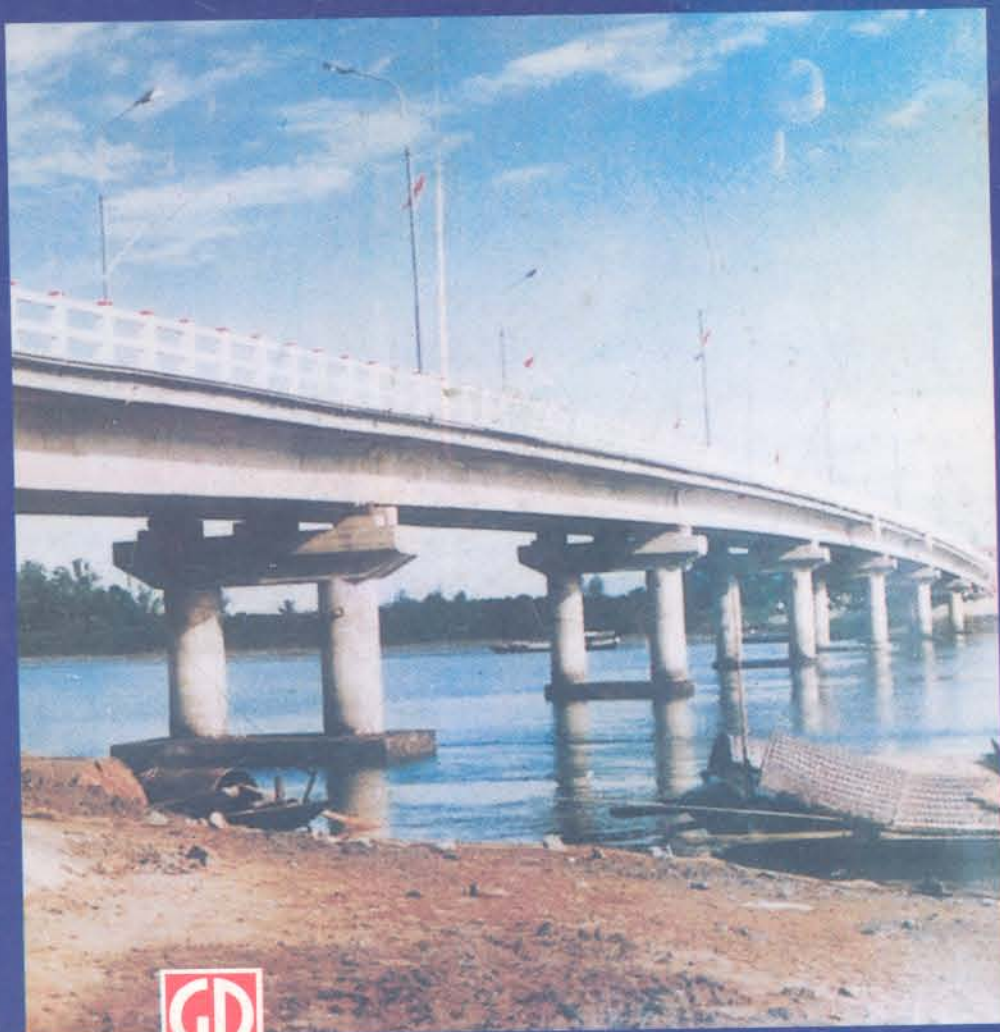


NGUYỄN XUÂN TRỰC

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG

TẬP BA



GS. TSKH. NGUYỄN XUÂN TRỰC

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ

TẬP BA

CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG

(Tái bản lần thứ tư)

NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC

LỜI NÓI ĐẦU

Cuốn Giáo trình THIẾT KẾ ĐƯỜNG ÔTÔ tập ba "Công trình vượt sông" nhằm phục vụ sinh viên các trường đại học ngành đường ô tô, đường sắt, đường đô thị, cầu hầm. Sách có thể dùng làm tài liệu tham khảo cho các lớp cao học, nghiên cứu sinh và cán bộ kỹ thuật thiết kế cầu và đường.

Trong sách giới thiệu các vấn đề có liên quan tới thiết kế các công trình vượt sông lớn, vừa và nhỏ : thiết kế thủy văn, thủy lực, dự đoán xói lở khu vực cầu, thiết kế cao độ móng trụ cầu, nền đường đắp qua bãi sông, kè điều chỉnh dòng chảy, kè bảo vệ chống xói nền đường, các biện pháp chủ động chống xói trụ cầu, tính toán thủy văn thủy lực công, đường tràn, đường thấm và vấn đề khảo sát đo đạc thủy văn phục vụ cho thiết kế cầu và công trên đường, ô tô và đường sắt.

Để phục vụ cho sinh viên ở các trường đại học kỹ thuật (khối công trình), khi biên soạn tác giả đã cố gắng bám sát nội dung đối mới của chương trình môn học. Ngoài ra để phục vụ cho các học viên các lớp cao học, nghiên cứu sinh và cán bộ nghiên cứu, nhiều vấn đề quan trọng của môn học đã được giới thiệu chi tiết về quá trình tư duy phát triển, cách đặt vấn đề và giải quyết vấn đề, những ý kiến còn đang tranh luận và những vấn đề tồn tại cần tiếp tục nghiên cứu giải quyết.

Để phục vụ cho việc thiết kế chúng tôi đã tham khảo các Tiêu chuẩn kỹ thuật, các hướng dẫn tính toán hiện hành ở nước ta và nước ngoài ban hành gần đây nhất ; cung cấp đầy đủ các bảng biểu, đồ thị cần thiết cho việc thiết kế thực tế các công trình vượt sông và những ví dụ bằng số.

Sách tái bản lần này có bổ sung một số nội dung cho phù hợp với chương trình đào tạo ngành cầu đường hiện nay, một số quy định của các tiêu chuẩn mới và một số kết quả NCKH của trường ĐHXD gần đây.

Nội dung giáo trình và các chương mục đã được tập thể các thầy giáo bộ môn "Đường ô tô và đường thành phố" trường ĐHXD Hà Nội góp ý. Tác giả cũng nhận được những nhận xét góp ý của các bạn đồng nghiệp của Trường đại học Giao thông và của các cơ quan sản xuất. Chúng tôi xin thành thực cảm ơn các bạn đồng nghiệp và đặc biệt với PGS. TS. Vũ Đình Phụng đã đọc bản thảo và có những nhận xét quý báu.

Do trình độ và thông tin còn hạn chế, giáo trình không tránh khỏi thiếu sót. Chúng tôi rất mong nhận được ý kiến phê bình của bạn đọc để giáo trình được sửa chữa, bổ sung cho lần xuất bản sau được hoàn hảo hơn. Thư góp ý xin gửi về : Ban biên tập sách kỹ thuật Đại học và Hướng nghiệp dạy nghề - Nhà xuất bản Giáo dục - 81 Trần Hưng Đạo, Hà Nội.

Hà Nội, ngày 19-12-2000

Tác giả

CÁC KÍ HIỆU CHÍNH DÙNG TRONG SÁCH

a - biên độ mực nước	R - bán kính
a - cường độ dòng chảy	S - chiều dài
a - hệ số tính toán	$S_{1\%}$ - sức mưa có tần suất 1%
a_m - cường độ mưa	t, T - thời gian
a_p - cường độ mưa tính toán	t - chiều cao
A - hệ số tính toán	v - tốc độ nước chảy
A - tỉ lệ khấu hao công trình	v_g - tốc độ gió
A_p - mô đun dòng chảy cực đại	v_o, v_{ox} - tốc độ cho phép không xói
b, B - chiều rộng	v_{od} - tốc độ đáy cho phép không xói
B_o - chiều rộng sông lúc tự nhiên	W - đặc trưng tốc độ
b_{gc} - chiều rộng tầm gia cố	W - thể tích
C - hệ số sêđi	x - hoành độ
C - chiều cao dầm cầu	x - hệ số tính toán
C_1 - chiều dày lớp đất	y - tung độ
C_v - hệ số biến hóa	y - hệ số tính toán
C_s - hệ số lệch	Z - cao độ mực nước
C_p - hệ số dinh tính toán của đất	Z - tổn thất do cây cỏ
d, D - đường kính	Fr - hệ số Frút
D - chiều dài đường sóng chạy	α - hệ số dòng chảy
D_1 - chiều dài lưu vực	α - hệ số Koriolit
E - hệ số tính toán	α - góc tới
f, F - diện tích lưu vực	β - góc rẽ
f - hệ số	β - hệ số tăng lưu lượng
G - lưu lượng phù sa	β_p - hệ số xét ảnh hưởng của xói
g - gia tốc rơi tự do	γ - hệ số nhám của Badanh
H - mực nước	γ - dung trọng
H - chiều sâu	M - hệ số thu hẹp dòng chảy
Δ_h - chênh lệch chiều sâu nước chảy	ε - hệ số tính toán
ψ - hệ số tính lưu lượng	b - bãi
x - chu vi ướt	bn - bãi nhỏ
ϕ_g - hệ số địa mạo	bt - bãi trái
ω - tiết diện dòng chảy	bp - bãi phải
ω - đường kính thủy lực	c - cầu
Ω - diện tích	ch - chủ
Δ - sai số độ cao dự trữ	dx - đường xói
V - cao độ lòng sông	MNBT - mực nước bình thường
ρ - độ đục	MNCN - mức nước cao nhất
λ - hệ số thu hẹp do trục cầu	MNLS - mực nước lịch sử
λ - chiều dài sóng	MNTT - mực nước tính toán
λ_p - hệ số tính lưu lượng	S - suối
δ - hệ số triết giảm lưu lượng do hồ ao	TK - tính không
Ψ - tọa độ đường cong mưa	t/t - tính toán

PHẦN MỘT

CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG LỚN VÀ VỪA

CHƯƠNG I

KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH CẦU VƯỢT QUA SÔNG LỚN VÀ VỪA

1.1. CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG VÀ NHIỆM VỤ THIẾT KẾ

1.1.1. Công trình cầu vượt sông gồm tổng hợp những công trình sau :

- Cầu, bao gồm dầm và trụ cầu ;
- Đường dẫn về cầu (đường hai đầu cầu đáp qua bãi sông) ;
- Công trình điều chỉnh hướng nước và các công trình bảo vệ gia cố nền đường.

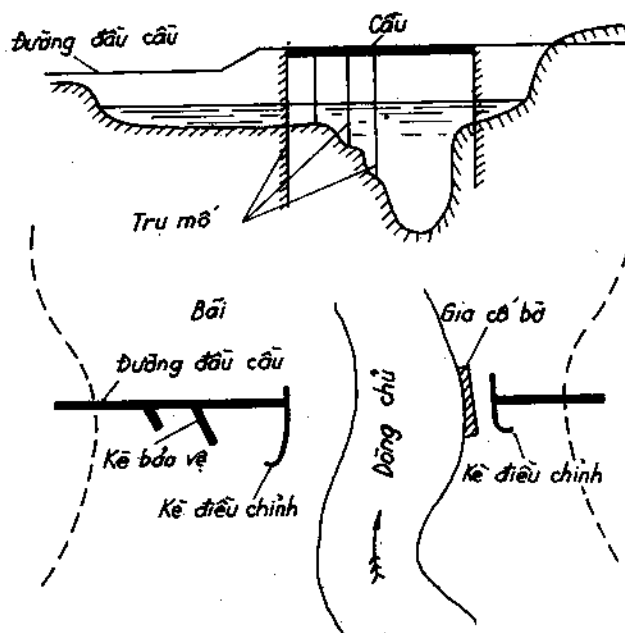
Các công trình trên liên quan mật thiết với nhau do đó khi so sánh phương án khẩu độ cầu cần phải xét các mặt kinh tế và kĩ thuật của các công trình dầm, trụ, đường dẫn về cầu, công trình điều chỉnh, gia cố như một khối tổng hợp.

1.1.2. Phân loại công trình vượt sông

Theo phương tiện vận tải :

1. Cầu ô tô
2. Cầu đường sắt
3. Cầu hỗn hợp dùng cho ô tô và đường sắt (thường dùng khi qua sông lớn, trụ cao, làm hai cầu đất tiến)

Theo điều kiện ngập cầu : cầu về mùa lũ không bị ngập và cho phép bị ngập. Cầu đường sắt và cầu đường bộ cấp I - II quy định dùng loại cầu không bị ngập về mùa lũ. Trên các tuyến đường ô tô cấp thấp ít xe chạy (IV - VI)



Hình 1-1

Sơ đồ công trình cầu vượt qua sông lớn.

cho phép thiết kế để toàn bộ chiều dài cầu hay một phần về mùa lũ bị ngập nếu được cấp trên chuẩn y.

Theo loại sông ngòi : cầu qua sông đồng bằng, qua sông vùng trung du, sông vùng núi, qua hồ đập. Mỗi loại trên làm việc theo chế độ dòng chảy khác nhau. Cầu qua sông đồng bằng thường gồm hai phần : phần qua bãi sông và phần qua dòng chủ.

1.1.3. Yêu cầu và nhiệm vụ thiết kế

Những yêu cầu đối với công trình vượt sông :

- Bảo đảm xe chạy với lưu lượng và tốc độ thiết kế
- Bảo đảm cầu làm việc bình thường về mùa lũ. Yêu cầu này liên quan tới việc định khẩu độ cầu, loại trụ và chiều sâu đặt móng trụ cầu, cấu tạo trắc ngang và biện pháp gia cố nền đường đầu cầu, kè điều chỉnh, v.v...
- Bảo đảm điều kiện thông thuyền bè và vật trôi trên sông (chiều cao cầu, chiều dài nhịp thông thuyền).

Chú ý thích đáng tới các yêu cầu khác của thủy lợi, xí nghiệp và các vùng dân cư gần đấy.

- Bảo đảm các yêu cầu về kinh tế kĩ thuật, điều kiện về thủy văn và địa chất tốt nhất khi chọn vị trí cầu qua sông.

+ Về chỉ tiêu kinh tế phải đảm bảo :

- Tổng kinh phí xây dựng và vận doanh tính đối về năm gốc nhỏ nhất và thời gian hoàn vốn quy định $8 + 10$ năm hoặc hệ số hiệu quả kinh tế là $0,12 + 0,10$. Trong điều kiện nền kinh tế thị trường, cần tính toán phân tích hiệu quả kinh tế và tài chính theo các chỉ tiêu như giá trị lợi nhuận thuần NPN, tỉ số thu chi B/C và tỉ lệ nội hoàn IRR.

- Thời hạn thi công ngắn nhất
- Sử dụng được vật liệu địa phương và tiết kiệm vật liệu ;
- Phối hợp được với các yêu cầu đặc biệt của quân sự, kiến trúc, đường thủy, đường bộ v.v...

+ Về mặt thủy văn và địa hình địa mạo :

- Lòng sông phải ổn định, thẳng đều.
- Sông phải hẹp, bãi nhỏ, lòng sông sâu, không có nhánh, không có bãi nổi, sông cũ và bùn lầy.
- Cầu phải vuông góc với sông. Nếu khó khăn, cầu có thể làm vuông góc với dòng chủ và lệch với thung lũng sông $5^\circ + 10^\circ$ đối với sông có thông thuyền hay ngược lại vuông góc với thung lũng sông, lệch với dòng chủ nếu sông không có thuyền bè qua lại.

- Phải xét tới quá trình diễn biến lòng sông và các đặc tính khác.

- Phân tích sự ảnh hưởng của việc xây dựng cầu tới các công trình thủy lợi, nông nghiệp gần đấy.

+ Về mặt địa chất cố gắng chọn nơi có tầng đá cơ bản gần đáy sông, địa chất bờ sông tốt, ổn định, không sụt lở, dốc núi không ẩm ướt, không có các stơ, thạch cao v.v...

Nội dung và nhiệm vụ thiết kế thủy văn cầu

- Tính toán thủy văn : bao gồm việc xác định mực nước lũ và lưu lượng thiết kế, sự phân phối lưu lượng giữa dòng chủ và bãi sông, xác định mực nước thông thuyền, xác định đường quá trình mực nước lũ thay đổi theo thời gian.

- Dự đoán xói lở của vị trí cầu : tính khẩu độ cầu và xác định xói lở ở trụ, mố cầu và ở các công trình kè điều chỉnh.

- Tính toán thủy lực : xác định mực nước dâng trước cầu và trước nền đường đầu cầu, xác định các yếu tố thủy lực sau khi làm cầu, xác định chiều cao sóng ở bãi sông.

- Thiết kế kè điều chỉnh, đường đầu cầu, công trình gia cố và uốn suối.

1.2. PHÂN LOẠI SÔNG NGÒI VÀ VẤN ĐỀ THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG

Theo tác dụng khác nhau của dòng nước đối với dòng sông và vị trí của đoạn sông có thể chia sông thành 3 đoạn : thượng lưu, trung lưu và hạ lưu (hình 1-3).

Thượng lưu (đoạn 1) : thường nằm ở vùng núi ; độ dốc lòng sông rất lớn, nước chảy mạnh, lòng sông hẹp, đáy sông tiếp tục xói và thấp dần. Khi thiết kế cao độ móng trụ cần chú ý là lòng sông có thể hạ thấp theo thời gian.

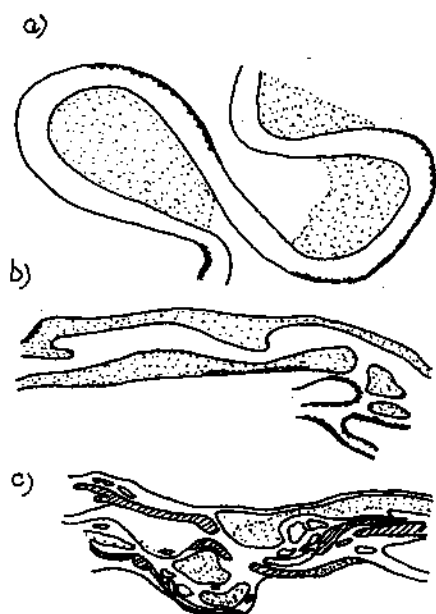
Trung lưu (đoạn 2) : Sông vùng trung lưu ; độ dốc lòng sông nhỏ hơn dòng vùng thượng lưu ; sông rộng hơn, nhưng cạn, lòng sông không bồi cũng không xói ; bao nhiêu phù sa từ thượng lưu về đều được vận chuyển xuống hạ lưu. Các cầu làm ở vùng này không có gì cần chú ý đặc biệt. Nhưng cầu làm ở gần vùng hạ lưu phải để phòng khả năng bồi từ hạ lưu lên.

Hạ lưu (đoạn 3) : Vận tốc nước chảy nhỏ. Độ dốc lòng sông giảm dần, lòng sông hàng năm bị bồi cao. Khi thiết kế cao độ mặt cầu ở vùng này cần xét tới khả năng lòng sông bị bồi, mực nước sông sẽ dâng cao.

Theo địa hình sông được chia thành sông vùng đồng bằng, vùng trung du và vùng núi. Trong điều kiện địa hình của nước ta đoạn thượng lưu sông thường có tính chất của vùng sông núi ; đoạn hạ lưu có tính chất của sông đồng bằng. Mỗi loại sông trên thường làm việc theo chế độ dòng chảy khác nhau. Cầu qua sông đồng bằng thường gồm hai phần : dòng chủ và bãi sông.

Đường đầu cầu qua bãi sông, loại này thường khá dài so với chiều dài cầu vì giá thành một mét dài đường có kè chi phí gia cố rẻ hơn một mét dài cầu rất nhiều.

Sông vùng trung du có lòng sông di động, không có bãi rõ ràng và ổn định nên người ta xem nó thuộc loại sông không bãi. Tính chất của sông này có lòng sông rộng, có nhiều bãi nổi, lượng phù sa về mùa lũ rất lớn. Sau mỗi mùa lũ các bãi nổi di chuyển rất rõ rệt. Khẩu độ cầu qua sông loại này không nên làm rộng quá chiều rộng giới hạn đảm bảo sông đó ổn định ; móng mố trụ cầu phải thiết kế đặt trên cùng một cao độ vì chiều sâu lớn nhất của lạch sông có thể xê dịch bất kì

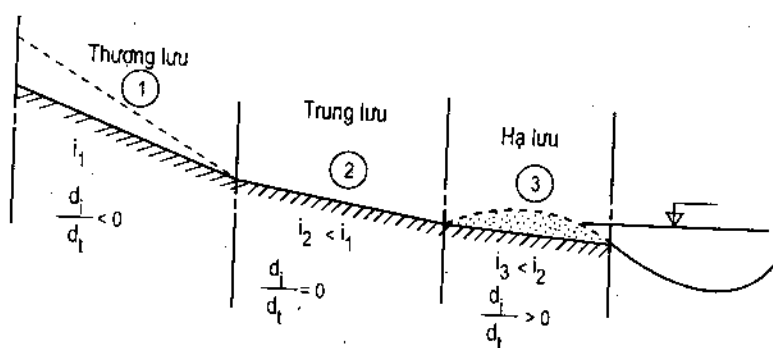


Hình 1-2. Bình độ sông.

a - sông quanh co ; b - sông thẳng ; c - sông di động.

đất phù sa) do đó lòng sông quanh co và phát triển vào bãi sông. Đến một lúc nào đó gặp lớp địa chất khó xói lòng sông sẽ ngừng phát triển hay phát triển để đoạn cong này nối liền với đoạn cong kia và sông trở lại chảy thẳng và để lại trên sông những hồ - di tích của lòng sông cũ. Quá trình trên có tính chất chu kì vì lúc sông bị đứt khúc và nối liền với đoạn sông hạ lưu, độ dốc lòng sông tăng, khả năng vận chuyển phù sa lớn, sông bị xói nhiều và không đều nên lòng sông lại trở lại quanh co.

Tính chất đó làm cho lạch sông sâu nhất của lòng sông có thể thay đổi vị trí không phải chỉ trong phạm vi dòng chủ mà cả bãi sông.



Hình 1-3

Phân loại sông theo chiều dài sông.

Sông di động (hình 1-2c) : có nhiều bãi nổi thường xuyên di chuyển vị trí, lạch sâu do đó cũng thay đổi. Tốc độ nước chảy mạnh, lượng phù sa tải trên sông lớn. Cao độ móng trụ cầu bố trí trên cùng một cao độ theo trị số xói lớn nhất.

trong phạm vi chiều rộng sông ; đường đầu cầu, kẻ điều chỉnh cần phải gia cố rất cẩn thận.

Sông vùng núi thường có lòng sông hẹp, vận tốc nước chảy mạnh do đó cầu thường làm rộng bằng chiều rộng sông để tránh phải gia cố nền đường và điều chỉnh đất tiến, vì tốc độ nước chảy rất mạnh.

Theo hình dạng trên bình đồ K.I. Rôsinxki và I.A. Kydomin đề nghị phân thành 3 loại : sông thẳng (hay cong ít), sông quanh co, sông di động. Mỗi loại sông trên có một đặc điểm riêng.

Sông thẳng (hình 1-2) : lòng sông rộng ra hay hẹp lại có tính chất chu kì, lạch sâu nhất của lòng sông chỉ thay đổi trong phạm vi dòng chủ.

Sông quanh co (hình 1-2a) : bãi sông thấp, độ dốc lòng sông nhỏ, địa chất cấu tạo bãi sông là loại đất dễ xói (cát mịn,

1.3. ĐẶC ĐIỂM SÔNG NGÒI VIỆT NAM VÀ VẤN ĐỀ THIẾT KẾ CẦU VƯỢT SÔNG

Việt Nam có nhiều sông ngòi. Do ảnh hưởng của địa hình, sông thường chảy theo hướng Tây bắc - Đông nam. Chế độ lũ của sông phụ thuộc vào chế độ gió mùa, một năm có mùa nước to đi đôi với mùa mưa và mùa cạn đi đôi với mùa khô. Có thể chia các sông ngòi nước ta thành 3 hệ thống.

Các sông ngòi miền Bắc nước ta phần nhiều thuộc hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình ; ở miền Nam thuộc hệ thống sông Mê Kông và sông Đồng Nai ; các sông ở miền Trung, trừ sông Mã và sông Cả, các sông khác đều từ dãy Trường Sơn ra biển, sông dốc và ngắn.

Sau đây là những đặc trưng về chế độ mưa lũ, về quy luật diễn biến lòng sông và những vấn đề cần lưu ý khi thiết kế cầu vượt các sông trên.

1.3.1. Hệ thống sông Hồng

Sông Hồng là sông lớn ở nước ta và vào hạng trung bình so với các sông trên thế giới. Sông Hồng dài 1.150km bắt nguồn từ phía nam hồ Đại Lý thuộc tỉnh Vân Nam Trung Quốc trên cao độ 2.000m.

Sông Hồng vào Việt Nam ở Lào Cai và theo hướng Tây bắc - Đông nam vào miền núi nước ta rồi qua đồng bằng Bắc bộ và ra biển. Đoạn chảy trong địa phận nước ta dài 510km. Theo tài liệu thống kê mực nước lũ trên sông trong nhiều năm cho thấy mùa lũ của hệ thống sông Hồng kéo dài từ tháng 6 cho đến cuối tháng 10, trong đó khoảng 59% vào tháng 8 ; 30% vào tháng 7 ; 6% vào tháng 9 và 5% vào các tháng 6 và 10.

Quy luật diễn biến của lòng sông Hồng do quá trình xói mòn và bồi rất phức tạp, nó không tuân theo một quy luật nhất định nào. Tuy nhiên theo những số liệu thống kê về các đặc trưng thủy văn thủy lực, lượng phù sa, địa chất lòng sông, sự hình thành dòng chủ và bãi bồi, trên quan điểm thiết kế thủy văn cầu vượt sông có thể chia sông Hồng thành những đoạn đặc trưng như sau :

Từ Lào Cai đến Yên Bái sông chảy trong thung lũng sâu, lòng sông hẹp, tả ngạn có những dãy núi cao đến 1000m, hữu ngạn là dãy núi Hoàng Liên Sơn. Từ Lào Cai tới Yên Bái trên đoạn dài 140km, cao độ hạ từ 73m xuống 18m nên nước chảy xiết, lòng sông hẹp có nhiều thác ghềnh độ dốc sông lớn và mang tính chất sông vùng núi.

Trên đoạn này có hiện tượng xói, lòng sông sâu dần, phần bãi sông hẹp hoặc không có bãi nên các đường cong quan hệ giữa mực nước lũ với các tham số thủy lực như tốc độ, lưu lượng nước chảy v.v... là những đường cong có quy luật khá chặt chẽ. Đặc tính trên cho phép trong thiết kế công trình vượt sông việc dự đoán đỉnh lũ và lưu lượng đỉnh lũ với tần suất P1% có thể sử dụng trực tiếp đường cong quan hệ giữa mực nước với lưu lượng, tốc độ nước chảy đã thống kê được nhờ các phương pháp ngoại suy hoặc thực đo trong một số năm trước khi xây dựng cầu ; sự biến dạng lòng sông thường không lớn do đó có thể sử dụng mặt cắt ngang sông khi khảo sát cầu mà không cần có sự điều chỉnh.

Nói chung khẩu độ các cầu trên đoạn sông này có thể lấy bằng chiều rộng sông vì bãi sông hẹp hoặc không có. Việc tính toán xói chung và xói cục bộ bố trí móng trụ cầu được tiến hành theo các phương pháp thông thường. Cao độ đặt móng trụ cầu trên cơ sở giả thiết trong phạm vi dòng chủ lạch sâu nhất có thể di chuyển tới bất cứ vị trí nào của dòng chủ ; ở phần bãi sông móng trụ cầu được bố trí ở cao độ nông hơn.

Từ Yên Bái đến Việt Trì trên đoạn gần 130km, sông chảy trong thung lũng rộng, độ dốc mặt nước nhỏ hơn độ dốc sông về phía thượng lưu nhiều. Nếu như trong đoạn sông từ Lào Cai tới Yên Bái độ dốc thay đổi đều đặn thì đoạn dưới này càng về hạ lưu mức độ thay đổi độ dốc càng rõ rệt hơn. Kết quả là có nhiều đoạn lòng sông bị bồi, tạo thành những cồn cát, bãi sông. Tùy theo điều kiện cụ thể về thủy văn, chế độ diễn biến lòng sông, cầu vượt sông được thiết kế theo những nguyên tắc được dùng đối với sông bình thường như đã nói ở trên hoặc theo những nguyên tắc đối với sông có cồn cát di động.

Ở Việt Trì lòng sông cao hơn cao độ mặt biển chỉ 10m, mà lòng sông còn 220km nữa mới ra tới biển nên độ dốc lòng sông rất nhỏ, chiều rộng sông tăng khá rõ rệt, dòng sông có nhiều đoạn uốn khúc, nhiều đoạn có bãi bồi di động, chia dòng sông thành nhiều nhánh (bãi Cam La gần Sơn Tây, bãi Phúc Xá gần Hà Nội, bãi Ngạc Đống gần thị xã Hưng Yên).

Từ Việt Trì về phía thượng lưu sông Hồng còn có tên là sông Thao. Từ đây về xuôi ngoài lượng nước của sông Thao, sông Hồng nhận thêm lượng nước từ sông Đà và sông Lô chảy về.

Sông Đà nằm về phía hữu ngạn sông Thao, dài 910km từ Vân Nam theo hướng Tây bắc - Đông nam gần như song song với sông Thao. Đoạn sông nằm trong lãnh thổ Việt Nam dài trên 500km. Sông Đà có 2 nhánh lớn. Qua tỉnh Lai Châu sông Đà chảy trong thung lũng hẹp, sâu giữa khối cao nguyên đá vôi Tây Bắc nên có nhiều thác ghềnh (32 cái). Đến Hòa Bình gặp núi Ba Vì sông quặt theo hướng Đông bắc và đổ vào sông Hồng ở Trung Hà, Hưng Hóa. Sông Đà là sông lớn của miền núi Tây Bắc, độ dốc lòng sông lớn, nằm trong khu vực mưa nhiều nên lũ sông Đà rất lớn.

Sông Lô dài 450km cũng từ Vân Nam chảy về, qua thị xã Hà Giang, Tuyên Quang, Đoan Hùng và hợp với Việt Trì. Đoạn chảy trong địa phận Việt Nam dài 270km. Sông Lô có nhiều nhánh, hữu ngạn có sông Chảy gặp sông Lô ở Đoan Hùng ; tả ngạn có sông Gâm đổ vào phía trên Tuyên Quang. Sông Đáy con và sông Lô chảy vào sông Hồng ở dưới Việt Trì. Lưu vực sông Lô có nhiều dãy núi đá vôi, lòng sông lắm thác ghềnh. Chỉ tính từ Hà Giang đến Tuyên Quang đã có 173 thác ghềnh.

Từ Việt Trì về phía hạ lưu sông Hồng sau khi hợp với sông Đà và sông Lô lượng nước tăng gấp nhiều lần và chảy qua miền châu thổ bằng phẳng nên sông rộng độ dốc lòng sông nhỏ, sông uốn khúc có nhiều nhánh, bãi bồi lớn nên di động. Mùa lũ hàng năm của 3 nhánh thuộc hệ thống sông Hồng thường xảy ra từ tháng 6 đến hết tháng 10, và lũ lớn nhất thường xuất hiện vào tháng 7 và 8. Sự trùng hợp về thời gian xuất hiện lũ là nguyên nhân làm cho lũ của sông Hồng từ Việt Trì về xuôi thường rất lớn. Nói chung lưu lượng sông Hồng về mùa lũ gần một nửa là do sông Đà còn hơn một nửa là do sông Lô và sông Thao. Theo tài liệu thống kê nhiều

năm thì lưu lượng đỉnh lũ trung bình là khoảng $11.400\text{m}^3/\text{s}$, của sông Thao tại Yên Bái là $4.970\text{m}^3/\text{s}$, của sông Lô tại Phù Ninh là $5.050\text{m}^3/\text{s}$, sông Hồng tại Sơn Tây là $18.500\text{m}^3/\text{s}$, tại Hà Nội là $12.316\text{m}^3/\text{s}$.

Lịch sử lũ của sông Hồng xuất hiện vào các năm 1945, 1969, 1971.

Bảng dưới đây giới thiệu một số đặc trưng thủy văn của hệ thống sông Hồng và so sánh với một số sông khác.

Bảng 1-1

Một số đặc trưng thủy văn của các sông thuộc hệ thống sông Hồng

Tên sông Yếu tố	Sông Đà (Hòa Bình)	Sông Thao (Yên Bái)	Sông Lô (Phù Ninh)	Sông Hồng (Sơn Tây)	Sông Hồng (Hà Nội)
Q_{\max} (m^3/s) 1969	15800	10100	6820	20300	17900
Q_{\max} 1971	16200	9860	4000	34200	22500
$\Delta H_{c-L, m}$	9 (11)	8 (10)	8 (11)	9 (12,72)	8,59 (12,42)
$Q_{\max} : Q_{\min}$	44 (80)	28 (56)	25 (68)	30 (65)	20 (63)
$B : \text{h}_{\text{tb}}$	27	40	50	224	200
$V_{\min}, \text{m/s}$	$0,15 \div 0,30$	$0,50 \div 0,70$	$0,50 \div 0,60$	$0,30 \div 0,70$	$0,50 \div 0,70$
$V_{\max}, \text{m/s}$	$3,90 \div 4,00$	$3,50 \div 3,70$	$2,70 \div 2,80$	$3,50 \div 3,60$	$2,60 \div 2,90$
$\text{ix } 10^{-5}$	$35 \div 60$	$26 \div 30$	$5 \div 8$	$3 \div 4$	
$\Delta H_{c-L, m}$: Chênh lệch mực nước sông giữa mùa cạn và mùa lũ : số trong ngoặc đơn chỉ trường hợp cá biệt.					

Hiện tượng giảm đột ngột độ dốc lòng sông, lượng phù sa đổ về vùng hạ lưu lớn là nguyên nhân hình thành các bãi bồi không ổn định luôn luôn di chuyển và chia dòng sông thành nhiều nhánh của đoạn hạ lưu sông Hồng. Vì vậy các cầu nằm trong vùng này phải được thiết kế với giá thiết trong thời gian khai thác cầu, vị trí của lạch sâu nhất có thể di chuyển tới bất cứ vị trí nào của mặt cắt ngang sông, và có khả năng đe dọa xói sâu ở các trụ cầu. Vị trí làm cầu tốt nhất chọn ở những đoạn sông hẹp, bãi sông nhỏ vì dòng ở đây tương đối ổn định, các công trình điều chỉnh dòng nước và chỉnh trị sông đỡ phức tạp hơn, giá thành xây dựng cầu do đó thấp hơn.

Bảng 1-2

Lượng phù sa một số sông ở miền Bắc Việt Nam

Tên sông	Độ đục hàng năm (g/m^3)			Lưu lượng phù sa kg/s	Tổng lượng phù sa $10^6 \text{ T}/\text{năm}$
	Trung bình	Max	min		
Sông Mã (Cám Thù)	296	$1450 \div 3900$	$3 \div 4,1$	95,7	3,02
Sông Chu (Xuân Khánh)	180	$472 \div 2830$	$2,6 \div 6,7$	$10 \div 35$	$0,34 \div 1,10$
Sông Cà (Nghệ An)	178	$687 \div 1800$	$0,6 \div 6,1$	$52 \div 102$	$1,64 \div 3,17$
Sông Hồng (Hà Nội)	916	$1970 \div 4990$	$28,4 \div 72,40$	$1310 \div 3680$	$54 \div 116$
Sông Hồng (Sơn Tây)	994	$2710 \div 4950$	$10,7 \div 93,20$	$1780 \div 5790$	$74,6 \div 183$
Sông Đà (Hòa Bình)	1310	$2810 \div 12000$	$0,80 \div 15,90$	$967 \div 3720$	$30 \div 117$
Sông Thao (Yên Bái)	1770	$5460 \div 13600$	$13,1 \div 36,8$	$658 \div 2680$	$25,5 \div 84,5$
Sông Lô (Phù Ninh)	320	$872 \div 2560$	$0,7 \div 21,7$	$148 \div 441$	$4,68 \div 14,0$

Khi thiết kế cầu cần chú ý tốc độ biến dạng lòng sông. Ví dụ tại Sơn Tây cao độ mặt cắt lòng sông ở vị trí sâu nhất đo ngày 27-3-1971 là -77cm, tới ngày 22-8-1971 cũng tại vị trí này xói phát triển tới -536cm, nghĩa là đã xói lớp đất dày 4,59m ; tại Hà Nội về phía hạ lưu cầu Long Biên khoảng 760m, sau mùa lũ năm 1981 đã xói đến 10m, cao độ mặt cắt lòng sông thay đổi từ +6 đến -4m do lạch sâu di chuyển tới và ngược lại có nơi lòng sông bị bồi đáng kể.

Quá trình diễn biến lòng sông Hồng rất phức tạp, vị trí lạch sâu nhất và bãi nổi của một mặt cắt tính toán nào đó không phải chỉ phụ thuộc vào điều kiện địa chất, thủy văn, xói mòn và bồi của mặt cắt đang xét mà còn phụ thuộc vào tình hình diễn biến lòng sông phía thượng lưu và hạ lưu. Việc dự đoán khả năng xói và bồi tự nhiên do lòng sông biến dạng phải được xác định bằng phương pháp phân tích các tài liệu đo đạc mặt cắt ngang và bình đồ lòng sông khu vực thiết kế cầu trong nhiều năm liên tục.

Việc tính toán thủy văn và thủy lực qua sông Hồng ở những đoạn có bãi bồi lớn cần chú ý một số hiện tượng sau :

- Lòng sông tại vị trí cầu hàng năm thay đổi đáng kể, tài liệu bình đồ và trắc ngang sông đo trong thời gian khảo sát khi sử dụng cần phải xét tới quy luật diễn biến lòng sông của đoạn sông thiết kế cầu.

- Quan hệ giữa mực nước lũ với chiều sâu lớn nhất rất phức tạp, cùng một mực nước lũ có thể xói phát triển khác nhau, xói sâu nhất có thể xuất hiện không phải ở đỉnh lũ mà ở mực nước thấp hơn khi nước xuống. Sở dĩ có hiện tượng trái ngược với hiện tượng xảy ra đối với sông bình thường vì : thứ nhất, các bãi bồi có chiều rộng 400 ÷ 500m và chiều dài hàng ki-lô-mét đã đóng vai trò như kè hướng nước khổng lồ làm cho dòng nước chảy càng thay đổi nhanh ; thứ hai, khi nước tràn ngập các bãi bồi, một phần năng lượng ở dòng chủ phân ra bãi sông tốc độ nước chảy tại bãi sông tăng lên và ngược lại ở dòng chủ giảm xuống rồi sau đó tốc độ mới tăng theo mực nước lũ dâng cao ; thứ ba xói lở do dòng chảy bị thu hẹp thường phải tải đi một khối lượng phù sa rất lớn nên khoảng thời gian xuất hiện lũ thường không thể kịp xói tới trị số giới hạn. Các hiện tượng nói trên là nguyên nhân vì sao xói cực đại không xuất hiện cùng khi xuất hiện đỉnh lũ mà khi nước xuống thấp.

Hiện tượng xói lớn nhất không xuất hiện ở đỉnh lũ mà khi nước rút đã dẫn đến việc tính toán xói lở phải thực hiện đối với cả hai trường hợp : thứ nhất là ứng với mực nước lũ thiết kế, thứ hai là ứng với mực nước lũ khi xuất hiện xói lớn nhất.

Về điều kiện địa chất, đất cấu tạo sông Hồng trên đoạn này là đất phù sa có đường kính hạt $d = 0,25\text{mm}$, rất dễ bị xói. Các bãi bồi là do cát phù sa bồi lắng về mùa lũ tạo thành, đất bãi sông rất dễ xói, tốc độ nước chảy vào mùa lũ lại rất lớn nên thường xảy ra hiện tượng cát bãi tạo dòng trên các bãi bồi và sau này dần dần phát triển thành các lạch sâu và rộng. Trong điều kiện đó các trụ cần phải được thiết kế với giả thiết lạch sâu có thể di chuyển tới bất cứ trụ cầu nào.

Những nhận xét và kết luận đã phân tích trên được xác minh trên thực tế một số cầu qua sông Hồng.

Cầu Long Biên được xây dựng trên 100 năm nay và việc theo dõi hiện tượng xói lở đã được quan tâm đặc biệt. Phân tích bình đồ và mặt cắt ngang sông khu vực cầu cho thấy vị trí lạch sâu nhất thay đổi từ năm này qua năm khác, từ bờ phải

sang bờ trái và ngược lại. Sau đây là một số ví dụ : năm 1950 vị trí sâu nhất có độ cao là 15m và nằm giữa trụ số 16 và 17 gần bờ thị trấn Gia Lâm ; năm 1952 lòng sông phía Gia Lâm bị bồi, vị trí sâu nhất chuyển dịch dần ra bãi sông, nằm giữa trụ cầu số 16 và 15, và có cao độ là -11,80m. Hiện tượng lòng sông phía Gia Lâm bị bồi dần tiếp tục phát triển trong những năm sau ; năm 1956 tại vị trí trước đây bị xói tới độ cao -15 đã bị bồi tới cao độ -4,40m, và năm 1958 tới +1,70 ; trong khi đó nửa phía Hà Nội có nơi bị xói sâu tới -14,51m ; cao độ lòng sông tại vị trí xói sâu nhất năm 1956 là -7,4m, năm 1958 là -6m (giữa trụ số 10 và 12).

Hiện tượng xói phát triển sâu nhất khi nước xuống có thể thấy trong ví dụ sau đây :

Trong thời gian thi công cầu Chương Dương Hà Nội qua sông Hồng đã tiến hành theo dõi xói lở tại trụ cầu số 7 cho thấy xói phát triển lớn nhất không phải là khi xuất hiện đỉnh lũ năm 1981 mà khi nước rút được hơn 2m của lũ năm đó.

Tại mặt cắt đo thủy văn sông Hồng của trạm thủy văn Hà Nội, ngày 20-8-1971 mực nước đỉnh lũ là +1376cm, ứng với mực nước này lưu lượng $Q = 22200 \text{ m}^3/\text{s}$, tốc độ nước chảy trung bình mặt cắt là 1,57 m/s, tốc độ lớn nhất là 2,54 m/s, lòng sông tại vị trí sâu nhất ở cao độ -2,94m, chiều sâu nước tại đây là 16,70m. Ngày 10-8-1978 mặc dù mực nước và lưu lượng nhỏ hơn ngày 28-8-1971, nhưng lòng sông đã bị xói sâu hơn : $Q = 11500 \text{ m}^3/\text{s}$, mực nước $H = +11,08\text{m}$, cao độ lòng sông sau khi xói tại vị trí sâu nhất là -9,92m với chiều sâu nước chảy là 21m.

Cao độ lòng sông sau khi xói về mùa lũ không phải chỉ phụ thuộc vào tình hình thủy văn của năm vừa xuất hiện lũ mà còn phụ thuộc vào tình hình xói lở của những năm trước đó nên mặc dù có những năm lũ nhỏ hơn nhưng lòng sông lại sâu hơn.

Từ Việt Trì đến cửa Ba Lạt, sông Hồng khác với nhiều sông ở miền Nam, có hệ thống đê tương đối hoàn chỉnh dọc hai bên bờ sông để chống lũ tràn ngập vùng dân cư sống hai bên bờ sông. Nhân dân ta từ lâu, trước đời nhà Lý đã biết đắp đê chống lũ từ sông Hồng. Sau này hàng năm đê sông Hồng được tôn tạo cao dần. Cho đến nay hệ thống đê ven sông Hồng và các nhánh dài gần 10.000 km ; cao độ mặt đê trung bình trên +10m, ở Hà Nội khoảng +14m. Khi thiết kế cầu qua sông Hồng, trong trường hợp cần thiết phải làm nhỏ hơn chiều rộng giữa hai bờ đê thì phải có luận chứng kinh tế kĩ thuật, và phải bàn bạc thống nhất với các cơ quan thủy lợi, kiến trúc v.v... để tránh do làm cầu các công trình ven đê bị ngập.

Sông Thái Bình và hệ thống sông hạ lưu sông Hồng : Sông Thái Bình có thể xem như một bộ phận của sông Hồng. Sông Thái Bình có ba nhánh ; sông Cầu, sông Thương, sông Lục Nam. Sông Cầu bắt nguồn gần đình Phia Bioc, Bắc Cạn, chảy qua Thái Nguyên - Đáp Cầu - Phả Lại, gặp sông Thương ở phía nam Lạng Sơn chảy về. Sông Lục Nam từ vùng đồi An Châu chảy về sông Thương. Cách Phả Lại chừng 5km sông Thái Bình gặp sông Đuống và nhận một phần nước từ sông Hồng chảy vào. Qua Phả Lại sông chia làm hai nhánh : sông Thái Bình qua Hải Dương chảy ra cửa Thái Bình ; sông Kinh Môn qua Hải Phòng ra cửa Cấm, có nhánh Bạch Đằng ra cửa Nam Triệu. Lưu vực sông Thái Bình nằm hoàn toàn trong địa phận Bắc Bộ Việt Nam. Lưu lượng sông Thái Bình về mùa lũ khoảng 4000 - 5000 m^3/s . Sông Thái Bình mang ít phù sa hơn sông Hồng. Vì lượng nước chảy trên

sông không lớn lại trên một thung lũng có độ dốc nhỏ nên tốc độ nước chảy trên sông không lớn, thủy triều ảnh hưởng rất sâu và mạnh, mùa nước cạn lên quá Đập Cầu, Phả Lại và Lãm (sông Lục Nam). Về mùa cạn có nhiều đoạn vùng gần biển nước chảy theo cả hai chiều : chảy xuôi khi thủy triều xuống và chảy ngược khi thủy triều lên. Việc tính toán thủy văn thủy lực cầu vượt sông ở những vùng bị ảnh hưởng thủy triều phức tạp hơn nhiều so với sông thông thường.

Sự ảnh hưởng của công trình thủy điện Hòa Bình tới chế độ sông ngòi miền Bắc Việt Nam : Từ năm 1983 do xây dựng đập thủy điện Hòa Bình nên phía thượng lưu đập bị ngập, phía hạ lưu đập chế độ thủy văn phụ thuộc vào chế độ vận hành của đập thủy điện. Do ảnh hưởng của đập thủy điện Hòa Bình nên về phía hạ lưu của đập hàm lượng phù sa và mực nước sông thay đổi.

Sự thay đổi hàm lượng phù sa trên sông và những ảnh hưởng của nó tới hiện tượng xói và bồi lòng sông : Trước khi xây dựng công trình thủy điện Hòa Bình lượng phù sa từ sông Đà chiếm trên dưới 60% tổng lượng phù sa của sông Hồng. Sau khi xây dựng đập thủy điện, phần lớn lượng phù sa này được giữ lại ở hồ chứa về phía thượng lưu đập, tại vùng hạ lưu của đập lượng phù sa giảm nhiều và xảy ra hiện tượng dòng chảy thiếu phù sa so với khả năng tải phù sa của dòng sông. Hiện tượng này đã dẫn tới hiện tượng lòng sông ở phía hạ lưu công trình đập thủy điện xói sâu dẫn cho tới khi gặp lớp đất khó xói hoặc khi phục hồi lại sự cân bằng lượng phù sa dọc sông. Xói lở ở vùng hạ du đập rất sâu, sông phải tải một lượng phù sa rất lớn về phía hạ lưu, vì vậy nó phải diễn biến trong nhiều năm mới đạt tới trị số giới hạn. Về mặt không gian, xói lở xuất hiện với cường độ lớn ngay ở phía hạ lưu đập rồi dần dần kéo dài về phía hạ lưu, vì vậy ở một đoạn sông nào đó thuộc hạ lưu vào một thời gian nào đó có thể bị bồi tạm thời vì không có khả năng tải hết lượng phù sa từ những đoạn sông gần đập do xói lở vận tải về phía hạ lưu. Hiện tượng lòng sông phía hạ lưu công trình đập thủy điện hoàn toàn không phụ thuộc vào khẩu độ cầu dài hay ngắn, vì vậy cần được xét nó thêm khi tính xói chung do dòng chảy bị thu hẹp sau khi làm cầu và khi tính xói cục bộ ở trụ cầu.

Sự biến đổi mức nước trên sông ảnh hưởng tới mực nước thiết kế cầu ở vùng hạ du công trình thủy điện Hòa Bình : Do chế độ vận hành của đập khi cát và xả lũ nên chế độ thủy văn thay đổi. Khi cát lũ, mực nước sông về phía hạ lưu giảm rất nhanh làm cho dòng chảy ở các nhánh sông đổ ra sông Đà có độ dốc rất lớn, lưu lượng và tốc độ ở các đoạn sông gần cửa sông con chảy rất mạnh, lòng sông do đó bị xói sâu, dòng sông chảy thẳng hơn, mực nước sông hạ thấp. Trái lại khi xả lũ mực nước sông về phía hạ lưu lên rất nhanh đã gây ứ dềnh vào các sông con, tạo một khối lượng nước tích trước công trình xây dựng ở các sông con. Sau này khi nước rút do cát lũ, khối lượng nước đó sẽ tạo ra lưu lượng bổ sung vào lũ của bản thân các sông con. Việc tính toán lưu lượng ở các sông này cần phải xét thêm các hiện tượng đó.

1.3.2. Hệ thống sông miền Trung

Trừ sông Mã và sông Cà, các sông khác ở miền Trung đều từ Trường Sơn chảy ra biển, qua một giải đồng bằng hẹp ngăn nên đoạn thượng lưu lắm thác ghềnh, đoạn hạ lưu thường phình ra, độ dốc lòng sông giảm đột ngột, lòng sông bị bồi bởi những cuội đá lớn. Nước sông lên xuống phụ thuộc vào lượng mưa rơi trên lưu vực

và thời gian tập trung nước rất nhanh so với các sông vùng đồng bằng Bắc bộ và Nam bộ. Sau đây giới thiệu một số đặc trưng thủy văn và thủy lực của một số sông miền Trung.

Sông Mã dài trên 470km bắt nguồn từ cao nguyên Sơn La, chảy theo hướng Tây bắc - Đông nam, vào địa phận Thanh Hóa ở Mường Lát. Từ Mường Lát đến Cẩm Thủy sông có khoảng 54 thác ghềnh ; từ Cẩm Thủy trở đi sông chảy ít xiết hơn. Đến ngã ba Chành (ngã ba Đẩu) sông Mã nhận một nhánh lớn là sông Chu từ Sầm Nưa chảy về. Sông Mã chảy ra biển bằng 3 nhánh ở 3 cửa : sông Dò Lèn ở cửa Lạch Trung, sông Lạch Trường ở cửa Lạch Trường, và nhánh sông chính ra cửa Lạch Trào tại mặt cát Cẩm Thủy, về mùa lũ tại đây sông rộng khoảng 200m, chiều sâu nước chảy khoảng 4,5m, tốc độ nước chảy từ 1,5 đến 2m/s, cá biệt có nơi 2,5m/s. Lưu lượng phù sa trên sông Mã nhỏ hơn sông Hồng nhiều. Độ đục của sông Mã có thể tham khảo ở bảng 1-2.

