-1}^n + A_i^n)}{2}$

$Q_{i-1}^+ = \frac{(Q_i^n + Q_{i-1}^n)}{2}$; $V_{i-1}^+ = \sqrt{\frac{gA_{i-1}^+}{B_{i-1}^+}}$

Nếu dùng các kí hiệu ở dạng ma trận và véctơ:

$W_i = \begin{bmatrix} \Delta & H_i \\ \Delta & Q_i \end{bmatrix}$; $M_i = \begin{bmatrix} E(i,1) & F(i,1) \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$
 $i = 0, N$; $i = 1, N$

$P_0 = \begin{bmatrix} C_0 \\ K(0, -1) \end{bmatrix}$; $N_i = \begin{bmatrix} L(i,1) & D(i,1) \\ L(i,-1) & D(-i,-1) \end{bmatrix}$
 $i = 1, N-1$

$S_i = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ E(i,-1) & F(i,-1) \end{bmatrix}$; $P_N = \begin{bmatrix} K(N,1) \\ C_N \end{bmatrix}$
 $i = 0, N-1$

$N_0 = \begin{bmatrix} a_0 & b_0 \\ L(0,-1) & D(-0,-1) \end{bmatrix}$; $N_N = \begin{bmatrix} L(N,1) & D(N,1) \\ a_N & b_N \end{bmatrix}$

$P_i = \begin{bmatrix} K(i,1) \\ K(i,-1) \end{bmatrix}$
 $i = 1, N-1$

Khi đó hệ (3.2) kết hợp với điều kiện biên (3.3) có thể viết dưới dạng sau:

$$\begin{cases} N_0 W_0 + S_0 W_i = P_0 \\ M_i W_{i-1} + N_i W_i + S_i W_{i+1} = P_i \\ \dots\dots\dots \\ M_N W_{N-1} + N_N W_N = P_N \end{cases} \quad (3.4a)$$

$i = 1, N-1$

Đây là hệ phương trình ba đường chéo khối có thể giải bằng phương pháp khử dưới ma trận. Về mặt hình học, quá trình trên có nghĩa là ta xét từng cặp đặc trưng qua mỗi điểm (chẳng hạn điểm A trên hình 3) và sai phân trực tiếp hệ thức đặc trưng (2.15) trên từng cặp đặc trưng đó. Với cách sai phân như vậy ta có một sơ đồ 6 điểm. Hệ (3.4a) thích hợp cho sông đơn và với cách giải đó làm rõ ý nghĩa miền ảnh hưởng của nghiệm. Tuy nhiên theo quan điểm tính toán, để tính các hệ số của (3.4a) cần nhiều phép tính, tốn nhiều giờ máy. Mặt khác điều kiện biên tham gia ngay vào hệ số của phương trình (P_0, P_N, N_0, N_N) cho nên khó tổ chức hệ phương trình tương hợp tại nút hợp lưu trong bài toán hệ thống sông.

3.1.2. Phương pháp sai phân trực tiếp (2.11) và (2.12)

Một trong các phương pháp phổ biến hiện nay là sai phân trực tiếp hệ (2.11) và (2.12) bằng các luật sai phân khác nhau. Khó có thể đưa ra một tiêu chuẩn chung để chọn các sơ đồ số, tuy nhiên về mặt thực hành sơ đồ được chọn phải đáp ứng được các yêu cầu về độ chính xác của nghiệm xấp xỉ, để chức thu thập các số liệu đo đạc phục vụ cho tính toán, bảo đảm độ lớn thích hợp của bước thời gian tính toán, bảo đảm xấp xỉ tốt nhất các luật bảo toàn tích phân. Với yêu cầu này có thể chọn sơ đồ 4 điểm của Preissmann sau (xem hình 3a):

$$f = 0,5[\theta(\Delta f_i + \Delta f_{i-1}) + f_i^n + f_{i-1}^n] \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = (x_i - x_{i-1})^{-1}[\theta(\Delta f_i + \Delta f_{i-1}) + f_i^n + f_{i-1}^n]$$

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2 \Delta t} (\Delta f_i + \Delta f_{i-1})$$

Trong đó f có thể là mực nước H hoặc lưu lượng Q . Trọng số ổn định θ nằm trong khoảng 0,5 đến 1 mà trong các bài toán thủy lực thường lấy $\theta = 2/3$ hoặc $\theta = 0,55$. Các ký hiệu khác tương tự (3.1). Lưu ý rằng từ (3.1) với $\varepsilon = 1$ ta có (3.4). Để thấy (3.4) có các ưu điểm sau:

a. Lưu lượng Q và mực nước H được tính tại một điểm không gian (mặt cắt) do đó dễ tổ chức đo đạc các số liệu kiểm tra, số liệu biên và các số liệu khác dùng cho tính toán.

b. Trong sơ đồ chỉ có mặt hai điểm lân cận $i-1$ và i nên khoảng cách x_i đến x_{i-1} có thể thay đổi, do đó việc bố trí các mặt cắt đo đạc không nhất thiết cách đều nhau.

c. Như đã chỉ ra trong /22/ (3.4) xấp xỉ tốt các luật bảo toàn tích phân và với cách chọn Δx , Δt đặc biệt sơ đồ này cho nghiệm chính xác của phương trình tuyến tính dạng:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h_0 \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial u}{\partial t} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0$$

d. Trong /17/ đã chỉ ra rằng sơ đồ (3.4) ổn định nhanh đối với điều kiện ban đầu. Trong bài toán thủy lực, với sơ đồ (3.4) điều kiện đầu chỉ ảnh hưởng trong vòng 5 - 10 giờ đối với hệ thống sông lớn như Đồng Nai-Sài Gòn. Vì thế trong

tính toán để làm điều kiện đầu ta có thể chọn một trạng thái cân bằng nào đó ($Q = 0$, mặt nước phẳng).

Thế (3.4) vào (2.11) và (2.12) sau khi tuyến tính hóa ta đi đến hệ phương trình sau

$$\begin{cases} A1.H_{i-1} + B1.Q_{i-1} + C1.H_i + D1.Q_i = E1 \\ A2.H_{i-1} + B2.Q_{i-1} + C2.H_i + D2.Q_i = E2 \end{cases} \quad i=1, N \quad (3.5)$$

trong đó, nếu dùng các ký hiệu:

$$\begin{aligned} BS &= B_i^n + B_{i-1}^n; HS = H_i^n + H_{i-1}^n; QS = Q_i^n + Q_{i-1}^n; DX = x_i - x_{i-1} \\ NS &= n_i + n_{i-1}; AS = A_i^n + A_{i-1}^n; HD = H_i^n - H_{i-1}^n; QD = Q_i^n - Q_{i-1}^n \\ SS &= S_i^n + S_{i-1}^n; SD = S_i^n - S_{i-1}^n; F1 = DX/\Delta t; F4 = F1/(g.AS) \\ F2 &= \frac{DX.(NS)^2 |QS| (BS)^{4/3}}{4(AS)^{10/3}}; F3 = (\theta - 1)HD - F2.QS - \frac{4.QS.QD}{g(AS)^2} \end{aligned}$$

Khi đó các hệ số của (3-5) sẽ như sau:

$$\begin{aligned} A1 &= C1 = BS.F1/4; D1 = B1 = \theta; A2 = -D1; C2 = D1 \\ E1 &= A1.HS - (1 - \theta)QD + q.DX; B2 = F4 - 8\theta Q_{i-1}^n / (g.AS^2) + 2\theta F2 \\ D2 &= F4 + 8\theta Q_i^n / (g.AS^2) + 2\theta F2; \\ E2 &= F3 + B2.Q_{i-1}^n + D2.Q_i^n - \frac{AS.SD}{Dx.BS(SS + 2666,7)} \end{aligned} \quad (3.6)$$

Lưu ý rằng khi sai phân, số hạng thứ hai trong (2.12) được khai triển:

$$\frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} = \frac{2Q \partial Q}{A \partial x} - \frac{Q^2 \partial A}{A^2 \partial x}$$

và số hạng bậc hai Q^2 / A^2 được xấp xỉ như sau:

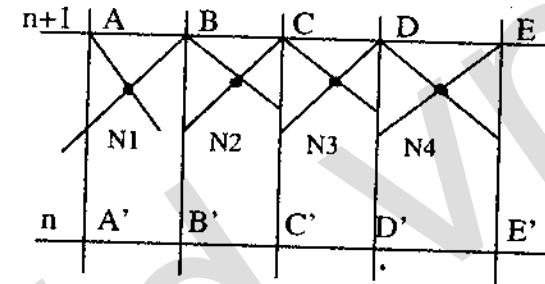
$$\frac{Q^2}{A^2} = \frac{\theta}{4} \left[\left(\frac{Q}{A} \right)_i^{n+1} + \left(\frac{Q}{A} \right)_{i-1}^{n+1} \right]^2 + \frac{1-\theta}{4} \left[\left(\frac{Q}{A} \right)_i^n + \left(\frac{Q}{A} \right)_{i-1}^n \right]^2$$

với sông đơn gồm $N + 1$ mặt cắt (N đoạn) ta có $2N$ phương trình dạng (3.5) cho $2N+2$ ẩn H_i và Q_i . Nếu bổ sung thêm mỗi biên một điều kiện ta sẽ có $2N + 2$ phương trình cho $2N + 2$ ẩn và như vậy có thể giải để tìm mực nước và lưu lượng tại tất cả các mặt cắt của sông.

Đối với sông đơn, số mặt cắt thường không lớn (N không quá 50) cho nên để giải (3.5) có thể sử dụng nhiều phương pháp và các phương pháp đó không hơn hẳn nhau theo quan điểm tính toán. Có thể giải trực tiếp (3.5) bằng cách khử Gauss hoặc đảo ma trận trực tiếp hoặc dùng một công thức truy toán theo một quy luật khử nào đó. Tuy nhiên đối với một hệ gồm nhiều nhánh sông việc chọn phương pháp giải (3.5) rất quan trọng. Ta sẽ xét vấn đề này trong phần dưới.

3.1.3. Tính tương đương của cách sai phân trực tiếp hệ (2.11) - (2.12) và cách sai phân hệ thức (2.15) trên đường đặc trưng

Hệ (3.4) được thiết lập trên cơ sở ta ghép từng cặp đặc trưng khác dấu qua mỗi điểm chia, chẳng hạn các điểm A, B, C, D, E trên hình 4.



Hình 4:

Bây giờ ta thực hiện phép ghép các đặc trưng khác dấu đi qua các điểm chia khác nhau ở lớp thời gian $n + 1$ nhưng cùng đi qua một điểm nằm trong mắt lưới, chẳng hạn các điểm N_1, N_2, N_3, N_4 trên hình 4.

Trong (3.4) ta có 6 điểm tham gia. Chẳng hạn cặp đặc trưng đi qua B sẽ liên quan tới các điểm A, B, C và A', B', C'. Nhưng với cách ghép vừa nêu chỉ có 4 điểm tham gia trong phương trình; chẳng hạn cặp đi qua điểm N_2 chỉ liên quan tới các điểm B, C và B', C'. Về mặt toán học quá trình ghép trên có thể được thực hiện như sau:

Trong hệ thức (b), trang 51, ta thực hiện phép đổi chỉ số:

$$i + 1 = j \text{ với } i \in [0, N - 1] \Rightarrow j \in [1, N]$$

Khi đó hệ thức (b) trở thành:

$$L(j - 1, -1)\Delta H_{j-1} + D(j - 1, -1)\Delta Q_{j-1} + E(j - 1, -1)\Delta H_j + F(j - 1, -1)\Delta Q_j = K(j - 1, -1)$$

Sau khi viết lại ở chỉ số i và thực hiện phép cộng và trừ tương ứng với hệ thức (a), sau một vài biến đổi ta đi tới hệ sau:

$$\begin{cases} A1H_{i-1} + B1Q_{i-1} + C1H_i + D1Q_i = E1 \\ A2H_{i-1} + B2Q_{i-1} + C2H_i + D2Q_i = E2 \end{cases} \quad (3.7)$$

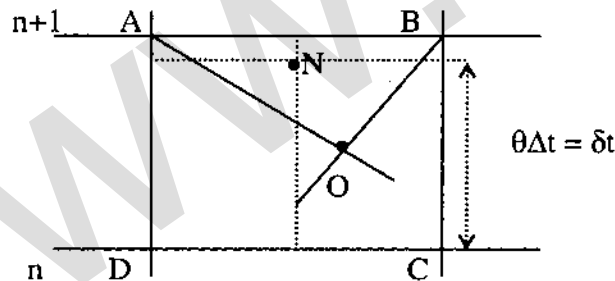
Các hệ số $A1, A2, \dots, E1, E2$ trong (3.7) có biểu thức như (3.6) và hệ (3.7) chính là hệ (3.5). Như vậy hai cách sai phân là tương đương. Theo quan điểm tính toán các hệ số $A1, A2, \dots, E1, E2$ có biểu thức đơn giản hơn các hệ số L, \dots, K nên số phép tính trên máy sẽ ít hơn. Vì thế ta sẽ làm việc với hệ (3.5). Tính tương đương có được ở đây là nhờ cấu trúc của (2.11) và (2.12). Lưu ý rằng trên đường đặc trưng đạo hàm toàn phần có dạng:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{\partial H}{\partial t} + (u + \varepsilon V) \frac{\partial H}{\partial x}$$

bằng cách nhân phương trình (2.11) với $-U + \varepsilon V$ rồi cộng với (2.12) ta sẽ được (2.15).

3.1.4. Tính xấp xỉ của sơ đồ bốn điểm Preissmann

Trong mục 1.2, ta đã nêu một số ưu điểm của sơ đồ Preissmann, từ tính tương đương chỉ ra trong mục 3.1.3 ta có thể thấy tính xấp xỉ của sơ đồ này. Với sơ đồ (3.4) điểm N đặc trưng cho toàn bộ mắt lưới ABCD (Hình 5).



Hình 5:

Mặt khác điểm O là giao điểm của hai đặc trưng khác nhau qua A và B, các giá trị H và Q tại điểm O sẽ thỏa mãn chính xác hệ phương trình (2.11) và (2.12), có thể chọn θ sao cho điểm N khá gần điểm O; như vậy sơ đồ (3.4) sẽ xấp xỉ tốt hệ phương trình xuất phát.

Tích phân (2.14) theo các đặc trưng ta có:

$$\text{Theo AO: } (u - V)_A^* (t_0 - t_A) = x_0 - x_A.$$

$$\text{Theo OB: } (u + V)_B^* (t_B - t_0) = x_B - x_0.$$

trong đó $(u + V)_B^*$ là giá trị trung bình tích phân của $u + V$ trên đường OB.

Thay $t_B - t_0 = \Delta t - \delta t$ và $t_0 - t_A = \delta t - \Delta t$ rồi cộng hai đẳng thức trên ta đi tới hệ thức sau:

$$\Delta x = (\Delta t - \delta t) [(u + V)_B^* - (u - V)_A^*] \quad (3.8)$$

Bây giờ ta chọn $\delta t = \theta \Delta t$, các giá trị trung bình được chọn như sau:

$$(u + V)_B^* = \frac{1}{2} (u_B + V_B + u_0 + V_0) \quad (3.9)$$

$$(u + V)_A^* = \frac{1}{2} (u_A + V_A + u_0 + V_0) \quad (3.10)$$

Từ (3.8) ta có:

$$\Delta x = (1 - \theta) \Delta t \cdot \frac{1}{2} (u_B - u_A + V_B - V_A + 2V_0)$$

Với $0 \leq \theta \leq 1$ thì điểm O thỏa mãn (3.9) luôn luôn nằm trong mắt lưới ABCD. Để thỏa mãn điều kiện ổn định trong sơ đồ ẩn ta thường nhận các giá trị trong khoảng (0,5; 1) với giá trị này

từ (3.9) ta có:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \leq \frac{1}{4}(u_B - u_A + V_B + V_A + 2V_0)$$

Trong dòng chảy vận tốc giữa hai mặt cắt khác nhau không nhiều, mặt khác coi $V_B + V_A = 2V_0$ thì từ (3.10) ta có:

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \leq V_0 \quad (3.11)$$

(3.11) cũng có thể thu được nếu dùng các biểu thức xấp xỉ trung bình tích phân ở dạng sau:

$$(u + V)_B^* = u_0 + V_0$$

$$(u - V)_A^* = u_0 - V_0$$

Ở đây V_0 là vận tốc lan truyền kích động nhỏ của điểm O đặc trưng cho mặt lưới. Từ (3.10) hoặc (3.11) có thể thấy, mặc dù đối với sơ đồ ẩn bước thời gian và không gian không chịu một ràng buộc nào, nhưng nếu ta chọn các đại lượng Δx và Δt sao cho (3.10) hoặc (3.11) được thỏa mãn thì độ chính xác sẽ cao hơn. Cũng từ (3.11) ta thấy với một lưới chia Δx nhất định, bước chia Δt nhỏ chưa chắc đã cho độ chính xác tốt (vì lúc đó điểm O nằm ngoài mặt lưới và xa điểm N).

Với những ưu điểm nêu trong mục 1.2 và việc phân tích ở đây cho thấy sơ đồ bốn điểm của Preissmann đáp ứng được các yêu cầu đặt ra đối với các bài toán thực hành.

3.2. Phương pháp số giải hệ (2.11) và (2.12) trên hệ kênh sông

Một hệ thống sông bao gồm các nhánh sông, các công

trình, ô ruộng, các điểm biên và các điểm hợp hoặc phân lưu mà ta gọi là nút. Các nhánh sông lại được chia thành các đoạn nhờ các mặt cắt ngang mà tại đó ta cần biết các đặc trưng thủy lực như mực nước H, lưu lượng Q hay vận tốc. Đối với hệ thống sông, ta dễ dàng nhận thấy rằng nếu biết được các diễn biến thủy lực tại các điểm nút hợp lưu thì cộng với điều kiện biên đã biết, bài toán hệ sông sẽ chuyển thành bài toán cho từng nhánh sông riêng rẽ. Như vậy, theo cách xử lý song song, điểm mấu chốt của mô hình thủy lực trong hệ thống sông là xử lý và tính toán thủy lực tại các điểm nút. Các điều kiện tại các điểm nút là (2.25) và (2.26) đã được nêu trong chương 2.

Trừ một số rất ít mô hình số giải trực tiếp hệ (3.5) trên toàn hệ sông khi dùng những thủ thuật khử đặc biệt, phần lớn các mô hình số đều dựa trên nguyên lý chung sau đây:

a. Từ (3.5) đưa ra một hệ thức truy toán để tính H và Q tại các mặt cắt của một nhánh sông. Dùng hệ thức truy toán này kết hợp với điều kiện (2.25) khử các giá trị Q tại các mặt cắt áp sát nút hợp lưu. Các ẩn còn lại sẽ là mực nước tại nút đó và các nút (hợp lưu) kế cận. Cuối cùng ta có một hệ phương trình đại số tuyến tính có ẩn là mực nước tại các nút.

b. Giải hệ phương trình vừa thiết lập để tìm mực nước tại các nút.

c. Dùng công thức truy toán đã thiết lập giải riêng rẽ cho từng nhánh.

Đối với nhánh nối hai nút hợp lưu thì điều kiện cho tại hai đầu là mực nước tại nút vừa tính được.

Đối với nhánh có một đầu là biên, một đầu là nút thì điều kiện được cho là mực nước tại nút vừa tính và điều kiện biên cho tại biên.

3.2.1. Về một số công thức truy toán dùng để giải (3.5) cho một nhánh sông gồm n mặt cắt (từ 1 đến N)

3.2.1.1. Công thức truy toán T1

$$\begin{cases} H_i = p_i Q_i + q_i H_1 + r_i \\ Q_{i-1} = t_i Q_i + v_i H_i + z_i H_1 + s_i \end{cases} \quad (T1)$$

hoặc đôi khi dùng ở dạng gia số Δ của mực nước và lưu lượng:

$$\begin{cases} \Delta H_i = p_i \cdot \Delta \Delta_i + q_i \cdot \Delta \Delta_1 + r_i \\ \Delta Q_{i-1} = t_i \cdot \Delta \Delta_i + v_i \cdot \Delta \Delta_i + z_i \cdot \Delta \Delta_1 + s_i \end{cases}$$

với $\Delta H = H^{n+1} - H^n$, trong đó $p_i, q_i, r_i, t_i, v_i, z_i, s_i$ được gọi là các hệ số truy toán và được thu nhận theo thủ tục dưới đây:

Từ (3.5) sử dụng biểu thức thứ nhất của (T1), có thể biến đổi:

$$B1 \cdot Q_i = E1 - A1 \cdot (p_i Q_i + q_i H_i + r_i) - C1 \cdot H_{i+1} - D1 \cdot Q_{i+1}$$

Hay:
$$Q_i = \frac{(-D1 \cdot Q_{i+1} - C1 \cdot H_{i+1} - A1 \cdot q_i H_i + E1 - A1 \cdot r_i)}{B1 + A1 \cdot p_i}$$

So sánh với biểu thức thứ hai của (T1) ta suy ra:

$$t_{i+1} = \frac{-D1}{MS1}; v_{i+1} = \frac{-C1}{MS1}; z_{i+1} = \frac{-A1 \cdot q_i}{MS1}; s_{i+1} = \frac{E1 - A1 \cdot r_i}{MS1} \quad (3.12)$$

Với $MS1 = B1 + A1 \cdot p_i, i = 1, N - 1$

Cũng từ (3.5), nếu dùng các ký hiệu:

$$\begin{aligned} MS &= A1 \cdot B2 - A2 \cdot B1; & R1 &= (A2 \cdot D1 - A1 \cdot D2) / MS \\ R4 &= (A1 \cdot C2 - A2 \cdot C1) / MS; & R6 &= (A1 \cdot E2 - A2 \cdot E1) / MS \end{aligned}$$

ta sẽ có: $Q_i = R6 - R4 \cdot H_{i+1} + R1 \cdot Q_{i+1}$

dùng biểu thức thứ hai của (T1) ta sẽ có:

$$R6 - R4 \cdot H_{i+1} + R1 \cdot Q_{i+1} = t_{i+1} Q_{i+1} + v_{i+1} H_{i+1} + z_{i+1} H_1 + s_{i+1}$$

Hay
$$H_{i+1} = \frac{(R1 - t_{i+1}) Q_{i+1} - z_{i+1} H_1 + R6 - s_{i+1}}{MS2}$$

Với $MS2 = v_{i+1} + R4$

So sánh với biểu thức thứ nhất của (T1) ta suy ra:

$$p_{i+1} = \frac{R1 - t_{i+1}}{MS2}; q_{i+1} = \frac{-z_{i+1}}{MS2}; r_{i+1} = \frac{R6 - s_{i+1}}{MS2} \quad (3.13)$$

Từ công thức (T1) cũng dễ thấy $p_1 = 0, q_1 = 1, r_1 = 0$. Với các giá trị này từ (3.12) có thể tính được t_2, v_2, z_2, s_2 sau đó dùng (3.13) tính tiếp được p_2, q_2, r_2 . Lại dùng (3.12) tính $t_3, v_3, z_3, s_3, \dots$, quá trình cứ liên tiếp như vậy ta tính được các hệ số truy toán.

Từ (T1): Nếu biết Q_N và H_1 có thể tính được H_N từ biểu thức thứ nhất, thay các giá trị này xuống biểu thức thứ hai sẽ tính được Q_{N-1} , lại dùng biểu thức thứ nhất sẽ tính được H_{N-1} , quá trình cứ tiếp tục như vậy cho đến khi tính được H_2 và Q_1 . Nếu biết H_N và H_1 , dùng biểu thức thứ nhất của (T1) sẽ tính được Q_N , sau đó lại tiếp tục như trên. Như vậy với điều kiện biên và mực nước tại nút, dùng (T1) có thể tính được các giá trị H, Q tại các mặt cắt của nhánh. Cũng lưu ý rằng nếu tại hai

đầu nhánh đều cho Q thì không thể dùng (T1) được, tuy nhiên trong thực hành tính toán không có điều kiện biên loại này. Cũng dễ thấy với (T1) các giá trị mực nước và lưu lượng ở các mặt cắt giữa nhánh sông chỉ phụ thuộc vào mực nước cho trước tại một đầu (H1 trong công thức T1) và giá trị lưu lượng và mực nước tại mặt cắt lân cận.

3.2.1.2. Công thức truy toán T2

$$\begin{aligned} H_i &= p_i H_1 + q_i Q_1 + r_i \\ Q_i &= v_i H_1 + t_i Q_1 + s_i \end{aligned} \quad (T2)$$

Với cách biến đổi tương tự như đã làm với (T1), các hệ số truy toán có dạng:

$$\begin{aligned} p_1 &= 1, \quad q_1 = 0, \quad r_1 = 0, \quad v_1 = 0, \quad t_1 = 1, \quad s_1 = 0. \\ p_{i+1} &= (K1 + K2.v_i)p_i / \Delta; \quad q_{i+1} = [(K1 + K2.v_i)q_i + K2.t_i] / \Delta \\ r_{i+1} &= \frac{(K1 + K2.v_i)r_i + K2.s_i + K3}{\Delta}; \quad v_{i+1} = \frac{K4 + K5.v_i}{K1 + K2.v_i} \\ t_{i+1} &= \frac{K7.t_i}{K1 + K2.v_i}; \quad s_{i+1} = \frac{K7.s_i - (K4 + K5.v_i)K3}{K1 + K2.v_i} + \frac{K6}{\Delta} \\ i &= 1, N-1 \end{aligned} \quad (3.14)$$

trong đó đã dùng các kí hiệu:

$$\begin{aligned} K1 &= D1.A2 - D2.A1; & K2 &= D1.B2 - D2.B1 \\ K3 &= D2.E1 - D1.E2; & K4 &= C2.A1 - C1.A2 \\ K5 &= C2.B1 - C1.B2; & K6 &= C1.E2 - C2.E1 \\ K7 &= A1.B2 - A2.B1; & \Delta &= C1.D2 - C2.D1 \end{aligned}$$

Từ công thức (T2) nếu tại đầu $i = 1$ ta biết Q_1 còn đầu $i = N$ biết H_N thì dùng hệ thức thứ nhất của (T2) tính được H_1 , khi đã biết H_1 , Q_1 dùng (T2) có thể tính được mọi H, Q . Nếu tại đầu $i = 1$ biết H_1 và tại đầu $i = N$ biết Q_N thì dùng hệ thức thứ hai của (T2) ta sẽ tính được H_i , nếu tại $i = N$ cho H_N thì dùng biểu thức thứ nhất của (T2) cũng có thể tính được H_i (nếu tại $i = 1$ cho Q_1) hoặc Q_i (nếu tại $i = 1$ cho H_1). Công thức (T2) đặc biệt tiện lợi khi xử lý điều kiện tại nút và đã được một số tác giả sử dụng /6, 56, 76/. Cũng như công thức (T1), từ công thức (T2) ta thấy rõ một điều là mực nước và lưu lượng tại một cắt thứ i bất kì (khá xa mặt cắt thứ nhất) vẫn chỉ chịu ảnh hưởng của mực nước và lưu lượng tại mặt cắt thứ nhất. Về vật lý điều này không phải lúc nào cũng đúng và không phù hợp với lý luận về sự phụ thuộc điều kiện biên.

3.2.1.3. Công thức truy toán T3 và một số công thức khác

$$\begin{cases} Q_i = t_i H_i + v_i H_1 + s_i \\ H_i = p_i H_{i+1} + q_i Q_{i+1} + r_i \end{cases} \quad (T3)$$

Cũng làm tương tự như (T1), các hệ số truy toán có dạng

sau:

$$\begin{aligned} t_{i+1} &= \frac{K5.t_i - K4}{NS}; \quad v_{i+1} = \frac{K7.v_i}{NS}; \quad s_{i+1} = \frac{\overline{K3}.t_i + K7.s_i - \overline{K6}}{NS} \\ i &= 2, 3, \dots, N-1; \quad NS = K1 - \overline{K2}.t_i \\ t_2 &= K5/\overline{K2}; \quad v_2 = -K7/\overline{K2}; \quad s_2 = \overline{K3}/\overline{K2} \\ p_i &= K5/K7; \quad q_i = K2/K7; \quad r_i = \overline{K3}/K7; \quad i = 1, 2, \dots, N-1 \end{aligned}$$

trong đó, ngoài các ký hiệu K1,K2,...,K7, đã sử dụng thêm các ký hiệu:

$$\begin{aligned} \overline{K3} &= B2.E1 - B1.E2; & \overline{K2} &= B2.D1 - B1.B2 \\ \overline{K6} &= A1.E2 - A2.E1 \end{aligned}$$

Từ biểu thức thứ nhất của (T3) nếu biết H_N tính được Q_N hoặc ngược lại, sau đó dùng (T3) tính liên tiếp được H, Q từ Q_1 phải dùng tới hệ thức xuất phát (3.5). Công thức (T3) được nêu trong /22/.

Trong một số tài liệu ta còn gặp các công thức sau:

$$\begin{cases} H_i = p_i Q_i + q_i H_{i+1} + r_i \\ Q_{i-1} = t_i H_i + v_i Q_i + s_i \end{cases} \quad (T4)$$

$$\begin{cases} q_i H_i = p_i H_{i+1} + Q_i + r_i \\ t_i Q_i = v_i H_{i+1} + Q_i + s_i \end{cases} \quad (T5)$$

Trong chương trình TIMOD do các nhà thủy lực Hà Lan thiết lập /7, 49/ và được một số tác giả sử dụng /36, 37/ đã dùng tới ba loại công thức truy toán sau:

a. Đối với nhánh sông loại 1 là nhánh biết mực nước H_i tại biên, chiều dương của nhánh sông từ biên vào nút hợp lưu:

$$\begin{cases} H_{i+1} = p_{i+1} Q_{i+1} + r_{i+1} \\ Q_i = q_{i+1} H_{i+1} + t_{i+1} Q_{i+1} + s_{i+1} \end{cases} \quad (T6)$$

b. Đối với nhánh sông loại 2 là nhánh biết lưu lượng Q_N tại biên, chiều dương của nhánh hướng từ nút hợp lưu ra biên.

$$\begin{cases} Q_i = p_i H_i + r_i \\ H_{i+1} = q_i H_i + t_i Q_i + s_i \end{cases} \quad (T7)$$

c. Đối với nhánh sông loại 3 là nhánh có hai đầu nhánh là nút hợp lưu tại đó xem như đã biết H_1 và H_N từ việc giải hệ phương trình nút.

$$\begin{cases} H_{i+1} = p_{i+1} Q_{i+1} + C_{i+1} H_1 + r_{i+1} \\ Q_i = q_{i+1} H_{i+1} + t_{i+1} Q_{i+1} + d_{i+1} H_1 + s_{i+1} \end{cases} \quad (T8)$$

Chú ý rằng về dạng, T8 chính là T1. Nhưng ở đây đã dùng ba công thức truy toán liên và phân nhánh sông làm ba loại sẽ khó tổ chức chương trình và chương trình sẽ dài. Điều không thuận tiện là đối với T6 và T7 khi ta thay đổi điều kiện biên, chẳng hạn trên cùng một sơ đồ mạng sông, tại các thời điểm khác nhau, tại biên khi biết mực nước, khi biết lưu lượng thì phải dùng sơ đồ khác nhau do phải đánh số lại sơ đồ, khó cho người sử dụng. Mặt khác các tham số để nhận biết (mô tả) hệ thống cũng sẽ phức tạp.

3.2.1.4. Thực nghiệm số về ổn định đối với sai số tròn trong máy của một số công thức truy toán.

Để xem xét tính ổn định đối với sai số làm tròn này, ta lấy một nhánh sông cụ thể có 12 mặt cắt và so sánh bậc thay đổi của các hệ số truy toán trong các công thức T1 và T2.

Bảng 3.1: Bậc biến đổi của các hệ số truy toán trong công thức T1

i	p_i	q_i	r_i	t_i	v_i	z_i	s_i
2	-3	0	0	1	4	4	4
3	-3	0	0	0	4	3	3
4	-3	0	0	0	4	3	3
5	-3	-1	0	0	4	3	3
6	-3	-1	0	0	3	2	3
7	-3	-2	0	0	3	1	3
8	-3	-2	0	0	3	1	3
9	-3	-2	0	0	3	1	3
10	-3	-3	0	0	3	0	3
11	-3	-4	0	0	3	0	3
12	-3	-4	0	0	3	-1	3

Ghi chú: p_i được viết dưới dấu phẩy động, gồm phần thập phân và phần bậc, chẳng hạn $p_{11} = -0,5354E - 03$ thì phần bậc là -3 , phần thập phân là $-0,5354$. Trong bảng 3.1 trên chỉ xét phần bậc.

Nhận xét: Từ bảng 3.1 ta thấy bậc của các hệ số hoặc giảm hoặc không thay đổi khi i tăng. Bậc lớn nhất không vượt quá 4 (trong máy có thể đảm bảo độ chính xác 6 chữ số với độ chính xác đơn). Khi thay đổi bước thời gian Δt cũng sẽ thấy bậc của các hệ số không thay đổi và sự biến đổi của bậc vẫn như trên.

Tùy thuộc vào cấu hình của từng loại máy tính, nhưng khi tính toán các máy tính chỉ lưu giữ một số lượng giá trị thập phân nhất định và bỏ đi phần đuôi, nếu giá trị phần đuôi bỏ đi bị tích lũy sẽ dẫn đến sai số cho kết quả tính.

Bảng 3.2: Bậc biến đổi của các hệ số truy toán trong công thức T2

i	p_i	q_i	r_i	v_i	t_i	s_i
2	1	-3	0	4	0	4
3	2	-2	1	4	0	4
4	2	-2	1	4	-1	4
5	2	-1	2	4	-1	4
6	3	-1	2	4	-2	4
7	3	-1	3	4	-2	4
8	4	0	3	4	-2	4
9	4	0	4	4	-3	4
10	5	1	4	4	-3	4
11	5	2	4	4	-4	4
12	6	2	5	4	-4	4

Nhận xét: Bậc của các hệ số p_i, q_i, r_i tăng theo i , còn bậc của v_i, t_i, s_i hoặc giảm hoặc giữ nguyên. Tính chất này vẫn giữ nguyên khi thay đổi bước thời gian Δt . Khi giảm Δt giá trị của bậc của các hệ số sẽ tăng lên. Bảng 3.2 cho kết quả với $\Delta t = 900s$, nhưng nếu lấy $\Delta t = 600s$ bậc của p_i sẽ như sau: 2; 2; 3; 4; 4; 5; 5; 6; 7; 9; 10. Tất nhiên với bậc từ 6 trở lên độ chính xác sẽ không đảm bảo do sự làm tròn số. Cũng trong ví dụ này có thể thấy việc giảm Δt dẫn tới giảm độ chính xác của kết quả thu được không tăng độ chính xác như ta thường nghĩ. Khảo sát một cách tương tự đối với các công thức còn lại ta thấy T1 có thể không được trong tính toán. Các công thức T6 và T7 bảo đảm tính số đối với sai số làm tròn theo nghĩa trên nhưng dùng 3 công thức T6, T7 và T8 sẽ phức tạp. Như sẽ chỉ ra sau này chỉ cần dùng một công thức T8 (hay T1) và thực hiện cách

tạo hệ phương trình tại nút là đủ.

Về độ chính xác của các kết quả tính toán đối với các công thức truy toán khác nhau ta xét một ví dụ như cho ở bảng 3.3. Trong đó T_0 là kết quả tính toán thu được bằng phép đảo trực tiếp ma trận hệ số.

Bảng 3.3: Mức nước H (m) (tại một thời điểm) tính theo các công thức khác nhau

i	T_0, T_6, T_7	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
1	0,402	0,402	0,402	0,402	-0,244	0,402
2	0,335	0,335	0,335	0,359	-0,208	0,332
3	0,326	0,326	0,326	0,353	0,0961	0,319
4	0,325	0,325	0,325	0,347	0,2091	0,314
5	0,321	0,321	0,321	0,346	0,3061	0,276
6	0,321	0,321	0,320	0,343	0,3271	0,210
7	0,320	0,320	0,320	0,336	0,3291	0,168
8	0,320	0,320	0,318	0,335	0,3351	0,065
9	0,320	0,320	0,318	0,335	0,3351	0,065
10	0,321	0,321	0,289	0,337	0,3371	0,030
11	0,325	0,325	0,168	0,337	0,3371	0,113
12	0,335	0,335	-0,109	0,335	0,3351	0,335

Từ bảng 3.3 có thể thấy các công thức T_6, T_7 và T_1 cho cùng một kết quả với T_0 ; khi $i \geq 8$ công thức T_2 cho kết quả sai. Các công thức còn lại T_3, T_4, T_5 cho kết quả sai lệch mặc dù T_3 và T_5 vẫn giữ đúng các giá trị biên ($i = 1$ và $i = 12$). Trên cơ sở những thực nghiệm số nêu ở trên, công thức T_1 sẽ được sử dụng trong mô hình tính toán thủy lực trình bày trong các phần dưới.

3.2.2. Thuật toán giải hệ (3.5) trên hệ sông

Như đã phân tích ở trên ta sẽ dùng công thức truy toán T_1 để tính H, Q của các mặt cắt của một nhánh sông thuộc một hệ sông có thể ở dạng cây hoặc dạng mạch vòng.

3.2.2.1. Cách mô tả một hệ thống sông (cách sơ đồ hóa)

Một hệ thống sông bao gồm các nhánh sông, các điểm nút hợp lưu, các ô đồng, cống, đập và các biên. Có hai loại nhánh sông là nhánh trong và nhánh biên.

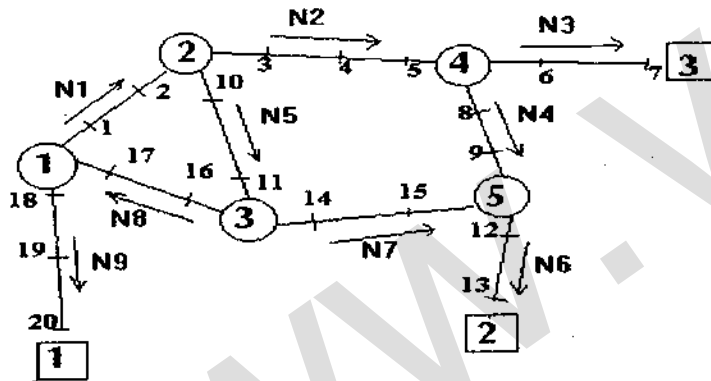
Nhánh trong tức là nhánh nối hai điểm nút hợp lưu, nhánh biên là nhánh nối một điểm nút hợp lưu và một điểm biên tại đây, cho biết trước mức nước hoặc lưu lượng hay tổ hợp mức nước lưu lượng và độ mặn trong bài toán lan truyền mặn. Mỗi nhánh sông lại được chia bằng các mặt cắt là nơi ta cần biết các yếu tố thủy lực H và Q (và độ mặn hoặc các đặc trưng thủy lực khác).

- ✦ Qui định chiều dương trên mỗi nhánh: Trên mỗi nhánh ta xác định chiều dương để xác định chiều dòng chảy. Để thống nhất với công thức truy toán T_1 ta quy định như sau:
 - + Đối với nhánh biên: Chiều dương hướng ra biên, không phân biệt tại biên cho mức nước hoặc lưu lượng.
 - + Đối với nhánh trong: Chiều dương được qui định tùy ý.
- ✦ Đánh số nút hợp lưu: Để máy tính nhận biết hoặc để máy tự động đánh số thứ tự, các nút hợp lưu được đánh số thứ tự từ 1 cho đến hết.
- ✦ Đánh số biên: Các biên cũng được đánh số thứ tự từ 1 đến

hết. Các biên có cùng giá trị cho trước (về mực nước hoặc lưu lượng,...) được xem là một biên mặc dù có thể là các nhánh sông khác nhau.

❖ Đánh số thứ tự mặt cắt trên toàn hệ thống: Các mặt cắt trên các nhánh được đánh số thứ tự theo chiều dương của mỗi nhánh bắt đầu từ 1 đến hết và hết nhánh nọ đánh liên tiếp sang nhánh kia, không phân biệt nhánh nào trước nhánh nào sau. Đối với hệ thống sông lớn, để khỏi nhầm, máy tính tự động đánh số và in ra bảng giá trị đánh số.

Cách sơ đồ hóa như trên khá đơn giản cho người sử dụng, không cần các bộ số đặc biệt để nhận biết và cũng không phụ thuộc vào việc cho điều kiện tại biên như đối với chương trình TIMOD /49/. Hình 6 là một ví dụ về cách sơ đồ hóa và cách đánh số khi tính toán:



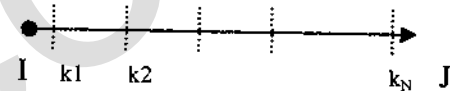
Hình 6: Ví dụ về cách sơ đồ hóa và đánh số

3.2.2.2. Xây dựng hệ phương trình đại số có ẩn là mực nước tại các nút hợp lưu (gọi tắt là hệ phương trình nút)

• Đối với nhánh trong nối hai nút I và J theo chiều dương từ I tới J. Có N mặt cắt đánh số từ k_1 tới k_N (Hình 6a). Đối với các nhánh loại này, ngoài T1 (gọi là quét thuận) ta dùng một công thức truy toán ngược T1', cũng tương tự như T1 nhưng theo chiều ngược lại:

$$\begin{cases} H_i = \bar{p}_i Q_i + \bar{q}_i H_N + \bar{r}_i \\ Q_{i+1} = \bar{p}_i Q_i + \bar{v}_i H_i + \bar{z}_i H_N + \bar{s}_i \end{cases} \quad (T1')$$

Với $i = k_{N-1}, k_{N-2}, \dots, k_1$



Hình 6a:

Chú ý rằng (T1') và T1 có dạng như nhau, chỉ khác nhau chiều quét. Các hệ số truy toán trong (T1') có biểu thức như sau:

$$\bar{p}_N = 0; \quad \bar{q}_N = 1; \quad \bar{r}_N = 0; \quad \bar{t}_i = \frac{-B1}{N1};$$

$$\bar{v}_i = \frac{-A1}{N1}; \quad \bar{z}_i = \frac{-C1 \cdot \bar{q}_{i+1}}{N1}$$

$$\bar{s}_i = \frac{E1 - C1 \cdot \bar{r}_{i+1}}{N1}; \quad \bar{p}_i = \frac{\bar{t}_i - K5}{N2}; \quad \bar{q}_i = \frac{\bar{z}_i}{N2}; \quad \bar{r}_i = \frac{\bar{s}_i - K6}{N2}$$

trong đó: $N1 = D1 + C1 \cdot \bar{p}_{i+1}; \quad N2 = K4 - \bar{v}_i$

Khảo sát số ta cũng sẽ thấy bậc của các hệ số truy toán không tăng khi i tăng.