Sông Cả (sông Lam) dài trên 500km từ cao nguyên Trấn Ninh cũng theo hướng Tây bắc - Đông nam chảy vào địa phận Nghệ An. Thượng lưu nằm trong địa phận vùng núi, có nhiều thác ghềnh nhưng không nguy hiểm. Sông Lam nhập sông Con ở vùng đất đỏ Phú Quý chảy về bên hữu ngạn, đến giáp giới Hà Tĩnh nhận các sông Ngàn Phố, Ngàn Sâu, Sông Lam đổ ra biển ở Cửa Hội.

Sông Lam cũng như sông Mã mực nước lên xuống tùy theo mùa mưa hay mùa khô, thường xảy ra lụt vào tháng 7, 8, 9 hàng năm. Tốc độ nước chảy trên sông Cả nhỏ hơn sông Mã. Tại mặt cát Yên Thượng về mùa lũ nước chảy với tốc độ khoảng $0,70 + 0,90$ m/s, cá biệt có nơi $1,2 + 1,3$ m/s, độ sâu trung bình $3 + 4$ m, nơi sâu nhất $6 + 7$ m, mặt cát nước sông về mùa lũ 400m, lưu lượng nước chảy $900 + 1200$ m³/s.

Lòng sông Cả và sông Mã tương đối ổn định. Việc thiết kế cầu qua các sông này nơi chung không có gì cần lưu ý đặc biệt.

Sông ở đồng bằng Bình Trị Thiên miền nam Trung bộ nói chung đều ngắn và nhỏ hơn các sông vùng Thanh Nghệ Tĩnh vì nơi bắt nguồn từ dãy Trường Sơn nằm cách biển không xa.

Ở vùng này đáng kể là sông Gianh, sông Nhật Lệ ở Quảng Bình, sông Thạch Hãn ở Quảng Trị, sông Thu Bồn ở Quảng Nam, sông Trà Khúc ở Quảng Ngãi, sông Côn ở Bình Định, sông Đà Ràng ở Phú Yên, sông Nha Trang, sông Phan Rang. Trong đó sông Thu Bồn, sông Trà Khúc và sông Đà Ràng dài hơn cả. Sông Thu Bồn có 2 nhánh là sông Bung và sông Vũ Gia chảy ra cửa Hội An, sông Trà Khúc chảy qua thị xã Quảng Ngãi... Sông Đà Ràng (sông Ba) có nhánh là Adung từ cao nguyên Kon Tum theo cửa Cheo Reo chảy về.

Việc thiết kế cầu qua các sông miền trung cần chú ý những vấn đề sau đây : do các sông bắt nguồn từ dãy Trường Sơn rồi chảy ra biển qua một giải đồng bằng hẹp, ngắn nên lũ về rất nhanh và lưu lượng nước chảy lớn, vì vậy một số suối về mùa cạn không có nước nhưng khi lũ về mực nước lũ dâng cao rất nhanh và tốc độ lưu lượng nước chảy lớn. Địa chất dãy Trường Sơn là đá nên về mùa lũ dòng sông thường cuốn theo một lượng đất đá rất lớn và khi gặp địa hình độ dốc giảm đột ngột sẽ bị nằm lại tạo thành những bãi bồi cát, sỏi, cuội, đá tảng lẫn lộn. Do đó lòng sông phía hạ lưu thường không ổn định, lạch sâu bị chuyển dòng, dưới cầu

có nơi bị bồi rất cao, có nơi lại bị xói sâu nguy hiểm (ví dụ hiện tượng bồi và xói lở sâu ở cầu sông Lòng Sông trên đường sắt Hà Nội thành phố Hồ Chí Minh). Các công trình thoát nước qua sông miền Trung thường gần biển nên chịu ảnh hưởng của thủy triều, khi thủy triều lên thì bị ứ dềnh phía thượng lưu, khi thủy triều xuống thì nước chảy mạnh gây xói lở lớn.

1.3.3. Hệ thống sông miền Nam

Các sông ở miền Nam Việt Nam chủ yếu thuộc hệ thống sông *Cửu Long* và sông *Đồng Nai*. Sông Cửu Long còn gọi là sông Mê Kông, là một sông lớn trên thế giới, dài khoảng 4500km. Nó bắt nguồn từ Trung Quốc qua Lào, Campuchia, Việt Nam rồi ra biển. Đoạn sông chảy trong địa phận Việt Nam khoảng 250km.

Sông Mê Kông chảy vào nước ta theo 2 nhánh lớn : Tiền Giang và Hậu Giang.

Tiền Giang vào địa phận nước ta men theo Đồng Tháp Mười qua Châu Đốc, Sa Đéc, Vĩnh Long, Mỹ Tho, Bến Tre, Trà Vinh. Từ Vĩnh Long trở đi sông chia làm nhiều nhánh như một bàn chân vịt khổng lồ, bề ngang rộng tới 30 đến 60km, chảy ra biển bằng 6 cửa : cửa Tiểu, cửa Đại, cửa Ba Lai, Hàm Luông, Cổ Chiên, Cung Hầu.

Hậu Giang chảy qua Châu Đốc, Long Xuyên, Cần Thơ, Sóc Trăng ra cửa biển bằng 3 cửa : Định An, Bắc Xác, Thanh Đề. Giữa Hậu Giang và Tiền Giang có những sông rạch nối liền.

Sông Cửu Long chảy qua đồng bằng rộng lớn không có đê bao quanh, chiều rộng sông có nơi tới 2 + 3 km, độ dốc sông rất nhỏ.

Cũng như các sông khác ở nước ta, sông Mê Kông có mùa nước lớn trùng với mùa mưa, và mùa nước cạn trùng với mùa đông khô ráo.

Khác với sông Hồng, sông Mê Kông có mực nước thay đổi lên xuống từ từ vì lòng sông rất rộng. Mùa lũ ở các sông miền Nam xuất hiện chậm hơn so với các sông miền Bắc. Hàng năm, cứ đầu tháng 6 nước bắt đầu lên, cao nhất là tháng 9, tháng 10, cá biệt tháng 11 rồi hạ thấp dần và thấp nhất vào khoảng tháng 3. Lưu vực của sông Mê Kông rất rộng nên lưu lượng nước chảy vào loại lớn trên thế giới : về mùa cạn trung bình 4000 m³/s, về mùa lũ gấp bốn lần lưu lượng chảy trên sông Hồng.

Sông Mê Kông vận chuyển một khối lượng phù sa lớn từ thượng lưu về. Độ đục phù sa trong nước của sông Mê Kông thấp hơn so với sông Hồng...

Việc thiết kế cầu vượt sông Mê Kông rất khó khăn, vì chiều rộng sông lớn nên cần cân nhắc so sánh giữa các phương án có mức độ thu hẹp dòng chảy, chiều dài khẩu độ cầu khác nhau qua luận chứng hiệu quả kinh tế kĩ thuật giữa các phương án có khẩu độ khác nhau để chọn phương án tối ưu ; phải thiết kế các kè điều chỉnh dòng nước nếu cần thu hẹp dòng chảy để đảm bảo dòng nước và xói lở dưới cầu được phân bố đều ; phải giải quyết tốt vấn đề gia cố chống xói nền đường đắp qua bãi sông và hai mố đầu cầu.

Hệ thống sông Đồng Nai : gồm sông Đồng Nai, sông Sài Gòn, sông Vàm Cỏ ở về phía Đông bắc sông Mê Kông. Đặc trưng của các sông này so với sông Tiền Giang và Hậu Giang là dòng sông ngắn và hẹp.

Sông Đồng Nai có hai nhánh Đa Dung và Đa Nhím từ cao nguyên Lâm Viên ở độ cao 1.500m chảy xuống hợp thành nên có nhiều thác lớn.

Sau khi nhận sông La Ngà ở bên tả ngạn, sông Bè ở bên hữu ngạn, sông Đồng Nai bắt đầu chảy vào đồng bằng qua đợt thác cuối cùng là Trị An - Biên Hòa. Sông chảy uốn khúc rồi gặp sông Sài Gòn ở Hớn Quản qua Tây Ninh, Thủ Dầu Một, Gia Định và Nhà Bè. Từ đây sông đổ ra biển bằng nhiều nhánh : Đồng Tranh, Ngà Bấy, Long Tào, Soài Ráp (Nhà Bè).

Miền hạ lưu sông Đồng Nai, cũng giống như miền hạ lưu sông Thái Bình, nhánh sông chỉ chít uốn khúc. Nước sông lên xuống tùy mùa mưa hoặc mùa khô, nhưng chịu ảnh hưởng nhiều của thủy triều. Thủy triều ảnh hưởng rất sâu, có thể lên tới Trị An trên sông Đồng Nai, hoặc lên đến gần nguồn sông Vàm Cỏ và sông Sài Gòn. Khi nước thủy triều lên, ở những đoạn sông bị ảnh hưởng thủy triều lớn, quan sát thấy hướng nước chảy ngược ; ở những đoạn sông bị ảnh hưởng thủy triều ít thì do có hiện tượng ứ dềnh nên đường quan hệ giữa mực nước với lưu lượng và tốc độ không theo một quy luật chặt chẽ như đối với các sông thông thường.

Việc thiết kế cầu qua các sông này tùy theo điều kiện cụ thể về chế độ sông ngòi và vị trí vượt sông để áp dụng những nguyên tắc hoặc đối với sông vùng thượng lưu, trung lưu, hạ lưu, sông không bị ảnh hưởng thủy triều hoặc chịu ảnh hưởng thủy triều như đã phân tích ở trên.

CHƯƠNG 2

TÍNH TOÁN THỦY VĂN TRONG THIẾT KẾ CẦU

2.1. TẦN SUẤT THIẾT KẾ CẦU CỐNG

Cầu và cống là công trình vĩnh cửu có thời gian phục vụ trên 100 năm. Để đảm bảo cầu và cống làm việc bình thường trong suốt thời gian khai thác, cần thiết kế cầu, cống và các công trình tại cầu theo một tần suất lũ được quy định tùy theo tầm quan trọng của công trình và cấp đường. Tần suất lũ dùng cho đường bộ và đường sắt Liên Xô cũ và Việt Nam quy định theo bảng 2-1 ; 2-2 và 2-3.

Bảng 2-1

Tần suất lũ thiết kế dùng cho đường bộ Liên Xô cũ

Tên công trình	Cấp đường		
	I	II, III đường đô thị Theo cầu cống	IV, VI Theo cầu cống
Nền đường kè	1 : 100		
Cầu lớn và trung	1 : 100	1 : 100	1 : 50
Cống	1 : 100	1 : 50	1 : 30
Cầu nhỏ	1 : 100	1 : 100	1 : 50

Bảng 2-2

Tần suất lũ thiết kế dùng cho đường sắt Liên Xô cũ

Tên công trình	Cấp đường		
	I	II	III
Nền đường	0,33%	0,33%	1%
Cầu và cống	1	1	2
Công trình điều tiết	0,33	0,33	1
Cầu gỗ đường xí nghiệp	5	5	5
Cống gỗ đường xí nghiệp	10	10	10

Ghi chú : Nếu trong khảo sát điều tra được mực nước lịch sử cao hơn mực nước thiết kế theo tần suất trên thì dùng mực nước lịch sử để tính toán.

Tần suất lũ được thể hiện qua phần trăm (%), ví dụ lũ có tần suất xuất hiện là 1% nghĩa là trung bình cứ 100 năm có một lần xuất hiện lũ lớn hơn hay bằng nó. Khái niệm về tần suất xuất hiện chỉ đúng trong một thời gian dài. Nếu quan trắc trong thời gian ngắn thì lũ thiết kế có thể xuất hiện ngay năm sau khi xây

808.808.8

Tân suất lú thiết kế dùng cho đường ô tô và đường sắt Việt Nam

a) Tần suất lưu thông cho đường ôtô (TCVN 4054-98)

Tên công trình	Cấp đường		
	Cao tốc và cấp > 100 km/h	Cấp 100 và 80 km/h	Cấp ≤ 60 km/h
Nền đường, lề	Theo tần suất cầu, cống		
Cầu lớn và trung	1 : 100	1 : 100	1 : 100
Cầu nhỏ, cống	1 : 100	1 : 50	1 : 25
Rãnh	1 : 25	1 : 25	1 : 25

b) Tấn suất lư tính toán dùng cho đường sắt (Quy phạm thiết kế kĩ thuật đường sắt khổ 1000 mm - Bộ GTVT-76)

Tên công trình	Cấp đường	
	Đường sắt chủ yếu	Đường sắt thứ yếu
Nền đường	1 : 100	1 : 50
Cầu và cống	1 : 100	1 : 50
Cầu rất lớn	1 : 300 (kiểm tra)	1 : 100 (kiểm tra)

Ghi chú : 1) Nếu trong khảo sát điều tra được mực nước lũ lịch sử cao hơn mực nước lũ thiết kế theo sản xuất quy định đối với đường sắt ở bảng trên thì dùng mực nước lũ lịch sử để tính toán.

2) Đối với đường ôtô và đường sắt nâng cấp, cải tạo nói chung phải tuân theo những quy định về tần suất nhu đối với đường mới. Trường hợp khó khăn về kĩ thuật hoặc phát sinh khối lượng lớn thì cho phép hạ tiêu chuẩn về tần suất tính toán ghi trong bảng 2-3a, b, nhưng phải được cấp có thẩm quyền phê duyệt.

2.2. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG VÀ MỨC TÍNH TOÁN THEO TẦN SUẤT KHI CÓ NHIỀU NĂM LIÊN TỤC QUAN TRẮC THỦY VĂN

2.2.1. Cách xác định Q_p (%)

Trường hợp này có thể dựa vào những số liệu đã quan trắc được và áp dụng phương pháp thống kê số học trên cơ sở lí thuyết xác suất để xác định lưu lượng hay mực nước lũ có tần suất khác nhau. Có hai phương pháp xác định Q_p .

A. Phương pháp 1 : còn gọi là phương pháp "Mômen". Nội dung của phương pháp này là :

a) Mỗi năm chọn một lũ có lưu lượng lớn nhất và thống kê thành một chuỗi dài nhiều năm liên tục.

b) Tính lưu lượng trung bình (công thức 2-1), hệ số biến hóa C_v (công thức 2-2) và hệ số lệch C_s , dựa vào đường quan trắc thực tế để lựa chọn trị số C_s cho phù hợp.

Lưu lượng trung bình :

$$Q_{tb} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad (2-1)$$

trong đó : Q_i - lưu lượng lớn nhất của năm ;

n - số năm quan trắc liên tục

Hệ số biến hóa C_v : Hệ số C_v còn gọi là hệ số biến sai. Ý nghĩa của nó là chỉ rõ độ biến hóa của lũ so với lũ trung bình trong chuỗi thống kê liên tục. Nó bằng tỉ số của sai số quân phương của các lũ thống kê chia cho trị số lưu lượng trung bình. Hệ số biến hóa càng nhỏ biên độ giao động lũ sẽ càng ít và do đó mức độ đảm bảo trong dự báo càng chính xác.

$$C_v = \frac{\delta}{Q_{tb}} ; \delta - \text{sai số quân phương} ;$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{tb})^2}{n - 1}}$$

Thay vào công thức tính C_v giá trị $Q_i = K_i \cdot Q_{tb}$, trong đó $K_i = \frac{Q_i}{Q_{tb}}$, ta có :

$$\text{- Khi } n < 30 \text{ năm : } C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n K_i^2 - n}{n - 1}} \quad (2-2a)$$

$$\text{- Khi } n > 30 \text{ năm : } C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n K_i^2 - n}{n}} \quad (2-2b)$$

Hệ số lệch C_s : Hệ số C_s còn gọi là hệ số phi đối xứng. Hệ số biến hóa không phản ánh đầy đủ tính chất biến hóa của lũ ; cùng một hệ số biến hóa số năm có lũ lớn hơn lũ trung bình có thể nhiều hơn hay ít hơn số năm có lũ bé hơn lũ trung bình. Hệ số C_s cho phép phản ánh đặc tính nói trên.

Hệ số lệch C_s thường được xác định dựa vào các số liệu thống kê thực tế trong nhiều năm theo trình tự sau :

- Dựa vào tài liệu thống kê được trong nhiều năm liên tục, xếp chúng theo thứ tự nhỏ dần và tính tần suất lũ xuất hiện theo công thức (2-3).

Thứ tự theo trị số nhỏ dần	Lưu lượng Q (m ³ /s)	$p = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} \times 100$
1	2500	$\frac{1 - 0,3}{25 + 0,4} 100$
2	2300	$\frac{2 - 0,3}{25 + 0,4} 100$
3	2200	$\frac{3 - 0,3}{25 + 0,4} 100$
⋮	⋮	⋮
n = 25	1500

Tần suất lũ P% có thể xác định theo các công thức :

(Công thức giản đơn ít dùng vì sai với thực tế nhiều)

$$p = \frac{m}{n} 100 \quad (2-3a)$$

trong đó : m - số thứ tự của lũ xếp theo nhỏ dần ;
n - số năm quan trắc liên tục trong chuỗi thống kê.

Công thức Kha-den (Mỹ năm 1921) :

$$p = \frac{m - 0,5}{n} 100 \quad (2-3b)$$

So với công thức $p = \frac{m}{n} 100$ khi m = 1 trị số p tính ra nhỏ thua hai lần.

Công thức N.N. Chegadaev năm 1947 (dùng khi số năm quan trắc n ít) :

$$p = \frac{m}{n + 1} 100 \quad (2-3c)$$

Công thức N.N. Chegadaev năm 1950 (dùng khi số năm quan trắc nhiều) :

$$p = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} 100 \quad (2-3d)$$

Chấm những điểm thực đo Q = f (P) đã tính được ở bảng trên lên giấy cơ suất. Giấy cơ suất hay giấy kẻ ô tần suất là giấy định ô theo cụ li đặc biệt để các điểm kinh nghiệm tập trung theo đường cong có quy luật (hình 2-1).

- Giả định giá trị $C_s = (1 \div 6) C_v$ và theo công thức (2-4) xác định $Q_{p\%}$. Trị số C_s nào có đường cong $Q_p = f(P)$ tính theo công thức (2-4) gần trùng với các điểm thực đo sẽ được chọn làm trị số tính toán. Trong thí dụ trên hình 2-1 $C_s = 2C_v$ gần với các điểm thực nghiệm và được chọn làm trị số tính toán.

c) Lưu lượng thiết kế theo tần suất p% được xác định theo công thức (2-4) hoặc dựa trên đồ thị $Q_p = f(P)$ kéo dài (hình 2-1)

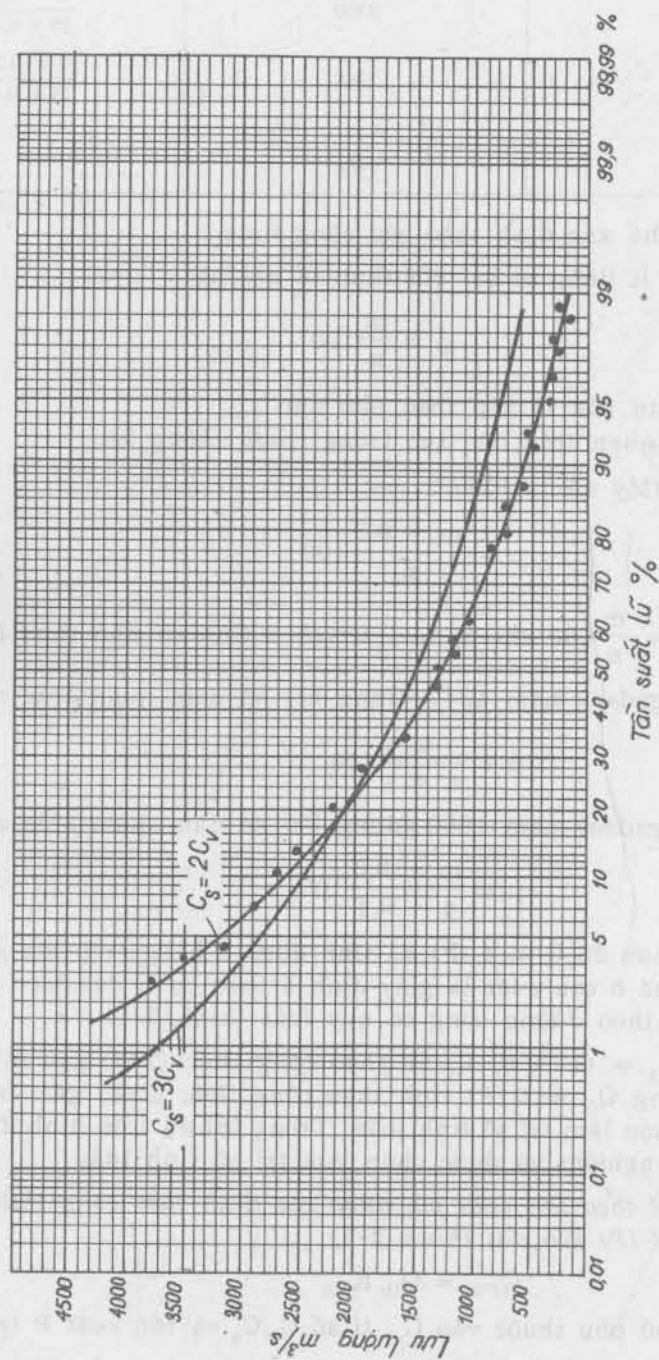
$$Q_{p\%} = Q_{tb} \cdot K_{p\%} \quad (2-4)$$

trong đó : $K_{p\%}$ - hệ số số phụ thuộc vào C_v , tỉ số C_v/C_s và tần suất P (phụ lục 1a) ;

Để giảm sai số khi kéo dài đường $Q_p = f(P)$ có thể dựa vào trị số lưu lượng "cực cực đại" (tức lưu lượng với $p \approx 0$) Q_{MM} :

$$Q_{MM} = Q_{tb}(1 + 9C_v^{1,3}) \quad (2-5)$$

Để đảm bảo sai số cho phép khi tính $Q_p\%$ cần phải quy định số năm quan trắc liên tục tối thiểu. Lí thuyết thống kê xác suất cho thấy tần suất tính toán càng



Hình 2-1
Phương pháp xác định C_v và C_s .

nhỏ, hệ số C_v càng lớn thì yêu cầu số năm quan trắc n sẽ càng nhiều. Theo thống kê trong thực tế, để đảm bảo trị số lưu lượng trung bình tính ra được ổn định, thì n phải lớn hơn 10 năm, còn trị số hệ số biến hóa C_v ổn định, thì $n \geq 15$ năm. Như vậy số năm quan trắc liên tục để tính $Q_{P\%}$ là 15 năm.

B. Phương pháp 2: Xác định lưu lượng và mực nước thiết kế theo tần suất khi có nhiều năm quan trắc thủy văn theo phương pháp dựa vào ba lưu lượng chuẩn.

1. *Phương pháp giới thiệu trong mục A* yêu cầu phải xác định trị số C_s theo phương pháp thử đúng dẫn trị số $C_s = (1 \div 6)C_v$ để chọn trị số phù hợp với quan hệ thực nghiệm $Q_P = F(P)$, phương pháp dựa vào 3 lưu lượng chuẩn để xác định các trị số C_v và C_s cho phép đơn giản hóa việc xác định $Q_{P\%}$. Trình tự tính toán như sau :

- Tương tự như phương pháp thử nhất (mục A), dựa vào chuỗi thống kê lưu lượng lớn nhất hàng năm xác định tần suất xuất hiện của các lưu lượng thống kê được và dựa vào kết quả tính toán này chấm các điểm thực nghiệm $Q = F(P)$ trên giấy kẻ ô tần suất (hình 2-1).

- Dựa vào các điểm thực nghiệm $Q = F(P)$ vẽ một đường cong phù hợp nhất với các điểm thực nghiệm trong phạm vi $P = 5 \div 95\%$. Dựa vào đường cong này xác định ba lưu lượng chuẩn $Q_{5\%}$, $Q_{50\%}$ và $Q_{95\%}$.

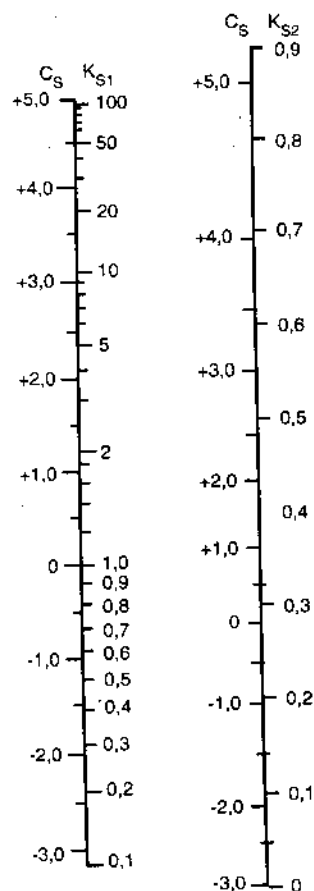
Nếu trường hợp các lưu lượng chuẩn kể trên không cho kết quả tính toán trùng hợp giữa sự phân bố lý thuyết và thực nghiệm $Q = f(P)$ ở tất cả các đoạn của đường cong thì sẽ thử lấy ba lưu lượng chuẩn $Q_{5\%}$, $Q_{10\%}$, $Q_{50\%}$.

- Xác định các đặc trưng của hệ số lệch (phi đối xứng) của toán đồ đường cong K_{S1} hay K_{S2} tùy theo đặc tính của dạng đường cong thực nghiệm :

$$K_{S1} = \frac{Q_{5\%} - Q_{50\%}}{Q_{50\%} - Q_{95\%}} \quad (2-6a)$$

$$K_{S2} = \frac{Q_{5\%} - Q_{10\%}}{Q_{10\%} - Q_{50\%}} \quad (2-6b)$$

- Xác định hệ số lệch (phi đối xứng) C_s theo thước quan hệ $C_s - K_s$ vẽ trên hình 2-2. Sau khi đã xác định được C_s dựa theo phụ lục 1b và 1c, xác định hệ số phốt che $\phi_{5\%}$, $\phi_{50\%}$ và $\phi_{95\%}$ (khi dùng công thức 2-6a) và xác định hệ số phốt che $\phi_{5\%}$, $\phi_{10\%}$, $\phi_{50\%}$ (khi dùng công thức 2-6b).



Hình 2-2. Xác định hệ số C_s phụ thuộc vào K_{S1} , K_{S2}

- Xác định hệ số C_v theo công thức (2-7) cho cả hai trường hợp :

$$C_v = \frac{Q_{5\%} - Q_{50\%}}{\phi_{5\%} Q_{50\%} - \phi_{50\%} Q_{5\%}} \quad (2-7)$$

- Xác định lưu lượng trung bình theo công thức (cho cả hai trường hợp) :

$$Q_{tb} = \frac{Q_{5\%}}{1 + C_v \phi_{5\%}} \quad (2-8)$$

- Xác định lưu lượng phụ thuộc vào tần suất $Q_{P\%}$:

$$Q_{P\%} = Q_{tb}(1 + C_v \phi) \quad (2-9)$$

trong đó : ϕ - hệ số phốt che (hệ số môđun) phụ thuộc vào hệ số C_s và tần suất P , xác định theo phụ lục 1b hay 1c tùy theo $C_s > 0$ hay $C_s < 0$.

2. Ví dụ tính toán : Giả thiết đã xác định được ba lưu lượng chuẩn (lưu lượng mốc) trên sông X... là : $Q_{5\%} = 960 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{50\%} = 390 \text{ m}^3/\text{s}$ và $Q_{95\%} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$. Xác định lưu lượng thay đổi theo tần suất $P\%$.

Trình tự tính toán :

- a) Xác định đặc trưng hệ số phi đối xứng (ví dụ áp dụng công thức 2-6a) :

$$K_{S1} = \frac{960 - 390}{390 - 190} = 2,85$$

b) Xác định hệ số C_s theo thước tính quan hệ $C_s - K_{S1}$ ta có : với $K_{S1} = 2,85$ tra được $C_s = 1,71$ (hình 2-2).

c) Xác định hệ số phốt che ϕ : dựa vào phụ lục 1b, ứng với $C_s = 1,71$ tra được $\phi_{5\%} = 1,97$; $\phi_{50\%} = -0,27$ và $\phi_{95\%} = -1,06$.

- d) Xác định hệ số C_v theo công thức 2-7 :

$$C_v = \frac{960 - 390}{1,97 \times 390 + 0,27 \times 960} = 0,553$$

- e) Xác định Q_{tb} theo công thức 2-8 :

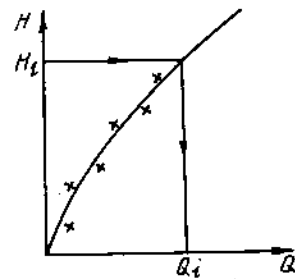
$$Q_{tb} = \frac{960}{1 + 0,553 \times 1,97} = 460 \text{ m}^3/\text{s}$$

g) Xác định lưu lượng thay đổi theo tần suất $Q_{P\%}$ theo công thức 2-9, kết quả tính toán được giới thiệu ở bảng dưới đây.

Đại lượng	P%						
	0,33	1	5	10	50	95	99
ϕ	4,43	3,44	1,97	1,32	-0,27	-1,00	-1,14
$C_v \phi$	2,46	1,93	1,09	0,74	-0,149	-0,585	-0,630
$1 + C_v \phi$	3,46	2,93	2,09	1,74	0,851	0,415	0,370
$Q_{P\%} = Q_{tb}(1 + C_v \phi)$	1590	1350	959	800	390	190	170

2.2.2. Các trường hợp thường gặp khi tính $Q_{P\%}$

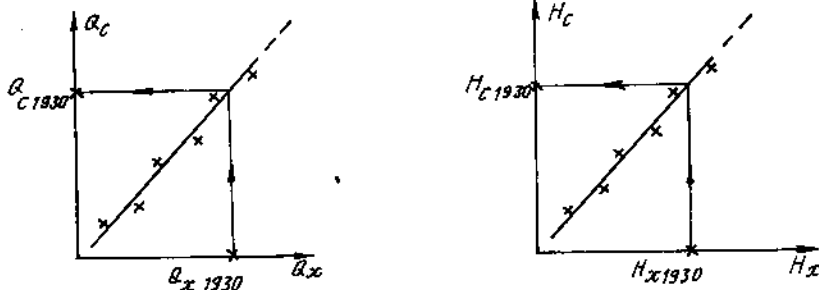
a) Có số liệu quan trắc mực nước liên tục trong thời gian dài, lưu lượng chỉ quan trắc được trong thời gian gần đây : Trong trường hợp này để xác định lưu lượng trong những năm không quan trắc lưu lượng mà chỉ có số liệu mực nước, ta có thể dựa vào đường cong quan hệ $H - Q$ để xác định Q nếu biết mực nước H như giới thiệu ở hình 2-3a. Các bước sau tính $Q_{P\%}$ tiến hành như trường hợp thông thường.



Hình 2-3a

Dựa vào đường cong quan hệ $H-Q$ để tìm Q nếu biết H .

b) Trường hợp số năm quan trắc ít và có số liệu quan trắc dài hạn của trạm x gần đây : Để có thêm số liệu thủy văn của những năm không quan trắc được, có thể dựa vào đường quan hệ mực nước hay lưu lượng về được trong những năm có số liệu quan trắc để suy ra số liệu H và Q của những năm thiếu số liệu quan trắc như giới thiệu ở hình 2-3b hoặc theo phương trình đường hồi quy như giới thiệu ở phụ lục 27.



Hình 2-3b

Phương pháp chuyển số liệu quan trắc từ trạm x về C.

c) Trường hợp số năm quan trắc ít và có số liệu quan trắc của lũ đặc biệt lớn nằm ngoài chuỗi đo liên tục : Để tăng độ chính xác tính Q_{tb} , C_v và do đó $Q_{P\%}$ cần phải tìm cách sử dụng lũ đặc biệt lớn đó. Phương pháp giải quyết là giả thiết lũ của những năm gián đoạn (từ năm có lúc đặc biệt lớn, tới năm đầu tiên của thời gian quan trắc liên tục) có trị số bằng Q_{tb} . Từ giả thiết đó ta có công thức tính Q_{tb} và C_v như sau :

$$Q_{tb} = \frac{Q_N + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n Q_i}{N} \quad (2-10)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} [(K_N - 1)^2 + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2]} \quad (2-11)$$

trong đó : $K_N = \frac{Q_N}{Q_{tb}}$; Q_N - lưu lượng lũ đặc biệt lớn ;

N - số năm có lũ đặc biệt lớn tới lần quan trắc cuối cùng.
Các kí hiệu khác như cũ.

Công thức trên cũng áp dụng cho trường hợp nếu trong chuỗi lũ thống kê có cơn lũ đặc biệt đã biết chu kì xuất hiện là N năm.

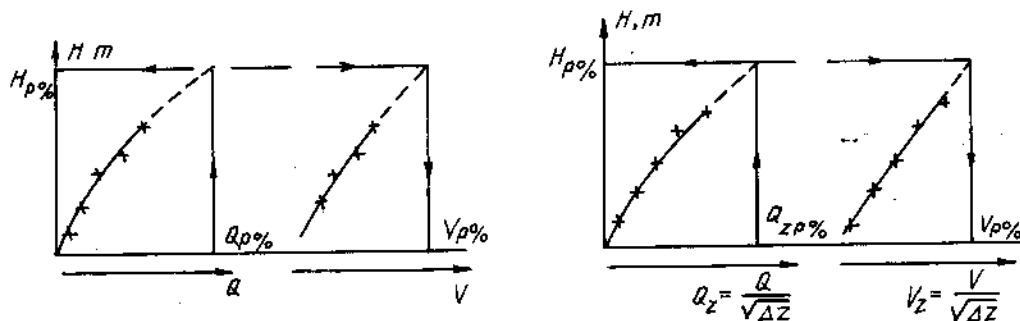
2.2.3. Xác định mực nước và vận tốc ứng với tần suất thiết kế

Trong thiết kế khẩu độ cầu, ngoài lưu lượng còn cần biết mực nước và vận tốc thiết kế. Sau khi đã xác định được lưu lượng thiết kế $Q_{P\%}$, mực nước $H_{P\%}$ và vận tốc $V_{P\%}$ có thể xác định được bằng đồ thị quan hệ $H - Q$ và $H - V$ hay công thức kinh nghiệm.

a) *Xác định mực nước và vận tốc ứng với tần suất $P\%$ bằng đồ thị :*

Dựa vào một số lần quan trắc về quan hệ $H = f(Q)$ và $H = f(V)$ rồi bằng cách ngoại suy, kéo dài đường quan hệ đó để tìm $H_{P\%}$, $V_{P\%}$ nếu biết $Q_{P\%}$ như giới thiệu ở hình 2-4.

Trường hợp các điểm thực đo phân tán không theo một đường cong quy luật thì nên vẽ quan hệ $H = f\left(\frac{Q}{\sqrt{I}}\right) = f\left(\frac{Q}{\sqrt{\Delta Z}}\right) = f(Q_z)$ và $H = f\left(\frac{V}{\sqrt{\Delta Z}}\right) = f(V_z)$ vì nguyên nhân làm cho các điểm phân tán là do cùng một mực nước của các lũ xuất hiện trong những năm khác nhau có thể có các độ dốc không như nhau nên lưu lượng và vận tốc không bằng nhau. Nhờ cách vẽ quan hệ $H = f(Q_z)$ và $H = f(V_z)$ sẽ loại trừ được ảnh hưởng của độ dốc mặt nước tới đường cong quan hệ giữa mực nước với lưu lượng và vận tốc do đó chúng có quan hệ chặt chẽ hơn.



Hình 2-4

Phương pháp đồ thị xác định $H_{P\%}$ và $V_{P\%}$ khi đã biết $Q_{P\%}$
 ΔZ - chênh lệch mực nước giữa 2 trạm thượng và hạ lưu $H_{th} - H_{ha}$

$$Q_z = \frac{Q}{\sqrt{\Delta Z}} ; V_z = \frac{V}{\sqrt{\Delta Z}}$$

b) *Phương pháp dùng công thức kinh nghiệm xác định $H_{P\%}$ và $V_{P\%}$:*

Theo kết quả phân tích thực tế cho thấy giữa mực nước, vận tốc và lưu lượng khi nước sông đã ngập bãi phù hợp với phương trình sau :

$$Q_z = M(H - H_0)^x \quad (2-12)$$

$$V_z = R_v(H - H_0)^y \quad (2-13)$$

trong đó : M , H_0 , x - hệ số cố định chỉ quan hệ giữa lưu lượng dòng chủ và bãi sông khi mực nước sông lớn ;

R_v , H_0 , x - ý nghĩa như trên, nhưng ứng với vận tốc.

Cách xác định các hệ số cố định M , H_0 , x

Nếu có 3 tài liệu thực đo mực nước H và lưu lượng Q_z thì bằng cách giải hệ thống 3 phương trình 3 ẩn số có thể xác định được 3 hệ số trên. Tuy nhiên vì các số liệu đo đạc thủy văn có sai số nên phải dùng nhiều số liệu thực đo hơn, hệ số H_0 tính theo công thức 2-14, M và x xác định chọn theo đồ giải (hình 2-5).

Tính H_0 - Chọn 3 cặp số trị Q_z và H như sau :

Q_{z1} - ứng với điểm đầu đường cong $H = f(Q_z)$ và Q_{z2} ứng với điểm cuối đường cong và $Q_{z3} = \sqrt{Q_{z1}Q_{z2}}$. Dựa vào đường cong quan hệ $H = f(Q_z)$ thực đo tìm trị số H_1, H_2, H_3 tương ứng.

Theo giả thiết, chọn $Q_{z3} = \sqrt{Q_{z1}Q_{z2}}$

Áp dụng công thức (2.12)

$$M(H_3 - H_0)^x = M\sqrt{(H_1 - H_0)^x (H_2 - H_0)^x}$$

Từ đó

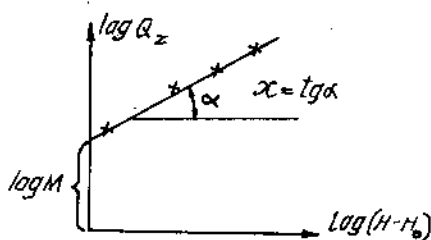
$$H_0 = \frac{H_1 H_2 - H_3^2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \quad (2-14)$$

Xác định M và x .

Lấy log cả hai vế phương trình (2-12)

$$\log Q_z = \log M + x \log(H - H_0)$$

Phương trình trên cho thấy giữa $\log Q_z$ và $\log(H - H_0)$ sẽ có quan hệ theo quy luật đường thẳng. Để xác định hệ số x và M ta dựa vào tài liệu thực đo vẽ quan hệ $\log Q_z$ với $\log(H - H_0)$, trị số hệ số x là tang của góc giữa đường thẳng và trục $\log(H - H_0)$; còn $\log M$ là tung độ của giao điểm giữa đường quan hệ trên với trục $\log Q_z$ (hình 2-5) cũng tương tự như phương pháp trên ta xác định được các hệ số R_v, H_0, y trong công thức vận tốc.



Hình 2-5

Cách xác định hệ số M và x .

- Ghi chú :
1. Các phương pháp trên có thể dùng để tính mực nước đỉnh lũ theo tần suất thiết kế.
 2. Phương pháp xác định vận tốc ứng với lưu lượng thiết kế đúng cả cho trường hợp vận tốc trung bình của toàn mặt cắt hay chỉ riêng dòng chủ.
 3. Trường hợp trạm đo lưu lượng không trùng với vị trí cầu có thể dựa vào độ dốc dọc sông (dốc mặt nước) hay đường quan hệ $H_c - H_x$ hay $Q_c - Q_x$ để chuyển về tính lưu lượng tại trạm cầu; trong đó H_c, Q_c, H_x, Q_x - Mực nước và lưu lượng tại trạm cầu và trạm x.
 4. Về nguyên tắc không cho phép dùng vận tốc nước chảy từ một trạm này cho trạm khác vì nếu vận tốc là tham số bị ảnh hưởng rất nhiều của điều kiện địa hình, địa mạo cụ thể.

2.3. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG VÀ MỨC NƯỚC THIẾT KẾ THEO TẦN SUẤT Ở NHỮNG SÔNG KHÔNG CÓ TÀI LIỆU QUAN TRẮC

2.3.1. Xác định lưu lượng theo công thức Sêdi

Áp dụng phương pháp này cho các trường hợp :

- Khi có số liệu quan trắc mực nước trong nhiều năm cần xác định các lưu lượng tương ứng ;

- Bằng phương pháp nào đó đã tìm được mực nước tính toán theo tần suất, cần xác định lưu lượng tương ứng $Q_p\%$.

Nội dung của phương pháp này là phân trắc ngang sông thành những đoạn có cùng địa hình, địa mạo (dòng chủ và bãi sông) và lưu lượng xác định theo công thức Sêdi :

$$Q = \omega_{\text{chủ}} C_{\text{chủ}} \sqrt{h_{\text{chủ}} I} + \sum \omega_{\text{bãi}} C_{\text{bãi}} \sqrt{h_{\text{bãi}} I} \quad (2-15)$$

$\omega_{\text{chủ}}$, $\omega_{\text{bãi}}$ - tiết diện dòng chảy của dòng chủ và bãi sông ; $h_{\text{chủ}}$, $h_{\text{bãi}}$ - chiều sâu mực nước trung bình của phần dòng chủ và bãi sông $h_i = \frac{\omega_i}{B_i}$

trong đó :

C - hệ số Sêdi, tính theo Maninh hay Badanh, theo Badanh

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{h}}} ; \text{ theo Maninh } C = \frac{1}{n} h^{1/6}$$

I - độ dốc dọc mặt nước sông ;

γ , n - hệ số nhám tính theo Badanh hay Maninh (xem phụ lục 2). Việc định hệ số này phụ thuộc vào chủ quan người thiết kế, vì vậy trong mọi trường hợp phải cố gắng xác định nó dựa theo tài liệu thực đo dù không phải ứng với mực nước lũ.

Khi áp dụng phương pháp trên cần chú ý là :

Nếu sông hẹp có chiều rộng sông bé hơn 10 lần chiều sâu trung bình thì trong công thức tính lưu lượng phải thay đổi đại lượng "h" bằng trị số $R = \frac{\omega}{\chi}$ - bán kính thủy lực, trong đó χ = chu vi ướt.

- Công thức Sêdi chỉ đúng với trường hợp dòng chảy ổn định nên không thể dùng nó để tính lưu lượng ở các sông bị ảnh hưởng của nước dâng từ sông khác, của đập thủy lợi và sông bị ảnh hưởng thủy triều.

2.3.2. Điều tra được 3 mức nước lịch sử, dùng công thức Sêdi (còn gọi là phương pháp hình thái) tính được 3 lưu lượng, tương ứng.

Ví dụ : $Q_{1908} = 420 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{1961} = 286 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{1928} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ xác định $Q_{1\%}$?

Giải : Từ năm 1908 - 1961 trong khoảng 54 năm xuất hiện 3 lần lưu lượng lớn hơn $250 \text{ m}^3/\text{s}$, vì vậy tần suất lũ năm 1928 là $3/54 = 1/18 = 5,5\%$, năm 1961 là $2/54 = 3,7\%$, còn năm 1908 không tìm được chính xác tần suất lũ vì cho tới năm điều tra (1961) chưa có mực nước lũ nào vượt nó. Tính $Q_{1\%}$ theo công thức :

$$Q_{1\%} = Q_{i\%} \frac{K_{1\%}}{K_{i\%}} ;$$

Trong đó $Q_{i\%}$ đã biết, $K_{i\%}$, $K_{1\%}$ phụ thuộc vào C_v , C_s , vì vậy cần xác định trị số C_v , C_s :

$$\text{Dựa vào công thức } Q_{i\%} = Q_{tb} K_{i\%} \text{ ta có quan hệ } \frac{Q_{3,7\%}}{Q_{5,5\%}} = \frac{K_{3,7\%}}{K_{5,5\%}}$$

Trong đẳng thức trên tỉ số $Q_{3,7\%}$ đã biết, nếu lựa chọn C_v và C_s như thế nào để tỉ số $\frac{K_{3,7\%}}{K_{5,5\%}}$ xác định theo phụ lục 1a bằng tỉ số lưu lượng ở trên, ta sẽ tìm được trị số C_v và C_s . Trong ví dụ giả thiết $C_v = 1,2$, $C_s = 2C_v$, tìm được $K_{3,7\%} = 3,8$, $K_{5,5\%} = 3,32$; tỉ số $\frac{K_{3,7\%}}{K_{5,5\%}} = \frac{3,8}{3,32} = 1,145$.

So sánh nó với tỉ số $\frac{Q_{3,7\%}}{Q_{5,5\%}} = \frac{286}{250} = 1,144$ ta thấy chúng gần bằng nhau vậy chọn $C_v = 1,2$, $C_s = 2C_v$ để tìm $K_{1\%}$ trong phụ lục 1a là 5,5.

Tính $Q_{1\%}$:

$$Q_{1\%} = 250 \times \frac{5,5}{3,32} = 414,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{1\%} = 286 \times \frac{5,5}{3,8} = 413,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.3.3. Biết $Q_{tb} = 23,4 \text{ m}^3/\text{s}$ và lưu lượng có tần suất nào đó, ví dụ $Q_{5\%} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, xác định $Q_{1\%}$?

Giải : Biết rằng $Q_{1\%} = K_{1\%} Q_{tb}$, vậy nếu giả thiết C_v và C_s như thế nào để $K_{1\%}$ bằng tỉ số đã được xác định $\frac{Q_{1\%}}{Q_{tb}}$ thì trị số C_v , C_s giả định đó sẽ là trị số tính toán $Q_{1\%}$.

$$\frac{Q_{5\%}}{Q_{tb}} = \frac{80}{23,4} = 3,41$$

Giả thiết $C_v = 1,2$; $C_s = 2C_v$, tra phụ lục 1a ứng với tần suất 5% ta có $K_{5\%} = 3,45 \approx 3,41$, nghĩa là trị số $C_v = 1,2$ và $C_s = 2C_v$ đã giả định đúng. Cũng dựa vào phụ lục trên tìm được $K_{1\%} = 5,5$. Theo công thức (2-8) xác định $Q_{1\%}$:

$$Q_{1\%} = Q_{tb} \cdot K_{1\%} = 23,4 \times 5,5 = 129 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ghi chú : Một số sông hiện nay có trị số C_v nên trong trường hợp đó không phải giả thiết C_v mà nên dựa vào số liệu sẵn có để định C_v tính toán. Bảng 2-4 giới thiệu trị số C_v của một số sông miền Bắc nước ta.

Bảng 2-4

Hệ số C_v của một số sông miền Bắc Việt Nam

Thứ tự	Tên sông	Tên trạm	F (Km ²)	C_v	C_s
1	Nậm Rốm	Him Lam	295	0,65	3C _v
2	Nậm Bú	Thác Oai	1400	0,65	-
3	Nậm Nức	Nậm Nức	1253	0,70	-
4	Nậm Thí	Nậm Thí	642	0,50	-
5	Ngòi Dum	Cốc Sắn	115	0,32	2C _v
6	Ngòi Bo	Tà Thang	525	0,23	-
7	Ngòi Thía	Ngòi Thía	1520	0,45	-
8	Nậm Sập	Thái Mộc	408	0,40	-
9	Bãi Sang	Bãi Sang	95	-	-
10	Nghĩa Lộ	Nghĩa Lộ	138	0,45	3C _v
11	Ngòi Xảo	Ngòi Xảo	272	-	-
12	Sông Năng	Ba Bè	1900	0,30	2C _v
13	Ngòi Quảng	Ngòi Quảng	565	-	-
14	Phó Dáy	Quảng Cu	1198	0,40	3C _v
15	Sông Công	Tàn Cương	550	0,55	-
16	Sông Cầu	Lạng Hít	2223	0,30	2C _v
17	Sông Cầu	Thác Riêng	667	0,34	-
18	Sông Đu	Giang Tiên	285	0,35	3C _v
19	Sông Công	Núi Hồng	127	0,28	2C _v
20	Nguyên Bình	Tà Sa	123	0,32	2C _v
21	Bằng Giang	Bằng Giang	2640	0,35	2C _v
22	Bằng Giang	Văn Mịch	2200	0,36	-
23	Kì Cùng	Lạng Sơn	1560	0,47	-
24	Sông Thương	Chi Lăng	248	0,50	-
25	Sông Trung	Hữu Lũng	1645	0,40	-
26	Sông Lục Nam	Trạm Chủ	2093	0,50	-
27	Sông Lục Nam	Cầm Dàn	685	0,65	-
28	Tiên Yên	Bình Liên	505	0,40	-
29	Diễn Vọng	Dương Huy	52	0,45	-
30	Sông Đón	Bằng Cù	85	0,55	-
31	Sông Bôi	Vụ Bản	903	0,43	2C _v
32	Sông Chu	Lạng Chánh	329	0,45	-
33	Ngàn Phố	Sơn Diêm	794	0,32	-
34	Ngàn Sâu	Hòa Duyệt	1885	0,41	-
35	Rào Cài	Kẻ Gỗ	232	0,46	-
36	Sông Gianh	Đồng Tâm	1146	0,34	-
37	Dại Giang	Tám Lu	1120	0,40	-
38	Kiến Giang	Kiến Giang	320	0,58	-
39	Sông Hiếu	Quý Châu	1494	0,45	-
40	Sông Nậm Mạ	Nậm Mạ	425	0,30	-
41	Sông Hiếu	Nghĩa Dàn	3953	0,54	2C _v
42	Sông Nậm Mu	Bản Cùn	2610	0,35	3C _v
43	Sông Hồng	Chèm	-	0,24	4C _v
44	Sông Thao	-	-	0,20	-

2.4. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG DỰA VÀO DIỆN TÍCH LƯU VỰC

Trong những trường hợp không tiến hành đo đạc lưu lượng và điều tra mực nước, lưu lượng cực đại tính toán theo tần suất có thể xác định theo diện tích lưu vực sẽ giới thiệu ở phần II của giáo trình. Đối với lưu vực lớn, nên dùng theo CH435-72 hoặc SÔKÔLÔPSKY (xem mục 9-9).

Ngoài các phương pháp xác định $Q_{p\%}$ đã giới thiệu ở trên, khi thiếu tài liệu quan trắc lưu lượng còn có thể xác định bằng phương pháp so sánh gián tiếp hay dựa vào môđun dòng chảy để tính lưu lượng theo diện tích khu vực.

Trường hợp 1 : Giả thiết tại mặt cắt N^0-1 và N^0-2 có đầy đủ các số liệu cần thiết : lưu lượng là Q_1, Q_2 ; diện tích lưu vực F_1, F_2 ; chiều rộng lưu vực $B_1 = \frac{F_1}{L_1}$; $B_2 = \frac{F_2}{L_2}$; chiều dài sông từ thượng nguồn tới mặt cắt 1, 2 là L_1, L_2 ; dốc sông trung bình từ đường phân thủy i_1, i_2 . Cần xác định lưu lượng tại mặt cắt 3.

Giải : Theo đề nghị của Bôndakôp :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{F_1^n B_1^{1/3} i_1^{1/4}}{F_2^n B_2^{1/3} i_2^{1/4}} \quad (2-16)$$

Các tham số trong công thức (2-16) đều biết nên có thể xác định n . Sau khi đã tính n , xác định hệ số thủy văn E theo công thức :

$$E = \frac{Q_1}{F_1^n B_1^{1/3} i_1^{1/4}} = \frac{Q_2}{F_2^n B_2^{1/3} i_2^{1/4}} \quad (2-17)$$

Lưu lượng tại mặt cắt 3 :

$$Q_3 = E F_3^n B_3^{1/3} i_3^{1/4} \quad (2-18)$$

Trường hợp 2 : Biết lưu lượng tại mặt cắt 2, diện tích lưu vực F_2 . Xác định lưu lượng tại mặt cắt 1 nếu biết F_1 .

$$Q_1 = Q_2 \left(\frac{F_1}{F_2} \right)^n \quad (2-19)$$

Theo Liên Xô cũ : $n = 0,5$.

2.5. XÁC ĐỊNH ĐƯỜNG QUÁ TRÌNH MỰC NƯỚC LŨ TÍNH TOÁN

Nếu biết mực nước đỉnh lũ $H_{p\%}$, đường quá trình mực nước lũ thay đổi theo thời gian $H = f(t)$ của nó có thể xác định bằng cách suy từ dạng của đường quá trình của một hay một số lũ lớn có tính chất điển hình cho chế độ lũ của đoạn sông thiết kế. Trường hợp dùng một cơn lũ thực tế làm lũ mẫu thì cao độ mực nước ở bất cứ thời điểm nào của lũ tính toán H_t được xác định theo công thức (2-20)

với giả thiết đối với sông lớn thời gian kéo dài lũ (mùa lũ) thay đổi không đáng kể (hình 2-6).

$$H_t = a_t + \nabla_b \quad (2-20)$$

$$a_t = \frac{MNTT - \nabla_b}{(MNCN)_o - \nabla_b} (H_{to} - \nabla_b), \quad (2-21)$$

trong đó :

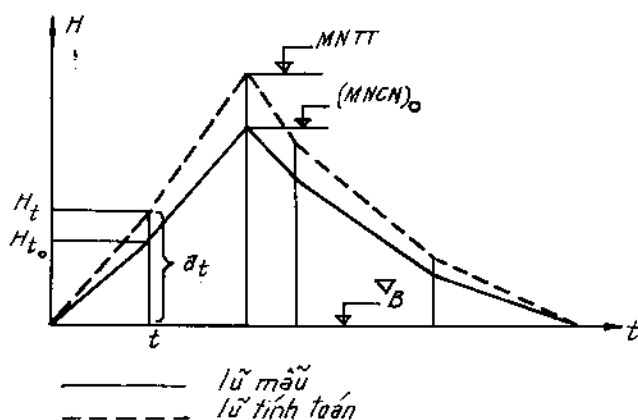
MNTT - mực nước tính toán tức $H_{p\%}$;

$(MNCN)_o$ - mực nước cao nhất (đỉnh lũ) của lũ mẫu ;

∇_b - cao độ bắt đầu ngập phần bãi sông ;

H_t, H_{to} - mực nước tại thời điểm t của cơn lũ tính toán và cơn lũ mẫu.

Trong trường hợp thiếu số liệu do mực nước lũ thay đổi theo thời gian thì có thể dựa vào tài liệu thống kê về thời gian lũ lên, lũ xuống và mực nước đỉnh lũ $H_{p\%}$ để vẽ đường quá trình $H_t - f(t)$ theo dạng hình tam giác.



Hình 2-6

Phương pháp vẽ, đường quá trình $H_t = f(t)$
— Lũ mẫu ; --- Lũ tính toán .

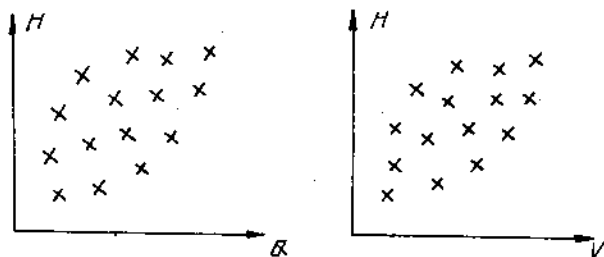
2.6. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG TRÊN SÔNG BỊ ẢNH HƯỞNG THỦY TRIỀU

2.6.1. Tính chất sông bị ảnh hưởng thủy triều

a) Ở ta và trên thế giới việc thiết kế khẩu độ cầu qua các sông bị ảnh hưởng thủy triều là một vấn đề chưa được giải quyết thỏa đáng cần được nghiên cứu nhiều. Đặc biệt nước ta là một nước chạy dọc theo ven biển, chiều ngang nhiều chỗ rất hẹp nên hầu hết các sông đồng bằng thường bị ảnh hưởng thủy triều và ảnh hưởng đó lên rất xa, nên việc tìm một phương pháp xác định khẩu độ cầu, xói lở móng trụ cầu, mực nước dâng lên trước cầu v.v... lại càng có một ý nghĩa rất lớn.

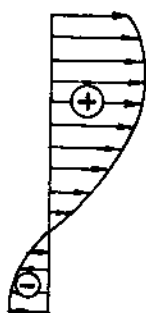
Để giải đáp câu hỏi tại sao không thể sử dụng các phương pháp xác định lưu lượng thiết kế và khẩu độ cầu trên các sông thông thường hay sông bị ảnh hưởng nước dâng từ sông khác để tính toán đối với sông bị ảnh hưởng thủy triều, Nguyễn Xuân Trục đã tiến hành phân tích các tài liệu đo thủy văn của một số sông bị ảnh hưởng thủy triều ở miền Bắc Việt Nam và có những nhận xét sau [2] : *quan hệ giữa mực nước với vận tốc, lưu lượng, độ dốc mặt nước ($H - V - Q - i$) rất phức tạp, hoàn toàn khác với sông không bị ảnh hưởng thủy triều, khi mực nước cực đại*

thì vận tốc, lưu lượng và độ dốc mặt nước không có trị số lớn nhất, khi mực nước cực tiểu thì các yếu tố trên cũng không có trị số nhỏ nhất, cùng một mực nước có thể có nhiều lưu lượng, vận tốc và độ dốc mặt nước khác nhau (hình 2-7, 2-9). Vì những nguyên nhân trên nên việc xác định lưu lượng thiết kế theo tần suất khi chỉ có ít tài liệu quan trắc liên tục sẽ khó khăn và kém chính xác. Nếu đối với



Hình 2-7

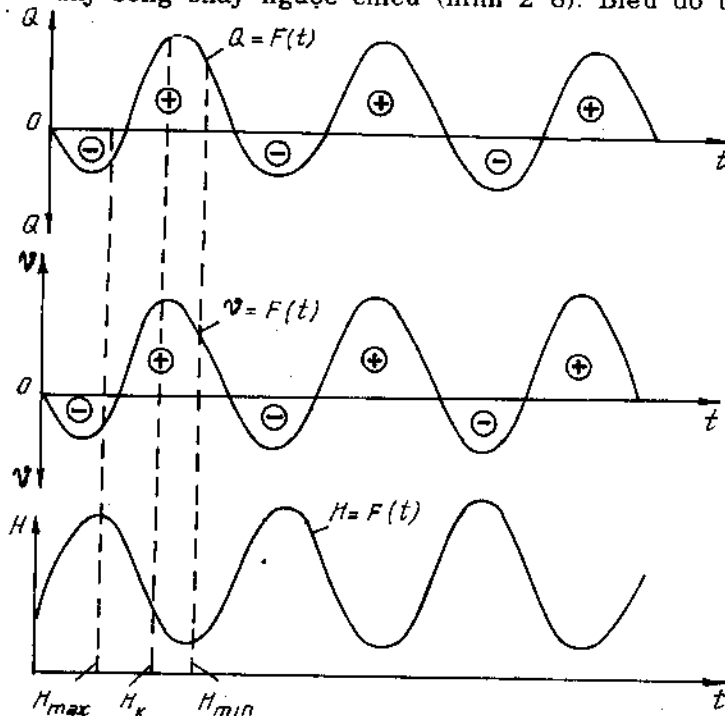
Quan hệ giữa $H - Q - V$ ở sông bị ảnh hưởng thủy triều.



Hình 2-8
Tốc độ thay đổi theo chiều sâu.

sông không bị ảnh hưởng thủy triều có thể dựa vào đường cong quan hệ mực nước hay lưu lượng giữa trạm đặt ở vị trí cầu với một trạm nào gần đấy mà quan trắc liên tục được nhiều năm thì đối với sông bị ảnh hưởng thủy triều không thể áp dụng phương pháp đó vì quan hệ giữa các yếu tố thủy văn của các trạm dọc sông không theo một quy luật chặt chẽ.

b) Thông thường, dòng nước chảy từ sông ra biển, nhưng cũng có khi do bị ảnh hưởng thủy triều mạnh, nước lại chảy ngược lại từ biển vào sông; có khi đồng thời quan trắc thấy một phần trắc ngang có nước chảy xuôi và một phần nước chảy ngược; theo chiều sâu thì có khi nửa lớp sát bề mặt nước chảy xuôi, nửa sát đáy sông chảy ngược chiều (hình 2-8). Biểu đồ tốc độ nước chảy



Hình 2-9

Sự thay đổi mức nước H , vận tốc v và lưu lượng Q theo thời gian t .

theo chiều sâu thì phức tạp hơn, giữa tốc độ trung bình và tốc độ đáy sông không tuân theo một tỉ lệ nhất định mà thay đổi theo thời gian.

c) Mức nước, vận tốc, độ dốc mặt nước thay đổi theo thời gian rất nhanh. Theo tài liệu đo được ở trạm thủy văn Cửa Cấm trên sông Kinh Thầy thì mức nước có lúc lên xuống tới $60 \div 70$ cm trong một giờ và lưu lượng nước thay đổi $1000 \div 1500$ m³/h.

Đặc tính đó làm cho việc khảo sát và đo đạc trên sông bị ảnh hưởng thủy triều phải tiến hành đo cùng một lúc trên nhiều điểm và liên tục 24 giờ trong một ngày, mỗi đợt đo trong 7 ÷ 8 ngày liên tục.

d) Sự ảnh hưởng của thủy triều vào trong sông diễn ra theo quy luật của truyền sóng triều từ ngoài biển vào, ở các mặt cắt sông gần biển sự ảnh hưởng đó xuất hiện trước, càng vào sâu phía thượng lưu càng xuất hiện chậm hơn. Đối với các mặt cắt sông gần biển, sự ảnh hưởng của thủy triều rất mạnh, mực nước bị dâng lên và rút xuống với tốc độ rất nhanh nên các mặt cắt sông này quan sát thấy rất rõ ràng hiện tượng mực nước ở các trạm hạ lưu đã bắt đầu rút, nhưng ở các trạm thượng lưu mực nước còn tiếp tục dâng cao và đó cũng là một trong những đặc điểm của chế độ thủy văn trên sông bị ảnh hưởng thủy triều so với chế độ nước chảy trên sông bị ảnh hưởng nước dềnh từ sông khác hay gần các đập thủy điện. Nếu đối với các sông bị ảnh hưởng nước dềnh từ sông khác có thể thay trị số $\Delta W/\Delta t$ bằng tích số $\Omega (\Delta H/\Delta t)$ và trong thực tế có thể xác định được lưu lượng tính toán theo công thức :

$$Q_2 = Q_1 \pm \Omega \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (2-22)$$

Ở những sông bị ảnh hưởng thủy triều không thể thay trị số

$$\frac{\Delta W}{\Delta t} = \Omega \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

trong đó :

- $\Delta W/\Delta t$ - khối lượng nước đang dâng lên hay rút xuống trong một đơn vị thời gian ;
- Q_1 - lưu lượng từ thượng nguồn của bản thân sông con ;
- Ω - diện tích mặt nước hồ dâng trước cầu ;
- $\Delta H/\Delta t$ - tốc độ nước dâng lên hay rút xuống tại vị trí cầu trong đơn vị thời gian.

Tính chất này có thể thấy rõ trên biểu đồ hình 2-9.

Khi $\Delta H/\Delta t = 0$ (lúc $H = H_{\max}$ hay H_{\min}) ta thấy $Q \neq Q_1$ và khi nước bắt đầu xuống nghĩa là $|\Delta H/\Delta t| > 0$ nhưng vẫn quan sát thấy nước chảy ngược $Q < 0$ (theo công thức $Q_2 = Q_1 + \Omega |\Delta H/\Delta t|$ phải có trị số dương).

e) Mức nước, vận tốc nước chảy, lưu lượng, độ dốc mặt nước thay đổi có tính chất chu kì theo quy luật của đường sin biến dạng với chu kì là một hay nửa ngày mặt trăng tùy theo chế độ thủy triều của địa phương có chế độ nhật triều hay bán nhật triều (hình 2-9).

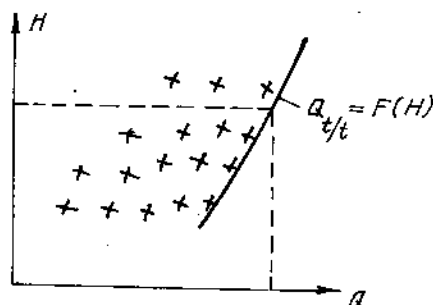
g) Nguyên nhân làm dòng nước ở biển chuyển dịch và lên xuống rất phức tạp ; ngoài hiện tượng thủy triều thiên văn còn có thể do các nguyên nhân khác như gió

bão, chênh lệch tỉ trọng, nhiệt độ, độ mặn, biến thiên khí áp, v.v... và do đó quy luật dòng chảy của các sông ven biển càng phức tạp hơn.

2.6.2. Xác định lưu lượng thiết kế cầu

Có 2 phương pháp xác định lưu lượng thiết kế cầu trên sông bị ảnh hưởng thủy triều.

Phương pháp 1 : Chọn trong phạm vi của đường biến hóa mực nước có lưu lượng và lưu tốc tương đối lớn vẽ quan hệ $H - Q$ (hình 2-10) và vẽ một đường bao làm đường lưu lượng tính toán. Dựa vào tài liệu thống kê mực nước nhiều năm tại vị trí cầu và đường bao lưu lượng bằng phương pháp thống kê số học có thể xác định được mực nước và lưu lượng thiết kế.



Hình 2-10
Cách vẽ đường $H.Q$ tính toán.

Phương pháp này có khuyết điểm là nếu số năm quan trắc lưu lượng và mực nước liên tục được ít thì mực nước và lưu lượng tính toán theo tần suất sẽ không chính xác vì vị trí của đường bao dùng làm đường lưu lượng thiết kế phụ thuộc rất nhiều vào số năm quan trắc.

Phương pháp 2* : Phương pháp này cho phép xác định lưu lượng thiết kế theo tần suất khi chỉ quan trắc lưu lượng được trong một thời gian ngắn. Cơ sở lý luận và nội dung của phương pháp này là :

a) Trong bất cứ thời điểm nào lưu lượng chảy qua mặt cắt sông bị ảnh hưởng thủy triều có thể phân thành 2 thành phần : phần lưu lượng từ thượng nguồn và phần lưu lượng làm cho mực nước lên cao hay xuống thấp mà nguyên nhân chủ yếu là do bị ảnh hưởng thủy triều.

Khi nước xuống

$$Q = Q_s + \left| \frac{dw}{dt} \right| \quad (2-23)$$

Khi nước lên

$$Q = Q_s - \left| \frac{dw}{dt} \right| \quad (2-24)$$

trong đó :

Q_s = lưu lượng từ thượng nguồn về ;

dw/dt - khối lượng nước dâng trước mặt cắt tính toán tăng lên hay giảm xuống trong một giây. Nó có trị số gần bằng lưu lượng do thủy triều và sau này kí hiệu là ΔQ :

b) Trị số lưu lượng từ thượng nguồn về Q_s có thể xác định dựa trên nguyên tắc sau :

Nếu trên đường quá trình mực nước thay đổi theo thời gian tìm được 2 điểm "a" và "b" có cùng một mực nước ($H_a = H_b$) và độ dốc mặt nước ($i_a = i_b$) thì lưu lượng thượng nguồn Q_s chảy về mặt cắt tính toán của sông bị ảnh hưởng thủy triều

* Phương pháp này do tác giả đề nghị năm 1965 và giới thiệu trên tập san khoa học của Ủy ban khoa học và kĩ thuật Nhà nước 10-1965.

lúc thời điểm $\frac{t_a + t_b}{2}$ bằng lưu lượng trung bình đo được trong khoảng thời gian từ t_a tới t_b :

$$Q_s = \frac{\int_{t_a}^{t_b} Q dt}{t_b - t_a} \quad (2-25)$$

Nếu theo quy trình hiện nay quy định hàng giờ phải đo lưu lượng thì công thức (2-25) có thể viết ở dạng sau :

$$Q_s = \frac{\frac{Q_a + Q_b}{2} \sum_{a-1}^{b-1} Q_i}{t_b - t_a} \quad (2-26)$$

Công thức tính Q_s có thể chứng minh một cách dễ dàng được.

Phân tích sơ đồ hình 2-11 thấy tổng khối lượng nước chảy qua mặt cắt tính toán trong khoảng thời gian t_a tới t_b là :

$$\int_{t_a}^{t_b} Q dt = \int_{t_a}^{t_{chân}} Q_s dt + \int_{w_a}^{w_{chân}} dW + \int_{t_{chân}}^{t_{đỉnh}} Q_s dt - \int_{w_{chân}}^{w_{đỉnh}} dW + \int_{t_{đỉnh}}^{t_b} Q_s dt + \int_{w_{đỉnh}}^{w_b} dW$$

Nếu mực nước và độ dốc mặt nước lúc t_a và t_b bằng nhau ($H_a = H_b$ và $i_a = i_b$) thì khối lượng nước của đoạn sông đang trước mặt cắt tính toán tại 2 thời điểm đó cũng bằng nhau $W_a = W_b$ (hình 2-11) và do đó :

$$\int_{w_a}^{w_{chân}} dW + \int_{w_{đỉnh}}^{w_b} dW = \int_{w_{chân}}^{w_{đỉnh}} dW$$

đẳng thức trên sau khi đơn giản sẽ có dạng :

$$\int_{t_a}^{t_b} Q dt = \int_{t_a}^{t_b} Q_s dt \quad (2-27)$$

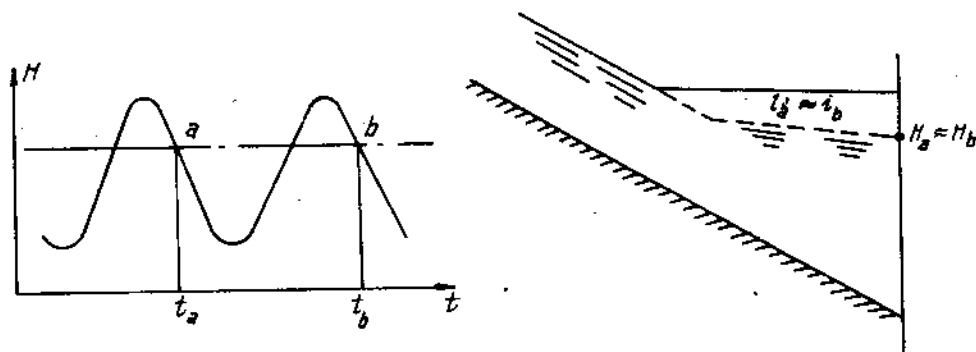
Từ đó rút ra công thức Q_s :

$$Q_s = \frac{\int_{t_a}^{t_b} Q dt}{t_b - t_a} = \frac{\frac{Q_a + Q_b}{2} + \sum_{a-1}^{b-1} Q_i}{t_b - t_a} \quad (2-28)$$

c) Theo điều kiện để tính Q_s như đã phân tích trên phải tìm được 2 thời điểm a và b trong một chu kì thủy triều có $H_a \approx H_b$ và $i_a \approx i_b$. Điều kiện đó theo kết quả nghiên cứu phù hợp với sơ đồ hình 2-11, khi 2 điểm a và b cùng nằm ở nhánh nước xuống kế nhau và có $H_a \approx H_b$ và $i_a \approx i_b$.

d) Lưu lượng thiết kế theo tần suất 1% tính toán theo công thức sau :

$$Q_{1\%} = Q_{s1\%} + \Delta Q_{100\%} \quad (2-29)$$



Hình 2-11

Sơ đồ xác định phần lưu lượng Q_s
a- biểu $H - t$, b- mặt cắt dọc sông.

Trị số $Q_{s.1\%}$ - lưu lượng từ thượng nguồn do lũ về, có thể xác định bằng cách vẽ quan hệ giữa Q_s với mực nước hay lưu lượng tương ứng của trạm thượng lưu không bị ảnh hưởng thủy triều mà đã có tài liệu quan trắc thủy văn nhiều năm (hình 2-12).

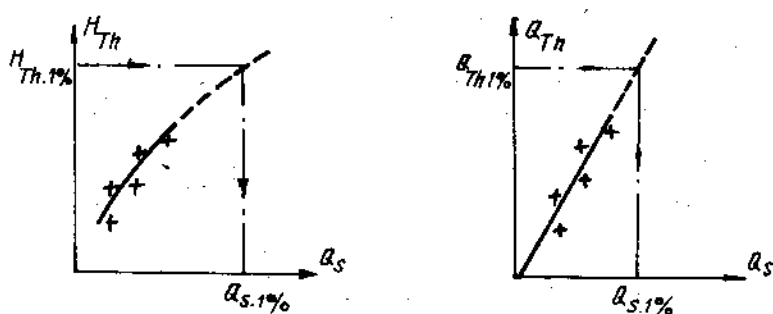
Trị số ΔQ trong các năm thay đổi rất ít do đó $\Delta Q_{100\%}$ có thể lấy trong một năm quan trắc nào đấy theo công thức :

$$\Delta Q = |Q - Q_s| \quad (2-30)$$

trong đó :

Q - lưu lượng lớn nhất đo được trong năm quan trắc ;

Q_s - xác định theo công thức (3-26) ứng với lưu lượng Q lớn nhất đo được khi triều cường.



Hình 2-12

Xác định $Q_{s.1\%}$ theo tài liệu đo H hoặc Q ở trạm thượng lưu, không bị ảnh hưởng thủy triều.

Ngoài ra giữa ΔQ và biên độ thủy triều $(H_d - H_{ch})/2$ có quan hệ tương đối tốt do đó nếu biết biên độ thủy triều của nhiều năm có thể dựa vào quan hệ $\Delta Q = f[(H_d - H_{ch})/2]$ của những năm có quan trắc để tính ΔQ và dùng lí thuyết xác suất tính $\Delta Q_{100\%}$.

e) Ví dụ cách xác định lưu lượng thượng nguồn do mưa Q_s .

- Dựa vào tài liệu do mực nước giờ (cột 4 bảng 2-5). Tìm 2 thời điểm tại hai nhánh nước triều xuống kế nhau có $H_a \approx H_b$ và $i_a \approx i_b$.

- Xác định trị số Q_s theo công thức (2-28). Trong ví dụ dưới ta có $Q_a = 812 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_b = 1370 \text{ m}^3/\text{s}$ vậy theo (2-28) $Q_s = 220 \text{ m}^3/\text{s}$. Biết Q_s , trị số ΔQ do thủy triều sẽ là :

$$\Delta Q = |-1150 - 220| = 1370 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Trong đó $Q = -1150 \text{ m}^3/\text{s}$ lúc 14h.

Bảng 2-5

Ví dụ cách tính lưu lượng từ thượng nguồn Q_s

Giờ	Ngày	Tháng	Mực nước H, cm	Độ dốc mặt nước cm/10.000m	Lưu lượng thực tế Q, m/s
1	2	3	4	5	6
22	8	6	172		1044
23			152		999
24			143	71	812
1	9	6	138		742
2			138		655
14	9	6	305		-1150
15			317		-949
16			308		-477
					1500
23			141		1450
24			142	73	1370

CHƯƠNG 3

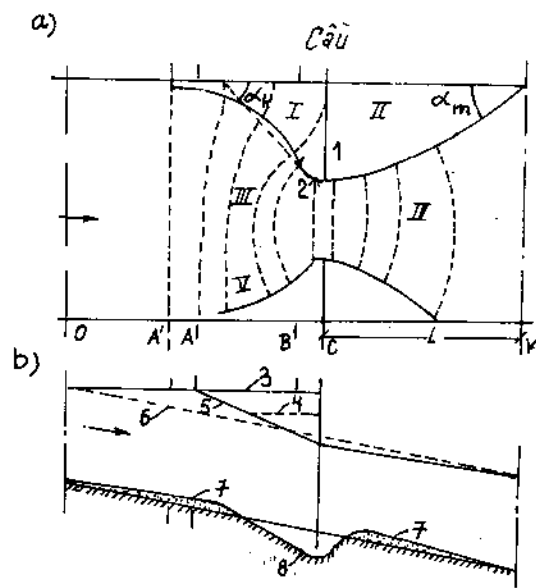
XÁC ĐỊNH KHẨU ĐỘ CẦU VÀ XÓI CHUNG DƯỚI CẦU

3.1. MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU CỦA NGUYỄN XUÂN TRỰC VỀ QUY LUẬT BIẾN DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC VÀ LÒNG SÔNG DƯỚI CẦU

Trước đây, việc nghiên cứu các hiện tượng xảy ra tại khu vực sông chịu ảnh hưởng của cầu như hiện tượng nước dâng, sự phân bố lưu lượng dưới cầu được thực hiện riêng rẽ từng hiện tượng và chưa có các công trình nghiên cứu một cách tổng hợp mối quan hệ giữa các hiện tượng với nhau. Trong những năm gần đây vấn đề trên được nhiều nhà khoa học thủy văn và thủy lực công trình nghiên cứu (O.V. Andreev, G.A. Fedotov trên mô hình toán với sử dụng máy tính điện tử. L.G. Begam, V.S. Murônôv, V.S. Allunin, v.v... trên mô hình xói lở trong phòng thí nghiệm thủy lực). Tuy nhiên kết quả nghiên cứu còn rất hạn chế. Từ năm 1972 - 1978, để có cơ sở giải quyết những vấn đề trên, Nguyễn Xuân Trục đã tiến hành hàng loạt những thí nghiệm quan trọng trong phòng thí nghiệm thủy lực kết hợp với việc tính toán một cách hệ thống trên máy tính điện tử theo các số liệu đo đạc ở các sông thiên nhiên và tiến hành phân tích các cầu cũ hiện nay [8].

Việc phân tích tài liệu xói lở thực tế được tiến hành theo các số liệu đo trị số xói lở liên tục trong nhiều năm ở các cầu của Liên Xô cũ và Việt Nam như cầu qua sông Oka gần thành phố Belov (trong 80 năm liên tục), cầu qua sông Xáy-mơ trên đường sắt Havdlia Logov (53 năm), cầu qua sông Xôđơ tại thành phố Gômen (69 năm), cầu qua sông Nêô, cầu qua sông Đưỡng, cầu Long Biên qua sông Hồng (30 năm). Các kết quả nghiên cứu đã giới thiệu trong tài liệu riêng [8]. Sau đây chỉ xin nêu một số kết luận để minh họa và làm dẫn chứng cho việc phân tích.

3.1.1. Khi dòng chảy trên sông bị công trình cầu thu hẹp, tại khu vực trước cầu nước sông bị dâng lên và độ dâng lớn nhất so với đường mặt nước tự nhiên xuất hiện ở trước cầu một đoạn khá xa (Mặt cắt A trên hình 3-1, 3-2). Có thể chia đoạn sông bị ảnh hưởng của cầu thành những đoạn đặc trưng. Trên đoạn từ mặt cắt bắt đầu có nước dâng tới mặt cắt A (hình 3-1), ở đây dòng chảy có chiều rộng gần như không đổi, mặt nước dâng cao dần so với mặt nước lúc tự nhiên, lưu lượng nước ở gần bãi sông tăng và ngược lại ở dòng chủ giảm dần theo dọc sông. Tại cuối của đường cong nước dâng (mặt cắt A) sự thay đổi mực nước đạt trị số lớn nhất và lưu lượng tại dòng chủ thực tế có trị số cực tiểu. Mức độ giảm lưu lượng ở dòng chủ và tăng lượng ở phần bãi sông càng rõ rệt hơn nếu



Hình 3-1

Sơ đồ biến dạng đường mặt nước và lòng sông tại khu vực cầu :
a - bình đồ ; b - mặt cắt dọc ; 1 - đường qua bãi sông ; 2 - kè điều chỉnh ; 3, 4, 5, 6 - các đường mặt nước dọc theo bờ trái, bờ phải, giữa sông và lúc tự nhiên ; 7 - bồi ; 8 - xói ;
I, II, III, IV, V - các vùng đặc trưng khu vực sông chịu ảnh hưởng của cầu.

($\delta v / \delta l > 0$). Hiện tượng tốc độ nước chảy dọc sông tăng dần làm cho khả năng tải phù sa càng về cầu càng tăng ($\delta G / \delta l > 0$) là nguyên nhân gây xói trong đoạn sông từ mặt cắt A về cầu. Từ mặt cắt B, cách đầu kè điều chỉnh một đoạn ngắn, do ảnh hưởng của kè điều chỉnh đường "mực nước dâng" giảm nhanh (thế năng giảm) làm cho lưu lượng và tốc độ nước chảy (động năng) từ mặt cắt B về cầu tăng nhanh hơn ($\delta v / \delta l$ tăng).

Hiện tượng tốc độ nước chảy chậm dần ($\delta v / \delta l < 0$) trên đoạn thượng lưu của vùng chịu ảnh hưởng của cầu và tăng nhanh trong đoạn sông gần cầu làm cho xói lở tại khu vực gần cầu, có tốc độ phát triển rất nhanh trong giai đoạn đầu của thí nghiệm xói vì lúc đó gradien thay đổi, lưu lượng phù sa dọc sông $\delta G / \delta l$ rất lớn. Xói phát triển càng sâu càng làm cho tốc độ nước chảy giảm dần, mực nước dâng trước cầu do đó càng giảm, và giảm rất nhanh trong thời kì đầu của thí nghiệm. Với điều kiện thí nghiệm đã giới thiệu trên, trong thời gian 20 phút đầu, xói đạt 67 - 80% xói toàn bộ và chiều cao nước dâng giảm 80 - 90% so với chiều cao nước dâng lớn nhất xuất hiện ở phút đầu thí nghiệm.

Ở hạ lưu cầu, tốc độ nước chảy giảm dần theo dòng chảy ($\delta G / \delta l < 0$) làm cho khả năng tải phù sa dọc sông giảm xuống ($\delta G / \delta l < 0$) và lòng sông do đó bị phù sa bồi dần. Mặt cắt phân giới ($\delta v / \delta l = 0$) giữa khu bị xói và đoạn sông bị bồi không ở một vị trí nào cố định, mà dần dần chuyển về phía hạ lưu cầu vì ở đoạn sông bị xói, tốc độ nước chảy giảm dần theo chiều sâu xói phát triển, còn ở đoạn sông bị bồi thì ngược lại, do chiều sâu nước sông giảm dần nên tốc độ nước chảy tăng lên.

chiều sâu nước chảy, hệ số nhám ở phần bãi sông và dòng chủ càng khác nhau và độ nước dâng thêm do làm cầu càng lớn. Như vậy tốc độ nước chảy trên đoạn này bị giảm do 2 nguyên nhân : thứ nhất - do nước dâng làm chiều sâu nước chảy ở đây tăng lên so với lúc tự nhiên ; thứ hai - như trên đã phân tích, do phần lưu lượng chảy qua phần dòng chủ giảm xuống vì một phần lưu lượng dòng chủ bị phân bố ra bãi sông. Hiện tượng giảm tốc độ theo dọc sông ở dòng chủ ($\delta v / \delta l < 0$) đưa đến giảm khả năng tải phù sa ở dọc sông ($\delta G / \delta l < 0$; G - lưu lượng phù sa) và là nguyên nhân của hiện tượng lòng sông bị bồi trong đoạn này.

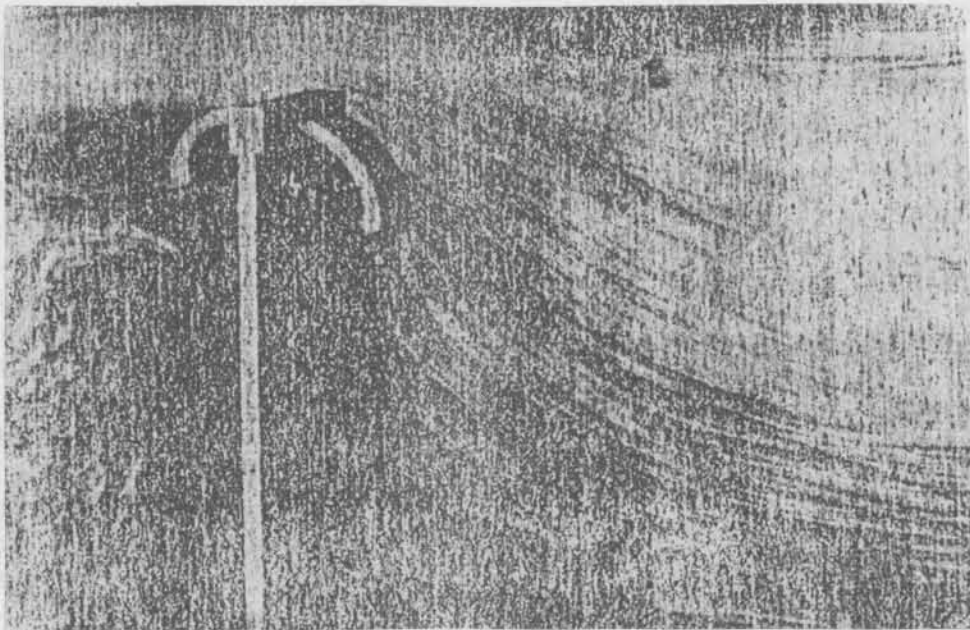
Từ mặt cắt A đến mặt cắt B, chiều rộng hoạt động và chiều sâu của dòng chảy thực tế bị giảm đáng kể do dòng nước bị thu hẹp khi chảy về cầu và do đó tốc độ nước chảy cũng tăng dần

Chiều cao nước dâng trước cầu bị giảm dần vì lòng sông dưới cầu bị xói ngày càng sâu nên khu vực sông chịu ảnh hưởng nước dâng cũng bị thu hẹp dần và do đó đất bồi trước đây bị xói dần.

3.1.2. Khi lưu lượng nước giảm : cũng như hiện tượng xói lở, hiện tượng bồi lấp không phát sinh cùng một lúc trên toàn bộ vùng bị xói, mà phát triển dần dần từ thượng lưu xuống. Ngoài ra trong vùng bị biến dạng, quan sát thấy đồng thời hai hiện tượng : bồi trên đoạn sông có $\frac{\partial v}{\partial l} < 0$ và tiếp tục xói ở đoạn có $\frac{\partial v}{\partial l} > 0$. Thực tế có tính chất quy luật đó, giải thích hiện tượng thường quan sát trong thực tế thiên nhiên ở các cầu cũ là : ứng với cơn lũ thấp hơn có thể có trị số xói lở lớn hơn trị số xói lở đo được trong những năm có lũ cao hơn ; hay cùng một mực nước lũ, có thể quan sát thấy nhiều trị số xói lở khác nhau.

Trước đây, không lâu lắm, khi phương pháp dự đoán xói lở ở lòng sông dựa trên lý thuyết của dòng chảy ổn định và các công thức thực nghiệm về vận tốc ngừng xói, thì những hiện tượng đó không thể giải thích được. Theo các lý thuyết này mực nước sông càng lớn (nghĩa là lũ càng to), tốc độ nước chảy càng mạnh thì lòng sông càng bị xói sâu. Ngày nay, những hiện tượng đó không những đã được giải thích mà có thể dự đoán nó bằng cách giải phương trình cân bằng lượng phù sa dọc sông (phương trình 3-29) có xét tới tính không ổn định của dòng sông thiên nhiên.

Như đã biết, tốc độ nước chảy tính toán sau khi xói đối với dòng nước trong (ở bãi sông và ở các sông có tốc độ nước chảy lúc tự nhiên nhỏ hơn tốc độ cho phép không xói đối với các hạt phù sa cấu tạo trong lòng sông $v < v_{ox}$) thì lòng sông bắt đầu xói sâu khi tốc độ nước chảy lớn hơn tốc độ cho phép không xói v_{ox} và



Hình 3-2

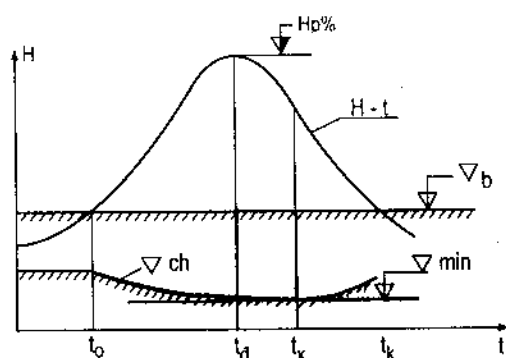
Mô hình dòng chảy khu vực cầu.

xói sẽ ngừng khi $v = v_{\text{ox}}$. Ngược lại trong phạm vi dòng chủ của sông thiên nhiên, ngay khi dòng chảy chưa bị thu hẹp, tốc độ nước chảy đã vượt quá tốc độ cho phép không xói và do đó dòng nước mang theo một lượng phù sa khá lớn, lớp đất đáy lòng sông luôn luôn ở trạng thái chuyển động. Sở dĩ lòng sông trong trường hợp này không bị biến dạng (xói hay bồi thêm) vì có sự cân bằng lượng phù sa chuyển tới và lượng phù sa xói đi $\delta G/\delta l = 0$. Như vậy lòng sông bắt đầu bị biến dạng (xói hay bồi) khi hiện tượng cân bằng lượng phù sa dọc sông bị phá hủy $\delta G/\delta l \neq 0$ và hiện tượng xói hay bồi ở dòng chủ hoàn toàn không phụ thuộc vào trị số tốc độ nước chảy trong sông lớn hay nhỏ mà phụ thuộc vào gradient thay đổi tốc độ dọc sông $\delta v/\delta l$ (hay gradient thay đổi lưu lượng phù sa dọc sông $\delta G/\delta l$): lòng sông bị bồi khi $\delta G/\delta l < 0$, xói khi $\delta G/\delta l > 0$ và ngừng xói khi $\delta G/\delta l = 0$. Điều đó giải thích tại sao ở hạ lưu cầu, khi lũ lớn, mặc dù tốc độ nước chảy tăng lên so với lúc tự nhiên nhưng lòng sông vẫn bị bồi, và ngược lại, khi lũ xuống, trong khi ở các mặt cắt thượng lưu lòng sông bị bồi do tốc độ nước chảy giảm xuống thì ở các mặt cắt hạ lưu vẫn tiếp tục bị xói sâu (vì có hiện tượng thiếu lượng phù sa ở các mặt cắt đó $\delta G/\delta l > 0$).

3.1.3. Diễn biến lòng sông được đặc trưng bằng quá trình tác dụng tương hỗ của hai môi trường vật lý nước sông và vật liệu cứng của vỏ trái đất

Lưu lượng nước sông hàng ngày thay đổi, chế độ dòng chảy trên sông thuộc chế độ chảy rất không ổn định. Thực tế các cầu làm việc trong điều kiện của dòng chảy không ổn định, không phải chỉ có lưu lượng nước chảy của một cơn lũ bị thay đổi theo thời gian. Quá trình lũ gồm các thời kì nước lên và nước xuống xen kẽ nhau làm cho hiện tượng phát triển biến dạng lòng sông (xói và bồi) tại các cầu có tính chất chu kì.

Sự biến dạng lòng sông do xói chung (xói do dòng sông chảy bị thu hẹp) không phải chỉ phát triển ở mặt cắt dưới cầu mà phát triển trên một đoạn dài phía trên và phía dưới tim cầu. Vì vậy để xói đạt tới trị số giới hạn lớn nhất của xói lở do



Hình 3-3

Thời điểm xói đạt trị số sâu nhất tại cầu (t_x).
 t_0, t_k - thời điểm bắt đầu và kết thúc lũ; t_g - thời gian xuất hiện đỉnh lũ; H - mực nước; H_p, H_{ch} - cao độ lòng sông tại bãi sông và dòng chủ.

lưu lượng cực đại của cơn lũ gây ra, lòng sông khu vực cầu phải xói một khối lượng đất rất lớn (hàng triệu m^3 đất). Để xói hết lượng đất đó, cần một thời gian lớn hơn rất nhiều so với thời gian kéo dài của đỉnh lũ thiên nhiên, nên xói lớn nhất có thể phát sinh do cơn lũ có dạng thực tế bé hơn nhiều trị số "giới hạn dưới" của xói lở (xói lở lớn nhất có thể phát sinh do lưu lượng cực đại của đỉnh lũ không thay đổi trong một thời gian dài) và không xảy ra tại mực nước cao nhất của đỉnh mà tại mực nước thấp hơn khi lũ rút (hình 3-3).

Hình 3-3 cho thấy quá trình phát triển xói do cơn lũ có dạng thực tế:

808-808
N x 808
808-808
808-808

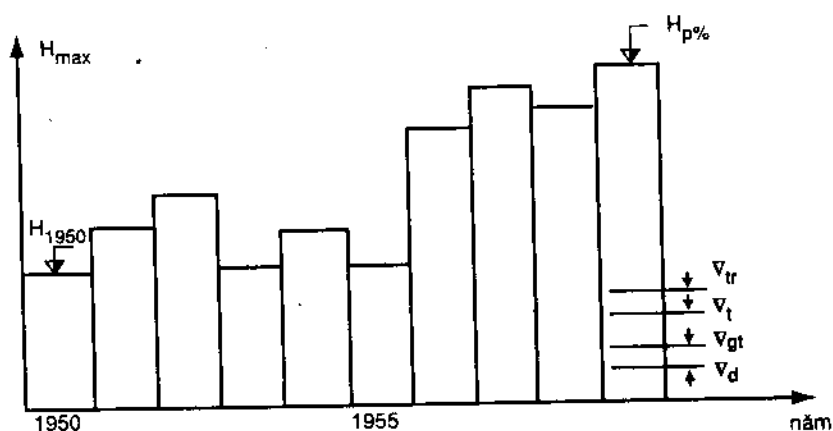
Hình 3-4

Khác với giới hạn trên của xói, đại lượng giới hạn dưới và giới hạn giả thiết không phụ thuộc vào chiều dài khu vực bị xói phía trên cầu, kích thước hạt phù sa cấu tạo lòng sông. Kết quả thí nghiệm mô hình xói trên máy tính điện tử (mô hình toán) cho thấy hai tham số này chỉ ảnh hưởng tới thời gian kéo dài cần thiết của lũ để xói đạt tới trị số giới hạn mà không ảnh hưởng tới trị số tuyệt đối của

các giới hạn (nếu khi phát triển, xói không bị ngừng vì điều kiện địa chất $v > v_{ex}$). Kích thước hạt đất càng lớn, khu vực bị xói phía trên cầu càng dài thì số cơn lũ cần thiết để đạt tới trị số "giới hạn giả thiết" càng nhiều và thời gian tác động của mực nước cực đại cần thiết để đạt tới trị số giới hạn dưới của xói càng dài hơn. Kết quả nghiên cứu cho thấy "giới hạn giả thiết" chỉ phụ thuộc vào chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên của dòng chủ, mức độ tăng cường lưu lượng so với lúc tự nhiên tại đây và hình dạng (hệ số đáy) của lũ [19]. "Giới hạn dưới" của xói, theo chứng minh của giáo sư O.V. Andrêev [18] là đại lượng phụ thuộc vào chiều sâu nước chảy của dòng chảy, mức độ tăng cường lưu lượng và sự thay đổi chiều rộng dòng chủ sau khi xói so với lúc tự nhiên.

Giữa các giới hạn trên và dưới giả thiết có liên quan với nhau vì cùng sinh ra do một lưu lượng (hay mực nước) tính toán. Tuy nhiên quan hệ giữa chúng tuân theo một phương trình khá phức tạp. Tóm lại cùng một mực nước (hay lưu lượng) tính toán có thể có 3 trị số giới hạn của xói: "giới hạn trên" của xói là xói lớn nhất có thể phát sinh do một cơn lũ tính toán có dạng thực tế xảy ra trên lòng sông chưa bị xói (nghĩa là xảy ra ngay năm đầu tiên sau khi làm cầu); "giới hạn giả thiết" của xói là xói lớn nhất, có thể phát sinh do hàng loạt các cơn lũ thực tế liên tục xảy ra trong nhiều năm; "giới hạn dưới" của xói là xói lớn nhất có thể phát sinh do lưu lượng (hay mực nước) cực đại tính toán xảy ra trong một thời gian dài ($t = \infty$).

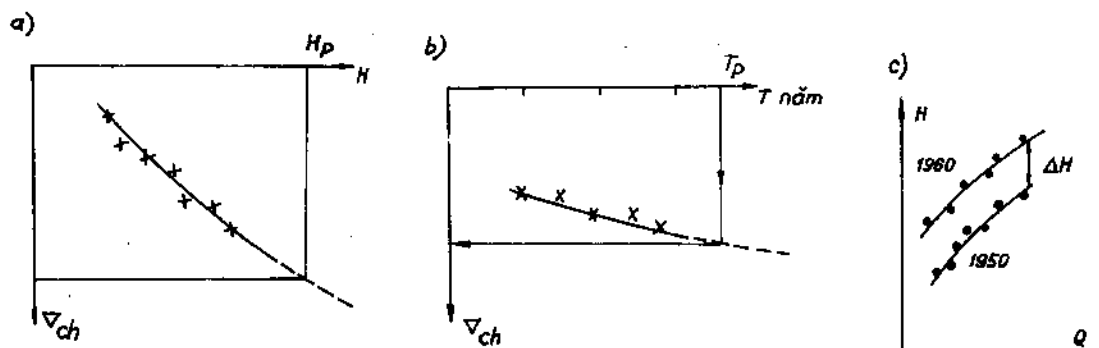
Trong điều kiện thực tế về thủy văn và địa chất xói lớn nhất có thể xuất hiện trong thời gian tính toán và xói lớn nhất phát sinh do tác động của hàng loạt các cơn lũ thực tế trong đó lũ tính toán xuất hiện ở cuối thời gian nước lớn có nhiều lũ to. Như vậy xói lớn nhất của cầu có thể xuất hiện trong thời gian tính toán có trị số nằm giữa giới hạn trên và giới hạn giả thiết của xói vì trước khi xuất hiện lũ tính toán lòng sông đã bị xói gây ra do hàng loạt các cơn lũ có đỉnh lũ thấp hơn đỉnh của cơn lũ tính toán (hình 3-5).



Hình 3-5

Xói lớn tính toán (V_t) do hàng loạt các cơn lũ thực tế nằm giữa giới hạn trên (V_{tr}) và giới hạn giả thiết (V_{gt}); V_d giới hạn dưới của xói.

Tùy theo điều kiện cụ thể về thủy văn, địa chất, mức độ thu hẹp dòng nước tại vị trí cầu, trị số xói tính toán do tác động của hàng loạt các cơ lũ thực tế có thể gần trùng với giới hạn trên, giới hạn giả thiết hay giới hạn dưới, hoặc khác chúng rất nhiều. Theo kết quả nghiên cứu của Nguyễn Xuân Trục thì có thể dựa vào kết quả so sánh giữa trị giới hạn trên và giới hạn dưới của xói [1,4] để dự đoán tình hình xói thực tế phát triển dưới cầu thuộc trường hợp nào (hình 3-6).



Hình 3-6

Xác định xói, bồi tự nhiên.

a - theo đồ thị $V_{ch} = f(H)$; b - theo $V_{ch} = f(t)$; c - theo đường quan hệ $H - Q$.

3.1.4. Phân biệt 3 loại xói có thể gây nguy hiểm cho các công trình (trụ, mố, nền đường, kê v.v...) tại cầu : xói chung sinh ra do dòng chảy trên sông bị thu hẹp do làm cầu ; xói cục bộ sinh ra do trụ hoặc mố cầu cản dòng nước xảy ra tại sát chân công trình có dạng hố hẹp và sâu ; xói tự nhiên sinh ra do sự biến dạng (xói và bồi) tự nhiên của lòng sông, không phụ thuộc vào công trình mà chỉ phụ thuộc vào chế độ thủy văn của đoạn sông thiết kế.

Chiều sâu xói toàn bộ đo tại các công trình của cầu là tổng hợp của 3 loại xói trên, hai loại đầu có thể dùng các công thức lý luận hoặc thực nghiệm để dự đoán ; loại thứ ba thường phải dựa vào tài liệu quan trắc cao độ lòng sông trong nhiều năm để xác định bằng cách vẽ quan hệ giữa cao độ lòng sông với mực nước lũ hay thời gian $V_{ch} = f(H)$, $V_{ch} = f(t)$, hoặc dựa vào đường quan hệ $H - Q$ đo trong thời gian khác nhau (hình 3-6).

Vì khối lượng đất của hố xói cục bộ phải chuyển đi không lớn lắm so với "xói chung" nên xói cục bộ có trị số cực đại tại đỉnh lũ : còn như trên đã phân tích, xói chung có trị số cực đại tại mực nước thấp hơn đỉnh lũ và xuất hiện trong thời gian lũ rút.

3.1.5. Trong quá trình xói, do mặt cắt dưới cầu biến dạng không đều giữa các đường thủy trực, nên lưu lượng nước bị phân bố lại một cách tương ứng theo chiều rộng sông. Sự biến dạng (xói và bồi) không đều giữa các đường thủy trực của mặt cắt dưới cầu phát sinh là do nhiều nguyên nhân khác nhau (cấu tạo địa chất khác nhau giữa các đường thủy trực ; chiều sâu nước chảy và độ nhám lòng sông không đồng nhất trên trục ngang sông). Lưu lượng ở các đường thủy trực trong nhiều trường hợp thay đổi rất lớn so với thời gian đầu của xói nên cần phải được xét tới trong các phương pháp tính toán tiến tiến.