Với cách quét thuận và quét ngược này ta tạo được mối liên hệ giữa mực nước các nút như sau:

a1. Quét thuận theo T1 từ k_1 đến k_N ta sẽ có:

$$\frac{1}{P_{k_N}} H_{k_N} - \frac{q_{k_N}}{P_{k_N}} H_{k_1} = Q_{k_N} + \frac{r_{k_N}}{P_{k_N}}$$

vì $H_{k_1} = H_I$, $H_{k_N} = H_J$ (H_I là mực nước tại nút I) nên ta có:

$$\frac{1}{P_{k_N}} H_J - \frac{q_{k_N}}{P_{k_N}} H_I = Q_{k_N} + \frac{r_{k_N}}{P_{k_N}} \quad (3.15)$$

a2. Quét ngược từ k_N đến k_1 theo T1' sẽ có:

$$-\frac{\bar{q}_{k_1}}{P_{k_1}} H_J + \frac{1}{P_{k_1}} H_I = Q_{k_1} + \frac{\bar{r}_{k_1}}{P_{k_1}} \quad (3.16)$$

b. Đối với nhánh biên nối nút I với biên MQ (hoặc MH), mặt cắt được đánh số từ m_1 đến m_N :

b1. Tại biên MH biết mực nước $H_{mN} = BH$

Quét ngược theo T1' với chú ý $H_{m1} = H_I$, $H_{mN} = BH$ ta có:

$$\frac{1}{P_{m_1}} H_I = Q_{m_1} + \frac{\bar{r}_{m_1} + \bar{q}_{m_1} \cdot BH}{P_{m_1}} \quad (3.17)$$

b2. Tại biên MQ biết lưu lượng $Q_{mN} = BQ$

Quét thuận theo T1 cho: $H_{mN} = p_{mN} Q_{mN} + q_{mN} H_{m1} + r_{mN}$

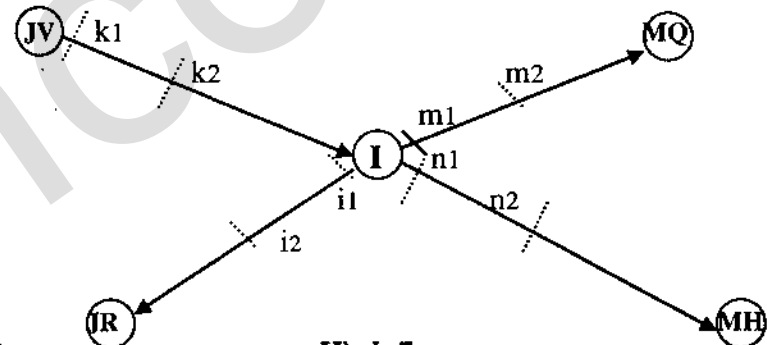
Quét ngược theo T1' cho: $H_{m1} = \bar{p}_{m1} Q_{m1} + \bar{q}_{m1} H_{mN} + \bar{r}_{m1}$

Từ hai biểu thức này khử H_{mN} ta được:

$$\frac{1 - \bar{q}_{m1} \cdot q_{mN}}{P_{m1}} H_I = Q_{m1} + \frac{\bar{r}_{m1} + \bar{q}_{m1} (r_{mN} + p_{mN} \cdot BQ)}{P_{m1}} \quad (3.18)$$

Đối với một nút I bất kỳ có thể có (xem hình 7):

- JV nhánh trong có hướng dương tới nút I.
- JR nhánh trong có hướng dương xuất phát từ nút I.
- MQ nhánh biên nối với nút I tại đầu biên cho lưu lượng Q.
- MH nhánh biên nối với nút I tại đầu biên cho mực nước H.



Hình 7:

Với điều kiện tổng đại số lưu lượng tại nút I phải bằng không ta có:

$$\sum_k Q_{kN} + \sum_i Q_{i1} + \sum_m Q_{m1} + \sum_n Q_{n1} = 0 \quad (3.19)$$

Hoặc với trường hợp có kể tới sự biến đổi của thể tích nút

với diện tích mặt F:

$$\sum_k^{JV} Q_{kN} + \sum_i^{JR} Q_{iI} + \sum_m^{MQ} Q_{mI} + \sum_n^{MH} Q_{nI} = \frac{dF}{dt} \quad (3.19a)$$

Sử dụng các hệ thức (3.15), (3.16), (3.17) và (3.18) với điều kiện (3.19) ta có phương trình đối với nút I như sau:

$$H_I \left\{ \sum_k^{JV} \frac{1}{P_{kN}} + \sum_i^{JR} \frac{1}{P_{iI}} + \sum_n^{MH} \frac{1}{P_{nI}} + \sum_m^{MQ} \frac{1 - \bar{q}_{mI} \cdot \bar{q}_{mN}}{P_{mI}} \right\} + \sum_k^{JV} \left(-\frac{\bar{q}_{kN}}{P_{kN}} \right) H_{JV}^{(k)} + \sum_i^{JR} \left(-\frac{\bar{q}_{iI}}{P_{iI}} \right) H_{JR}^{(i)} = \sum_k^{JV} \frac{\bar{r}_{kN}}{P_{kN}} + \sum_i^{JR} \frac{\bar{r}_{iI}}{P_{iI}} + \sum_n^{MH} \frac{\bar{r}_{nI} + \bar{q}_{nI} \cdot BH}{P_{nI}} + \sum_m^{MQ} \frac{\bar{r}_{mI} + \bar{q}_{mI} (r_{mN} + P_{mN} \cdot BQ)}{P_{mI}} \quad (3.20)$$

Trong đó $H_{JV}^{(k)}$ là mực nước tại nút JV của nhánh thứ k có hướng dương vào nút I, và $H_{JR}^{(i)}$ là mực nước tại nút JR của nhánh trong thứ i có chiều dương bắt đầu từ I.

Hệ (3.20) có thể viết gọn lại như sau:

$$a_{ii} H_i + \sum_{i \neq j} a_{ij} H_j = b_i \quad (3.21)$$

Đối với mỗi nút I ta có một phương trình dạng (3.21). Với hệ có N nút ta có N phương trình với N ẩn là mực nước tại N nút. Giải hệ này ta có được mực nước tại các nút hợp lưu. Như vậy bậc của hệ (3.21) bằng số hợp lưu của hệ.

Như vậy chỉ cần một công thức truy toán TI ta có thể xây dựng được hệ phương trình tại nút và sau đó có thể giải trên từng nhánh riêng rẽ mà không cần thêm các hệ thức truy toán khác.

3.2.2.3. Cách giải hệ (3.21)

Từ việc khảo sát bậc biến đổi của các hệ số truy toán ta có:

$$\left| \frac{1}{P_{kN}^K} \right| \geq \left| -\frac{q_{kN}}{P_{kN}} \right| \quad \left| \frac{1}{P_{iI}} \right| \geq \left| -\frac{\bar{q}_{iI}}{P_{iI}} \right|$$

Do đó ma trận hệ số của (3.20) vừa thưa vừa có tính chất đường chéo trội. Có thể dùng các phương pháp thông thường trong đại số tuyến tính, chẳng hạn phương pháp khử Gauss hoặc phương pháp Crout phân ma trận $\|a_{ij}\|$ thành hai ma trận tam giác. Để tiết kiệm bộ nhớ một số tác giả sử dụng kỹ thuật lưu trữ các phần tử khác không của $\|a_{ij}\|$. Trong thực hành khi gặp các hệ lớn, như Đồng bằng sông Cửu long, có thể sử dụng các phương pháp trong phần tử hữu hạn, chẳng hạn phương pháp của S.K. Gupta và K.K. Tanji /28/. Phương pháp này đã được sử dụng trong mô hình SAL của tác giả tập sách này.

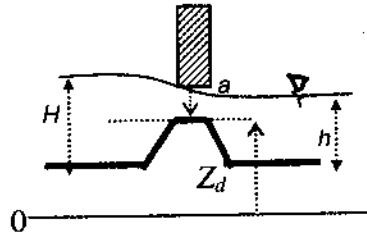
3.3. Phương pháp tính toán thủy lực trên hệ thống sông có công trình

Trong thực tiễn ta thường phải giải quyết các bài toán trên hệ sông có công trình tưới tiêu hoặc ngăn triều, ngăn mặn (cống, đập). Các luật làm việc của công trình cũng như ý nghĩa cơ học của các luật này đã được đề cập đến trong nhiều tài liệu /1, 22/, tuy nhiên từ các luật này cụ thể hóa thành thuật toán để thực hiện trên máy cùng với thuật toán tính thủy lực cũng là một bài toán rất khó, bởi vì cách mô tả một công trình trên một hệ thống sông, cách ghép các luật làm việc của công trình với hệ Saint - Venant nếu không khéo sẽ gặp trường hợp mất ổn định, khó cho người sử dụng, chương trình tính sẽ dài

và tổn thời gian tính toán. Trong mục này sẽ trình bày một cách tính toán công trình trên cơ sở thuật toán tính thủy lực đã nêu trong các mục 3.1 và mục 3.2.

3.3.1. Các luật làm việc của công trình

Một công trình kiểu cống (hay đập) sẽ có mặt cắt thượng lưu ứng với mực nước H, lưu lượng Q; mặt cắt hạ lưu tương ứng với mực nước h lưu lượng q. Độ mở của công trình là a, cao trình ngưỡng là z_d , hệ số tổn thất μ , chiều rộng công trình là b (Hình 8).



Hình 8: Công trình thủy lợi

Có thể phân biệt một số chế độ chảy và quy luật lưu lượng như sau:

◇ Nếu $h \leq \alpha.H$ (chế độ chảy tự do):

+ Nếu $a \leq \alpha.H$ ta có lưu lượng qua cống sẽ là :

$$Q_{gF} = \mu a (H - a)^{1/2} \quad (3.22)$$

+ Nếu $a > \alpha.H$ ta sẽ có:

$$Q_{WF} = \beta . \mu . H^{3/2} \quad (3.23)$$

◇ Nếu $h > \alpha.H$ (chế độ chảy ngập)

+ Nếu $a \leq h$: qui luật chảy sẽ là

$$Q_{gD} = \mu a (H - h)^{1/2} \quad (3.24)$$

+ Nếu $a > h$: lưu lượng chảy qua công trình sẽ là

$$Q_{WD} = \mu h (H - h)^{1/2} \quad (3.25)$$

Trong đó α là một tham số thực nghiệm. Theo qui phạm kỹ thuật của Bộ điện Liên Xô năm 1951, α có giá trị từ 0,75 đến 0,83, một số nước phương Tây lấy $\alpha = 2/3$.

Để thấy nếu: $h = \alpha.H$ thì phải có :

$$Q_{WF} = Q_{WD}$$

Từ đó

$$\beta = \alpha \sqrt{1 - \alpha}$$

Và nếu $a = h = \alpha.H$ thì $Q_{WD} = Q_{WF} = Q_{gD} = Q_{gF}$

Hệ số tổn thất : $\mu = m.b\sqrt{2g}$ với $m : 0,32 \div 0,35$.

Đập ngăn có thể xem như một cống có độ mở $a = 0$ hoặc có thể xem như đầu cột của một nhánh. Đập tràn có thể xem như độ mở a đủ lớn.

Trên đây là bốn trường hợp thường gặp các kiểu dòng chảy qua công trình. Với các công trình điều tiết theo quy luật nhất định (chẳng hạn cống đóng mở theo triều) thì cần có thêm điều kiện kiểm tra xem công trình rơi vào trường hợp nào trong bốn trường hợp nêu trên. Trong thiết kế công trình cũng xem xét các luật chi tiết hơn như xét trong mô hình ISIS /59/. Với công trình luật bảo toàn lưu lượng cho ta điều kiện:

$$Q = q \quad (3.26)$$

3.3.2. Cách mô tả một công trình trong hệ thống tính toán

Trong phần tính thủy lực hệ sông ta đã qui định cách danh số hợp lưu, mặt cắt, cách qui định chiều dương. Một công trình sẽ có một mặt cắt thượng lưu, một mặt cắt hạ lưu. Vì vậy có thể xem công trình như một đoạn /43/ hoặc một nhánh đặc biệt. Việc xem như là một đoạn sẽ cần nhiều các lần kiểm tra trong chương trình để phân biệt với số đoạn khác. Số nhánh bao giờ cũng ít hơn số đoạn cho nên coi công trình là nhánh sẽ tiết kiệm tính toán, để tổ chức chương trình. Trong thuật toán xét ở đây sẽ coi công trình như một nhánh đặc biệt nói hai nút công trình, ngay từ đầu ta danh số nút vào hai mặt cắt dự định có công trình, việc tính toán thủy lực sẽ không có gì thay đổi. Hình 9 biểu diễn một nhánh sông nói hai hợp lưu I và J mà tại hai mặt cắt I và I + 1 ta dự kiến có công trình. Khi thực sự có công trình ta danh thêm số nút K1 và K2. Nhận công trình (K1, K2) sẽ có hai mặt cắt I (thượng lưu) và I + 1 (hạ lưu), nhưng đồng thời I là mặt cắt cuối của nhánh (I, K1) và I + 1 là mặt cắt đầu của nhánh (K2, J). Sau khi giải phương trình nút ta đã có mức nước tại nút I, J và tại I, I + 1. Như vậy khi giải riêng rẽ từng nhánh (I, K1) và (K2, J) đã có mức nước tại I và I + 1, còn nhánh công trình không cần xét tới, lưu lượng qua công trình sẽ là lưu lượng tại I.

3.3.3. Cách tính thủy lực đối với công trình trong hệ thống

Vi công trình là một nhánh đặc biệt nói hai nút trong cho nên chỉ cần xây dựng các phương trình để tạo hệ phương trình

tại nút.

Hình 9: Cách ghép công trình trong sơ đồ tính toán



Chẳng hạn công trình nói hai nút K1 và K2 như hình 9. Mức nước ở thượng lưu (mặt cắt I) tại thời điểm t là H tại t + Δt là H', còn tại hạ lưu (mặt cắt I + 1) các mức nước tương ứng là h và h'. Lưu lượng tương ứng ở thượng lưu là Q và Q', ở hạ lưu là q và q'. Bảng cách vi phân các luật (3.22) và (3.25) và sử dụng điều kiện (3.26) ta sẽ có hệ phương trình cho mối liên hệ giữa H' và h'.

Các luật nêu trên có thể viết chung theo quan hệ hàm $Q = f(z_1, z_2)$, do đó:

$$\Delta Q = \frac{\partial f}{\partial z_1} \Delta z_1 + \frac{\partial f}{\partial z_2} \Delta z_2 + \dots$$

Với $\Delta Q = Q' - Q$ và $Q' = Q_{gf} = \mu a (H' - a)^{1/2}$, bảng cách vi phân và sau khi biến đổi ta có:

$$Q'_{gf} - Q_{gf} = \frac{2\sqrt{H-a}}{\mu a} H' - \frac{2\sqrt{H-a}}{\mu a(H-2a)} H = \frac{2\sqrt{H-a}}{\mu a(H-2a)}$$

$$Q'_{gf} = q'_{gf}$$

Hoặc:

$$-0,5 \mu a (H-a)^{-1/2} H' = -Q' + 0,5 \mu a (H-2a) (H-a)^{-1/2} \quad 0,5 \mu a (H-a)^{-1/2} H' = q' - 0,5 \mu a (H-2a) (H-a)^{-1/2}$$

(3.27)

Cũng làm tương tự đối với các luật khác ta có:

$$\diamond \text{ Với luật (3.23): } Q'_{WF} = v H'^{3/2} \quad (\text{với } v = \beta\mu)$$

$$- 1,5 v H'^{1/2} \cdot H' = - Q' - 0,5 v \cdot H'^{3/2}$$

$$1,5 v H'^{1/2} \cdot H' = q' + 0,5 v \cdot H'^{3/2} \quad (3.28)$$

$$\diamond \text{ Với luật (3.24): } Q'_{gD} = \mu a (H' - h')^{1/2}$$

$$- 0,5 \mu a (H - h)^{-1/2} H' + 0,5 \mu a (H - h)^{-1/2} h' =$$

$$- Q' + 0,5 \mu a (H - h)^{1/2}$$

$$0,5 \mu a (H - h)^{-1/2} H' - 0,5 \mu a (H - h)^{-1/2} h' =$$

$$q' - 0,5 \mu a (H - h)^{1/2} \quad (3.29)$$

$$\diamond \text{ Với luật (3.25): } Q'_{wD} = \mu h' (H' - h')^{1/2}$$

$$- 0,5 \mu (2H - 3h) (H - h)^{-1/2} h' - 0,5 \mu h (H - h)^{-1/2} H' =$$

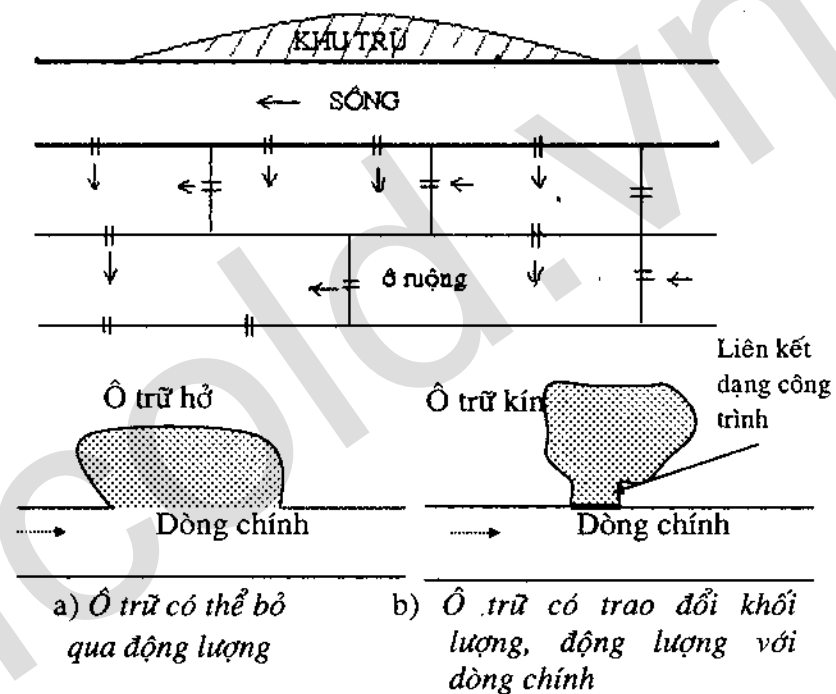
$$- Q' - 0,5 \mu h (H - h)^{1/2}$$

$$0,5 \mu (2H - 3h) (H - h)^{-1/2} h' + 0,5 \mu h (H - h)^{-1/2} H' =$$

$$q' + 0,5 \mu h (H - h)^{1/2} \quad (3.30)$$

(3.27) đến (3.30) là các phương trình dùng để lập các quan hệ tại nút (hợp lưu) cũng giống như các phương trình (3.15) đến (3.18). Do tổng lưu lượng tại nút bằng không do đó các đại lượng Q' và q' trong (3.27) – (3.30) được khử đi chỉ còn H' và h' là ẩn số. Lưu ý rằng thuật toán trên không chỉ áp dụng cho công trình bên trong của nhánh mà còn cho công trình ngay sát hợp lưu của ba hay bốn nhánh (Hình 9 hợp lưu của ba nhánh) hoặc công trình ở sát biển tại đây biết mực nước ở hạ lưu.

3.4. Tính toán thủy lực khi có ô trữ nước dọc hai bên bờ



Hình 10: Sơ đồ dòng chảy giữa sông và các ô ruộng trữ (kín, hở)

3.4.1. Nguyên tắc tính toán

Các ô chứa dọc dòng chảy có thể trao đổi khối lượng và động lượng với dòng chính. Trong thực tế thường gặp các trường hợp các ô chứa chỉ đóng vai trò trữ nước còn có thể bỏ qua sự trao đổi động lượng (được phân loại là ô trữ hở). Với trường hợp này ta có thể xử lý dễ dàng trong mô hình. Trong phương trình (2.11) chiều rộng B của toàn mặt nước bao gồm cả phần trữ và phần chảy, vì thế trong quá trình mô hình hóa

ta đưa được chiều rộng trừ tương đương vào chiều rộng B tức là ta đã kể tới các ô trừ dọc dòng chảy. Chẳng hạn dọc một đoạn sông chiều dài Δx có ô trừ với diện tích mặt ở một cấp nước đang xét là F, khi đó chiều rộng tương đương của ô trừ là $B_s = F / \Delta x$, dòng chính có chiều rộng B_c thì khi đó $B = B_c + B_s$.

Nếu các ô trừ trao đổi cả khối lượng và động lượng với dòng chính qua mối liên hệ kiểu công trình, được phân loại là ô trừ kín (Hình 10b) và nếu không cần quan tâm chi tiết đến bức tranh của ô trừ thì có thể mô phỏng ô trừ như một hồ chứa hoặc một đoạn sông. Tùy điều kiện cụ thể ta có thể mô phỏng ô trừ như một nhánh cụt một đầu còn một đầu nối với dòng chính qua công trình, hoặc nhánh có hai đầu nối với hai (hoặc nhiều) nhánh chính qua công trình. Khi đã mô phỏng ô trừ như một nhánh sông (hay hồ chứa) ta có thể sử dụng thuật toán nêu trên để tính toán bình thường mà không cần có xử lý gì đặc biệt trong thuật toán. Lưu ý rằng tính toán thủy lực khi có công trình không có gì mới, nhưng cách ghép vào một thuật toán và một chương trình đã có sao cho đơn giản cho khai thác và sử dụng lại cần có những thủ thuật nhất định. Phần giới thiệu trên là một thủ thuật.

3.4.2. Tính toán ô trừ kín trong mô hình SAL

Đây là phần dựa trên tư tưởng của mô hình SOGREAH nhưng đã có những cải tiến nhất định.

Như qui định nêu trong 3.4.1, ô trừ kín là các ô có trao đổi dòng chảy với dòng chính theo một quy luật nào đấy tùy thuộc chênh lệch mực nước trong ô và dòng chính. Giống theo mô hình SOGREAH, mực nước trong ô thứ i được tính bằng phương trình:

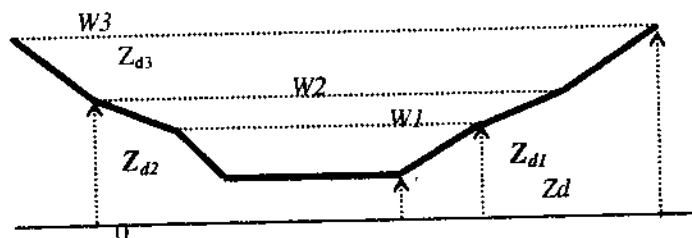
$$\left(\frac{F_i^n}{\Delta t} - \theta \cdot \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_i} \right) \Delta z_i = R_i + \sum_k Q_{i,k}^n + \theta \cdot \sum_k \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_k} \Delta z_k \quad (3.31)$$

Trong đó F_i^n là diện tích mặt khu chứa tại thời điểm $n\Delta t$, z_k có thể là mực nước trong sông hoặc mực nước trong ô chứa kế cận tại thời điểm $(n+1)\Delta t$. R_i là lưu lượng do mưa (hoặc bốc hơi). Các quy luật trao đổi giữa các ô hoặc một ô với sông cũng được mô phỏng bằng quy luật qua công trình (đập tràn) như các công thức (3.22) đến (3.25) nêu trên. Để mô phỏng sát với thực tế trong mô hình đã mô phỏng hình dạng đường tràn bằng sự chồng các hình thang có chiều cao khác nhau và chiều rộng từ nhỏ đến lớn (ba hình như hình 10c). Có hai cách giải để tính mực nước trong các ô chứa kín:

+ Giải theo phân bước (nửa ẩn): Vì trong một bước thời gian mực nước trong sông biến đổi nhanh hơn trong các ô đồng, cho nên trong một bước Δt ta giải phương trình (3.21) đối với hệ thống sông trước để tìm mực nước trong sông, sau đó giải ẩn với hệ (3.31) chỉ gồm mực nước trong ô đồng (ở đây có sử dụng một quá trình lặp bằng cách chia nhỏ thêm bước thời gian và trong các bước nhỏ này xem sự biến đổi của nước sông là tuyến tính). Cách giải này đơn giản hơn về tính toán và lập trình nhưng vẫn bảo đảm độ chính xác.

+ Giải ẩn hoàn toàn: Như nêu trong /60/. Theo cách giải này, trong (3.31) cả z_k (mực nước trong ô trừ thứ k) và z_i (mực nước trong ô trừ thứ i hoặc mặt cắt sông có liên hệ với ô trừ thứ k) đều là ẩn cần tìm. Mặt khác lưu lượng trao đổi $Q_{k,i}$ cũng là hàm số của z_k và z_i . Như vậy ta sẽ có hệ phương trình gồm hệ (3.31) và (3.21) mà ẩn số là mực nước tại các hợp lưu và mực

nước trong các ô ruộng trữ. Thuật toán giải sẽ phức tạp hơn như trình bày dưới đây:



Hình 10c: Một cách sơ đồ hóa dạng đường tràn

Giả sử ô ruộng thứ k có mực nước tại tâm được ký hiệu là z_k . Ô ruộng này được nối với một đoạn sông nằm giữa hai mặt cắt i và $i+1$. Giả sử P là lưu lượng trao đổi giữa ô ruộng và đoạn sông; dùng khai triển Taylor ta có:

$$P = P^{n+1}(z_i^*, z_k) \approx P^n(z_i^*, z_k) + \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*} \Delta z_i^* + \frac{\partial P^n}{\partial z_k} \Delta z_k \quad (3.32)$$

Trong đó:

$$z_i^* = (H_i + H_{i+1})/2; \quad \Delta z_k = z_k^{n+1} - z_k^n; \quad \Delta z_i^* = z_i^{*n+1} - z_i^{*n}$$

và trong trường hợp này có thể viết lại (3.32) dưới dạng:

$$P \approx P^n(H_{i+1}^n, H_i^n, z_k^n) + \frac{1}{2} \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*} \Delta H_{i+1} + \frac{1}{2} \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*} \Delta H_i + \frac{\partial P^n}{\partial z_k} \Delta z_k \quad (3.33)$$

Trong đó các chỉ số n và $n+1$ tương ứng chỉ giá trị ở thời gian t và $t + \Delta t$.

Nếu cũng dùng sơ đồ sai phân như (3.4) và cũng thực hiện tuyến tính hóa như trên ta có hệ phương trình sai phân sau đây viết cho đoạn sông nằm giữa hai mặt cắt i và $i+1$:

$$\bar{A}1.H_i + B1.Q_i + \bar{C}1.H_{i+1} + D1.Q_{i+1} = \bar{E}1 + R1.z_k \quad (3.34)_1$$

$$A2.H_i + B2.Q_i + C2.H_{i+1} + D2.Q_{i+1} = E2 \quad (3.34)_2$$

Trong đó

$$\bar{A}1 = A1 - \frac{1}{2} \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*};$$

$$\bar{E}1 = E1 + P^n(z_i^*, z_k) - \frac{1}{2} \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*} (H_{i+1}^n - H_i^n) - \frac{\partial P^n}{\partial z_k} z_k^n;$$

$$\bar{C}1 = C1 - \frac{1}{2} \frac{\partial P^n}{\partial z_i^*}; \quad R1 = \frac{\partial P^n}{\partial z_k}$$

Với $A1, B1, C1, D1, \dots, D2, E2$ là các hệ số của phương trình (3.5). Chú ý rằng nếu không có ô ruộng, nghĩa là không có dòng trao đổi P thì hệ (3.34) chính là hệ (3.5).

Với trường hợp này công thức truy đuổi trong tính mực nước và lưu lượng cho từng nhánh sông sẽ được thay đổi. Trong công thức truy đuổi (T1) chỉ có mực nước tại các mặt cắt sông. Để tính ẩn dòng tràn thì mực nước trong ô ruộng tham gia vào công thức truy đuổi như công thức dưới đây:

Truy đuổi thuận:

$$H_i = p_i.Q_i + q_i.H_{j1} + \chi_i.z_k + r_i$$

$$Q_{i-1} = t_i.Q_i + v_i.H_i + m_i.H_{j1} + w_i.z_k + s_i \quad (3.35)$$

giá trị xuất phát của các hệ số truy đuổi sẽ là:

$$p_{j1} = 0 ; q_{j1} = 1 ; \chi_{j1} = 0 ; r_{j1} = 0$$

và truy đuổi ngược bằng công thức

$$\begin{aligned} H_i &= p_i^+ \cdot Q_i + q_i^+ \cdot H_{jN} + \chi_i^+ \cdot z_k + r_i^+ \\ Q_{i+1} &= t_i^+ \cdot Q_i + v_i^+ \cdot H_i + m_i^+ \cdot H_{jN} + w_i^+ \cdot z_k + s_i^+ \end{aligned} \quad (3.36)$$

các giá trị xuất phát của các hệ số truy ngược sẽ là:

$$p_{jN}^+ = 0 ; q_{jN}^+ = 1 ; \chi_{jN}^+ = 0 ; r_{jN}^+ = 0$$

Các công thức (3.35)-(3.36) được thiết lập với giả thiết chỉ có một ô ruộng gắn với một đoạn. Nếu có K ô ruộng gắn với một đoạn thì (3.35) và (3.36) trở thành:

$$\begin{aligned} H_i &= p_i \cdot Q_i + q_i \cdot H_{j1} + \sum_{n=1}^K \chi_{in} \cdot z_n + r_i \\ Q_{i-1} &= t_i \cdot Q_i + v_i \cdot H_i + m_i \cdot H_{j1} + \sum_{n=1}^K w_{in} \cdot z_n + s_i \end{aligned} \quad (3.37)$$

$$\begin{aligned} H_i &= p_i^+ \cdot Q_i + q_i^+ \cdot H_{jN} + \sum_n \chi_{in}^+ \cdot z_n + r_i^+ \\ Q_{i+1} &= t_i^+ \cdot Q_i + v_i^+ \cdot H_i + m_i^+ \cdot H_{jN} + \sum_n w_{in}^+ \cdot z_n + s_i^+ \end{aligned} \quad (3.38)$$

Tương ứng với công thức truy đuổi thuận và truy đuổi nghịch. Các giá trị xuất phát của hệ số truy ngược cũng giống như đối với (2.8)-(2.9). Ở đây z là mực nước ở tâm mỗi ô ruộng, chỉ số n chỉ ruộng thứ n. Chú ý rằng j₁, j_N tương ứng với mặt cắt đầu và mặt cắt cuối của một nhánh.

Phương trình mô tả sự thay đổi mực nước trong ô ruộng

thứ i cũng là phương trình (3.31), trong đó z_k có thể là mực nước trong ô ruộng kế cận hoặc mực nước trong kênh sông nối với ruộng, và có thể viết lại dưới dạng:

$$\sum_{k=1}^K A_3 \cdot z_k + \sum_{m=1}^M B_3 \cdot H_m + C_3 \cdot z_i = D_3 \quad (3.39)$$

Trong đó K và M là số ô ruộng và số mặt cắt sông nối với ô ruộng thứ i, còn A₃, B₃, C₃ và D₃ là các hệ số được tính qua các đại lượng đã biết.

Để khắc phục hiện tượng dao động, dấu của đạo hàm cũng được xem xét trong quá trình lập trình.

3.5. Tính toán mưa trong mô hình thủy lực

Lượng mưa (hoặc bốc hơi) trên sông hoặc trên các ô đồng đóng vai trò lưu lượng gia nhập q trong phương trình (2.8) hoặc lưu lượng R_i trong (3.31). Mặt sông sẽ nhận trực tiếp lượng mưa, còn đối với các ô đồng dòng chảy chịu sự điều tiết của lớp phủ mặt đối với phần không bị ngập. Dưới đây giới thiệu một cách tính lượng mưa cho các ô trữ được dùng trong mô hình SAL.

Lượng mưa R_i trên từng ô được tính như sau: Toàn bộ ô (hoặc lưu vực) nhận một lượng mưa với cường độ p, tuy nhiên chỉ trên phần ngập nước (của ô ruộng hoặc của mặt sông) với diện tích mặt F_n sẽ nhận trực tiếp lượng mưa với lưu lượng:

$$Q_{ml} = F_n \cdot p$$

Trong khi đó trên phần không ngập với diện tích F_{kn} sẽ nhận một lượng mưa và chịu sự điều tiết mặt và vì vậy chỉ có

một lượng nước vào phân ngập với lưu lượng:

$$Q_{m2} = F_{kn} \cdot r$$

Ở đây r là hệ số dòng chảy mặt. Như vậy tổng lượng mưa trên ô chứa sẽ là:

$$R_i = F_n \cdot p + F_{kn} \cdot r \quad (3.40)$$

Hệ số dòng chảy mặt được xác định bằng công thức:

$$r = \xi \cdot \left[\left(\frac{r_0}{\xi} \right)^{2/3} + (p - r_0) \Delta t \right]^{3/2} \quad (3.41)$$

Với ξ là hệ số điều chỉnh dòng chảy mặt, r_0 là hệ số dòng chảy mặt tại thời điểm $n \Delta t$. Công thức (3.40) được dùng để tính lượng mưa R_i trong (3.31).

CHƯƠNG 4

MÔ HÌNH MỘT CHIỀU VỀ LAN TRUYỀN MẶN TRÊN HỆ SÔNG

Khi xem rằng trong các vùng trữ nước, độ mặn không thay đổi hoặc thay đổi không đáng kể theo thời gian, phương trình mô tả quá trình lan truyền của nước mặn có thể viết lại dưới dạng:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} = D \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + \frac{1}{A} \frac{\partial AD}{\partial x} \frac{\partial S}{\partial x} + G(S) \quad (4.1)$$

Trong đó $u = Q/A$ là vận tốc trung bình trên mặt cắt ngang, $G(S) = 0$ trong trường hợp lấy nước (bơm, tưới), $G(S) = q(S_q - S)/A$ trong trường hợp bổ xung nước với S_q là độ mặn của nguồn nước bổ xung.

Số hạng $\frac{1}{A} \frac{\partial AD}{\partial x}$ thường có cỡ từ 10^{-2} tới 10^{-4} trong khi đó vận tốc u trong dòng triều cỡ 10^{-1} vì thế khi gộp số hạng này với u ta khảo sát định tính phương trình sau đây:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + U \frac{\partial S}{\partial x} = D \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} \quad (4.2)$$

với $U = u(1 + \varepsilon) = \frac{Q}{A} \left[1 - \frac{1}{Q} \frac{\partial AD}{\partial x} \right]$; ε được xem là hệ số hiệu chỉnh.

(4.2) là phương trình loại parabol, ngoài nghiệm chính xác với trường hợp U, D không đổi, các trường hợp còn lại đều

được giải bằng các phương pháp số mà phổ biến là các phương pháp sai phân.

4.1. Một số sơ đồ sai phân đối với phương trình tải khuếch tán và vấn đề khuếch tán số của các sơ đồ bằng cách đánh giá sai số xấp xỉ

Ký hiệu các toán tử sai phân L_1 và L_2 theo quy tắc sau:

$$L_1 S = \frac{\partial S}{\partial t} \quad ; \quad L_2 S = \frac{\partial S}{\partial x}$$

Trong các tài liệu ta thường gặp các sơ đồ sau đây:

4.1.1. Sơ đồ sai phân theo hướng (hay sơ đồ ngược dòng upwind)

Với sơ đồ này các toán tử L_1 và L_2 có dạng:

$$L_2 S = \frac{1}{x_{i+1} - x_i} [\theta (S_{i+1}^{n+1} - s_i^{n+1}) + (1 - \theta) (S_{i+1}^n - S_i^n)] \quad (4.3)$$

Nếu $U_i^{n+1} < 0$

$$L_2 S = \frac{1}{x_i - x_{i-1}} [\theta (S_i^{n+1} - s_{i-1}^{n+1}) + (1 - \theta) (S_i^n - S_{i-1}^n)] \quad (4.4)$$

nếu $U_i^{n+1} \geq 0$

$$L_1 S = \frac{1}{\Delta t} (S_i^{n+1} - S_i^n) \quad (4.5)$$

Bằng cách khai triển Taylor quanh điểm x_i và t_n ta có:

Với $U_i^{n+1} < 0$:

$$UL_2 S - U \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{U}{2} S_{xx} \delta_2 + \frac{U\theta}{2} S_{xx} \Delta t + \frac{U\theta}{3!} S_{xxx} \Delta t^2 + \dots \quad (4.6)$$

Với $U_i^{n+1} \geq 0$:

$$UL_2 S - U \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{U}{2} (S_{xx}) \delta_1 + \frac{U\theta}{3!} (S_{xxx}) \Delta t^2 + \frac{U\theta}{2} (S_{xx}) \Delta t + \dots \quad (4.7)$$

$$L_1 S - \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{1}{2} (S_{tt}) \Delta t + \frac{1}{3!} (S_{ttt}) \Delta t^2 + \dots \quad (4.8)$$

Trong đó ký hiệu $\delta_1 = x_i - x_{i-1}$, $\delta_2 = x_{i+1} - x_i$, θ là trọng số thời gian.

4.1.2. Sơ đồ sai phân trung tâm

Trong sơ đồ này các toán tử sai phân $L_2 S$ và $L_1 S$ được xấp xỉ như sau:

$$L_2 S = (x_{i+1} - x_{i-1})^{-1} [\theta (S_{i+1}^{n+1} - s_{i-1}^{n+1}) + (1 - \theta) (S_{i+1}^n - S_{i-1}^n)] \quad (4.9)$$

$$L_1 S = \frac{1}{\Delta t} [\alpha (S_{i+1}^{n+1} - S_{i+1}^n) + (1 - 2\alpha) (S_i^{n+1} - S_i^n) + \alpha (S_{i-1}^{n+1} - S_{i-1}^n)] \quad (4.10)$$

Trong đó α được gọi là hệ số phân tách. Bằng cách khai triển Taylor các số hạng trong (4.9) và (4.10) quanh điểm x_i, t_n và ký hiệu $x_{i+1} - x_{i-1} = \delta$ ta có:

$$L_1 S - \frac{\partial S}{\partial t} = (S_{tt}) \frac{\Delta t}{2} + (S_{ttt}) \frac{\alpha \delta}{2} + (S_{ttt}) \frac{\Delta t^2}{3!} + \dots \quad (4.11)$$

$$UL_2 S - U \frac{\partial S}{\partial x} = \frac{U}{2} (S_{xx}) \delta + \frac{\theta U}{2} (S_{xx}) \Delta t + \frac{U\theta}{3!} (S_{xxx}) \Delta t^2 + \dots \quad (4.12)$$

Nhận xét: Các số hạng nằm ở vế phải của các công thức (4.6), (4.8), (4.11), (4.12) là các sai số do xấp xỉ các đạo hàm theo x và theo t bằng các toán tử sai phân L_2 và L_1 theo các công thức (4.3), (4.5) và (4.9), (4.10). Đối với các đạo hàm theo x trong phần sai số đều có xuất hiện số hạng dạng $u \delta^* S_{xx}$, trong đó δ^* liên quan tới các bước chia $\delta_1, \delta_2, \delta_3$. Số hạng này có cùng dạng với số hạng ở vế phải của (4.2). Như vậy nếu trường vận tốc U và lưới chia δ^* sao cho δ^* có cỡ của hệ số D hoặc lớn hơn nhiều lần thì việc xử lý tiếp số hạng bậc hai DS_{xx} trong (4.2) sẽ không còn ý nghĩa hoặc thường nói sơ đồ đưa vào hiện tượng khuếch tán số làm mất ý nghĩa của quá trình khuếch tán (phân tán) vật lý. Mặt khác trong (4.3) và (4.11) ta thấy có số hạng $\frac{\Delta t}{2} S_{tt}$; chính số hạng này làm cho phương trình chuyển từ dạng parabol sang phương trình sóng, vì thế trong tính toán thường bắt gặp các dao động sóng.

Cũng chú ý rằng trong thực tiễn tính toán lưới δ^* không thể cho tiến tới 0 được, do đó bằng sơ đồ sai phân trung tâm hoặc sơ đồ theo hướng ta đều gặp hiện tượng khuếch tán số. Việc đưa thêm hệ số α sẽ xuất hiện thêm một số số hạng trong sai số, các số hạng này sẽ mất khi cho $\alpha = 0$, vì thế trong (4.10) chỉ nên lấy ảnh hưởng của điểm i như (4.5), bước thời gian Δt dù nhỏ thì số hạng chứa S_{tt} vẫn còn tại trong sai số cho nên dù Δx và Δt nhỏ ta vẫn gặp hiện tượng khuếch tán số và các dao động sóng. Chi tiết hơn về hiện tượng khuếch tán số đối với phương trình tải có thể xem trong [34, 40].

Trong (4.9) và (4.10) nếu $\alpha = 0, \theta = 1$ ta có sơ đồ ổn định hoàn toàn của Stone; khi $\alpha = 0, \theta = 1/2$ ta có sơ đồ Crank - Nicolson hay là ứng với cách chọn của sơ đồ Stone - Brian

được sử dụng trong /37/ và được xét trong /40/.

4.2. Một số tiêu chuẩn đánh giá các sơ đồ số

4.2.1. Một số khái niệm xác suất và đại lượng ngẫu nhiên

Một đại lượng ngẫu nhiên liên tục X có hàm mật độ $f(z)$ thì hàm phân phối của nó tại vị trí x có dạng:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(z) dz \quad (4.13)$$

Giá trị trung bình của X hay kỳ vọng toán học của nó được định nghĩa như sau:

$$MX = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x) dx \quad (4.14)$$

Đại lượng ngẫu nhiên qui tâm là đại lượng X - MX, phương sai hay mômen bậc hai của nó là đại lượng:

$$MX^2 = M[(X - MX)^2] = \int_{-\infty}^{\infty} (x - Mx)^2 f(x) dx \quad (4.15)$$

Phương sai là đại lượng đặc trưng cho mức độ phân tán quanh giá trị trung bình.

4.2. Khuếch tán từ nguồn có cường độ đơn vị

Nếu chỉ xét quá trình khuếch tán thuần túy từ nguồn tại $x = 0$ với cường độ đơn vị với hệ số $K = \text{constant}$, thì phương trình (4.2) có dạng (dùng K thay cho D):

$$\frac{\partial S}{\partial t} = K \frac{\partial^2 S}{\partial x^2}$$

Và nghiệm của nó sẽ là:

$$S(x,t) = \frac{1}{\sqrt{4\pi Kt}} \exp\left(-\frac{x^2}{4Kt}\right)$$

Có thể thấy giá trị trung bình $MS = 0$, tức là giá trị trung bình của khoảng cách từ tâm phân bố tới gốc là bằng không, phương sai của phân bố S sẽ là:

$$DS = \overline{X^2} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{x^2}{\sqrt{4\pi Kt}} \exp\left(-\frac{x^2}{4Kt}\right) dx = 2Kt$$

Và từ đó:

$$K = \frac{1}{2} \frac{d\overline{X^2}}{dt} \quad (4.16)$$

(4.16) cho độ khuếch tán quanh vị trí nguồn và thường được dùng để đánh giá hệ số khuếch tán trong đo đạc.

Đối với quá trình tải thuần túy hạt lỏng không thay đổi tính chất, do đó với một sơ đồ số bất kỳ áp dụng cho phương trình tải nếu không có hiện tượng khuếch tán số thì $\overline{X^2} = 0$.

4.2.3. Một số tiêu chuẩn đánh giá sơ đồ số

Do ý nghĩa của các đại lượng nêu trong mục 4.2.1 và 4.2.2, do ý nghĩa của hàm phân bố $F(\infty) = 1$, do ý nghĩa của quá trình tải, để khảo sát một sơ đồ số thường xét nó trong quá trình tải xung đơn vị và dùng các tiêu chuẩn như sau:

i) Bảo toàn khối lượng

$$M = \int_a^b S(x,t) dx$$

Hoặc ở dạng rời rạc:

$$M = \sum_{i=1}^N S(x_i,t) \Delta x_i \quad (4.17)$$

ii) Bảo toàn vận tốc đối lưu số được biểu diễn qua giá trị trung bình:

$$\overline{X} = \int_a^b x S(x,t) \frac{dx}{M}$$

Hoặc ở dạng rời rạc:

$$\overline{X} = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^N x_i S(x_i,t) \Delta x \quad (4.18)$$

ii) Hệ số khuếch tán số bằng không, hệ số này biểu diễn qua phương sai của đại lượng qui tâm (Mô men trung tâm bậc 2).

$$\overline{X^2} = \int_a^b (x - \overline{X})^2 S(x,t) \frac{dx}{M}$$

ở dạng rời rạc:

$$\overline{X^2} = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^N (X_i - \overline{X})^2 S(X_i,t) \Delta x \quad (4.19)$$

Vận tốc đối lưu số là đại lượng $\frac{\overline{X}}{\Delta t}$, còn hệ số khuếch tán số tương tự với (4.16) là $\frac{1}{2} \frac{d\overline{X^2}}{dt}$ đại lượng không âm.

Ngoài những tiêu chuẩn trên, do ý nghĩa của nồng độ, chúng phải là các đại lượng không âm.

Cơ sở của những tiêu chuẩn đưa ra ở trên cũng là cơ sở phương pháp mômen, vì (4.17) – (4.18) và (4.19) là các

mômen bậc 0, 1 và 2 của nồng độ. Nội dung của các phương pháp mômen là các mômen tương ứng của nghiệm chính xác và nghiệm số trị phải bằng nhau, tuy nhiên phương pháp này phức tạp.

4.3. Đánh giá tính xấp xỉ của sơ đồ sai phân trung tâm trên cơ sở các tiêu chuẩn bảo toàn

Sơ đồ (4.9) và (4.10) áp dụng cho phương trình tải thuần túy đưa đến hệ sai phân sau (lưới không gian được chia đều với bước thời gian Δx):

$$HS'_{i-1} + GS'_i + FS'_{i+1} = (H + C)S_{i-1} + GS_i + (F - C)S_{i+1} \quad (4.20)$$

trong đó:

$$\begin{aligned} F &= 2\alpha + C\theta \\ H &= 2\alpha - C\theta \\ G &= 2(1 - 2\alpha) \end{aligned} \quad C = U \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (\text{Số Courant}) \quad (4.21)$$

S'_i là nồng độ tại x_i và $t + \Delta t$, S_i là nồng độ tại x_i , t với $x_i \in [0, L]$ và $i = 0, 1, \dots, N$.

Ta sẽ xét đáp ứng của (4.20) với xung đơn vị đặt tại $x = 0$, khi đó điều kiện biên và điều kiện đầu như sau:

Điều kiện đầu: $S(0,0) = 1$, $S(x_i, 0) = 0$ với $i = 1, 2, \dots, N$

Điều kiện biên: $S(0,0) = 1$, $S'(0, t) = 0$, $S'(N, t) = 0$ với $t > 0$. (4.22)

(4.20) với các điều kiện (4.22) có thể viết lại dưới dạng:

$$\begin{cases} GS'_1 + FS'_2 = H + C \\ HS'_1 + GS'_2 + FS'_3 = 0 \\ \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ HS'_{N-3} + GS'_{N-2} + FS'_{N-1} = 0 \\ HS'_{N-2} + GS'_{N-1} = 0 \end{cases} \quad (4.23)$$

(4.23) là hệ phương trình 3 đường chéo, có thể giải bằng phương pháp khử đuôi sau:

$$S'_{N-i} = p_i S'_{N-i-1} \quad (4.24)$$

trong đó p_i là các hệ số khử đuôi được xác định như sau:

$$p_1 = -H/G; \quad p_{i+1} = -H/(G + p_i F); \quad i = 1, 2, 3, \dots, N-3$$

$$S'_1 = (H + C)/(G + p_{N-2} F) \quad (4.25)$$

Ta sẽ xét trường hợp $U > 0$ và do cách chọn ảnh hưởng của các điểm $i-1, i, i+1$ có thể lấy $G \geq 0$ hay $0 \leq \theta \leq 0,5$. Để nồng độ luôn luôn dương, từ (4.24) ta phải có $p_i \geq 0$. Từ $p_1 \geq 0$ ta có $H \leq 0$ hay $\alpha \leq 0,5.C.\theta$. Để thấy nếu $p_1 = 0$ hay $H = 0$ thì $p_i = 0$ với $i = 2, \dots, N-2$ và khi đó $S'_1 = C/G, S'_2 = 0, \dots, S'_N = 0$.

Để bảo toàn khối lượng: $S'_1 = 1$ và ta có hai điều kiện:

$$H = 0 \quad \text{hay} \quad 2\alpha = C.\theta \quad (4.26)$$

$$S'_1 = 1 \quad \text{hay} \quad 2(1-2\alpha) = C$$

Để bảo đảm ổn định tính toán $0,5 \leq \theta \leq 1$, với giá trị này của θ , từ (4.26) ta có:

$$\begin{aligned} \text{Với } \theta = 0,5 & : C = 1 \quad \text{và } \alpha = 0,25 \\ \text{Với } \theta = 1 & : C = 2/3 \quad \text{và } \alpha = 1/3 \\ \text{Với } \theta = 2/3 & : C = 6/7 \quad \text{và } \alpha = 2/7 \end{aligned} \quad (4.27)$$

Như vậy để bảo toàn khối lượng tương ứng với θ và α chọn trước cho sơ đồ thì số Courant chỉ nhận một giá trị nhất định. Trong thực tế tính toán số Courant luôn biến đổi, vì thế không thể đạt được điều kiện bảo toàn khối lượng.

Để thấy trong trường hợp này vị trí trung bình của phân bố là $\bar{X} = \Delta x$, và vận tốc đối lưu $\frac{\bar{X}}{\Delta t} = \frac{\Delta x}{\Delta t}$, điều kiện bảo toàn vận tốc đối lưu cho:

$$U = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad \text{hay} \quad U \frac{\Delta t}{\Delta x} = C = 1$$

có nghĩa là vận tốc đối lưu chỉ được bảo toàn khi số Courant bằng đơn vị. Cuối cùng phương sai của phân bố nồng độ mặn trong trường hợp này là:

$$\bar{X}^2 = \Delta x^2 - \Delta x^2 = 0$$

Như vậy trong trường hợp hệ số Courant = 1, có thể đạt được bảo toàn khối lượng, bảo toàn vận tốc đối lưu và không có khuếch tán số ($\alpha = 0,25$, $\theta = 0,5$); chú ý rằng ta xem $p_1 = 0$, tức là nồng độ chưa lan tới biên dưới. Nếu p_1 khác 0 thì bài toán trở nên phức tạp. Xét trường hợp đoạn L chia làm 3 đoạn từ (4.23) ta có:

$$\begin{aligned} GS_1' + FS_2' &= H + C \\ HS_1' + GS_2' &= 0 \end{aligned}$$

Từ hai phương trình này suy ra:

$$S_1' = \frac{G(H + C)}{G^2 - FH} \quad S_2' = \frac{-H(H + C)}{G^2 - FH}$$

Chú ý: Để nồng độ dương phải có $H \leq 0$, khối lượng của phân bố này sẽ là:

$$M = \frac{(C - H)(H + C)}{G^2 - FH} \quad (4.28)$$

Vị trí trung bình:

$$\bar{X} = \frac{1}{M} \left(\sum_{i=1}^2 i \cdot S_i' \cdot \Delta x \right) = \frac{(G - 2H)\Delta x}{G - H} \quad (4.29)$$

Phương sai:

$$\bar{X}^2 = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^2 i^2 S_i' \Delta x^2 - \bar{X}^2 = \frac{-\Delta x^2 GH}{G - H} \quad (4.30)$$

Từ (4.30) rõ ràng sơ đồ chỉ không có khuếch tán số nếu G hoặc $H = 0$, ngoài ra ta luôn luôn gặp hiện tượng khuếch tán số.

Để bảo toàn vận tốc đối lưu từ (4.29) ta có:

$$G - 2H = (B - H)C \quad (4.31)$$

Và để bảo toàn khối lượng từ (4.28) ta suy ra:

$$(G - H)(H + C) = G^2 - FH \quad (4.32)$$

Để thấy điều kiện (4.31) và (4.32) không đồng thời thực hiện được. Từ những phân tích trên cho thấy sơ đồ sai phân trung tâm không loại được khuếch tán số và không đồng thời bảo toàn được khối lượng và vận tốc đối lưu. Trường hợp số

Courant bằng đơn vị là trường hợp duy nhất mà các tiêu chuẩn trên được thực hiện nhưng chỉ với $\alpha = 0,25$ và $\theta = 0,5$.

Xét trường hợp $\alpha = 0$, $\theta = 1/2$ tương ứng với sơ đồ Crank - Nicolson, từ (4.28) ta có:

$$M = \frac{(4+C)C}{16+C^2} \quad \text{Để } M=1 \text{ thì } C = 1,757$$

Từ (4.29) ta có:

$$\bar{X} = \frac{2(2+C)\Delta x}{4+C} \quad \text{Để } \frac{\bar{X}}{\Delta t} = 4C \text{ thì } C = 1,236$$

Và phương sai:

$$\bar{X}^2 = \frac{2C\Delta x^2}{4+C} \quad \text{Để } \frac{1}{2} \frac{\bar{X}^2}{\Delta t} = 0 \text{ chỉ có thể } \Delta x = 0 \text{ hoặc } C = 0$$

Những phân tích ở trên cho thấy sơ đồ sai phân nói chung và đặc biệt là sơ đồ sai phân trung tâm không bảo đảm đồng thời không khuếch tán số và bảo toàn khối lượng.

4.4. Phương pháp phân rã để giải phương trình tải khuếch tán

4.4.1. Nội dung của phương pháp phân rã

Theo /39/ việc giải phương trình

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} + \sigma S = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(DA \frac{\partial S}{\partial x} \right) \quad (4.33)$$

trong một bước thời gian Δt được đưa về giải liên tiếp

bài toán:

Bài toán 1:

$$\frac{\partial S_1}{\partial t} + u \frac{\partial S_1}{\partial x} + \sigma S_1 = 0 \quad (4.34)$$

$$S_1 = S \text{ khi } t = t_n \quad (4.34a)$$

Bài toán 2:

$$\frac{\partial S_2}{\partial t} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(DA \frac{\partial S_2}{\partial x} \right) \quad (4.35)$$

$$S_2 = S_1^{n+1} \quad (4.35a)$$

Sau khi giải bài toán (4.34) với điều kiện đầu (4.34a) sẽ tìm được $S_1^{n+1} = S_1(x, t_{n+1})$ sau khi giải bài toán (4.35) với điều kiện đầu (4.35a) sẽ tìm được $S_2^{n+1} = S_2(x, t_{n+1})$ và đó chính là nghiệm xấp xỉ của bài toán (4.33) sau một bước thời gian Δt . Chú ý rằng nghiệm của bài toán 1 là điều kiện đầu cho bài toán 2. Bằng cách tích phân (4.34) và (4.35) từ t_n đến t_{n+1} , sử dụng các điều kiện (4.34a) và (4.35a) để dàng chỉ ra rằng khi $\Delta t \rightarrow 0$ ta có:

$$\left(\frac{\partial S_2}{\partial t} + u \frac{\partial S_2}{\partial x} + \sigma S_2 = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(DA \frac{\partial S_2}{\partial x} \right) \right)$$

Điều này có nghĩa S_2 là nghiệm của (4.33).

4.4.2. Điều kiện biên trong phương pháp phân rã

Dưới đây sẽ đề cập tới một cách cho điều kiện biên đối với (4.2) khi có thêm số hạng tự do f:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + u \frac{\partial S}{\partial x} = D \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + f \quad (4.2)'$$

Với $t > 0$, $D > 0$, $x \in [0, 1]$, f là hàm đã biết cùng với điều kiện đầu và điều kiện biên sau đây:

$$S(0,t) = a(t), \quad S(1,t) = b(t), \quad S(x,0) = g(x) \quad (4.36)$$

(4.2)' sẽ được phân rã thành:

$$\begin{cases} \psi_t + u\psi_x = 0 \\ \psi^n = S^n \end{cases} \quad (4.37)$$

Và điều kiện biên

$$\begin{cases} \varphi_t - D\varphi_{xx} = f_1 \\ \varphi^n = \psi^{n+1} \end{cases} \quad (4.38)$$

Và điều kiện biên

Vấn đề đặt ra là chọn điều kiện biên của (4.37) và (4.38) và hàm f_1 sao cho chúng có quan hệ với $a(t)$, $b(t)$ và f để nghiệm của (4.38) là nghiệm xấp xỉ của (4.2)'.

Xem rằng $u > 0$ và phân đoạn $[0,1]$ thành N đoạn chiều dài h , ký hiệu:

$$\tau = \Delta t \quad ; \quad A = u \frac{\partial}{\partial x} - D \frac{\partial^2}{\partial x^2} \quad ; \quad f_2^n = f_1 \left(x, n + \frac{1}{2} \right)$$

Sử dụng phương pháp Crank - Nicolson cho (4.2)' ta được:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + A \frac{S^{n+1} + S^n}{2} = f_2^n \quad (4.39)$$

Thế các giá trị biên $S_0^n = a^n$ và $S_N^n = b^n$ vào (4.39) ta có phương trình ở dạng ma trận như sau:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + L \frac{S^{n+1} + S^n}{2} = F^n \quad (4.40)$$

Trong đó các giá trị biên đã được chuyển vào vế phải, các ma trận L và F có dạng:

$$L = \begin{bmatrix} \frac{u}{h} + \frac{2D}{h^2} & -\frac{D}{h^2} & \dots & 0 & \dots & 0 \\ -\left(\frac{u}{h} + \frac{D}{h^2}\right) & \frac{u}{h} + \frac{2D}{h^2} & -\frac{D}{h^2} & \dots & 0 & \\ \dots & 0 & \dots & -\left(\frac{u}{h} + \frac{D}{h^2}\right) & \frac{u}{h} + \frac{2D}{h^2} & \\ \dots & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix}$$

$$F^n = \begin{bmatrix} f_{2,1}^n + \left(\frac{u}{h} + \frac{D}{h^2}\right) \frac{a^{n+1} + a^n}{2} \\ \dots \\ f_{2,i}^n \\ \dots \\ f_{2,N-1}^n + \frac{D}{h^2} \left(\frac{b^{n+1} + b^n}{2} \right) \end{bmatrix}$$

Bởi vì ma trận L có thể phân thành L_1, L_2 và dễ thấy L_1 , ứng với luật sai phân của các số hạng $u \frac{\partial}{\partial x}$ và $D \frac{\partial^2}{\partial x^2}$ gồm cả xử lý điều kiện biên.

Từ (4.40) sẽ có:

$$S^{n+1} = (E - \tau L + \frac{\tau^2}{2} L^2) S^n + (E - \frac{\tau}{2} L) \tau F^n + o(\tau^3) \quad (4.41)$$

Trong đó E là ma trận đơn vị và đã sử dụng khai triển sau đây:

$$(E + \frac{\tau}{2}L)^{-1} = E - \frac{\tau}{2}L + \frac{\tau^2}{4}L^2 + o(\tau^3) \quad (4.42)$$

Xét sơ đồ sau đây:

$$\frac{S^{n+1/2} - S^n}{\tau} + L_1 \frac{S^{n+1/2} + S^n}{2} = Bg^{(1)} \quad (4.43)$$

$$\frac{S^{n+1} - S^{n+1/2}}{\tau} + L_1 \frac{S^{n+1} + S^{n+1/2}}{2} = Rg^{(2)}$$

Các toán tử B, R và các hàm $g^{(1)}$ và $g^{(2)}$ sẽ được xác định sau.

Từ (4.43) dùng khai triển (4.42) với một số biến đổi sẽ được:

$$S^{n+1} = \left\{ E - \tau(L_1 + L_2) + \frac{\tau^2}{2}[(L_1 + L_2)^2 - L_1L_2 + L_2L_1] \right\} S^n + \left[E - \frac{\tau}{2}(L_1 + L_2) \right] \tau Bg^{(1)} + \left[E - \frac{\tau}{2}(L_2 + L_1) \right] \tau Rg^{(2)} + O(\tau^3) \quad (4.44)$$

So sánh các số hạng tương ứng của (4.44) và (4.41) sẽ có:

$$F^n = Bg^{(1)} + Rg^{(2)}$$

Lưu ý rằng ở đây ta đã xem L_1 và L_2 có thể giao hoán được. Bây giờ ta xác định B, R, $g^{(1)}$ và $g^{(2)}$ sao cho việc sử dụng điều kiện biên là dễ dàng nhất. Nếu đồng nhất $B \equiv R \equiv E$ và:

$$g^{(1)} = \begin{bmatrix} \frac{u a^{n+1} + a^n}{h} \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} ; \quad g^{(2)} = \begin{bmatrix} \frac{D a^{n+1} + a^n}{h^2} \\ 0 \\ \vdots \\ \frac{D b^{n+1} + b^n}{h^2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{21}^n \\ f_{22}^n \\ f_{23}^n \\ \vdots \\ f_{2,N-1}^n \end{bmatrix}$$

Với cách chọn như vậy các bài toán (4.37) và (4.38) sẽ là:

$$\begin{cases} \psi_t + u \cdot \psi_x = 0 \\ \psi^n = S^n \\ \psi(0,t) = a(t) \end{cases} \quad (4.37)'; \quad \begin{cases} \varphi_t - D \cdot \varphi_{xx} = f \\ \varphi^n = \varphi^{n+1} \\ \varphi(0,t) = a(t) \\ \varphi(1,t) = b(t) \end{cases} \quad (4.38)'$$

Kết quả trên đây xét cho $u > 0$, nếu $u < 0$ hoặc u thay đổi dấu có thể ứng dụng các thủ tục tương tự. Trong trường hợp này đối với (4.37)' nếu tại $u(0,t) > 0$ thì phải cho $\Psi(0,t) = a(t)$ còn tại nút cuối $u(1,t) < 0$ thì phải cho $\Psi(1,t) = b(t)$.

Như vậy trong bài toán phân rã ta có thể sử dụng các điều kiện biên của bài toán xuất phát với các sai số như sai số của sơ đồ được sử dụng cho bài toán xuất phát.

4.3. Thử nghiệm số trong việc giải phương trình tải thuần túy

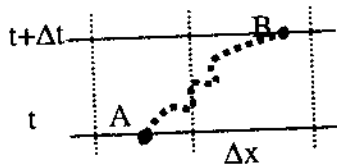
Như đã nêu ở mục 4.1 và mục 4.3, các sơ đồ sai phân được xét với phương trình tải đều gây ra khuếch tán số và không đồng thời bảo toàn được khối lượng và vận tốc đối lưu, vì vậy cần

chọn một phương pháp số nào đó giải phương trình tải để loại trừ tối đa khuếch tán số và như vậy giữ được ý nghĩa của số hạng tán xạ. Như nêu trong /7/ việc sử dụng phương pháp phân rã là cách hợp lí, vấn đề là tìm sơ đồ số cho phương trình tải.

4.4.3.1. Phương pháp đặc trưng giải phương trình tải

Theo quan điểm Lagrange có thể xét bài toán tải như sau:

Một hạt lỏng ở thời điểm t nằm tại điểm A, với vận tốc u hạt lỏng sẽ dịch chuyển theo một quỹ đạo nào đó để đạt tới điểm B tại thời điểm $t + \Delta t$ (xem hình dưới). Trong quá trình tải thuần túy hạt lỏng không thay đổi, mật độ tại B sẽ bằng mật độ tại A: $S(B, t + \Delta t) = S(A, t)$



Như vậy để xác định được nồng độ tại điểm B chỉ cần đi ngược lại quỹ đạo tới điểm A, tại đây ta đã biết nồng độ (nồng độ tại A được biết trước hoặc biết qua các điểm lân cận). Quá trình vừa mô tả là nội dung của phương pháp đường đặc trưng đối với phương trình tải. Trong phương pháp đặc trưng có hai bước cần tiến hành:

- Xác định chân đường đặc trưng A.
- Nội suy giá trị tại A qua các giá trị đã biết.

Độ chính xác của phương pháp đường đặc trưng phụ

thuộc vào độ chính xác của hai bước này. Dưới đây sẽ trình bày những nét chính đã được cải biên của thuật toán trình bày trong /24/.

Phương trình xuất phát:

$$\frac{\partial f}{\partial t} + U(x,t) \frac{\partial f}{\partial x} + \sigma f = 0 \quad ; \quad \sigma \geq 0 \quad (4.45)$$

Để đơn giản trước tiên xét với $\sigma = 0$ với $x \in [x_1, x_N]$ và $t > 0$:

$$\frac{\partial f}{\partial t} + U(x,t) \frac{\partial f}{\partial x} = 0 \quad (4.45a)$$

Điều kiện đầu : $f(x,0) = f_0(x)$

Điều kiện biên : $f(x_1,t) = f_1(t)$ nếu $U(x_1,t) \geq 0$

$f(x_N,t) = f_2(t)$ nếu $U(x_N,t) < 0$

(4.45a) có họ đặc trưng $dx = Udt$ và hệ thức trên đặc trưng cho $df = 0$.

Giả thiết: Trong khoảng tích phân Δt , U chỉ là hàm của x , giá trị của U được cho tại các điểm x_1, x_2, \dots, x_N ; giữa các khoảng $[x_i, x_{i+1}]$, U được xem như một hàm tuyến tính $U = ax + b$.

Hàm $f(x, t)$ tại lớp thời gian t_n được cho tại các điểm x_1, \dots, x_N , giữa các điểm $[x_i, x_{i+1}]$ hàm f được xấp xỉ bằng một phép nội suy kết hợp tuyến tính và parabol tùy theo độ dốc của hàm f , hoặc được nội suy bằng một hàm spline bậc 3.

Thuật toán số: Do U không phụ thuộc t (trong một bước) cho nên trong mỗi khoảng $[x_k, x_{k+1}]$ các đường cong tích phân $dx = U(x)dt$ đều song song:

$$\delta t = \frac{\Delta x}{U(x)} = const$$

Cho nên để xác định chân đặc trưng chỉ cần tính δt đối với từng khoảng $[x_k, x_{k+1}]$, sau đó kiểm tra điều kiện:

$$\sum_{i=1}^K \delta t_i > \Delta t$$

Nếu điều kiện này được thực hiện tức là đặc trưng đã cắt đường thẳng $t = t_n$.

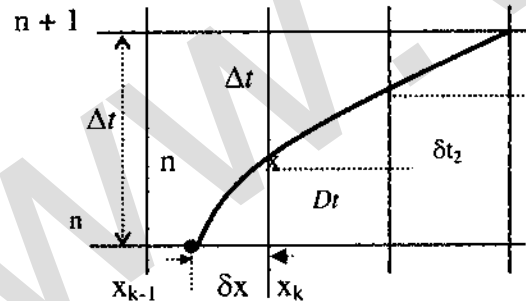
Khi đó tính $Dt = \Delta t - \sum_{i=1}^{k-1} \delta t_i$

Tính δx và δx :

Gọi $\varepsilon = \pm 1 = -\text{sign}(U_k)$, trong khoảng x_k và $x_{k+\varepsilon}$ hàm U có dạng:

$$U(x) = ax + b$$

$$a = \frac{U_{k+\varepsilon} - U_k}{\varepsilon \Delta x}; \quad b = U_k \left(1 + \frac{x_k}{\varepsilon \Delta x} \right) - U_{k+\varepsilon} \frac{x_k}{\varepsilon \Delta x}$$



Hình 11:

Tích phân phương trình $dx = U(x)dt$ trong khoảng $[x, x_k]$:

$$\int_x^{x_k} \frac{dx}{ax+b} = \int_t^\tau dt$$

Từ đó:

$$\frac{1}{a} \ln \frac{|ax+b|}{|ax_k+b|} = t - \tau$$

Vì $ax_k + b = U_k$ và x đủ gần x_k để $U = ax + b$ có cùng dấu của U_k cho nên:

$$ax + b = U_k e^{a(t-\tau)}$$

Hoặc: $a(x - x_k) = U_k (e^{a(t-\tau)} - 1)$ (4.46)

Hoặc: $a(t - \tau) = \log\left(\frac{a(x - x_k)}{U_k} + 1\right)$ (4.47)

a) Nếu $\tau - t = Dt$ cho trước, từ (4.46) sau khi khai triển ta có:

$$\delta x = -U_k Dt \left[1 + \frac{U_{k+\varepsilon} - U_k}{2\varepsilon \Delta x} Dt \right] \quad (4.48)$$

b) Nếu $x - x_k = \varepsilon \Delta x$ cho trước (đặc trưng rơi vào hoặc cắt các điểm chia). Từ (4.47) suy ra:

$$\delta t = \tau - t = -\frac{1}{a} \log \left[\frac{a(x - x_k)}{U_k} + 1 \right] \quad (4.49)$$

(4.48) và (4.49) là hai công thức cơ bản để xác định chân đường đặc trưng. Khi đặc trưng chưa cắt đường $t = t_n$ thì công thức (4.49) được dùng để tính δt của từng khoảng $[x_i, x_{i+1}]$, khi đặc trưng đã cắt đường $t = t_n$ thì công thức (4.48) được dùng để

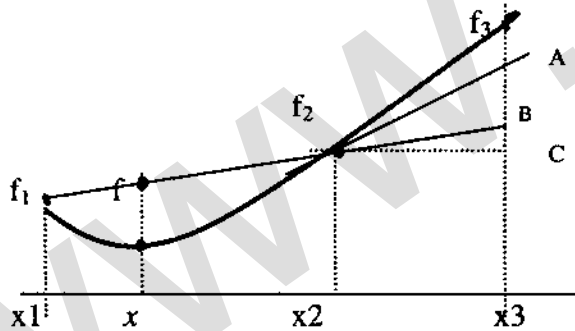
xác định δx (Hình 11). Chú ý rằng trên mỗi khoảng $[x_i, x_{i+1}]$ đường đặc trưng là đường cong lôga xác định bởi (4.49) chứ không phải là đường thẳng.

Trong thực tế tính toán vận tốc U sẽ được lấy trung bình giữa hai lớp thời gian t và $t+\Delta t$. Trong SAL vận tốc được xác định qua trọng số θ theo công thức: $U = \theta U^{n+1} + (1-\theta)U^n$. Đây là điểm cải tiến so với /24/.

Để xác định $f(x)$ qua giá trị tại $f(x_k)$ và $f(x_{k+\epsilon})$ ta dùng phương pháp nội suy sau đây:

♦ Nội suy tuyến tính kết hợp với nội suy bậc hai Lagrange (parabol):

Gọi f_p là kết quả của phép nội suy Lagrange, f_d là kết quả của phép nội suy tuyến tính, t_p là độ dốc của tiếp tuyến đối với parabol, t_d là độ nghiêng của đường thẳng. Nếu hiệu độ nghiêng về giá trị tuyệt đối lớn hơn n lần giá trị tuyệt đối độ nghiêng của đường thẳng thì $f(x) = f_d$, nếu không $f(x) = f_p$. Trong đó n là một số cho trước, trong tính toán $n = 0,55$. Hình 12 minh họa điều vừa giải thích.



Hình 12:

Điểm x là điểm cần tìm giá trị nội suy của hàm f qua các giá trị đã biết f_1, f_2, f_3 .

Hàm nội suy bậc 2 qua ba giá trị f_1, f_2, f_3 có dạng $y = ax^2 + bx + c$. Khi đó $t_p = y'(x_2)$.

t_d là hệ số góc của đường thẳng qua x_1 và x_2 nếu $x_1 < x < x_2$ hoặc qua x_2 và x_3 nếu $x_2 < x < x_3$.

$$\left| \frac{(t_p - t_d)}{t_d} \right| = \left| \frac{CA - CB}{CB} \right| = \left| \frac{BA}{CB} \right|$$

Như vậy nếu: $\left| \frac{BA}{CB} \right| > n$ thì nội suy tuyến tính và nếu

$\left| \frac{BA}{CB} \right| < n$ thì nội suy parabol. Điều đó có nghĩa là trên đoạn

đoạn x nếu đường nội suy tuyến tính và parabol gần nhau thì dùng nội suy parabol (hoặc nếu đường cong quá dốc thì dùng nội suy tuyến tính để tránh giá trị nội suy vượt khỏi giá trị max, min trong khoảng nội suy).

Nội suy dùng hàm Spline bậc 3.

Nếu gọi R_1, R_2, \dots, R_N là đạo hàm bậc hai của hàm f tại các điểm x_1, x_2, \dots, x_N . Một điểm x nào đó nằm giữa x_1 và x_2 thì giá trị $f(x)$ được nội suy qua f_1, f_2 và R_1, R_2 như sau:

$$f(x) = R_1 \frac{(x_2 - x)^3}{6(x_2 - x_1)} + R_2 \frac{(x - x_1)^3}{6(x_2 - x_1)} + f_1 \frac{R_1(x_2 - x_1)^2}{6} \frac{x_2 - x}{x_2 - x_1} + f_2 \frac{R_2(x_2 - x_1)^2}{6} \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}$$

Trong hai phương pháp nội suy nói trên, phương pháp

nội suy dùng hàm Spline cho độ chính xác cao hơn và chỉ cần dùng tới hai điểm để nội suy, tuy nhiên phải biết thêm các giá trị đạo hàm bậc hai, vì thế phải cần thêm một số tính toán. Cách nội suy tuyến tính kết hợp với parabol tuy cần tới ba điểm để nội suy nhưng số lượng tính toán ít hơn và cũng đạt độ chính xác cần thiết theo quan điểm thực hành. Trong mục dưới sẽ cho ví dụ minh họa về độ chính xác của hai phương pháp nội suy này.

4.4.3.2. So sánh các sơ đồ số khi giải phương trình tải.

Để so sánh độ chính xác của các sơ đồ số, ta xét ví dụ sau:

Xét phương trình $\frac{\partial f}{\partial t} + u(x,t)\frac{\partial f}{\partial x} = 0$ với $x \in (0,1)$ và

$t > 0$.

Trong đó $u(x,t) = \pi a \left(\frac{1-2x}{1-2a \sin \pi t} \right) \cos \pi t$;

(Sẽ xét trường hợp $a = 1/4$)

Điều kiện đầu : $f(x,0) = 3 \sin(4\pi x)$

Điều kiện biên: $f(0,t) = -3 \sin\left(4\pi \frac{a \sin \pi t}{1-2a \sin \pi t}\right)$

$f(1,t) = 3 \sin\left(4\pi \frac{1-a \sin \pi t}{1-2a \sin \pi t}\right)$

Nghiệm chính xác của bài toán này là:

$f(x,t) = 3 \sin\left(4\pi \frac{x-a \sin \pi t}{1-2a \sin \pi t}\right)$

Chia đoạn (0,1) thành 41 đoạn đều nhau với $\Delta x = 1/41$ và lấy $\Delta t = 1,5/41$.

Ký hiệu được dùng trong bảng 4 dưới đây:

F : Nghiệm chính xác của bài toán

f_L : Lời giải số bằng phương pháp đặc trưng, sử dụng nội suy tuyến tính kết hợp với nội suy Lagrange.

f_S : Lời giải số bằng phương pháp đặc trưng với nội suy Spline bậc 3.

$f_H (f_{H1}, f_{H2})$: Lời giải số bằng phương pháp sai phân theo hướng.

$f_T (f_{T1}, f_{T2})$: Lời giải số bằng sai phân trung tâm.

Bảng 4.1: So sánh lời giải số và lời giải chính xác đối với phương trình tải.

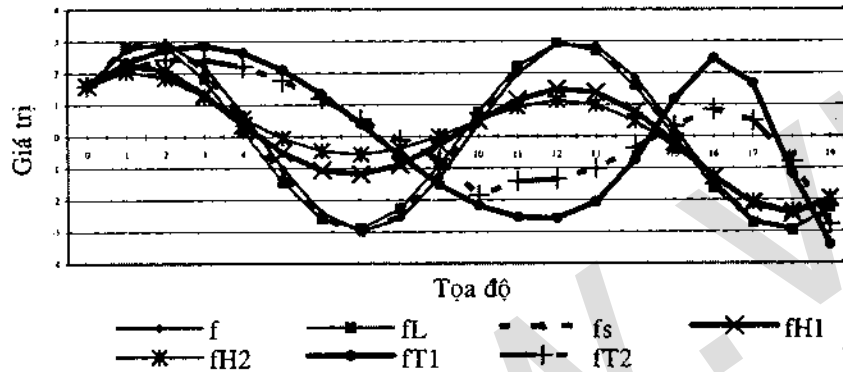
Trường hợp $\alpha = 1/6$ (trong (4.10)), $t = 0,4024$, $x_i = i / 41$

Hàm Tọa độ i	f	f _L	f _S	f _H : (f _{H1} , f _{H2})		f _T : (f _{T1} , f _{T2})	
				θ = 0,6	θ = 1	θ = 0,6	θ = 1
0	1.592	1.592	1.592	1.592	1.592	1.592	1.592
1	2.732	2.815	2.831	2.261	2.049	2.323	2.145
2	2.962	2.833	2.986	2.086	1.844	2.753	2.424
3	2.204	1.802	2.094	1.315	1.263	2.86	2.42
4	0.711	0.186	0.501	0.351	0.561	2.633	2.194
5	-1.019	-1.451	-1.241	-0.518	-0.057	2.097	1.754
6	-2.409	-2.596	-2.556	-1.07	-0.454	1.325	1.193
7	-2.996	-2.897	-3.024	-1.192	-0.56	0.39	0.53
8	-2.584	-2.276	-2.507	-0.888	-0.382	-0.614	-0.118
9	-1.311	-0.919	-1.186	-0.267	0.012	-1.527	-0.728
10	0.399	0.76	0.516	0.485	0.498	-2.191	-1.864
11	1.976	2.209	2.051	1.143	0.923	-2.554	-1.418

12	2.894	2.937	2.914	1.491	1.128	-2.582	-1.349
13	2.848	2.704	2.816	1.378	0.996	-2.064	-1.018
14	1.852	1.595	1.792	0.776	0.484	-0.734	-0.359
15	0.239	-0.026	0.177	-0.196	-0.339	1.167	0.325
16	-1.454	-1.64	-1.497	-1.283	-1.283	2.456	0.841
17	-2.662	-2.732	-2.679	-2.14	-2.062	1.661	0.48
18	-2.903	-2.962	-2.979	-2.445	-2.364	-1.187	-0.806
19	-2.309	-2.256	-2.298	-1.989	-1.955	-3.417	-2.786

Kết quả trong bảng 4.1 được biểu diễn đồ thị trên hình 13 dưới đây:

Hình 13: So sánh các phương pháp nội suy



Từ kết quả thực nghiệm số với các bước thời gian khác nhau (bảng 4.1 chỉ là cho một ví dụ) cho thấy:

- ❖ Phương pháp đặc trưng với cả hai cách nội suy đều cho kết quả khá chính xác.
- ❖ Các phương pháp sai phân đều bị khuếch tán số. Sơ đồ sai phân trung tâm cho các kết quả sai lệch cả về biên độ và

pha. Sơ đồ sai phân theo hướng làm thay đổi biên độ nhưng giữ được pha dao động.

Những tính toán cho các bài toán thực tiễn khác nhau đều khẳng định những nhận xét trên.

4.4.4. Phương pháp số cho phương trình khuếch tán thuần túy

Gray và Pinder /26/ đã chỉ ra rằng nếu quá trình khuếch tán là tương đối mạnh thì hầu hết các phương pháp số đều cho các kết quả thỏa mãn, vì thế với phương trình khuếch tán thuần túy:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = K \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} - \sigma S + \varphi \tag{4.50}$$

trong đó : khi $q > 0$: $\sigma = q/A > 0$, $\varphi = qC_q/A$

Khi $q \leq 0$: $\sigma = 0$, $\varphi = 0$

(Chú ý rằng số hạng σS có thể chuyển sang phương trình tải thuần túy)

Ta dùng sơ đồ sau đây:

$$\frac{\partial^2 S}{\partial x^2} \approx \frac{2\theta(S_{i+1}^{n+1} - S_i^{n+1}) + 2(1-\theta)(S_{i+1}^n - S_i^n)}{\delta\delta_2} - \frac{2\theta(S_i^{n+1} - S_{i-1}^{n+1}) + 2(1-\theta)(S_i^n - S_{i-1}^n)}{\delta\delta_1}$$

$$\sigma S \approx [\theta S_i^{n+1} + (1-\theta)S_i^n] \sigma ; \frac{\partial S}{\partial t} \approx \frac{S_i^{n+1} - S_i^n}{\Delta t}$$

đổi $\delta_1 = x_i - x_{i-1}$, $\delta_2 = x_{i+1} - x_i$, $\delta = \delta_1 + \delta_2$

Thay vào (4.50) và sau khi rút gọn ta được hệ phương

trình 3 đường chéo sau đây:

$$M_i S_{i-1}^{n+1} + N_i S_i^{n+1} + L_i S_{i+1}^{n+1} = P_i \quad (4.51)$$

Với $i = 2, 3, \dots, N-1$

$$M_i = \frac{2K \theta K \Delta t}{\delta_1}; \quad L_i = \frac{2K \theta \Delta t}{\delta_2}$$

$$N_i = -(1 + \frac{2K \theta \Delta t}{\delta_1 \delta_2} + \sigma \theta \Delta t)$$

$$P_i = \frac{2K \Delta t (\theta - 1)}{\delta_1 \delta} S_{i-1}^n - [1 - \sigma \Delta t (1 - \theta)]$$

$$- \frac{2K \Delta t (1 - \theta)}{\delta_1 \delta_2} S_i^n + \frac{2K \Delta t (\theta - 1)}{\delta_2 \delta} S_{i+1}^n - \varphi_i \Delta t$$

Để giải (4.51) cần biết điều kiện tại hai đầu biên S_1^{n+1} và S_N^{n+1} và các giá trị ban đầu $S_1^n, S_2^n, \dots, S_N^n$. Các giá trị này lấy từ nghiệm của phương trình tải thuần túy.

(4.51) là hệ phương trình 3 đường chéo, có thể giải bằng phương pháp khử đuôi. Hệ này đã được nghiên cứu trong nhiều tài liệu, chẳng hạn [10].

4.4.5. Thực nghiệm số khi giải phương trình tải khuếch tán

Để khảo sát độ chính xác của phương pháp phân rã, ta làm một thực nghiệm số giải phương trình sau đây:

$$\frac{\partial f}{\partial t} + u(x,t) \frac{\partial f}{\partial x} = K \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} - \sigma f \quad (4.52)$$

Trong đó:

$$u(x,t) = \pi \frac{0.5-x}{2-\sin \pi t} \cos \pi t; \quad x \in [0,1], \quad t > 0;$$

$$f(x,0) = 3 \sin \pi x$$

$$f(1,t) = 3 \sin(2\pi \frac{4 - \sin \pi t}{2 - \sin \pi t})$$

$$f(0,t) = -3 \sin(2\pi \frac{\sin \pi t}{2 - \sin \pi t})$$

$$\sigma = \frac{64 K \pi^2}{(2 - \sin \pi t)^2}$$

Với các điều kiện trên, (4.52) có nghiệm chính xác:

$$f(x,t) = 3 \sin(2\pi \frac{4x - \sin \pi t}{2 - \sin \pi t})$$

Chú ý rằng với trường hợp trên vận tốc $u(x,t)$ có dạng dao động theo thời gian, vì thế gần với quá trình thực.