Trên đây là những hiện tượng có tính chất quy luật xảy ra tại khu vực chịu ảnh hưởng của cầu, chính là cơ sở để xây dựng những nguyên lý tính toán của các phương pháp tính xói tiên tiến. Hiện nay những hiện tượng có tính quy luật đó chưa được phản ánh đầy đủ trong nhiều phương pháp tính toán xói hiện nay. Trong một thời gian dài xói và khẩu độ cầu được tính theo các giả thiết có tính chất thực nghiệm, thiếu những căn cứ vững chắc, xói tính toán ra thường lớn hơn nhiều so với trị số xói đo được trong thực tế ở các cầu cũ, công trình thiết kế thường có hệ số quá mức cần thiết và do đó gây lãng phí không ít. Sự xuất hiện máy tính cho phép trong giai đoạn hiện nay giải quyết những bài toán trên không cần phải giản hóa quá nhiều để phải bỏ qua nhiều hiện tượng cơ bản có ảnh hưởng lớn tới mức độ chính xác của kết quả tính toán cuối cùng.

3.2. VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH XOÍ CHUNG VÀ KHẨU ĐỘ CẦU HIỆN NAY

3.2.1. Giả định của H.A. Belleliutsky và công thức E.M. Gôtây

Ngày xưa loài người đã biết làm cầu và phổ biến nhất là loại cầu đá, nhưng khi đó chưa có các tài liệu hướng dẫn về phương pháp tính xói và khẩu độ cầu. Thường mỗi năm có lũ lớn về là kéo theo một số cầu bị trôi hay hư hỏng.

Mãi tới cuối thế kỷ 18 một kỹ sư cầu đường Pháp tên là E.M. Gôtây mới đề nghị phương pháp tính khẩu độ cầu dựa trên điều kiện tốc độ nước chảy và nước dâng trên sông khi làm cầu không được quá lớn. Công thức tính tốc độ sau khi làm cầu có dạng :

$$v'_c = v_0 \frac{\omega}{\mu \omega_1} \quad (3-1)$$

trong đó :

- μ - hệ số thu hẹp dòng chảy ;
- v'_c - tốc độ nước chảy dưới cầu khi chưa xói ;
- v_0 - tốc độ nước chảy trung bình của toàn mặt cắt sông tại vị trí cầu lúc tự nhiên ;
- ω, ω_1 - diện tích dòng chảy toàn mặt cắt sông lúc tự nhiên và trong phạm vi cầu.

Phương pháp trên không cho phép xác định được diện tích thoát nước của dòng chảy dưới cầu sau khi xói bằng bao nhiêu.

Sau này giao thông đường bộ và đường sắt phát triển mạnh, nhiều cầu phải làm qua sông lớn và vừa nên việc xây dựng một phương pháp xác định khẩu độ cầu và xói thỏa mãn được các yêu cầu cơ bản của việc thiết kế đã trở thành rất cần thiết. Năm 1875 một kỹ sư cầu người Nga nổi tiếng, giáo sư H. A. Belleliutsky người đầu tiên đã giải quyết được nhiệm vụ trên khi thiết kế cầu XuZoràng qua sông Vonga và đã xây dựng giả định nổi tiếng về tốc độ nước chảy sau khi xói dưới cầu. Từ thực tế quan sát dòng chảy trên sông thiên nhiên so với tốc độ cho phép không xói của đất cấu tạo lòng sông lớn hơn rất nhiều, nhưng lòng sông không bị xói sâu thêm. Ví dụ tốc độ cho phép không xói của cát khoảng từ $0,2 \div 0,6$ m/s, nhưng

tốc độ nước chảy trên sông cầu tạo là cát thường từ 1,3 ÷ 1,6m/s và lớn hơn, nhưng lòng sông không bị xói. Từ đó H.A. Belleliutsky kết luận mỗi con sông được đặc trưng bằng tốc độ nước chảy, với tốc độ đó lòng sông không bị xói hay bồi. Dựa vào kết luận này ông đã đề nghị chiều sâu xói và khẩu độ cầu phải tính toán theo tốc độ tự nhiên khi có lũ tính toán của dòng chủ. Tốc độ này là tốc độ nước chảy sau khi xói dưới cầu. Nó không có quan hệ trực tiếp với kích thước của hạt đất cấu tạo lòng sông vì còn phụ thuộc vào rất nhiều tham số khác như độ dốc lòng sông, lượng phù sa và kích thước hạt của nó v.v...

Giả định của ông trong một thời gian dài không được các nhà công tác thủy văn cầu chú ý. Mãi đến năm 1897, nguyên tác xác định chiều sâu xói theo giả định của Belleliutsky được chính thức công nhận làm cơ sở cho việc tính toán khẩu độ cầu qua sông thiên nhiên. Khẩu độ cầu và xói chung dưới cầu được xác định theo công thức (3-2) và (3-3)

$$\omega_c = \frac{Q_{p\%}}{\mu p v_{ch}} \quad (3-2)$$

trong đó :

- ω_c - diện tích công tác dưới cầu trước khi xói tính theo mực nước tính toán ;
- $Q_{p\%}$ - lưu lượng tính toán ứng với tần suất p% ;
- v_{ch} - tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên ứng với lũ tính toán ;
- μ - hệ số thu hẹp dòng chảy do trụ cầu, xác định theo bảng riêng [2].

Trong các tài liệu hướng dẫn tính toán [14, 16] và nhiều giáo trình hiện nay $\mu = 1$; p = hệ số xói cho phép lớn nhất lấy theo bảng (3-1) phụ thuộc vào loại móng trụ cầu và chiều sâu nước chảy. Một số tài liệu khác đề nghị xác định phụ thuộc vào trị số lưu lượng nguyên tố chảy trên 1 mét dài khẩu độ cầu (bảng 3-2). Ý nghĩa vật lý của hệ số xói chung p là tỉ số của chiều sâu nước chảy trung bình dưới cầu sau khi xói chia cho chiều sâu trung bình trước khi xói $p = h'/h$.

Bảng 3-1

Chiều sâu nước chảy trước khi xói, m	Hệ số xói cho phép p	
	Móng sâu	Móng nông
3	2,00	1,50
4	1,80	1,40
5	1,70	1,35
6	1,60	1,30
8	1,50	1,25
10	1,45	1,20
> 10	1,40	1,20

Bảng 3-2

Lưu lượng nguyên tố tại cầu khi chưa xói và đào rộng lòng sông q_m^3/s	<2	3	5	10	15	≥ 20
Hệ số xói cho phép p	2,20	2,10	1,70	1,40	1,30	1,25

Dạng lòng sông dưới cầu khi xói được xác định với giả thiết chiều sâu tại mỗi đường thủy trực của mặt cắt ngang dưới cầu sau khi xói tăng lên một số lần như nhau :

$$h'_c = P \cdot h_c \quad (3-3)$$

trong đó : h_c , h'_c là chiều sâu nước chảy trước và sau khi xói tại các đường thủy trực dưới cầu.

Đến nay phương pháp trên còn được sử dụng ở Việt Nam và nhiều nước trên thế giới.

3.2.2. Phương pháp cân bằng thủy lực của A. A. Kasin (1944)

Trên cơ sở giả định của Belleliutsky (tốc độ nước chảy sau khi xói bằng tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên) và giả thiết xói phát triển đều trên trác ngang, Kasin kiến nghị công thức (3-4) xác định diện tích thoát nước cần thiết dưới cầu ω_c và khẩu độ cầu khi thiếu số liệu về lưu lượng và tốc độ nước chảy mà chỉ biết mực nước lũ tính toán.

$$\omega_c = \frac{Q_{p\%}}{\mu p v_{ch}} = \frac{1}{\mu p} \left(\omega_{ch} + \sum \omega_b \frac{v_b}{v_{ch}} \right) \quad (3-4)$$

trong đó : ω_{ch} , ω_b - trác ngang dòng nước tại dòng chủ và bãi sông.

Tỉ số tốc độ nước chảy v_b/v_{ch} được xác định theo công thức cân bằng thủy lực.

$$\frac{v_b}{v_{ch}} = \frac{(C\sqrt{h})_b}{(C\sqrt{h})_{ch}} = \frac{\gamma_{ch} + \sqrt{h_{ch}}}{\gamma_b + \sqrt{h_b}} \times \frac{h_b}{h_{ch}} \quad (3-5)$$

trong đó : C - hệ số Sedi ;

h - chiều sâu trung bình của nước chảy ;

ch - thuộc về dòng chủ ;

b - thuộc về phần bãi sông ;

γ_{ch} , γ_b - hệ số nhám của dòng chủ và bãi sông tính theo Badanh, bảng phụ lục 2.

3.2.3. Đề nghị của F.G. Sripuri và A.M. Latusenkov

Năm 1897 trong hội nghị lần thứ 4 các nhà hoạt động vận tải đường thủy nước Nga, F.G. Giobrôzhec đề nghị tăng tốc độ tính toán sau khi xói dưới cầu lên ψ lần. So với tốc độ dòng chủ tự nhiên : $v = \psi v_{ch}$; trong đó ψ - hệ số phụ thuộc vào trị số v_{ch} . Đề nghị của Giobrôzhec xuất phát từ một nhận xét không đúng là tốc độ nước chảy lúc tự nhiên tại dòng chủ có trị số nhỏ hơn tốc độ cho phép không xói của đất lòng sông và xói chỉ bắt đầu khi tốc độ dòng chủ tăng lên ψ lần. Quan điểm đó không được ủng hộ trong giới kĩ thuật.

Trên cơ sở phân tích tài liệu do đặc thủy văn thực tế năm 1932 M.F. Sripnui công bố tiêu chuẩn mới về hệ số cân (hệ số nhám) của sông thiên nhiên và phương pháp tính toán khẩu độ cầu theo đặc trưng hình thái. Khác với Kasin, Sripnui không dùng công thức Badanh mà dùng công thức Maninh để tính tỉ số v_b/v_{ch} và đưa vào công thức tính khẩu độ cầu (qua diện tích thoát nước ω_c) hệ số $m < 1$ để tăng tốc độ tính toán sau khi xói dưới cầu so với lúc tự nhiên.

$$\omega_c = \frac{m}{\mu p} \left(\omega_{ch} + \sum \omega_b \frac{n_{ch} h_b^{2/3}}{n_b h_{ch}^{2/3}} \right) \quad (3-6)$$

trong đó :

m - hệ số tự nhiên, xét điều kiện làm việc của dòng chảy thay đổi so với lúc tự nhiên, $m = 0,85 \div 0,95$;
 n_{ch}, n_b - hệ số nhám của dòng chủ và bãi sông tính theo Maninh, bảng phụ lục 2.

M.F. Sripnui giải thích hiện tượng tăng tốc độ tính toán sau khi xói so với tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên như sau :

1 - Do dòng nước thiên nhiên bị hai đường đầu cầu thu hẹp nên trước cầu, mực nước dâng cao và do đó độ dốc mặt nước tăng.

2 - Do đặc tính thường gập của cầu tạo địa chất lòng sông thiên nhiên là các lớp đất dưới (lớp đất bị xói phát triển tới sau khi làm cầu) thường là loại đất ổn định hơn lớp trên.

3 - Quá trình xói thường xảy ra song song với quá trình bồi lòng sông ở đoạn chịu ảnh hưởng nước dâng của cầu.

Theo đề nghị của M. F. Sprinui, đối với đất sét sỏi, cuội ($m = 0,85$) ; cát ($m = 0,90$) và đất phù sa bùn ($m = 0,95$)

Bảng 3-3

Thứ tự	Tên nơi khảo sát	Diện tích thoát nước (m ²)		Hệ số m
		Thực tế	Tính toán	
1	Sông Okatai Mutôm, mặt cắt I	8670	11 661	-
2	Sông trên nhúng đo tại tim cầu	8670	10 110	0,86
3	Sông Klezôma Gaiskai	3161	4.211	0,85
4	Sông trên ở Gôrodisenskai	833	961	0,87
5	Sông trên ở Ingôp	499	679	0,71
6	Sông trên ở Kirdat	674	774	0,87
7	Sông trên ở Nhevolinô	499	765	-
8	Sông Txenka, mặt cắt gốc	698	694	1,00
9	Sông Txenka mặt cắt II	698	694	1,00

Năm 1933, dựa theo tài liệu đo đạc thủy văn ở 20 cầu F.V. Bôndakôn xây dựng quan hệ giữa tốc độ dòng nước dưới cầu với những đặc trưng của đất và lập bảng xét ảnh hưởng của địa chất tới tốc độ nước chảy sau khi xói so với lúc tự nhiên.

Năm 1947, A.M. Latusenkôv đề nghị dùng tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên nhân hệ số liệu chỉnh $\psi > 1$ làm tốc độ tính toán sau khi xói dưới cầu. Theo A.M. Latusenkôv giữa trị số tốc độ nước chảy thực tế và tính toán có sự khác nhau, thứ nhất do lòng sông khi bị xói, những hạt nhỏ bị nước xói đi, còn những hạt lớn nằm lại (hiện tượng thô hóa) làm giảm khả năng xói, thứ hai do ảnh hưởng của chiều sâu dòng chảy do xói tăng đã làm thay đổi quan hệ giữa tốc độ cục bộ trên đường thủy trực với tốc độ trung bình của nó. Sau này năm 1960 A.M. Latusenkôv đề nghị đối với dòng nước trong (không mang phù sa) chiều sâu xói chung xác định theo tốc

độ cho phép không xói của đất lòng sông và đối với dòng nước có mang phù sa ($v > v_{ox}$) xói chung được xác định theo công thức được xây dựng trên cơ sở giải phương trình cân bằng lượng phù sa.

3.2.4. Phương pháp của L.L. Listvan và Kherkheulit hay phương pháp tính theo kích thước hạt

Năm 1947 dựa vào tài liệu của một số mặt cắt thủy văn (chủ yếu theo tài liệu hình thái) L.L. Listvan đề nghị công thức và bảng xác định tốc độ cân bằng ổn định (hay còn gọi là tốc độ tự nhiên của dòng chủ) phụ thuộc vào loại đất.

Theo Listvan sau khi xói, chiều rộng dòng chủ dưới cầu phát triển rộng ra toàn chiều dài cầu nên có thể xem mặt cắt sông dưới cầu làm việc như một khối có tính chất thủy văn và thủy lực thống nhất không phân chia riêng phần dòng chủ và bãi sông khi tính xói. Công thức tính tốc độ tính toán (tốc độ cân bằng động lực) của Listvan có dạng (3-7) và (3-8). Trị số của nó được giới thiệu trong phụ lục 3.

Đối với đất không dính (cát, sỏi, cuội, đá...)

$$v_{dl} = 0,68 d^{0,28} h_{ch}^x \beta_p = a h_{ch}^x \beta_p \quad (3-7)$$

Đối với đất dính

$$v_{dl} = 0,60 \gamma_c^{1,18} h_{ch}^x \beta_p = a h_{ch}^x \beta_p \quad (3-8)$$

trong đó : d - đường kính trung bình hạt phù sa, mm ;

γ_c - dung trọng khô của đất phù sa, T/m^3 ;

β_p - hệ số điều chỉnh phụ thuộc vào tần suất lũ tính toán $P\% = 0,33$;
1 ; 2 ; 4...

P%	0,33	1	2	4	10	20	30	40	50	60	70
β_p	1,07	1	0,97	0,92	0,86	0,84	0,77	0,74	0,72	0,69	0,67

x - hệ số triết giảm xói tính theo bảng 3-4 ; $a = 0,60 \gamma_c^{1,18}$ đối với đất dính ; đối với đất không dính $a = 0,68 d^{0,28}$ - hệ số phụ thuộc vào kích thước hạt.

Công thức tính chiều sâu sau khi xói tại bất cứ đường thủy trực nào của dòng sông dưới cầu theo L.L. Listvan được xác định theo công thức 3-9. Theo thủy lực học, nếu tốc độ nước chảy sau khi xói là v_{dl} , lưu lượng nguyên tố tính toán tại thủy trực là q' thì chiều sâu nước chảy sau khi xói chung :

$$h'_{ch} = \frac{q'}{v_{dl}} = \frac{q_{tb}}{v_{dl}} \left(\frac{h_{ch}}{h_{tb}} \right)^{5/3}$$

thay $q_{tb} = Q_{P\%}/L_c$ vào công thức trên :

$$h'_{ch} = \frac{Q_{P\%} h_{ch}^{5/3}}{h_{tb}^{5/3} \cdot L_c \cdot v_{dl}}$$

thay vị trí v_{dl} tính theo công thức 3-7 và kí hiệu $\alpha = \frac{Q_{P\%}}{h_{tb}^{5/3} L_c}$, ta có :

08.808.808.8

$$h'_{ch} = \left(\frac{\alpha h_{ch}^{5/3}}{a \beta_p} \right)^y \quad (3-9)$$

trong đó :

$a = 0,68d^{0,28}$; $y = 1/(1 + x)$ xác định theo bảng 3-4 ;

h_{tb} , h_{ch} - chiều sâu nước chảy trung bình của mặt cắt và cục bộ tại thủy trực tính toán trước khi xói ;

h'_{ch} - chiều sâu nước chảy tại thủy trực tính toán có xét chiều sâu xói thêm.

q' - lưu lượng nguyên tố tại thủy trực tính toán sau khi dòng chảy bị thu hẹp ;

q_{tb} - lưu lượng nguyên tố trung bình của mặt cắt dưới cầu sau khi thu hẹp ;

$Q_{P\%}$ - lưu lượng cực đại tính toán với tần suất lũ $P\%$;

L_c - khẩu độ cầu tính không (không kể trụ).

Nếu dòng sông cầu tạo bởi nhiều lớp đất có đường kính hạt khác nhau : tính toán bằng cách mò dần vì không biết xói sẽ ngừng ở lớp đất nào.

Năm 1958, Q.V Andreev tiến hành kiểm tra bảng tính toán lưu tốc thiên nhiên của Litsvan và cho thấy cùng một kích thước hạt phù sa cầu tạo lòng sông, giữa tốc độ nước chảy của dòng chủ lúc tự nhiên và chiều sâu nước chảy không có quan hệ phụ thuộc chặt chẽ.

Năm 1962 - 1963 tại trường đại học Bách khoa Nguyễn Xuân Trục đã lập lại sự kiểm tra trên nhưng theo các tài liệu của một số sông ở Việt Nam. Kết quả cho thấy giữa tốc độ của dòng chủ lúc tự nhiên và kích thước hạt phù sa lòng sông quan hệ với nhau rất rời rạc. Bảng 3-5 giới thiệu một vài ví dụ có tính chất đặc trưng.

Xây dựng công thức và bảng tính tốc độ cân bằng động lực chỉ phụ thuộc vào d , γ và h , Litsvan đã không xét ảnh hưởng của các tham số khác có ảnh hưởng tới tốc độ tính toán sau khi xói dưới cầu như độ dốc lòng sông, lượng phù sa và kích thước của nó lúc tự nhiên chuyển vận trên sông, chế độ lũ, mức độ thu hẹp dòng chảy, chiều dài khu vực biến dạng dằng dặc trước cầu v.v...

Cần nói thêm rằng, đối với trường hợp địa chất lòng sông phức tạp, Litsvan đề nghị tốc độ tính toán sau khi xói tại dòng chủ xác định theo kích thước hạt của lớp đất bị xói tới, không xét tới lượng và thành phần hạt phù sa đặc trưng cho sông thiết kế lúc tự nhiên vì trong phương pháp đã sử dụng tốc độ tự nhiên của sông với điều kiện chuyển vận phù sa có kích thước tương tự như kích thước của lớp đất bị xói tới. Trong thực tế, lớp đất bị xói tới chịu tác dụng của dòng nước có mang lượng phù sa với kích thước hạt khác với kích thước hạt của đất xói tới (mà là kích thước của hạt phù sa chuyển vận lúc tự nhiên).

Công thức tính xói chung dưới cầu của I.I. Kherkheulitze về kết cấu giống với công thức tính tốc độ cân bằng động lực Litsvan (khác về trị số) và đề cập cách xây dựng biểu đồ nguyên tố lưu lượng tại mỗi đường thủy trực dưới cầu theo công thức kinh nghiệm rút ra từ kết quả thực nghiệm của tác giả.

Bảng 3-4

Đất không dính			Đất dính		
d (mm)	x	1/(1 + x)	$\gamma_c(T/m^3)$	x	1/(1 + ξ)
0,05	0,43	0,70	0,80	0,52	0,66
0,15	0,42	0,70	0,83	0,51	0,66
0,50	0,41	0,71	0,86	0,50	0,67
1,00	0,40	0,71	0,88	0,49	0,67
1,50	0,39	0,72	0,90	0,48	0,67
2,50	0,38	0,72	0,93	0,47	0,68
4,00	0,37	0,73	0,96	0,46	0,68
6,00	0,36	0,74	0,98	0,45	0,69
8,00	0,35	0,74	1,00	0,44	0,69
11,00	0,34	0,75	1,04	0,43	0,70
15,00	0,33	0,75	1,08	0,42	0,70
20,00	0,32	0,76	1,12	0,41	0,71
25,00	0,31	0,76	1,16	0,40	0,71
40,00	0,30	0,77	1,20	0,39	0,72
60,00	0,29	0,78	1,24	0,38	0,72
90,00	0,28	0,78	1,28	0,37	0,73
140,00	0,27	0,79	1,34	0,36	0,74
190,00	0,26	0,79	1,40	0,35	0,74
250,00	0,25	0,80	1,46	0,34	0,75
310,00	0,24	0,81	1,52	0,33	0,75
370,00	0,23	0,81	1,58	0,32	0,76
450,00	0,22	0,83	1,64	0,31	0,76
510,00	0,21	0,83	1,71	0,30	0,77
750,00	0,20	0,83	1,80	0,29	0,78
1000,00	0,19	0,84	1,89	0,28	0,78
				0,27	0,79

Bảng 3-5

Quan hệ giữa tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên với chiều sâu nước chảy và đường kính hạt phù sa cấu tạo lòng sông

Sông	Vị trí	d, mm	h, mm	Tốc độ nước chảy	
				Thực tế	Theo Litsvan
Ghép	Việt Nam	0,21	5,16	2,83	1,04
		0,39	7,20	2,97	1,20
		0,36	9,16	2,83	1,33
Ròn	Việt Nam	0,50	7,60	2,18	2,72
Hồng	Việt Nam	0,25	7,70	1,38	1,09
		0,25	14,62	2,62	1,51
Amuadaria	Liên Xô cũ	0,10	2,90	2,00	0,6

3.2.5. Phương pháp tính xói theo cân bằng giới hạn lượng phù sa của Giáo sư O.V. Andreev : Năm 1955 O.V. Andreev đề nghị phương pháp tính xói chung lớn nhất dưới cầu (giới hạn dưới của xói) dựa trên sự phân tích về chuyển động của các hạt phù sa tại dòng chủ. O.V. Andreev phân biệt nguyên nhân gây xói ở lòng sông tại phần dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu. Ở phần bãi sông dưới cầu, lúc tự nhiên dòng nước không mang phù sa vì tốc độ chảy nhỏ hơn vận

tốc cho phép không xói của lớp đất địa chất cấu tạo bãi sông nên xói chỉ bắt đầu khi tốc độ nước chảy dưới cầu lớn hơn tốc độ cho phép không xói của lớp đất địa chất cấu tạo bãi sông ($v_{bc} > v_{ox}$) và xói sẽ ngừng khi tốc độ nước chảy giảm xuống bằng tốc độ cho phép không xói. Khác hẳn với điều kiện chảy ở bãi sông, ở dòng chủ ngay trong điều kiện tự nhiên tốc độ nước chảy đã lớn hơn tốc độ cho phép không xói của lớp địa chất cấu tạo lòng sông và do đó lớp đất trên cùng của lòng sông luôn luôn ở trạng thái chuyển động nhưng sông không bị xói sâu vì có sự cân bằng lượng phù sa dọc sông. Như vậy tốc độ dòng nước dưới cầu lớn hơn tốc độ cho phép không xói không phải là nguyên nhân gây xói ở dòng chủ, và sự biến dạng dòng sông dưới cầu chỉ có thể giải thích bằng hiện tượng mất cân bằng lượng phù sa dọc sông.

Năm 1926 nhà bác học người Áo tên là Eksner giới thiệu phương trình cân bằng phù sa để tính toán biến dạng lòng sông với dạng tổng quát sau :

$$\frac{\delta G}{\delta l} + B \frac{\delta h}{\delta t} + h \frac{\delta B}{\delta t} = 0 \quad (3-10)$$

trong đó : G - lượng phù sa ;

B - chiều rộng dòng chảy có mang phù sa ;

h - chiều sâu nước chảy tính từ đáy lòng sông tới mép bờ dòng chủ.

Hai đại lượng cuối của phương trình trên chỉ tốc độ phát triển biến dạng (xói hay bồi) theo chiều sâu và chiều rộng dòng chủ. Trong thực tế để đơn giản cho việc tính toán thường giả thiết dòng chủ sau khi xói có chiều rộng thay đổi không đáng kể so với sự phát triển xói theo chiều sâu, nghĩa là $\delta B / \delta t = 0$, và phương trình 3-11 có dạng :

$$\frac{\delta G}{\delta l} + B \frac{\delta h}{\delta t} = 0 \quad (3-11)$$

gọi ω và $\delta \omega / \delta t$ là tiết diện thoát nước và tốc độ thay đổi mặt trắc ngang lòng sông tại vị trí tính xói và thay $B(\delta h / \delta t) = \delta \omega / \delta t$ ở phương trình 3-11 :

$$\frac{\delta G}{\delta l} + \frac{\delta \omega}{\delta t} = 0 \quad (3-12)$$

Từ phương trình 3-12 hay 3-11 nhận thấy xói sẽ ngừng phát triển khi $\delta \omega / \delta t = 0$ (hay $\delta h / \delta t = 0$) và khi sự cân bằng lượng phù sa được phục hồi $\delta G / \delta l = 0$, nghĩa là khi không có sự thay đổi lượng phù sa vận chuyển dọc sông trên khu vực bị xói $G = \text{const}$. Nói một cách khác, khi xói phát triển tới một trị số giới hạn lớn nhất của xói (giới hạn dưới), trong khu vực lòng sông bị biến dạng, sự cân bằng lượng phù sa dọc sông được phục hồi như lúc tự nhiên $G_c = G_o$; trong đó G_c , G_o - lưu lượng phù sa tại mặt cắt tính xói dưới cầu và tại mặt cắt dòng chảy không bị thu hẹp (tức bằng lượng phù sa lúc tự nhiên tại vị trí cầu), xác định theo công thức của Lêvi, Gôngcharôv, Samôv, Rôsinisky.

Theo chứng minh của Andreev công thức xác định khả năng tải phù sa của dòng nước của các tác giả trên có thể rút ra dạng tổng quát sau :

$$G = A \frac{v^m B}{h^k} \left(1 - \frac{v_{ox}}{v} \right) \quad (3-13)$$

trong đó : $A = F(d)$ - hệ số xét khả năng tải phù sa, phụ thuộc vào đường kính của hạt phù sa ;

v - vận tốc nước chảy trung bình của mặt cắt ;

h - chiều sâu nước chảy ;

d - đường kính hạt phù sa ;

Lêvi $m = 4$; $k = 0,25$; theo Gôngcharôv $m = 4$; $k = 0,5$; theo

Andreev, khi xây dựng công thức tính giới hạn dưới của xói, đã đề nghị

$$G_o = A \frac{v_{ch}^4 B_{ch}}{h_{ch}^{0.5}} \left(\frac{v_{ch} - v_{ox}}{v_{ch}} \right) \quad (3-14)$$

trong đó : v_{ch} , $v_{1/t}$ - tốc độ nước chảy tại dòng chủ lúc tự nhiên và sau khi xói đã ổn định ;

B_{ch} , B'_{ch} - chiều rộng dòng chủ trước và sau khi xói;
 h_{ch} , h'_{ch} - chiều sâu nước chảy tại dòng chủ lúc tự nhiên (trước khi xói)

Thay trị số lưu lượng phù sa G_o và G_c tính theo công thức 3-14 và 3-15 vào phương trình cân bằng lượng phù sa (điều kiện để xói lở ngừng phát triển) ta sẽ có phương trình xác định tốc độ tính toán và chiều sâu nước chảy sau khi xói đã ổn định.

$$A \frac{v_{t/l}^4 B'_{ch}}{h_{ch}^{0.5}} \frac{(v_{t/l} - v'_{ox})^2}{v_{t/l}} = A \frac{v_{ch}^4 B_{ch}}{h_{ch}^{0.5}} \left(\frac{v_{ch} - v_{ox}}{v_{ch}} \right) \quad (3-17)$$

$$v_{t/t} = v_{ch} \left(\frac{B_{ch}}{B'_{ch}} \right)^{1/4} \left(\frac{h'_{ch}}{h_{ch}} \right)^{1/8} \sqrt[4]{\frac{v_{ch} - v_{ox}}{v_{t/t} - v_{ox}}} \quad (3-18)$$

$$\sqrt[4]{\frac{v_{ch} - v_{ox}}{v_{t/l} - v'_{ox}}} \approx 1 \text{ nên công thức tính } v_{t/l} \text{ có dạng đơn giản sau:}$$

Nếu thay vào công thức 3-19 các trị số tốc độ nước chảy theo lưu lượng và tiết diện dòng chảy :

$$v_{ch} = \frac{Q_{ch}}{h_{ch} B_{ch}} \text{ và } v_{t/l} = \frac{Q'_{ch}}{h'_{ch} B'_{ch}}$$

sau khi biến đổi ta có công thức xác định chiều sâu nước chảy sau khi xói :

$$h'_{ch} = h_{ch} \left(\frac{Q'_{ch}}{Q_{ch}} \right)^{8/9} \left(\frac{B_{ch}}{B'_{ch}} \right)^{2/3} \quad (3-20)$$

trong đó : Q_{ch} ; Q'_{ch} - lưu lượng nước chảy trước và sau khi làm cầu tại dòng chủ ;
 h_{ch} ; h'_{ch} - chiều sâu nước chảy tại dòng chủ trước (lúc tự nhiên) và sau khi xói.

Nếu gọi hệ số tăng lưu lượng tại dòng chủ so với lúc tự nhiên $\beta_{ch} = Q'_{ch}/Q_{ch}$ thì công thức 3-20 có dạng

$$h'_{ch} = h_{ch} \beta_{ch}^{8/9} \left(\frac{B_{ch}}{B'_{ch}} \right)^{2/3} \quad (3-21)$$

Trong tính toán thực tế có thể gặp hai trường hợp : nếu trong thiết kế có đào rộng dòng chủ hay đảm bảo sau khi xói dòng chủ phát triển rộng ra toàn cầu (chiều sâu sau khi xói ở bãi sông lớn hơn chiều sâu dòng chủ lúc tự nhiên $h'_b > h_{ch}$) thì trong công thức 3-21 thay :

$$\beta_{ch} = \beta = \frac{Q}{Q_{ch} + Q_{bc}} \quad \text{và} \quad B'_{ch} = L_c(1 - \lambda)$$

trong đó : β - hệ số tăng lưu lượng toàn bộ, hay hệ số tăng lưu lượng trung bình tại mặt cắt dưới cầu ;
 Q - lưu lượng tính toán toàn bộ ;
 Q_{ch} , Q_{bc} - phần lưu lượng nước chảy qua dòng chủ, và phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên ;
 L_c - khẩu độ cầu kể cả trụ ;
 λ - hệ số thu hẹp do trụ chiếm $\lambda = b_{trụ}/l_{nh}$;
 $b_{trụ}$ - chiều rộng trụ cầu ;
 l_{nh} - chiều dài của nhịp cầu.

Nếu sau khi ngừng xói, dòng chủ vẫn giữ nguyên và không dùng biện pháp đào rộng dòng chủ thì $B'_{ch} = B_{ch}$ và β_{ch} phải xác định theo công thức 5-7 và 5-8. Xuất phát cùng quan điểm với O.V. Andreev, K.I. Kuzomin đề nghị công thức xác định chiều sâu sau khi xói ở các đập thủy lợi và thủy điện dưới dạng sau :

$$h'_{ch} = h_{ch} \left(\frac{B'_{ch}}{B_{ch}} \right)^{3/4} \quad (3-22)$$

3.2.6. Phương pháp tính xói của Kenodi và Laursen (Mỹ)

Trước đây tính toán xói chung dưới cầu với giả thiết xói phát triển cho tới khi tốc độ nước chảy trung bình dưới cầu giảm xuống bằng tốc độ cho phép không xói

của lớp đất bị xói $v_{t/t} = v_{ox}$. Tốc độ v_{ox} được xác định theo công thức của Kenodi (người Mỹ) :

$$v_{ox} = mh^{0,64} \quad (3-23)$$

m - đại lượng được xác định phụ thuộc vào các đặc trưng của đất ;
 h - chiều sâu dòng chảy, m.

Ngày nay, chiều sâu nước chảy khi xói xác định theo công thức của nhà bác học Mỹ Laursen xem lòng sông dưới cầu bị xói trên một đoạn sông dài phía trước cầu vì dòng chảy bị thu hẹp đã sinh ra hiện tượng mất cân bằng lượng phù sa dọc sông ; xói sẽ ngừng phát triển khi sự cân bằng lượng phù sa được phục hồi, nghĩa là khả năng tải phù sa tại mặt cắt dưới cầu giảm xuống bằng lưu lượng phù sa lúc tự nhiên $G_c = G_o$. Nói một cách khác, cơ sở tính toán của ông trùng với những nguyên tắc tính toán của O.V. Andreev để nghị trước đó một ít.

Nếu gọi p_o và p' là độ đục của phù sa (kg/m^3) của dòng nước tại dòng chủ lúc tự nhiên và sau khi xói thì theo phương trình 3-16 :

$$p_o Q_{ch} = p' Q \quad (3-24)$$

trong đó, độ đục phù sa p_o và p' được xác định theo công thức của Laursen :

$$p = \left(\frac{d}{h}\right)^{7/6} \cdot \frac{v^2}{120h^{2/3} d^{2/3}} K_2 \left(\sqrt{\frac{ghi}{\omega}}\right)^{a_2} \quad (3-25)$$

trong đó : K_2 và a_2 - phụ thuộc vào tỉ số $\sqrt{\frac{ghi}{\omega}}$
 ω - đường kính thủy lực của hạt đất ;
 h - chiều sâu nước chảy ;
 i - độ dốc mặt nước ;
 $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

$\sqrt{\frac{ghi}{\omega}}$	$\frac{1}{2}$	1	2
a_2	1/4	1	9/4

Sau khi tính p_o , p' theo (3-25) với các trị số tương ứng, thay vào công thức 3-24 ta có công thức tính chiều sâu sau khi xói ở dòng chủ :

$$h'_{ch} = h_{ch} \left(\frac{Q}{Q_{ch}}\right)^{6/7} \left(\frac{B_{ch}}{L_c(1-\lambda)}\right)^{\frac{6}{7} \frac{2+a_2}{3+a_2}} \quad (3-26)$$

Phương pháp tính xói lớn nhất (giới hạn dưới của xói) theo phương trình cân bằng lượng phù sa (O.V. Andreev, Rotsinsky, Kyzomin, Laursen) là phương pháp tính xói có cơ sở khoa học hơn so với những phương pháp trước đó vì đã được xây dựng trên định luật cơ bản của thiên nhiên (định luật bảo toàn vật chất) và có xét tới các yếu tố cơ bản ảnh hưởng tới trị số xói, trong đó tốc độ dòng chủ lúc tự nhiên được xét tới như một yếu tố chính đặc trưng cho chế độ thủy văn và thủy lực của sông thiết kế. Tuy nhiên các phương pháp nêu trên còn một số tồn tại sau :

- Cũng như các phương pháp tính xói khác, xói được xác định với giả thiết lưu lượng cực đại tại đỉnh lũ tính toán không thay đổi trong một thời gian dài

($Q_{\max} = \text{const}$) do đó trị số xói xác định theo các công thức trên là trị số giới hạn lớn nhất của xói có thể phát triển (giới hạn dưới của xói) do tác động của lưu lượng tính toán. Trong điều kiện thiên nhiên, dòng sông có tính chất của dòng chảy không ổn định, lưu lượng nước chảy luôn luôn thay đổi theo thời gian và thời gian kéo dài của đỉnh lũ thường rất ngắn so với thời gian cần thiết để xói đạt tới trị số giới hạn, do đó xói lớn nhất trong thực tế ở các cầu thường nhỏ hơn trị số tính toán theo các công thức trên.

- Xói xác định theo các công thức trên chủ yếu cho trị số trung bình của chiều sâu nước chảy tại dòng chủ sau khi xói. Để xác định chiều sâu xói lớn nhất, dùng tính toán cho trụ cầu, đã giải quyết xem hình dạng lòng sông không thay đổi trong quá trình xói, nghĩa là giả thiết tỉ số chiều sâu tại vị trí sâu nhất chia cho chiều sâu trung bình của dòng chủ dưới cầu sau khi xói giữ như lúc tự nhiên (hệ số hình dạng lòng sông $\alpha = h'_{\text{chmax}}/h'_{\text{ch}} = h_{\text{chmax}}/h_{\text{ch}} = \text{const}$). Giả thiết này chỉ đúng trong một số trường hợp nhất định, còn đối với trường hợp tổng quát, hệ số hình dạng lòng sông thay đổi theo thời gian [8].

- Trong tính toán đã giả thiết quy luật phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu không thay đổi trước và sau khi xói. Trong thực tế sự thay đổi hình dạng mặt cắt sông đưa đến sự phân bố lại tốc độ và lưu lượng nguyên tốc của dòng nước dưới cầu [8].

- Phương pháp cân bằng lượng phù sa được nghiên cứu giải quyết cho trường hợp xói tự do, khi xói không bị hạn chế theo chiều sâu. Nếu cấu tạo địa chất lòng sông gồm nhiều lớp, chiều sâu sau khi xói có thể nhỏ hơn chiều sâu ứng với giới hạn dưới của xói thì tốc độ nước chảy sau khi xói dưới cầu sẽ lớn hơn tốc độ ứng với điều kiện cân bằng lượng phù sa và tốc độ cho phép không xói xác định theo điều kiện nước trong.

3.2.7. Phương pháp tính xói chung ở phần bãi sông dưới cầu và ở các sông không có mang phù sa (khi tốc độ nước chảy nhỏ hơn tốc độ cho phép không xói $v < v_{\text{ox}}$)

Khác với ở dòng chủ, ở bãi sông không có hiện tượng phù sa chuyển vận thường xuyên nên xói sẽ bắt đầu khi tốc độ nước chảy ở phần bãi sông dưới cầu lớn hơn tốc độ cho phép không xói của lớp đất địa chất dưới sông ($v_{\text{bc}} > v_{\text{ox}}$) và ngừng xói khi tốc độ nước chảy giảm xuống bằng tốc độ cho phép không xói. Tốc độ tính toán sau khi xói ở phần bãi sông dưới cầu thường nhỏ hơn nhiều so với tốc độ tính toán ngừng xói ở phần dòng chủ vì thứ nhất, xói ở dòng chủ ngừng phát triển khi sự cân bằng lượng phù sa được phục hồi, tốc độ nước chảy sau khi xói lớn hơn tốc độ cho phép không xói nhiều; thứ hai là do sự chênh lệch khá lớn về chiều sâu và hệ số nhám giữa phần bãi sông và dòng chủ. Bởi vậy theo O.V. Andreev không thể dùng một tốc độ tính toán chung cho toàn bộ mặt cắt ngang sông dưới cầu và xói phải được tính riêng cho từng phần.

Cấu tạo địa chất ở bãi sông thường gồm nhiều lớp. Lớp trên cùng thường là đất dính và có cây cỏ mọc; sâu hơn là lớp cát, sỏi, phù sa cấu tạo lòng sông; dưới nữa là tầng đất cơ bản. Theo Andreev xói ở bãi sông được tiến hành theo trình tự sau:

- Vì thường lớp trên cùng của bãi sông có cây cỏ mọc hay là một lớp đất dính khó xói nên đầu tiên cần kiểm tra xem sau khi dòng sông bị thu hẹp do làm cầu có hiện tượng xói hay không. Điều kiện xói là :

Nếu lớp đất trên cùng có cây cỏ mọc $\beta_b > (1 - \lambda)(v_{oc}/v_{bc})$; nếu lớp đất trên cùng không có cây cỏ mọc $\beta_b > (1 - \lambda)(v_{ox}/v_{bc})$. Trong đó v_{oc}, v_{ox} là tốc độ cho phép không xói của lớp đất có cây cỏ mọc và không có cây cỏ mọc (bảng 3-6 và 3-7) ; v_{bc} là tốc độ phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên ; β_b là hệ số tăng lưu lượng ở phần bãi sông dưới cầu so với lúc tự nhiên, xác định theo công thức 5-7 và 5-8.

Chiều sâu nước ở bãi sông sau khi xói có thể xác định theo công thức 3-27 nếu địa chất bãi sông đồng nhất cùng đường kính hạt ; theo phương pháp đồ giải hay mô gần đúng dần (hình 3-7) nếu cấu tạo địa chất gồm nhiều lớp.

$$h'_b = h_b \frac{\beta_b v_{bc}}{(1 - \lambda) v_{ox}} \quad (3-27)$$

trong đó : v_{ox} có thể xác định theo bảng 3-6 và 3-7.

Bảng 3-6

Vận tốc đáy cho phép không xói của đất không dính v_{od} (m/s)
(Trị số vận tốc cho phép không xói $v_{ox} = h^{1/6} v_{od}/d^{1/6}$)

Loại đất đá	Cỡ đá	Đường kính hạt (mm)	v_{od} (m/s)	$v_{od}/d^{1/6}$
Cát	nhỏ	0,05 - 0,25	0,02	0,65
	vừa	0,25 - 1,00	0,02	0,65
	lớn	1,00 - 2,50	0,20 - 0,25	0,65 - 0,70
Sỏi	nhỏ	2,50 - 5,0	0,25 - 0,35	0,70 - 0,85
	vừa	5 - 10	0,35 - 0,50	0,85 - 1,1
	lớn	10 - 15	0,50 - 0,60	1,1 - 1,2
Cuội	nhỏ	15 - 25	0,60 - 0,80	1,2 - 1,5
	vừa	25 - 40	0,80 - 1,0	1,5 - 1,7
	lớn	40 - 75	1,00 - 1,35	1,7 - 2,1
Cuội lớn	nhỏ	75 - 100	1,35 - 1,50	2,1 - 2,35
	vừa	100 - 150	1,50 - 1,95	2,35 - 2,6
	lớn	150 - 200	1,95 - 2,25	2,6 - 2,95
Đá tảng	nhỏ	200 - 300	2,25 - 2,75	2,95 - 3,35
	vừa	300 - 400	2,75 - 3,15	3,35 - 3,70
	lớn	> 400	> 3,15	> 3,70

Phương pháp xác định chiều sâu sau khi xói ở bãi sông theo phương pháp đồ giải được tiến hành theo trình tự sau :

- Vẽ đường lưu lượng nguyên tố cho phép không xói thay đổi theo chiều sâu xói phát triển $q_{ox} = f(h_i)$. Đối với đất dính $q_{ox} = h_i v_{ox}$; đối với đất không dính :

$$q_{ox} = \frac{v_{od}}{d^{1/6}} h_i^{7/6}$$

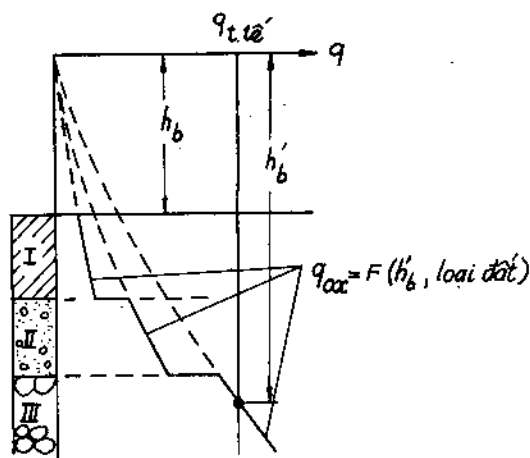
trong đó : $v_{od}/d^{1/6}$ - lấy theo bảng 3-6 ;

v_{od} - vận tốc đáy cho phép không xói.

- Vẽ đường lưu lượng nguyên tố thực tế tại bãi sông theo công thức :

$$q_{t\text{tế}} = h_b \frac{\beta_p v_{bc}}{1 - \lambda} \quad (3-28)$$

Dựa vào giao điểm của đường $q_{ox} = f(h_i)$ và đường $q_{t\text{tế}} = f(h_i)$ xác định chiều sâu xói ở bãi sông (hình 3-7).



Hình 3-7
Xác định h'_b

Bảng 3-7

Vận tốc trung bình cho phép không xói của đất dính v_{ox}

Loại đất	Độ nén chặt	Tỉ trọng (T/m^3)	Chiều sâu nước (m)			
			0,4	1	2	≥ 3
			V_{ox} (m/s)			
Sét á sét	chặt ít	1,2	0,35	0,40	0,45	0,50
	chặt vừa	1,2 - 1,5	0,70	0,85	0,95	1,10
	chặt	1,65 - 2,05	1,00	1,20	1,40	1,50
	rất chặt	2,05 - 2,15	1,40	1,70	1,90	2,10
Đất bột	chặt vừa	1,2 - 1,65	0,60	0,70	0,80	0,85
	chặt	1,62 - 2,05	0,80	1,00	1,20	1,30
	rất chặt	2,05 - 2,15	1,10	1,30	1,50	1,70

Bảng 3-8

Trị số $h^{7/6}$ thay đổi theo h

h	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$h^{7/6}$	1	2,25	3,60	5,05	5,55	8,10	9,65	11,3	12,9	14,7

3.3. LÝ THUYẾT TÍNH XÓI CHUNG PHÁT TRIỂN THEO THỜI GIAN

Các cầu vượt sông thiên nhiên làm việc trong điều kiện của dòng chảy trên sông luôn luôn thay đổi theo thời gian. Vì vậy trong trường hợp tổng quát xói dưới cầu phải được xác định theo chuỗi lũ thực tế thiên nhiên xảy ra trong thời gian tính toán với sự thay đổi mực nước và lưu lượng lũ theo thời gian. Phương pháp tính xói phát triển theo thời gian bắt đầu được nghiên cứu sử dụng trong việc thiết kế các công trình thủy lợi lớn ngay từ những ngày Eksner vừa công bố phương trình cân bằng lượng phù sa dọc sông để tính biến dạng lòng sông (phương trình 3-10).

Mãi tới năm 1957, sau 30 năm ngày công bố phương trình cân bằng lượng phù sa Eksner, O.V. Andreev là người đầu tiên dùng nó vào việc tính xói ở cầu vượt sông với giả thiết $\delta B / \delta t = 0$. Trong tính toán thực tế, phương trình 3-11 thường được viết dưới dạng sai phân và chiều dày lớp đất bị xói hay bồi trung bình trong đoạn Δl với thời gian Δt_j được xác định theo công thức sau :

$$\Delta h_{mj} = \frac{G_{(m+1)j} - G_{mj}}{B_m \Delta l} \Delta t_j \quad (3-29)$$

trong đó : G_{mj} , $G_{(m+1)j}$ - lưu lượng phù sa ứng với mặt cắt đầu và cuối của đoạn tính toán, xác định theo công thức 3-13 hay theo công thức của Lévi (3-30) như một số chương trình tính trên máy tính hiện nay của Liên Xô cũ [15, 18]

$$G_{mj} = \left(\frac{A_d}{\bar{h}_{mj}^{1/4}} + A_B \right) B_m \bar{v}_{mj}^3 (\bar{v}_{mj} - v_{ox}) \quad (3-30)$$

trong đó : A_d ; A_B - hệ số cố định xét khả năng tái phù sa đáy và phù sa lơ lửng, phụ thuộc vào đường kính hạt d , lấy theo đồ thị hình 3-8.
 \bar{h}_{mj} ; \bar{v}_{mj} - chiều sâu và tốc độ nước chảy trung bình

$$\bar{v}_{mj} = \frac{\beta_{mj} Q_{chj}}{B_m \bar{h}_{mj}} \quad (3-31)$$

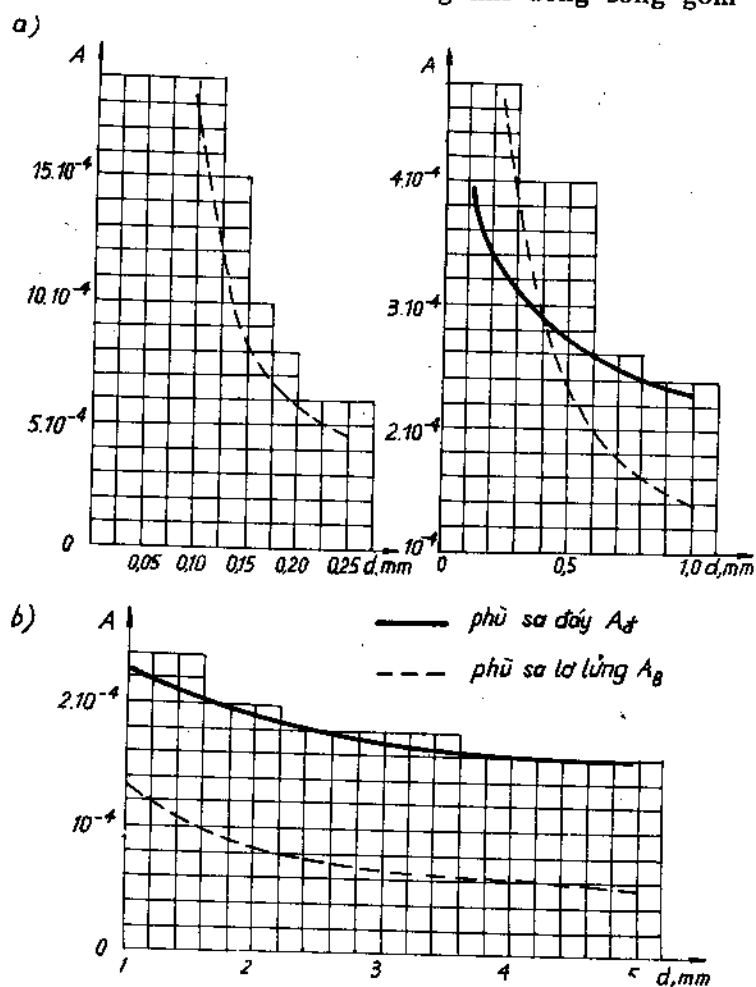
β_{mj} - hệ số tăng lưu lượng tại phần dòng chủ của mặt cắt m ứng với mực nước j , xác định theo công thức 5-7 và 5-8 hay gần đúng theo (5-4) ;
 B_m - chiều rộng dòng chủ tại mặt cắt m ;
 Q_{chj} - lưu lượng chảy qua phần dòng chủ lúc tự nhiên ứng với mực nước j , các kí hiệu khác dùng như cũ.