Để giải (4.52) ta dùng phép phân rã sau:

$$\begin{cases} f_t + u(x,t)f = 0 \\ f(0,t) \\ f(1,t) \\ f(x,0) \end{cases} \quad (4.53) \quad \begin{cases} \psi_t = K \psi_{xx} - \sigma \psi \\ \psi(0,t) = f(0,t) \\ \psi(1,t) = f(1,t) \\ \psi(x,0) = f(x,t) \end{cases} \quad (4.54)$$

(4.53) được giải bằng phương pháp đường đặc trưng nêu trong mục 4.3.1 còn (4.54) giải bằng sơ đồ số nêu trong mục 4.4.4, với $\theta = 2/3$, $\Delta x = 1/41$ và $\Delta t = 1,5/41$. Bảng 5 cho so

sánh kết quả giữa nghiệm chính xác F và nghiệm tính toán F_T tại bước thời gian thứ 52 đối với ví dụ nêu trên.

Bảng 4.2: Kết quả số giữa nghiệm chính xác và nghiệm phân rã

i	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
F	2.214	2.668	2.935	2.995	2.845	2.495	1.970	1.307	0.551	-0.243
F_T	2.214	2.630	2.943	3.000	2.851	2.499	1.969	1.302	0.543	-0.253
i	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
F	-1.020	-1.726	-2.320	-2.732	-2.962	-2.983	-2.796	-2.411	-1.858	-1.17
F_T	-1.036	-1.744	-2.33	-2.753	-2.963	-3.000	-2.814	-2.427	-1.870	-1.18

Từ bảng 4.2 ta thấy kết quả tính toán bằng phương pháp phân rã, trong đó phương trình tải được giải bằng phương pháp đặc trưng, cho kết quả khá chính xác. Vì thế ta sẽ sử dụng phương pháp này cho tính toán trên thực tiễn và được dùng trong chương trình SAL.

4.5. Về tính dự báo của sơ đồ khi sử dụng phương pháp phân rã

4.5.1. Cách cho điều kiện biên cho bài toán mặn trên sông đơn

Gọi L là chiều dài sông và biên hạ lưu đặt tại $x = 0$, biên thượng lưu đặt tại $x = L$.

Tại biên hạ lưu $x = 0$:

a. Khi triều vào ($Q > 0$): Cho giá trị $S_1(t)$ tại $x = 0$, dùng giá trị này để giải phương trình tải (4.37) sẽ được các giá trị S_1, S_2, \dots, S_N trên toàn nhánh sông. Dùng các giá trị này làm điều kiện

đầu cho (4.38). Các giá trị S_1 và S_N là giá trị biên cho (4.38). Như vậy sau khi giải (4.38) sẽ được nghiệm của bài toán. Trong trường hợp này chỉ cần cho giá trị tại hạ lưu.

b. Khi triều ra ($Q \leq 0$): Nếu biên thượng lưu $x = L$ đủ xa biển tại đó độ mặn $S_N = 0$, thì dùng điều kiện này làm biên kết hợp với điều kiện ban đầu có thể tính được độ mặn trên toàn nhánh sông kể cả giá trị S_1 tại biên hạ lưu $x = 0$, nếu tại biên thượng lưu vẫn bị mặn thì phải cho trước độ mặn tại đây.

Tóm lại, nếu dòng chảy từ phía ngoài miền tính toán hướng vào biên thì tại đó phải cho độ mặn. Còn khi dòng chảy hướng từ miền tính toán ra biên thì độ mặn tại đó được tính. Như vậy nếu quá trình tính bắt đầu từ thời điểm triều đang ra, biết trước các điều kiện ban đầu và nếu biên thượng lưu đủ xa biển thì có thể tính được giá trị S_{min} tại biên hạ lưu khi triều ra. Khi triều vào tại biên hạ lưu chỉ cần biết giá trị S_{max} và chu kỳ triều thì bằng một phép nội suy nào đó giữa S_{min} và S_{max} là có thể xấp xỉ được đường quá trình mặn khi triều vào. Với cách tổ chức này chỉ cần biết trước các thông tin S_{max} và các thời điểm đạt max tại biên là có thể tính toán được. Với ưu điểm này mô hình tăng được tính dự báo.

4.5.2. Về ảnh hưởng của quá trình tải và quá trình khuếch tán

Nghiên cứu chặt chẽ về lý thuyết vai trò riêng rẽ của quá trình tải và khuếch tán (hay dispersion) trong quá trình xâm nhập mặn là vấn đề rất khó khăn, tuy nhiên bằng một ví dụ số cho bài toán xâm nhập mặn trên hệ thống sông Sài Gòn đã ra trong bảng 4.3 ta rút ra một số nhận xét sau đây:

- ✧ Trong quá trình lan truyền mặn, dưới ảnh hưởng của thủy triều, quá trình tải giữ vai trò chủ yếu đối với một bước thời gian.
- ✧ Quá trình tán xạ (hay giả khuếch tán) chỉ có ảnh hưởng tích lũy sau một quá trình lâu dài, còn trong một bước Δt quá trình này hầu như không ảnh hưởng tới sự thay đổi nồng độ tại một điểm, vì thế có thể tính nồng độ tại hợp lưu thông qua quá trình tải, và như vậy quá trình tán xạ được tính thông qua lớp thời gian trước.
- ✧ Có thể tính xâm nhập mặn chỉ dùng một hệ số tán xạ và xem nó là hằng số cho toàn nhánh sông (hoặc một đoạn sông).

Bảng 4.3: So sánh giá trị nồng độ theo quá trình tải thuần túy (ST) và độ mặn toàn phần (S) ở các mặt cắt trên nhánh sông Sài Gòn ở giờ thứ 42 từ lúc bắt đầu tính toán

Mặt cắt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ST	14.50	10.75	9.88	9.33	7.48	6.35	5.88	4.56	3.50	2.31	1.25	0.69
S	14.50	10.75	9.89	9.34	7.47	6.35	5.89	4.57	3.49	2.31	1.26	0.69

Từ bảng 4.3 rõ ràng sự sai khác giữa S và ST là không đáng kể.

4.5.3. Cách cho điều kiện đầu trong bài toán lan truyền mặn

Từ việc giải phương trình tải bằng phương pháp đã trưng ta thấy các giá trị tính toán phụ thuộc vào trường vận tốc dòng chảy và giá trị nồng độ tại lớp thời gian trước (hay đi

kiện đầu). Giá trị biên lan truyền theo hướng dòng chảy với vận tốc u . Nếu dòng chảy chỉ theo một hướng nhất định thì sau một khoảng thời gian nào đó toàn miền sẽ chịu ảnh hưởng của biên và không chịu ảnh hưởng của điều kiện ban đầu. Tuy nhiên do các dao động tuần hoàn của thủy triều làm dòng chảy luôn đổi hướng, do đó ảnh hưởng của điều kiện ban đầu trong bài toán mặn tồn tại rất lâu tùy thuộc vào tốc độ truyền triều, biên độ triều, địa hình, lưu lượng nước ngọt từ thượng nguồn, ... Các điểm cách xa nguồn mặn ảnh hưởng của điều kiện ban đầu càng lâu. Vì thế để có thể đạt được một điều kiện ban đầu gần đúng, trong thực hành thường cho theo hai cách sau đây:

- ✧ Dùng điều kiện biên tuần hoàn (cả thủy lực và mặn) lặp lại một số lần, với trạng thái mặn ban đầu là không. Khi đã đạt được một giá trị nào đó cho toàn hệ thống mà giá trị này thay đổi không nhiều giữa hai lần lặp thì chọn làm điều kiện ban đầu cho bài toán mặn. Cách cho điều kiện ban đầu này đòi hỏi một số bước thời gian tính toán, thường được kết hợp trong quá trình điều chỉnh mô hình thủy lực.
- ✧ Căn cứ vào số liệu thực đo tại một số trạm, cho trước một phân bố nào đó dựa trên nội suy tuyến tính, sau đó dùng điều kiện tuần hoàn như cách nói trên. Thực tiễn tính toán cho thấy thường sau 25 đến 50 chu kỳ triều (chẳng hạn đối với Đồng bằng sông Cửu long) mới có thể đạt được điều kiện ổn định tùy thuộc vào sự phức tạp của từng hệ sông.

Vấn đề cho điều kiện ban đầu liên quan chặt chẽ với các bài toán dự báo và tính phương án.

4.6. Điều kiện tương hợp tại hợp lưu trong bài toán mặt trên hệ sông

Đối với hệ sông, nếu biết trước được độ mặn tại hợp lưu thì bài toán đưa về giải cho từng nhánh sông riêng rẽ như nêu trong 4.5.1. Trong trường hợp này hợp lưu đóng vai trò như một biên. Như đã lý giải trong 4.5.1 khi dòng chảy của các nhánh hướng về hợp lưu thì độ mặn tại các mặt cắt áp sát hợp lưu có thể tính được bằng cách giải phương trình tải. Khi dòng chảy từ hợp lưu đi ra thì độ mặn tại các mặt cắt áp sát hợp lưu phải được cho. Khi dòng chảy hướng tới hợp lưu thì nồng độ tại các mặt cắt áp sát hợp lưu nói chung là khác nhau, chỉ sau khi xáo trộn mới có thể có một nồng độ chung (tất nhiên đây cũng là một giả thiết nhưng sát thực tế hơn). Vì thế ở đây ta giả thiết như sau:

- ❖ Tại hợp lưu: Tổng lượng mặn mang tới bằng tổng lượng mặn mang ra khỏi hợp lưu (quy luật bảo toàn).
- ❖ Sau khi xáo trộn nồng độ mặn tại các mặt cắt áp sát hợp lưu của dòng chảy ra khỏi hợp lưu sẽ như nhau. (Đây là một giả thiết xấp xỉ), còn tại các mặt chảy vào nồng độ không nhất thiết bằng nhau.

Dựa trên hai giả thiết này nồng độ mặn tại các mặt cắt chảy ra áp sát hợp lưu được tính như sau:

$$SN = \frac{\sum_i Q_i^V S_i}{\sum_j Q_j^R} \quad (4.55)$$

Với SN là nồng độ mặn tại các mặt cắt chảy ra khỏi hợp lưu; S_i , Q_i^V là độ mặn và lưu lượng tại các mặt cắt áp sát hợp lưu của các nhánh chảy vào. Q_j^R là lưu lượng tại các mặt cắt chảy ra. Nồng độ S_i là nghiệm của (4.37). Chú ý rằng:

$$\sum_i Q_i^V = \sum_j Q_j^R$$

Trong (4.55) không dùng khái niệm thể tích nút, không dùng việc sai phân phương trình cân bằng tại nút, tránh giả thiết xáo trộn đều của các nhánh vào và không trực tiếp dùng khái niệm nồng độ tại nút. Mặt khác, để tính S_i ta dùng thuật toán đặc trưng, như đã chỉ trong thực nghiệm số nêu ở các mục trên, đạt được độ chính xác cần thiết. Cũng lưu ý rằng tại các mặt cắt áp sát hợp lưu, quá trình dispersion được tính qua lớp thời gian trước.

4.7. Phương pháp tuyến tính hóa trong bài toán mặt

Để giải (4.2) còn có thể dùng một phương pháp giải gần đúng sau đây: Khi giải (4.2) tại lớp thời gian thứ $n+1$ ta lấy giá trị của vế phải tại lớp thời gian thứ n . Như vậy (4.2) trở thành phương trình hyperbol dạng:

$$\frac{\partial f}{\partial t} + u(x,t) \frac{\partial f}{\partial x} = g(x,t)$$

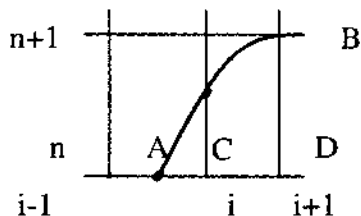
Trong đó hàm $g(x,t)$ được xem là đã biết. Hệ này có phương trình đặc trưng $dx = u \cdot dt$ với hệ thức đặc trưng:

$$df = g \cdot dt \quad (4.56)$$

Hệ (4.56) có thể tích phân dọc theo đặc trưng AB (Hình 4) như sau:

$$\int_A^B df = \int_A^B g dt$$

Hoặc $f_B = f_A + g_{tb} \cdot \Delta t$



Hình 14:

Giá trị trung bình g_{tb} có thể lấy theo các công thức khác nhau, chẳng hạn:

$$g_{tb} = 0,5(g_A + g_D)$$

Các giá trị g_A, f_A được tính qua các giá trị đã biết f_{i-1} và f_i bằng một phép nội suy nào đó như đã nêu trong cách giải phương trình tải. Chú ý rằng g là đạo hàm bậc hai, tại hai đầu biên chưa biết trước (mặc dù biết f_1 và f_N) vì thế phải giả thiết $g_1 = g_N = 0$, tức là không có khuếch tán tại hai đầu. Quá trình tính toán lại trở về gần đúng với quá trình phân rã. Để xác định các đạo hàm g_2, \dots, g_{N-1} cũng phải giải hệ phương trình ba đường chéo. Ta không trình bày chi tiết phương pháp này ở đây.

4.8. Tính mặn khi có công trình

Trong chương 3 ta đã trình bày cách tính thủy lực hệ thống sông khi có công trình. Ta đã coi công trình như một nhánh đặc biệt (không có chiều dài) nối hai nút thượng và hạ lưu, tại đó có một nhánh chảy vào và một nhánh chảy ra. Nhánh chảy vào tương ứng với thượng lưu, còn nhánh chảy ra tương ứng với hạ lưu. Qua công trình lượng mặn vẫn bảo toàn hoặc ở dạng biểu thức toán học:

$$Q.S_u = q.S_d \tag{4.57}$$

Trong đó S_u là độ mặn ở thượng lưu, S_d là độ mặn tại hạ lưu. Khi qua công trình thì $Q = q$, do đó $S_u = S_d$.

Từ cách tính mặn tại hợp lưu ta có:

✧ Nếu dòng chảy từ thượng lưu tới hạ lưu:

$$S_d = S_u$$

✧ Nếu dòng chảy từ hạ lưu tới thượng lưu:

$$S_u = S_d$$

Sau khi có giá trị nồng độ tại thượng lưu (hoặc hạ lưu), bài toán trở về tính cho mỗi nhánh riêng rẽ.

Như vậy khi xem công trình là một nhánh đặc biệt như trong cách tính thủy lực (nêu trong chương 3) cách tính mặn khi có công trình đều dễ dàng về khía cạnh mô phỏng trên máy nhờ cách tính mặn bằng phương pháp phân rã (cách mô phỏng, tổ chức chương trình, vào ra số liệu,..).

CHƯƠNG 5

TÍNH LAN TRUYỀN Ô NHIỄM CHẤT HỮU CƠ TRÊN MẠNG KÊNH SÔNG

Sự đô thị hóa trong cả nước và khu vực phía Nam đang diễn ra ở mức độ cao. Sự phát triển nhanh các khu dân cư, các khu công nghiệp và tiểu thủ công nghiệp, các công trình giao thông, xây dựng... ở khu vực thành phố Hồ Chí Minh và các khu vực lân cận đang có tác động xấu tới môi trường sinh thái. Hầu hết các nguồn nước thải dân sinh, công nghiệp, thủ công nghiệp... chưa được xử lý hoặc xử lý sơ bộ đều được xả trực tiếp vào mạng kênh sông, gây ô nhiễm nghiêm trọng cho sông Sài Gòn, Đồng Nai, Thị Vải và mạng kênh sông lân cận. Một đặc điểm có ảnh hưởng quan trọng tới quá trình tự làm sạch nguồn nước là toàn bộ mạng kênh sông đều chịu ảnh hưởng của thủy triều, gây khó khăn cho việc tiêu thoát nước. Dưới tác động của các yếu tố tự nhiên và xã hội, sức ép về ô nhiễm môi trường nói chung và ô nhiễm kênh rạch nói riêng ngày càng gia tăng. Nước sông kênh bị ô nhiễm gây ra hậu quả nghiêm trọng về sức khỏe, về sản xuất nông nghiệp, nuôi trồng thủy sản, về cảnh quan đô thị, nhất là các dự án đầu tư từ bên ngoài ngày một nhiều, tốc độ gia tăng dân số còn cao. Vì vậy song song với luật bảo vệ môi trường, vấn đề cải tạo mạng kênh rạch và tìm các biện pháp khả thi giải quyết vấn đề ô nhiễm là một công việc cấp bách. Để làm cơ sở cho việc quản lý và lựa chọn các giải pháp cải tạo, mô hình toán sẽ là một công cụ đắc lực.

Trong chương 4 đã trình bày mô hình tính lan truyền mặn trên mạng kênh sông với độ mặn xem như chất bảo toàn. Khác với nước mặn, nước bị nhiễm bẩn (bởi các chất hữu cơ hoặc các chất có tương tác sinh hóa khác), ngoài các quá trình lan truyền, tán xạ, nước ô nhiễm còn chịu sự biến đổi của các quá trình sinh hóa khác nhau trong đó quá trình oxy hóa đóng vai trò chủ yếu và từ đó các chất ô nhiễm được xem là các chất không bảo toàn. Mặc dù khác nhau về bản chất vật lý nhưng quá trình lan truyền mặn và lan truyền chất ô nhiễm vẫn tuân theo các luật bảo toàn, và về dạng các phương trình một chiều mô tả quá trình lan truyền ô nhiễm vẫn là phương trình tải khuếch tán (hoặc tán xạ). Vì thế phương pháp trình bày trong chương 4 vẫn có thể áp dụng cho bài toán lan truyền chất ô nhiễm. Trong chương này không đi sâu phân tích phương pháp mà chỉ áp dụng phương pháp đã trình bày cho bài toán lan truyền ô nhiễm chất hữu cơ. Nội dung trình bày trong chương này dựa trên tập bài giảng của tác giả trình bày trong khuôn khổ dự án giảm thiểu ô nhiễm cho khu vực Biên Hòa VIE/95/053.

1. Các yếu tố thủy văn tác động tới quá trình tự làm sạch

Dòng chảy là yếu tố quyết định chủ yếu tới quá trình tự làm sạch của mạng kênh sông. Hầu hết các kênh sông ở Việt Nam nói chung và ở Đồng bằng sông Cửu Long nói riêng đều chịu ảnh hưởng của chế độ triều. Ở vùng bán nhật triều, trong một ngày, triều có hai lần lên xuống. Khi triều xuống, nước biển được chuyển xuống hạ lưu một đoạn và pha loãng một phần, quãng đường dịch chuyển xa hay gần phụ thuộc vào vận tốc dòng chảy. Khi triều lên, lượng nước thải chưa pha loãng

hết lại bị đẩy ngược trở lại tạo thành những khu vực bùng nhùng của nước thải, ở đó dòng chảy rất nhỏ. Như vậy ở một khía cạnh nào đó triều là một yếu tố có tác động xấu tới quá trình tự làm sạch.

Do đặc điểm của chế độ thủy văn, ở Đồng bằng sông Cửu Long có làm hai mùa rõ rệt: mùa mưa và mùa khô. Về mùa mưa, lưu lượng thượng nguồn về nhiều, tốc độ dòng chảy lớn nên khả năng di chuyển và pha loãng nước thải tốt hơn, mặc dù sau mỗi trận mưa đầu mùa các nguồn bẩn bị cuốn ra kênh rạch nhiều hơn. Về mùa khô (kéo dài gần 6 tháng) lưu lượng thượng lưu kiệt dần và thường kiệt nhất vào tháng 4. Đối với hệ thống sông Sài Gòn - Đồng Nai ngoài lưu lượng xả của hai hồ Trị An (vào mùa khô cỡ $220\text{m}^3/\text{s}$) và Dầu Tiếng (cỡ $20\text{m}^3/\text{s}$), trên sông Đồng Nai-Sài Gòn chỉ còn lưu lượng triều vào ra, lúc nước lớn tại Nhà Bè vào tháng 4 cỡ $10000\text{m}^3/\text{s}$ và tại Phú An cỡ $2000\text{m}^3/\text{s}$. Trong tháng 3, lưu lượng tại Nhà Bè có thể tới từ 15 - $20.000\text{m}^3/\text{s}$. Lưu lượng triều này lớn hơn nhiều lần lưu lượng tới từ thượng lưu và quyết định sự tự làm sạch của sông Sài Gòn và Đồng Nai. Trong tương lai gần, với các hệ thống thủy điện Thác Mơ, Phước Hòa,.. sông Sài Gòn có thêm được từ 40 - $60\text{m}^3/\text{s}$ vào mùa khô. Tuy nhiên, với sự gia tăng phát triển công nghiệp, nông nghiệp và dân sinh, lượng nước lấy đi từ sông Sài Gòn - Đồng Nai không cũng gia tăng. Vì thế nước triều vẫn giữ vai trò chủ đạo, và quá trình chuyển tải nước thải phụ thuộc vào độ chênh lệch của mực nước triều trong ngày. Mực nước chân triều cao sẽ gây cản trở cho việc thoát nước thải về hạ lưu.

5.2. Nước thải và cơ chế hóa sinh tác động tới quá trình tự làm sạch của sông

Nước ô nhiễm thải vào kênh rạch có nguồn gốc chính từ nước thải sinh hoạt và nước thải công nghiệp. Theo số liệu tính toán năm 1995 của Công ty thoát nước đô thị thành phố Hồ Chí Minh, lượng nước thải ra 5 hệ kênh chính của thành phố (tính bằng $\text{m}^3/\text{ngày-đêm}$) như sau:

Bảng 5.1:

	Công nghiệp	Sinh hoạt	Tổng cộng
Tham Lương-Bến Cát-Vàm Thuật	20.453	35.880	56.333
Nhiêu Lộc-Thị Nghè	5.726	130.194	135.920
Tân Hóa- Lò Gốm	7.830	58.520	66.350
Bến Nghé	3.281	66.303	69.584
Kênh Đôi - Tàu Hũ	5.576	125.526	133.102
Tổng cộng	44.866	416.423	461.289
Tỷ lệ	10%	90%	100%

Từ bảng 5.1 rõ ràng nước thải sinh hoạt chiếm tới 90% tổng lượng nước thải hàng ngày. Cũng theo tính toán của Công ty thoát nước, nước thải được phân loại như sau (tính bằng $\text{m}^3/\text{ngày-đêm}$):

Bảng 5.2:

Dạng ô nhiễm	Tham Lương	Nhiều Lộc - Thị Nghè	Tân Hóa-Lò Gốm	Bến Nghé-Sài Gòn	Kênh Đồi-Kênh Tẻ
Sinh học	744	2798	40	2268	5081
Hữu cơ	45961	129474	62470	657	125211
Vô cơ	8433	2533	2791	1209	1834
Kim loại nặng	21	21	517	35	375
Ít ô nhiễm	1175	1095	532	322	604

Từ số liệu này rõ ràng dạng ô nhiễm chủ yếu là hữu cơ và vì thế có thể dùng chỉ tiêu nhu cầu sinh hóa BOD (Biochemical Oxygen Demand) để đánh giá mức độ ô nhiễm.

Trong quá trình tự làm sạch, các chất thải bản hữu cơ bị phân hủy bằng con đường sinh hóa nhờ các vi sinh sống trong nước là chủ yếu và bị pha loãng trong dòng chảy. Lượng oxy cần thiết để vi sinh vật phân hủy chất thải bản hữu cơ trong một đơn vị thể tích mẫu nước được gọi là nhu cầu oxy sinh hóa BOD và được tính bằng mg/l oxy. Nước tự nhiên có hòa tan một lượng oxy nhất định gọi là DO (Dissovel Oxygen). Sự thay đổi hàm lượng oxy trong nước thường do nhiều nguyên nhân:

- Sự hòa tan oxy từ không khí vào nước;
- Sự sản sinh oxy trong nước do quá trình quang hợp của

thực vật thủy sinh;

- Sự mất oxy cho quá trình oxy hóa để phân hủy các chất hữu cơ trong nước và phân hủy các chất cặn lắng dưới đáy;
- Một phần oxy cần cho sự hô hấp của động thực vật thủy sinh.

Việc mô phỏng sự thay đổi của BOD và DO trong nước chiếm phần lớn các công trình dành cho nghiên cứu chất lượng nước. Một mặt DO là chỉ tiêu chung cho sự sống trong môi trường nước và phần lớn các chất thải bản trong nước có tương tác với oxy qua phản ứng oxy hóa. Mặt khác BOD là nguyên nhân chính làm giảm sút hàm lượng DO trong nước. Do vậy mô hình mô phỏng BOD bao giờ cũng gắn với DO.

5.3. Các loại mô hình chất lượng nước

Hầu hết các mô hình chất lượng nước được sử dụng hiện nay dùng để xem xét chuyển động của chất thải bản trong dòng chảy như sông, hồ, cửa sông hay các thủy vực nói chung. Các mô hình cho chất lượng nước ngầm cũng được xây dựng nhưng ít phổ cập hơn các mô hình về nước mặt do khả năng số liệu. Ta thường gặp các mô hình mô tả ảnh hưởng của một nguồn thải liên tục vào một thủy vực (gọi là nguồn điểm) và các mô hình mô phỏng ảnh hưởng tương tác của nhiều nguồn trên một diện rộng.

Nhiều mô hình chất lượng nước là mở rộng của mô hình đơn giản Streeter-Phelps được xây dựng vào năm 1925 để dự đoán biến đổi của BOD và DO trong dòng chảy của sông Ohio

với nguồn điểm và tốc độ biến đổi bậc một. Nhưng theo xu thế phát triển nhiều mô hình phức tạp được phát triển để mô phỏng sự tương tác của nhiều yếu tố cùng tham gia quá trình như hoá học, sinh học. Chẳng hạn việc tiêu tốn oxy hòa tan trong nước do phân hủy các chất hữu cơ, do động thực vật thủy sinh,... mặc dù mô hình càng phức tạp thì càng đòi hỏi nhiều số liệu thực tế để xác định các tham số, kiểm nghiệm và đòi hỏi kỹ thuật và thời gian giải trên máy tính. Chính vì vậy tùy mục tiêu, khả năng số liệu và kinh phí mà lựa chọn mô hình.

Có các mô hình cho các đại lượng không phụ thuộc thời gian (hay thường gọi là dừng) hoặc phụ thuộc thời gian (không dừng). Nói chung với sông kênh ảnh hưởng triều thì các điều kiện và các đại lượng luôn thay đổi theo thời gian (chẳng hạn triều giờ) và do đó phải sử dụng các mô hình không dừng.

Mô hình cũng có thể là tất định (deterministic) hoặc ngẫu nhiên (stochastic). Mô hình tất định xem các qui luật đã được xác định, còn các mô hình ngẫu nhiên có xét tính ngẫu nhiên của các đại lượng tham gia vào quá trình đang xét.

Tất cả các hệ thống thực đều tương tác trong không gian ba chiều, trong khi đó các mô hình mô phỏng một hệ thống nào đó có thể một, hai hoặc ba chiều tùy thuộc vào mục tiêu và tính trội của từng quá trình. Chẳng hạn dòng chảy trong sông kênh thì hướng biến đổi chủ đạo xảy ra theo dọc trục dòng chảy, cho nên có thể sử dụng mô hình một chiều. Trong khi đó nếu cần xem xét ảnh hưởng chi tiết của một nguồn xả trong thủy vực chịu ảnh hưởng của thủy triều thì lại cần mô hình hai hoặc ba chiều.

Các mô hình chất lượng nước có thể xây dựng để giải bằng tay, bằng máy tính nhỏ hoặc giải trên máy PC. Hiện nay do sự phát triển mạnh mẽ của máy PC và phương pháp giải số, hầu hết các mô hình chất lượng nước đều cần máy PC, không những để thực hiện tính toán mà còn thực hiện các demo toàn cục giúp cho các nhà quản lý có được bức tranh tổng thể và sự thay đổi của bức tranh này khi có tác động cải tạo hoặc phát triển.

Ta cũng thấy các mô hình mô phỏng và các mô hình tối ưu mặc dù hai mô hình này có mối quan hệ với nhau. Mô hình mô phỏng là tính toán trạng thái chất lượng nước với điều kiện dòng chảy, các điều kiện khí tượng thủy văn và điều kiện xả được xác định trước. Còn mô hình tối ưu là phải chọn các chế độ thủy văn, chế độ xả sao cho chất lượng của thủy vực đạt tiêu chuẩn cho trước. Mô hình tối ưu khó hơn nhiều và đòi hỏi kỹ năng về toán học. Trong một chừng mực nào đó, để có bài toán tối ưu ta phải làm nhiều bài toán mô phỏng rồi từ đó lựa chọn giải pháp tối ưu tương đối.

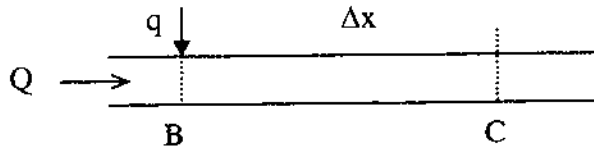
Cũng có thể thấy các mô hình dựa trên phương pháp tham số đám đông hoặc phương pháp tham số phân bố. Các phương pháp này xuất phát từ thủy văn. Phương pháp tham số đám đông dùng để xét bài toán kích cỡ lớn khi không cần xét chi tiết, còn phương pháp tham số phân bố dùng để xét các quá trình thật chi tiết.

5.4. Mô hình Streeter-Phelps và đường cong suy giảm Oxy

Mô hình chất lượng nước phát triển rất nhanh từ những năm 60. Các quá trình được xem xét đầu tiên chỉ là BOD, DO và nhiệt độ, sau này thêm nhiều yếu tố được xem xét như độ

mặn, nitơ, photpho, tảo,...Độ chính xác của mô hình không chỉ phụ thuộc vào tính phức tạp của các yếu tố được đưa vào mô hình mà còn phụ thuộc vào khả năng có thể có được của số liệu thực đo dùng để xác định các thông số của mô hình.

Để có khái niệm ta xét một ví dụ đơn giản sau đây: Một thành phố có lượng nước thải là q ($m^3/ngày-dêm$), lượng Oxy hòa tan (DO) trong nước thải là $0mg/L$ và nồng độ BOD trong nước thải là L_1 . Nước thải được xả vào sông với dòng chảy trên sông có lưu lượng là Q (m^3/s) và vận tốc trung bình là u (m/s). Nước sông có nồng độ DO là D_1 và nồng độ BOD là L_2 .



Hình 15:

Giả sử đã biết hằng số tiêu tốn Oxy để phân hủy chất hữu cơ trong nước thải là K_1 , hằng số thẩm Oxy từ không khí vào nước là K_2 . Vấn đề đặt ra là xem sự biến đổi Oxy hòa tan DO trong dòng chảy tại điểm C ở hạ lưu điểm xả và ngay tại điểm xả B ra sao? (Xem hình 15).

Để tính toán các giả thiết sau đây sẽ được sử dụng:

- Dòng chảy là dừng (không thay đổi theo thời gian),
- Nước thải phân bố đều trên mặt cắt ngang sông,
- Không có sự phân tán (dispersion) dọc dòng chảy,
- Tốc độ oxy hóa chất bẩn tuân theo phản ứng tỷ lệ bậc 1,

- Chỉ có một nguồn thải bản trong đoạn BC,
- Chỉ có nguồn bổ xung Oxy từ không khí (bỏ qua các nguồn khác).

Những giả thiết nêu trên đây (chỉ gần đúng trong thực tế) chỉ là cách đơn hóa cách thiết lập mô hình tính toán. Xem đoạn BC có chiều dài Δx , mặt cắt ngang có diện tích A và thể tích V . Bây giờ ta viết phương trình bảo toàn (cân bằng) DO cho đoạn BC theo nguyên lí: Sự thay đổi DO trong khoảng thời gian Δt trong đoạn BC là do dòng chảy mang vào thể tích V tại điểm B, lượng Oxy thẩm vào V từ không khí với tốc độ K_2 , lượng Oxy sản sinh chính trong thể tích V (do các nguyên nhân sinh hóa, ...) trừ đi lượng Oxy do dòng chảy mang ra khỏi thể tích V tại điểm C và lượng Oxy tiêu tốn ngay trong V để phân huỷ chất thải. Nguyên lí này có thể viết như sau:

$$DO \text{ vào} + DO \text{ sản sinh trong } V - (DO \text{ ra} + DO \text{ mất trong } V) = \text{Sự thay đổi DO trong } V$$

Hoặc

$$Q.D_u + gV - \left[Q \left(D_u + \frac{\partial D_u}{\partial x} \Delta x \right) + fV \right] = \frac{V \Delta D_u}{\Delta t} \quad (5.1)$$

Trong đó: D_u là lượng Oxy hòa tan trong dòng chảy, g là lượng Oxy thẩm vào từ không khí giả thiết bằng $K_2(D_s - D_u)$ với D_s là lượng Oxy bão hòa trong nước sông, f là lượng tiêu thụ oxy cho phân hủy chất hữu cơ với tốc độ K_1 và giả thiết bằng $K_1.L$ với L là nồng độ BOD trong dòng chảy. Nếu xem dòng chảy là dừng với $Q = u.A$ thì (5.1) có dạng:

$$u \frac{\partial D_u}{\partial x} = K_2 \cdot (D_s - D_u) - K_1 \cdot L \quad (5.2)$$

Nếu dùng khái niệm độ thiếu hụt Oxy (hay độ suy giảm Oxy) $D = D_s - D_u$ thì nghiệm số của phương trình (5.2) có dạng:

$$D = \frac{K_1 \cdot L}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 \cdot x/u} - e^{-K_2 \cdot x/u}) + D_0 e^{-K_2 \cdot x/u} \quad (5.3)$$

Trong đó $D_0 = D_s - D_1$, lượng suy giảm Oxy ban đầu trong dòng chảy, D là độ suy giảm oxy ở khoảng cách x từ điểm xả theo hạ lưu dòng chảy (điểm C trên hình 5.1). Phương trình (5.3) mô tả đường cong suy giảm Oxy và được sử dụng rộng rãi trong mô hình chất lượng nước (với các trường hợp đơn giản thỏa mãn các giả thiết nêu trên).

Một trong các mô hình chất lượng nước được xây dựng sớm nhất là mô hình của Streeter-Phelps dùng cho sông Ohio vào năm 1925. Mô hình này dùng để dự đoán sự suy giảm Oxy hòa tan dọc dòng chảy trong sông do ảnh hưởng của nước thải bẩn. Mô hình được xét cho dòng chảy dừng (không phụ thuộc thời gian) trong kênh dạng chữ nhật. Giả thiết cơ bản được sử dụng trong mô hình là tốc độ suy giảm Oxy do phân hủy chất hữu cơ là bậc 1, tức là:

$$r_0 = -K_1 L \quad (5.4)$$

Trong đó r_0 là tốc độ suy giảm Oxy (mg/L ngày); K_1 là hệ số suy giảm (1/ngày); L là nồng độ BOD tức thời tại điểm đang xét (mg/L).

Ta viết phương trình cân bằng vật chất trong một khoảng thời gian Δt cho một đoạn sông có chiều dài Δx với thể tích

dựa theo nguyên lý (tương tự nguyên lý nêu trên áp dụng cho DO) sau đây:

BOD vào thể tích V + BOD sản sinh trong V - (BOD ra khỏi V + BOD bị chuyển hóa) = sự thay đổi BOD trong thể tích V trong khoảng thời gian Δt .

Vì dòng chảy là dừng nên vận tốc dòng chảy $u = \text{constant}$, cũng lí luận tương tự như khi thiết lập (5.2) ta có phương trình sau đây cho nồng độ L của BOD trong nước sông ở hạ lưu điểm xả:

$$u \frac{\partial L}{\partial x} = -K_1 L \quad \text{Hay} \quad \frac{dL}{L} = -\frac{K_1}{u} dx \quad (5.5)$$

nghiệm số của (5.5) là $L = L_0 e^{-K_1 \cdot x/u} \quad (5.6)$

Với L_0 là nồng độ BOD tại điểm xả ($x = 0$). Vì dòng chảy đều với vận tốc u , nên quãng đường di chuyển của một điểm vật chất sau khoảng thời gian T trong dòng chảy sẽ là $x = u \cdot T$ và vì thế biểu thức (5.6) được thay bằng (T là thời gian di chuyển từ $x = 0$ tới điểm có tọa độ x với vận tốc u):

$$L = L_0 e^{-K_1 \cdot T} \quad (5.7)$$

Lưu ý rằng L_0 là nồng độ BOD tại mắt cắt sông có nguồn xả (không phải BOD của nguồn xả). Như vậy khi thay vào (5.4) tốc độ suy giảm Oxy sẽ là:

$$r_0 = -K_1 \cdot L_0 e^{-K_1 \cdot T} \quad (5.8)$$

Chất thải hữu cơ và vô cơ không phải bao giờ cũng ở trạng thái lơ lửng mà cũng lắng đọng xuống đáy. Dưới tác

động của dòng chảy một phần chất ô nhiễm bị oxy hóa nhưng phần lớn chất cặn lắng bị phân hủy hiêm khí. Tuy nhiên việc khảo sát chi tiết phần phân hủy này rất khó cho nên được bỏ qua trong nhiều nghiên cứu.

Việc tái hình thành Oxy trong dòng chảy do nhiều nguyên nhân. Đầu tiên và chủ yếu là do sự chênh lệch giữa Oxy trong nước và trong không khí và do quá trình chuyển động tương đối giữa khí và nước mà tạo nên sự thấm Oxy từ không khí vào nước. Hiện tượng quang hợp của thực vật thủy sinh cũng sinh ra Oxy trong nước, tuy nhiên cơ chế hình thành cũng rất phức tạp, vì thế trong những nghiên cứu ban đầu hiện tượng này được bỏ qua. Tốc độ thấm Oxy từ không khí vào nước cũng được xem là tỷ lệ bậc 1 với độ suy giảm Oxy hòa tan so với lượng Oxy bão hòa. Như vậy:

$$r_R = K_2(D_s - D_u) \quad (5.9)$$

Trong đó: r_R là tốc độ thấm khí (g/m^3 -ngày hoặc mg/L -ngày); K_2 là hằng số thấm khí (1/ngày); D_s là nồng độ Oxy bão hòa trong nước (g/m^3 hoặc mg/L); D_u là nồng độ Oxy hòa tan (g/m^3 hoặc mg/L). Chú ý rằng dòng chảy càng nhanh thì Oxy thấm vào nước càng nhiều và dòng chảy càng sâu thì càng khó thấm Oxy xuống sâu, cho nên hằng số thấm khí K_2 thường tỷ lệ nghịch với độ sâu trung bình H của dòng chảy và tỷ lệ thuận với vận tốc trung bình u . Một trong các công thức thực nghiệm sử dụng cho các sông có độ sâu từ 0,6 đến 3,4m là:

$$K_2 = \frac{5,23 u}{H^{1,67}} \quad (5.10)$$

Với H là độ sâu trung bình (m) và u là vận tốc trung bình (m/s)

Công thức (5.6) có thể biến đổi về dạng:

$$K_1 = \frac{u}{X} \ln \frac{L_0}{L} \quad (5.11)$$

(5.11) thường được dùng để xác định hệ số K_1 trong dòng chảy đều nếu biết nồng độ L_0 và nồng độ L tại điểm X từ điểm xả.

Các hằng số K_1 và K_2 nói chung là hàm số của nhiệt độ và được xác định theo giá trị của các hằng số này ở 20°C theo công thức:

$$K_{1,T} = K_{1,20} (1,047)^{(T-20)} ; \quad K_{2,T} = K_{2,20} (1,022)^{(T-20)} \quad (5.12)$$

Trong hầu hết các phân tích về chất lượng nước sông ta giả thiết rằng chất thải bản xả vào sông được hòa trộn và phân phối đều trên toàn bộ mặt cắt ngang của sông. Đây là một giả thiết gần đúng để tính toán với mô hình một chiều. Khi xét lân cận điểm xả thì giả thiết này hầu như không đúng và chỉ đúng ở một khoảng cách xa điểm xả và vận tốc dòng chảy không lớn.

Trong các công thức từ (5.6) đến (5.8) nêu trên L_0 là nồng độ BOD tại mặt cắt ngang sông ngay tại điểm xả chứ không phải nồng độ trong nguồn xả hoặc nồng BOD của nước sông khi chưa có nguồn xả mà là sự hỗn hợp của hai nguồn này. Với giả thiết xáo trộn đều (well-mixed) trên mặt cắt ngang ngay tại điểm xả, nồng độ L_0 được tính như sau:

$$L_0 = \frac{Q_r L_r + q_w L_w}{Q_r + q_w} \quad (5.13)$$

Trong đó: L_r là nồng độ BOD ban đầu của nước sông với lưu lượng Q_r khi chưa có nước thải; L_w là nồng độ BOD trong

nguồn thải với lưu lượng q_w . (5.13) có thể áp dụng cho DO hoặc nồng độ của một chất nào đó tại mặt cắt sông có nguồn thải.

Với (5.8) - (5.9) phương trình (5.1) có thể viết ở dạng vi phân sau đây:

$$\frac{\partial D_u}{\partial t} + u \frac{\partial D_u}{\partial x} = -K_1 L_0 e^{-K_1 t} + K_2 (D_s - D_u) \quad (5.14)$$

Trong trường hợp dừng (không phụ thuộc thời gian mà chỉ phụ thuộc vào tọa độ không gian x), dùng biến là độ thiếu hụt Oxy $D = D_s - D_u$ và $dx = u \cdot dT$ (với dT là khoảng thời gian di chuyển một đoạn dx với vận tốc u không đổi) phương trình (5.14) có dạng:

$$\frac{dD}{dT} + K_2 D = K_1 L_0 e^{-K_1 T} \quad (5.15)$$

Tại $T = 0$ (tương ứng với $x = 0$) độ thiếu hụt Oxy là D_0 (được tính theo công thức tương tự (5.13)), khi đó nghiệm của (5.15) là:

$$D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 T} - e^{-K_2 T}) + D_0 e^{-K_2 T} \quad (5.16)$$

(5.16) là công thức cổ điển mô tả sự suy giảm Oxy theo mô hình Streeter-Phelps. Công thức này được dùng phổ biến để xem xét sơ bộ sự suy giảm của Oxy hòa tan trong sông kênh có dòng chảy dừng và đều với một nguồn thải.

Hình 16 là biểu diễn đồ thị đường cong suy giảm Oxy dựa theo phương trình (5.15) và (5.16). Sự phân hủy sinh học xảy ra ngay sau khi có xả nước thải vào dòng chảy. Sự phân hủy này có

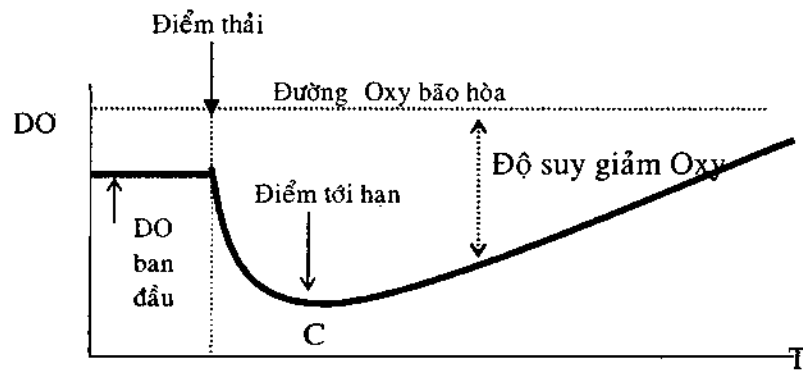
sử dụng Oxy, do đó đường cong giảm dần (độ suy giảm tăng dần). Do độ thấm Oxy từ không khí vào nước tỷ lệ với độ suy giảm, cho nên độ suy giảm tăng thì độ thấm khí cũng tăng và đến một điểm tới hạn X_c , tại đó tốc độ thấm vào bằng tốc độ tiêu thụ Oxy, sau điểm này Oxy hòa tan bắt đầu tăng (độ suy giảm giảm), tốc độ thấm vào lớn hơn tốc độ tiêu thụ do đó đường cong trên đồ thị tăng dần. Tại điểm tới hạn X_c độ suy giảm đạt giá trị cực đại D_c tại đó trong phương trình (5.15) xảy

$$\text{ra } dD/dT = 0, \text{ hay: } D_c = \frac{K_1}{K_2} L_0 e^{-K_1 T} \quad (5.17)$$

Trong đó: T là thời gian dịch chuyển với vận tốc u từ điểm xả tới điểm tới hạn. Giá trị T có thể xác định bằng cách vi phân phương trình (5.16) theo T và cho đạo hàm bằng 0. Kết quả là biểu thức:

$$T = \frac{1}{K_2 - K_1} \ln \left[\frac{K_2}{K_1} \left(1 - \frac{D_0 (K_2 - K_1)}{K_1 L_0} \right) \right] \quad (5.18)$$

ừ công thức này có thể xác định được tọa độ X_c của điểm tới hạn C tại đó xảy ra cực trị: $X_c = u \cdot T$ (hình 16).



Hình 16: Đường cong suy giảm Oxy

Công thức (5.17) và (5.18) đôi khi được dùng để đánh giá sơ bộ yêu cầu (hay tiêu chuẩn) đối với nguồn thải như nêu trong ví dụ dưới đây.

Ví dụ áp dụng (5.17)-(5.18): Xét dòng chảy trong kênh nhỏ có lưu lượng $4\text{m}^3/\text{s}$. Nồng độ BOD trong dòng chảy được cho phép sao cho duy trì nồng độ Oxy hòa tan không dưới $5,5\text{mg/L}$. Giá trị K_1 là $0,26$ 1/ngày ở nhiệt độ 25°C . Lưu lượng nước thải không vượt quá $1,5\text{m}^3/\text{s}$. Nhiệt độ của nước sông là 25°C và giá trị K_2 là $0,41$ 1/ngày ở 25°C . Ở nhiệt độ này nồng độ Oxy bão hòa trong nước là $8,2\text{mg/L}$. Xác định nồng độ BOD cho phép trong nước thải và tại điểm xả trên sông, nếu tại điểm xả trên sông sau khi xáo trộn với nước thải nồng độ Oxy hòa tan là $7,5\text{mg/L}$. Nồng độ BOD trong sông khi chưa có nguồn thải là 5mg/L .

Từ số liệu đã cho:

+ Độ suy giảm Oxy tại điểm thải $D_0 = 8,2 - 7,5 = 0,7\text{mg/L}$

+ Độ suy giảm tới hạn $D_c = 8,2 - 5,5 = 2,7\text{mg/L}$

Để tìm nồng độ BOD tại điểm xả L_0 và thời gian tới hạn T_c phải dùng đồng thời (5.17) và (5.18).

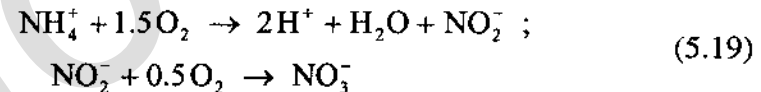
$$2,7 = \frac{0,26}{0,41} L_0 e^{-0,26T}; T = \frac{1}{0,41 - 0,26} \ln \left[\frac{0,41}{0,26} \left(1 - \frac{0,7(0,41 - 0,26)}{0,26 L_0} \right) \right]$$

Hai phương trình này được giải bằng xấp xỉ liên tiếp. Đầu tiên cho trước một giá trị T , thay vào phương trình đầu tiên tìm được L_0 , rồi thay vào phương trình thứ hai sẽ tìm được

bao giờ thấy hai giá trị T gần nhau thì thôi. Có thể chọn $T = 2,71$ ngày (kết quả sau khi tính lậ). Thay vào phương trình đầu tiên sẽ được $L_0 = 8,59\text{mg/L}$. Dùng công thức (5.13) : $1,5 L_w + 4 \cdot 5 = (4 + 1,5) \times 8,59$ suy ra $L_w = 18,16\text{mg/L}$. Đây là nồng độ BOD cho phép trong nước thải.

5.5. Đường cong suy giảm Oxy có kể tới quá trình Nitơ

Các hợp chất Nitơ hữu cơ khi bị thủy phân trong dòng chảy cũng có vai trò quan trọng trong quá trình làm suy giảm Oxy hòa tan. Do tác động của các vi sinh sống trong nước Ammonia (NH_4^+) bị hấp thu và tạo ra Nitrite (NO_2^-) và Nitrate (NO_3^-). Quá trình này có tên là Nitrat hóa và lượng Oxy cần thiết cho quá trình này có tên là nhu cầu Oxy Nitơ (NOD) và mô phỏng bằng các phản ứng:



Đối với quá trình Nitơ cũng giả thiết tuân theo các phản ứng bậc 1 như BOD, tức là $N = N_0 e^{-K_n t}$, trong đó N là nồng độ NOD (mg/L) trong dòng chảy tại thời điểm t , còn N_0 là nồng độ NOD trong dòng chảy ngay tại điểm xả. K_n là hệ số suy giảm NOD (1/ngày). Nếu kể tới quá trình Nitrat hóa phương trình suy giảm Oxy có dạng:

$$\frac{dD}{dT} = K_1 L_0 e^{-K_1 T} + K_n N_0 e^{-K_n T} - K_2 D \quad (5.20)$$

Nghiệm của (5.20) là

$$D = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 T} - e^{-K_2 T}) + \frac{K_n N_0}{K_2 - K_n} (e^{-K_n T} - e^{-K_2 T}) + D_0 e^{-K_2 T} \quad (5.21)$$

Để thấy (5.16) là một trường hợp của (5.21) khi coi $K_n = 0$. Cũng từ (5.20) có thể tính được giá trị tối hạn D_c của độ suy giảm Oxy:

$$D_c = \frac{1}{K_2} (K_1 L_0 e^{-K_1 T} + K_n N_0 e^{-K_n T}) \quad (5.22)$$

5.6. Đường cong suy giảm Oxy có kể tới quá trình phân tán (dispersion)

Nếu gọi $C^*(y,z,t)$ là nồng độ một chất bất kì tại điểm (y,z) trên mặt cắt ngang $A(x_0,y,z,t)$ nằm tại điểm x_0 vuông góc với trục x của dòng chảy và $u(y,z,t)$ là vận tốc dòng chảy tại điểm (y,z,t) này, thì tổng lượng vật chất qua phần tử diện tích dA trong một đơn vị thời gian sẽ là $u \cdot C^* \cdot dA$ và tổng lượng vật chất M qua cả diện tích A sẽ là:

$$M = \int_A u \cdot C^* \cdot dA \quad (5.23)$$

Nói chung u và C^* không giống nhau tại các điểm thuộc mặt cắt A ; gọi U và C là các giá trị trung bình tương ứng tại mặt cắt A của u và C^* , khi đó sẽ có $u = U + u'$ và $C^* = C + c'$ thay vào (5.23) sẽ được:

$$M = A \cdot U \cdot C + \int u' \cdot c' \cdot dA \quad (5.24)$$

số hạng thứ hai (tích phân) trong (5.24) là phần vật chất qua mặt cắt A do sự phân bố không đều của vận tốc và nồng độ so với giá trị trung bình trên mặt cắt ngang. Phần này có tên là độ phân tán (dispersion). Người ta giả thiết rằng phần khối lượng này tuân theo luật Fick, khi đó công thức (5.24) có dạng:

$$M = A \cdot U \cdot C - A \cdot E \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (5.25)$$

Trong đó E được gọi là hệ số phân tán (dispersion coefficient). Hệ số này nói chung là hàm số của vận tốc và mật độ. Cũng do ý nghĩa này đối với sông có mặt cắt ngang rộng và lớn thì vận tốc và nồng độ tức thời khác không nhiều vận tốc và nồng độ trung bình mặt cắt, do đó phần đóng góp do sự phân tán sẽ nhỏ và kéo theo hệ số E sẽ nhỏ. Cũng lưu ý rằng một số tác giả và người sử dụng có nhầm lẫn khi coi hệ số này là khuếch tán. Nếu C là nồng độ trung bình mặt cắt của một chất bất kì, R_a là tốc độ sản sinh và R_s là tốc độ mất vật chất trong thể tích V , áp dụng nguyên lý cân bằng vật chất như đã nêu ở phần trên (với BOD và DO) ta có phương trình cân bằng sau cho trường hợp không dừng:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} (AE \frac{\partial C}{\partial x}) + R_a - R_s \quad (5.26)$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U^* \frac{\partial C}{\partial x} = E \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + R_a - R_s \quad (5.27)$$

Với U^* là vận tốc trung bình mặt cắt đã được hiệu chỉnh. (5.27) là dạng thường gặp trong bài toán lan truyền chất có

tính tới các quá trình chuyển hóa, tất nhiên các số hạng R_a và R_s sẽ có dạng cụ thể tùy thuộc vào vật chất cụ thể cần mô phỏng. Nói chung để giải (5.27) phải nhờ các mô hình số trên máy tính, tuy nhiên do (5.27) có dạng chung nên có thể áp dụng cùng thuật toán số như đã giới thiệu trong chương 4.

CHƯƠNG 6

MỘT SỐ ỨNG DỤNG

Trong quá trình xây dựng và hoàn thiện, chương trình SAL với các phiên bản khác nhau (như FWQ87, SAL790, TLUC, SAL1193, SAL99, SALBOD, VRSAP_SAL,...) đã được sử dụng để giải quyết nhiều bài toán thực tiễn về truyền triều và xâm nhập mặn trên nhiều hệ thống sông khác nhau:

Mô tả trạng thái truyền triều và xâm nhập mặn trên hệ thống sông Đồng Nai, Sài Gòn với số liệu năm 1982 /41/.

Mô tả trạng thái truyền triều và xâm nhập mặn trên hệ thống sông Đồng Nai, Sài Gòn, Nhà Bè với bốn thời kỳ của năm 1983. Trên cơ sở mô tả, tính toán một số phương án sử dụng nước và một số phương án xả cửa đập Trị An và hồ Dầu Tiếng.

Tính toán sự truyền triều và xâm nhập mặn trên toàn hệ thống sông Đồng Nai, Sài Gòn, Nhà Bè, duyên hải và mạng kênh rạch TP.Hồ Chí Minh với số liệu của năm 1985. Dự đoán sự biến đổi trạng thái thủy lực và mặn khi đập Trị An, hồ Dầu Tiếng xả với các phương án khác nhau, các phương án lấy nước khác nhau và cả các phương án làm việc của cống Rạch Chiếc ngăn dòng chảy từ sông Sài Gòn sang sông Đồng Nai.

Mô tả trạng thái thủy lực và xâm nhập mặn trên các hệ thống sông Gành Hào, Cà Mau, hệ sông Cái Lớn.

Tính toán sự xâm nhập mặn trên bán đảo Cà Mau trong các trường hợp tự nhiên và khi có một số đập /44/.

Tính toán sự truyền triều và xâm nhập mặn trên dòng chính sông Mêkông /48/.

Chương trình FWQ87 (phiên bản đầu của SAL) cũng được sử dụng tính toán chế độ thủy lực và mặn trong giai đoạn lấp dòng sông Đồng Nai (khi xây dựng thủy điện Trị An) và đã được một số cơ sở sản xuất sử dụng.

Trong dự án Quy hoạch tổng thể Đồng bằng sông Cửu Long (VIE/87/031) phiên bản SAL790 được công ty NEDECO Hà lan sử dụng trong tính toán các phương án lan truyền mặn và nước phèn.

Gần đây trong khuôn khổ đề tài cấp Nhà nước về thoát lũ ra biển Tây /71/ và các phương án thoát lũ cho Đồng Tháp Mười /72/ chương trình SAL cũng được sử dụng và chính tác giả phụ trách phần tính toán.

Khi thêm vào phần chất lượng nước chương trình mang tên WQ với các phiên bản khác nhau theo quá trình hoàn thiện. Thuật toán tính toán thủy lực giữ nguyên như trong chương trình SAL còn phần tính chất lượng nước được cải biến dựa theo thuật toán tính mặn của SAL. Chương trình WQ đã được sử dụng cho nhiều dự án về qui hoạch và bố trí các khu công nghiệp trên sông Đồng Nai - Sài Gòn và Thị Vải hoặc các dự án cải tạo kênh Nhiêu Lộc - Thị Nghè trong giai đoạn đầu.

Để minh họa cho thuật toán nêu trong chương 3 và 4, vấn đề còn là vấn đề thời sự đang được quan tâm của các nhà quản lý và các kỹ sư cho nên trong chương này sẽ giới thiệu tóm tắt những kết quả tính toán cho các phương án thoát lũ ch

Đồng Tháp Mười /72/. Lưu ý rằng những kết luận rút ra từ tính toán dựa trên các số liệu có trước 1998 vì thế những kết luận có thể không còn đúng và phù hợp, tuy nhiên qua đây người đọc có thể thấy vai trò của mô hình toán và có thể có những điểm còn có thể tham khảo được do đó các phương án tính toán được nêu chi tiết. Để có khái niệm cho việc thiết lập sơ đồ tính toán, trong phần dưới cũng trình bày đôi nét về đặc điểm lũ trên sông Mêkông sau Kratie và một số phương án thoát lũ cho Đồng Tháp Mười. Phần kết quả tính mặn khi sử dụng SAL được trình bày trong các tài liệu /7,44, 73,75/. Phần tính toán chất lượng nước có thể tham khảo trong /74/.

6.1. Đặc điểm lũ ở Đồng bằng sông Cửu Long

Lũ sông Mêkông được phát sinh chủ yếu do mưa ở thượng nguồn dưới ảnh hưởng của:

- a. Gió mùa Tây Nam trên toàn bộ lưu vực,
- b. Áp thấp nhiệt đới và bão đổ bộ vào Việt Nam và vùng hạ lưu lưu vực.

Dạng lũ trên sông Mêkông xảy ra theo kiểu lũ có nhiều đỉnh do nhiều đợt mưa lớn trên lưu vực gây ra. Lượng lũ tăng dần từ đầu đến giữa mùa lũ và sau đó giảm dần đến cuối mùa lũ.

Đỉnh lũ lớn nhất trên sông Mêkông thường xuất hiện vào tháng VIII tại Chiêng San và vào khoảng tháng VIII đến tháng IX tại Pakse, tháng IX ở Kratie và tháng X tại Tân Châu (Bảng 6.1).

Tại Kratie (đỉnh của tam giác châu sông Cửu Long), theo tài liệu đo đạc từ 1924 đến 1964 thì lưu lượng lớn nhất là

66.700 m³/s xảy ra vào ngày 3 tháng IX năm 1939. Lưu lượng bình quân của 30 ngày lớn nhất là 60.600 m³/s (1940) và của 60 ngày lớn nhất là 53.300 m³/s (1937).

Từ Kratie đến Kompong Cham nước lũ sông Mekông tràn bờ chảy vào Tonle Bet, một sông chảy song song và nhập vào sông Mèkông ở thượng và hạ lưu Kompong Cham. Mặt khác ở đoạn này sông Mekông còn nhận nước của sông Brek Chlong, nên tuy lưu lượng đỉnh lũ ở Kompong Cham có kém Kratie một ít, nhưng dạng lũ lại mập hơn dạng lũ tại Kratie.

Từ Kompong Cham đến Phnom Pênh nước lũ sông Mèkông tràn bờ hoặc theo các vùng trũng, các sông suối ở cả hai bờ lúc mực nước ở Phnom Pênh vượt quá cao độ +8m.

Ở bờ trái, nước lũ sông Mèkông tràn bờ và theo sông Tonle Toch chảy xuôi về làm ngập vùng trũng rộng lớn Prey Veng, sau đó làm ngập vùng trũng Kongpong Sné ở phía Đông và một phần theo hai sông Strung Lot và Prek Trabec chảy về nam.

Ở bờ phải, khi mực nước lên cao, nước lũ từ sông Mèkông theo các sông suối và tràn bờ làm ngập một số vùng trũng rộng lớn từ bờ sông đến quốc lộ 6. Vùng ngập này được nối với Biển Hồ theo Prek ou Mall tại cầu km 54 trên quốc lộ 6 và cũng được nối với Tonle Sap ở phía nam bằng sông Muk Komprell chảy song song nối với sông Mèkông.

Theo tính toán, trong đoạn này nước lũ sông Mèkông mất khoảng 10 - 18%.

Sông Mèkông chảy đến Phnom Pênh thì gặp Tonle Sap và sau đó chia làm hai nhánh là sông Tiền (Mèkông) và sông Hậu (Bassac).

Tonle Sap nối với Biển Hồ là một hồ điều tiết tự nhiên có diện tích mặt nước lúc lớn nhất là 10.000 km² và dung tích khoảng 80 x 10⁹ m³. Hàng năm lúc mực nước bắt đầu lên (cuối tháng V, đầu tháng VI) thì nước sông Mèkông bắt đầu chảy vào Biển Hồ, cho đến lúc vượt quá đỉnh lũ (khoảng tháng IX) thì nước từ Biển Hồ chảy trở lại sông Mèkông. Do chế độ điều tiết tự nhiên nên Biển Hồ chỉ làm giảm lưu lượng sông Mèkông trong các tháng đầu mùa lũ, nhưng lại làm tăng lưu lượng sông Mèkông vào các tháng cuối mùa lũ. Vì thế tác dụng điều tiết của Biển Hồ phụ thuộc vào dạng lũ. Theo số liệu thống kê, tác dụng điều tiết của Biển Hồ trung bình vào khoảng 5.000 - 6.000 m³/s ở những trận lũ nhỏ và 9.000-10.000 m³/s ở những trận lũ lớn.

Tại Phnom Pênh, nước lũ sông Mèkông phân qua sông Bassac khoảng 16% và theo dòng chính 84%, ở đỉnh lũ tỷ lệ này là 20% và 80%.

Do bờ trái sông Mèkông cao nên cho những trận lũ lớn mới tràn bờ. Thế nhưng giữa Mèkông và Tonle Toch ở thượng lưu và Stung Lot ở hạ lưu, có nhiều kênh rạch nối thông nên sự trao đổi lưu lượng của các sông này diễn ra suốt cả mùa lũ theo cả hai hướng.

Nước lũ từ Tonle Toch và các vùng ngập Prey Veng và Kongpong Sné chảy về phía Nam theo hai dòng là Stung Lot và Prek Trabek. Đến biên giới Việt Nam một phần lưu lượng Stung Lot tràn qua bờ sông Sở Hạ vào Đồng Tháp Mười và phần còn lại theo sông Sở Thượng chảy xuôi và nhập vào sông Mèkông phía trên Hồng Ngự. Toàn bộ lưu lượng của Prek Trabek chảy vào Đồng Tháp Mười qua sông Cái Cái và Cái Cỏ.

Bờ phải sông Mê Kông từ Phnôm Pênh đến Neak Lương tương đối cao, nhưng ở phía dưới lại thấp nên nước lũ sông Mê Kông tràn qua sông Hậu trong đoạn này khoảng 5 - 6% và ở đỉnh lũ khoảng 9 - 10%.

Vùng ngập lụt bờ phải sông Bassac rất rộng kéo dài từ bờ sông đến quốc lộ 2. Trong vùng này có các sông lớn như Takeo, Châu Đốc, nhập nước lũ từ sông Bassac chảy vào sau đó chảy xuôi về phía Nam và đổ trở lại sông Bassac phía trên Châu Đốc. Một phần lưu lượng chảy vào vùng ngập này băng qua 7 cầu trên đường Châu Đốc - Tịnh Biên đổ vào vùng Tứ Giác Long Xuyên (TGLX) và một phần nhỏ theo kênh Vĩnh Tế chảy ra vịnh Thái Lan.

Lưu lượng lớn nhất của Sông Bassac ở Phnôm Pênh và Châu Đốc không khác nhau nhiều lắm, nhưng khi lũ xuống, lưu lượng ở Châu Đốc lớn hơn Phnôm Pênh một ít.

Từ biên giới Việt Nam - Campuchia đến Cần Thơ và Mỹ Thuận mực nước sông Tiền luôn luôn cao hơn mực nước sông Hậu nên nước lũ từ Sông Tiền theo kinh rạch và bờ thấp đổ tràn qua sông Hậu.

Kênh Tân Châu - Châu Đốc và Vàm Nao là hai đường chính chuyển nước của lũ sông Tiền sang sông Hậu. Nhưng do lòng sông Hậu phía trên Vàm Nao còn hẹp nên tỷ lệ phân phối giữa hai sông là 20% và 80%. Phía dưới Vàm Nao sông rộng nên tỷ lệ phân phối này ở Cần Thơ và Mỹ Thuận là 49% và 51%.

Nước lũ sông Tiền và sông Hậu bị ảnh hưởng rất lớn của thủy triều ở biển Đông. Thủy triều biển Đông có chế độ

nhật triều với chu kỳ 15 ngày. Hơn nữa thủy triều của biển Đông có chu kỳ năm. Mực nước trung bình nhiều năm ở biển thường cao nhất vào các tháng X - I và thấp nhất vào tháng V - VIII. Chênh lệch giữa mực nước trung bình các tháng cao và thấp là 0.3m. Ở đỉnh triều cũng có trường hợp tương tự, mực nước trung bình đỉnh triều các tháng X - I cao hơn các tháng V - VIII khoảng 0.3m.

Tháng IX là tháng chuyển tiếp. So với tháng VIII, tháng IX có mực nước cao hơn 0,15m nhưng lại thấp thua tháng X khoảng 0,15m. Điều đặc biệt là tháng IX và tháng X là những tháng có biên độ thủy triều nhỏ nhất (Bảng 6.3). Thủy triều lại có chu kỳ nhiều năm, khoảng 18,6 năm. Năm thủy triều mạnh nhất gần đây là năm 1977 - 1978 và năm thủy triều yếu nhất là năm 1986 - 1987. Mức độ sai biệt của giá trị trung bình và lớn nhất của giai đoạn triều yếu và triều mạnh khoảng 0.10 - 0.20m.

Như vậy, nếu lũ lớn nhưng đỉnh lũ lớn nhất xuất hiện sớm gặp lúc mực nước thủy triều thấp thì mực nước hạ lưu không lớn lắm. Trái lại nếu lũ sớm nhưng đỉnh lũ lớn nhất xuất hiện muộn, nhất là xuất hiện trong tháng X là lúc tháng triều cao thì mực nước ở hạ lưu lớn hơn.

Trong trận lũ 1991 đỉnh lũ thứ nhất xuất hiện ở Tân Châu ngày 13/X với mực nước cao nhất là 4,50 m, ở Châu Đốc là 3,31m ngày 15/X. Vì xuất hiện vào tháng IX lúc thủy triều còn thấp mực nước trung bình ở trạm Vũng Tàu khoảng -15cm và mực nước đỉnh triều là 127cm nên tới Long Xuyên mực nước cao nhất là 2,31m ngày 18/X và Cần Thơ là 1,81m ngày 26/10. Trận lũ thứ hai xuất hiện ở Tân Châu ngày 12/X với mực nước cao nhất là 4,50m và Châu Đốc là 4,03m ngày 13/X thấp thua

đỉnh lũ trước 0,27 – 0,30 m, nhưng xuống hạ du gặp thủy triều cao, mực nước trung bình ở Vũng Tàu là -2cm và mực nước đỉnh triều là 148cm, nên mực nước lớn nhất ở Long Xuyên là 2,57m ngày 26/X và Cần Thơ là 1,98m ngày 26/X cao hơn đỉnh lũ trước 0,17 – 0,26m.

Một yếu tố không kém phần quan trọng ảnh hưởng đến mực nước lũ ở hạ du là thời gian duy trì đỉnh lũ, một chỉ tiêu thay thế cho lượng lũ. Hai trận lũ có mực nước đỉnh lũ ở Tân Châu và Châu Đốc như nhau, nhưng trận nào có đỉnh lũ lớn, tức thời gian duy trì đỉnh lũ dài hơn thì mực nước ở hạ du vùng ít bị ảnh hưởng của thủy triều sẽ lớn hơn. Như hai trận lũ 1978 và 1984 có mực nước Tân Châu và Hồng Ngự tương đương nhau, nhưng trận lũ 1978 có thời gian lũ ở mực nước cao dài ngày hơn nên mực nước đỉnh lũ 1978 ở các trạm vùng ít bị ảnh hưởng thủy triều như An Long, Chợ Mới, Phong Mỹ đều cao hơn mực nước đỉnh lũ 1984 từ 0,10 – 0,40,m (Bảng 6.4).

Ảnh hưởng của thủy triều ở biển và nước lũ ở thượng lưu đối với mực nước lũ trên các sông chính ở Đồng bằng sông Cửu Long của Việt Nam rất phức tạp. Việc phân tích trên chỉ có tính chất định tính. Muốn phân tích định lượng cần xây dựng một mô hình tính toán mô tả được các tác động của lũ triều không những trên dòng chính mà cả các vùng ngập của ĐBSCL.

Ở bờ trái sông Tiền thuộc địa phận Việt Nam là vùng Đồng Tháp Mười (DTM), một vùng ngập lụt lớn và kín, đã được đầu tư phát triển trong hai thập kỷ vừa qua. Các hệ thống giao thông, thủy lợi phát triển mạnh mẽ trong nhiều năm đã làm cho đặc điểm thủy văn mùa lũ vùng này biến đổi. Trước

đây, hàng năm khi mực nước sông Tiền bắt đầu dâng cao thì nước lũ trong các kênh rạch, chủ yếu là hướng Tây - Đông vào Đồng Tháp Mười. Đến đầu tháng VII, tháng VIII, lúc mực nước Tân Châu lên đến 2,5m. nước lũ bắt đầu tràn bờ rạch Sở Hạ, và đến lúc nước lũ dâng cao dòng tràn này kìm hãm dòng chảy theo hướng Tây Đông và đổ xuống phía Nam, lan rộng về phía Đông làm ngập toàn bộ vùng ĐTM. Nước lũ vào ĐTM được thoát theo hai hướng:

- a. Hướng Nam trở lại sông Tiền đoạn từ Phong Mỹ đến Mỹ Tho.
- b. Hướng Đông chảy về sông Vàm Cỏ Tây, Vàm Cỏ Đông và đổ ra biển qua cửa Soài Rạp.

Trong trận lũ 1978 lưu lượng lớn nhất từ ĐTM chảy ra sông Tiền đoạn từ Phong Mỹ đến Mỹ Tho là 2.250 m³/s, lưu lượng lớn nhất qua Tân An trên sông Vàm Cỏ Tây là 2.640 m³/s và Bến Lức trên sông Vàm Cỏ Đông là 2350 m³/s. Lưu lượng lớn nhất đều xuất hiện lúc triều xuống, nên mốc tính lưu lượng bình quân ngày lớn nhất từ ĐTM chảy ra trong trận lũ 1978 khoảng 4.000 m³/s.

Từ thập niên 80 đến những năm đầu của thập niên 90, một hệ thống kinh đào và hệ thống bờ bao chống lũ tháng VIII đã được xây dựng và một hệ thống đường giao thông vượt cao hơn mực nước lũ được từng bước hoàn chỉnh, đặc biệt là một hệ thống kênh cấp II từ biên giới được đào thông và đưa nước từ Campuchia đổ thẳng vào ĐTM. Toàn bộ những tác động đã làm cho chế độ thủy văn trong mùa lũ ở ĐTM thay đổi.

Những năm gần đây, khi mực nước sông Tiền dâng cao

thì nước lũ qua các hệ thống kênh rạch tràn vào ĐTM theo hai hướng Tây và Bắc. Ở hướng Tây, nước lũ theo các kênh có hướng Tây Đông chảy vào đồng. Ở hướng Bắc trên bờ kênh Sở Hạ, nước lũ không phải bắt đầu tràn lúc mực nước Tân Châu lên 2,5m như trước đây mà nước lũ theo các kênh từ biên giới đổ xuống khi nước lũ bắt đầu lên. Cho nên mực nước trong tháng VII, VIII các trận lũ 1991, 1994 cao hơn các trận lũ 1978, 1984.

Điểm đặc biệt là mặc dù mực nước đỉnh lũ và thời gian giữ lũ ở Tân Châu các năm 1991, 1994 đều thấp thua năm 1984, và đỉnh lũ các năm 1991, 1994 ở các trạm Hồng Ngự, An Long, Phong Mỹ trên sông Tiền đều thấp hay bằng mực nước năm 1984 nhưng mực nước trong nội đồng có xu hướng nâng cao dần. Mực nước đỉnh lũ năm 1994 ở các trạm Tân Thành, Mộc Hóa, Tràm Chim, Hưng Thạnh đều cao hơn mực nước 1984 từ 0,10 - 0,25cm (Bảng 6.5). Do mực nước nội đồng dâng cao, mà trong trận lũ 1991, ngay từ đầu tháng IX và cho đến suốt mùa lũ, nước từ ĐTM theo kênh Đồng Tiến chảy ra sông Tiền ngược với hướng chảy vốn có của những năm trước đó. Hiện tượng này chứng tỏ các đường giao thông dọc kênh Đồng Tiến, Hồng Ngự đã làm dâng cao mực nước trung tâm vùng ĐTM, làm thay đổi hướng chảy của lũ gây cho vùng ĐTM ngập sâu thêm, thời gian ngập lụt kéo dài hơn và nước rút chậm hơn.

Bờ phải sông Hậu thuộc địa phận Việt Nam là một vùng trũng Tứ Giác Long Xuyên (TGLX), một vùng được đầu tư phát triển trong những năm gần đây. Các hệ thống giao thông thủy lợi đã được xây dựng để khai thác vùng đất đầy tiềm năng

này. Trước đây, hàng năm, khi mực nước sông Hậu lên, nước lũ theo các kênh rạch chủ yếu là hướng Đông - Tây chảy vào vùng TGLX và ra vịnh Thái Lan, vào khoảng tháng VII, VIII dòng nước lũ từ biên giới Campuchia bắt đầu tràn về và dần dần ứ đọng lũ từ sông Hậu tràn vào, một số kênh như Rạch Giá - Long Xuyên, Cái Sắn bắt đầu chảy ra cả hai phía, và nước lũ cũng theo các kênh cấp II xuống vùng Tây sông Hậu.

Lưu lượng lớn nhất chảy vào vùng TGLX năm 1978 là 2.400 m³/s, trong đó lưu lượng chảy qua 7 cầu trên đường Châu Đốc - Tịnh Biên là 1760 m³/s, và lưu lượng từ sông Hậu chảy vào trong đoạn từ Châu Đốc đến Tróc Năng Gò là 640 m³/s. Lưu lượng chảy ra qua các kinh từ Rạch Giá - Long Xuyên đến Cái Sắn là 415 m³/s.

Từ những năm cuối thập niên 80 sang những năm đầu thập niên 90, các kênh trục ở vùng này được nạo vét và nhiều kênh cấp II được đào nối, đặc biệt là hệ thống kênh cấp II từ biên giới đào thẳng vào khu trung tâm TGLX, như Trà Sư, kênh Xáng Cụt, kênh Ranh ... đã được hoàn thành. Vì thế nước lũ từ Campuchia và sông Hậu đổ vào ngày một lớn hơn.

Năm 1991 tuy mực nước lớn nhất ở Châu Đốc thấp thua năm 1978 nhưng lưu lượng lũ từ Campuchia và sông Hậu đổ vào đồng lớn hơn rất nhiều. Lưu lượng lớn nhất chảy vào vùng TGLX năm 1991 là 2950 m³/s, trong đó lưu lượng chảy qua 7 cầu trên đường Châu Đốc - Tịnh Biên là 2150 m³/s và lưu lượng từ sông Hậu chảy vào qua các cầu từ Châu Đốc đến Long Xuyên là 800 m³/s đó là chưa kể lưu lượng theo kinh Vĩnh Tế chảy qua kinh Mới, kinh T₃, rạch Giang Thành để ra vịnh Thái Lan là 390 m³/s. Mặt khác trong hơn 10 năm qua các hệ thống

giao thông bộ ở trong vùng TGLX được phát triển nhất là hai tuyến đường Long Xuyên - Tri Tôn và Long Xuyên - Huệ Đức - Cô Tô ngày càng được đẩy cao vượt mức nước lũ cao nhất đã xảy ra, trong lúc đó các cầu chưa đủ khẩu độ để thoát lũ. Vì thế mực nước lũ trong nội đồng ngày càng dâng cao.

So với trận lũ 1984, mực nước đỉnh lũ 1994 ở Châu Đốc thấp hơn 0,17m, ở Vĩnh Tre thấp hơn 0,21m và ở Long Xuyên thấp hơn 0,02 m nhưng vào nội đồng thì mực nước lớn nhất các trạm ở thượng lưu đường Long Xuyên - Tri Tôn năm 1994 cao hơn 1984 khoảng 0,25 m (Vĩnh Hanh) -0,54 m (Cầu 13), mực nước lớn nhất của các trạm thượng lưu đường Long Xuyên - Huệ Đức - Cô Tô năm 1994 đều cao hơn 1984 khoảng 0,18 - 0,20 m (Vĩnh Trạch, Vọng Thê), và ở thượng lưu đường Lộ Tế - Cái Sắn 0,08 - 0,15m.

Tóm lại: Trong những năm qua có những trận lũ tương đối lớn xảy ra trên sông Mêkong như các trận lũ 1991, 1994, 1996, 2000, 2001. Điều đặc biệt là ở các vùng ngập ĐTM và TGLX, do tác động của con người qua việc đào các kênh trục và kênh cấp II, nhất là các kênh nối từ biên giới Campuchia vào thẳng đồng bằng làm tăng khả năng thoát lũ vào đồng bằng và việc xây dựng các đường giao thông bộ cắt qua các vùng ngập đã làm cho nước lũ ở ĐTM và TGLX lên sớm hơn mực nước đỉnh lũ ngày càng dâng cao hơn và thời gian giữ nước ngày càng dài hơn, gây ngập lụt và gây tổn thất về kinh tế, chính trị, văn hóa, xã hội ngày càng nghiêm trọng hơn. Do đó đặt ra nhiệm vụ giải quyết vấn đề ngập lụt cho ĐBSCL càng sớm càng tốt.

Lưu ý rằng các nhận xét nêu trên chủ yếu dựa vào

liệu trước 1996. Do sự phát triển trên đồng bằng các đặc điểm này có thể có những thay đổi.

Bảng 6.1: Tần suất xuất hiện đỉnh lũ trên sông Mêkong

Trạm	Tháng				
	VII	VIII	IX	X	XI
Chieng San	4	76	20		
Paksé	0	51	49	0	0
Kratie	0	38	61	1	
Tân Châu	0	6	38	56	0
Long Xuyên	0	2	18	75	5

Bảng 6.2: Lưu lượng lớn nhất bình quân theo các thời đoạn trạm Kratie

Năm	Thời đoạn				
	1 ngày	15 ngày	30 ngày	60 ngày	90 ngày
1961	62400	55400	52300	50700	43500
1966	58600	55500	50200	44900	3200

Bảng 6.3: Mực nước cao nhất ở một số vị trí các năm 1984, 1991, 1994

Trạm	1984		1991			1994		
	Đỉnh lũ - Ngày	Đỉnh 1 - Ngày	Đỉnh 2 - Ngày	Đỉnh 3 - Ngày	Đỉnh 4 - Ngày	Đỉnh 5 - Ngày	Đỉnh 6 - Ngày	
Châu Đốc	4,44	15/9	4,31	16/9	4,03	13/10	4,27	5/10
Long Xuyên	2,58	16/9	2,31	18/9	2,57	26/10	2,58	8/10
Cần Thơ	2,00	26/9	1,81	26/9	1,98	26/10	2,12	6/10
Tân Châu	4,96	13/9	4,80	13/9	4,50	12/10	4,67	3/10
Chợ Mới	3,41	13/9	3,24	13/9	3,19	12/10	3,37	7/10
Thong Mỹ	2,85	23/9	2,87	-	-	-	2,82	-
Cao Lãnh	2,32	-	-	-	2,37	25/10	2,36	7/10
Mỹ Thuận	1,57	26/9	1,82	24/9	1,97	26/10	2,03	6/10

Chú: Các năm 1984, 1991, 1994 có thời gian lũ lớn tương đương

Bảng 6.4: Mức nước lũ cao nhất ở một số vị trí vùng Đồng Tháp Mười (Cao độ Mũi Nai)

Trạm	1978	1984	1991	1994	1996
Tân Châu	4,94	4,96	4,80	4,67	5,03
Hồng Ngự	4,75	4,76	4,53	4,53	
Tân Thành		3,82	3,72	3,92	
Mộc Hóa	3,00	2,60	2,62	2,73	2,96
An Long	4,24	4,15	3,87	3,87	
Chàm Chim		3,60	3,75	3,84	
Hưng Thạnh		2,69	2,75	2,94	3,39
Phong Mỹ	3,25	2,85	2,87	2,82	
Mỹ An	2,54	2,24	2,19	2,29	

Bảng 6.5: Mức nước lũ cao nhất ở một số vị trí vùng Đồng Tháp Mười (Cao độ Mũi Nai).

Trạm	1978	1984	1991	1994	1996
Châu Đốc	4,94	4,44	4,31	4,27	4,71
Vĩnh Tre	3,86	4,01	3,55	3,80	
Long Xuyên	2,89	2,58	2,57	2,56	2,59
Cần Thơ	2,06	2,00	1,98	2,12	2,09
Vĩnh Tranh	3,31	3,07	3,12	3,32	
Cầu Sắt 13	3,12	2,84	3,23	3,38	3,25
Vĩnh Trạch	2,64	2,41	2,39	2,59	
Vọng Thê	2,54	2,44	2,53	2,63	
Vĩnh Trinh	2,48	2,80	2,18	2,21	
Tân Hiệp	2,28	1,80	1,75	1,88	2,07

6.2. Các phương án thoát lũ cho Đồng Tháp Mười

6.2.1. Mục tiêu của các phương án kiểm soát lũ

6.2.1.1. Các mặt lợi hại của lũ

Lợi: Hàng năm lũ về, khi nước lũ từ sông Tiền và sông Hậu tràn vào kênh rạch và các ô đồng ngập lũ mang rất nhiều phù sa, nhất là vào cuối tháng 7 và tháng 8, bồi đắp cho đồng bằng ngày càng trù phú. Cứ mỗi năm bị ngập thì sau đó cả đồng bằng lại có vụ mùa bội thu. Thời gian ngập lũ cũng là thời gian ngâm đất, vệ sinh đồng ruộng, rửa phèn thau chua, tiêu diệt sâu bệnh, chuột bọ. Nước lũ về cũng mang theo các nguồn hải sản phong phú cho đồng bằng. Nước lũ cũng bổ xung cho nguồn nước ngầm, một tài sản quý giá cho đồng bằng. Vì vậy để đồng bằng phát triển cần phải có lũ.

Hại: Lũ về cũng gây ngập lụt, sạt lở, phá đường giao thông. Nước lũ từ biên giới tràn về mang theo nước phèn, nước cỏ thối (vào đầu mùa lũ) ít phù sa do chảy qua các cánh đồng Campuchia. Nếu để lượng nước này tràn vào Đồng Tháp Mười và Tứ Giác Long Xuyên thì sẽ chiếm chỗ không cho nước giàu phù sa từ dòng chính tràn vào.