Tính toán sự phát triển biến dạng dòng sông (xói hay bồi) theo công thức 3-29 tiến hành như sau. Đường quá trình mức nước lũ thay đổi theo thời gian $H = f(t)$ của mỗi cơn lũ thực tế được thay bằng đường có dạng bậc thang (hình 3-9), chiều dài mỗi bậc thang lấy bằng thời gian đoạn Δt ($\Delta t \approx 0,5 + 1$ ngày đêm). Ứng với mỗi bậc thang (mực nước j) dựa vào đường quan hệ thực tế do $H - Q$ và $H - Q_{ch}$ xác định các trị số lưu lượng toàn phần Q_j , lưu lượng nước qua phần dòng chủ Q_{chj} , và theo công thức 5-4 hay 5-8 xây dựng quan hệ giữa hệ số tăng lưu lượng β_{mj} thay đổi dọc sông từ mặt cắt bắt đầu có sự thu hẹp dòng chảy ở thượng lưu tới mặt cắt dưới cầu. Nếu cần tính toán xói và bồi cả ở đoạn sông hạ lưu cầu thì đường $\beta = f(L)$ được xây dựng tiếp từ mặt cắt dưới cầu tới mặt cắt mà dòng chảy không bị thu hẹp ở hạ lưu. Chia toàn bộ khu vực tính toán ra làm nhiều đoạn nguyên tố $\Delta L = (1/10 - 1/5)L_x$; L_x là chiều dài đoạn sông bị xói đáng trước cầu, xác định theo công thức 3-44 hay theo sơ đồ như giới thiệu trên hình 3-9. Có các số liệu trên, ứng với thời gian thứ nhất (bậc thang thứ nhất của đường mực nước $H = f(t)$), theo công thức 3-30 tính khả năng tái phù sa cho từng mặt cắt của các đoạn nguyên tố Δt và lần lượt từ đoạn 0 - 1 tiến dần về cầu theo công thức 3-29 tính chiều dày lớp đất bị xói (khi $\Delta h_{mj} > 0$) hay bồi ($\Delta h_{mj} < 0$) cho từng đoạn ngắn ΔL sau đó chuyển sang bậc thang thứ 2, thứ 3, 4... và cũng tương tự như

trình tự nêu trên, tính khả năng tải phù sa cho từng mặt cắt của đoạn nguyên tố Δt , nhưng có xét lòng sông bị xói hay bồi trong thời gian tính toán trước đó, và theo công thức 3-29 tính chiều dày lớp đất bị xói hay bồi trong thời gian Δt_j .

Trị số xói toàn bộ tại bất cứ thời điểm nào của Δh là tổng số đại số các lớp đất bị xói hay bồi trong các thời đoạn tính toán $\sum \Delta h$. Xói lớn nhất trong thời gian tính toán là tổng số xói do từng cơn lũ của chuỗi lũ thiên nhiên thực tế thống kê trong nhiều năm, trong đó bố trí lũ tính toán xuất hiện ở giai đoạn có nhiều lũ lớn (hình 3-5).

Tính toán biến dạng lòng sông trong khu vực cầu do xói và bồi theo phương pháp giới thiệu trên phải hoàn thành một khối lượng tính toán lớn vì vậy phải dùng máy tính. Hiện nay ở Liên Xô cũ đã xây dựng một số chương trình tính xói theo dạng lũ thực tế. Chương trình được xem như hoàn chỉnh nhất là chương trình xói của Viện thiết kế cầu Liên Xô cũ do tiến sĩ O. A. Phêdôtôv xây dựng cho trường hợp địa chất lòng sông đồng nhất (chương trình lấy tên là ГИПАМ-2), chương trình của Nguyễn Xuân Trục và Phêdôtôv được xây dựng [8] dưới sự hướng dẫn của giáo sư O.V. Andreev lấy tên là ГИПАМ-2B dùng khi dòng sông gồm nhiều lớp. Các



Hình 3-8
Đồ thị xác định hệ số A_B và A_d .

chương trình trên dùng cho các máy tính điện tử BECM-4 và BECM-3M. M-20, M-220 và đã được sử dụng để thiết kế thủy văn cho nhiều cầu ở Liên Xô cũ và dùng vào việc nghiên cứu quá trình phát triển xói lở.

Năm 1965 tại hội nghị khoa học kĩ thuật về vấn đề thủy lực các công trình thoát nước của Liên Xô cũ I.S. Rôtenbucơ trình bày phương pháp tính xói chung dưới cầu theo biểu đồ thay đổi mực nước về theo thời gian.

Khối đất bị xói đằng trước cầu được xem như có dạng hình tháp (ở bãi sông) và hình nêm (ở dòng chủ) và chiều dài đoạn sông bị xói phía trước cầu được xác định theo công thức :

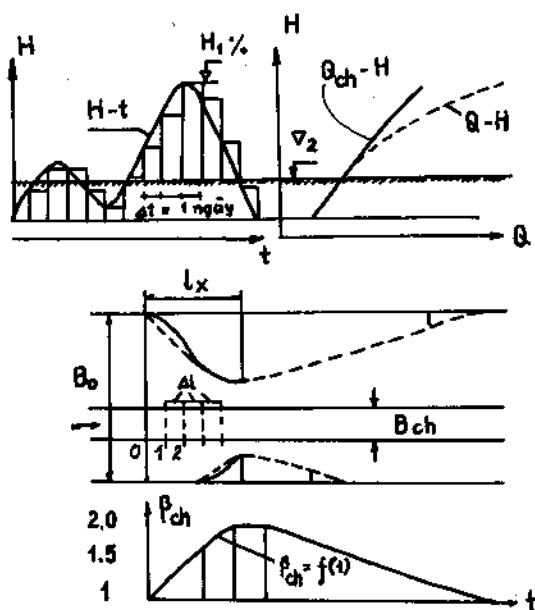
$$L_x = 0,67av \sqrt{\frac{B'_0}{gi}} \quad (3-32)$$

trong đó : v - vận tốc trung bình của dòng chảy lúc tự nhiên khi chưa bị thu hẹp (dòng chủ và bãi sông), m/s ;

a - đại lượng xác định theo bảng 3-9 ;

B'_0 - chiều rộng nước tràn, gồm chiều rộng dòng chủ và bãi sông phía rộng hơn.

i - độ dốc mặt nước sông lúc tự nhiên, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.



Hình 3-9

Sơ đồ xói phát triển theo thời gian.

Trong bảng sau đây hệ số a phụ thuộc vào tỉ số F_r/i và hệ số tăng lưu lượng trung bình của toàn mặt cắt dưới cầu $\beta = Q/Q_c$.

Q - lưu lượng nước toàn bộ ; Q_c - phần lưu lượng chảy trong phạm vi cầu lúc tự nhiên.

$Q_c = Q_{ch} + Q_{bc}$; Q_{bc} - phần lưu lượng chảy qua phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên ; hệ số F tính theo công thức :

$$F_r = \frac{v^2}{gB_0}$$

Bảng 3-9

$\frac{F_r}{i}$	Q/Q_c					
	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
	a					
0,05	1,14	1,21	1,36	1,51	1,66	2,88
0,10	1,07	1,12	1,24	1,39	1,54	2,00
0,15	1,02	1,05	1,13	1,28	1,42	1,72
0,20	0,98	1,01	1,08	1,19	1,30	1,48
0,25	0,94	0,97	1,04	1,11	1,18	1,26
0,30	0,90	0,92	0,97	1,03	1,09	1,08
0,40	0,81	0,82	0,86	0,88	0,90	0,83
0,50	0,73	0,74	0,74	0,73	0,72	0,51

Biểu đồ mực nước lũ thay đổi theo thời gian được chia thành năm thời đoạn tính toán và xói được xác định theo một cơn lũ thiết kế chứ không theo chuỗi lũ thống kê trong nhiều năm. Cơ sở tính xói của I.S. Rôtebuc cũng dựa vào việc giải phương trình cân bằng lượng phù sa viết dưới dạng sai phân (công thức 3-29); nhưng cách giải quyết không chặt chẽ vì không chia chiều dài đoạn bị xói thành nhiều đoạn ngắn nguyên tố, mà xem toàn bộ chiều dài xói là một đoạn tính toán ($\Delta L = L_x$) và chia thời gian lũ thành những thời đoạn quá lớn (chia thời gian lũ thành 5 thời đoạn). Sử dụng phương trình vi phân, lại không chia nhỏ các yếu tố thành từng đoạn ngắn nguyên tố để tính toán đã không những làm giảm mức độ chính xác của kết quả tính toán cuối cùng, mà còn làm sai ý nghĩa vật lý của phương trình Eksner. Đó là khuyết điểm cơ bản của Rôtebuc.

Khối đất bị xói trên đoạn sông phía trước cầu trong thời gian Δt được xác định theo công thức :

$$\Delta W = M \cdot \Delta h \quad (3-33)$$

$$M = 0,5 (B_{ch} L_x + B_{bp} L_p + B_{bt} L_T) \quad (3-34)$$

trong đó : B_{bp} , B_{bt} - chiều rộng phần bãi sông dưới cầu phía phải và phía trái ;
 L_p , L_T - chiều dài tính từ tim cầu tới đường giới hạn của phần đào rộng dòng chủ sang bãi sông.

Công thức (3-34) xây dựng với giả thiết có dùng biện pháp đào rộng dòng chủ.

Δh - chiều dày lớp đất bị xói trong thời gian Δt tại tim cầu, m ;

B_{ch} - chiều rộng dòng chủ ;

L_x - chiều dài khu vực bị xói đằng trước cầu, tính theo (3-32).

Lưu lượng phù sa trong công thức 3-29, xác định theo công thức tính khả năng tải phù sa đáy của Lévi (công thức 3-35), không xét lượng phù sa lơ lửng.

$$G = 12 \left(\frac{v}{v_o} \right)^2 \left(\frac{v}{v_o} - 1 \right) \left(\frac{d}{h} \right)^{2/3} Q \frac{1}{\gamma} \quad (3-35)$$

trong đó : v - tốc độ trung bình của mặt cắt m/s ;

v_o - tốc độ cho phép không xói, xác định theo công thức 3-36, m/s ;

d - đường kính trung bình của hạt phù sa, mm ;

h - chiều sâu nước chảy trung bình, m ;
 Q - lưu lượng toàn bộ ứng với thời điểm tính toán, m³/s ;
 γ - trọng lượng 1m³ phù sa, kg/m³.

$$v_0 = 3,6 \sqrt[4]{hd} \quad (3-36)$$

Phù sa đáy và phù sa lơ lửng là những phù sa tạo sông và thành phần của chúng thay đổi tùy theo sự thay đổi chiều sâu và tốc độ nước chảy. Vì vậy khả năng tải phù sa lơ lửng và phù sa đáy dọc sông thay đổi là nguyên nhân xói và bồi của lòng sông. Lượng phù sa lơ lửng chiếm một tỉ lệ rất lớn trong toàn bộ lượng phù sa tải trên sông nên trong tính toán, nếu không xét nó thì kết quả tính xói sẽ nhỏ hơn thực tế.

Trong tính toán biến dạng lòng sông, chỉ có lượng phù sa không tạo dòng rất nhỏ có thể không xét tới vì lưu lượng của nó ít thay đổi khi mực nước và tốc độ nước chảy thay đổi. Đó là thiếu sót thứ hai của Rôtebuôc.

Cũng như các phương pháp tính xói khác hiện nay, phương pháp của Rôtebuôc cho trị số trung bình của chiều sâu nước chảy tại mặt cát dưới cầu và giả thiết xói phát triển tỉ lệ thuận với chiều sâu dòng chảy lúc tự nhiên. Để xác định chiều sâu lớn nhất dùng để tính toán cao độ móng trụ cầu đã giả thiết hình dạng sông sau khi xói giữ như lúc tự nhiên.

Phương pháp của Rôtebuôc không xét lại sự phân bố lưu lượng giữa các đường thủy trực trong quá trình xói.

Như trên đã phân tích, đề nghị tính toán của Rôtebuôc có một số nhược điểm cơ bản, vì vậy nên dùng phương pháp đề nghị của giáo sư O.V. Andreev và Viện thiết kế cầu Liên Xô cũ với một số sửa đổi của chúng tôi trong khi tính hệ số tăng lưu lượng ở dòng chủ, lưu lượng nước ở thủy trực tính toán và xét thêm ảnh hưởng của địa chất nhiều lớp tới xói.

Phương pháp tính xói, giới thiệu trong НИИП-72 "Quy định về khảo sát và thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt" của Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô cũ xuất bản năm 1972 có nhiều tiến bộ so với tài liệu xuất bản năm 1962. Xói chung dưới cầu được quy định tính theo phương trình cân bằng lượng phù sa (3-11) với lưu lượng thay đổi theo thời gian lũ. Tuy nhiên quy định này còn mắc một số nhược điểm làm hạn chế tính hiện đại và chính xác của tài liệu. Những nhược điểm đó theo chúng tôi là :

1- Thiếu sự thống nhất về nguyên tắc tính xói trong một tài liệu hướng dẫn. Đối với trường hợp yêu cầu tính chi tiết, tài liệu quy định xói chung phải được tính theo phương trình cân bằng lượng phù sa có xét tới sự chuyển động không ổn định của dòng chảy trên sông thiên nhiên ; còn khi tính toán gần đúng cũng đối với các công trình đó, xói lại tính theo kích thước hạt (theo Listvan hay Kherkheulet) với giả thiết dòng chảy không ổn định, một phương pháp dựa trên những cơ sở hoàn toàn khác với phương pháp tính xói theo phương trình cân bằng lượng phù sa (НИИП-72, trang 172). Để tính xói cho trường hợp này, ngoài phương pháp của Listvan, có đề nghị dùng phương trình cân bằng lượng phù sa, nhưng với giả thiết lưu lượng cực đại tại đỉnh lũ kéo dài trong một thời gian bằng thời gian nước lũ lên. Những giản

hóa nêu trên, về nguyên tắc, không thể chấp nhận trong một tài liệu tính toán. Để đảm bảo tính toán thống nhất trong phương pháp tính, bất cứ phương pháp đơn giản nào phải được xây dựng dựa trên phương pháp giải tích chính xác, trong đó các yếu tố cơ bản được xét tới phải xuất phát từ phương pháp chính xác đó như là một trường hợp cá biệt mà trong phạm vi nào đó hoàn toàn có thể dùng được.

2- Sử dụng phương trình vi phân về cân bằng lượng phù sa dọc sông của Eksner viết dưới dạng sai phân để tính xói phát triển theo thời gian, nhưng đã dùng cách giải thiếu chặt chẽ của Rôtebuôc (không chia chiều dài bị xói phía trên cầu thành nhiều đoạn ngắn và chia thời gian lũ thành 5 thời đoạn quá lớn) nên đã làm giảm nhiều mức độ chính xác của kết quả tính toán cuối cùng và làm sai ý nghĩa vật lý của phương trình vi phân về biến dạng lòng sông của Eksner.

3- Chỉ xét khả năng tải phù sa đáy, mà không xét khả năng tải phù sa lơ lửng của dòng chảy tới quá trình bồi và xói lòng sông làm kết quả tính toán sai với thực tế nhiều. Vì thành phần và lưu lượng hai loại phù sa trên luôn luôn bị thay đổi tùy theo sự thay đổi của tốc độ và chiều sâu nước chảy trên sông. Ngoài ra lượng phù sa lơ lửng chiếm một tỉ lệ rất lớn trên sông nên không thể bỏ qua nó trong khi tính toán.

4- Quy định khi xói phát triển tới lớp địa chất có kích thước hạt lớn hơn thì lưu lượng phù sa tính toán được xác định theo kích thước hạt của lớp đất nằm dưới đã xói tới, không xét tới lưu lượng phù sa từ các mặt cắt phía trên tải về, là hoàn toàn thiếu cơ sở thực tế. Theo kết quả nghiên cứu trong phòng thí nghiệm thủy lực và mô hình xói trên máy tính của Nguyễn Xuân Trục [3.8], lượng phù sa từ các mặt cắt phía trên tải về có ảnh hưởng lớn tới khả năng tải phù sa của lớp đất nằm dưới bị xói tới. Lượng phù sa từ phía trên tải về càng nhiều, khả năng tải thêm phù sa của các lớp dưới càng ít.

Ngoài ra đối với trường hợp địa chất lòng sông gồm nhiều lớp không thể dùng phương pháp tính xói theo chiều sâu trung bình của mặt sông với giả thiết xói phát triển đều trên trắc ngang sông như trong quy định này và không thể dựa vào chiều sâu trung bình toàn mặt cắt sông để xác định vị trí các lớp đất bị xói tới và tùy theo điều kiện cấu tạo của địa chất lòng sông, xói ở các đường thủy trực trên trắc ngang sông phát triển không đều với tốc độ xói khác nhau. Xói trong trường hợp này phải tính theo phương pháp hướng dẫn ở [3.8].

3.4. MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU CÁC PHƯƠNG PHÁP GIẢN ĐƠN XÁC ĐỊNH CÁC GIỚI HẠN CỦA XOÍ

Như đã phân tích trong phần nghiên cứu quy luật phát triển biến dạng lòng sông tại khu vực chịu ảnh hưởng của cầu (3.1) cho thấy cùng một mực nước hay lưu lượng tính toán, tùy theo hình dạng của lũ có thể có ba trị số giới hạn lớn nhất của xói. Giới hạn dưới, giới hạn trên và giới hạn giả thiết. Ba giới hạn xói có thể xác định theo các công thức giản đơn xây dựng từ phương trình cân bằng lượng

phù sa (3-12). Như đã biết "giới hạn dưới" có thể xác định theo công thức cân bằng giới hạn lượng phù sa của Andreev, Rôtsinsky và Laursen (công thức 3-21, 3-22, 3-26) ; "giới hạn giả thiết" theo công thức của tiến sĩ Phêđôtv [19] và "giới hạn trên" theo công thức đề nghị của Nguyễn Xuân Trục [1,6] công thức tính giới hạn dưới theo phương trình cân bằng giới hạn lượng phù sa đã giới thiệu ở phần trên, sau đây sẽ giới thiệu phương pháp tính giới hạn giả thiết và giới hạn trên của xói.

3.4.1. Phương pháp Phêđôtv xác định giới hạn giả thiết của xói

Bằng phương pháp tính toán một cách hệ thống quá trình phát triển xói và bồi gây ra do hàng loạt các cơn lũ tính toán có dạng thực tế liên tục xảy ra trong nhiều năm bằng phương pháp tính chi tiết theo phương trình cân bằng lượng phù sa trên máy tính điện tử rất nhiều cầu trên sông thiên nhiên (dùng chương trình) Phêđôtv nhận thấy xói lớn nhất (giới hạn giả thiết) xuất hiện khi nước rút tại mực nước thấp hơn mực nước đỉnh lũ và tại thời điểm đó xuất hiện sự cân bằng lượng phù sa dọc sông trên suốt chiều dài đoạn bị xói đằng trước cầu. Từ nhận xét đó Phêđôtv kết luận có thể dựa vào công thức tính giới hạn dưới, nhưng phải tính với mực nước thấp hơn của đỉnh lũ.

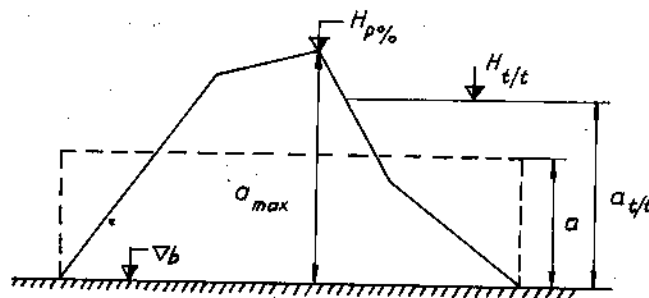
Theo Phêđôtv, chiều cao mực nước lũ tính toán từ cao độ trung bình của bãi sông thấp hơn chiều cao tương ứng của đỉnh lũ và có thể xác định theo công thức :

$$a_{t/t} = a_{\max} \Pi^{3/8} \quad (3-37)$$

trong đó : a_{\max} - chiều cao của đỉnh lũ tính từ cao độ trung bình của bãi sông
 Π - hệ số đẩy của lũ, xét tới hình dạng của đường quá trình mực nước thay đổi theo thời gian và được biểu diễn bằng tỉ số giữa chiều cao trung bình so với cao độ bãi sông của mực nước lũ trong suốt thời gian tác động của cơn lũ chia cho chiều cao tương ứng tại đỉnh lũ a_{\max} (hình 3-10).

Công thức tính chiều sâu nước chảy sau khi xói ứng với giới hạn giả thiết

$$h'_{ch} = h_{ch} [(\beta^{8/9} - 1) \Pi^{1/2} + 1] \left[\frac{B_{ch}}{L_c(1 - \lambda)} \right]^{2/3} \quad (3-38)$$



Hình 3-10

Sơ đồ tính "giới hạn giả thiết".

Từ công thức (3-21) nhận thấy "giới hạn dưới của xói" chỉ phụ thuộc vào chiều sâu nước chảy ứng với mực nước cực đại tính toán, hệ số tăng lưu lượng và sự thay đổi chiều rộng dòng chủ so với lúc tự nhiên ; "giới hạn giả thiết" của xói thì ngoài các tham số trên còn phụ thuộc vào đường quá trình mực nước lũ thay đổi theo thời gian (hệ số dấy của lũ) ; giới hạn dưới và giới hạn giả thiết của xói không phụ thuộc vào kích thước hạt phù sa cấu tạo lòng sông, chiều dài khu vực xói đằng trước cầu v.v... Những đại lượng này chỉ ảnh hưởng tới thời gian số cơn lũ cần thiết để xói đạt tới trị số giới hạn, mà không ảnh hưởng tới trị số tuyệt đối của giới hạn nếu khi phát triển xói không bị ngừng vì điều kiện địa chất $v > v_{ox}$.

3.4.2. Phương pháp Nguyễn Xuân Trục xác định giới hạn trên của xói

Đại lượng giới hạn trên của xói phụ thuộc rất nhiều các tham số thủy văn, thủy lực và địa chất khu vực sông làm cầu. Ngoài các tham số có ảnh hưởng tới giới hạn giả thiết và giới hạn dưới, trị số "giới hạn trên" còn phụ thuộc vào địa chất cấu tạo lòng sông (đường kính và tỉ trọng của hạt đất), hình dạng của lũ, thời gian lũ lên t_l , thời gian lũ xuống t_x , tốc độ dòng nước tại dòng chủ lúc tự nhiên. Trước đây để xác định trị số giới hạn trên của xói phải dùng phương pháp tính chi tiết như giới thiệu trong (3-3). Năm 1971 tại hội nghị khoa học trường đại học Cầu đường ôtô Mạc Tư Khoa, Tiến sĩ Nguyễn Xuân Trục đã giới thiệu công thức giản đơn tính giới hạn trên của xói trên cơ sở phương trình cân bằng lượng phù sa dọc sông của EKSNER. Năm 1973, phương pháp được công bố trong tạp chí "đường ôtô" của Liên Xô cũ [6] và sau đó được giới thiệu trong một số sách của tác giả nước ngoài [19]. Nội dung phương pháp đề nghị xác định chiều dày lớp đất ứng với giới hạn trên của xói là dựa vào phương trình cân bằng lượng phù sa xác định hệ số xét sự ảnh hưởng của dạng thực tế của cơn lũ ngoài thiên nhiên (K_B) tới trị số xói lớn nhất. Công thức tính chiều dày lớp đất bị xói lở ứng với nội dung phương pháp trên có dạng :

$$\Delta h_T = K_B \Delta h_d \quad (3-39)$$

trong đó : Δh_T ; Δh_d - chiều dày lớp đất bị xói ứng với "giới hạn trên" và "giới hạn dưới" của xói.

K_B - hệ số xét tới chế độ không ổn định của dòng sông thiên nhiên, thời gian tác động của lũ tính toán và các điều kiện khác có ảnh hưởng tới xói (hệ số tăng lưu lượng β , đường kính hạt đất cấu tạo lòng sông d , chiều dài đoạn sông bị xói trước cầu, L ...)

Xác định hệ số K_B : giới hạn dưới của xói được xác định với giả thiết mực nước tính toán cực đại của đỉnh lũ không thay đổi trong một thời gian dài để xói trong thực tế đủ thời gian đạt tới trị số ổn định (giới hạn lớn nhất ứng với mực nước tính toán). Lòng sông bị xói trên một đoạn khá dài về phía thượng lưu gần cầu, vì vậy để xói phát triển tới trị số đó thì cần phải xói đi một khối lượng đất rất lớn (nhiều khi tới hàng triệu m^3 đất) và thường cần có một thời gian lớn hơn thời gian sinh đỉnh lũ nhiều. Vì vậy xói lớn nhất có thể xảy ra do cơn lũ có dạng thực tế (giới hạn trên của xói) thường nhỏ hơn giới hạn dưới của xói và chỉ bằng K_B phần của Δh_d ($K_B \leq 1$). Trị số K_B càng nhỏ khi chiều dài khu vực bị xói đằng trước cầu càng lớn, dòng chảy bị thu hẹp càng nhiều, đất lòng sông có kích thước hạt càng lớn, thời gian tác động của lũ càng ngắn, hệ số dấy của lũ càng nhỏ.

Bằng cách giải phương trình vi phân của Eksner (3-10) với một số giản hóa dạng đường quá trình mực nước lũ $H = f(t)$ và với giả thiết $\delta B / \delta t = 0$, Nguyễn Xuân Trục nhận được quan hệ sau :

$$K_B = C \frac{\beta_{ch}^4 \psi_1(T_1) - \psi(T_1) + C_1}{\beta_{ch}^4 \psi(T_k) - T_k + C_2} \psi\left(\frac{T_x}{T_1}\right) = F\left(\frac{T_1}{T_k}, \frac{T_x}{T_1}\right) \quad (3-40)$$

trong đó : T_1, T_x - thời gian lũ lên và lũ xuống (nước rút) ;

T_k - thời gian thực tế để xói đạt trị số giới hạn dưới của xói, có thể xác định theo đồ thị hình 3-11 khi xói đạt tới 0,95 trị số giới hạn dưới.

$\psi_1(T_1), \psi(T_1), \psi(T_k), \psi(T_x/T_1)$ - các hàm số phụ thuộc vào T_1 và T_k ; tỉ số $\psi(T_x/T_1)$.

C, C_1, C_2 - các hệ số không đổi.

Để phục vụ cho việc tính toán trong thực tế, dựa trên kết quả tính toán một cách hệ thống theo phương trình chính xác trên máy tính các trường hợp xói lở có các điều kiện thủy văn, thủy lực, địa chất, chiều dài khẩu độ cầu khác nhau, tác giả đã xây dựng được các bảng và đồ thị tính toán hệ số K_B theo công thức giản đơn sau :

$$K_B = K_1 K_2 \quad (3-41)$$

trong đó : K_1 - hệ số phụ thuộc vào tỉ số W_1/W_k xác định theo công thức (3-46) hoặc theo bảng (3-10).

W_1, W_2, W_k - mức độ nước lũ ngập bãi sông ứng với thời kì lũ lên, lũ xuống (nước rút) của cơn lũ có đường quá trình lũ thực tế và ứng với điều kiện giả thiết đỉnh lũ kéo dài trong thời gian cần thiết T_k để xói phát triển tới trị số giới hạn. Các đại lượng W_1 và W_2 được xác định bằng cách tính diện tích các phần tương ứng của biểu đồ $H = f(t)$ có chiều cao từ mực nước bắt đầu ngập bãi sông cho tới mực nước đỉnh lũ tính toán và từ đỉnh lũ cho tới khi nước lũ rút hết bãi (hình 3-12).

Trị số W_k xác định theo công thức :

$$W_k = T_k(MNTT - V_b) \quad (3-42)$$

trong đó : $MNTT, V_b$ - mực nước tính toán tại đỉnh lũ và cao độ bắt đầu ngập bãi sông.

Trị số thời gian thực tế để xói phát triển tới giới hạn dưới của xói lở xác định theo đồ thị hình (3-11) phụ thuộc vào đại lượng Δh_d và tốc độ xói lở lúc ban đầu $(\Delta h / \Delta t)_0$.

$$\left(\frac{\Delta h}{\Delta t}\right)_0 = \frac{86400}{L_x} \left(\frac{A_d}{h_{ch}^{1/4}} + A_B\right) [\beta_{ch}^3 v_{ch}^3 (\beta_{ch} v_{ch} - v_{ox}) - v_{ch}^3 (v_{ch} - v_{ox})] \frac{m}{\text{ngày đêm}} \quad (3-43)$$

v_{ox} - tốc độ cho phép không xói của đất lòng sông (bảng 3-6) ;

L_x - chiều dài đoạn sông bị xói trước cầu

$$L_x = B_o - L_c - B_{bn} - L_{kT} \quad (3-44)$$

B_o - chiều rộng sông ứng với MNTT ;

L_c - khẩu độ cầu ;

A_R, A_d - xác định theo đồ thị 3-8, các kí hiệu khác dùng như cũ.

$$\Delta h_d = h_{ch} (\beta_{ch}^{8/9} - 1) \quad (3-45)$$

β_{ch} - hệ số tăng lưu lượng ở dòng chủ, xác định theo công thức (trong mục 5.1)

W_l/W_k	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	1,0	1,5	2
K_1	0,15	0,23	0,26	0,32	0,42	0,49	0,55	0,72	0,83	0,89

$K_2 \backslash W_2/W_1$	1	1,2	1,5	2	3	> 3
0,1	1,000	1,100	1,220	1,390	1,720	2,200
0,15	1,000	1,090	1,180	1,345	1,630	1,900
0,20	1,000	1,070	1,160	1,305	1,560	1,800
0,3	1,000	1,052	1,130	1,260	1,450	1,625
0,4	1,000	1,042	1,100	1,215	1,380	1,480
0,5	1,000	1,035	1,090	1,170	1,295	1,350
0,6	1,000	1,028	1,060	1,130	1,210	1,250
0,7	1,000	1,022	1,040	1,090	1,140	1,165
0,8	1,000	1,018	1,025	1,045	1,075	1,090
0,9	1,000	1,008	1,017	1,020	1,040	1,047
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

$$K_1 = 0,58 \lg(W_1/W_k) + 0,72 \quad (3-46)$$

69

$$G_{mj} = G_{kj(1)} + G_{mj(2)}^* \quad (3-47)$$

trong đó : G_{mj} - lưu lượng phù sa toàn bộ tại mặt cắt "m" và mực nước "j"

$G_{mj(2)}^*$ - lưu lượng phù sa kích thước hạt d_2 tại mặt cắt "m" và mực nước "j" ;

$G_{kj(1)}$ - thành phần lưu lượng phù sa thứ nhất, bằng khả năng tải phù sa d_1 của dòng chảy tại mặt cắt "K" (lưu lượng phù sa có hạt kích thước d_1 được vận chuyển theo dòng nước từ các mặt cắt phía trên về ở thời điểm "j").

Thành phần lưu lượng phù sa thứ nhất ở thời điểm "j" của tất cả các mặt cắt gần cầu hơn "K" (sau mặt cắt "K") là đại lượng không đổi và được xác định theo công thức tính khả năng tải phù sa của mặt cắt "K" (công thức 3-30) còn thành phần lưu lượng phù sa thứ 2 $G_{mj(2)}^*$ liên tục bị thay đổi trong quá trình xói và thay đổi theo chiều dài sông. Kết quả là kích thước trung bình (đường kính hạt) của các hạt phù sa bị dòng nước tải theo luôn luôn bị thay đổi và có thể tính nó theo công thức :

$$d_{tb} = \frac{G_{mj(1)}d_1 + G_{mj(2)}d_2}{G_{kj(1)} + G_{mj(2)}^*} \quad (3-48)$$

Đại lượng $G_{mj(2)}^*$ được xác định theo công thức kiến nghị (3-50). Trên đoạn sông từ mặt cắt "H" đến mặt cắt "M", ở đây xói phát triển trong lớp đất thứ III, phù sa bị dòng sông tải là phù sa hỗn hợp của 3 thành phần hạt có đường kính d_1 , d_2 và d_3 và khi đó, lưu lượng phù sa được xác định bằng tổng số 3 thành phần :

$$G_{mj} = G_{kj(1)} + G_{Hj(2)}^* + G_{mj(3)}^* \quad (3-49)$$

trong đó : $G_{Hj(2)}^*$ - thành phần lưu lượng phù sa thứ hai có đường kính hạt d_2 , xác định tại mặt cắt "H" (công thức 3-50) ;

$G_{mj(3)}^*$ - thành phần lưu lượng phù sa thứ ba có kích thước hạt d được xác định theo công thức kiến nghị (3-51) ứng với mặt cắt "m".

3.5.2. Sự phát triển xói hay bồi tại các đoạn sông ΔL trong thời gian Δt_j được xác định theo phương trình cân bằng lượng phù sa (3-29) ; trong đó lưu lượng phù sa tại mặt cắt "m" và "m + 1". G_{mj} , $G_{(m+1)j}$ xác định theo công thức Lévi (3-30) cho trường hợp khi xói phát triển trong lớp đất thứ nhất và khi bồi, theo công thức kiến nghị (3-47 ; 3-48) khi xói phát triển xuống các lớp đất dưới.

3.5.3. Bởi vì quá trình bồi lắng luôn luôn bắt đầu từ phía thượng lưu và phát triển dần xuống phía dưới theo dòng nước chảy và được đặc trưng bằng bất đẳng thức $\delta G / \delta t < 0$, thì phù sa được vận chuyển tại bất cứ mặt cắt nào trên vùng bị bồi lắng luôn luôn có thành phần hạt phù sa lúc tự nhiên với kích thước hạt d_1 , mà không phụ thuộc vào kích thước hạt của lớp đất nằm dưới. Tính toán bồi lắng sông có cấu tạo địa chất nhiều lớp do đó không khác với các phương pháp tính toán bồi lắng lòng sông đối với trường hợp địa chất đồng nhất một lớp.

3.5.4. Bởi vì trong khu vực bị xói đằng trước cầu lớp đất dưới bị xói tới không xuất hiện đồng thời mà dần dần từ mặt cắt dưới cầu rồi lan dần về thượng và hạ lưu nên khi sử dụng phương trình cân bằng lượng phù sa để tính xói, chiều dài đoạn bị xói đằng trước cầu và thời gian tác động của lũ phải được chia nhỏ thành nhiều đoạn ngắn.

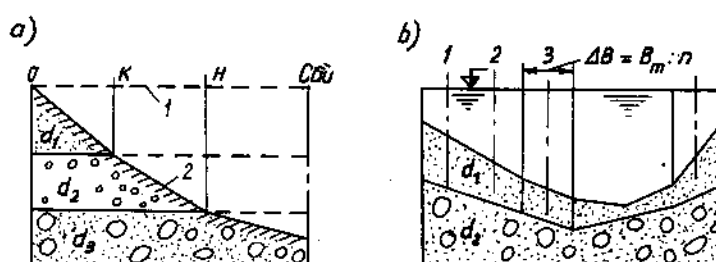
3.5.5. Lưu lượng phù sa của thành phần hạt d_2 và d_1 được xác định theo công thức kiến nghị của Nguyễn Xuân Trục - Phêđôtoy :

$$G_{mj(2)}^* = \left(1 - \frac{G_{Kj(1)}}{G_{mj(1)}}\right) G_{mj(2)} \quad (3-50)$$

$$G_{mj(3)}^* = \left(1 - \frac{G_{Kj(1)}}{G_{mj(1)}}\right) \left(1 - \frac{G_{Hj(2)}^*}{G_{mj(2)}^*}\right) G_{mj(3)} \quad (3-51)$$

trong đó : $G_{Kj(1)}$, $G_{mj(1)}$, $G_{mj(3)}$ - khả năng tải phù sa của mặt cát K hay m ứng với kích thước hạt phù sa d_1 , d_2 , d_3 xác định theo công thức (3-30) ;

$G_{Hj(2)}^*$, $G_{mj(2)}^*$ - lưu lượng thành phần của phù sa d_2 tại mặt cát H và m, xác định theo công thức (3-50).



Hình 3-13

Sơ đồ tính xói khi đất lòng sông gồm nhiều lớp
a - mặt cắt dọc ; b - mặt cắt ngang

3.5.6. Ở mỗi đường thủy trực của mặt cát tính toán lưu lượng đơn vị được xác định theo công thức kiến nghị (3-56) của Nguyễn Xuân Trục.

Nếu kí hiệu chiều sâu trung bình của dòng chủ tại mặt cát "m" và lưu lượng nguyên tố (đơn vị) trung bình của nó tại thời điểm j là h_{mj} và q_{mj} , còn lưu lượng nguyên tố và chiều sâu cục bộ là q_{mj} và h_{mj} , thì theo công thức Sêđi - Maninh sẽ có :

$$\bar{q}_{mj} = \frac{m_{ch} i^{1/2} \int_0^{B_m} h_{mj}^{5/3} dB}{B_m} \quad (3-52)$$

Nhân vế bên phải của phương trình (3-52) với $(\bar{h}_{mj}/h_{mj})^{5/3}$

$$\bar{q}_{mj} = \frac{m_{ch} i^{1/2} \bar{h}_{mj}^{5/3} \int_0^{B_m} h_{mj}^{5/3} dB}{B_m \bar{h}_{mj}^{5/3}} \quad (3-53)$$

$$K = \frac{\bar{h}_{mj}^{5/3} B_m}{\int_0^{B_m} h_{mj}^{5/3} dB} = \frac{\bar{h}_{mj}^{5/3} B_m}{\sum_1^m h_{mj}^{5/3} \Delta B} \quad (3-53')$$

8.108-808.

$$\bar{q}_{mj} = m_{ch} \bar{h}_{mj}^{5/3} i^{1/2} \frac{1}{K} \quad (3-54)$$

$$q_{mj} = m_{ch} h_{mj}^{5/3} i^{1/2} \quad (3-55)$$

$$q_{mj} = \bar{q}_{mj} \left(\frac{h_{mj}}{\bar{h}_{mj}} \right)^{5/3} K \quad (3-56)$$

trong đó : m_{ch} - hệ số nhám của dòng chủ ;
 ΔB - chiều rộng mặt cắt ngang của dòng nguyên tố $\Delta B = B_m/n$;
 n - số dòng chảy nguyên tố được phân nhỏ (hình 3-13)

$$\bar{q}_{mj} = \frac{\beta_{mj} Q_{chj}}{B_m} \quad (3-57)$$

Từ công thức nhận thấy, lưu lượng nguyên tố tại mỗi thủy trực tính toán (hay dòng chảy nguyên tố) trong dòng chủ luôn luôn thay đổi theo tỉ số $(h/\bar{h})^{5/3}$ trong quá trình phát triển xói. Ở những nơi trên trắc ngang sông có địa chất gồm các hạt nhỏ, lưu lượng nguyên tố trong quá trình phát triển xói sẽ tăng so với lúc đầu và tỉ số (h_{mj}/\bar{h}_{mj}) tăng dần theo thời gian. Điều đó giải thích hiện tượng thường gặp ở thực tế là khi gặp lớp đất khó xói ở một nơi nào đó trên trắc ngang thì tốc độ xói ở các thủy trực xung quanh, nơi địa chất lòng sông gồm các hạt nhỏ hơn, sẽ xói nhanh hơn.

Tốc độ nước chảy tại thủy trực tính toán

$$v_{mj} = q_{mj}/h_{mj} \quad (3-58)$$

3.5.7. Kỹ thuật để giải bài toán tính xói phát triển theo thời gian ở các sông có địa chất cấu tạo nhiều lớp là chia nhỏ dòng chủ thành nhiều nguyên tố và đối với mỗi dòng chảy nhỏ xói được tính toán có xét sự thay đổi lưu lượng nguyên tố giữa các đường thủy trực và điều kiện địa chất.

Chiều dày lớp đất bị xói và bồi trên các đoạn nguyên tố có chiều dài Δl trong thời gian Δt của mỗi dòng nhỏ nguyên tố chiều rộng ΔB được xác định phương trình cân bằng lượng phù sa (3-29). Ở đây lưu lượng tính toán đối với mỗi trắc ngang của dòng chảy nguyên tố được xác định theo công thức (3-56, 3-57) có xét tới sự biến dạng (xói và bồi) không đều giữa các đường thủy trực. Trị số lưu lượng phù sa trong công thức (3-29) được tính theo công thức Lévi khi xói phát triển trong phạm vi của lớp đất trên cùng (công thức 3-30) và theo công thức (3-47 ; 3-49) khi xói phát triển xuống các lớp đất nằm dưới ; chiều sâu nước chảy của mỗi trắc ngang của dòng chảy nguyên tố được xác định có xét độ biến dạng lòng sông theo thời gian.

Tính toán xói theo các dòng chảy nguyên tố (hay theo thủy trực) phải thực hiện khối lượng tính toán lớn, nhưng sự phức tạp về tính toán đó giảm nhiều khi dùng máy tính. Bởi vậy để dùng cho tính toán thực tế chúng tôi đã lập chương trình tính trên máy tính điện tử БЭСМ-4 và lấy tên là ГИДРАМ-2Б có ba khối : khối thứ nhất - chương trình tính biến dạng (xói và bồi) lòng sông ГИДРАМ-2Б do phó tiến sĩ G.A. Phêđôrov lập tại Viện thiết kế cầu Liên Xô cũ cho sông có địa chất đồng nhất theo chiều sâu ; khối thứ hai - khối xét sự thay đổi điều kiện địa chất giữa các thủy trực trên trắc ngang sông và xét sự phân bố lại lưu lượng trong quá trình xói do Nguyễn Xuân Trục lập.

Khác với chương trình trước, chương trình này cho phép xác định bình đồ lòng sông bị xói dâng trước cầu (chứ không phải chỉ xác định chiều sâu trung bình của dòng chủ). Chương trình cho phép xác định trực tiếp chiều sâu xói cực đại, trị số xói dùng để tính toán cao độ tối thiểu của móng trụ cầu có xét đặc điểm về cấu tạo địa chất đáy sông ở các đường thủy trực và có xét khả năng phân bố lại lưu lượng theo chiều rộng sông trong quá trình xói. Chương trình cho phép giải các bài toán về ảnh hưởng kích thước (chiều dài, chiều rộng và chiều sâu) phần đào rộng dòng chủ (nếu có dùng biện pháp đào rộng dòng chủ để giảm chiều sâu xói tại vị trí sâu nhất) tới trị số xói tính toán. Chương trình này còn có thể dùng để nghiên cứu mô hình xói trên máy tính để tìm quy luật phát triển xói, dùng để đánh giá sự thay đổi hệ số hình dạng lòng sông dưới cầu trong quá trình xói.

3.6. KIẾN NGHỊ CỦA NGUYỄN XUÂN TRỰC VỀ PHƯƠNG PHÁP GIẢN ĐƠN XÁC ĐỊNH XÓI CHUNG TÍNH TOÁN DƯỚI CẦU

Xói chung dùng để tính toán cao độ tối thiểu của móng trụ cầu là xói lớn nhất có thể xuất hiện trong thời gian tính toán, nghĩa là xói gây ra do hàng loạt các lũ thực tế thiên nhiên xuất hiện trong nhiều năm, trong đó lũ tính toán được bố trí xuất hiện ở cuối giai đoạn có nhiều lũ lớn. Tính trị số xói chung tính toán theo phương pháp chi tiết đã giới thiệu ở phần trên phải thực hiện một khối lượng tính toán rất lớn và bắt buộc phải sử dụng máy tính.

Trong khi so sánh các phương án khẩu độ cầu qua sông hay trong trường hợp không có máy tính cần phải có phương pháp giản đơn hơn.

Hiện nay có một số phương pháp giản đơn tính xói, nhưng được xây dựng trên cơ sở hoàn toàn độc lập với phương pháp tính chi tiết (phương trình cân bằng lượng phù sa) do đó không sử dụng được (công thức Litsvan và Kherkheulit). Công thức tính giới hạn dưới theo phương trình cân bằng lượng phù sa (công thức Andreev, Listvan...) cấu tạo giản đơn, nhưng cho kết quả lớn hơn với thực tế nhiều vì xây dựng trên giả thiết lưu lượng cực đại tính toán của đỉnh lũ kéo dài trong một thời gian dài và không xét thời gian tác động có hạn và dạng lũ thiên nhiên. Do đó công thức này chỉ có thể dùng cho những cầu có chiều sâu xói lớn nhất trong thực tế gần bằng giới hạn dưới của xói tính theo Andreev (nhóm cầu thứ 1).

Để khắc phục những khuyết điểm tồn tại nêu trên, đã tiến hành phân tích một cách hệ thống các số liệu xói thực tế đo được trong nhiều năm ở các cầu cũ (có cầu tới 84 năm) và tiến hành tính trị số xói lớn nhất sinh ra do chuỗi lũ thiên nhiên (40 - 50 năm liên tục) theo phương pháp chính xác trên máy tính và rút ra những kết luận sau :

Tùy theo điều kiện cụ thể về thủy văn, địa chất, mức độ thu hẹp lòng sông, chiều dài khu vực bị xói trước cầu v.v... Có thể phân các cầu thành 4 nhóm theo sơ đồ tính toán. Dấu hiệu để định một cầu cụ thể thuộc nhóm nào là tỉ số chiều dày lớp đất bị xói ứng với giới hạn trên Δh_1 chia cho chiều dày lớp đất bị xói ứng với giới hạn dưới của xói Δh_d và kí hiệu là K_b . Chế độ chảy không ổn định của dòng sông thiên nhiên và thời gian tác động của lũ được phản ánh qua tỉ số này.

Trị số của nó có thể xác định theo các bảng đã được xây dựng năm 1972 và năm 1981 bằng cách nhân hai trị số của hệ số K_1 với K_2 ; $K_B = K_1 \times K_2$. Trong đó K_1 là hệ số xét tới sai số (độ lệch) của xói thực tế do lũ có biểu đồ mực nước lũ thay đổi theo thời gian so với xói do lũ có mực nước cực đại trong thời gian dài, xác định theo công thức (3-46) và trường hợp cá biệt thì theo bảng 3-10; K_2 là hệ số xét ảnh hưởng của thời gian lũ rút xác định theo bảng 3-11.

Nhóm cầu thứ nhất : các cầu thuộc nhóm thứ nhất có trị số xói chung tính toán đối với trụ cầu do chuỗi lũ thiên nhiên thực tế trùng với giới hạn dưới của xói và vì vậy nên xác định nó theo công thức (3-21) của giáo sư O. V. Andreev dùng để tính giới hạn dưới của xói. Đối với các cầu thuộc nhóm này tính toán tỉ mỉ theo chuỗi lũ thiên nhiên không làm cho trị số xói chung tính toán được chính xác hơn so với tính toán đơn giản trị số giới hạn dưới của xói và được đặc trưng bởi $K_B \geq 0,7$.

Nhóm cầu thứ hai : các cầu thuộc nhóm thứ hai có trị số xói chung tính toán đối với trụ cầu do chuỗi lũ thiên nhiên thực tế trùng với giới hạn giả thiết của xói. Vì vậy nên xác định nó theo công thức tính giới hạn giả thiết của Phêđôto (3-38) hay theo công thức (3-59) của Nguyễn Xuân Trục có xét tới thời gian tác động của lũ và chế độ dao động của lũ hàng năm. Xói tính theo công thức giới hạn dưới trong trường hợp này sẽ cho hệ số an toàn ổn định lớn. Điều kiện đặc trưng của nhóm cầu này là $0,5 \leq K_B \leq 0,7$.

Nhóm cầu thứ ba : các cầu thuộc nhóm thứ ba này có hệ số xói chung tính toán đối với trụ cầu do chuỗi lũ thiên nhiên khác nhiều so với trị số giới hạn giả thiết và giới hạn dưới của xói. Trị số xói lớn nhất trong thời kì tính toán là một hàm số của 2 đại lượng : Δh_d và chế độ dao động của mực nước lũ hàng năm. Nếu tính theo công thức giới hạn trên (3-39) thì phải dùng mặt cắt sông đã bị xói một phần gây ra do các cơn lũ trước. Theo một số tài liệu của Liên Xô cũ, để đơn giản và để nghị dùng mặt cắt gốc để tính toán là mặt cắt sông đã bị xói do hàng loạt các cơn lũ có tần suất 50% liên tục xảy ra (tính theo giới hạn giả thiết ứng với lũ có tần suất 50%).

Trong trường hợp này, nếu dùng giới hạn giả thiết hay giới hạn dưới của xói làm đại lượng tính toán thì trụ cầu sẽ có hệ số an toàn ổn định lớn, không kinh tế. Do đó xói phải tính toán theo chuỗi lũ thiên nhiên với bố trí cơn lũ tính toán vào cuối thời kì có nhiều lũ lớn để có trị số xói lớn nhất. Khi không có máy tính, để tiến hành tính toán chính xác nên dùng công thức của tác giả giáo trình này (3-59), xây dựng cho trường hợp tổng quát có xét tính không ổn định của dòng chảy, thời gian kéo dài của lũ và chế độ dao động của mực nước lũ hàng năm [1] :

$$\Delta h_{\max} = K_p \Delta h_d \quad (3-59)$$

trong đó : Δh_d - chiều dày lớp đất bị xói ứng với giới hạn dưới tại vị trí sâu nhất của dòng chủ, xác định theo công thức của Andreev.

$$\Delta h_d = h_{\max} (\beta_{ch}^{8/9} - 1)$$

K_p - hệ số xét tới độ lệch (sai số) của xói thực tế so với giới hạn dưới của xói, được xác định theo bảng (3-12) hay theo đồ thị xây dựng cho từng loại sông và hệ số K_B .

Bảng 3-12

Trị số K_p

K_B	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
K_p	0,18	0,35	0,5	0,65	0,75	0,85	0,90	0,95	0,99	1

Bảng 3-13

So sánh giá trị Δh_p và Δh_t theo tài liệu đo xói ở một số các cầu cũ

Sông	Lũ tính toán		Δh_d	Δh_t	Δh_p	Ghi chú
	MNTT (m)	Thời gian (năm)				
Xây mới tại Km 582	150,78	sau 47 năm	5,15	4,70	5,01	
Xôđơ ở Gômel	16,83	50	9,54	6,15	6,55	
Oka ở Belôp	140,77	1	14,80	3,65	3,65	
Iko, trạm Alêcxândrôv	69,50	16	2,30	1,92	1,92	
Tram Vesen	62,70	66	7,25	4,25	4,25	
Môxkava trạm Temmikôv	108,82	28	8,38	5,36	5,60	

Các kết quả tính toán và quan trắc được ở các cầu thực tế về trị số xói lớn nhất trong chuỗi lũ thiên nhiên (bảng 3-13) cho thấy, giữa K_B và K_p có quan hệ chặt chẽ và sai không đáng kể. Ưu việt của phương pháp này là có thể xét tất cả các tham số cơ bản có ảnh hưởng tới xói và cho phép dựa vào sự tích lũy các tài liệu quan trắc được về xói thực tế lớn nhất trong nhiều năm khai thác tại các cầu cũ để hiệu chỉnh hệ số tính toán. Sở dĩ, giữa giới hạn trên và trị số xói lớn nhất trong thời gian tính toán có quan hệ với nhau vì chúng là những đại lượng cùng phụ thuộc vào các tham số thủy văn và địa chất như hệ số tăng lưu lượng trên sông so với lúc tự nhiên, chiều sâu nước chảy h_{ch} , lưu lượng thiết kế Q , chiều dài khu vực bị xói trước cầu L_x , đường kính hạt, cấu tạo lòng sông d , v.v... Xuất phát từ nhận xét trên khi tính xói có thể dùng giới hạn trên như là một tham số tính toán.