6.2.1.2. Mục tiêu của các phương án kiểm soát lũ

Mục tiêu của các phương án kiểm soát lũ là hạn chế mặt hại, triệt để lợi dụng mặt lợi của lũ. Mục tiêu chiến lược lâu dài của các biện pháp kiểm soát lũ là dùng các biện pháp công trình hạn chế tối đa dòng tràn từ biên giới vào Đồng Tháp Mười và Tứ Giác Long Xuyên vào đầu mùa lũ, làm giảm độ ngập lụt, xói lở; lợi dụng triệt để các mặt lợi như nước ngọt, phù sa, thủy sản,

vệ sinh và cải tạo đồng ruộng, nạp nước ngầm.

Từ mục tiêu trên việc xem xét lựa chọn các phương án kiểm soát lũ cho Đồng Tháp Mười dựa trên những ý tưởng sau đây:

- Tăng tối đa lượng nước vào các kênh Hồng Ngự, An Bình và Đồng Tiến vào đầu mùa lũ (tháng 7,8) để lấy phù sa và cày耨 đưa sâu lượng nước này vào cày耨 sát sông Vàm Cỏ cày耨 tốt.
- Hạn chế việc tăng mực nước ở biên giới vào lũ chính vụ.
- Đưa nhanh nước tràn biên giới vào đầu mùa lũ ra phía sông Tiền và sông Vàm Cỏ.
- Hạn chế tăng lưu lượng max ra rạch Hồng Ngự để không làm xấu đi việc xạt lở cho khu vực này.
- Đưa cày耨 nhiều nước về phía Long An cày耨 tốt.
- Giảm độ sâu ngập lụt trong khu trung tâm.
- Đơn giản về biện pháp công trình.
- Tăng lượng nước đẩy mặn cho sông Vàm Cỏ vào cuối mùa lũ.

6.2.2. Các phương án tính toán

Các phương án tính toán bao gồm hoàn nguyên lũ 1996 và giả định lũ xảy ra với điều kiện địa hình 1996, triều 1994, lưu lượng thượng lưu 1961. Chương trình SAL được dùng để tính các phương án (xem sơ đồ phương án trên các hình từ 27 đến 31). Các phương án được kí hiệu cụ thể như sau:

+ **HT96**: Hoàn nguyên lũ 1996 để xác định các thông số của mô hình. Trong phương án này điều kiện địa hình được giữ nguyên như năm 1996.

+ **A0**: Phương án đối chứng. Phương án này chỉ khác HT96 là lưu lượng thượng lưu tại Kratie lấy năm 1961, biên triều 1994 và mưa 10%.

+ **P1** (xem hình 27, 28): Lấy HT96 làm nền nhưng tạo tuyến ngăn lũ dọc kênh Tân Thành-Lò Gạch, ngăn ngang biên giới (tại kênh Tân Thành - Lò Gạch và kênh Sở Hạ), ngăn dọc theo sông Vàm Cỏ Tây và vận hành như sau:

- Tháng 7 - 8: Ngăn ngang kênh Tân Thành tại Bình Thành; ngăn ngang kênh Sở Hạ (biên giới); ngăn các kênh dọc từ Tân Thành - Lò Gạch vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Cái Bát. Ngăn cuối kênh Hồng Ngự tại hợp lưu với kênh Tân Hưng. Ngăn các kênh từ Vàm Cỏ Tây vào ĐTM bắt đầu từ Rạch Cái Môn cho đến hết kênh 12. Từ kênh Tân Thiết đến Tân An bỏ ngỏ. Mở rộng kênh Tân Thành từ Tân Công Chí đến kênh 28, mở rộng kênh Tân Hưng đến kênh Hồng Ngự, kênh 28 đến đầu kênh 61. Kích thước mở rộng: Bđáy = 40m; Zđáy = -3m. Thông đoạn cuối kênh Hồng Ngự với đáy 40 m -4m.

- Tháng 9 - 10: Bố trí cống tại đầu các kênh dọc từ kênh Tân Thành - Lò Gạch chảy vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Cái Bát. Các cống này có kích thước B = 10m; Zđáy = -3m. Riêng cống Tân Công Chí B=15m; cống Cái Cái B = 25m. Để thông kênh Hồng Ngự, vẫn đóng các kênh từ ĐTM chảy ra Vàm Cỏ Tây bắt đầu từ rạch Cái Môn đến hết kênh 12.

+ **P2** (Xem hình 29,30): Giống như P1 nhưng làm đê dọc theo cả hai bờ sông Vàm Cỏ Tây từ Bình Châu (để ngỏ đường sang kênh 61) cho tới hợp lưu với Vàm Cỏ Đông.

+ **P3**: Lấy HT96 làm nền nhưng tạo tuyến ngăn lũ dọc kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn ngang biên giới, dọc theo Vàm Cỏ Tây, vận hành như sau:

- Tháng 7 - 8: ngăn ngang kênh Tân Thành - Lò Gạch tại Bình Thành; để ngỏ đầu kênh Sở Hạ (biên giới); ngăn các kênh dọc từ Tân Thành-Lò Gạch vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Tân Thành B. Mở nhỏ rạch Cái Cái bằng một cống với đáy 10m, -3m. Để thông kênh Hồng Ngự. Ngăn các kênh từ Vàm Cỏ Tây vào ĐTM bắt đầu từ Rạch Cái Môn cho đến sát kênh Cả Giữa (để trống kênh Cả Giữa). Ngăn Rạch Biện Minh và Kinh Quận sát phía bắc kênh 79. Kênh 12 ngăn phía nam kinh Bảy Thước. Từ kênh Tân Thiết đến Tân An bỏ ngỏ. Mở rộng kênh Tân Thành từ Tân Công Chí đến kênh 28, mở rộng các kênh Cái Bát mới, Tân Hưng, sông Trăng, tất cả từ kênh Tân Thành -Lò Gạch xuống đến kênh Hồng Ngự ; kênh 28 đến đầu kênh 61. kênh Cả Giữa, Tân Thiết. Kích thước mở rộng: B đáy = 30m; Zđáy = -3m. Thông đoạn cuối kênh Hồng Ngự với đáy 40m, -4m.

- Tháng 9 - 10: Để thông kênh Kháng Chiến. Đóng tất cả các kênh từ rạch Hồng Ngự vào tới Bình Thành. Bố trí cống tại đầu các kênh dọc từ kênh Tân Thành - Lò Gạch chảy vào ĐTM bắt đầu từ kênh Bình Thành đến hết kênh Cái Cái. Các cống này có kích thước: Bình Thành, Thống Nhất, Tân Công Chí, Cái Cái: B = 30m; Zđáy = -3m. Sá Rài, Tân Thành B: B = 20m; Zđáy = - 3m. Để thông kênh Hồng Ngự, vẫn đóng các

kênh từ ĐTM chảy ra Vàm Cỏ Tây bắt đầu từ rạch Cái Môn đến hết kênh 12 như tháng 7 - 8 (để trống kênh Cả Giữa).

Như vậy trong phương án P3, để thông kênh Hồng Ngự và kênh Sở Hạ. Kênh Tân Thành - Lò Gạch bị chặn trong cả bốn tháng 7 - 8 - 9 - 10. Các kênh từ Vàm Cỏ Tây chảy vào Đồng Tháp Mười từ rạch Cái Môn đến kênh 12 cũng bị chặn trong suốt bốn tháng, nhưng kênh Cả Giữa để trống. Chặn kênh 12 ở nam kênh 30 - 4 và kênh Bảy Thước.

+ **P40**: Lấy HT96 làm nền nhưng tạo tuyến ngăn lũ dọc kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn dọc theo Vàm Cỏ Tây và vận hành như sau:

- Tháng 7 - 8: Không ngăn ngang (để ngỏ) kênh Tân Thành - Lò Gạch và kênh Sở Hạ (biên giới); ngăn các kênh dọc từ Tân Thành - Lò Gạch vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Tân Thành B. Ngăn ngang rạch Cái Cái và kênh 79 ở phía nam kênh Hồng Ngự. Để thông kênh Hồng Ngự. Ngăn các kênh từ Vàm Cỏ Tây vào ĐTM bắt đầu từ Rạch Cái Môn cho đến sát kênh Cả Giữa (để trống kênh Cả Giữa). Ngăn Rạch Biện Minh và Kinh Quận sát phía bắc kênh 79. Kênh 12 ngăn phía nam kinh 79. Từ kênh Tân Thiết đến Tân An bỏ ngỏ. Chưa mở rộng kênh.

- Tháng 9 - 10: Để thông kênh Kháng Chiến. Đóng tất cả các kênh từ rạch Hồng Ngự vào tới Bình Thành. Đóng kênh Tân Công Chí, kênh Sá Rài và kênh Tân Thành B ở phía nam kênh Tân Thành - Lò Gạch. Bố trí cống tại đầu các kênh dọc từ kênh Tân Thành - Lò gạch chảy vào ĐTM bắt đầu từ kênh Bình Thành đến hết kênh Cái Cái. Các cống này có kích thước: Bình

Thành, Thống Nhất: B = 30m; Zđáy = -3m. Tân Thành B: B = 25m; Zđáy = - 3m. Để thông kênh Hồng Ngự, Cái Cái và kênh 79, vẫn đóng các kênh từ ĐTM chảy ra Vàm Cỏ Tây bắt đầu từ rạch Cái Môn đến hết kênh 12 như tháng 7 - 8.

Như vậy trong phương án P40, để thông kênh Hồng Ngự và kênh Sở Hạ, kênh Tân Thành - Lò Gạch. Rạch Cái Cái và kênh 79 bị chặn ở phía nam kênh Hồng Ngự trong tháng 7 và tháng 8. Các kênh từ Vàm Cỏ Tây xuống cũng bị chặn.

+ **P41:** Phương án này giống như phương án P40, tuy nhiên các kênh được mở rộng như sau: Mở rộng kênh Tân Thành từ Tân Công Chí đến kênh 28, mở rộng các kênh Cái Bát mới, Tân Hưng, tất cả từ kênh Tân Thành - Lò Gạch xuống đến kênh Hồng Ngự; kênh 28 đến đầu kênh 61. kênh Cả Giữa, Tân Thiết. Kích thước mở rộng: B đáy = 30m; Zđáy = -3m. Thông đoạn cuối kênh Hồng Ngự với đáy 40m, -4m. Mở băng tràn 300m dọc kênh 79 ở cao trình mặt ruộng.

Mục tiêu của hai phương án P40 và P41 là so sánh khả năng chuyển nước khi thực hiện nạo vét hoặc cải tạo.

+ **P5:** Lấy HT96 làm nền nhưng tạo tuyến ngăn lũ dọc kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn ngang kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn dọc theo bờ tây sông Vàm Cỏ Tây sát kênh 79 và vận hành như sau:

- Tháng 7 - 8: Ngăn ngang kênh Tân Thành - Lò Gạch tại Bình Thành; để ngỏ kênh Sở Hạ (biên giới); ngăn các kênh dọc từ Tân Thành - Lò Gạch vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Tân Thành B. Mở nhỏ rạch Cái Cái bằng một cống với đáy 15m, -3m. Để thông kênh Hồng Ngự. Ngăn

các kênh từ Vàm Cỏ Tây vào ĐTM bắt đầu từ Rạch Cái Môn cho đến sát kênh Cả Giữa (để trống kênh Cả Giữa). Ngăn Rạch Biện Minh và Kinh Quận sát phía đông bắc kênh 79. Kênh 12 ngăn phía nam kinh Bảy Thước và 30-4. Từ kênh Tân Thiết đến Tân An bỏ ngỏ. Mở rộng kênh Tân Thành từ Tân Công Chí đến kênh 28, mở rộng các kênh Cái Bát mới (nối với kênh 79) từ sát biên giới. Kênh Tân Hưng, sông. Trảng, bắt đầu từ kênh Tân Thành - Lò Gạch xuống đến kênh Hồng Ngự; kênh 28 đến đầu kênh 61; kênh Cả Giữa, Tân Thiết. Kích thước mở rộng: B đáy = 30m; Zđáy = -3m. Thông đoạn cuối kênh Hồng Ngự với đáy 40m, -4m.

- Tháng 9-10 : Để thông kênh Kháng Chiến. Đóng tất cả các kênh từ rạch Hồng Ngự vào tới Bình Thành. Bố trí cống tại đầu các kênh dọc từ kênh Tân Thành - Lò Gạch chảy vào ĐTM bắt đầu từ kênh Bình Thành đến hết kênh Cái Cái. Các cống này có kích thước: Bình Thành, Thống Nhất, Tân Công Chí, Cái Cái: B = 30m; Zđáy = -3m. Sá Rài, Tân Thành B: B = 20m; Zđáy = - 3m. Bên cạnh các cống tại cao trình 5m làm thêm các đoạn tràn đóng vai trò chia nước khi lũ cao để giảm độ tăng mực nước phía biên giới. Chiều rộng các đường tràn như sau: tràn Cái Cái 250m, các tràn khác 150m. Để thông kênh Hồng Ngự, vẫn đóng các kênh từ ĐTM chảy ra Vàm Cỏ Tây bắt đầu từ rạch Cái Môn đến hết kênh 12 như tháng 7 - 8 (để trống kênh Cả Giữa).

Như vậy trong phương án P5, để thông kênh Hồng Ngự và kênh Sở Hạ. Kênh Tân Thành - Lò Gạch bị chặn trong cả 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10. Các kênh từ Vàm Cỏ Tây chảy vào Đồng Tháp Mười từ rạch Cái Môn đến kênh 12 cũng bị chặn trong

suốt 4 tháng, nhưng kênh Cả Gừa để trống. Chặn kênh 12 ở nam kênh 30-4 và kênh Bảy Thước. Làm thêm đường tràn tại các cống Bình Thành, Thống Nhất, Tân Công Chí, Sá Rài, Tân Thành B và Cái Cối.

+ A1 (hình 27, 28): Giống như P1 nhưng nền tính toán là A0 (biên thượng lưu 1961, biên biển 1994, mưa 10%).

+ A2: Giống như P5 nhưng nền tính toán là A0 (biên thượng lưu 1961, biên biển 1994, mưa 10%).

+ A3: Lấy A0 làm nền nhưng tạo tuyến ngăn lũ dọc kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn ngang kênh Tân Thành - Lò Gạch, ngăn dọc theo bờ tây sông Vàm Cỏ Tây sát kênh 79 và vận hành như sau:

- Tháng 7 - 8: Ngăn ngang kênh Tân Thành - Lò Gạch tại Bình Thành; để ngỏ kênh Sở Hạ (biên giới); ngăn các kênh dọc từ Tân Thành - Lò Gạch vào ĐTM bắt đầu từ rạch Hồng Ngự đến hết kênh Cái Cối. Để thông kênh Hồng Ngự. Ngăn các kênh từ Vàm Cỏ Tây vào ĐTM bắt đầu từ Rạch Cái Môn cho đến sát kênh Cả Gừa (để trống kênh Cả Gừa). Ngăn Rạch Biện Minh và Kinh Quận sát phía đông bắc kênh 79. Kênh 12 ngăn phía nam kênh 79. Từ kênh Tân Thiết đến Tân An bỏ ngỏ. Mở rộng kênh Tân Thành từ Tân Công Chí đến kênh 28, mở rộng các kênh Cái Bát mới (nối với kênh 79) từ sát biên giới. Kênh Tân Hưng, sông Trăng, bắt đầu từ kênh Tân Thành - Lò Gạch xuống đến kênh Hồng Ngự; kênh 28 đến đầu kênh 61; kênh Cả Gừa, Tân Thiết. Kích thước mở rộng: B đáy = 30m; Zđáy = -3m. Thông đoạn cuối kênh Hồng Ngự với đáy 40m, -4m.

- Tháng 9 - 10: Để thông kênh Kháng Chiến bằng một cống Bđáy = 15m, Zđáy = -3m. Đóng tất cả các kênh từ rạch Hồng Ngự vào tới Bình Thành. Bố trí cống tại đầu các kênh dọc từ kênh Tân Thành - Lò Gạch chảy vào ĐTM bắt đầu từ kênh Bình Thành đến hết kênh Cái Cối. Các cống này có kích thước: Bình Thành, Thống Nhất, Tân Thành B, Sá Rài B = 15, Tân Công Chí B = 20m, Cái Cối: B = 25m; tất cả Zđáy = -3m. Bên cạnh các cống tại cao trình 5m vẫn có các đoạn tràn tràn đóng vai trò chia nước khi lũ cao để giảm độ tăng mực nước phía biên giới. Chiều rộng các đường tràn như sau : tràn Cái Cối 250m, các tràn khác 150m. Để thông kênh Hồng Ngự, vẫn đóng các kênh từ ĐTM chảy ra Vàm Cỏ Tây bắt đầu từ rạch Cái Môn đến hết kênh 12 như tháng 7 - 8 (để trống kênh Cả Gừa).

Như vậy trong phương án A3, để thông kênh Hồng Ngự và kênh Sở Hạ. Kênh Tân Thành - Lò Gạch bị chặn trong cả 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10. Các kênh từ Vàm Cỏ Tây chảy vào Đồng Tháp Mười từ rạch Cái Môn đến kênh 12 cũng bị chặn trong suốt 4 tháng, nhưng kênh Cả Gừa để trống. Chặn kênh 12 ở nam kênh 79. Làm thêm đường tràn tại các cống Bình Thành, Thống Nhất, Tân Công Chí, Sá Rài, Tân Thành B và Cái Cối.

Phương án này gần giống phương án A2, nhưng chỉ mở Cái Cối trong tháng 9-10. Chặn kênh 12 ở nam kênh 79. Các cống từ kênh Tân Thành - Lò Gạch vào Đồng Tháp Mười cũng mở nhỏ hơn.

Lưu ý rằng các phương án nêu trên được lựa chọn từ việc tính toán một loạt các phương án khác nhau.

6.2.3. Sơ đồ tính

Đặc điểm lũ ở đồng bằng đã được phân tích ở một số báo cáo. Để mô phỏng các đặc điểm đó trong sơ đồ đã đưa vào 4 yếu tố:

- Mạng sông, kênh là các trục chuyển nước.
- Các vùng trữ dọc theo các bờ sông, kênh chỉ có vai trò trữ nước.
- Các ô tràn (còn gọi là các ruộng kín) nối với nhau hoặc nối với mạng sông kênh. Dòng chảy từ sông kênh vào ô tràn hoặc từ ô nọ qua ô kia được mô phỏng bằng dòng qua công trình với những xử lý đặc biệt.
- Các công trình như cống đập để mô phỏng sự chênh lệch mực nước trước và sau công trình.

Sơ đồ tính gồm các biên thượng lưu: Kratie, Gò Dầu, Thị Tính, Trị An, các biên dưới là: Rạch Giá, Cà Mau, Gành Hào, Mỹ Thanh, Bến Trại, An Thuận, Bình Đại, Vàm Kênh, Soài Rạp.

Mạng sông, kênh, đồng ruộng khu bảy cầu - tuyến Châu Đốc - Tịnh Biên, khu Tri Tôn và mạng kênh rạch ĐTM được sơ đồ hóa tương đối chi tiết để có thể mô phỏng được lượng dòng chảy sát với thực tế. Biển Hồ cũng được mô phỏng trong sơ đồ tính để thể hiện được vai trò điều tiết dòng chảy trong mùa lũ. Trong sơ đồ này đã đưa vào một phần hệ thống sông Sài Gòn - Đồng Nai - Soài Rạp, Vàm Cỏ Đông để có thể tính được ảnh hưởng của lũ trên Đồng Bằng đối với vùng nam Tp Hồ Chí Minh. Phần bán đảo Cà Mau cũng được đưa vào đủ chi tiết kể cả hệ thống cống chống xâm nhập mặn để có thể mô phỏng ảnh

hưởng triều cũng như vai trò trữ nước và xem xét bài toán kiệt. Phần TGLX đã được mô tả khá chi tiết khi tính các phương án thoát lũ cho biển Tây, trên cơ sở đó bổ xung thêm chi tiết khu vực ĐTM ta có một mạng sơ đồ đủ hoàn chỉnh. Một hạn chế của mô hình là tài liệu địa hình, thủy văn được thu thập từ nhiều nguồn khác nhau, có nhiều vùng địa hình đã thay đổi nhưng chưa được cập nhật hoặc chưa có đo đạc mới cho nên phải dùng các tài liệu thiết kế do đó kết quả có thể chấp nhận được trên toàn cục nhưng chưa bảo đảm độ chính xác về chi tiết. Ta chưa có tài liệu nào mới về vùng Campuchia sát Việt Nam mà phải lấy tài liệu cũ từ sơ đồ SOGREAH.

Tài liệu địa hình : Dòng chính đo 1992 (tài liệu thủy đạc Mêkông). Kênh 79: Đo 1997; Sông Vàm Cỏ, Sài Gòn: 1995 (Jica đo); Kênh Hồng Ngự: Tài liệu thiết kế. Khu vực Tứ thường, kênh Thống Nhất: đo 1998; Các kênh dọc tuyến đường thủy tp. Hồ Chí Minh - Kiên Lương, Tp. Hồ Chí Minh - Cà Mau đo 1995. Kênh Vĩnh Tế: đo 1996; Các kênh sông khác hoặc lấy từ tài liệu thiết kế, hoặc lấy từ sơ đồ của qui hoạch tổng thể ĐBSCL. Diện tích các ô ruộng được đo từ bản đồ cây điểm 1/25000. Bản đồ cao trình bờ bao được thu thập từ các tỉnh Đồng Tháp, Long An, Tiền Giang (sau lũ 1996).

Tài liệu khí tượng thủy văn: Số liệu đo lũ năm 1996 của Tổng Cục khí tượng thủy văn. Số liệu mực nước nêu trong báo cáo này dùng theo cao độ Hà Tiên, sai khác 0,167m so với cao độ quốc gia. Lưu lượng Kratie (1961 và 1996) suy ra từ đường quan hệ Q ~ H.

6.2.4. Phân tích các kết quả tính toán

Lũ 1996 được hoàn nguyên từ tháng 7 tới tháng 10. Hình 17 tới 26 là so sánh lưu lượng thực đo và tính toán, mực nước thực đo và tính toán cho trận lũ 1996 tại một số trạm. Có thể thấy kết quả hoàn nguyên lưu lượng tại Tân Châu và Châu Đốc là chấp nhận được. Mực nước tại một số trạm trên sông chính cũng khá tốt. Các trạm nội đồng Tứ Giác Long Xuyên và Đồng Tháp Mười cơ bản là chấp nhận được.

Tóm tắt kết quả tính của các phương án được nêu trong các bảng 6.6 tới 6.21:

Bảng 6.6: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án HT96

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng 4 tháng	Qmax	Qtrần Max
	Tổng lượng	Tổng lượng			
Tân Châu	66298	106483	172781	23855	
Rạch Hồng Ngự	1252	5241	6493	2176	
Tân Châu - Hồng Ngự	1637	7209	8846	2913	
Sở Hạ - Thông Bình	3135	13189	16324	6083	
Thông Bình - Long Khốt	357	3799	4156	1985	
Hồng Ngự - Tân Hồng	2952	11419	14371	4913	1959
Tân Hồng - Long Khốt	532	2633	3165	1067	
Đầu Vàm Cỏ	2238	4027	6265	1520	
Đầu kênh 61	88	369	457	220	
Mộc Hóa	2319	3851	6170	1193	
Dưới Tuyên Nhơn	3024	4590	7614	1655	
Tân An	3431	5672	9103	2398	
Kênh Hồng Ngự (vào)	625	50	675	379	

Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1316	1494	2810	858	
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	2857	7828	10685	4518	

Bảng 6.7: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án A0

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng 4 tháng	Qmax	Qtrần
	Tổng lượng	Tổng lượng			
Tân Châu	81078	113467	194545	23265	
Rạch Hồng Ngự	1116	5592	6708	1660	
Tân Châu - Hồng Ngự	1621	7667	9288	2262	
Sở Hạ - Thông Bình	3412	11868	15280	3305	
Thông Bình - Long Khốt	392	1461	1853	532	
Hồng Ngự - Tân Hồng	3368	10396	13764	2845	392
Tân Hồng - Long Khốt	826	1553	2379	569	
Đầu Vàm Cỏ	1851	3895	5746	1189	
Đầu kênh 61	27	361	388	169	
Mộc Hóa	2001	4135	6136	1006	
Dưới Tuyên Nhơn	3644	7498	11140	2000	
Tân An	4529	8026	12555	2829	
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1519	1615	3134	713	
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	5742	16268	22010	5696	

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tổng lượng	106785	173083	24060	Tân Châu
	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	66298	106785	24060	Tân Châu
		4 tháng	Tổng lượng	9132	2499	Rạch Hồng Ngự
			Tổng lượng	8756	3317	Tân Châu - Hồng Ngự
			12217	14232	5556	Sở Hà - Thông Bình
			3997	4443	2073	Thông Bình - Long Khốt

Bảng 6.9: Q_{max} (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P2

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tổng lượng	107365	173663	24254	Tân Châu
	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	66298	107365	24254	Tân Châu
		4 tháng	Tổng lượng	5990	8517	Rạch Hồng Ngự
			2956	8087	3059	Tân Châu - Hồng Ngự
			10789	12804	4466	Sở Hà - Thông Bình
			445	4024	2064	Thông Bình - Long Khốt
			0	9636	3641	Hồng Ngự - Tân Hồng
			1491	4365	1886	Tân Hồng - Long Khốt
			2842	4716	1676	Đầu Vàm Cỏ
			131	474	270	Đầu kênh 61
			2869	7301	1385	Mộc Hóa
			4826	8333	1749	Dưới Tuyên Nhơn
			3882	5854	2407	Tân An
			2560	1167	992	Hồng Ngự - Đông Tiên(vào)
			2695	8463	4688	Đông Tiên - Mỹ Tho (ra)

Bảng 6.8: Q_{max} (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P1

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tổng lượng	66316	107102	24157	Tân Châu
	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	2485	5952	8437	Rạch Hồng Ngự
		4 tháng	Tổng lượng	8022	10921	Tân Châu - Hồng Ngự
			2441	11450	4933	Sở Hà - Thông Bình
			373	4044	2044	Thông Bình - Long Khốt
			735	9991	4177	Hồng Ngự - Tân Hồng
			1148	4522	1973	Tân Hồng - Long khốt
			2279	4058	1487	Đầu Vàm Cỏ
			97	446	253	Đầu kênh 61
			2357	3932	1198	Mộc Hóa
			3256	5293	1671	Dưới Tuyên Nhơn
			3640	5716	2360	Tân An
			1568	506	625	Đầu Kênh Hồng Ngự
			1967	1098	963	Hồng Ngự - Đông Tiên (vào)
			3201	8537	4695	Đông Tiên - Mỹ Tho (ra)

Bảng 6.10: Q_{max} (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P3

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tổng lượng	1490	3832	1435	Tân Hồng - Long Khốt
	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	0	7997	2704	Hồng Ngự - Tân Hồng
		4 tháng	Tổng lượng	4603	7555	Đầu Vàm Cỏ
			2952	459	287	Đầu kênh 61
			2953	4542	1300	Mộc Hóa
			3146	4809	7965	Dưới Tuyên Nhơn
			3270	5130	2290	Tân An
			2565	1044	1248	Hồng Ngự - Đông Tiên (vào)
			2982	8508	4439	Đông Tiên - Mỹ Tho (ra)

Bảng 6.11: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P40

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	Qmax (m ³ /s)
	Tổng lượng	Tổng lượng	4 tháng	
Tân Châu	66158	107212	173370	24189
Rạch Hồng Ngự	2649	6424	9073	2482
Tân Châu - Hồng Ngự	3068	8567	11635	3309
Sở Hạ - Thông Bình	2448	12731	15179	5790
Thông Bình - Long Khốt	420	3775	4195	2014
Hồng Ngự - Tân Hồng	1128	10452	11580	4448
Tân Hồng - Long Khốt	616	3105	3721	1648
Đầu Vàm Cỏ	2276	4028	6304	1247
Đầu kênh 61	91	420	511	250
Mộc Hóa	2350	3916	6266	1204
Dưới Tuyên Nhơn	3053	4937	7990	1640
Tân An	3458	5433	8891	2360
Vào Kênh Hồng Ngự	1195	640	1835	531
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1513	1293	2806	875
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	3292	8279	11571	4654

Bảng 6.12: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P41

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	Qmax (m ³ /s)
	Tổng lượng	Tổng lượng	4 tháng	
Tân Châu	66191	107390	173581	24295
Rạch Hồng Ngự	2488	6486	8974	2558
Tân Châu - Hồng Ngự	2901	8647	11548	3410
Sở Hạ - Thông Bình	2566	12334	14900	5576
Thông Bình - Long Khốt	316	3434	3750	2069
Hồng Ngự - Tân Hồng	1010	9378	10388	3896

Tân Hồng - Long Khốt	907	4240	5147	1737
Đầu Vàm Cỏ	2388	3952	6340	1416
Đầu kênh 61	105	425	530	245
Mộc Hóa	2473	3889	6362	1191
Dưới Tuyên Nhơn	3346	5182	8528	1643
Tân An	3729	5643	9372	2360
Vào Kênh Hồng Ngự	1240	806	2046	531
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1567	1508	3075	881
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	3283	8315	11598	4630

Bảng 6.13: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án P5

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng	Qmax (m ³ /s)
	Tổng lượng	Tổng lượng	4 tháng	
Tân Châu	66326	106998	173324	24107
Rạch Hồng Ngự	2370	5866	8236	2186
Tân Châu - Hồng Ngự	2779	7914	10693	2938
Sở Hạ - Thông Bình	2338	11693	14031	5223
Thông Bình - Long Khốt	561	4080	4641	2020
Hồng Ngự - Tân Hồng	879	10443	11322	4709
Tân Hồng - Long Khốt	1170	4438	5608	1896
Đầu Vàm Cỏ	2304	4070	6374	1486
Đầu kênh 61	99	449	548	254
Mộc Hóa	2384	3946	6330	1198
Dưới Tuyên Nhơn	3284	5321	8605	1675
Tân An	3666	5742	9408	2362
Vào Kênh Hồng Ngự	1540	487	2027	617
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1934	1060	2994	951
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	3217	8576	11793	4700

Bảng 6.14: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án A1

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng 4 tháng	Qmax (m ³ /s)
	Tổng lượng	Tổng lượng		
Tân Châu	81131	114761	195892	23443
Rạch Hồng Ngự	2868	6632	9500	1813
Tân Châu - Hồng Ngự	3416	8881	12297	2452
Sở Hạ - Thông Bình	2216	9531	11747	2527
Thông Bình - Long Khốt	490	1612	2102	551
Hồng Ngự - Tân Hồng	0	8071	8071	2001
Tân Hồng - Long Khốt	1777	2818	4595	776
Đầu Vàm Cỏ	2223	4448	6671	1198
Đầu kênh 61	54	346	400	180
Mộc Hóa	2266	4565	6831	1165
Dưới Tuyên Nhơn	3747	7431	11178	1992
Tân An	4637	7987	12624	2826
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	3138	1063	4201	784
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	5620	17380	23000	5527

Bảng 6.15: Qmax (m³/s) và tổng lượng (10⁶m³) phương án A2

Các tuyến	Tháng 7 - 8	Tháng 9 - 10	Tổng lượng 4 tháng	Qmax (m ³ /s)
	Tổng lượng	Tổng lượng		
Tân Châu	80868	114784	195652	23483
Rạch Hồng Ngự	2521	5355	7876	1484
Tân Châu - Hồng Ngự	3035	7512	10547	2090
Sở Hạ - Thông Bình	2473	10610	13083	2826
Thông Bình - Long Khốt	646	1778	2424	526
Hồng Ngự - Tân Hồng	935	8591	9526	2326

Tân Hồng - Long Khốt	1554	2711	4365	749
Đầu Vàm Cỏ	1815	3803	5618	1115
Đầu kênh 61	17	439	556	200
Mộc Hóa	1969	3988	5957	967
Dưới Tuyên Nhơn	4028	7942	11970	2137
Tân An	4938	8819	13757	3015
Vào kênh Hồng Ngự	1903	522	2425	513
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	2354	1099	3453	742
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	5443	17277	22720	6050

Bảng 6.16: So sánh sự biến đổi tổng lượng (triệu m³) trong tháng 7 - 8 giữa hiện trạng HT96 và các phương án P1, P2, P3, P40, P41, P5

Các tuyến	HT96	ΔP1	ΔP2	ΔP3	ΔP40	ΔP41	ΔP5
Tân Châu	66298	0	0	18	-140	-107	28
Rạch Hồng Ngự	1252	1275	1275	1233	1397	1236	1118
Tân Châu - Hồng Ngự	1637	1319	1319	1262	1431	1264	1142
Sở Hạ - Thông Bình	3135	-1120	-1120	-694	-687	-569	-797
Thông Bình - Long Khốt	357	88	89	16	63	-41	204
Hồng Ngự - Tân Hồng	2952	-2952	-2952	-2217	-1824	-1942	-2073
Tân Hồng - Long Khốt	532	959	958	616	32	375	638
Đầu Vàm Cỏ	2238	604	714	41	38	150	66
Đầu kênh 61	88	43	-58	9	3	17	11
Mộc Hóa	2319	550	634	38	31	154	65
Dưới Tuyên Nhơn	3024	483	122	232	29	322	260
Tân An	3431	451	-161	209	27	298	235
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1316	1244	1249	651	197	251	618
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	2857	-162	125	344	435	426	360

Bảng 6.17: So sánh sự biến đổi tổng lượng (triệu m³) trong 2 tháng 9-10 giữa hiện trạng HT96 và các phương án P1, P2, P3, P40, P41, P5

Các tuyến	HT96	ΔP1	ΔP2	ΔP3	ΔP40	ΔP41	ΔP5
Tân Châu	106483	882	302	619	729	907	515
Rạch Hồng Ngự	5241	749	1356	711	1183	1245	625
Tân Châu - Hồng Ngự	7209	878	1547	813	1358	1438	705
Sở Hạ - Thông Bình	13189	-2400	-972	-1739	-458	-855	-1496
Thông Bình - Long Khốt	3799	225	198	245	-24	-365	281
Hồng Ngự - Tân Hồng	11419	-1783	-3422	-1428	-967	-2041	-976
Tân Hồng - Long Khốt	2633	1732	1199	1889	472	1607	1805
Đầu Vàm Cỏ	4027	689	576	31	1	23	43
Đầu kênh 61	369	105	90	77	51	56	80
Mộc Hóa	3851	581	691	81	65	38	95
Dưới Tuyên Nhơn	4590	236	219	703	347	592	731
Tân An	5672	182	-542	44	-239	-29	70
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1494	-327	-450	-396	-201	14	-434
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	7828	635	680	709	451	487	748

Bảng 6.18: So sánh tổng lượng (triệu m³) trong tháng 7-8 và cả 4 tháng 7-8-9-10 giữa các phương án A0 và A1, A2

Các tuyến	Tháng 7 - 8			4 tháng (7, 8, 9, 10)		
	A0	ΔA1	ΔA2	A0	ΔA1	ΔA2
Tân Châu	81078	53	-210	194545	1347	1107
Rạch Hồng Ngự	1116	1752	1405	6708	2792	1168
Tân Châu - Hồng Ngự	1621	1795	1414	9288	3009	1259
Sở Hạ - Thông Bình	3412	-1196	-939	15280	-3533	-2197

Thông Bình - Long Khốt	392	98	254	1853	249	571
Hồng Ngự - Tân Hồng	3368	-3368	-2433	13764	-5693	-4238
Tân Hồng - Long Khốt	826	951	728	2379	2216	1986
Đầu Vàm Cỏ	1851	372	-36	5746	926	-128
Đầu kênh 61	27	27	-10	388	12	168
Mộc Hóa	2001	265	-32	6136	695	-179
Dưới Tuyên Nhơn	3644	103	384	11142	36	828
Tân An	4529	108	409	12555	69	1202
Hồng Ngự - Đồng Tiến (vào)	1519	1619	835	3134	1067	319
Đồng Tiến - Mỹ Tho (ra)	5742	-122	-299	22010	990	710

Từ các bảng trên có thể rút ra các nhận xét sau đây:

a. Tuyến biên giới vào Đồng Tháp Mười từ rạch Sở Hạ qua Thông Bình vào tới Long Khốt (tràn tính từ Thông Bình vào Long Khốt; Tổng lượng (triệu m³) không kể tràn, tính trong 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10):

- + Lũ 1996 (HT96): Q_{max}: 8068m³/s; Q_{tràn}: 949 m³/s; Tổng lượng: 20480.
- + Phương án P1 : Q_{max}: 6530m³/s; Q_{tràn}: 0 m³/s; Tổng lượng: 17273.
- + Phương án P2 : Q_{max}: 7629m³/s; Q_{tràn}: 0 m³/s; Tổng lượng: 18675.
- + Phương án P3 : Q_{max}: 6977m³/s; Q_{tràn}: 0 m³/s; Tổng lượng: 18308.
- + Phương án P5 : Q_{max}: 7243m³/s; Q_{tràn}: 0 m³/s; Tổng lượng: 18672.

- + Phương án P40: Q_{\max} : 7804 m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 19374
- + Phương án P41 : Q_{\max} : 7645 m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 18650.
- + Phương án A0 : Q_{\max} : 3837m³/s; Q tràn: 58 m³/s; Tổng lượng: 17133.
- + Phương án A1 : Q_{\max} : 3078m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 11747.
- + Phương án A2 : Q_{\max} : 3352m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15507.

Như vậy giữa phương án P2, P3, P41, P5 tổng lượng nước lũ qua biên giới trong 4 tháng xấp xỉ nhau và đều giảm so với hiện trạng lũ 1996. Với phương án P1 nước tràn qua có ít hơn. Với phương án A1 và A2 cũng vậy. Phương án A1 có ít hơn, cũng giống như phương án P1. Chú ý rằng, trong các phương án, đường Tân Thành - Lò Gạch được đắp để không cho lũ tràn qua, vì thế lũ tràn biên giới có giảm đi.

b. Tuyến dọc kênh Tân Thành-Lò gạch từ rạch Hồng Ngự qua Tân Hồng tới Long Khốt (tràn tính từ rạch Hồng Ngự vào Tân Hồng; Tổng lượng (triệu m³) không kể tràn, tính trong 4 tháng 7-8-9-10):

- + Lũ 1996 (HT96): Q_{\max} :5980m³/s; Q tràn:1010 m³/s; Tổng lượng: 17536.
- + Phương án P1 : Q_{\max} : 5527m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15492.
- + Phương án P2 : Q_{\max} : 4139m³/s ; Q tràn :0 m³/s ; Tổng

lượng: 13319.

- + Phương án P3 : Q_{\max} : 6150m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 16396.
- + Phương án P40: Q_{\max} : 6096m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 19076.
- + Phương án P41: Q_{\max} : 5633m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15535.
- + Phương án P5 : Q_{\max} : 6605m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 16930.
- + Phương án A0 : Q_{\max} : 3414m³/s; Q tràn: 334 m³/s; Tổng lượng: 16143.
- + Phương án A1 : Q_{\max} : 2777m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 12666.
- + Phương án A2 : Q_{\max} : 3075m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 13891.

Giống như tuyến biên giới giữa phương án P2, P3, P41, P5 tổng lượng nước lũ qua tuyến này xấp xỉ nhau và đều giảm so với hiện trạng lũ 1996. Với phương án A1 và A0 cũng vậy.

So sánh hai tuyến ta thấy với hiện trạng lũ 1996, nếu không xây dựng làm tuyến ngăn lũ thì so với hiện trạng lũ 1996, lượng nước lũ 1996 sẽ có tác dụng đẩy mặn nếu cuối tháng 7-8. Lượng nước này sẽ được thả ra biển có tác dụng đẩy mặn nếu cuối tháng 7-8.

c) Tuyến dọc sông Tiên t

- + Phương án P40: Q_{\max} : 7804 m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 19374
- + Phương án P41 : Q_{\max} : 7645 m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 18650.
- + Phương án A0 : Q_{\max} : 3837m³/s; Q tràn: 58 m³/s; Tổng lượng: 17133.
- + Phương án A1 : Q_{\max} : 3078m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 11747.
- + Phương án A2 : Q_{\max} : 3352m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15507.

Như vậy giữa phương án P2, P3, P41, P5 tổng lượng nước lũ qua biên giới trong 4 tháng xấp xỉ nhau và đều giảm so với hiện trạng lũ 1996. Với phương án P1 nước tràn qua có ít hơn. Với phương án A1 và A2 cũng vậy. Phương án A1 có ít hơn cũng giống như phương án P1. Chú ý rằng, trong các phương án, đường Tân Thành - Lò Gạch được đắp để không cho lũ tràn qua, vì thế lũ tràn biên giới có giảm đi.

b. Tuyến dọc kênh Tân Thành-Lò gạch từ rạch Hồng Ngự qua Tân Hồng tới Long Khốt (trần tính từ rạch Hồng Ngự vào Tân Hồng; Tổng lượng (triệu m³) không kể tràn, tính trong 4 tháng 7-8-9-10):

- + Lũ 1996 (HT96): Q_{\max} : 5980m³/s; Q tràn: 1010 m³/s; Tổng lượng: 17536.
- + Phương án P1 : Q_{\max} : 5527m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15492.
- + Phương án P2 : Q_{\max} : 4139m³/s ; Q tràn : 0 m³/s ; Tổng

lượng: 13319.

- + Phương án P3 : Q_{\max} : 6150m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 16396.
- + Phương án P40: Q_{\max} : 6096m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 19076.
- + Phương án P41: Q_{\max} : 5633m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 15535.
- + Phương án P5 : Q_{\max} : 6605m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 16930.
- + Phương án A0 : Q_{\max} : 3414m³/s; Q tràn: 334 m³/s; Tổng lượng: 16143.
- + Phương án A1 : Q_{\max} : 2777m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 12666.
- + Phương án A2 : Q_{\max} : 3075m³/s; Q tràn: 0 m³/s; Tổng lượng: 13891.

Giống như tuyến biên giới giữa phương án P1, P41 nước lũ qua tuyến này xấp xỉ nhau và đều giảm so với hiện trạng lũ 1996. Với phương án A1 và A0 cũng vậy.