Nhóm cầu thứ tư : đặc trưng của nhóm này là cấu tạo địa chất nhiều lớp của đáy lòng sông có ảnh hưởng tới đại lượng xói. Dấu hiệu của nhóm thứ tư là $\Delta h_{max} > C_1$; trong đó C_1 - chiều dày lớp đất nằm trên cùng có đường kính hạt d_1 . Trong trường hợp này xói chung lớn nhất trong thời gian tính toán, thường nhỏ hơn nhiều so với giới hạn giả thiết và giới hạn dưới của xói và phải tính theo chuỗi lũ thiên nhiên với bố trí cơ bản lũ tính toán vào thời kì nước lớn và xói cấu tạo nhiều lớp đất khác nhau của đáy lòng sông. Chương trình tính xói dùng cho máy tính điện tử BSCM-4 của trường hợp này đã được chúng tôi lập năm 1973 và được Viện thiết kế cầu Liên Xô cũ sử dụng tính thử cho một vài cầu. Khi không có máy tính điện tử hay khi so sánh phương án trị số xói tính toán có thể xác định gần đúng theo công thức (3-60).

$$\Delta h_t = C_1 + (\Delta h_{t1} - C_1) \frac{\Delta h_{t2}}{\Delta h_{t1}} \quad (3-60)$$

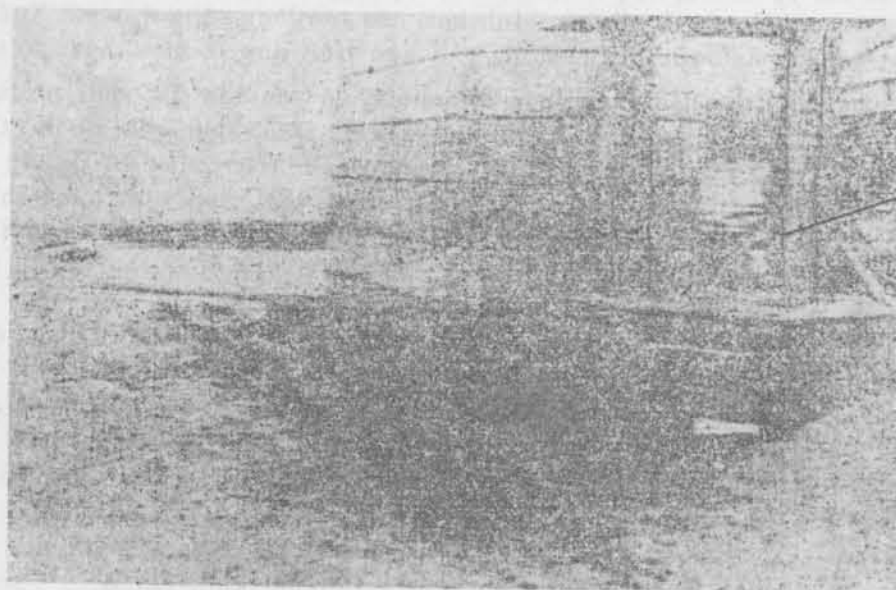
trong đó : C_1 - chiều dày lớp đất trên cùng có đường kính hạt d_1 ;
 Δh_{t1} , Δh_{t2} - chiều dày lớp đất trên (đường kính hạt d_1) và lớp đất bên dưới (đường kính hạt d_2) bị xói lở ứng với giới hạn trên, tính theo công thức (3-39).

CHƯƠNG 4

XÁC ĐỊNH XÓI CỤC BỘ TRỤ CẦU VÀ BIỆN PHÁP CHỐNG XÓI CỤC BỘ

4.1. NGUYÊN NHÂN VÀ QUÁ TRÌNH PHÁT TRIỂN XÓI CỤC BỘ TẠI TRỤ CẦU

Xói cục bộ là xói lở có dạng hố xói sâu, sinh ra ở sát chân trụ cầu do cơ cấu dòng chảy quanh trụ cầu bị thay đổi một cách đột ngột (hình 4-1). Việc nghiên cứu quá trình xói lở ở chân trụ cầu, nguyên nhân phát triển hố xói, sự ảnh hưởng của các tham số thủy lực, điều kiện địa chất cầu tạo lòng sông, hình dạng và kích thước của trụ tới trị số xói lở có ý nghĩa lớn trong việc hoàn chỉnh phương pháp xác định xói lở cục bộ và biện pháp chống xói trụ cầu. Theo kết quả thí nghiệm của nhóm nghiên cứu dự đoán xói và biện pháp chống xói cục bộ trụ cầu của trường Đại học Xây dựng Hà Nội trong năm 1980, 1981, 1982 tại phòng thí nghiệm thủy lực thí nghiệm nhân và quá trình phát triển xói cục bộ trụ cầu như sau [5] :



Hình 4-1

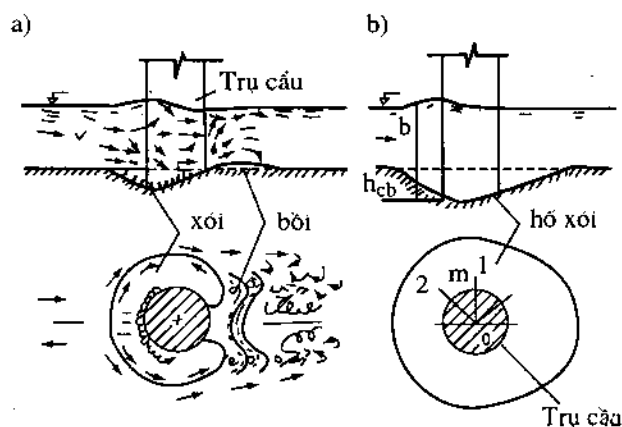
Xói cục bộ tại trụ cầu qua sông Hồng (cầu Chương Dương).

4.1.1. Xói lở cục bộ tại chân cầu hình thành và phát triển do nhiều nguyên nhân

Nguyên nhân thứ nhất là do dòng nước chảy từ thượng lưu về gặp trụ cầu bị dâng lên và uốn quanh theo hình dáng trụ làm cho tốc độ và lưu lượng nguyên tố hai bên tường trụ đã tăng đáng kể so với lúc tự nhiên. Hướng dòng chảy không song song tại khu vực này cũng là điều kiện bất lợi để xói phát triển nhanh và sâu (hình 4-2). Tại khu vực trước trụ cầu tốc độ nước chảy bị giảm nhiều so với lúc tự nhiên (hình 4-3). Vì vậy xói cục bộ phát triển tại đây do nguyên nhân khác. Dòng chảy khi gặp trụ cầu, động năng giảm, thế năng tăng, một phần động năng biến thành năng lượng áp suất do dòng chảy va vào thành trụ, tạo ra những dòng có hướng dọc theo tường trụ về đáy, và khi gặp lòng sông thì tạo thành các dòng xoáy có trục nằm ngang di chuyển theo hướng ngược lại với chiều của dòng chảy cơ bản. Các dòng xoáy ngược chiều này đã làm cho các hạt đất quanh trụ cầu bị khuấy động mạnh và cuốn các hạt đất từ hố xói lên trên cao, tạo điều kiện thuận lợi cho các dòng chảy lớp bên trên và hai phía trụ vận chuyển đất bị xói về phía hạ lưu (hình 4-2a).

Nguyên nhân hình thành và phát triển hiện tượng bồi và xói ở phía sau trụ cầu là dòng chảy cuốn gồm nhiều xoáy có trục đứng di chuyển từ 2 bên vào giữa tim trụ và theo hướng ngược lại với dòng chảy cơ bản. Tùy theo lưu lượng phù sa vận chuyển từ hố xói phía thượng lưu và hai bên trụ về so với khả năng tải phù sa phía hạ lưu trụ sẽ có hiện tượng bồi (giai đoạn đầu của xói) hay xói sau trụ cầu (giai đoạn cuối).

Mặc dù nguyên nhân gây xói lở các vùng đặc trưng xung quanh trụ cầu (trước và sau trụ, vùng hai bên tường trụ) không giống nhau, nhưng chúng có ảnh hưởng tương hỗ. Sự hình thành và phát triển hố xói ở hai bên và tường trụ có tác dụng làm cho tốc độ xói ở vùng trước trụ và vùng hạ lưu xói hay bồi nhanh và nhiều hơn. Ngược lại sự xuất hiện hố xói sâu đằng trước trụ cầu đã tạo điều kiện cho xói ở khu vực hai bên tường trụ và sau trụ sâu thêm.



Hình 4-2

Sơ đồ dòng chảy và xói, bồi tại trụ cầu.

a - giai đoạn chủ yếu ; b - giai đoạn xói ở hạ lưu.

Để làm sáng tỏ những kết luận nói trên, đã tiến hành hàng loạt thí nghiệm với các phương án gia cố lòng suối xung quanh trụ cầu khác nhau. Loạt thí nghiệm thứ nhất được tiến hành với điều kiện khu vực lòng suối hai bên tường trụ trong phạm vi một phần tư chiều rộng của trụ được gia cố chống xói, còn khu vực ở thượng lưu và hạ lưu lòng sông không được gia cố chống xói, đất lòng sông là cát dễ xói. Kết quả cho thấy lòng sông bị xói ở trước trụ và bồi ở phía sau trụ, nhưng phát triển với trị số nhỏ hơn nhiều so với phương án toàn bộ trụ không

được gia cố chống xói. Loạt thí nghiệm thứ hai được tiến hành ngược lại, khu vực lòng sông trước trụ được gia cố chống xói còn khu vực hai bên tường trụ không được gia cố. Kết quả thu được cũng có tính chất tương tự như trường hợp đầu, nghĩa là tốc độ phát triển và chiều sâu xói lớn nhất nhỏ hơn so với trường hợp không gia cố lòng sông.

Ngoài những nguyên nhân gây xói do chế độ thủy lực xung quanh trụ cầu thay đổi như đã phân tích ở trên còn một nguyên nhân nữa làm tăng khả năng xói lở, tại trụ cầu là do điều kiện bất lợi về vị trí (thế nằm) của các hạt cát sỏi nằm trong hố xói cục bộ. Như đã biết quá trình phát triển xói cục bộ bắt đầu từ khu vực sát tường trụ cầu thành những vệt xói sâu, bờ rất dốc. Hiện tượng này có thể xem là một đặc trưng về điều kiện phát triển xói cục bộ so với xói chung do dòng chảy bị thu hẹp ; các hạt đất ở vào vị trí bất lợi vì nằm trên sườn rất dốc của bờ hố xói, chỉ có một phần tựa vào các hạt đất xung quanh khác.

Sự phân bố tốc độ, lưu hướng và biến dạng đường mặt nước khu vực xung quanh trụ cầu luôn luôn thay đổi trong quá trình phát triển xói cục bộ. Xói càng phát triển sâu, mực nước dâng trước trụ, tốc độ nước chảy, lưu lượng nguyên tố gần tường của trụ càng giảm, các dòng đứng và dòng xoáy ở khu vực trước và sau trụ cầu giảm nhiều cả về cường độ và tần số xuất hiện.

4.1.2. Quá trình phát triển xói cục bộ có thể phân thành 3 giai đoạn

a) *Giai đoạn bắt đầu hình thành hố xói* : Xói bắt đầu hình thành và phát triển lúc đầu không phải ở phía trước hoặc hai bên trụ mà ở vị trí xiên góc với dòng chảy lúc tự nhiên một góc $30 - 40^\circ$, ở đây tốc độ nước chảy tương đối lớn và có hướng nước chảy bị thay đổi đột ngột (vị trí 2, hình 4-2b). Hố xói tại đây phát triển nhanh và lan dần về phía thượng lưu và hai bên tường trụ, tạo thành vệt xói hình tròn.

b) *Giai đoạn chủ yếu phát triển hố xói* : Sự hình thành vệt xói xung quanh trụ cầu về phía thượng lưu và hai bên tường trụ tạo điều kiện phát triển các dòng chảy đứng và xoáy trước trụ cầu, làm cho các hạt đất tại bờ vệt xói kém ổn định. Xói càng phát triển sâu và rộng thì mật độ dòng xoáy càng tăng, mà số lượng dòng xoáy càng tăng thì tốc độ xói càng mạnh nên trong giai đoạn này hố xói phát triển rất nhanh ở phía thượng lưu và hai bên trụ cầu. Một lượng lớn phù sa từ hố xói bị vận chuyển về phía hạ lưu khi gặp dòng chảy quán (gồm nhiều xoáy có trụ đứng di chuyển từ hai bên vào giữa tim trụ) bị cuốn về sau trụ cầu tạo thành hai dải đất bồi đối xứng qua tim trụ. Khi hố xói ở phía thượng lưu và hai bên tường trụ phát triển tới một độ sâu nào đó thì số lượng dòng xoáy bắt đầu giảm. Xói càng phát triển sâu, tốc độ nước chảy càng giảm, và khi tốc độ giảm tới một mức nào đó thì các bãi bồi phía sau trụ cầu bắt đầu bị xói thấp dần vì lượng phù sa từ phía trên do xói vận chuyển về đã giảm xuống tới mức không đáng kể.

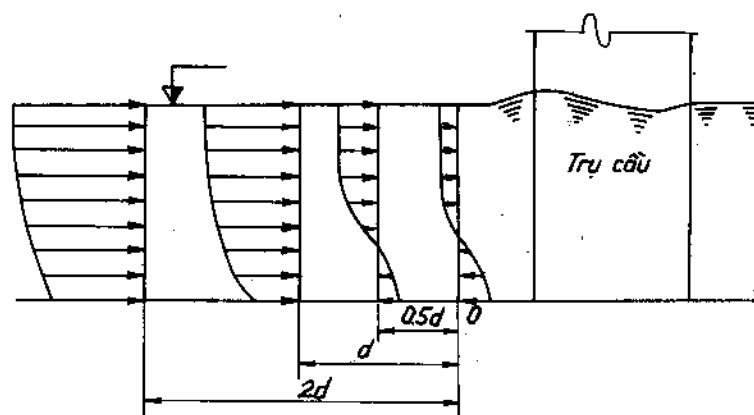
c) *Giai đoạn phát triển hố xói ở phía hạ lưu trụ cầu* : Đặc trưng của giai đoạn này là lưu lượng phù sa vận chuyển từ các hố xói nhỏ hơn khả năng tải phù sa của các dòng chảy khu vực sau trụ cầu. Trong giai đoạn này hố xói phía trước và hai bên tường trụ tiếp tục phát triển nhưng với tốc độ chậm ; các bãi đất bồi sau trụ cầu bị xói, thấp dần và hố xói hai bên tường trụ kéo dài dần về phía hạ lưu.

Quá trình phát triển hố xói ở hạ lưu trụ cầu diễn ra trong một thời gian tương đối dài. Khi xói phát triển tới độ sâu nào đó thì tốc độ nước chảy không đủ sức chuyển vận các hạt đất lên khỏi bờ của hố xói nữa và xói sẽ ngừng. Hố xói cục bộ lúc này có dạng hố sâu vành khăn, có chiều sâu lớn nhất tại sát tường trụ phía trước và hai bên trụ cầu. Ở phía sau trụ, chiều sâu xói tại vị trí sâu nhất chỉ bằng $(0,5 \div 0,7)$ chiều sâu xói cục bộ lớn nhất đo được ở phía trước hoặc hai bên trụ. Ngược lại, chiều rộng hố xói lớn nhất lại được quan sát thấy tại đây.

Quá trình phát triển xói và bồi cục bộ xung quanh trụ cầu có ảnh hưởng tới những đặc trưng thủy lực của dòng chảy khu vực cầu. Xói càng phát triển Gradient tốc độ giữa các điểm gần trụ với các điểm lân cận, độ chênh lệch mực nước trước trụ cầu và hai bên trụ càng giảm, phạm vi xuất hiện dòng chảy quẩn, chảy xoáy, dòng đối hướng càng bị thu hẹp so với giai đoạn đầu của xói lở.

Quá trình và nguyên nhân xói cục bộ trụ cầu đã được nghiên cứu ở nhiều nước trên thế giới. Trong đó những công trình đáng chú ý nhất là các công trình của I.A. Iaratslaxev (1960), V.S. Murumov (1969), M.M. Zuravlev (1978), V.C. Altumin (1974) ở Liên Xô cũ, Laursen ở Mỹ, Shen-Karaki, Kikawa ở Nhật v.v...

Bản chất hiện tượng xói cục bộ tại trụ cầu rất phức tạp. Ngày nay trên thế giới có nhiều quan điểm khác nhau về cách giải thích nguyên nhân gây hố xói sâu tại trụ cầu và đầu các kè hướng dòng nước. Trường phái thứ nhất cho rằng, xói cục bộ phát triển nguy hiểm chủ yếu do các thành phần dòng chảy đứng có hướng đi xuống lòng sông theo đường phía trước trụ cầu, và khi tới đáy của hố xói thì chúng thay đổi hướng một cách đột ngột, tạo thành các dòng xoáy có khả năng xói mạnh, lòng đất tạo các hố xói sâu trước trụ cầu. Theo ý kiến của các tác giả này xói sâu phát triển ở phía trước trụ cầu. Xuất phát từ quan điểm đó, để chống xói cục bộ đã tập trung nghiên cứu các biện pháp chống lại các dòng chảy đứng (trụ có cánh, biện pháp chống xói bằng các dòng đối lưu có hướng ngược chiều từ đáy lên trên), các công thức tính xói cục bộ được xây dựng trên cơ sở phân tích quan hệ giữa chiều sâu xói cục bộ với sự chênh áp suất do dâng trước trụ cầu nước dâng cao hơn xung quanh (nguyên nhân sinh dòng chảy đứng và xoáy).



Hình 4-3

Biểu đồ tốc độ nước chảy tại thượng lưu trụ cầu.

Trường phái thứ 2 cho rằng xói cục bộ phát triển chủ yếu là do hiện tượng dòng chảy bị co hẹp cục bộ tại trụ cầu làm cho tốc độ, lưu lượng nguyên tố khu vực hai bên tường trụ cầu tăng đột ngột nên mất sự cân bằng phù sa dọc sông giữa thượng lưu và tại trụ cầu. Trên quan điểm đó, các tác giả của trường phái này đề nghị các biện pháp chống xói cục bộ tại trụ như các loại trụ cầu có gờ tăng độ nhám ở tường trụ, loại trụ cầu có lỗ thoát nước ở giữa thân trụ ; còn nội dung chủ yếu của việc nghiên cứu công thức tính toán xói trụ cầu là vấn đề xác định mức độ (hệ số) tăng lưu lượng và tốc độ cục bộ ở sát hai bên tường trụ cầu. Có trị số tốc độ hoặc lưu lượng lớn nhất tại khu vực trụ cầu, chiều sâu xói cục bộ có thể xác định như phương pháp tính xói chung đã được trình bày trong chương 3.

4.2. TÌNH HÌNH TÍNH TOÁN XÓI CỤC BỘ TẠI TRỤ CẦU

Giá thành trụ và móng cầu chiếm tỉ lệ lớn trong giá thành toàn bộ công trình cầu. Đối với những cầu lớn ở ta như Hàm Rồng, Thăng Long, Chương Dương qua sông Hồng giá thành trụ và móng cầu có thể lên tới $50 + 70\%$ giá thành xây dựng cầu. Thời gian xây dựng các trụ và móng cầu nhiều khi chiếm phần lớn thời gian thi công toàn bộ công trình. Giá thành xây dựng trụ và móng cầu, mức độ phức tạp của việc thi công phụ thuộc vào chiều sâu đặt móng. Theo quy trình thiết kế cầu qua sông cao độ đáy móng trụ cầu phải nằm dưới chiều sâu xói lở có thể phát triển đến một độ sâu dự trữ đảm bảo cho cầu ổn định. Như vậy cao độ thiết kế của móng trụ và móng cầu phụ thuộc vào kết quả dự đoán chiều sâu xói lở. Ở các phần trên đã giới thiệu phương pháp tính toán trị số xói chung do dòng sông bị thu hẹp, xói thiên nhiên do lòng sông thiên nhiên bị biến dạng dưới tác động nhiều năm của mưa lũ. Trong tiết này sẽ giới thiệu phương pháp dự đoán xói cục bộ ở trụ và móng cầu. Nếu việc nghiên cứu "dự đoán xói chung" trong những năm gần đây có những bước tiến bộ rất lớn, các nhà khoa học đã cơ bản thống nhất được về mô hình lí luận tính toán xói chung trong các tài liệu hướng dẫn phương pháp xác định khẩu độ và xói trong khu vực cầu thì vấn đề tính toán xói lở cục bộ tại trụ cầu vẫn là vấn đề còn chưa được nghiên cứu giải quyết thỏa đáng. Tính toán xói cục bộ và biện pháp chống lại nó đã trở thành đề tài được nhiều người quan tâm ở trong và ngoài nước. Hiện tượng xói cục bộ tại trụ cầu được giải thích theo các nguyên nhân khác nhau, kết quả tính toán xói theo các phương pháp sai nhau quá nhiều (bảng 4-1). Tất cả các phương pháp tính toán xói cục bộ hiện nay có chung những nhược điểm cơ bản là thiếu mô hình lí luận thống nhất và vững chắc, hoàn toàn dựa vào thực nghiệm để xây dựng các tham số tính toán trong công thức, và cuối cùng là thiếu số liệu do xói thực tế để kiểm tra độ tin cậy của công thức. Nhiều công trình gần đây về tính xói cục bộ không theo hướng khắc phục những nhược điểm nêu ở trên, mà theo xu thế tăng mức độ an toàn công trình dẫn đến lãng phí không cần thiết. Những thực tế đó có thể thấy trong ví dụ tính xói cục bộ tại một cầu qua sông ở Liên Xô (cũ) của A.B. Menikov.

Số liệu ban đầu đã tính xói cục bộ tại trụ số 5 của cầu này là : chiều sâu nước chảy $h = 18,2\text{m}$, chiều rộng trụ $b = 5,32\text{m}$, tốc độ nước chảy $v = 1,2\text{m/s}$, đường kính hạt đất cầu tạo lòng sông $d = 0,2\text{mm}$.

Kết quả tính xói cục bộ theo các phương pháp

Laturshenkov	Iaraislaxe v	Quy trình Liên Xô cũ BCH 62-61	BCH 62-69		Altumin B, S	Lacursen	Ấn Độ - Pakitstan
			Theo chiều rộng trụ tự nhiên	Theo chiều rộng trụ tính đổi			
1,72	1,54	4,81	17,78	6,43	11,03	12,31	4,75

Kết quả tính xói cục bộ theo một số phương pháp hiện dùng như sau :

Theo kết quả tính toán của phó tiến sĩ Zuravlev và của trường Đại học Xây dựng dưới sự chỉ đạo của Nguyễn Xuân Trục sai số tính toán của các công thức hiện nay với trị số xói lở đo được ở các cầu cũ rất lớn. Nếu gọi T là tỉ số giữa chiều sâu xói cục bộ tính theo các công thức lí thuyết chia cho trị số xói thực tế đo được ở các trụ của cầu cũ thì qua kiểm tra 136 trường hợp số liệu thực tế cho kết quả sau : theo Iaratslaxevev $T = 0,2 \div 2$, Murômov (BCH 62 - 69) $0,12 \div 5,5$, Altunin $0,4 \div 4$, Zuravlev $0,40 \div 1,80$, L. Laursen $0,5 \div 5$, Shon-Karaki $0,5 \div 3,80$, Ấn Độ - Pakitstan $0,3 \div 1,8$. Sở dĩ sai số tính toán dao động trong phạm vi lớn như vậy có thể giải thích như sau :

Lí thuyết mô hình thí nghiệm hiện nay chỉ cho phép mô hình hóa yếu tố chính. Mô hình hóa đồng thời hai yếu tố với yêu cầu ngang nhau đã gặp khó khăn. Còn nếu mô hình hóa đồng thời 3 yếu tố trở lên thì thực tế không giải quyết được. Ví dụ để đảm bảo tính tương tự về hình học của chiều rộng sông và công trình thì nhiều trường hợp không thể thỏa mãn sự đồng dạng về chiều sâu nước chảy trong thí nghiệm mô hình với kích thước của các máng thủy lực hiện nay thì chiều sâu nước chảy trong mô hình chỉ vài xăngtimét. Đối với các hiện tượng thủy lực chịu tác động đồng thời của nhiều yếu tố thì yêu cầu mô hình thí nghiệm không những chỉ thỏa mãn về tính tương tự về hình học mà phải thỏa mãn sự tương tự về lưu lượng và tốc độ nước chảy, về áp lực thủy động, về độ nhám lòng sông, về hiện tượng phát sinh do lực hút trái đất (tiêu chuẩn Frut), về lực dính nhót của chất lỏng dùng để thí nghiệm (tiêu chuẩn Rê-nôn), về lực đàn hồi (tiêu chuẩn Kô-si), về tính không ổn định theo thời gian của dòng sông thiên nhiên v.v... Đối với các công trình bị xói bồi, ở đây cần mô hình hóa các hạt phù sa lòng sông, độ đục thì việc mô hình hiện tượng lại càng phức tạp vì vậy các số liệu đo được về xói cục bộ ở các mô hình trong các phòng thí nghiệm thủy lực chỉ có thể giúp chúng ta nghiên cứu về mặt định tính của hiện tượng và các giá trị tương đối. Hiện tượng xói cục bộ rất phức tạp, nó phát triển phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố mà trong thực tế thí nghiệm mô hình chỉ có thể lựa chọn một, hai yếu tố để mô hình hóa nên các trị số đo xói cục bộ trong thí nghiệm không thể là cơ sở để suy ra trị số xói lở trụ cầu ngoài sông thiên nhiên. Đó là nguyên nhân thứ nhất làm cho các công thức hiện nay có sai số tính toán lớn.

Một nguyên nhân khác không kém phần quan trọng, làm cho kết quả tính toán theo lý thuyết sai nhiều so với thực tế là các máng thí nghiệm thủy lực hiện nay quá nhỏ, hãy thử tưởng tượng xem mức độ sai số sẽ lớn như thế nào, nếu chúng ta mô hình hóa sông thiên nhiên có chiều rộng 1 - 2km và chiều sâu nước chảy 10 ÷ 15m bằng một máng thí nghiệm có chiều rộng 0,5 ÷ 1m với chiều sâu 5 ÷

8.100.808

10cm trong phòng thí nghiệm. Trong thực nghiệm chỉ cần đo chiều sâu xói và bồi với sai số $5 \div 10\text{mm}$ thì khi tính đổi ra điều kiện thực tế đã là $1 \div 2\text{m}$ hoặc lớn hơn nữa.

Kết quả tính xói theo các công thức thực nghiệm hiện nay có sai số lớn còn vì lí do là mỗi công thức chỉ được xây dựng trong điều kiện thí nghiệm hạn chế về các yếu tố thủy lực, địa chất, về kích thước, hình dạng của trụ nên kết quả tính toán càng sai nhiều nếu điều kiện thực tế càng xa với điều kiện khi xây dựng công thức.

Những nhược điểm nói trên có thể khắc phục phần lớn nếu có mô hình lí thuyết được xây dựng dựa trên những phương trình cơ bản của cơ học chất lỏng và động lực dòng sông. Tuy nhiên về bản chất của hiện tượng xói cục bộ chưa được nghiên cứu đầy đủ và rất phức tạp nên ngày nay chưa tìm được những phương trình lí thuyết phản ánh đầy đủ những yếu tố ảnh hưởng tới trị số cục bộ tại trụ cầu.

4.3. CÔNG THỨC TÍNH XOÍ CỤC BỘ CỦA TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI

Năm 1982 Nguyễn Xuân Trục và Nguyễn Hữu Khải giới thiệu công thức xác định trị số xói cục bộ lớn nhất tại trụ cầu [5]. Dựa vào kết quả nghiên cứu được về nguyên nhân và quá trình phát triển xói cục bộ trên các mô hình xói trụ cầu trong phòng thí nghiệm thủy lực và những kết quả nghiên cứu của các tác giả nước ngoài đã chọn dạng cấu tạo hợp lí của công thức tính xói cục bộ có dạng đơn giản như (4-1, 4-2). Sau khi đã xác định được dạng hợp lí của công thức, dựa vào các số liệu đo xói cục bộ ở các cầu cũ của nước ta và nước ngoài, áp dụng lí thuyết đồng thứ nguyên trong công thức và lí thuyết bình phương nhỏ nhất trong chỉnh biên số liệu đã xác định các hệ số của công thức tính toán. Khác với phần nhiều các công thức tính xói cục bộ hiện nay, các hệ số tính toán được xây dựng dựa trên các số liệu đo xói ở các trụ cầu trên sông thiên nhiên không phải căn cứ vào các số liệu thu được trong phòng thí nghiệm. Công thức kiến nghị xét được những yếu tố cơ bản ảnh hưởng tới xói lở, thỏa mãn nguyên tắc đồng thứ nguyên trong cấu tạo công thức và đơn giản để tính toán trong thiết kế thực tế.

Công thức tính xói cục bộ trụ cầu có dạng đơn giản sau :

Khi $v < v_{ox}$ không xói của đất lòng sông :

$$h_{cb} = 0,97K_d b^{0,83} h^{0,17} (v/v_{ox})^{1,04} \quad (4-1)$$

Trường hợp này thường gặp ở các trụ cầu xây dựng trên phần bãi sông hay trên các kênh đào.

- Khi $v \geq v_{ox}$ (đối với các trụ cầu ở dòng chủ).

$$h_{cb} = 0,52K_d b^{0,88} h^{0,12} (v/v_{ox})^{1,16} \quad (4-2)$$

trong đó : h_{cb} - chiều sâu xói cục bộ lớn nhất tại trụ cầu, m ;

K_d - hệ số xét đến ảnh hưởng của hình dạng trụ cầu, xác định theo bảng phụ lục 4 lấy bằng $0,1K_\xi$;

K_ξ - hệ số hình dạng của Iaratslaxev ;

- h - chiều sâu nước chảy tại trụ cầu trước khi có xói cục bộ, m ;
 v - tốc độ nước chảy tại trụ cầu trước khi có xói cục bộ, m/s ;
 v_{ox} - tốc độ cho phép không xói của lớp đất tại vị trí xói phát triển tới, m/s, xác định theo bảng 3-6 và 3-7 ;
 b - chiều rộng trụ tính toán.

Khi hướng dòng chảy xiên góc với tim trụ cầu một góc (xem bảng phụ lục 4) thì chiều rộng trụ tính toán xác định theo công thức giới thiệu trong bảng phụ lục 4.

So với công thức tính xói cục bộ hiện nay, công thức kiến nghị có độ chính xác cao. Đối với các trụ cầu ở dòng chủ $T = 0,59 \div 1,17$, và đối với các trụ cầu ở bãi sông $T = 0,61 \div 11,6$ (T - tỉ số giữa chiều sâu xói lý thuyết chia cho chiều sâu xói thực tế). Trong đó 40 ÷ 51% số trường hợp có sai số dưới 10%, chỉ 2 ÷ 5% trường hợp có sai số lớn hơn 40% (bảng 4-2).

Bảng 4-2

Sai số tính %	Tỉ lệ trường hợp tính %	
	$v \geq v_{ox}$	$< v_{ox}$
0 ÷ 10	51	40
10 ÷ 20	28	29
20 ÷ 30	11	14
30 ÷ 40	8	12
> 40	2	5

4.4. CÔNG THỨC TÍNH XOÍ CỤC BỘ CỦA M.M. ZURAVLEV VÀ A.M. LATUSENKOV

Tiến sĩ khoa học kĩ thuật M.M. Zuravlev là người đầu tiên đã xây dựng công thức tính xói cục bộ theo các số liệu đo xói tại các cầu cũ. Công thức của Zuravlev còn có tên là công thức tính xói cục bộ của Viện nghiên cứu đường bộ Liên Xô (cũ) 1978.

$$h_{ch} = b^{2/3} h^{3/5} \left(\frac{v}{v_B} \right)^n K_d \quad (4-3)$$

trong đó : K_d - hệ số hình dạng trụ cầu, lấy bằng 1/10 trị số ghi trong bảng phụ lục 4 ;

n - hệ số mũ, bằng 3/4 khi $v/v_B > 1$ và bằng 2/3 khi $v/v_B \leq 1$;

v_B - tốc độ dòng chảy khuấy đục cát, xác định theo công thức

$$v_B = \sqrt[3]{g \omega h} \quad (4-4)$$

trong đó : h - chiều sâu nước chảy, m ;

ω - đường kính thủy lực các hạt đất cấu tạo lòng sông, xác định theo bảng 4-5.

Năm 1960, A.M. Latusenkov đề nghị công thức tính xói cục bộ có dạng sau :

$$\text{- Khi } v > 1,3 v_{ox} \quad h_{cb} = 0,7 K_d \sqrt{b v_{ox}} \quad (4-5)$$

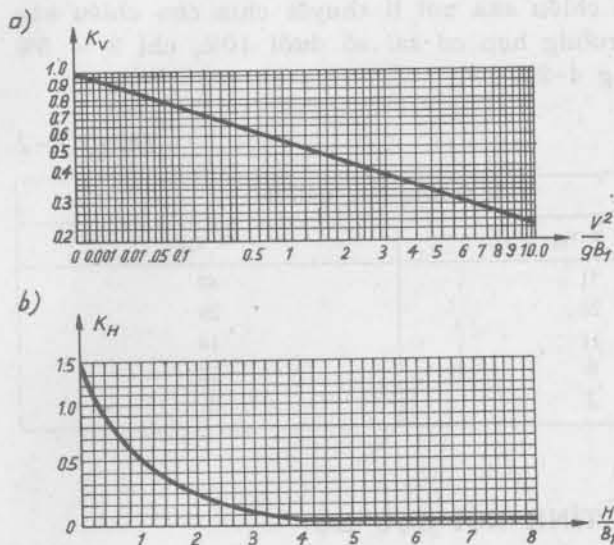
$$\text{- Khi } v \leq 1,3 v_{ox} \quad h_{ch} = 0,52 K_d v \sqrt{\frac{b}{v_{ox}}} \quad (4-6)$$

4.5. CÔNG THỨC TÍNH XÓI CỤC BỘ CỦA I. A. IARATSLASEV

Năm 1953 Laratslasev đề nghị công thức tính xói cục bộ có dạng sau :

$$h_{cb} = K_{\xi} K_v (K_H + t) \frac{v_2}{g} - 6 \frac{v_{ox}^2}{g} \quad (4-7)$$

trong đó : K_{ξ} - hệ số phụ thuộc vào hình thù trụ và hướng dòng nước chảy phụ lục 4.



Hình 4-4

Đồ thị xác định hệ số K_v và K_H

K_v - hệ số xói ảnh hưởng của chiều rộng trụ tính toán B_1 và tốc độ nước chảy tới trụ v , lấy theo đồ thị hình 4-4a. Phụ thuộc vào tỉ số v^2/gB_1 . B_1 - chiều rộng trụ tính toán lấy như quy định trong bảng phụ lục 4. K_H - hệ số phụ thuộc vào chiều sâu nước chảy trước cầu, xác định theo đồ thị hình 4-4b. Hay công thức :

$$\log K_H = 0,17 - 0,35H/B_1 \quad (4-8)$$

v - tốc độ nước chảy sau khi xói chung ;

t - hệ số, đối với bãi sông $t = 1$, đối với dòng chủ và sông có lòng sông di động $t = 0,6$;

v_{ox} - tốc độ cho phép không xói của đất ở đáy hố xói cục bộ tính bằng m/s. Trị số v_{ox} lấy theo

bảng 3-6 và bảng 3-7. Đối với đất không dính $v_{ox} = (v_{od}/d^{1/6})h^{1/6}$.
 H - chiều sâu nước chảy trước trụ cầu, m.

Đối với đất không dính trong công thức 4-7 thay $6v_o^2/g = 30d$; trong đó d tính bằng m.

4.6. TÍNH XÓI CỤC BỘ THEO TIÊU CHUẨN BCN 62-69 CỦA LIÊN XÔ (cũ)

Theo phương pháp này tính xói cục bộ được phân thành 2 trường hợp : khi dòng chảy có mang theo phù sa và khi dòng chảy không mang theo phù sa (dòng nước trong).

4.6.1. Đối với dòng nước đục : đối với dòng chủ hay đối với sông (cả bãi sông và dòng chủ có lòng sông luôn luôn di động) xói cục bộ tại chân trụ cầu được xác định theo công thức sau :

$$h_{cb} = \left(h_o + 0,014 \frac{v - v_{ox}}{\omega} b \right) K_d K \quad (4-9)$$

trong đó : h_{cb} - chiều sâu xói cục bộ tính từ mặt đất sau khi xói chung ; h_o - chiều sâu xói cục bộ giới hạn tại trụ hình tròn ứng với $v = v_{ox}$ tính theo (4-14) ;

b - chiều rộng trụ tính toán, m ;

H - chiều sâu dòng chảy trước trụ, m ; v - tốc độ nước chảy trung bình tại đường thủy trực trước trụ, m/s ;

v_{ox} - tốc độ gây xói tính theo công thức 4-10 ;

K_d - hệ số hình dạng trụ, phụ thuộc vào cấu tạo của trụ xác định theo chỉ dẫn của phụ lục 4 : $K_d = K_g/10 = 0,70 + 1,24$ (ngoài trụ cọc) ;

K - hệ số xét ảnh hưởng của hướng dòng nước, phụ thuộc vào góc làm thành giữa hướng chảy với tim của trụ dọc theo sông xác định theo công thức 4-11. Tốc độ xói theo phương pháp này được xác định theo công thức sau :

$$v_{ox} = 3,6 \sqrt[4]{hd} \quad (4-10)$$

d - đường kính hạt đất, m ;

h - chiều sâu, m ;

Hệ số K xác định theo công thức :

$$K = 1 + \left[1,22 - \frac{1,22}{\sqrt{\left(\frac{H}{b} + 0,75 \right)^3}} \right] f \quad (4-11)$$

trong đó : f - hệ số lấy theo đồ thị hình 4-5 phụ thuộc vào tỉ số L/b (L và b chiều dài và chiều rộng trụ tính toán trên bình đồ), và góc xiên của dòng chảy đối với trụ α . Trường hợp $\alpha \leq 10^\circ$ thì $k = 1$.

Công thức tổng quát tính chiều rộng trụ tính toán và móng có chiều rộng trụ thay đổi theo chiều cao được xác định theo công thức :

$$b = \frac{b_1 t_1 + b_2 t_2 + \dots}{t_1 + t_2 + \dots} \quad (4-12)$$

trong đó : b_1, b_2 - các chiều rộng bộ phận ;

t_1, t_2 - chiều cao tương ứng của các bộ phận trụ có chiều rộng thay đổi b_1, b_2 tính từ mực nước tới đường xói chung.

4.6.2. Đối với dòng nước trong

Trường hợp này thường gặp ở các sông có tốc độ nước chảy nhỏ hơn tốc độ gây xói đối với các hạt hay ở phần bãi sông dưới cầu.

$$h_{cb} = h_o \left(\frac{v - v_H}{v_{ox} - v_H} \right)^{3/4} K_d K \quad (4-13)$$

$$h_o = \frac{6,2xH}{\left(\frac{v_{ox}}{\omega} \right)^x} \quad (4-14)$$

Trong đó v_H là tốc độ bắt đầu gây xói, xác định theo công thức :

$$v_H = v_{ox} \left(\frac{d}{h} \right)^x \quad (4-15)$$

d và h tính bằng mét ;

y - hệ số phụ thuộc vào tỉ số H/d , xác định theo bảng 4-3.

ω - đường kính thủy lực của hạt phù sa lòng sông trung bình (tốc độ rơi trong nước tĩnh, không chảy), xác định theo công thức :

$\omega = \sum \omega_1 P_1 / 100$; ω_1 đường kính thủy lực của các thành phần hạt.

P_1 - tỉ lệ thành phần hạt tính theo phần trăm của trọng lượng ; trị số ω xác định theo bảng 4-5, phụ thuộc vào đường kính hạt d , cm/s ; trong bảng này d tính bằng mm.

Hệ số x trong công thức 4-14 có thể xác định theo công thức $x = 0,18(b/H)^{0,867}$ hay theo bảng 4-4.

Bảng 4-3

Hệ số Y

H/d	20	40	60	80	100	200	400	600	800	1000	≥ 2000
y	0,198	0,181	0,173	0,167	0,163	0,152	0,143	0,139	0,137	0,134	0,125

Bảng 4-4

Hệ số X trong công thức 4-14

b/H	X	b/H	X	b/H	X	b/H	X	b/H	X
0,040	0,0110	0,10	0,0242	0,30	0,063	0,80	0,148	2,0	0,33
0,045	0,0122	0,12	0,0285	0,35	0,072	0,90	0,164	2,5	0,40
0,050	0,0134	0,14	0,0325	0,40	0,080	1,00	0,180	3,0	0,465
0,060	0,0156	0,16	0,0366	0,45	0,090	1,20	0,205	3,5	0,600
0,070	0,0178	0,18	0,0410	0,50	0,098	1,40	0,240	4,0	0,600
0,080	0,0200	0,20	0,0450	0,60	0,115	1,60	0,270	4,5	0,66
0,090	0,0222	0,25	0,0540	0,70	0,130	1,80	0,300	5,0	0,72

Bảng 4-5

d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω	d	ω
0,01	0,007	0,25	2,70	1,5	12,6	7	29,7	50	76,9	180	145
0,03	0,062	0,3	3,21	2,0	15,3	10	35,2	60	84,2	200	152
0,05	0,178	0,4	4,32	2,5	17,7	15	43,0	80	96,9	250	170
0,08	0,443	0,5	5,40	3,0	19,3	20	49,2	100	108	300	186
0,10	0,692	0,6	6,48	3,5	20,9	25	54,8	120	119	350	201
0,15	1,557	0,8	8,07	4,0	22,3	30	60,0	140	128	400	215
0,20	2,160	1,0	9,14	5,0	24,9	40	68,9	160	137	500	240

Trong trường hợp có phù sa (hạt nhỏ hơn đường kính hạt trung bình của đất xói tới) rơi vào hố xói thì chiều sâu hố xói cục bộ được xác định theo công thức sau :

$$h_{cb} = (h'_{cb} + H)\epsilon - H \quad (4-16)$$

trong đó : h'_{cb} - chiều sâu xói cục bộ tính theo công thức 4-13 ;

ε - hệ số phụ thuộc vào tỉ số d/d_H ;

d_H - đường kính hạt phù sa rơi vào hố xói

Tỉ số ε lấy theo bảng sau :

d/d_{11}	4	6	8	10	12	14	16	18	20	25
ε	1,41	1,35	1,3	1,25	1,22	1,2	1,18	1,16	1,15	1,14

Đối với đất dính chiều sâu xói cục bộ được xác định theo công thức :

$$h_{cb} = \frac{6,2 \times H}{\left(\frac{v_{ox}}{\omega}\right)^x} \left(2 \frac{v}{v_{ox}} - 1\right)^{0,75} K_d K \quad (4-17)$$

trong đó v_{ox} - là tốc độ cho phép không xói đối với đất dính, xác định theo công thức :

$$v_{ox} = \frac{0,4}{\varepsilon} (3,34 + \lg H) \sqrt{0,151 + C_p} \quad (4-18)$$

trong đó : C_p - hệ số dinh tính toán của đất, T/m^3 .

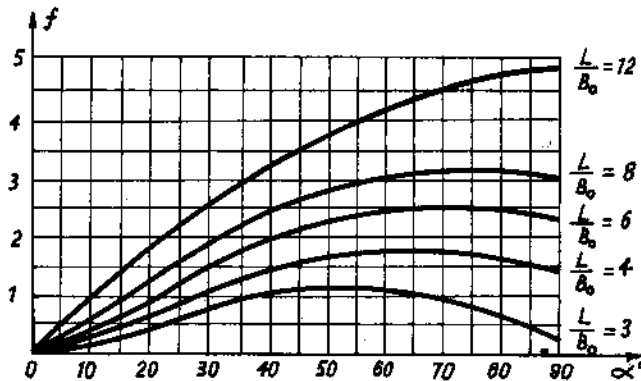
ε - hệ số, nếu có phù sa chuyển vào hố xói $\varepsilon = 1,4$ và không có phù sa thì $\varepsilon = 1$.

Trị số v_{ox} xác định theo công thức 4-18 có thể tính nhanh chóng nhờ đồ thị riêng.

Trong công thức 4-17, ω được xác định theo đường kính tương đương về tốc độ cho phép không xoắn.

$$d_{ld} = \frac{5,95}{H} v_{\text{ок}}^4 \quad (4-19)$$

Trong đó v_{ox} tính bằng m/s, H bằng m.



Hình 4-5

Đồ thị dùng để xác định hệ số f phụ thuộc vào hướng nước chảy α và tỉ số L/B .

4.6.3. Công thức tính xói cục bộ ở một số nước khác

1. Công thức của E.M. Laursen :

$$h_{cb} = 1,5K_d b(H/b)^{0,35} \quad (4-20)$$

2. Công thức của Neirin :

$$h_{cb} = K_d B \quad (4-21)$$

3. Công thức Ấn Độ - Pakitsâng :

$$h_{cb} = 0,565 K_d (HV)^{0,25} B^{0,22} \quad (4-22)$$

4. Công thức của Z. Lara :

$$h_{cb} = 3,33 K_d B^{0,75} \quad (4-28)$$

5. Công thức của S. Khunko :

- Khi $v > v_{ox}$

$$h_{cb} = 2,42 b K_d \left(\frac{v_{ox}^2}{gb} \right)^{1/3} \quad (4-23)$$

- Khi $v \leq v_{ox}$

$$h_{cb} = 2,42 b K_d \left(\frac{2v}{v_{ox}} - 1 \right) \left(\frac{v_{ox}^2}{gb} \right)^{1/3} \quad (4-24)$$

Các kí hiệu dùng trong các công thức trên không có gì thay đổi.

4.7. TÌNH HÌNH NGHIÊN CỨU CHỐNG XÓI CỤC BỘ TRỤ CẦU

Hiện nay việc chống xói cục bộ tại chân trụ cầu chủ yếu được giải quyết một cách thụ động bằng biện pháp thiết kế cao độ các móng trụ cầu nằm dưới chiều sâu xói lớn nhất một độ sâu an toàn nào đó. Giải pháp này trong nhiều trường hợp đã làm cho giá thành xây dựng cầu tăng lên và kéo dài thời gian thi công công trình. Theo kết quả tính toán của nhiều nhà khoa học trên thế giới cho thấy chỉ cần giảm chiều sâu đặt móng trụ cầu so với tính toán hiện nay (30%) thì giá thành cầu sẽ giảm 10 - 20% ; còn nếu tìm được biện pháp nào đó có thể chống hoàn toàn xói cục bộ tại trụ cầu thì sẽ tiết kiệm được số tiền rất lớn và giảm thời gian thi công đáng kể. Trong những năm gần đây việc nghiên cứu chống xói cục bộ là tìm biện pháp chủ động chống xói phát triển bằng sử dụng các vật liệu gia cố lòng sông chống xói, các giải pháp triệt giảm các nguyên nhân gây xói cục bộ trong khi thiết kế trụ cầu. Ở Liên Xô (cũ) có công trình của D.M. Zgorsky (trường đại học Cầu đường Kiép), N.A. Mikhailov (trường đại học Tổng hợp Matxcova), L.A. Andrianov và Andreev trường đại học Cầu đường Matxcova, ở Mỹ và Nhật các công trình của S.T. Snaibel, Kekawa, v.v... Một số cơ quan thiết kế của Liên Xô (cũ) ví dụ phân viện thiết kế đường Liên Xô (cũ) tại Tobilixi, Kiép, Công ty cầu 1, phê phán phương pháp bị động chống xói hiện nay (bằng cách thiết kế cao độ đặt móng trụ cầu dưới chiều sâu lòng đất bị xói tới) mà chuyển sang hướng chống xói tích cực bằng các biện pháp chống xói cục bộ phát triển ở chân móng trụ cầu. Tuy nhiên hiện nay trên thế giới những kết quả nghiên cứu và thiết kế về lĩnh vực này còn rất hạn chế. Các biện pháp kiến nghị còn chưa đạt hiệu quả lớn, chưa thích hợp với điều kiện thi công và điều kiện lòng sông bị biến dạng do xói và bồi. Sau đây giới thiệu tóm tắt một số công trình trong lĩnh vực này.

4.7.1. Nghiên cứu thay đổi hình dạng trụ cầu để giảm chiều sâu xói

Đây là những biện pháp đầu tiên chống xói cục bộ được nhiều nhà khoa học quan tâm và đã có những kết luận không những chỉ về mặt định tính mà còn cả về định lượng. Các kết quả nghiên cứu của Iaratslaxép, Murômôv v.v... cho phép xác định mức độ triệt giảm xói cục bộ đối với các trụ cầu có hình dạng khác nhau so với trụ cầu có hình dạng chữ nhật, ở trụ tròn xói giảm từ $15 \div 20\%$, ở các trụ có dạng hình elíp, trụ hình chữ nhật hai đầu có dạng dòng chảy hay có góc nhọn 60° xói giảm $30 \div 40\%$, ở các trụ cọc, trụ kép hai cột tròn, trụ có nhiều lỗ thoát nước giữa thân trụ xói giảm $30 \div 50\%$.

Nhược điểm chung của các biện pháp này là không có khả năng chống xói cục bộ một cách triệt để mà chỉ có tác dụng giảm một phần xói cục bộ so với loại móng trụ có hình dạng chữ nhật.

4.7.2. Trụ cầu có cánh

Ở cao độ mặt đất lòng sông lúc tự nhiên và sau khi xói chung các cánh chống xói được cố định vào thân trụ cầu. Các cánh chống xói làm bằng các tấm bê tông hình vành khăn tròn đặt song song nhau vì vậy còn gọi là các vòng chống xói. Chiều rộng của cánh (đặt ở cao độ mặt đất tự nhiên) được thiết kế bằng $1/2$ đường kính trụ cầu, chiều rộng của cánh dưới (đặt ở cao độ lòng sông sau khi xói chung) làm lớn hơn, chiều rộng bằng nửa đường kính hay chiều rộng của trụ cầu. Các cánh này được thiết kế với mục đích chủ yếu để ngăn chặn các thành phần dòng chảy đứng xuất hiện đằng trước trụ cầu theo hướng từ trên xói xuống và làm cho các dòng chảy có hướng song song với nhau và hạn chế dòng xoáy phát triển.