So sánh hai tuyến ta thấy với hiện trạng có khoảng 3 tỷ m³ nước trữ lại phần trên kênh Tân Thành-Lò gạch nhưng nếu làm tuyến ngăn lũ thì so với hiện trạng khoảng hơn 4 tỷ m³ nước trữ lại phần trên tuyến này và làm dâng cao mực nước. Số lượng nước này sẽ được thoát dần xuống Vàm cỏ và có tác dụng đẩy mặn nếu cuối tháng 10 vẫn thực hiện đóng các cống như tháng 7 - 8.

c) Tuyến dọc sông Tiền từ kênh Hồng Ngự tới Đồng

Tiến, nước chủ yếu chảy vào; (Tổng lượng (triệu m³) tính trong 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10):

- + Lũ 1996 (HT96): Qmax: 858m³/s; Tổng lượng: 2810.
- + Phương án P1 : Qmax: 992m³/s; Tổng lượng: 3727.
- + Phương án P2 : Qmax: 1248m³/s; Tổng lượng: 3609.
- + Phương án P3 : Qmax: 963m³/s; Tổng lượng: 3065.
- + Phương án P40 : Qmax: 875 m³/s; Tổng lượng: 2806.
- + Phương án P41 : Qmax: 881 m³/s; Tổng lượng: 3075.
- + Phương án P5 : Qmax: 951m³/s; Tổng lượng: 2994.
- + Phương án A0 : Qmax: 713m³/s; Tổng lượng: 3134.
- + Phương án A1 : Qmax: 784m³/s; Tổng lượng: 4201.
- + Phương án A2 : Qmax: 742m³/s; Tổng lượng: 3453.

Như vậy khi dùng Tân Thành - Lò Gạch làm tuyến ngăn lũ thì lượng nước từ sông Tiên vào Đồng Tháp Mười qua ba kênh Hồng Ngự, An Bình, Đồng Tiến tăng lên rõ rệt cả về Qmax cũng như tổng lượng. Để phân tích khả năng tăng phù sa ta xét tổng lượng vào tuyến này trong hai tháng 7 - 8 là tháng giàu nồng độ phù sa:

- + Lũ 1996 (HT96): Tổng lượng : 1316.
- + Phương án P1 : Tổng lượng: 2560. Tăng 1244 so với HT96.
- + Phương án P2 : Tổng lượng: 2565. Tăng 1249 so với HT96.
- + Phương án P3 : Tổng lượng: 1967. Tăng 651 so với HT96.

- + Phương án P40: Tổng lượng: 1513. Tăng 197 so với HT96.
- + Phương án P41 : Tổng lượng: 1567 . Tăng 251 so với HT96.
- + Phương án P5 : Tổng lượng: 1934. Tăng 618 so với HT96.
- + Phương án A0 : Tổng lượng: 1519.
- + Phương án A1 : Tổng lượng: 3138. Tăng 1619 so với A0.
- + Phương án A2 : Tổng lượng: 2354. Tăng 835 so với A0.

Như vậy các phương án P1 (A1), P2 cho nước phù sa vào nhiều nhất, P40, P41 cho nước phù sa vào ít nhất. Tổng lượng từ sông Tiên vào tăng gần như từ 1,5 đến 2 lần so với hiện trạng và là nước phù sa. Trong sự gia tăng này vai trò kênh Hồng Ngự là quan trọng như số liệu nêu dưới đây:

- + Lũ 1996 (HT96): Tổng lượng: 625.
- + Phương án P1 : Tổng lượng: 1687. Tăng 1062 so với HT96.
- + Phương án P2 : Tổng lượng: 1684. Tăng 1059 so với HT96.
- + Phương án P3 : Tổng lượng: 1568. Tăng 943 so với HT96.
- + Phương án P40 : Tổng lượng: 1195. Tăng 570 so với HT96.
- + Phương án P41 : Tổng lượng: 1240 .Tăng 615 so với HT96.

- + Phương án P5: Tổng lượng: 1540. Tăng 915 so với HT96.
- + Phương án A0: Tổng lượng: 676.
- + Phương án A1: Tổng lượng: 2050. Tăng 1374 so với A0.
- + Phương án A2: Tổng lượng: 1903. Tăng 1227 so với A0.

Lưu ý rằng tuyến Tân Thành - Lò Gạch được ngăn đến rạch Cái Cái trong tháng 7 - 8 nên nước phù sa từ sông Tiền có thể vào sát kênh 79 sau đó theo các kênh dọc chuyển một phần ra sông Vàm Cỏ và một phần ra sông Tiền.

d. Tuyến dọc sông Tiền từ kênh Đồng Tiến tới Mỹ Tho, nước chủ yếu chảy ra; (Tổng lượng (triệu m³) tính trong 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10):

- + Lũ 1996 (HT96): Qmax : 4518m³/s; Tổng lượng : 10685.
- + Phương án P1 : Qmax: 4688m³/s; Tổng lượng: 11158.
- + Phương án P2 : Qmax: 4439m³/s; Tổng lượng: 11490.
- + Phương án P3 : Qmax: 4695m³/s; Tổng lượng: 11738.
- + Phương án P40 : Qmax:4654 m³/s; Tổng lượng:11571.
- + Phương án P41 : Qmax:4630 m³/s; Tổng lượng:11598 .
- + Phương án P5 : Qmax: 4700m³/s; Tổng lượng: 11793.
- + Phương án A0 : Qmax: 5696m³/s; Tổng lượng: 22010.
- + Phương án A1 : Qmax: 5527m³/s; Tổng lượng: 23000.
- + Phương án A2 : Qmax: 6050m³/s; Tổng lượng: 22720.

Như vậy so với hiện trạng sự biến đổi tổng lượng ra của tuyến này không nhiều khi ngăn lũ phía trên theo tuyến Tân Thành - Lò Gạch. Nhưng lưu ý rằng phần nước gia tăng là

nước phù sa vào từ Hồng Ngự tới Đồng Tiến.

e. Đầu sông Vàm Cỏ Tây. Tổng lượng (triệu m³) tính trong 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10:

* Vào sông Vàm Cỏ (tại Bình Châu):

- + Lũ 1996 (HT96): Qmax: 1520m³/s; Tổng lượng: 6265.
- + Phương án P1 : Qmax: 1676m³/s; Tổng lượng: 7558.
- + Phương án P2 : Qmax: 1413m³/s; Tổng lượng: 7555.
- + Phương án P3 : Qmax: 1487m³/s; Tổng lượng: 6337.
- + Phương án P40 : Qmax: 1247m³/s; Tổng lượng: 6304.
- + Phương án P41 : Qmax: 1416m³/s; Tổng lượng: 6340.
- + Phương án P5 : Qmax: 1486m³/s; Tổng lượng: 6374.
- + Phương án A0 : Qmax: 1189m³/s; Tổng lượng: 5746.
- + Phương án A1 : Qmax: 1198m³/s; Tổng lượng: 6671.
- + Phương án A2 : Qmax: 1115m³/s; Tổng lượng: 5618.

* Vào đầu kênh 61:

- + Lũ 1996 (HT96): Qmax: 220m³/s; Tổng lượng: 457.
- + Phương án P1 : Qmax: 270m³/s; Tổng lượng: 605.
- + Phương án P2 : Qmax: 287m³/s; Tổng lượng: 489.
- + Phương án P3 : Qmax: 253m³/s; Tổng lượng: 543.
- + Phương án P40 : Qmax: 250m³/s; Tổng lượng:511 .
- + Phương án P41 : Qmax: 245m³/s; Tổng lượng: 530.
- + Phương án P5 : Qmax: 254m³/s; Tổng lượng: 548.
- + Phương án A0 : Qmax: 169m³/s; Tổng lượng: 388.

+ Phương án A1: Q_{max} : $180m^3/s$; Tổng lượng: 400.

+ Phương án A2: Q_{max} : $200m^3/s$; Tổng lượng: 556.

Như vậy so với hiện trạng nước vào đầu sông Vàm Cỏ Tây đều tăng và từ 1 tỷ trở lên đối với phương án P1, P2; nước về kênh 61 cũng tăng.

f. Vàm Cỏ Tây tại Tân An. Tổng lượng (triệu m^3) trong 4 tháng 7-8-9-10

+ Lũ 1996 (HT96): Q_{max} : $2398m^3/s$; Tổng lượng: 9103.

+ Phương án P1 : Q_{max} : $2407m^3/s$; Tổng lượng: 9736.

+ Phương án P2 : Q_{max} : $2290m^3/s$; Tổng lượng: 8400.

+ Phương án P3 : Q_{max} : $2360m^3/s$; Tổng lượng: 9356.

+ Phương án P40 : Q_{max} : $2360m^3/s$; Tổng lượng: 8891.

+ Phương án P41 : Q_{max} : $2360m^3/s$; Tổng lượng: 9372.

+ Phương án P5 : Q_{max} : $2362m^3/s$; Tổng lượng: 9408.

+ Phương án A0 : Q_{max} : $2829m^3/s$; Tổng lượng: 12555.

+ Phương án A1 : Q_{max} : $2805m^3/s$; Tổng lượng: 12650.

+ Phương án A2 : Q_{max} : $3015m^3/s$; Tổng lượng: 13757.

Chú ý rằng khi đắp hai bờ Vàm Cỏ Tây (P2) nước xuống qua Tân An gồm nước lũ vào tại đầu (Bình Châu), nước mưa và nước trữ do triều. Còn trong phương án P1 (chỉ ngăn nước từ ĐTM ra cho đến kênh 12) nước qua Tân An gồm nước lũ vào đầu sông này, nước từ khu vực phía đông, một phần nước từ Đồng Tháp Mười theo các kênh Tân Thiết, Lagrange, Bắc Đông, vì thế tổng lượng qua Tân An tăng so với hiện trạng.

Cũng lưu ý rằng trong P2 nước từ sông Tiền vào ĐTM không thoát ra Vàm Cỏ mà ứ lại khu vực Bắc đông (xem bảng 6.18, 6.19) rồi quay lại sông Tiền từ kênh Nguyễn Tất Thành tới Mỹ Tho cho nên mực nước khu vực Bắc Đông sát Vàm Cỏ bị dâng cao. Chính vì vậy cần để trống từ kênh Tân Thiết xuống Tân An.

g. Đầu rạch Hồng Ngự. Tổng lượng (triệu m^3) trong 4 tháng 7 - 8 - 9 - 10:

+ Lũ 1996 (HT96) : Q_{max} : 2176; Tổng lượng: 6493.

+ Phương án P1 : Q_{max} : $2282m^3/s$; Tổng lượng: 8517.

+ Phương án P2 : Q_{max} : $2499m^3/s$; Tổng lượng: 9132.

+ Phương án P3 : Q_{max} : $2229m^3/s$; Tổng lượng: 8437.

+ Phương án P40 : Q_{max} : $2482m^3/s$; Tổng lượng: 9073.

+ Phương án P41 : Q_{max} : $2558m^3/s$; Tổng lượng: 8974.

+ Phương án P5 : Q_{max} : $2186m^3/s$; Tổng lượng: 8236.

+ Phương án A0 : Q_{max} : $1660m^3/s$; Tổng lượng: 6708.

+ Phương án A1 : Q_{max} : $1813m^3/s$; Tổng lượng: 9500.

+ Phương án A2 : Q_{max} : $1484m^3/s$; Tổng lượng: 7876.

Như vậy chỉ có các phương án P5, A2 lưu lượng max giảm hoặc tăng không đáng kể so với hiện trạng, còn tổng lượng qua rạch Hồng Ngự ra sông Tiền đều tăng. Các phương án P2, P40, P41 làm tăng đáng kể Q_{max} (khoảng $300m^3/s$) ra rạch Hồng Ngự và ảnh hưởng tới sạt lở.

Bảng 6.19: Mức nước (cm) bình quân ngày cao nhất cuối tháng 8 và độ gia tăng trong các phương án tại một số trạm (Cao độ mũi Nai)

Các trạm	HT96	ΔP1	ΔP2	ΔP3	ΔP40	ΔP41	ΔP5	A0	ΔA1	ΔA2
Tân Châu	356	1	1	0	2	2	0	394	1	-2
Hồng Ngự	315	1	2	1	3	3	1	343	3	2
Đầu T.C.Chí	301	58	58	40	38	30	35	339	42	19
Thông Bình	266	84	84	44	40	33	27	328	57	19
Cầu Tân Công Chí (T)	301	58	58	40	38	30	35	339	42	19
Cầu Tân Công Chí (D)	301	-48	-48	-40	-10	-12	-37	338	-37	-29
Tân Hồng (T)	263	86	86	45	40	34	28	324	60	20
Tân Hồng (D)	263	-72	-72	-31	40	34	-21	324	-62	-28
Tân Thành	248	-57	-57	-22	46	42	-14	308	-46	-19
Bình Châu	120	31	32	12	4	21	17	184	5	5
A.B-B.Thành	285	-24	-24	-20	-4	-5	-19	318	-16	-11
K79-KN	139	-5	-3	-1	-9	-8	0	231	0	5
K79-K12	103	13	22	16	0	21	19	191	24	16
F.X-A.Bình	200	-28	-28	-13	-43	-43	-10	275	-23	-8
Hưng Thạnh	143	-8	-6	-3	-10	-10	-3	236	-4	0
Mộc Hóa	100	21	19	11	2	17	15	165	1	9
Kiên Bình	99	2	19	-5	-5	-2	-4	188	4	-1
Tuyên Nhơn*	58	7	68	4	0	6	5	96	1	-11
Mỹ An	107	0	0	0	0	0	0	109	-1	0
Tân An	39	1	1	1	0	1	1	38	0	-13

Từ bảng 6.19 có thể thấy rằng trong nội đồng ĐTM phần trên kênh Nguyễn Văn Tiếp khi có tuyến ngăn lũ độ sâu ngập lụt đều giảm. Nước vào từ sông Tiền (tháng 7 - 8) và từ biên giới (tháng 9-10) vào Đồng Tháp Mười sẽ thoát một phần ra Vàm Cỏ Tây và một phần trở lại sông Tiền. Vì thế không nên ngăn dọc toàn bộ hai bờ Vàm Cỏ Tây như phương án P2. Nếu không ngăn kênh 12 thì một phần nước Vàm Cỏ Tây sẽ trở lại sông Tiền theo kênh này.

Bảng 6.20: Mức nước (cm) bình quân ngày cao nhất tháng 10 và độ gia tăng trong các phương án tại một số trạm (Cao độ mũi Nai)

Các trạm	HT96	ΔP1	ΔP2	ΔP3	ΔP40	ΔP41	ΔP5	A0	ΔA1	ΔA2
Tân Châu	503	3	5	2	3	3	1	522	2	-3
Hồng Ngự	457	0	3	-1	2	1	-1	473	1	-1
Đầu T.C.Chí	531	50	25	34	46	49	27	507	19	-3
Thông Bình	528	59	30	45	26	33	35	502	24	1
Cầu Tân công Chí (T)	531	50	25	34	46	49	27	507	19	-3
Cầu Tân Công Chí (D)	513	-32	-28	-12	-49	-61	-7	501	-16	-14
Tân Hồng (T)	515	66	34	52	23	30	39	498	25	2
Tân Hồng (D)	515	-48	-49	-46	23	30	-22	498	-19	-21
Tân Thành	462	-27	-16	-18	-8	-19	-9	479	-9	-15
Bình Châu	390	48	59	38	35	33	38	450	18	2
A.B-B.Thành	452	-17	-8	-10	-19	-23	-8	480	-11	-17
K79-KN	325	-19	-18	-10	-27	-14	-8	412	-3	-4
K79-K12	259	-11	-18	35	24	39	36	374	1	14

F.X-A.Bình	394	-17	-16	-12	-25	-21	-8	462	-10	-25
Hưng Thạnh	325	-13	-12	-9	-26	-15	-7	414	-4	-8
Mộc Hóa	302	26	68	30	26	32	30	402	10	5
Kiên Bình	237	-2	-7	-16	-25	-15	-15	357	-3	-14
Tuyên Nhơn	214	6	17	6	-5	1	7	252	0	19
Mỹ An	166	0	0	0	0	-1	-1	211	-4	-6
Tân An	95	0	-1	0	0	0	0	90	0	-10

Ghi chú: Cầu Tân Công Chí (T): Trên cầu; Cầu Tân Công Chí (D): Dưới cầu

Tân Hồng (T): Thượng lưu cống Tân Hồng;

Tân Hồng (D): Hạ lưu cống.

A.B - B.Thành: Hợp lưu giữa kênh Bình Thành và An Bình.

K79 - KN: Hợp lưu giữa kênh 79 và kênh Ngang.

K79 - K12: Hợp lưu giữa kênh 79 và kênh 12.

F.X - A.Bình: Hợp lưu giữa kênh Phước Xuyên và kênh An Bình.

$\Delta P1, \Delta P2$: Độ gia tăng mực nước của phương án P1, P2 so với HT96.

$\Delta A1$: Độ gia tăng mực nước của phương án A1 so với A0.

*. Trạm Tuyên Nhơn lấy tại đầu kênh Lagrange, chú không phải Vàm Cỏ.

Bảng 6.21: So sánh độ gia tăng mực nước $\Delta H(\text{cm})$, gia tăng lưu lượng max $\Delta Q(\text{m}^3/\text{s})$ và tổng lượng ΔW (triệu m^3) của một số phương án so với Ht96 và A0

	P1	P2	P3	P40	P41	P5	A1	A2	A3
ΔH Tân Châu	3	5	2	3	3	1	2	-3	-4
ΔQ_{max} rạch Hồng Ngự	106	323	53	306	382	10	153	-176	10
ΔH đầu Tân Công Chí	50	25	34	46	49	27	19	-3	5
ΔH Phước Xuyên-An Bình	-17	-16	-12	-25	-21	-8	-10	-25	-31
ΔH Thông Bình	59	30	45	26	33	35	24	1	9
ΔH Tân Thành	-27	-16	-18	-8	-19	-9	-9	-15	-20
ΔH Hưng Thạnh	-13	-12	-9	-26	-15	-7	-4	-8	-12
ΔH Mộc Hóa	26	68	30	26	32	30	10	5	-1
ΔW 7 - 8 Hồng Ngự Đồng Tiến	1244	1249	651	197	251	618	1619	835	1586
ΔW dưới Tuyên Nhơn	719	351	935	376	914	991	38	828	525
Tân An	633	-703	253	-212	269	305	69	1202	971

Từ bảng 6.21 có thể thấy rằng:

Phương án P5, A3 giữ được sự biến đổi không nhiều tại rạch Hồng Ngự về Q_{max} . Phương án A2 làm giảm nhiều. Phương án P5 và A2, A3 làm tăng không nhiều mực nước biên giới. Các phương án P1, P2 và A1, A2, A3 làm tăng khá lượng phù sa vào Hồng Ngự - Đồng Tiến. P5, A2 và A3 cho lượng nước ra Vàm Cỏ khá và cho lượng phù sa vào Hồng Ngự -

đòng chảy tràn từ biên giới xuống. Đó là nội dung của các phương án P1 hoặc A1.

+ Với các phương án P1, A1, A3 thì nước lũ tràn tháng 7 - 8 từ biên giới được đưa về sông Vàm Cỏ và trữ lại một phần ở phía trên kênh Tân Thành - Lò Gạch làm cho mức nước khu vực này dâng cao và chỗ cao nhất tại Thông Bình từ 57 cm (A1) đến 84cm (P1 - P2). Còn dưới kênh Tân Thành, phía sát sông Vàm Cỏ, mức nước giảm từ 3-70cm. Lượng phù sa vào kênh Hồng Ngự, An Bình, tăng 2,5 - 3 lần; nước phù sa vào lõi sạt sông Vàm Cỏ. Nước về kênh 61 tăng gấp 1,5 lần và về đầu Vàm Cỏ tăng 0,15 - 0,3 lần. Tuy nhiên nước ra rạch Hồng Ngự sẽ tăng gấp đôi.

+ Với các phương án P1, A1, A3 vào lũ chính vụ (tháng 9 - 10) mức nước dưới kênh Tân Thành (trong nội đồng) vẫn giảm từ 10-50cm (P1) và 10 - 23cm (A1) còn phía trên kênh Tân Thành chỗ dâng cao nhất vẫn khoảng 50 - 60cm (P1) và 20 - 25cm (A1). Nước vào kênh Hồng Ngự và An Bình vẫn tăng. Nước về kênh 61 và đầu Vàm Cỏ cũng tăng.

+ Tại Tân Châu có sự thay đổi nhưng không đáng kể, phương án P1, A1 làm tăng mức nước tại đây 1 - 3cm; Còn P2 làm tăng 5cm. P5 chỉ tăng 1cm, nhưng với A2, A3 mức nước Tân Châu lại giảm 3cm. Như vậy nếu chỉ quan tâm tới sông chính thì có thể chấp nhận được các phương án về độ gia tăng mức nước cao nhất.

+ Với phương án P2: Vào tháng 7-8, vì không có đường thoát ra sông Vàm Cỏ, nên nước từ nội đồng DTM ra sông Tiền doàn từ Cỏ Cỏ đến kênh Nguyễn Tấn Thành làm tăng lưu

Đông Tiền cũng khá, vì vậy P5 và A2, A3 sẽ được lựa chọn để xem xét. Cũng lưu ý rằng với lũ 1961, phương án A2, A3 có nhiều ưu điểm, nhưng với lũ lớn như 1996 cần xem xét việc tăng mức nước biên giới. Dưới Tuyên Nhơn có một khu vực rất trũng, đây là khu chứa nước. Nếu làm bờ bao cả khu này thì nước sẽ chia xuống Tân An và sang Vàm Cỏ Đông như A3.

Qua tính toán một số phương án có thể rút ra một số nhận định sau đây:

+ Việc hoàn nguyên lũ 1996 về tổng thể có thể chấp nhận được để dùng tính các phương án lũ cho DTM.

+ Lũ tràn biên giới vào DTM tập trung chủ yếu theo chiều ngang từ kênh Phước Xuyên ra rạch Hồng Ngự. Sau khi vào nội đồng phần lũ này thoát chủ yếu ra sông Tiền từ Ba Ràng tới Long Định. Một phần không lớn lũ tràn từ biên giới theo các kênh dọc phía tây kênh Phước Xuyên ra sông Vàm Cỏ và trữ lại sông Tiền ở phía dưới. Với đặc điểm này và do sông dài, quanh co, việc thoát lũ ra sông Vàm Cỏ Tây không thuận lợi. Dưới Tuyên Nhơn là một khu trũng, khi đưa nước về cần có bờ bao cho khu này.

+ Nhìn chung có thể đưa thêm khoảng 1 tỷ m³ nước trong 4 tháng sang phía sông Vàm Cỏ và cần có cái rào và chịu sự tăng mức nước tại một khu vực phía bắc kênh Tân Thành - Lò Gạch và từ Mộc Hóa trở lên. Tuy nhiên việc dâng nước này giúp điều tiết tiết đầy mãn trong đầu mùa khô.

+ Nước phù sa vào DTM chủ yếu bằng các kênh Hồng Ngự, An Bình, Đông Tiền và tập trung vào tháng 7 - 8. Và để nước phù sa có thể vào sâu trong nội đồng cần hạn chế các

lượng ra sông Tiền ở đoạn này. Nước phù sa vào Hồng Ngự, An Bình, Đồng Tiến có giảm đi đôi chút. Tổng lượng nước vào đầu sông Vàm Cỏ (tại Bình Châu) có tăng nhưng không đáng kể (gần 100 triệu m³ so với P1) nhưng nước sang kênh 61 lại giảm (gần 100 triệu m³ so với P1). Do không có nước từ nội đồng ra sông Vàm Cỏ Tây nên tổng lượng chảy ra biển của sông này bị giảm đi (160 triệu m³) trong 2 tháng 7 - 8.

Về tháng 9 - 10: Mức nước tại Bình Châu dâng cao hơn 18cm so với P1 nhưng lượng thoát vào đầu Vàm Cỏ lại giảm so với P1, tổng lượng sang kênh 61 cũng giảm tuy không nhiều (90 so với 96 triệu m³).

Tóm lại:

- Nếu ngăn đê dọc theo cả hai bờ Vàm Cỏ Tây như phương án P2 thì chỉ có nước phía Tân Hồng - Long Khốt xuống sông Vàm Cỏ, nước từ trong Đồng Tháp Mười sẽ quay trở lại sông Tiền làm giảm nước sang sông Vàm Cỏ và làm dâng nước trong nội đồng khu vực Bắc Đông.
- Phương án P40 - P41 làm giảm độ sâu ngập lụt trong nội đồng khá hơn nhưng làm tăng không nhiều lượng phù sa vào Đồng Tháp Mười vào tháng 7 - 8 và làm tăng mực nước biên giới.

Với phương án P1, A1 đã đạt được các yêu cầu sau:

- Giảm độ sâu ngập lụt trong nội đồng ĐTM (phần dưới kênh Tân Thành).
- Tăng lượng phù sa vào sâu trong nội đồng tới sát sông Vàm Cỏ.
- Thêm nước về phía đông và đầu sông Vàm Cỏ Tây.

- Biến phần trên của kênh Tân Thành thành một hồ điều tiết bớt nước tràn và trữ nước cho cuối mùa lũ đối với sông Vàm Cỏ Tây.

- Nước thau chua rửa phèn cho vùng Lagrange là nước phù sa từ sông Tiền và được tiêu ra sông Vàm cỏ.

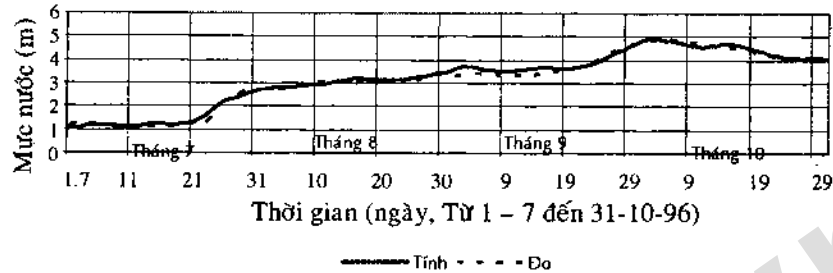
Nhược điểm của P1, A1: Trong các phương án, kênh Tân Thành - Lò Gạch được chọn là tuyến ngăn lũ, mặc dù có làm các cống dọc, nhưng lượng nước ra rạch Hồng Ngự vẫn tăng do đó có ảnh hưởng xấu tới sạt lở, phần trên kênh Tân Thành sẽ chịu ngập cao hơn.

Phương án P5, A2, A3 bảo đảm hài hòa các ưu điểm về lấy phù sa, về không tăng nhiều mực nước biên giới (trong nội đồng), về tăng nước sang sông Vàm Cỏ và giảm độ sâu ngập lụt trong nội đồng.

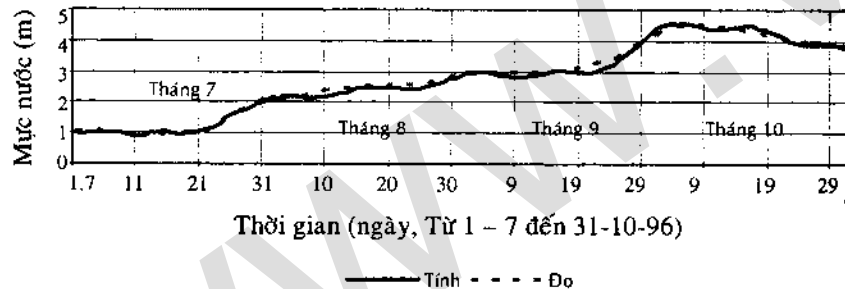
Cũng lưu ý rằng đỉnh lũ 1961 xảy ra vào cuối tháng 8 đầu tháng 9 có lợi nhiều cho việc lấy phù sa, còn đỉnh lũ 1996 xảy ra vào cuối tháng 9 đầu tháng 10 bất lợi cho ngập lụt và cần được xem xét kỹ lưỡng khi quyết định phương án. Chẳng hạn với lũ 1996 ta dùng phương án P5, còn với lũ 1961 dùng phương án A3. Vì vậy cần dựa vào các đặc điểm lũ để có phương án kiểm soát thích hợp.

Trên đây là những nghiên cứu định hướng làm cơ sở cho việc chọn biện pháp công trình kiểm soát lũ chi tiết hơn và tính toán cho nhiều trận lũ khác nhau trong thời gian tới. Mặt trên sông Vàm Cỏ xâm nhập rất sâu, vì thế cần có các nghiên cứu tiếp về vấn đề này khi chọn giải pháp lũ.

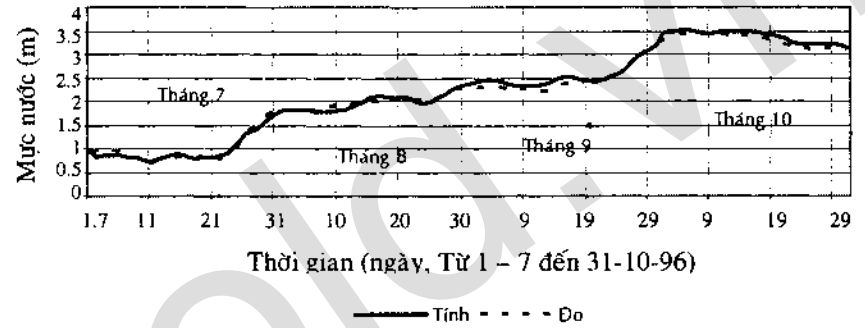
Những kết quả nêu trên có được từ việc áp dụng chương trình SAL. Mặc dù tính cho cả đồng bằng với mạng kênh sông đồng ruộng đủ chi tiết nhưng mất khoảng 10 phút giờ máy P5-266 (bước tính 30 phút) cho 6 tháng mùa lũ và chưa đến 20 phút cho tính cả năm bao gồm cả tính mặn. Vì thế có thể có thể tính được nhiều phương án mà không sợ hạn chế về tốc độ xử lý của máy tính.



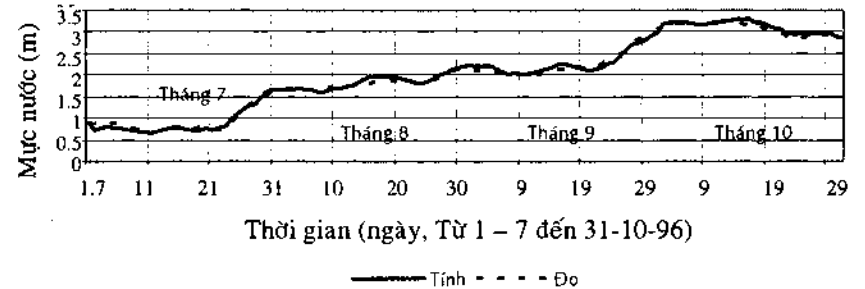
Hình 17: Mức nước thực đo & tính toán tại Tân Châu, lũ 1996 (bình quân ngày)



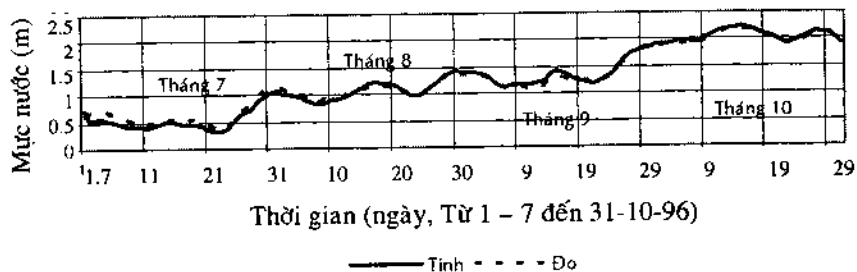
Hình 18: Mức nước thực đo & tính toán tại Châu Đốc, lũ 1996 (bình quân ngày)



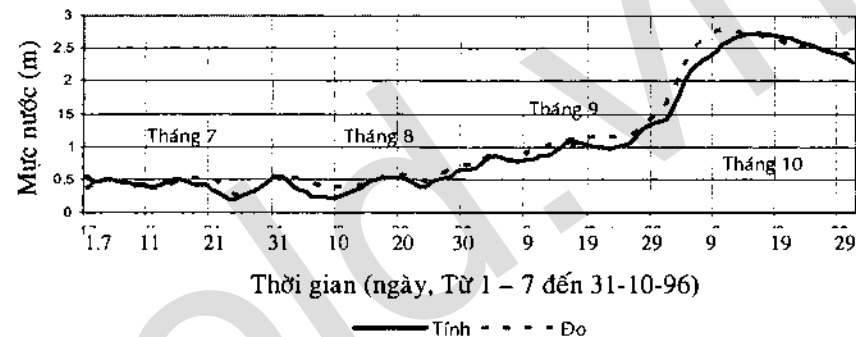
Hình 19: Mức nước thực đo & tính toán tại Vàm Nao, lũ 1996 (bình quân ngày)



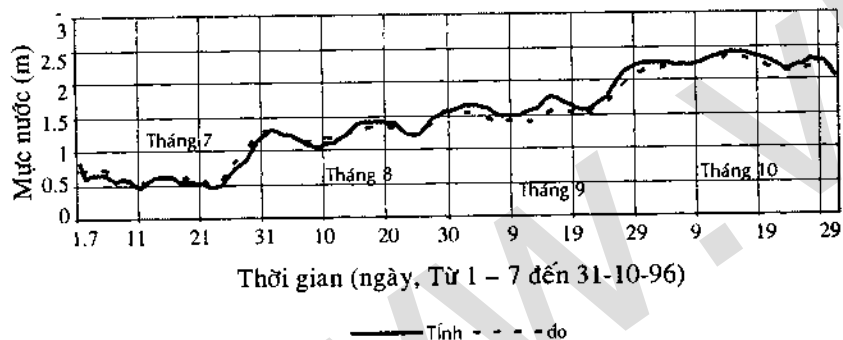
Hình 20: Mức nước thực đo & tính toán tại Chợ Mới, lũ 1996 (bình quân ngày)



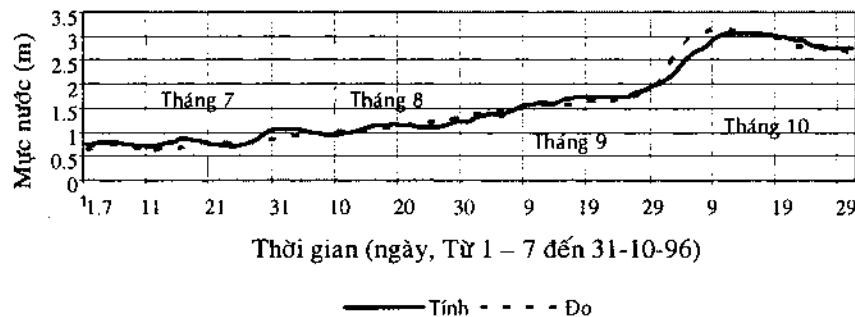
Hình 21: Mức nước thực đo & tính toán tại Cao Lãnh, lũ 1996 (bình quân ngày)



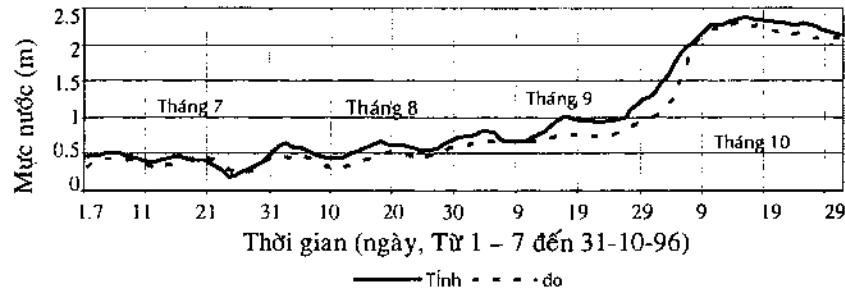
Hình 23: Mức nước thực đo & tính toán tại trạm Mộc Hóa, lũ 1996 (bình quân ngày)



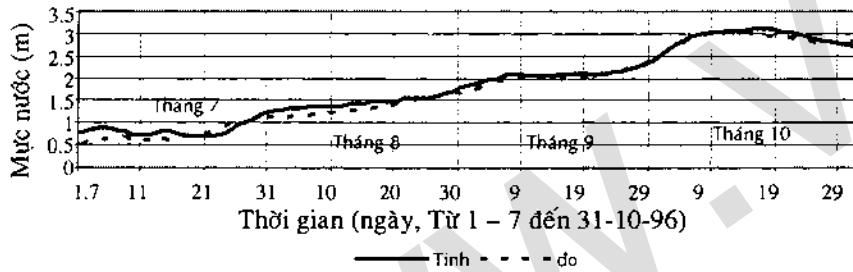
Hình 22: Mức nước thực đo & tính toán tại Long Xuyên, lũ 1996 (bình quân ngày)



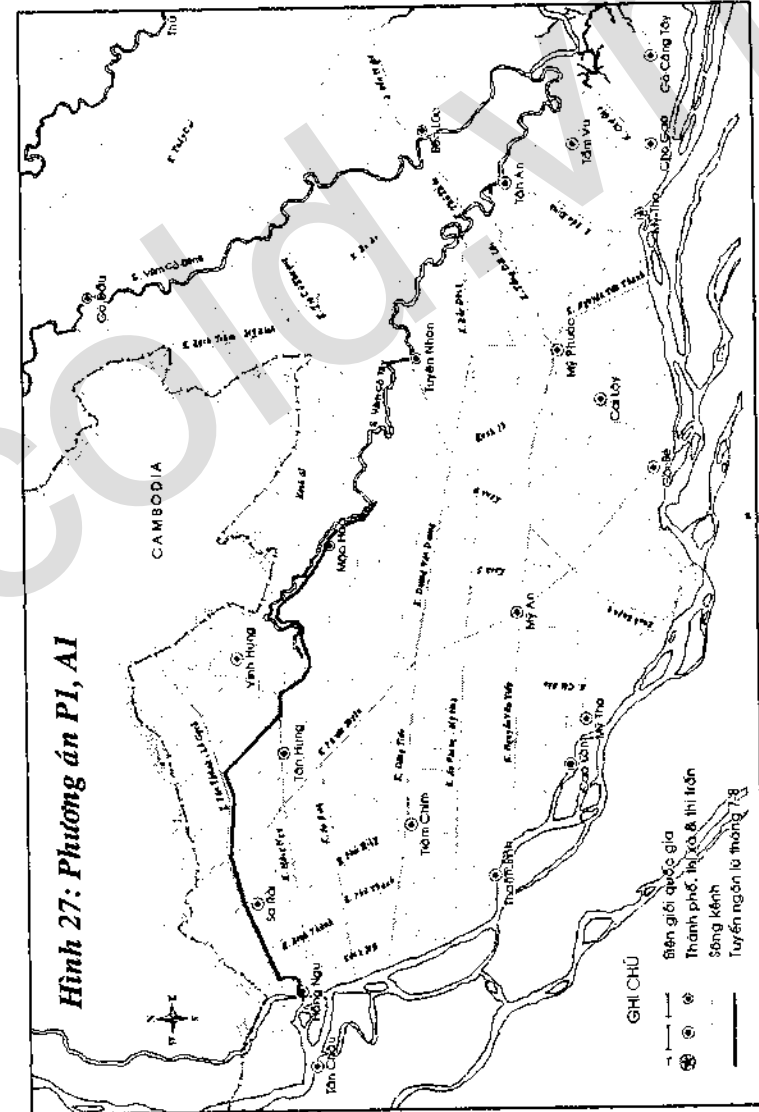
Hình 24: Mức nước thực đo & tính toán tại trạm Hưng Thạnh, lũ 1996 (bình quân ngày)