Nhược điểm của loại này là khả năng triệt giảm xói cục bộ rất kém, khi xói chung và xói thiên nhiên lớn. Một nhược điểm khác là thi công các cánh rất phức tạp vì phải làm việc trong điều kiện dưới nước. Ngoài ra yêu cầu thiết kế "cánh dưới" tại vị trí lòng sông sau khi xói chung là một yêu cầu mà trong thực tế không thể thực hiện được do đó tác dụng chống xói của các cánh này hầu như không đáng kể, dòng sông vẫn bị xói lớn do các cánh không khắc phục được các dòng chảy bao quanh trụ có tốc độ lớn, các dòng chảy xói phía trước, xung quanh trụ và đặc biệt là dòng chảy xói ngầm dưới các cánh (vòng chống xói) của trụ cầu.

4.7.3. Trụ cầu có các gờ tăng độ nhám quanh trụ

Để giảm tốc độ nước chảy khu vực xung quanh trụ cầu, và thành phần tốc độ của "dòng chảy đứng" hướng theo tường trụ xói xuống chân trụ, xung quanh tường trụ làm các gờ để tăng độ nhám của trụ. Nhược điểm của phương pháp này thi công phức tạp và hiệu quả giảm xói trụ cầu thấp.

4.7.4. Phao tạo bồi

Phao tạo bồi ở khu vực trụ cầu là một hệ thống tấm chắn, loại phao nổi được xây dựng cách trụ cầu về phía thượng lưu một đoạn bằng 4 đường kính (bề rộng) trụ. Các phao bồi tạo thành một tấm chắn hình chữ nhật có chiều rộng gấp 1,5

đường kính của trụ và chiều cao tấm ngập trong nước được tính toán như thế nào để khi dòng nước gặp phao chắn bị thu hẹp cục bộ (theo chiều đứng) tới mức đủ để tốc độ nước chảy tại khu vực dưới tấm phao chắn có khả năng xói một lượng đất cát lớn và vận chuyển lượng đất cát đó về khu vực trụ cầu để lấp các hố xói và tạo thành bãi bồi xung quanh trụ cầu. Vị trí của các phao được cố định và điều chỉnh cho phù hợp với tính toán nhờ các neo và các thiết bị lắp trên hệ thống phao tạo bồi.

4.7.5. Hệ thống tấm ngầm đón phù sa

Hệ thống tấm đón phù sa có góc mở, góc đón phù sa 30° , được xây dựng cách trụ cầu khoảng 0,85d về phía thượng lưu (d - đường kính hay chiều rộng của trụ). Hệ thống tấm ngầm đón phù sa được xây dựng ngầm dưới nước có chiều cao cao hơn lòng sông là 0,33d và chiều dài bằng 1 đến 2 đường kính của trụ cầu. Dòng nước và phù sa lòng sông, khi gặp hệ thống tấm ngầm có chiều rộng dòng chảy (chiều rộng đón phù sa) hẹp dần đã tích lại một khối lượng phù sa lớn và tạo bồi ở khu vực hạ lưu trụ cầu.

4.7.6. Vòng vây chống xói

Vòng vây có dạng nửa hình tròn ôm quanh phần thượng lưu trụ cầu và cách trụ 0,5d, chiều cao của vòng vây là 0,33d. Để giảm chiều sâu xói lở ở phía trước vòng vây thượng lưu được thiết kế theo dạng dòng chảy có góc nhọn hướng về phía nước chảy. Dòng nước chảy từ thượng lưu về gặp vòng vây ôm quanh "vòng vây chống xói" làm cho các dòng chảy đáy chuyển động êm thuận và với tốc độ giảm nhiều. Ngoài ra nó còn có tác dụng hạn chế sự phát triển của các dòng xoáy và dòng ngược chiều. Để tăng hiệu quả chống xói trụ cầu có thể áp dụng phương pháp sử dụng vòng vây chống xói kết hợp với biện pháp đổ đá xung quanh trụ cầu.

4.7.7. Tường hoặc trụ bảo vệ chống xói gây bồi

Tường chắn, trụ bảo vệ được xây dựng cách trụ cầu chính về phía thượng lưu một cự ly từ 0 đến d (d - đường kính hoặc chiều rộng trụ). Tác dụng của các công trình này là bảo vệ không cho dòng nước tác động trực tiếp vào trụ chính. Ngoài ra nếu bố trí hợp lý công trình phụ bảo vệ (chống va) thì sẽ tạo được khu vực bồi ngay phía hạ lưu có tác dụng chống xói trụ cầu. Đây là phương pháp chống xói trụ cầu đã được áp dụng từ lâu. Tuy nhiên cũng như biện pháp vòng vây chống xói nó có nhược điểm lớn là giá thành xây dựng cao và xói phát triển lớn xung quanh ngay "trụ bảo vệ" và vòng vây chống xói.

4.7.8. Trụ cầu có nhiều lỗ thoát nước tại khu vực nửa dưới của thân trụ cầu

Các lỗ thoát nước ở nửa dưới của thân trụ cầu có tác dụng giảm tốc độ nước chảy xung quanh trụ cầu và hạn chế các dòng chảy đứng phía trước trụ. Loại này có nhược điểm là xây dựng phức tạp và khả năng chống xói kém.

4.8. MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU CHỐNG XÓI CỤC BỘ TRỤ CẦU CỦA TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI

Trong năm 1980 - 1981 dưới sự chỉ đạo của giáo sư tiến sĩ khoa học kĩ thuật Nguyễn Xuân Trục nhóm nghiên cứu chống xói của trường Đại học Xây dựng Hà Nội đã tiến hành nghiên cứu một cách hệ thống nguyên nhân quá trình phát triển xói cục bộ trụ cầu, hiệu quả của các biện pháp chống xói. Sau đây là những kết quả nghiên cứu bước đầu.

4.8.1. So sánh với trường hợp trụ không gia cố bảo vệ lòng sông, ở các trụ cầu có gia cố trị số xói lở giảm một cách đáng kể (bảng 4-6) : Điều đó khẳng định là không nên thiết kế trụ cầu theo quan điểm cho phép xói tự do và bảo vệ trụ cầu bằng phương pháp thụ động, bố trí móng các trụ cầu nằm dưới chiều sâu xói lở lớn nhất như hiện nay, mà cần thiết phải nghiên cứu phương án sử dụng biện pháp chống xói cục bộ để so sánh chọn giải pháp tối ưu.

4.8.2. Mức độ triệt giảm xói : phụ thuộc vào chiều rộng tấm gia cố b_{gc} , xói càng giảm khi chiều rộng của tấm gia cố càng lớn.

Bảng 4-6 giới thiệu kết quả đo xói khi chiều rộng tương đối của tấm gia cố so với chiều rộng trụ cầu B_{gc} ($d = 0,2 ; 0,3 ; 0,5 ; 0,75 ; 1$), ở mô hình trụ cầu có $d = 9,6\text{cm}$, lưu lượng nước chảy 18l/s , $v = 0,2\text{m/s}$; $h = 18\text{cm}$. Phân tích kết quả thí nghiệm cho thấy hiệu quả giảm chiều sâu xói tại trụ cầu rõ nhất khi tăng kích thước tấm gia cố trong phạm vi $b_{gc} \leq 0,25d$; (khoảng 70 - 75%) sau đó nếu tăng kích thước tấm gia cố, xói tiếp tục giảm nhưng với tốc độ chậm nhiều, và khi $b_{gc} > d$, mặc dù tăng chiều rộng tấm gia cố, xói ở phía trước và hai bên trụ gần như không thay đổi và có trị số không đáng kể (trong điều kiện thí nghiệm).

Trong khi đó hạ lưu trụ cầu tại vị trí cuối tấm gia cố (loại cứng) nơi tiếp giáp với lòng sông tự nhiên, xuất hiện hố xói tương đối sâu. Chiều sâu hố xói ở hạ lưu trụ cầu càng giảm nếu càng kéo dài tấm gia cố, nhưng với hiệu quả giảm xói rất chậm.

Bảng 4-6

Chiều sâu xói cục bộ h_{cb} phụ thuộc vào chiều rộng tấm gia cố B_{gc} (loại cứng)

$b_{gc} : d$	1	0,75	0,5	0,30	0,20	0
h_{cb} , cm	0	≈ 0	0,5	1,7	2	8,5
Hiệu quả tính %	100	≈ 100	94	80	76	-

Đây là những nhược điểm lớn của các tấm gia cố cứng (bê tông xi măng, xây đá v.v...).

4.8.3. Để khắc phục hiện tượng xói cục bộ ở sau tấm gia cố loại cứng : không nên áp dụng biện pháp kéo dài phạm vi gia cố lòng sông cho tới khi xói phát triển không đáng kể ($b_{gc} = (5 - 6)d$) mà nên sử dụng tấm gia cố có chiều dài bằng chiều rộng trụ và có lớp tiêu năng ở hạ lưu tấm gia cố. Theo kết quả

thực nghiệm cho thấy lớp nước tiêu năng có chiều cao $30 \div 50\text{cm}$ có khả năng hạn chế tốc độ dòng chảy đáy nơi tiếp giáp giữa tấm gia cố với lòng sông tự nhiên và giảm các dòng xoáy và các dòng chảy quán ở hạ lưu tấm gia cố cứng. Lớp tiêu năng ở hạ lưu tấm gia cố có thể tạo được bằng nhiều biện pháp khác nhau : tấm gia cố thiết kế độ dốc ngược $i = 0,005 \div 0,15$ để cao độ mép hạ lưu tấm cao hơn mặt đất một chiều cao bằng chiều dày lớp nước tiêu năng cần thiết, hoặc đặt tấm gia cố có độ dốc bằng độ dốc lòng sông nhưng ở phần hạ lưu của tấm làm sân dạng bậc có chiều rộng khoảng $1 \div 2\text{m}$ và cao hơn lòng sông $30 \div 50\text{cm}$.

Loại gia cố chống xói trụ cầu bằng vật liệu cứng bằng bê tông xi măng, đá xây nên sử dụng ở các trụ cầu có đường kính $\leq 5\text{m}$ hoặc khi xói chung và xói thiên nhiên không lớn.

4.8.4. Đá tìm được những thành phần vật liệu phù hợp với điều kiện thực tế của Việt Nam : hiện nay có một số hỗn hợp bê tông nhựa có khả năng chống xói cục bộ tốt bao gồm nhựa bitum làm chất liên kết ; vụn sắt thái ra ở các nhà máy cơ khí hay quặng sắt nghiền nhỏ làm cốt liệu chủ yếu và một tỉ lệ nhỏ dầu nhờn (AK - 10 hay AK - 15), xi măng để đảm bảo hỗn hợp luôn luôn ở trạng thái mềm dẻo và có khả năng tăng độ dính bám với nhựa và không bị ôxi hóa.

Khác với loại bê tông nhựa dùng làm mặt đường ôtô, loại này có tỉ trọng nặng hơn gấp 2, 3 lần, không bị đông cứng, luôn luôn ở trạng thái có thể dễ dàng biến dạng theo sự biến dạng của đáy hố xói mà không bị nứt, gãy và có khả năng tự liên kết trong môi trường nước chảy và chống xói cục bộ rất có hiệu quả. Tỉ lệ các thành phần hạt có thể tham khảo bảng 4-7.

Ưu điểm của phương pháp gia cố loại này là thi công đơn giản.

Đối với trụ cầu trên dòng chủ luôn luôn bị ngập nước, việc gia cố được thực hiện nhờ các ống máng dẫn vật liệu từ trên trụ cầu xuống hay nhờ các máy xúc gầu dây thông thường, mà không phải sử dụng các biện pháp thi công phức tạp. Đối với các trụ cầu xây dựng trên bãi sông, để tăng khả năng liên kết có thể dùng bê tông nhựa dẻo có lưới thép. Có thể sử dụng loại gia cố chống xói hỗn hợp rọ đá và bê tông nhựa dẻo. Ngoài những ưu điểm đã giới thiệu ở trên, loại gia cố này có độ nhám khá lớn do đó đã có khả năng khắc phục hiện tượng xói cục bộ ở sau tấm gia cố nơi tiếp giáp với lòng sông thiên nhiên.

Các tấm chống xói chân trụ cầu làm việc trong điều kiện đặc biệt bất lợi, bị tác động hiện tượng xói chung do nền đường thu hẹp dòng chảy, do biến dạng tự nhiên của dòng sông. Bê tông nhựa sử dụng thích hợp với những điều kiện làm việc của xói cục bộ vì có những đặc tính sau :

- Dù nặng có thể tụt xuống dọc theo trụ cầu khi lòng sông bị biến dạng (xói lở) do hiện tượng xói chung và xói tự nhiên ;
- Luôn luôn ở trạng thái mềm dẻo có thể tự điều chỉnh để lấp các hố xói và bám sát lòng sông, ngăn chặn xói ngầm dưới đáy tấm gia cố.
- Có thể tự liên kết trong môi trường không khí và nước.
- Không bị phá hủy dưới tác dụng của dòng nước chảy mạnh và liên tục.

Dựa vào những kết quả phân tích những đặc trưng của hỗn hợp khi thay đổi các thành phần vật liệu đã có những nhận xét sau :

- Xi măng trộn với mạt sắt với tỉ lệ 1 + 5% và bảo dưỡng trong thời gian 3 + 5 ngày có tác dụng làm khô cốt liệu mạt sắt, tăng khả năng dính bám giữa các mạt sắt với bitum. Ngoài ra xi măng cùng với bitum đã tạo thành vật liệu liên kết chắc chắn quanh bề mặt của cốt liệu. Dùng hỗn hợp mạt sắt trộn với xi măng cho phép sử dụng trực tiếp cốt liệu sắt lấy ở bãi thải của các nhà máy không phải qua khâu rửa sạch và rang khô vật liệu.

- Dầu nhờn trong hỗn hợp có tác dụng làm cho hỗn hợp mềm dẻo không bị nứt, rời rạc khi bị biến dạng lớn. Ngoài ra dầu nhờn còn có tác dụng tăng khả năng giữ cho cốt liệu sắt không bị ôxi hóa trong nước.

- Cốt liệu mạt sắt là vật liệu chủ yếu của hỗn hợp. Có thể dùng trực tiếp loại mạt sắt của các nhà máy cơ khí thải ra có đường kính 2 - 3mm như trong điều kiện thí nghiệm. Cũng có thể dùng mạt sắt được nghiền từ quặng sắt. Cốt liệu mạt sắt có tỉ trọng rất lớn so với vật liệu đá, cát v.v... nên có khả năng chống xói tốt hơn, làm cho hỗn hợp có thể tự chảy theo lòng sông khi bị xói sâu, đảm bảo hỗn hợp luôn luôn bám sát lòng sông nên có khả năng chống xói ngầm tốt hơn loại gia cố bằng vật liệu cứng, và chỉ cần chiều sâu lớp gia cố không lớn lắm đã có thể bảo vệ lòng sông không bị xói.

- Bitum là vật liệu liên kết chủ yếu của hỗn hợp. Ngoài nhiệm vụ liên kết vật liệu, bitum cùng với dầu nhờn, xi măng có tác dụng giữ cho cốt liệu sắt không bị biến chất do oxy hóa.

Bảng 4-7

Sau đây là tỉ lệ thành phần của hỗn hợp vật liệu dẻo

Thứ tự	Tên vật liệu	Tỉ lệ %
1	Vật liệu mạt sắt	77 ÷ 79
2	Bitum có độ kim lún 40 ÷ 60	15 ÷ 20
3	Dầu nhờn AK-10, AK-15	2 ÷ 4
4	Xi măng mác 200 ÷ 400	4 ÷ 5

4.8.5. Về hiệu quả chống xói của các vật liệu rời

a) So với vật liệu toàn khối, vật liệu rời có những đặc trưng vật lí như độ nhám (hệ số gỗ ghế) độ rỗng vật liệu, hệ số thấm thấu gần như các hạt cát sỏi cấu tạo lòng sông nên sự phân biệt khác nhau về tốc độ nước chảy giữa khu vực có gia cố lòng sông với khu vực không gia cố rất ít, và do đó xói phát triển ở khu vực tiếp giáp thường nhỏ và đôi khi bị triệt tiêu hoàn toàn.

Để đánh giá hiệu quả của loại vật liệu này đã tiến hành thí nghiệm trên mô hình xói trụ cầu được gia cố bằng một số vật liệu rời có tác dụng chống xói tốt như đổ đá đóng, rọ đá, vật liệu vụn sắt.

b) Phương pháp bỏ đá đóng xung quanh trụ cầu là phương pháp chống xói trụ cầu đơn giản và có hiệu quả. Theo kết quả thí nghiệm thì nếu tốc độ nước chảy không lớn lắm, biện pháp bỏ đá xung quanh trụ cầu đã giữ cho xói cục bộ không phát triển sâu.

Nếu nước chảy mạnh xung quanh khu vực lòng sông được gia cố có v_{ox} nhỏ thì có hiện tượng xói ngầm làm đá bị tụt sâu vào cát. Ở phía sâu các trụ có bỏ đá đóng thường quan sát thấy hiện tượng bồi. Phương pháp bỏ đá đóng xung quanh

trụ cầu đã được sử dụng từ lâu để chống xói cục bộ, đặc biệt là trong thời gian khai thác cầu khi phát hiện xung quanh trụ cầu có xói nguy hiểm đối với công trình. Tuy nhiên loại gia cố này có những nhược điểm nghiêm trọng là sau một thời gian sử dụng đá bị chìm dần vào cát và dễ bị xói hoặc trượt ra khỏi phạm vi gia cố lòng sông khi có xói chung và xói thiên nhiên lớn. Để hạn chế một phần những nhược điểm nói trên, đá hộc được bỏ vào trong các rọ và có liên kết các rọ lại với nhau. Phương pháp bỏ đá đóng và rọ đá sẽ mang lại hiệu quả chống xói lớn hơn nếu được sử dụng phối hợp với các biện pháp chống xói khác như với trụ chống và tạo bồi, bê tông nhựa dẻo v.v...

c) Vật liệu vụn sắt thải ra ở các nhà máy cơ khí có tỉ trọng $4,5 + 5T/m^3$ đường kính hạt trung bình $3 + 5mm$, độ rỗng và hệ số thấm thấu tương đương như cát hạt to và độ nhám gần như độ nhám của lòng sông thiên nhiên. So với các trụ gia cố bằng tấm cứng, nước chảy tại trụ gia cố chống xói bằng vật liệu vụn sắt có tốc độ nước chảy nhỏ hơn, mặt độ xuất hiện các dòng ngược chiều và dòng xoáy ở phía thượng lưu và hạ lưu trụ cầu giảm nhiều, không xuất hiện các vệt xói tại nơi tiếp giáp giữa khu vực lòng sông có gia cố và lòng sông tự nhiên (không có gia cố).

Để tăng hiệu quả chống xói của vật liệu vụn sắt và đảm bảo vụn sắt không bị trôi khi nước chảy mạnh và khi lòng sông bị biến dạng, cốt liệu vụn sắt được đóng vào các bao tải bằng chất dẻo.

Các bao vụn sắt có tỉ trọng lớn hơn so với rọ đá nên chiều dày lớp gia cố có thể thiết kế mỏng hơn nhiều và do đó tránh được hiện tượng cản dòng nước gây vệt xói lớn xung quanh khu vực gia cố. Các bao tải vụn sắt tạo bề mặt gỗ ghề có khả năng hạn chế tốc độ nước chảy, triệt giảm dòng xoáy và dòng cuốn do đó có khả năng chống xói triệt để.

Bảng 4-8

Trị số xói cục bộ trụ cầu có gia cố
($Q = 181/s$; $d = 9,6cm$; $v = 0,2m/s$; $h = 18cm$)

Loại gia cố \ Vị trí	Trước trụ (cm)	Hai bên (cm)	Sau trụ (cm)
Không gia cố	8,5	8	7,4
Tấm cứng xi măng	0	0	1,8
Bê tông nhựa mềm	0	0	0
Bao mật sắt	0	0	0

4.9. XÁC ĐỊNH XÓI CỤC BỘ Ở KÈ ĐIỀU CHỈNH DÒNG NƯỚC, MỐ CẦU VÀ KÈ NGANG

4.9.1. Công thức I.I. Iaratslaxe

$$h_{cb} = \frac{23v_c^2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{g\sqrt{1 + m^2}} - 30d \quad (4-25)$$

trong đó : m - mái đất ta luy của kè, nền đường ($m = 1,5$; $1,75$; 2 và $3...$) ;
 α - góc làm thành giữa hướng nước chảy và kè tại nơi tính toán xói ;
ở đầu kè hay 1/4 nón mố cầu : $\alpha = 90^\circ$, $\operatorname{tg}(\alpha/2) = 1$;
 v_c - tốc độ nước chảy tại nơi tính xói, các kí hiệu dùng như cũ.

4.9.2. Theo tiêu chuẩn BCN 62-69 : Chiều sâu khi xói cục bộ tại phần đầu của kè h' được xác định

$$h' = aK_1 \frac{v_c - v}{v_{ox}} hK_m + h(1 - K_m) \quad (4-26)$$

trong đó : h - chiều sâu nước chảy trước khi xói tại phần đầu kè ;
 a - phụ thuộc vào hệ số thu hẹp β

β	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
a	5,2	4,3	3,2	2,5	2,0	1,8	1,6	1,5

Khi kè làm một phía thì $\beta = Q/Q_c$; trong đó Q - lưu lượng toàn bộ ; Q_c - lưu lượng nước qua chiều rộng khẩu độ cầu lúc tự nhiên khi chưa bị thu hẹp. Nếu kè làm cả hai phía bãi sông, lưu lượng Q tính từ đường thủy trực sâu nhất của dòng chủ đến bờ bãi sông có làm kè hướng nước ; còn Q_c - trị số lưu lượng qua nửa cầu tương ứng để tính kè ; K_1 - hệ số hình dạng của kè phụ thuộc vào hệ số xói ($P = \frac{h'}{h}$) và dạng kè xác định theo bảng 4-9.

Bảng 4-9

h'/h	K_1 đối với kè		h'/h	K_1 đối với kè	
	Dạng elíp	Dạng thẳng		Dạng elíp	Dạng thẳng
1,0	0,61	0,61	4	1,8	1,95
1,5	0,94	1,01	5	2,07	2,17
2,0	1,19	1,28	6	2,9	2,30
3,0	1,52	1,68			

v_{ox} - tốc độ cho phép không xói đối với đất tại đầu kè, xác định ứng với sau khi xói chung ;

K_m - hệ số phụ thuộc vào mái dốc ta luy của kè (m).

m	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
K_m	0,71	0,55	0,44	0,37	0,35	0,28

v_c - tốc độ trung bình lớn nhất dưới cầu, xác định như khi tính xói chung. Trường hợp làm kè cả hai phía thì trị số v_c tính từ đường thủy trực sâu nhất tới mõ cầu phía kè tính toán.

v - tốc độ trung bình của dòng chảy lúc tự nhiên khi dòng chảy chưa bị thu hẹp của toàn mặt cắt (khi kè làm 2 phía) hay phần dòng chảy tính từ thủy trực sâu nhất (khi kè làm một phía) tới kè.

Ở đầu kè ngang, chiều sâu xói cục bộ tính theo công thức 4-27 và 4-28.

- Khi có phù sa chuyển từ phía trên vào hố xói :

$$h_{cb} = \left(h'_{ch} + 0,0207 \frac{v - v_{ox}}{\omega} b \right) K_m K_\alpha \quad (4-27)$$

- Khi không có phù sa chuyển từ phía trên vào hố xói :

$$h_{cb} = h'_{cb} \left(\frac{v - v_H}{v_{ox} - v_H} \right)^{0,75} K_m K_\alpha \quad (4-28)$$

Tính h'_{cb} trong công thức 4-27 và 4-28 :

$$h'_{cb} = \frac{1,84H}{0,5 + \frac{H}{b}} \quad (4-29)$$

trong đó : v_H - tốc độ bắt đầu gây xói, xác định theo công thức 4-15 đối với đất không dính ;

$$K_\alpha = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{90}} \text{ hệ số xét ảnh hưởng của vị trí kè ngang trên bình đồ.}$$

α - góc làm thành giữa tim kè với hướng nước chảy ; khi kè chéo theo hướng nước chảy thì $\alpha < 90^\circ$, và chéo ngược hướng nước chảy thì $\alpha > 90^\circ$.

b - chiều rộng hình chiếu của kè xuống mặt phẳng vuông góc với hướng nước chảy tại đầu kè, m ;

v - tốc độ nước chảy tại đầu kè (m/s) ;

K_m - hệ số phụ thuộc vào ta luy đầu kè. Các yếu tố khác dùng như tính xói cục bộ ở trụ...

ω - đường kính thủy lực trung bình của các thành phần hạt địa chất

4.10. ĐỊNH CHIỀU SÂU ĐẶT MÓNG TRỤ CẦU

Móng trụ cầu phải đặt đủ sâu trong đất để đảm bảo cầu ổn định trong suốt thời gian phục vụ. Chiều sâu tối thiểu của đoạn cắm trong đất phụ thuộc vào điều kiện địa chất lòng sông sau khi xói.

Hình 4-6 cho thấy độ tối thiểu của móng trụ cầu có thể xác định theo công thức :

$$V_m = V_{dx} - (\Delta k + \Delta H) \quad (4-30)$$

trong đó : V_m - cao độ tối thiểu của móng trụ cầu ;

V_{dx} - cao độ đáy sông sau khi xói.

Đối với sông thẳng vùng đồng bằng chiều sâu lớn nhất xê dịch có tính chu kỳ trong phạm vi dòng chủ, do đó ở dòng chủ móng cầu được đặt trên cùng một cao độ, còn ở bãi sông đặt với cao độ nông hơn ở dòng chủ :

$$V_{dx} = MNTT - [(h'_{chmax} + \Delta) + h_{cb}] \quad (4-31)$$

Ở bãi sông :

$$V_{dx} = MNTT - [(h'_b + \Delta) + h_{cb}] \quad (4-32)$$

trong đó : MNTT - mực nước lũ tính toán ;

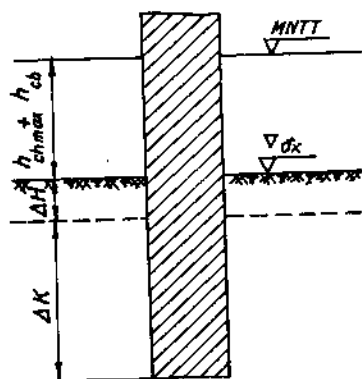
h'_{chmax} - chiều sâu nước sông lớn nhất của dòng chủ sau khi xói chung ;

h'_b - chiều sâu nước sông tại bãi sông sau khi xói chung tại trụ tính toán ;

h_{cb} - chiều sâu xói cục bộ tại vị trí tính toán ;

Δ - sai số khi xác định xói chung do số liệu dùng tính toán lưu lượng không chính xác. Theo giáo sư Andreev, nếu dùng phương pháp hình thái để xác định lưu lượng thì $\Delta = 0,15h'$ (sai số 15% so với chiều sâu sau khi xói), nếu có tài liệu đo nhiều năm thì $\Delta = 0$.

Đối với sông quanh co, lạch sâu nhất của dòng chủ có thể xê dịch ra phần bãi sông nên cao độ đường xói tính toán V_{dx} sẽ tính theo công thức 4-31, chỉ trong trường hợp đặc biệt bãi sông rộng và bờ phần dòng chủ là loại đất ổn định khó xói thì V_{dx} mới xác định theo công thức 4-32.



Hình 4-6

Xác định cao độ móng trụ cầu tối thiểu

Đối với sông quanh co, dòng sông di động thường xuyên (sông có nhiều bãi sông nổi di động) lạch sâu nhất có thể xuất hiện ở bất cứ vị trí nào trong sông do đó đường xói tính toán sẽ tính theo công thức 4-31.

Đối với sông có bãi sông rộng cần làm nhiều cầu thì ở những cầu thường xuyên có nước chảy trị số V_{dx} tính theo (4-31) và những cầu chỉ về mùa lũ mới có nước chảy thì trị số V_{dx} sẽ tính theo công thức 4-32.

ΔH - chiều sâu dự trữ do có sai số trong khi tính xói.

ΔK - chiều sâu móng trụ cắm trong đất, xác định theo điều kiện ổn định của trụ khi có lũ tính toán và sức chịu đựng của móng.

Theo tiêu chuẩn kĩ thuật hiện nay thì chiều sâu tối thiểu đáy móng cách đường xói ($\Delta H + \Delta K$) quy định như sau : nếu chiều sâu đặt móng tính từ mực nước bình thường về mùa kiệt $\leq 10m$ thì $(\Delta H + \Delta K) \geq 2,5m$. Nếu chiều sâu móng $> 10m$ thì $(\Delta H + \Delta K) \geq 5m$.

Ngoài những quy định trên cần chú ý là đối với móng cọc, sau khi xói chung và xói cục bộ, chiều sâu cọc cắm trong đất phải lớn hơn 4m. Nếu lòng sông sau khi xói gặp lớp đá dày thì móng cầu có thể đặt ở độ sâu tối thiểu ; đối với móng nặng, chiều sâu móng cắm tối thiểu trong đá là 0,25m ; đối với móng trụ cột không được bé hơn 0,5m.

Để xét tất cả các loại biến dạng lòng sông tại trụ cầu, ngoài chiều sâu xói chung do dòng chảy bị thu hẹp (Δh_{max}) và xói cục bộ tại chân trụ cầu (h_{cb}) cần xét khả năng xói thiên nhiên của lòng sông trong thời gian tính toán Δh_o . Trị số xói do biến dạng tự nhiên của lòng sông được tính toán theo phương pháp giới thiệu trong mục 3.1.4, và được xét trong khi xác định chiều sâu tại dòng chủ lúc tự nhiên.

$$h_{ch} = h_{ch,o} + \Delta h_o$$

trong đó : $h_{ch,o}$ - chiều sâu dòng chủ lúc tự nhiên khi chưa xét khả năng biến dạng lòng sông.

Chú ý là trong các công thức tính chiều sâu khi xói chung (hay chiều dày lớp đất bị xói sau khi xói chung Δh) đại lượng h_{ch} phải được xác định có xét khả năng biến dạng tự nhiên của lòng sông.

CHƯƠNG 5

TÍNH TOÁN THỦY LỰC CẦU VƯỢT SÔNG

5.1. TÍNH TOÁN SỰ PHÂN BỐ LƯU LƯỢNG GIỮA DÒNG CHỦ VÀ PHẦN BÃI SÔNG DƯỚI CẦU THEO CÔNG THỨC CỦA O.V. ANDREEV VÀ NGUYỄN XUÂN TRỰC

Sự phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu và trong khu vực dòng chảy bị thu hẹp đáng trước cầu có thể xác định theo phương pháp chính xác [8]. Tuy nhiên để xác định sự phân bố lưu lượng theo chiều rộng dòng chảy theo phương pháp trên phải hoàn thành khối lượng tính toán lớn vì vậy phải dùng máy tính. Trong nhiều trường hợp khi chỉ cần xác định chiều sâu xói lở dưới cầu, chiều cao nước dâng trước cầu, chỉ cần tính toán sự phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và bãi sông tại mặt cắt dưới cầu và phương pháp tính toán sẽ đơn giản hơn nhiều.

Hiện nay trên thế giới có nhiều đề nghị về cách tính sự phân bố lưu lượng này, phương pháp tỉ lệ thuận với biểu đồ phân bố tốc độ dòng chảy lúc tự nhiên dưới cầu, phương pháp của Rôlăng, Kherkheulitz, Latusenkov, Andreev v.v.. Trong các phương pháp kể trên thì phương pháp của giáo sư O.V. Andreev được sử dụng rộng rãi trong thiết kế cầu và cho sai số ít nhất.

5.1.1. Công thức Andreev

Năm 1958 dựa trên cơ sở giải phương trình Becnuli, A.V. Andreev xác định hệ số β_{ch} và β_b - hệ số đặc trưng cho sự tăng lưu lượng ở dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu, tức là tỉ số giữa lưu lượng nước chảy sau khi đã làm cầu so với lúc tự nhiên.

Công thức tính toán có dạng sau :

$$\beta_b = \sqrt{\beta_{ch}^2 + (\beta_{ch}^2 - 1) F(\eta, x, a)} \quad (5-1)$$

$$\beta_{ch} = \beta_b - \frac{1}{\tau} \left(\frac{\beta_b}{\beta} - 1 \right) \quad (5-2)$$

trong đó : $\eta = v_{ch}/v_{bc}$ - tỉ số giữa tốc độ nước chảy tại dòng chủ chia cho tốc độ tại phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên.

$x = l_{kt}/l_o$ - tỉ số giữa chiều dài kè điều chỉnh dòng nước nửa đoạn về phía thượng lưu chia cho chiều dài đoạn sông từ nơi dòng chảy bắt đầu thu hẹp tới cầu.

$$l_o = B_o - L_c$$

B_o - chiều rộng của sông về mùa lũ ;

L_c - khẩu độ cầu có kể cả trụ cầu ;

$$a = \frac{1,1v_{ch}^2}{glL_o}$$

l - độ dốc lòng sông lúc tự nhiên ;

g - gia tốc trọng trường, lấy bằng $9,81 \text{ m/s}^2$;

$$F(\eta, x, a) = \frac{af(x)(\eta^2 - 1)}{\eta^2 + af(x)} \quad (5-3)$$

$f(x) = 1/(1 + 2x)$, nếu trong tính toán giả thiết sau khi làm cầu một vài năm mới xây dựng kê điều chỉnh thì x sẽ triệt tiêu và $f(x) = 1$;

β - hệ số tăng lưu lượng trung bình của toàn cầu hay còn gọi là hệ số thu hẹp chung.

$$\beta = \frac{Q}{Q_{ch} + Q_{bc}} \quad (5-4)$$

Q - lưu lượng toàn bộ ;

Q_{ch}, Q_{bc} - phần lưu lượng nước chảy qua dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên.

$$Q_{bc} = \frac{Q - Q_{ch}}{B_o - B_{ch}} (L_c - B_{ch}) \quad (5-5)$$

τ - tỉ số giữa lưu lượng dòng chủ chia cho lưu lượng toàn bộ ;

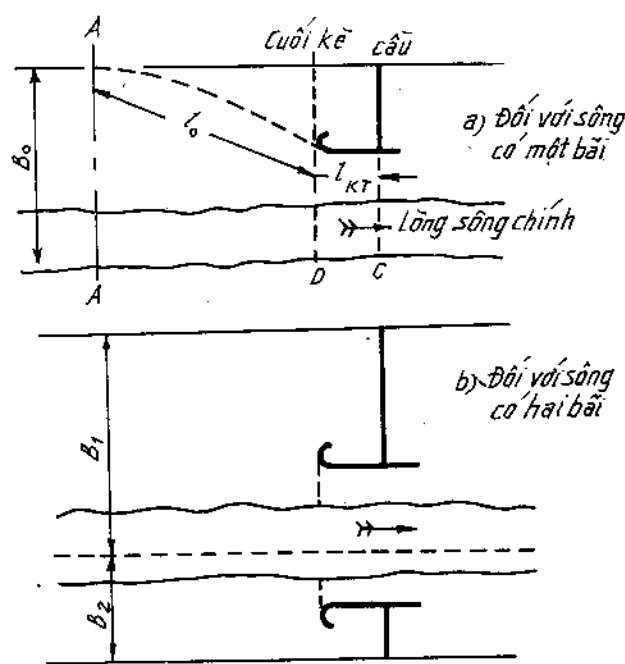
$$\tau = \frac{Q_{ch}}{Q} \quad (5-6)$$

Trị số β_{ch} và β_b được xác định theo công thức (5-1) và (5-2) bằng phương pháp gần đúng dần, tính trị số β theo công thức (5-4), giả thiết β_{ch} bé hơn β một ít và xác định β_b theo công thức (5-1). Thay trị số β_b vừa xác định ở trên vào công thức (5-2) và tính lại β_{ch} . Có trị số β_{ch} thay vào (5-1) xác định β_b lại lần nữa. Tính như vậy cho tới khi $\beta_{ch,n} \approx \beta_{ch(n-1)}$ là được. Thường chỉ phải lặp lại quá trình tính gần đúng vài lần là xác định được β_b và β_{ch} .

Các công thức (5-1) và (5-2) được xây dựng đối với sông có dòng chủ và một bãi sông. Đối với trường hợp sông có hai bãi (hình 5-1) thì phân dòng chủ thành 2 phần có chiều rộng tỉ lệ thuận với chiều rộng của bãi sông.

5.1.2. Công thức Nguyễn Xuân Trục

Công thức (5-1) và (5-2) cho phép xác định quy luật phân bố của lưu lượng dưới cầu khi lòng sông chưa bị xói lở. Vì vậy chỉ dùng chúng để tính xói nếu trong quá trình xói quy luật phân bố lưu lượng theo chiều rộng sông không thay đổi và dùng để tính toán nước dâng lớn nhất trước cầu. Trong trường hợp tổng quát do xói ở dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu phát triển với tốc độ không đều nhau, năm 1973. Nguyễn Xuân Trục [1] đề nghị tính β_b và β_{ch} có xét tới xói lở có dạng sau :



Hình 5-1

Sơ đồ dùng để tính hệ số tăng cường lưu lượng ở bãi sông và dòng chủ.

$$\beta_b = \sqrt{\beta_{ch}^2 \frac{A_{ch}}{A_b} - \frac{\alpha_{ch} v_{ch}^2 - \alpha_b v_{bc}^2}{2gA_b}} \quad (5-7)$$

$$\beta_{ch} = \frac{Q - \beta_b Q_{bc}}{Q_{ch}} \quad (5-8)$$

trong đó :

$$A_b = \frac{\alpha_b v_{bc}^2}{2g} \left(\frac{h_b}{h'_b} \right)^2 + 1 \left(\frac{h_b}{h'_b} \right)^{10/3} \left(\frac{l_0}{2} + L_{KT} \right)$$

$$A_{ch} = \frac{\alpha_{ch} v_{ch}^2}{2g} \left(\frac{h_{ch}}{h'_{ch}} \right)^2 + 1 \left(\frac{h_{ch}}{h'_{ch}} \right)^{10/3} \left(\frac{l_0}{2} + L_{KT} \right) \quad (5-9)$$

h_b, h_{ch} - chiều sâu trung bình của dòng chảy tại phần bãi sông dưới cầu và tại dòng chủ lực tự nhiên ;

h'_b, h'_{ch} - ý nghĩa như trên nhưng có thể kể thêm chiều sâu bị xói ;

$\alpha_b, \alpha_{ch} \approx 1,1$ - hệ số Koriolit.

Trị số β_b và β_{ch} xác định theo công thức (5-7) và (5-8) bằng phương pháp tính đúng dần, tương tự như đã nói ở mục 1. Đối với sông có hai bãi sông bài toán sẽ có ba ẩn số $\beta_{b1}, \beta_{b2}, \beta_{ch}$ và 3 phương trình β_{b1}, β_{b2} theo công thức (5-7), β_{ch} tính theo công thức (5-8) trong đó phần lưu lượng của bãi sông dưới cầu là tổng số lưu lượng của hai bãi :

$$\beta_b Q_{bc} = \beta_{b1} Q_{bc1} + \beta_{b2} Q_{bc2}$$

Phương pháp xác định β_b và β_{ch} có thể tham khảo trong ví dụ ở mục (5.7).

5.1.3. Sơ đồ tính toán và cơ sở lí thuyết của công thức 5-7 và 5-8

Sau khi đắp nền đường qua bãi sông, dòng nước và đáy sông khu vực cầu bị biến dạng. Gọi A là mặt cắt sông, ở đây dòng nước bắt đầu thu hẹp, hướng nước chảy có dạng đường cong dẫn về cầu, C là mặt cắt tại vị trí cầu, viết phương trình cân bằng động lực dọc theo sông của dòng nước thuộc đoạn A, C (hình 5-1, 5-2).

$$Z_{iA} + \frac{\alpha_{iA} v_{iA}^2}{2g} = Z_{iC} + \frac{\alpha_{iC} v_{iC}^2}{2g} + \sum I_w \quad (5-10)$$

trong đó : Z_{iA} , Z_{iC} - cao độ mặt nước tại A và C của dòng chảy i ;

α_{iA} , α_{iC} - hệ số Koriolic ;

v_{iA} , v_{iC} - tốc độ nước chảy tại A và C của dòng nguyên tố i sau khi làm cầu ;

I_w - độ dốc ma sát trung bình của đoạn tính toán l ;

$$I_w = (I_{w1} + I_{w2})/2$$

1 và 2 - mặt cắt đầu và cuối đoạn tính I_w .

Nếu lấy cao độ đáy lòng sông sau khi xói tại vị trí cầu C làm gốc, theo hình 5-2 có thể tính các cao độ Z_{iA} và Z_{iC} theo các công thức (5-11), (5-12).

$$Z_{iC} = h_i + \Delta Z_{iC} + \Delta h_{iC} \quad (5-11)$$

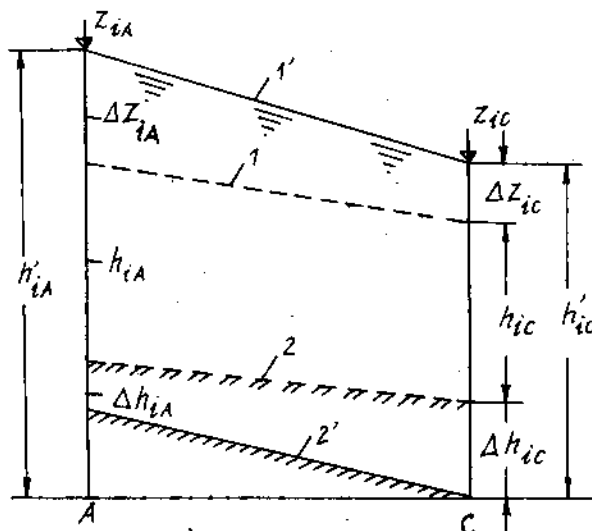
$$Z_{iA} = h_i + \Delta Z_{iA} + \Delta h_{iA} + I \sum l + (\Delta h_{iC} - \Delta h_{iA}) \quad (5-12)$$

trong đó : h_i - chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên của dòng i ;

ΔZ_{ij} - độ chênh cao độ mặt nước sau khi làm cầu so với lúc tự nhiên của dòng i tại mặt cắt J ; (ở đây J = A hoặc C).

Δh_{ij} - chiều sâu xói hoặc bồi ; nếu lòng sông bị bồi thì Δh_{ij} mang dấu (-), và xói mang dấu (+) ;

l - độ dốc lòng sông lúc tự nhiên.



Hình 5-2

Sơ đồ mặt cắt dọc dòng chảy đoạn A - C có xét nước dâng và xói bồi lòng sông.

1. 1' - đường mặt nước lúc tự nhiên và sau khi làm cầu ;

2. 2' - đường đáy lòng sông tương ứng.

Tốc độ nước chảy v'_{ij} sau khi làm cầu có thể tính theo công thức :

$$v'_{ij} = \frac{\beta_{ij} Q_{ij}}{B_{ij} h'_{ij}} = \frac{\beta_{ij} v_{ij}}{P_{ij}} \quad (5-13)$$

trong đó : β_{ij} - hệ số tăng lưu lượng của dòng chảy i tại mặt cắt j ;
 Q_{ij} và v_{ij} - lưu lượng và tốc độ nước chảy lúc tự nhiên.
 B_{ij} - chiều rộng của dòng chảy i tại mặt cắt j .

$$P_{ij} = h'_{ij} / h_{ij}$$

Kí hiệu "" để chỉ sau khi làm cầu.

Độ dốc ma sát I_{w1} có thể xác định theo công thức Sêđi :

$$I_{w1} = \frac{\beta_{ij}^2 Q_{ij}^2 n_{ij}^2}{h_{ij}^{10/3} B_{ij}^2} \quad (5-14)$$

trong đó : β_{ij} - hệ số tăng lưu lượng ; n_{ij} - hệ số nhám dòng chảy.

Độ dốc mặt nước lúc tự nhiên I có thể xác định theo công thức (5-14) với $\beta = 1$ và $h'_{ij} = h_{ij}$ (h_{ij} - chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên) vì vậy giữa độ dốc I_w và I có quan hệ sau :

$$I_{w1} = I \frac{\beta_{ij}^2}{P_{ij}^{10/3}} \quad (5-15)$$

$$I_w = \frac{I_{w1} + I_{w2}}{2} = \frac{I}{2} \left(\frac{\beta_{i1}^2}{P_{i1}^{10/3}} + \frac{\beta_{i2}^2}{P_{i2}^{10/3}} \right) \quad (5-16)$$

Thay các giá trị Z_{iA} , Z_{iC} , v'_{iC} , v'_{iA} , v'_{iC} , I_w tính theo các công thức (5-11), (5-12), (5-13), (5-16) vào phương trình (5-10) sau khi biến đổi ta có :

$$\Delta Z_{bA} - \Delta Z_{bC} = \frac{\alpha_{bc} \beta_{bc}^2 v_{bc}^2}{P_{bc}^2 2g} - \frac{\alpha_{bA} \beta_{bA}^2 v_{bA}^2}{P_{bA}^2 2g} + \frac{I}{2} \sum 1 \left(\frac{\beta_{b1}^2}{P_{b1}^{10/3}} + \frac{\beta_{b2}^2}{P_{b2}^{10/3}} - 2 \right) \quad (5-17)$$

Đối với dòng chủ :

$$\Delta Z_{chA} - \Delta Z_{chC} = \frac{\alpha_{ch.C} \beta_{ch.C}^2 v_{ch.C}^2}{P_{ch.C}^2 2g} - \frac{\alpha_{ch.A} \beta_{ch.A}^2 v_{ch.A}^2}{P_{ch.A}^2 2g} + \frac{I}{2} \sum 1 \left(\frac{\beta_{ch.1}^2}{P_{ch.1}^{10/3}} + \frac{\beta_{ch.2}^2}{P_{ch.2}^{10/3}} - 2 \right) \quad (5-18)$$

Số hạng thứ 3 vế phải của phương trình 5-17 và 5-18 được xác định bằng cách chia đoạn A - C thành 2 đoạn đặc trưng bởi A - D và D - C. Tại mặt cắt A ở đây dòng chảy bắt đầu thu hẹp nên

$$\beta_{bA} \approx \beta_{ch.A} \approx 1 ; P_{b.A} \approx P_{ch.A} \approx 1,$$

$$v_{bA} \approx v_{bc} ; v_{ch.A} = v_{ch.C} ; \Delta Z_{bA} = \Delta Z_{ch.A}$$

Tại mặt cắt dưới cầu, dòng chảy nhờ có kè điều chỉnh nên hướng chảy song song, hệ số tăng lưu lượng trong đoạn từ đầu kè điều chỉnh (mặt cắt D) tới mặt cắt dưới cầu C thay đổi không đáng kể vì vậy ta có :

$$\left. \begin{aligned} \beta_{bD} &= \beta_{bc} = \beta_b \\ \beta_{ch.D} &= \beta_{ch.C} = \beta_{ch.} \\ \Delta Z_{bc} &= \Delta Z_{ch.C} \end{aligned} \right\} \quad (5-19)$$

Từ điều kiện độ chênh cao độ mực nước giữa hai mặt cắt A và C của dòng bãi sông và dòng chủ như nhau : $\Delta Z_{b,A} - \Delta Z_{bc} = \Delta Z_{ch,A} - \Delta Z_{ch,C}$; sau khi thay giá trị $\beta_b, \beta_{ch}, P_b, P_{ch}$... Ứng với điều kiện của mặt cắt dưới cầu C và mặt cắt A vào các phương trình (5-17), (5-18) ta có :

$$\begin{aligned} & \frac{\alpha_{bc} \beta_b^2 v_{bc}^2}{P_{bc}^2 2g} - \frac{\alpha_{bA} v_{bc}^2}{2g} + I \left(\frac{\beta_b^2}{P_{bc}^{10/3}} - 1 \right) \left(\frac{l_0}{2} + L_{KT} \right) = \\ & = \frac{\alpha_{ch,c} \beta_{ch}^2 v_{ch}^2}{P_{ch}^2 2g} - \frac{\alpha_{ch,A} v_{ch}^2}{2g} + I \left(\frac{\beta_{ch}^2}{P_{ch}^{10/3}} - 1 \right) \times \left(\frac{l_0}{2} + L_{KT} \right) \end{aligned} \quad (5-20)$$

trong đó l_0 và L_{KT} kí hiệu trên hình 5-1.

Đặt β_b và β_{ch} làm thừa số chung rồi giải phương trình trên ta có công thức tính toán β_b như đã giới thiệu ở mục 2 (công thức 5-7). Công thức tính toán β_{ch} (5-8) được xác định từ điều kiện dòng chảy liên tục : tổng lưu lượng dòng nước qua dòng chủ và phần bãi sông khi làm cầu bằng lưu lượng nước toàn bộ lúc tự nhiên, đối với sông có một bãi :

$$\beta_{ch} Q_{ch} + \beta_b Q_{bc} = Q \quad (5-21a)$$

Đối với sông có 2 bãi :

$$\beta_{ch} Q_{ch} + \beta_{b1} Q_{bc(1)} + \beta_{b2} Q_{bc(2)} = Q \quad (5-21b)$$

Đồ thị hình (5-3) cho thấy kết quả tính toán lí thuyết so với thực nghiệm có mức độ chính xác khá cao.

5.2. TÍNH TOÁN SỰ PHÂN BỐ LƯU LƯỢNG GIỮA DÒNG CHỦ VÀ PHẦN BÃI SÔNG KHU VỰC NƯỚC DÂNG CÓ CHIỀU RỘNG DÒNG CHẢY KHÔNG ĐỐI TRƯỚC CẦU

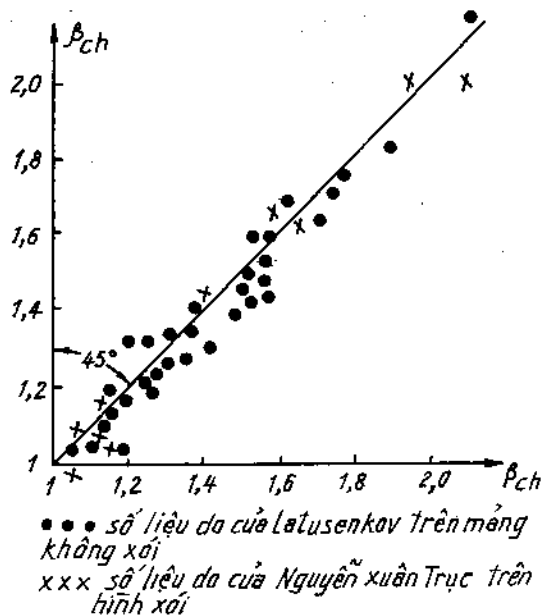
Như trên đã phân tích, sau khi làm cầu, trong đoạn từ mặt cắt bắt đầu nước bị dâng so với lúc tự nhiên (mặt cắt "O") tới mặt cắt A ở đây dòng chảy bắt đầu bị thu hẹp, lòng sông bị bồi.