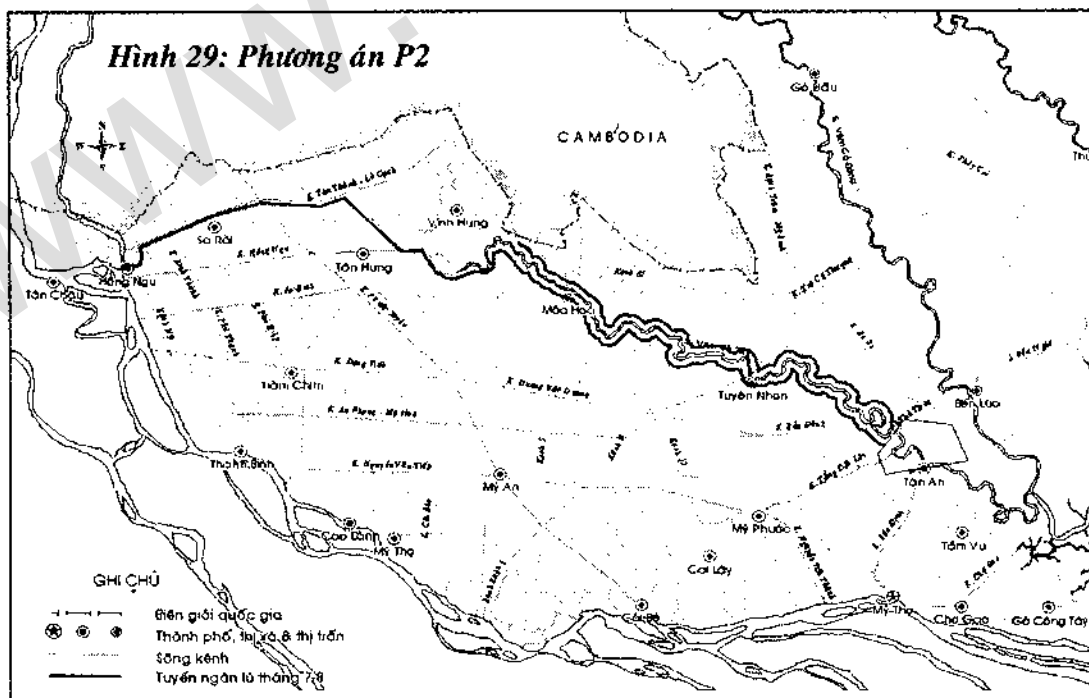
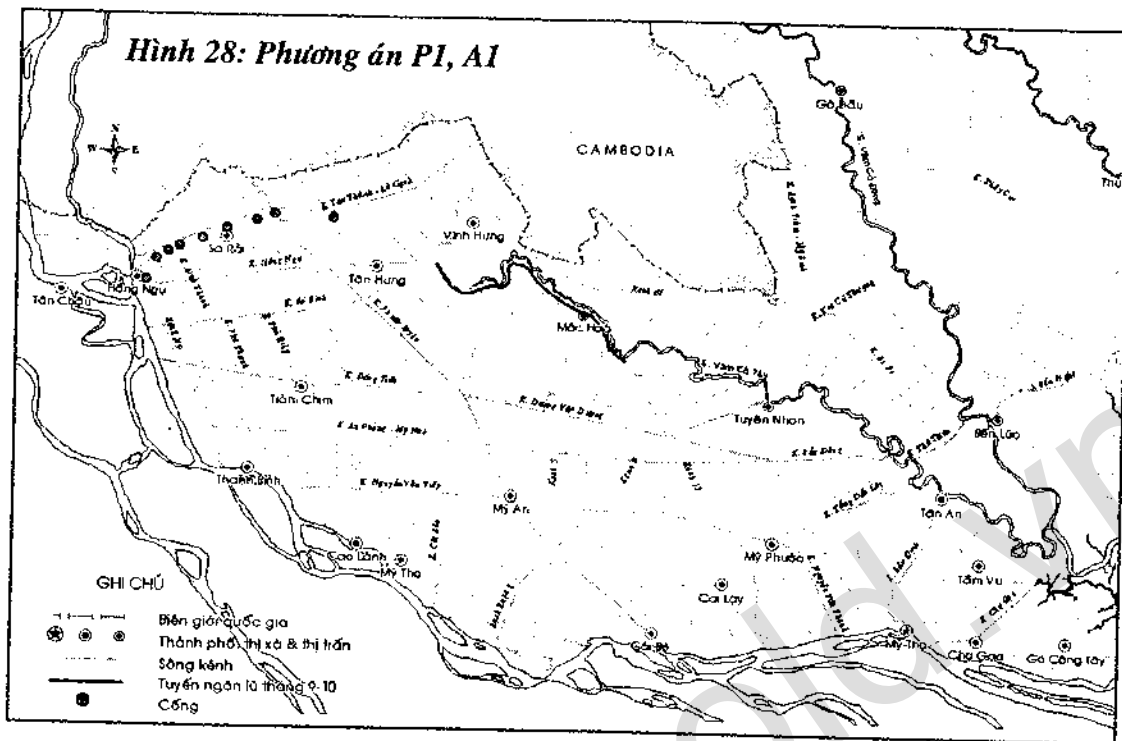


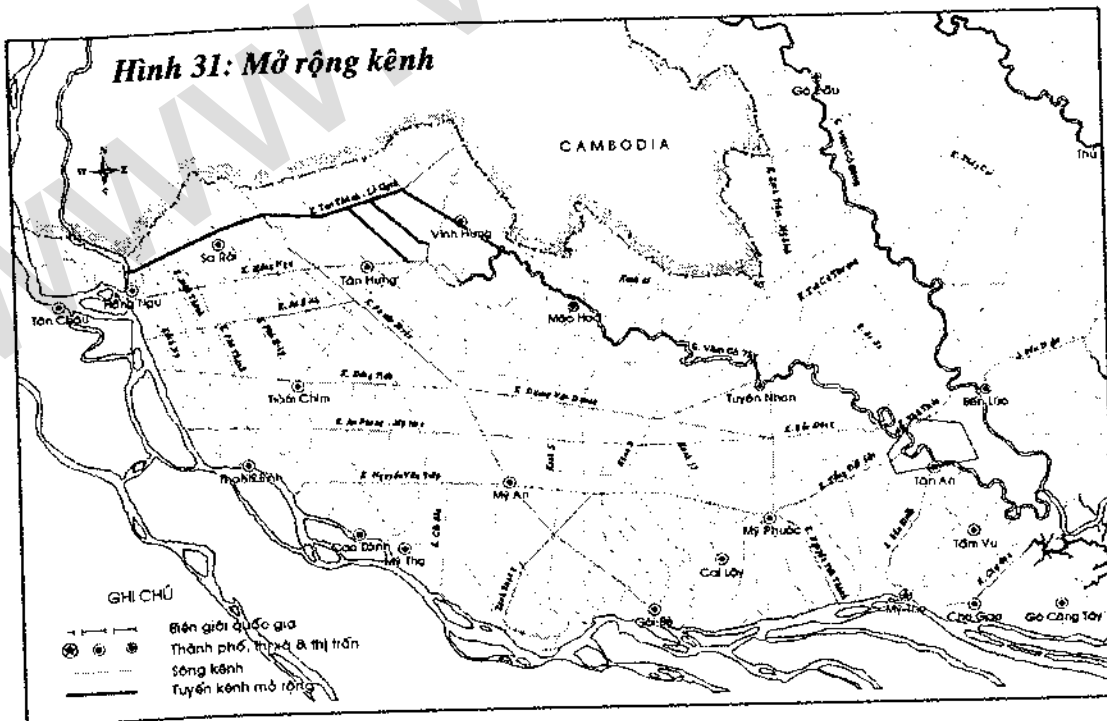
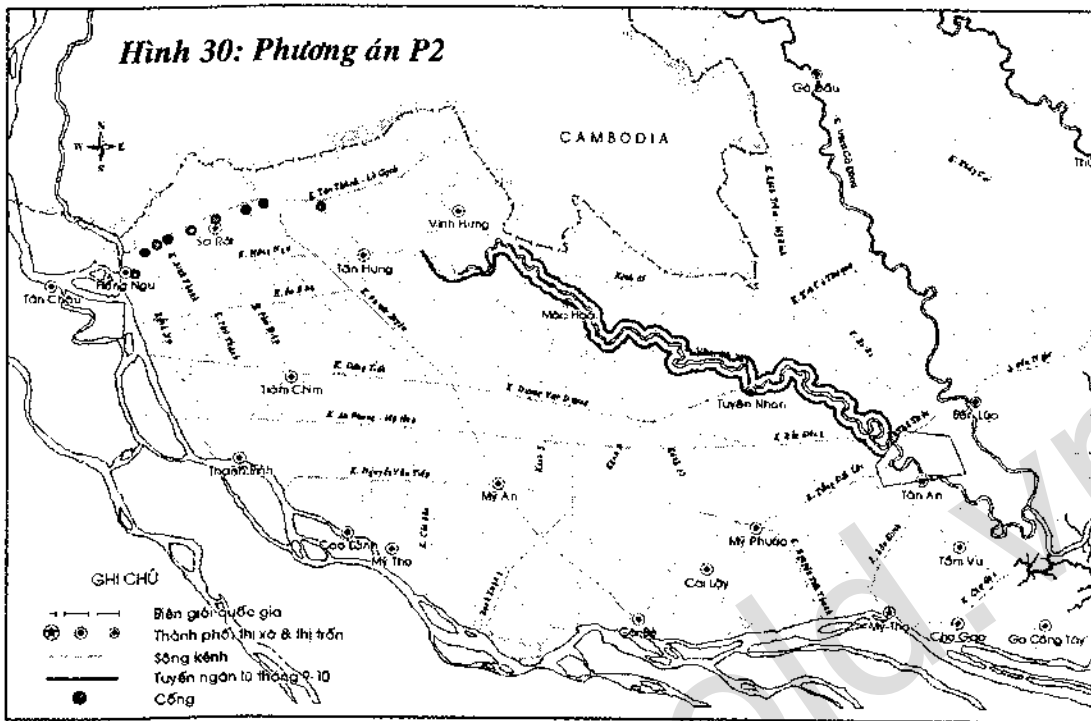
Hình 25: Mức nước thực đo & tính toán tại Kiến Bình, lũ 1996 (bình quân ngày)

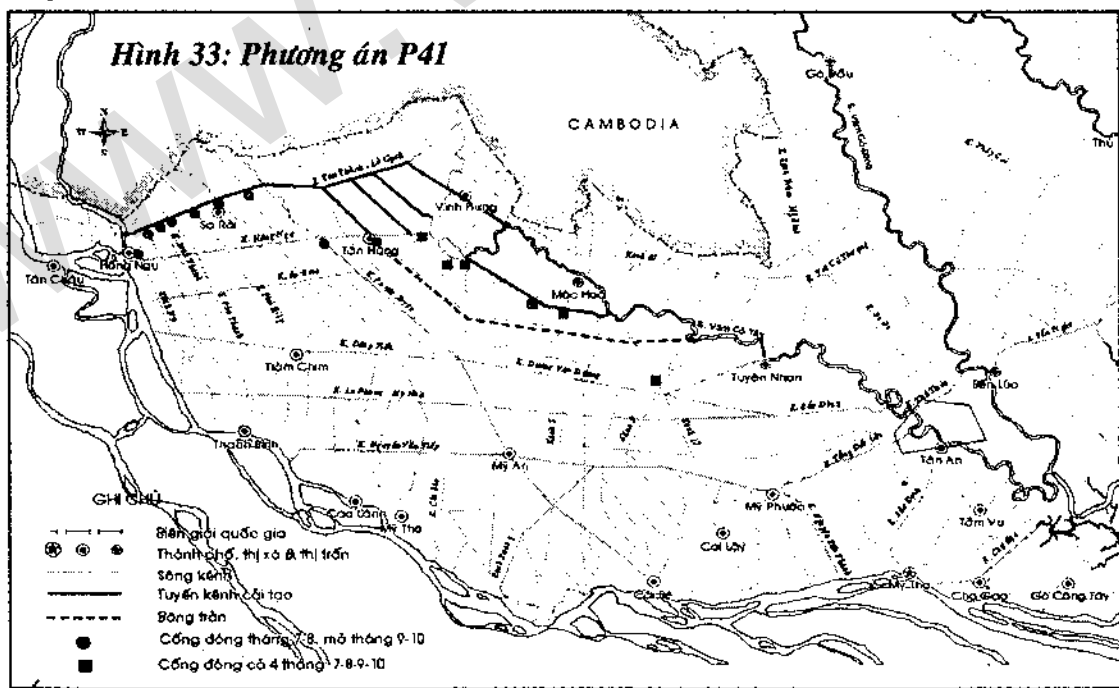
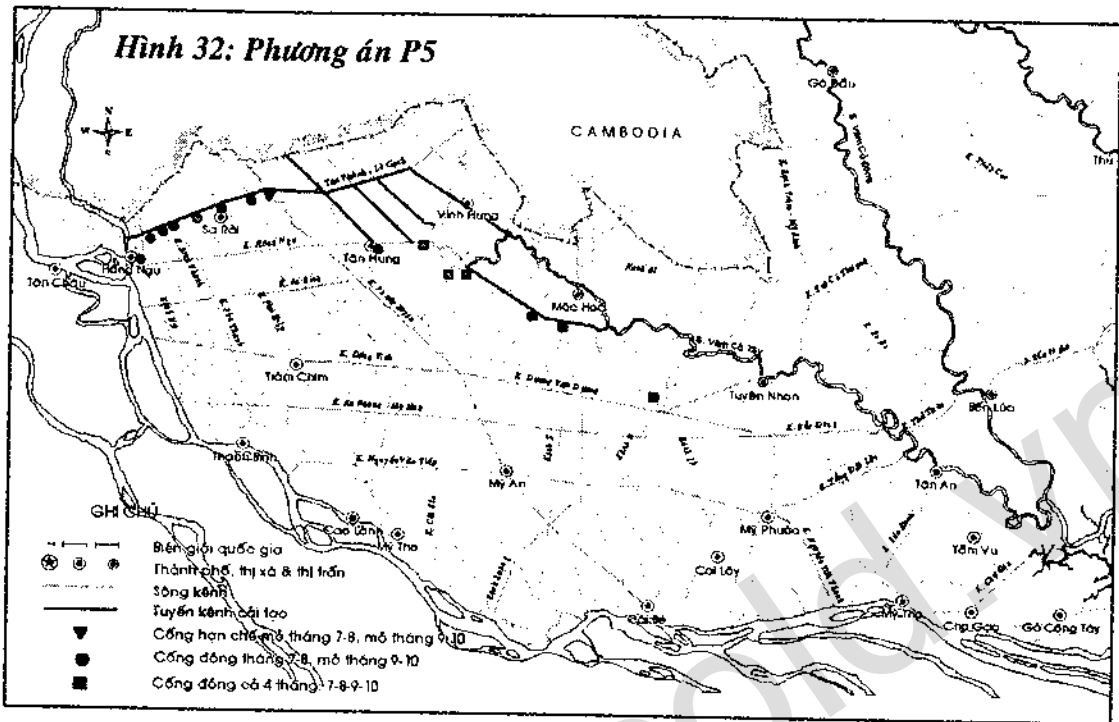


Hình 26: Mức nước thực đo & tính toán tại Tri Tôn, lũ 1996 (bình quân ngày)









PHỤ LỤC

CẤU TRÚC CHƯƠNG TRÌNH TÍNH TRIỀU, CHẤT LƯỢNG NƯỚC TRÊN HỆ THỐNG KÊNH SÔNG CÓ CÁC CÔNG TRÌNH LẤY NƯỚC

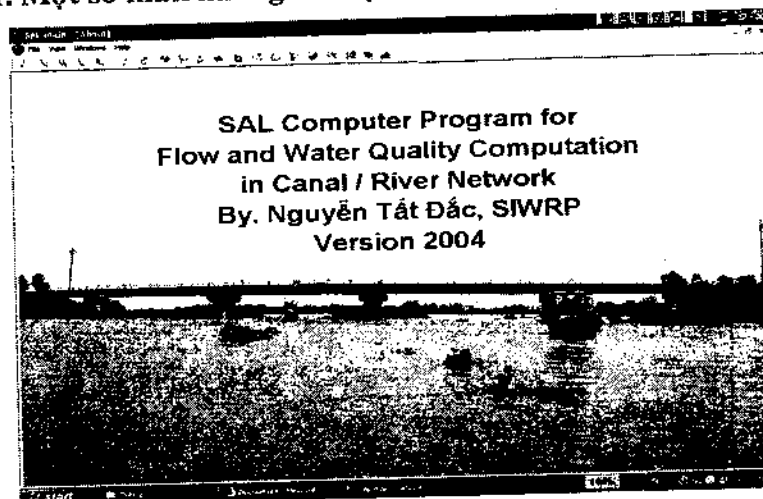
(Chương trình SAL)

Hiện nay trên thị trường trong và ngoài nước và tại các cơ sở nghiên cứu, giảng dạy ta thấy rất nhiều các phần mềm máy tính dùng để tính toán dòng chảy và chất lượng nước. Đối với mỗi phần mềm thường có phần giao diện, phần lõi tính toán và phần xử lý kết quả trong đó tận dụng các mặt mạnh của công cụ GIS để biểu diễn kết quả. Các phần mềm thương mại thường tập trung phát triển phần giao diện sao cho đẹp mắt, có các menu (thực đơn) và sẵn các options để người sử dụng không cần hiểu biết nhiều về máy tính cũng có thể sử dụng được, đặc biệt các nhà quản lý và ra quyết định chỉ cần nhìn vào phần biểu diễn là có thể ưng ý ngay. Phần giao diện này tuy có vẻ phức tạp nhưng với sự phát triển của công cụ tin học thì các kỹ sư về công nghệ tin học có thể đảm trách và làm rất nhanh dưới sự hướng dẫn của chuyên gia về mô hình. Phần lõi tính toán là phần quan trọng nhất của một mô hình (hoặc của một chương trình máy tính) nó quyết định độ chính xác và tính đúng đắn của đầu ra của kết quả tính. Phần mềm nào khi chạy phần lớn đều cho ra kết quả, nhưng kết quả có phản ánh đúng thực tế hay không phụ thuộc vào phần lõi tính toán này. Tuy nhiên phần lõi này luôn được bí mật trong các phần mềm thương mại và ngay cả các phần mềm được phát triển trong

nước. Khác với các phần mềm quản lý, để phát triển các phần mềm kỹ thuật đòi hỏi các kiến thức về chuyên môn, chẳng hạn với các phần mềm tính toán thủy lực và chất lượng nước phải có kiến thức về thủy động lực học, kiến thức toán và phương pháp số,... Mặt khác ngay cả bản thân người xây dựng thuật toán cũng phải biết lập trình (cho dù đơn giản) để xử lý các tình huống mà chỉ khi chạy chương trình mới xảy ra.

Khởi đầu, khi thiết lập các mô hình, các nhà xây dựng mô hình trong nước, do các nguyên nhân khác nhau, chỉ tập trung vào phát triển phần lõi tính toán và đến thời gian gần đây mới tập trung vào phần giao diện, liên kết với cơ sở dữ liệu và xử lý kết quả. Trong phần trình bày dưới đây chỉ giới thiệu một số màn hình giao diện (dùng tiếng Anh) dựa trên cách tổ chức giao diện của MIKE11, còn chủ yếu nói về phần lõi tính toán của chương trình SAL.

P1. Một số màn hình giao diện



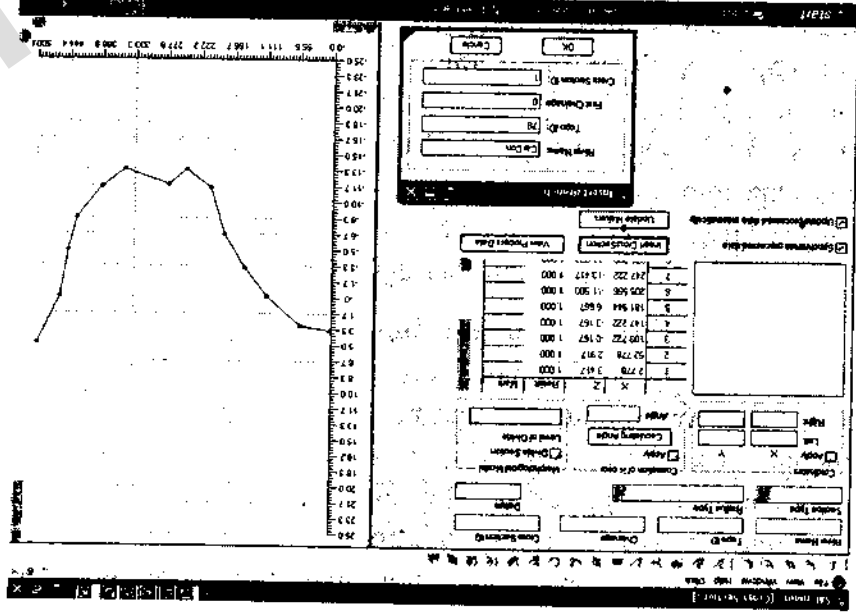
Màn hình giới thiệu

P2. Về khả năng của chương trình SAL

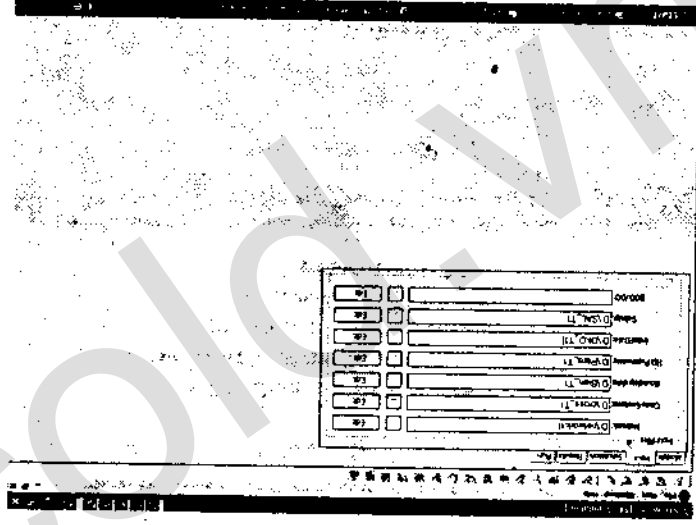
Dựa trên thuật toán trình bày trong chương 3 và 4 một chương trình viết tên ngôn ngữ Fortran (bắt đầu là Fortran IV dùng cho DOS, rồi Fortran77 nay chuyển sang Fortran 90 chạy trên Windows 32 bits) đã được xây dựng từ năm 1982 và được chạy trên các máy IBM - 340, IBM - 360/50, Minsk - 32, EC,... Khởi đầu của SAL đã được sử dụng để tính tiêu và màn tên một phần của sông Đông Nai - Sài Gòn, Gành Hào - Cà Mau trong khuôn khổ của một chương trình cấp Nhà nước mang mã số 06 - 03 - 03 - 03. Trong quá trình sử dụng cho các hệ sông lớn khác chương trình đã được hoàn thiện dần và đã có kế đến các yêu cầu sử dụng nước, các công trình, các ô chứa dọc đường, đồng thời cũng đã sử dụng các kỹ thuật thảo luận như sử dụng phương pháp tính tích hợp, loại bỏ các phép tính thừa, cải tiến cách vào ra số liệu và kết quả. Bắt đầu từ năm 1985 do sự du nhập của các máy vi tính vào nước ta, chương trình đã được chuyển sang ngôn ngữ Fortran77 sau này là Fortran 90 và được viết cho các máy vi tính, đồng thời cũng mở rộng chương trình để, ngoài màn, có thể tính toán được một số yêu cầu của chất lượng nước như BOD, DO, Nitơ, Phốt pho, phân,...

- Mức nước, lưu lượng của mọi điểm quan tâm trên hệ thống kênh, sông.
- Độ mặn, nồng độ BOD, DO và một số yếu tố khác của lượng nước (Nitơ, Phốt pho, phân...) của

Sử dụng chương trình SAL có thể tính được các yếu tố sau đây:



Màn hình vẽ các thành phần mô hình và chuẩn bị các file số liệu



quan tâm trên hệ thống sông.

- Trên hệ thống sông có thể có các loại công trình dạng:
 - Cống vận hành theo luật khác nhau (chẳng hạn đóng mở theo triều, hay từng thời đoạn) hoặc chảy tự do (cống có thể ở biên hoặc trong hệ thống sông).
 - Cống, đập, đập tràn nối với các ô ruộng.
 - Các trạm bơm tưới hoặc tiêu nước. Các chế độ lấy nước tưới (tiêu) theo từng thời đoạn.
- Mưa, bốc hơi, trao nước giữa sông và ô đồng cũng được xét trong tính toán.

Sử dụng chương trình SAL đồng thời cũng tính được một số đặc trưng max, min, bình quân thời gian, phân bố lưu lượng theo nhánh sông. Cách vào ra số liệu và kết quả đơn giản, dễ theo dõi và kiểm tra.

P3. Nguyên tắc tổ chức và lập trình

Để tận dụng bộ nhớ và tiết kiệm thời gian tính toán, trong chương trình đã sử dụng kỹ thuật bộ nhớ động, các mảng nhỏ được xếp chung vào các mảng lớn để chỉ cần mô tả một mảng lớn ở chương trình chính cũng thích ứng cho nhiều cơ bài toán mà không cần phải mô tả lại, cố gắng loại trừ các câu lệnh và phép tính lặp hoặc thừa. Để vào ra linh hoạt đã sử dụng các tham số điều khiển, để khi cần chỉ cho các thông số này các giá trị khác nhau là có thể điều khiển được quá trình vào ra. Các chương trình con được cố gắng viết dưới dạng môđun để dễ dàng sử dụng trong các trường hợp khác. Để tiết kiệm bộ nhớ cũng đã cố gắng không đưa vào các mảng số liệu

lặp hoặc toàn giá trị không (trường hợp nhiều nhánh có chung một biên, hoặc có nhiều nhánh độ mặn tại biên bằng không). Số liệu cũng được bố trí trong các files khác nhau để khi cần tính mới gọi vào (file số liệu thủy lực, file số liệu mặn).

Cách tổ chức và lập trình đều dựa trên nguyên tắc là làm người sử dụng dễ dàng, tiết kiệm bộ nhớ và giờ máy.

P4. Chức năng của từng chương trình con

Chương trình SAL gồm một chương trình chính để nối kết một số chương trình con (Subroutine) vào quá trình tính toán khi cần thiết, chức năng của các chương trình con này như sau:

1- SUBROUTINE CORRES

Để cho chương trình con này làm việc cần các thông tin về số nhánh, số mặt cắt, số biên, số giờ cho điều kiện biên, số hợp lưu, số công trình, số giờ cần tính toán, các mặt cắt cần biết kết quả, có tính mặn (chất lượng nước) hay không. Trên cơ sở các thông tin này chương trình CORRES sẽ thực hiện việc phân bố bộ nhớ (các mảng dùng để lưu trữ dữ liệu và kết quả) của máy.

2- SUBROUTINE INPUT

Chương trình con này dùng để đọc tất cả các số liệu cần cho quá trình tính và in ra các số liệu cần thiết để kiểm tra vào lúc bắt đầu tính toán. Tạo các thông tin cần thiết cho quá trình tính.

3- SUBROUTINE COMHQ

Chương trình con này dùng để tính mực nước H và lưu lượng Q. Đây là phần lõi chính trong tính toán các đặc trưng thủy lực. Để phục vụ cho chương trình con này làm việc, cần có các chương trình con khác sau đây:

3.1- SUBROUTINE HESO

Chương trình con này được dùng để tính các hệ số A1, A2 ... E1, E2 của phương trình (3.5).

3.2- SUBROUTINE SWEEP

Chương trình con này được dùng để tính các hệ số truy đuổi (3.12) và (3.13).

3.3- SUBROUTINE BAN

Chương trình con này được dùng để nội suy diện tích, chiều rộng và hệ số nhám theo cấp nước. Cần nói đôi chút về cách tính nội suy diện tích trong chương trình con này. Thông thường mực nước dao động từ Hmin đến Hmax và do một điều kiện nào đó ta chỉ biết địa hình mặt cắt ngang dưới Hmax, nếu xảy ra trường hợp mực nước cao hơn Hmax ta phải quyết định cách tính nội suy diện tích. Cũng có trường hợp, do hạn chế về bộ nhớ máy tính, trong một số phần mềm cho điều kiện địa hình với một số cấp nước (ví dụ 13 cấp trong VRSAP với bước cấp nước 0,5m) không thể phủ hết khoảng biến đổi của mực nước và ảnh hưởng tới kết quả tính toán. Hiện tượng cạn đáy do triều cũng thường xảy ra, khi đó chương trình có thể bị dừng tính. Những yếu tố này cần (và đã được xử lý trong SAL) được xử lý để không ảnh hưởng tới độ chính xác tính toán.

3.4- SUBROUTINE SOLVA

Chương trình con này được dùng để giải hệ phương trình đại số khi tính mực nước tại các hợp lưu theo thuật toán của Gupta.

4- SUBROUTINE COMS

Chương trình con này được dùng để tính độ mặn S (hoặc BOD hay yếu tố thứ nhất của chất lượng nước như NH₃,...).

5- SUBROUTINE COMDO

Chương trình con này được dùng để tính các yếu tố từ thứ 2 trở đi của chất lượng nước (như DO, NO₂,...). Các chương trình con cần để phục vụ cho COMS và COMDO là:

5.1- SUBROUTINE TRANS

Chương trình con này được dùng để giải các phương trình tải thuần túy bằng phương pháp đường đặc trưng, trong đó có sử dụng một chương trình con sau đây:

5.1.1- SUBROUTINE IPL

Nội suy giá trị chân đặc trưng bằng nội suy tuyến tính hoặc bậc hai.

5.2- SUBROUTINE DUOI

Chương trình con này được dùng để giải hệ phương trình đại số ba đường chéo.

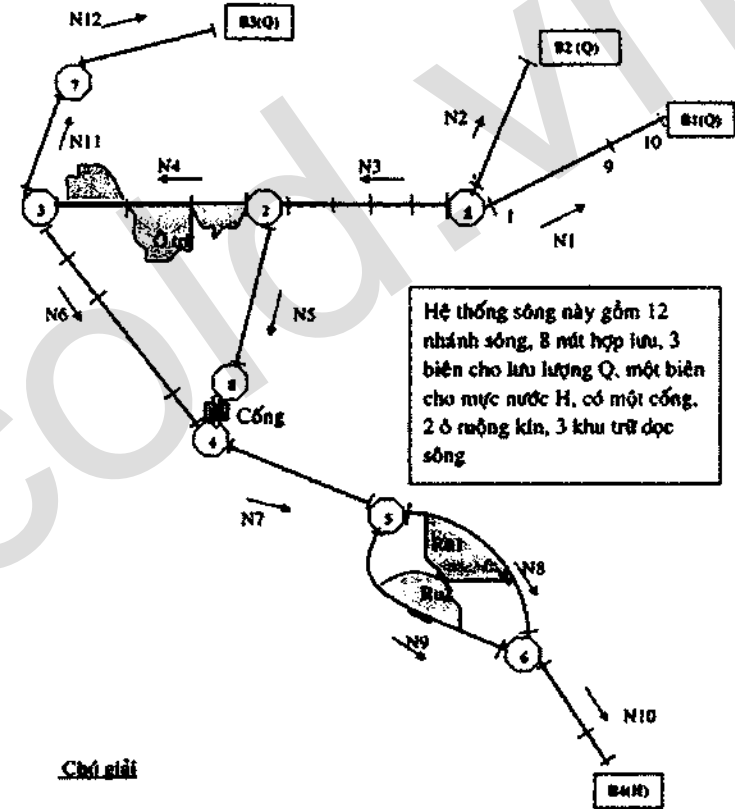
6- SUBROUTINE RESULT

Chương trình con này được dùng để in mực nước H, lưu lượng Q và nồng độ tại những mặt cắt quan tâm tại từng giờ tính toán.

7- SUBROUTINE FINI

Chương trình con này được dùng để in các giá trị đặc trưng max, min và bình quân khi kết thúc quá trình tính.

P5. Một ví dụ về sơ đồ hóa hệ thống sông



- 17- Amein M.M. and Chu H.L. (1975). Implicit numerical modelling of unsteady flows, JHYD, ASCE, 101, No. HY6, June.
- 18- AIT. (1978). Salinity intrusion in the Chao phya and Mai-Klong rivers, Final Report, Bangkok, Thailand.
- 19- Baltzer R.A. and Lai C. (1968). Computer simulation of unsteady flows in water ways, JHYD, ASCE, 94, No. HY7, July.
- 20- Berkhoff J.C.W. (1973). Transport of pollutant or heat in a system of channels, Proc. Of technical meeting, 26, the Hague, Holland.
- 21- Bognár S. and Somlyódy L. (1985). Unsteady flow computation for planning flood control projects, Engineering software IV, Proc. of the 4th Int. Conference, London, England, June.
- 22- Cunge J.A., Holly F.M. and Verwey A. (1980). Practical aspects of computational river hydraulics, Pitman Publishing, London.
- 23- Dronkers J.J. (1969). Tidal computaional for rivers, coastal areas and seas, JHYD, ASCE, 95, No.HY1, January.
- 24- Daubert O. (1974). Programme HYP1, Rapport C41/74/12.
- 25- Fischer H.B. (1973). Longitudinal dispersion and turbulent mixing in open-channel flow, Ann. Rev. Fluid Mech.

- 26- Gray W.G. and Pinder G.F. (1976). An analysis of the numerical solution of the transport equation, Water Resources Research, No.1.
- 27- Grubert J.P. (1976). Numerical computation of well-mixed estuary flow, JHYD, ASCE, 102, No.HY7, July.
- 28- Gupta S.K. and Tanji K.K. (1977). Computer program for solution of large, sparse, unsymmetric systems of linear equation, Int. J. of numerical Math. Engineering, 11, No.8.
- 29- Harleman R.E. and Thatcher M.L. (1974). Longitudinal dispersion and unsteady salinity intrusion in estuaries, La Houille, No.1-2.
- 30- Hinwood J.B. and Wallis I.G. (1975). Classification of models of tidal waters, JHYD, ASCE, 101, No.HY10, October.
- 31- Hinwood J.B. and Wallis I.G. (1975). Review of models of tidal waters, JHYD, ASCE, 101, No. HY11, November.
- 32- Liggett J.A. and Woolhiser D.A. (1967). Difference solution of shallow water equations, JEMD, ASCE, 93, No. EM2, April.
- 33- Liggett J.A. and Cunge J.A. (1975). Numerical methods of solution of the unsteady flow equtions, Unsteady flow in open channels, Ed. By Mahmood K. and Yevjevich V., Water Resources Publishing.
- 34- Long P.E. and Pepper D.W. (1976). A comparison of

six numerical schemes for calculating the advection of atmospheric pollution, 3rd Symposium on atmospheric turbulent, diffusion and air quality, Oct. 19-22 (Raleigh, North Carolina).

- 35-Larsen I. (1982). On the modelling of salinity intrusion in the Mekong Delta, Lecture note, Seminar on salinity intrusion in the Mekong Delta, Ho Chi Minh City, October.
- 36-Le Xuan Quang. (1982). Salinity intrusion in the Camau peninsula and its mathematical modelling, Country papers, Seminar on tidal hydraulics and salinity intrusion in the Mekong Delta, Ho Chi Minh City, October.
- 37-Le Huu Ti. (1984). Mekong salinity model and its programming techniques, Technical note, Workshop concluding phase I of delta salinity studies, Ho Chi Minh City, December.
- 38-Muller I. (1968). A thermodynamic theory of mixtures of fluids, Arch. Rat. Anal., 28.
- 39-Marchouk G.I. (1980). Méthode de calcul numérique, Mir, Moscou.
- 40-Mekong Secretariat. (1987). Numerical dispersion, Salinity intrusion studies in the Mekong Delta, CR292/9, February.
- 41-Nguyen Tat Duc and Nguyen Van Diep. (1982). One-dimensional computation of tidal flow and salinity

intrusion in river network, Country papers, Seminar on tidal hydraulics and salinity intrusion, Ho Chi Minh City, October.

- 42-Nguyen Van Diep, Nguyen Tat Duc et al. (1982). Some mathematical models for the water resources system in Vietnam, IFIP Working Conference, Hanoi, January.
- 43-Nguyen Nhu Khue. (1984). Mathematical model for low flow computation and model VRSAP, Case study: Lower Mekong, Country papers, Workshop concluding phase I of delta salinity studies, Ho Chi Minh City, December.
- 44-Nguyen Tat Duc and Nguyen Van Diep. (1984). One-dimensional mathematical model on salinity intrusion and its application to the Camau peninsula, Country papers, Workshop concluding phase I of delta salinity intrusion studies, Ho Chi Minh City, December.
- 45-Nguyen Tat Duc. (1985). On flows, salinity intrusion in Vietnam and other researches concerning salinity intrusion, Seminar on salinity intrusion in big cities, Manila, December.
- 46-Nguyen Van Diep, Nguyen Tat Duc et al. (1986). The use of mathematical models for hydrological studies in Vietnam, Advances in Mechanics, 9, No.2.
- 47-Nguyen Van Diep, Nguyen Tat Duc. (1986). An one-dimensional mathematical modelling for unsteady tidal flow and salinity intrusion in river network, Technische Mechnik, No.5.

- 48- Nguyen Tat Duc, Pham Xuan Su and Nguyen Thai Lai. (1987). Mathematical model of tidal flow and salinity intrusion in the the Mekong main branches by fractioned-step method, Seminar concluding phase II of salinity intrusion studies in the Mekong delta, Ho Chi Minh City, March.
- 49- Parreeren D.V. (1974). Computer program for the one-dimensional tidal model, Mekong Secretariat, Bangkok, Thailand.
- 50- Price R. K. (1974). Comparison of four numerical methods for flood routing, JHYD, ASCE, 100, No. HY7, July.
- 51- Quinn F.H. and Wylie E.B. (1972). Transient analysis of Detroit river by the implicit method, Water Resources Research, December.
- 52- Roach P.J. (1976). Computational fluid dynamics, Harnos.
- 53- Stoker J.J. (1957). Water waves, Interscience Pub. New York.
- 54- Tawatchai T. (1982). Techniques in mathematical modelling estuarine systems, Lecture note, Seminar on tidal hydraulics and salinity intrusion in the Mekong delta, Ho Chi Minh City, December.
- 55- Tucci C.E.M. and Chen Y.H. (1981). Unsteady Water quality model for river network, Water Resources, ASCE, 107, No.WR2, October.
- 56- Tran Van Phuc. (1982). Tide and salinity intrusion mathematical model of the Hau river (the Bassac), Country papers, Seminar on tidal hydraulics and salinity intrusion in the Mekong delta, Ho Chi Minh City, October.
- 57- Truong Tung and Vu Hong Chau. (1982). The splitting implicit difference method in solving salinity intrusion problem and some related matters, Country papers, Seminar on tidal hydraulics and salinity intrusion in the Mekong delta, Ho Chi Minh City, October.
- 58- Vreugdenhil C.B. (1973). Computational methods for channel flow, Publication N.100, Delft Hydraulics Laboratory, Delft.
- 59- Halcrow/HR Wallingford. (1999). ISIS Flow User Manual
- 60- Nguyen Tat Duc. (1999). An implicit algorithm for computation of overflow in flood plains, Vietnam Journal of Mechanics, No.3.
- 61- James L. Martin, Steven C. McCutcheon. (1999). Hydrodynamics and transport for water quality modeling, Lewis Publisher.
- 62- Steven C. Chapra. (1997). Surface water-quality modeling, McGraw-Hill International Editions.
- 63- Peter Reichert et al. (2001). River water quality model No.1, IWA Publishing.
- 64- Lung Wu-Seng. (2001). Water quality modeling for

wasteload allocations and TMDLs, John Wiley & Sons.Inc.

- 65-George Tchobanoglous, Edward D. Schroeder. (1985). Water quality, Addison-Wesley Publishing Company.
- 66-DHI Software. (2000). MIKE 11, A modelling system for rivers and channels, Reference Manual.
- 67-Jean A. Cunge (1974). Two-dimensional modeling of flood plains, Chapter 17 in " Unsteady Flow in Open Channels", Vol.II, Ed. By K.Mahmood and V. Yevjevich, Water Resources Publications.
- 68-World Health Organization. (1993). Assessment of sources of air, water and land pollution, A guid to rapid source inventory techniques and their use in formulating environmental control strategies, Part two, Genever.
- 69-EPA (1987). The enhanced stream water quality models: QUAL2E and QUAL2E-UNCAS, Documentation and user manual.
- 70-Viện Quy hoạch và xây dựng Thành phố Hồ Chí Minh (1995). Quy hoạch cải tạo xây dựng hệ thống thoát nước bản thành phố Hồ Chí Minh sau năm 2000 (2010).
- 71-Phân Viện Khảo sát Quy hoạch thủy am bộ-Viện Cơ học ứng dụng (11-1999). Đề tài nghiên cứu khoa học cấp Nhà nước " Xây dựng cơ sở dữ liệu thống nhất cho mô hình toán lũ đồng bằng sông Cửu Long ", Báo cáo " Mô hình tính toán thủy AL và phương án kiểm soát lũ

vùng Tứ Giác Long Xuyên", chủ nhiệm đề tài: ThS Tô Văn Trường, Chủ trì thực hiện: PGS-TS Nguyễn Tất Đắc.

- 72-Phân Viện Địa lý, Viện Cơ học Ứng dụng (10-1998), Báo cáo " Tính toán thủy ho các phương án kiểm soát lũ vùng Đồng Tháp Mười", trong đề tài cấp Nhà nước "Các phương án kiểm soát lũ vùng Đồng Tháp Mười" , chủ trì đề tài : GS Nguyễn Sinh Huy, Chủ trì thực hiện: PGS-TS Nguyễn Tất Đắc.
- 73-MRCS (1995), Salinity Intrusion Project, Phase 3, Nguyen Tat Duc, Report on "1-2D coupling model for the prediction of salinity and water level at the Mekong estuary and in the Mekong Delta".
- 74-JICA (2000), The Detailed Design Study on HCM Water Environment Improvement Project.
- 75-Ban Thư kí Ủy Hội sông Mekong, Trung tâm Dự báo khí tượng thủy, Bùi Văn Đức (1995), Báo cáo "Đánh giá các nghiên cứu ứng dụng mới trong dự báo xâm nhập mặn ở đồng bằng sông Cửu Long (Giai đoạn III Dự án Dự báo xâm nhập mặn ở đồng bằng sông Cửu Long).
- 76-Lê Song Giang (2002), Báo cáo đề tài nghiên cứu khoa học cấp Bộ, Xây dựng phần mềm tính toán lũ và tải chất trong sông, Mã số B2000-20-71.

MỤC LỤC

Lời nói đầu	3
Chương 1: Các mô hình thủy động lực học số trị về truyền triều và xâm nhập mặn trên hệ thống sông	9
Chương 2: Hệ phương trình cơ bản và các điều kiện ràng buộc	31
2.1. Các phương trình xuất phát	31
2.2. Hệ phương trình một chiều	35
Chương 3: Mô hình thủy lực số trị một chiều cho quá trình truyền triều trên hệ thống kênh sông	49
3.1. Phương pháp số giải hệ (2.11) và (2.12) trong trường hợp sông đơn	49
3.2. Phương pháp số giải hệ (2.11) và (2.12) trên hệ kênh sông	60
3.3. Phương pháp tính toán thủy lực trên hệ thống sông có công trình	77
3.4. Tính toán thủy lực khi có ô trữ nước dọc hai bên bờ	83
3.5. Tính toán mưa trong mô hình thủy lực	89
Chương 4: Mô hình một chiều về lan truyền mặn trên hệ sông	91
4.1. Một số sơ đồ sai phân đối với phương trình tải khuếch tán và vấn đề khuếch tán số của các sơ đồ bằng cách đánh giá sai số xấp xỉ	92
4.2. Một số tiêu chuẩn đánh giá các sơ đồ số	95
4.3. Đánh giá tính xấp xỉ của sơ đồ sai phân trung tâm trên cơ sở các tiêu chuẩn bảo toàn	98