Hiện nay các tính toán thủy lực và biến dạng lòng sông trong khu vực O - A được xây dựng với giả thiết sự phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và bãi sông giữ như lúc tự nhiên khi chưa xây dựng cầu (hình 3-1).

Bằng lí thuyết và thực nghiệm, năm 1972 Nguyễn Xuân Trục chứng minh rằng trong khu vực sông bị ảnh hưởng nước dâng do làm cầu O - A tuy chiều rộng sông không đổi nhưng có sự phân bố đáng kể lưu lượng nước từ phần dòng chủ ra bãi sông. Chiều cao nước dâng (so với lúc tự nhiên) càng lớn lưu lượng nước dòng chủ càng giảm và sự phân bố lưu lượng từ dòng chủ ra bãi sông càng nhiều. Để xác định sự phân bố lưu lượng tác giả đã đưa ra phương pháp tính chính xác có xét lực tiếp tuyến tác động lên hai mặt bên của các dòng nguyên tố có tốc độ nước chảy khác nhau [8] và phương pháp đơn giản xác định hệ số thay đổi lưu lượng của dòng chủ và bãi sông so với lúc tự nhiên (công thức 5-7, 5-8). Công thức đơn

Hình 5-3

So sánh kết quả tính β_{ch} với tài liệu thực đo số liệu đo (...) của Latexenkov trên máng không xói ; x x x số liệu đo của Nguyễn Xuân Trục trên mô hình xói.



giản được xây dựng với các điều kiện biên của bài toán thủy lực đặc trưng cho khu vực này :

$$\Delta Z_{b1} = \Delta Z_{b2} = \Delta Z_{ch}$$

tại mặt cắt "O" $\Delta Z = 0$; $\beta_{b1} = \beta_{ch} = 1$; $\Delta h_j = 0$; nếu gọi "C" là mặt cắt tính toán trong đoạn O - A thì công thức tính hệ số thay đổi lưu lượng ở bãi sông và dòng chủ có dạng tương tự như các công thức (5-7) (5-8) nhưng trong đó :

$$A_b = \frac{1,1v_{bc}^2}{2g} \left(\frac{h_b}{h'_b} \right)^2 + I \left(\frac{h_b}{h'_b} \right)^{10/3} \Delta l \quad (5-22)$$

$$A_{ch} = \frac{1,1v_{ch}^2}{2g} \left(\frac{h_{ch}}{h'_{ch}} \right)^2 + I \left(\frac{h_{ch}}{h'_{ch}} \right)^{10/3} \Delta l \quad (5-23)$$

$$h'_i = h_i + \Delta Z_{iC} + \Delta h_{iC}$$

Δl - chiều dài tính từ mặt cắt bắt đầu bị ảnh hưởng nước dâng do làm cầu "O" tới mặt cắt tính toán "C" ;

h_i - chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên ở bãi sông hay dòng chủ ;

ΔZ_{iC} - chiều cao nước dâng so với lúc tự nhiên của dòng i, (bãi sông hay dòng chủ) tại mặt cắt tính toán C ;

Δh_{iC} trị số xói (+) hay bồi (-) tại mặt cắt C.

Sau khi đã xác định hệ số β_b và β_{ch} , tốc độ nước chảy có xét tới ảnh hưởng của sự biến dạng dòng chảy được xác định theo (5-13).

5.3. XÁC ĐỊNH ĐỘ CAO NƯỚC DÂNG KHU VỰC SÔNG CHỊU ẢNH HƯỞNG CỦA CẦU

5.3.1. Phương pháp vẽ đường mặt nước

Phương pháp này được dùng khi cần xác định sự ảnh hưởng của hiện tượng nước dâng do làm cầu tới khu vực xung quanh. Trình tự tính toán cao độ đường mặt nước được tiến hành như sau : chia đoạn sông bị ảnh hưởng nước dâng O - K (hình 3-1) thành nhiều đoạn nguyên tố có chiều dài Δl . Theo công thức (5-4) hoặc (5-8) xác định sự thay đổi lưu lượng dọc sông β , giá trị β theo công thức (5-13) xác định tốc độ nước chảy và theo (5-24) xác định trị số chiều cao nước dâng ΔZ_1 tại mặt cắt tính toán :

$$\Delta Z_1 = \Delta Z_2 + \frac{1}{2g} \left(\frac{\alpha_2 \beta_2^2 v_2^2}{P_2^2} - \frac{\alpha_1 \beta_1^2 v_1^2}{P_1^2} \right) + \frac{1}{2} \Delta l \times \left(\frac{\beta_1^2}{P_1^{10/3}} + \frac{\beta_2^2}{P_2^{10/3}} - 2 \right) \quad (5-24)$$

trong đó : ΔZ_2 - độ cao nước dâng tại cuối đoạn tính toán (mặt cắt 2).

Cao độ đường mặt nước được xác định từ mặt cắt K và theo (5-24) lần lượt xác định cao độ đường mặt nước của các mặt cắt phía thượng lưu. Đối với đoạn tính toán đầu tiên các đặc trưng thủy lực của mặt cắt cuối (mặt cắt 2) trong phương trình (5-24) đã biết vì nó bằng các đặc trưng thủy lực lúc tự nhiên K.

Đối với các đoạn tiếp theo, các đặc trưng thủy lực của mặt cắt cuối đoạn tính toán (mặt cắt 2) đã được xác định trong bước tính toán của đoạn sông trước đó. Vị trí của mặt cắt O được xác định theo phương trình (5-24) với ẩn số là Δl và điều kiện biên tại O (mặt cắt 1 trong 5-24) các trị số $\Delta Z_1 = 0$; $\beta_1 = 1$; $P_1 = 1$. Để xét sự ảnh hưởng tương hỗ giữa xói, bồi và biến dạng đường mặt nước, nói chung việc tính toán xói bồi lòng sông và biến dạng đường mặt nước phải tiến hành đồng thời. Đầu tiên xác định biến dạng đường mặt nước với giả thiết lòng sông chưa bị xói và bồi. Sau đó dựa vào những kết quả tính toán về chiều cao nước dâng, hệ số thay đổi lưu lượng β_b , β_{ch} , tốc độ nước chảy tiến hành tính toán trị số xói và bồi có xét tới ảnh hưởng của chiều cao nước dâng. Khi tính toán chú ý ngược lại với trình tự tính toán nước dâng, biến dạng lòng sông (xói và bồi) được xác định từ đoạn sông Δl bắt đầu chịu ảnh hưởng nước dâng (0-1) và lần lượt tiến gần về phía hạ lưu theo phương trình (3-29) như đã giới thiệu trong 3-4.

5.3.2. Phương pháp đơn giản

Tính toán theo phương pháp chi tiết yêu cầu phải thực hiện khối lượng tính toán rất lớn và nói chung phải sử dụng máy tính. Trong thực tế thiết kế công trình vượt sông hiện nay thường dùng phương pháp giản đơn, xác định chiều cao nước dâng tại các mặt cắt đặc trưng, ví dụ tại vị trí có chiều cao nước dâng lớn nhất, tại vị trí dưới cầu và tại nền đường đầu cầu đắp qua bãi sông. Năm 1960 bằng cách giải phương trình Becnuli với giả thiết góc thu hẹp dòng chảy $\alpha_h = 45^\circ$ và góc mở rộng dòng chảy $\alpha_m = 25^\circ$ (hình 5-1), O.V. Andreev đưa ra công thức đơn giản tính chiều cao nước dâng như sau :

Chiều cao nước dâng lớn nhất tại mặt cắt A về phía thượng lưu cầu ΔZ .

$$\Delta Z = \frac{3}{2} \frac{B_0 - L_c}{\theta} I(1 + x)(\beta^2 - 1) \quad (5-25)$$

Để xét ảnh hưởng của xói đến chiều cao nước dâng phổ tiến sĩ khoa học kĩ thuật Grinich năm 1972 đề nghị đưa vào công thức Andreev hai hệ số điều chỉnh K và K_p [10].

$$\Delta Z = \frac{3}{2} \frac{B_0 - L_C}{\theta} IK(K_p \beta^2 - 1)(1 + x) \quad (5-26)$$

trong đó : K và K_p xác định theo công thức thực nghiệm trên mô hình xói và biến dạng lòng sông trên máy tính.

$$K = 1 - 0,14\sqrt{\beta - 1,4} \quad (5-27)$$

$$K_p = 0,25(2 - P)^2 + 0,75 \quad (5-28)$$

Ở đây P là hệ số xói ứng với giới hạn trên của xói, tức bằng tỉ số chiều sâu dòng chảy sau khi xói chia cho chiều sâu tương ứng lúc tự nhiên.

Các kí hiệu dùng như cũ.

Chiều cao nước dâng tại mặt cát dưới cầu ΔZ_C .

$$\Delta Z_C = \frac{B_0 - L_C}{2\theta} I(2 + x)(\beta^2 - 1) - \frac{v_c^2 - v^2}{2g} \quad (5-29)$$

trong đó : v_c , v - tốc độ nước chảy dưới cầu thu hẹp dòng chảy và lúc tự nhiên.

Chiều cao nước dâng (so với mực nước tự nhiên) lớn nhất tại nền đường cầu ΔZ_N được xác định với giả thiết cao độ mặt nước sông trong đoạn AC ven theo bờ sông không đổi (hình 3-1), mặt nước có độ dốc bằng không ta có công thức tính ΔZ_N như sau :

$$\Delta Z_N = \Delta Z + I(1 + x) \frac{B_0 - L_C}{\theta} \quad (5-30)$$

5.4. PHƯƠNG PHÁP KHÔNG GIAN XÁC ĐỊNH ĐƯỜNG MẶT NƯỚC, XÓI VÀ BỒI KHU VỰC BỊ ẢNH HƯỞNG CỦA CẦU

Các phương pháp hiện nay tính biến dạng dạng dòng chảy và xói, bồi khu vực sông làm cầu chỉ cho phép xác định các trị số trung bình không cho phép tính trực tiếp chiều cao nước dâng cực đại, chiều sâu xói hay bồi lớn nhất và bình đồ đường mặt nước và lòng sông dưới cầu sau khi bị biến dạng. Phương pháp tính trị số trung bình không cho phép xét sự ảnh hưởng tương hỗ giữa chế độ thủy lực, biến dạng đáy lòng sông khu vực làm cầu. Từ năm 1975 - 1989 Nguyễn Xuân Trục đã nghiên cứu giải quyết hàng loạt những bài toán cơ bản như phương pháp xác định dạng dòng chảy khu vực thu hẹp đằng trước cầu, dạng dòng chảy khu vực mở rộng ở hạ lưu cầu, xây dựng các phương trình cơ bản để xác định bình đồ dòng chảy và bình đồ lòng sông sau khi bị xói và bồi [8].

Trong giáo trình này sẽ không giới thiệu những vấn đề trên vì khá dài và phức tạp. Ở đây chỉ giới thiệu phần nhỏ những nội dung có liên quan tới những vấn đề chung nhất trong tính toán thủy lực và xói, bồi cầu vượt sông.

5.5. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH HÌNH DẠNG VÙNG DÒNG CHẢY BỊ THU HẸP TRƯỚC CẦU CỦA NGUYỄN XUÂN TRỰC

Sau khi làm cầu và nền đường đắp qua bãi sông, cách cầu một đoạn khá xa, dòng chảy bắt đầu thay đổi hướng dần dần khi chảy về cầu và tạo thành khu vực có chiều rộng dòng chảy thu hẹp dần về cầu. Chiều dài và hình dạng của vùng dòng chảy bị thu hẹp này có ảnh hưởng rất lớn tới sự phân bố lưu lượng và tốc độ nước chảy, sự biến dạng đường mặt nước và xói bồi trong toàn bộ khu vực bị ảnh hưởng của cầu.

Vì vậy việc xác định hình dạng và chiều dài khu vực dòng nước bị thu hẹp trước cầu là nhiệm vụ quan trọng hàng đầu trong tính toán thủy lực, biến dạng lòng sông nói chung và để xác định bình đồ dòng chảy và bình đồ đáy sông sau khi làm cầu nói riêng.

Trên cơ sở của các kết quả quan trắc thực tế và nghiên cứu mô hình biến dạng dòng chảy và xói khu vực cầu, tác giả có những kết luận sau :

a) Khi dòng nước gặp nền đường đắp qua bãi sông mực nước sông bị dâng cao dần và tạo thành vùng dòng chảy có độ dốc nhỏ gần bằng không. Vùng này đầu tiên hình thành ở đầu nền đường đắp qua bãi sông và dần dần phát triển về hướng thượng lưu trước nền đường theo mức độ ứ dềnh của dòng chảy trước nền đường. Độ dốc nước chảy bị giảm nhiều so với lúc tự nhiên và nước bị dâng cao trước nền đường là những nguyên nhân làm cho tốc độ nước chảy và lưu lượng nước giảm rõ rệt khi càng chảy gần về nền đắp qua bãi sông. Kết quả là cách cầu một đoạn khá xa về phía thượng lưu, dòng chảy bắt đầu đổi hướng và có dạng đường cong với bán kính giảm dần. Từ những nhận xét đó cho phép kết luận sự xuất hiện vùng dòng chảy có tốc độ giảm dần khi về gần nền đường là nguyên nhân hình thành vùng thu hẹp dòng chảy trước cầu và hình dạng của các dòng chảy chậm dần này (dòng 1 hình 3-1, 3-2) xác định hình dạng của dòng thu hẹp III.

Hình dạng của dòng thu hẹp III có thể xác định bằng cách xác định đường biên giới giữa hai dòng chảy I và III nhờ giải phương trình chuyển động không đều của chất lỏng trên kênh hở với điều kiện chuyển động của dòng i là $\Delta Z / \Delta S^* = 0$, trong đó Z là cao độ mặt nước, S^* - tọa độ theo phương dọc sông có hướng ngược với hướng dòng chảy lúc tự nhiên.

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial S^*} = \frac{gn^2}{h^{4/3}} \quad (5-31)$$

và phương trình chảy liên tục của dòng chảy i :

$$Q_i = vhb = \text{const} \quad (5-32)$$

trong đó : h, b - chiều sâu và chiều rộng dòng chảy ngoài biên I ;

v, Q_i - tốc độ trung bình và lưu lượng của dòng I ;

n - hệ số nhám lòng sông ;

g - gia tốc trọng trường.

Lấy vi phân phương trình (5-32) theo S^* :

$$\frac{dQ_i}{dS^*} = hb \frac{\partial v}{\partial S^*} + vb \frac{\partial h}{\partial S^*} + vh \frac{\partial b}{\partial S^*} = 0 \quad (5-33)$$

chia phương trình (5-33) cho v.h.b, ta có :

$$\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial S^*} + \frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial S^*} + \frac{1}{b} \frac{\partial b}{\partial S^*} = 0 \quad (5-34)$$

Tỷ số $\frac{\partial h}{\partial S^*}$ - là độ dốc lòng sông của bãi sông vì $\frac{\partial Z}{\partial S^*} = 0$ (độ dốc mặt nước bằng không)

$$\frac{\partial h}{\partial S^*} = -I \quad (5-35)$$

Thay giá trị của $\frac{1}{v} \frac{\partial v}{\partial S^*}$ tính theo (5-31) và $h = h_0 - IS^*$ (h_0 - chiều sâu nước chảy tại mặt cắt gốc tọa độ) vào phương trình (5-34) và giải ta có :

$$\frac{db}{b} = -\frac{gn^2}{(h_0 - IS^*)^{4/3}} dS^* + \frac{I}{(h_0 - IS^*)} dS^* \quad (5-36)$$

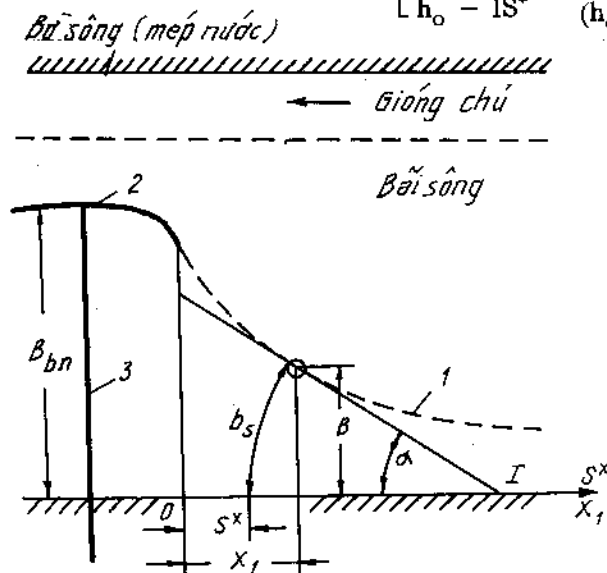
$$b_S = b_0 e^{y(S^*)} \quad (5-37)$$

trong đó : b_s và b_0 - chiều rộng mặt cắt ngang dòng chảy I tại vị trí tính toán và đầu tọa độ tính theo hướng cong vuông góc với hướng nước chảy (hình 5-4).

$$y(S^*) = -\frac{3gn^2}{I} \left[\frac{1}{(h_0 + IS_0^*)^{1/3}} - \frac{1}{(h_0 - IS_0^*)^{1/3}} \right] + \ln \frac{h_0 + IS_0^*}{h_0 - IS_0^*} \quad (5-38)$$

Bán kính của trắc ngang cong theo hướng vuông góc với dòng chảy được xác định theo công thức :

$$R = 1 : \left[\frac{I}{h_0 - IS^*} - \frac{gn^2}{(h_0 - IS^*)^{4/3}} \right] \quad (5-39)$$



Hình 5-4

Sơ đồ xác định dạng dòng chảy vùng thu hẹp.
1 - vùng thu hẹp ; 2 - kè ; 3 - nền đường.

Các điều kiện ban đầu b_0 và S_0^* trong công thức (5-37), (5-38) được xác định như sau. Nếu bán kính tại mặt cắt gốc tính theo (5-38) với $S^* = S_0^*$ lớn hơn chiều dài nền đường đắp qua bãi sông B_{bn} thì đại lượng b_0 , S_0^* được xác định theo (5-40). Đối với trường hợp ngược lại khi $R_0 \leq B_{bn}$ thì dòng chảy I chỉ xuất hiện trên một phần đầu của đoạn đường đắp qua bãi sông rồi sau đó chảy dọc song song với nền đường, và b_0 , S_0^* tính theo (5-41).

$$\left. \begin{aligned} \alpha_0 &= \frac{\pi}{2} \\ b &= \frac{\pi}{2} R_0 \\ S_0^* &= R_0 \end{aligned} \right\} \quad (5-40)$$

Đối với trường hợp $R_0 \leq B_{bn}$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_0 &= \text{Arcsin} \frac{B_{bn}}{R_0} \\ b_0 &= R_0 \alpha_0 \\ S_0^* &= R_0 (1 - \cos \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad (5-41)$$

Giải hệ thống phương trình (5-39) và (5-41) thường được tiến hành theo phương pháp gần đúng dần. Đầu tiên giả thiết $S^* = 0$ theo (5-39) xác định R_0 .

Sau đó cho $S^* = -R_0$ theo (5-39) xác định R_0 . Quá trình đó lặp lại cho tới khi $R_{0n} \approx R_{0(n-1)}$ có giá trị của R_0 , so sánh với chiều dài nền đường đắp theo (5-41) xác định α_0 và S_0^* . Có giá trị S_0^* cho $S^* = -S_0^*$ theo (5-39) tính lại R_0 và tính toán lặp lại các bước như đã trình bày ở trên cho tới $R_{0n} \approx R_{0(n-1)}$.

Sau khi đã xác định b_0 và S_0^* thay vào công thức (5-37) và (5-38) tính các tọa độ b_s và R theo biến số S^* . Dựa vào b_0 và R có thể xác định được đường cong giới hạn của dòng chảy bị thu hẹp trước cầu (hình 5-4).

Trong thực tế đường cong trên có thể vẽ theo tọa độ vuông góc $B - X_1$ trong đó X_1 là hoành độ tính theo hướng ngược chiều với dòng nước có gốc tọa độ trên đường mép nước bờ sông ngang với đầu kè điều chỉnh; B - chiều rộng dòng chảy l theo hướng vuông góc với trục X_1 . Trị số B và X_1 xác định theo công thức (5-42), (5-43) (hình 5-4).

$$B = R \sin \alpha \quad (5-42)$$

$$X_1 = R(1 - \cos \alpha) + S^* \quad (5-43)$$

5.6. XÁC ĐỊNH CHIỀU DÀI VÙNG DÒNG CHẢY MỞ RỘNG Ở HẠ LƯU CẦU CỦA NGUYỄN XUÂN TRỰC

Chiều dài vùng mở rộng ở hạ lưu cầu hiện nay được xác định phụ thuộc vào chiều dài nền đường đắp qua bãi sông; theo kết quả thực nghiệm của Mikhailov, góc thu hẹp của dòng chảy trước cầu $\alpha_m = 45^\circ$ và góc mở rộng của dòng chảy phía hạ lưu cầu $\alpha_m = 20 + 30^\circ$ (trung bình 25°).

Chiều dài vùng dòng chảy mở rộng về phía hạ lưu cầu xác định theo giả thiết trên, không cho phép xét ảnh hưởng của điều kiện lòng sông, chế độ thủy lực tới dạng dòng chảy về phía hạ lưu cầu.

Trên cơ sở của công thức tính chiều dài vùng mở rộng dòng chảy của I.V. Lebediev xây dựng cho dòng chảy mở rộng một phía và trắc ngang lòng sông có dạng hình

chữ nhật, Nguyễn Xuân Trục đã xây dựng công thức tính chiều dài dòng chảy vùng mở rộng ở hạ lưu cầu có điều kiện thủy lực và dạng trắc ngang lòng sông phức tạp như sau :

$$L_m = \frac{\overline{c^2 R}}{8ga} \lg \frac{1}{1 - \frac{\omega_n}{\omega_k}} \quad (5-44)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_m = \frac{8gab_n}{\overline{c^2 R} \lg \frac{1}{1 - \frac{\omega_n}{\omega_k}}} \quad (5-45)$$

trong đó : ω_k - diện tích mặt cắt ngang dòng chảy mở rộng toàn bộ tại mặt cắt k (hình 3-1).

ω_n, b_n - diện tích mặt cắt ngang dòng chảy và chiều dài nền đường đắp qua bãi sông.

$\overline{R}, \overline{C}$ - các trị số trung bình của bán kính thủy lực R và hệ số Sêdi C trong đoạn C - K (hình 3-1)

a - hệ số xác định theo công thức Lebédiev :

$$a = 0,01 + 0,056 \frac{\omega_n}{\omega_k} \quad (5-46)$$

Công thức (5-11) và (5-45) được xây dựng trên cơ sở xét tổn thất do ma sát đáy sông và sự trao đổi năng lượng giữa dòng chủ vùng IV và vùng có dòng chảy quanh phía hạ lưu nền đường II (hình 3-1).

5.7. VÍ DỤ TÍNH TOÁN THỦY LỰC VÀ XÓI LỎ DƯỚI CẦU

Giả thiết bằng phương pháp thống kê xác định được mực nước và lưu lượng thiết kế ứng với tần suất $P = 1\%$ là $MNTT = 93,70m$; $Q_{1\%} = 8500 m^3/s$; lưu lượng phân dòng chủ $Q_{ch} = 5000 m^3/s$; quy luật thay đổi đường quá trình mực nước lũ tính toán như sau :

t (ngày đêm)	0	11	24	34	44	56	64	82	108
H_t (m)	86,50	90,0	93,7	93,0	92,4	91,5	90,4	88,1	86,50

t - thời gian lũ tính từ khi nước bắt đầu ngập bãi sông tới thời điểm tính toán ;

H_t - cao độ mực nước lũ tương ứng.

Sông có 1 bãi, chiều dài kê về phía thượng lưu $L_{KT} = 200m$; ứng với mực nước tính toán $93,70m$, chiều rộng sông $B_o = 4020m$, chiều rộng dòng chủ $B_{ch} = 420m$; quan hệ giữa $H - Q_{cb} - Q$ như sau :

$H(m)$	86,00	87,75	89,60	91,70	93,70
$Q_{ch} (m^3/s)$	650	1325	2180	3375	5000
$H(m)$	89,60	91,00	91,95	92,85	93,70
$Q (m^3/s)$	2180	3125	4160	6050	8500

Cao độ trung bình của đáy sông tại dòng chủ $V_{ch} = 84,20m$; cao độ đáy sông nơi sâu nhất $V_{min} = 82,70m$; lưu lượng nguyên tố chảy tại nơi sâu nhất $15 m^3/sm$; cao độ đáy sông tại phần bãi sông $V_b = 86,50m$. Mức nước bình thường về mùa kiệt MNBT = $85,50m$. Lòng sông cấu tạo bởi cát hạt nhỏ có đường kính trung bình $d = 0,20mm$; bãi sông cấu tạo bởi đất á sét phù sa có độ chặt trung bình, độ dốc mặt nước $i = 0,0001$.

Xác định trị số xói chung lớn nhất trong thời gian tính toán, xói cục bộ ở chân trụ cầu và chiều cao nước dâng lớn nhất trước cầu và tại nền đường đắp qua bãi sông nếu biết khẩu độ là $700m$, trụ cầu có phần dưới dạng hình chữ nhật $B_1 = 2,50m$.

Giải : Theo kết quả điều tra thủy văn, bãi sông tại khu vực làm cầu cứ 2-3 năm ngập một lần, do đó ở đây không xét phương án đào rộng dòng chủ ra phần bãi sông dưới cầu để giảm xói ở dòng chủ vì trong điều kiện bãi sông thỉnh thoảng mới bị ngập phần sông đào rộng sẽ bị bồi dần. Theo tài liệu điều tra khảo sát lòng sông ổn định, lạch sâu chỉ di chuyển trong phạm vi dòng chủ, do đó ở dòng chủ cao độ trụ cầu sẽ thiết kế cho trị số xói lớn nhất có thể di chuyển tới, và ở phần bãi sông móng trụ cầu sẽ thiết kế với cao độ nông hơn. Tính toán được tiến hành theo trình tự sau.

a) Xác định hệ số tăng lưu lượng ở dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu β_{cb} , β_b theo các công thức (5-7), (5-8) :

$$q_b = (Q - Q_{ch}) / (B_o - B_{ch}) = (8500 - 5000) / (4020 - 420) = 0,97 m^3/sm$$

$$v_{bc} = q_b / h_b = 0,97 / 7,20 = 0,14 m/s$$

trong đó $h_b = MNTT - V_b = 93,70 - 86,50 = 7,20m$.

$$v_{ch} = Q_{ch} / \bar{h}_{ch} B_{ch} = 5000 / 9,50.420 = 1,25 m/s$$

Trong đó chiều sâu trung bình của dòng chủ $\bar{h}_{ch} = 93,70 - 84,20 = 9,50m$

Giả thiết theo thiết kế, kè điều chỉnh dòng nước không làm ngay, mà sẽ xây dựng chậm hơn, vì vậy $L_{KT} = 0$; $L_o = B_o - L_c = 4020 - 700 = 3320m$.

Theo công thức (5-9) xác định hệ số A_b và A_{cb} khi chưa xói ($h'_b = h_b$ và $h'_{ch} = h_{ch}$) :

$$A_b = 1,1 \times 0,14^2 / (2 \times 9,81) + 0,0001 \times 3320 / 2 = 0,167$$

$$A_{ch} = 1,1 \times 1,25^2 / (2 \times 9,81) + 0,0001 \times 3320 / 2 = 0,254$$

$$\text{Tỉ số } A_{ch}/A_b = 0,254 / 0,167 = 1,52$$

Tính phần lưu lượng qua bãi dưới cầu lúc tự nhiên :

$$Q_{bc} = q_b(L_c - B_{ch}) = 0,97(700 - 420) = 271,6 m^3/s \approx 272 m^3/s$$

Xác định hệ số tăng lưu lượng trung bình của mặt cắt dưới cầu β :

$$\beta = Q / (Q_{ch} + Q_{bc}) = 8500 / (5000 + 272) = 1,61$$

Giả thiết $\beta_{ch} = \beta = 1,61$ và thay vào (5-7) ta có :

$$\beta_b = \sqrt{1,61^2 \times 1,52 - \frac{1,1(1,25^2 - 0,14^2)}{2 \times 9,81 \times 0,167}} = 1,85$$

Thay hệ số $\beta_b = 1,85$ vào công thức (5-8) ta có :

$$\beta_{ch} = (8500 - 1,85 \times 272)/5000 = 1,60$$

Có giá trị $\beta_{ch} = 1,60$ thay nó vào công thức (5-7) tính lại β_b :

$$\beta_b = \sqrt{1,60^2 \frac{0,254}{0,167} - 0,52} \approx 1,97$$

vừa xác định lúc đầu, vậy có thể dùng $\beta_b = 1,97$ và $\beta_{ch} = 1,60$ làm trị số tính toán.

b) *Tính xói chung ở bãi sông.* Theo tài liệu khảo sát địa chất, bãi sông cầu tạo bởi đất á sét phù sa có độ chặt trung bình ; ứng với loại đất này tra bảng (3-7) ta có tốc độ cho phép không xói $v_{ox} = 1,1\text{m/s}$.

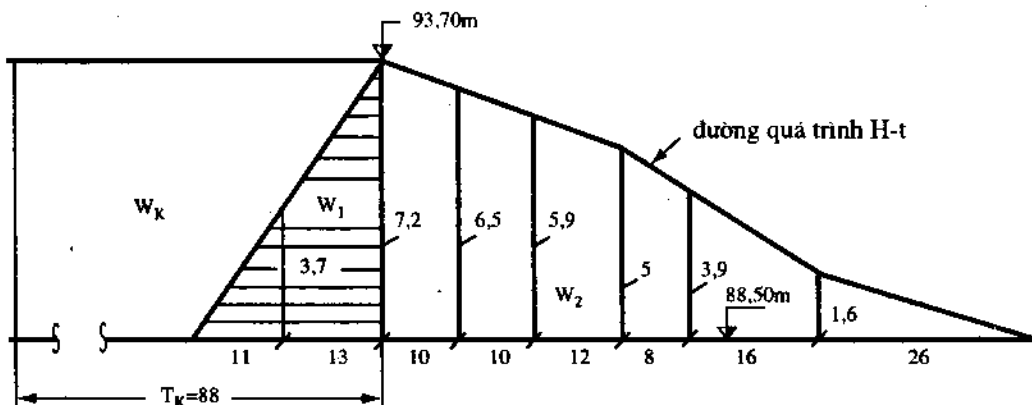
Tốc độ nước chảy trên phần bãi sông dưới cầu sau khi làm nền đường đầu cầu sẽ tăng lên β_b lần.

$$v'_{bc} = 0,14 \times 1,97 = 0,27 \text{ m/s} < v_{ox} = 1,1\text{m/s}$$

Vì vậy phần bãi sông dưới cầu không bị xói.

c) *Tính xói chung ở dòng chủ.* Theo hướng dẫn trong 3-6, tùy theo hệ số K_B , các trường hợp tính toán xói dưới cầu có thể chia thành 4 nhóm để vận dụng các công thức tính giới hạn của xói. Trị số K_B được xác định theo công thức :

$$K_B = K_1 K_2$$



Hình 5-5. Sơ đồ xác định W_K, W_1, W_2 .

Trong đó K_1 xác định theo công thức (3-46) phụ thuộc vào tỉ số $W_1 : W_K$; hệ số K_2 xác định theo bảng 3-11 tùy thuộc vào tỉ số $W_2 : W_1$; ý nghĩa và cách xác định W_K, W_1, W_2 xem hình (5-5).

$$W_K = T_K(MNTT - \nabla_b)$$

Trị số T_K xác định theo đồ thị hình (3-11) phụ thuộc vào Δh_d và $(\Delta h/\Delta t)_0$.

$$\Delta h_d = h_{chmax}(\beta_{ch}^{8/9} - 1) = (93,70 - 82,70)(1,60^{8/9} - 1) = 5,94\text{m}$$

Trị số $(\Delta h/\Delta t)_0$ xác định theo công thức (3-43) với các tham số sau :

$$L_x = B_o - L_c - B_{bn} - L_{KT} = 4020 - 700 - 200 = 3120\text{m}$$

chiều rộng của bãi sông phía hạ lưu $B_{bn} = 0$;

$$v_{chmax} = q_{chmax}/h_{chmax} = 15/11 = 1,37\text{m/s};$$

Ứng với đường kính hạt $d = 0,20\text{ mm}$, tra đồ thị hình (3-8) xác định được $A_d = 0,000333$, $A_B = 0,000518$ và bảng (3-6) xác định $v_{od} : d^{1/6} = 0,60$.

$$\begin{aligned} \left(\frac{\Delta h}{\Delta t}\right)_0 &= 86400 \left[\frac{(0,000333/11^{1/4}) + 0,000518}{3120} \right] \times \\ &\times [1,60^3 \times 1,37^3 \times (1,60 \times 1,37 - 0,60 \times 11^{1/6})] - [1,37^3(1,37 - 0,60 \times 11^{1/6})] = \\ &= 0,29 \frac{\text{m}}{\text{ngày đêm}} \text{ (xem công thức 3-43)} \end{aligned}$$

Ứng với $\Delta h_d = 5,94\text{m}$ và $(\Delta h/\Delta t)_0 = 0,29\text{ m/ngày đêm}$, dựa vào đồ thị hình (3-11) xác định $T_K = 88\text{ ngày đêm}$.

Thay giá trị T_K vào công thức tính W_K ta có :

$$W_K = 88.(93,70 - 86,50) = 630$$

Các trị số W_1 và W_2 xác định theo hình (5-5)

$$W_1 = \{(11 \times 3,7)/2\} + \{(3,7 + 7,2)/2\} \times 13 = 91,5$$

$$\begin{aligned} W_2 &= \{(7,2 + 6,5)/2\} \times 10 + \{(6,5 + 5,9)/2\} \times 10 + \{(5,9 + 5,0)/2\} \times 12 + \\ &\quad \{(5,0 + 3,9)/2\} \times 8 + \{(3,9 + 1,6)/2\} \times 18 + \{(1,6 + 2,6)/2\} = 385 \end{aligned}$$

$$\text{Lập tỉ số } W_1/W_K = 91,5/630 = 0,15$$

Thay giá trị $W_1 : W_K = 0,15$ vào công thức (3-46) :

$$K_1 = 0,16 \lg 0,15 + 0,39 = 0,26$$

Lập tỉ số $W_2/W_1 = 385/91,5 = 4,2$, tra bảng 3-11 ứng với $K_1 = 0,26$ ta có $K_2 = 1,68$.

Hệ số $K_B = K_1 \times K_2 = 0,26 \times 1,68 = 0,44 < 0,50$ vậy dùng công thức (3-59) để tính xói chung lớn nhất có thể xuất hiện trong thời gian tính toán tại trụ cầu :

$$\Delta h_{max} = K_p \Delta h_d$$

K_p - xác định theo bảng (3-13), ứng với $K_B = 0,44$ ta có $K_p = 0,70$.

$$\Delta h_{max} = 0,70 \times 5,94\text{m} = 4,158\text{m} \approx 4,16\text{m}$$

Chiều sâu nước chảy sau khi xói tại vị trí sâu nhất :

$$h'_{chmax} = h_{chmax} + \Delta h_{max} = 11,000 + 4,16 = 15,16\text{m}.$$

Xác định β_b và β_{ch} có xét tới hiện tượng xói không đều ở dòng chủ và bãi sông dưới cầu :

$$h_b : h'_b = 1 ; h_{ch} : h'_{ch} = 11 : 15,6 = 0,71$$

$$A_b = 0,167$$

$$A_{ch} = \{(1,1 \times 1,25^2)/(2 \times 9,81)\} \times 0,71^2 + 0,0001 \times 0,71^{10/3} \times (3320/2) = 0,1936$$

Thay $\beta_{ch} = 1,6$ và các trị số A_b và A_{ch} vào (5-7) :

$$\beta_b = \sqrt{1,6^2 \frac{0,1936}{0,167} - 0,52} = 1,68$$

Thay $\beta_b = 1,68$ vào (5-8) ta có :

$$\beta_{ch} = (8500 - 1,68 \times 272)/5000 = 1,61 \approx 1,60$$

Như vậy không cần tính lại chiều sâu xói ở dòng chủ và có thể lấy $h'_{chmax} = 15,16m$ làm trị số tính toán công trình tiếp theo.

d) Tính chiều sâu xói cục bộ ở dòng chủ và bãi sông tại chân trụ cầu. Tại bãi sông $v < v_{ox}$ vậy áp dụng công thức (4-1) ta có :

$$h_{cb} = 0,97 \times 1,24 \times (2,50)^{0,83} \times 7,2^{0,17} (0,26/1,1)^{1,04} = 0,36m$$

Tại dòng chủ $v > v_{ox}$ vậy áp dụng công thức (4-2) ta có :

$$h_{ch} = 0,52 \times 1,24 \times 2,50^{0,83} \times 15,4^{0,12} \times (1,60/1,10)^{1,16} = 2,84m$$

trong đó : $K_d = 1,24$ (trụ dạng hình chữ nhật, phụ lục 3) ;

$$v = (\beta_{ch} \times q_{chmax})/h'_{chmax} = (1,60 \times 15)/15,16 = 1,6m/s$$

$$v_{ox} = 0,65 \times 15,4^{7/6} = 1,1m/s \text{ (xem bảng 3-7 ứng với } d = 0,20mm).$$

Cao độ đường xói tính toán trụ cầu ở bãi sông

$$\nabla_{dx} = MNTT - (h'_b + h_{cb}) = 93,70 - (0 + 0,36) = 93,34m$$

Cao độ đường xói tính toán trụ cầu ở dòng chủ :

$$\nabla_{dx} = 93,70 - (15,16 + 2,84) = 75,70m$$

e) Chiều cao nước dâng lớn nhất trước cầu so với lúc tự nhiên với giả thiết lòng sông chưa bị xói được xác định theo công thức (5-25).

$$\Delta Z = 3/2(4020 - 700) \times 0,0001 [1 + (200/3320)] (1,62^2 - 1) = 0,81m.$$

Tại nền đường đầu cầu chiều cao nước dâng ΔZ_N xác định theo công thức (5-30).

$$\Delta Z_N = 0,81 + 0,0001 [1 + (200/3320)] (4020 - 700) = 1,16m$$

Trong thực tế sự phát triển xói dưới cầu làm giảm độ cao nước dâng. Sau đây tính ΔZ và ΔZ_N có xét tới xói lở theo công thức (5-26).

Trong công thức này :

$$P = (h_{chmax} + \Delta h_T)/h_{chmax}$$

$$\Delta h_T = 0,44 \times 5,94 = 2,60m$$

$$P = (11,00 + 2,60)/11 = 1,24$$

Hệ số K xác định theo (3-27) và K_p theo (5-28)

$$K = 1 - 0,14\sqrt{1,62 - 1,4} = 0,94$$

$$K_p = 0,25(2 - 1,24)^2 + 0,75 = 0,93$$

Như vậy độ cao nước dâng ΔZ có xét ảnh hưởng của xói lở sẽ là

$$\Delta Z = 3/2 \times (4020 - 700) \times 0,0001 \times 0,94(0,93 \times 0,62^2 - 1) \times (1 + 200/3320) = 0,73m$$

Tại nền đường chiều cao nước dâng ΔZ_N bằng :

$$\Delta Z_N = 0,73 + 0,0001 \times (1 + 0,06) \times 3320 = 1,08m.$$

409.808.

CHƯƠNG 6

THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH TRONG KHU VỰC CẦU VƯỢT SÔNG

6.1. ĐÀO RỘNG LÒNG SÔNG DƯỚI CẦU VÀ NẢN THẲNG SÔNG

6.1.1. Đào rộng lòng sông dưới cầu

Để tăng khả năng thoát nước dưới cầu, giảm chiều sâu xói lở và khẩu độ cầu và làm cho dòng nước từ bãi sông về cầu phân bố đều, người ta thường dùng cách đào rộng lòng sông chính, nghĩa là đào sâu phần bãi sông dưới cầu xuống. Khi thiết kế đào rộng lòng sông dưới cầu cần chú ý những điểm sau :

a) Chỉ nên thiết kế đào rộng lòng sông khi bảo đảm bãi sông thường bị ngập ít nhất là cứ 2 - 3 năm ngập một lần ; nếu không, phần đào ở bãi sông dưới cầu sẽ bị bồi, cây cỏ mọc và do đó cần phải thường xuyên duy tu sửa chữa.

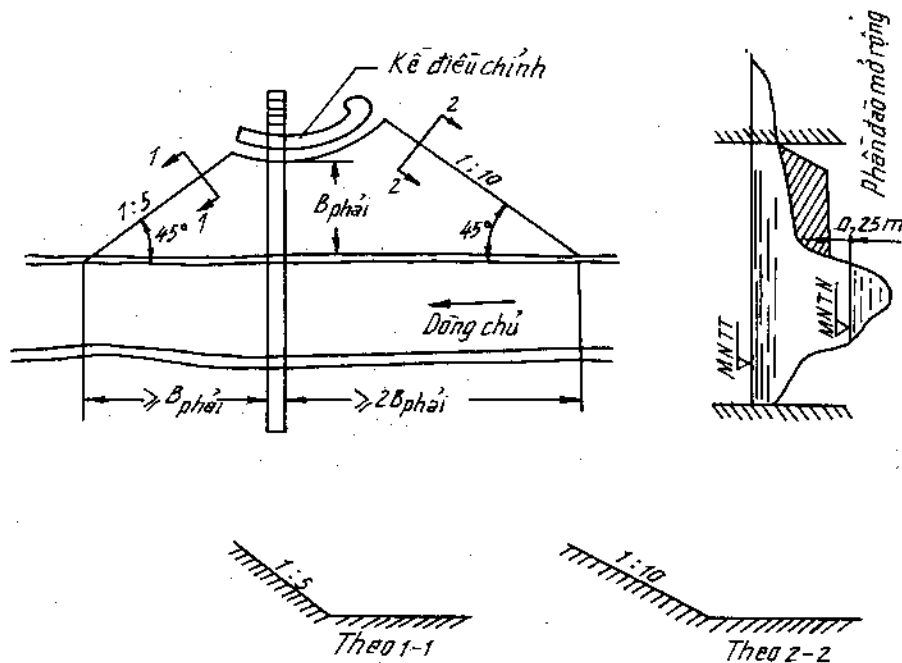
b) Khi lòng sông thẳng, hai phía có bãi có thể đào về cả hai phía. Đối với đoạn sông cong nên đào về phía bờ lõm vì đó là bờ sẽ bị xói. Trường hợp cá biệt có thể đào rộng lòng sông về phía bờ lồi nếu lưu lượng qua bãi này vượt quá 50% lưu lượng tính toán toàn bộ.

c) Đối với sông có hiện tượng bùn đá trôi nhiều, đối với sông di động, sông có hiện tượng bồi lấp, sông mà dòng chủ sâu, tác dụng của bãi ít, vận tốc và lưu lượng của bãi nhỏ thì không nên dùng biện pháp đào rộng lòng.

d) Theo quy trình kỹ thuật, tỷ lệ đào rộng thêm không nên quá lớn : đối với sông thông thuyền diện tích phần đào rộng thêm không được vượt quá 35% ; còn đối với sông không yêu cầu thông thuyền thì không vượt quá 50% diện tích thoát nước dưới cầu sau khi xói và đào rộng lòng sông.

e) Trên bình đồ, bãi sông đào rộng thêm phải có kích thước phù hợp với kích thước của kè điều chỉnh, và đảm bảo những đoạn nối tiếp của dòng chảy vào bãi và từ bãi đi ra thay đổi từ từ. Chiều dài đoạn bãi sông đào rộng thêm tính theo dọc sông tùy theo chiều sâu lớn, nhỏ nên làm khoảng từ 5 - 10 lần chiều rộng phần đào rộng của bãi dưới cầu. Trong mọi trường hợp phạm vi đào về phía thượng lưu không được nhỏ hơn hai chiều rộng bãi sông dưới cầu và hạ lưu không được nhỏ hơn một chiều rộng bãi (chiều rộng phần đào rộng thêm).

Chiều sâu đào xuống không được lớn hơn 0,5 chiều sâu mực nước sông ở bãi ; mái ta-luy đào không được dốc hơn 1 : 10 về phía thượng lưu và 1 : 5 về phía hạ



Hình 6-1

Các kích thước chủ yếu của phân đào mở rộng lòng sông.

lưu ; cao độ mặt bãi sông sau khi đào phải cao hơn mực nước trung bình thấp nhất (MNTN) là 0,25m (hình 6-1).

Nếu bãi sông có tầng đất dính trên lớp đất không dính thì phải đào hết tầng đất dính.

6.1.2. Nắn thẳng lòng sông dưới cầu bằng cách đào suối nhân tạo

a) Mục đích

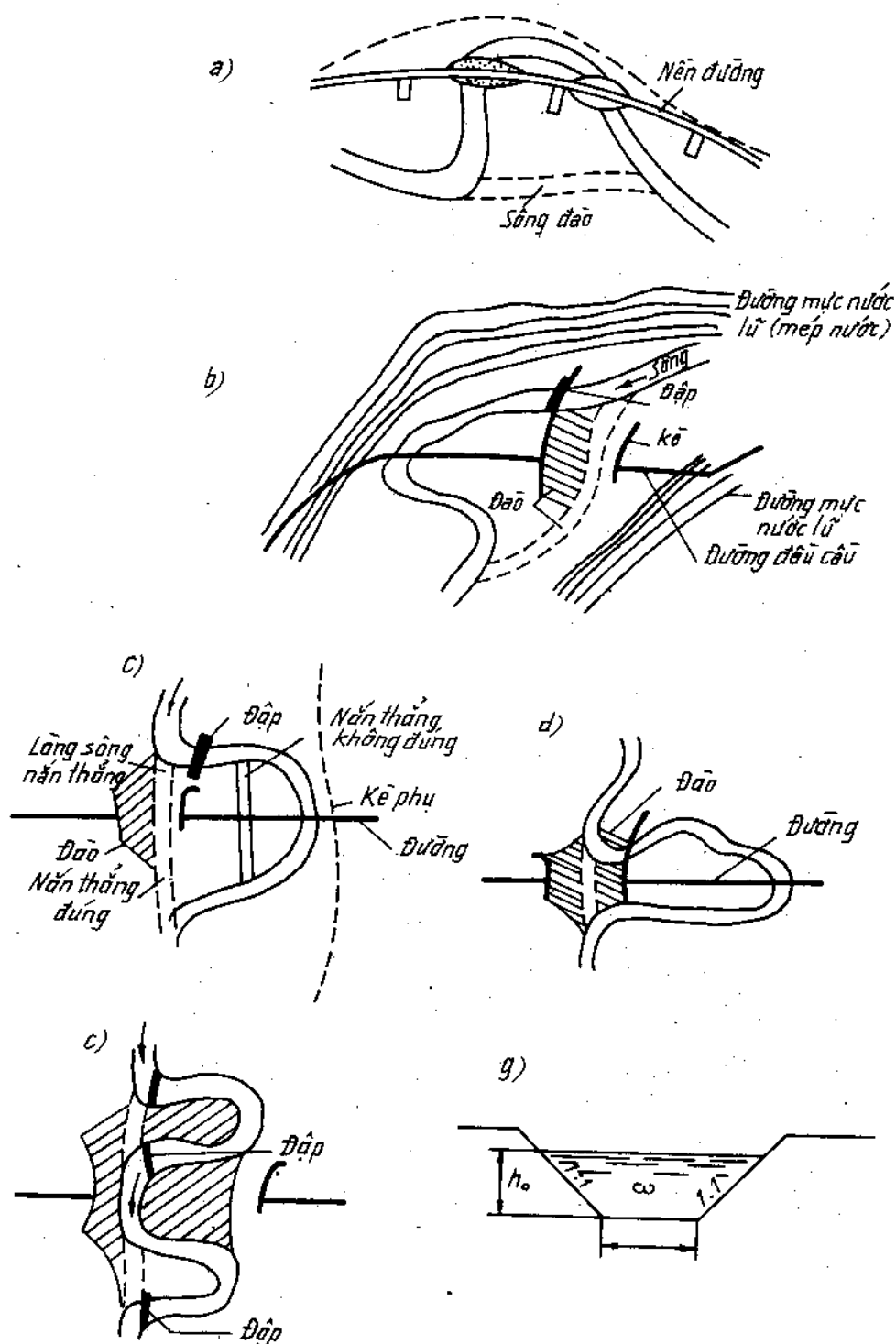
- Đảm bảo cầu vuông góc với dòng nước,
- Tiện cho thi công vì tránh được việc thi công trong nước.
- Tiện cho việc bố trí kê điều chỉnh.
- Tránh được sự phá hoại do dòng sông chảy cong.

b) Những yêu cầu khi nắn thẳng lòng sông

Phương pháp cải tạo đoạn sông cong là thay nó bằng một đoạn sông nhân tạo để nắn thẳng lòng sông dưới cầu (hình 6-2).

Khi thiết kế nắn thẳng lòng sông cần chú ý đảm bảo các yêu cầu sau :

- đáy sông ở hai đầu của đoạn sông đào phải nối tiếp dần dần với điểm sâu nhất của lòng sông thiên nhiên ;
- độ dốc của lòng sông nhân tạo phải lớn hơn độ dốc của sông thiên nhiên lúc bình thường một ít ;
- đoạn sông nắn thẳng không được làm ở giữa khúc sông cong.



Hình 6-2. Một số ví dụ các trường hợp nắn thẳng lòng sông.
a, b - nắn thẳng lòng sông để tránh phá hoại nền đường ;
c - ví dụ cách nắn thẳng lòng sông cong đúng và không đúng kỹ thuật ;
d, e - một số ví dụ cách nắn thẳng lòng sông ở đoạn sông cong ;
g - trắc ngang thoát nước đoạn sông đào nhân tạo.

- khả năng thoát nước của đoạn sông nhân tạo không được nhỏ hơn 80% lưu lượng thiết kế của sông thiên nhiên. Tính toán các kích thước của đoạn sông này dựa vào công thức thủy lực sau :

Lưu lượng dùng để thiết kế sông nhân tạo :

$$Q = 0,8.Q_{t,1}$$

trong đó $Q_{t,1}$ - lưu lượng tính toán theo tần suất của sông thiên nhiên.

Khả năng thoát nước của sông nhân tạo :

$$Q = \omega.v = 0,8.Q_{t,1}$$

$$\omega = h_o(B + h_o)$$

$$v = \frac{1}{n} h_o^{2/3} i^{1/2}$$

n - hệ số nhám lấy bằng 0,25 hay xem bảng phụ lục 2 ;

i - độ dốc lòng sông đoạn sông nhân tạo ;

h_o - chiều sâu nước chảy trong sông nhân tạo ;

B - chiều rộng đáy đoạn sông nhân tạo.

6.2. THIẾT KẾ ĐƯỜNG ĐẦU CẦU

6.2.1. Điều kiện làm việc của nền đường đầu cầu đắp qua bãi sông

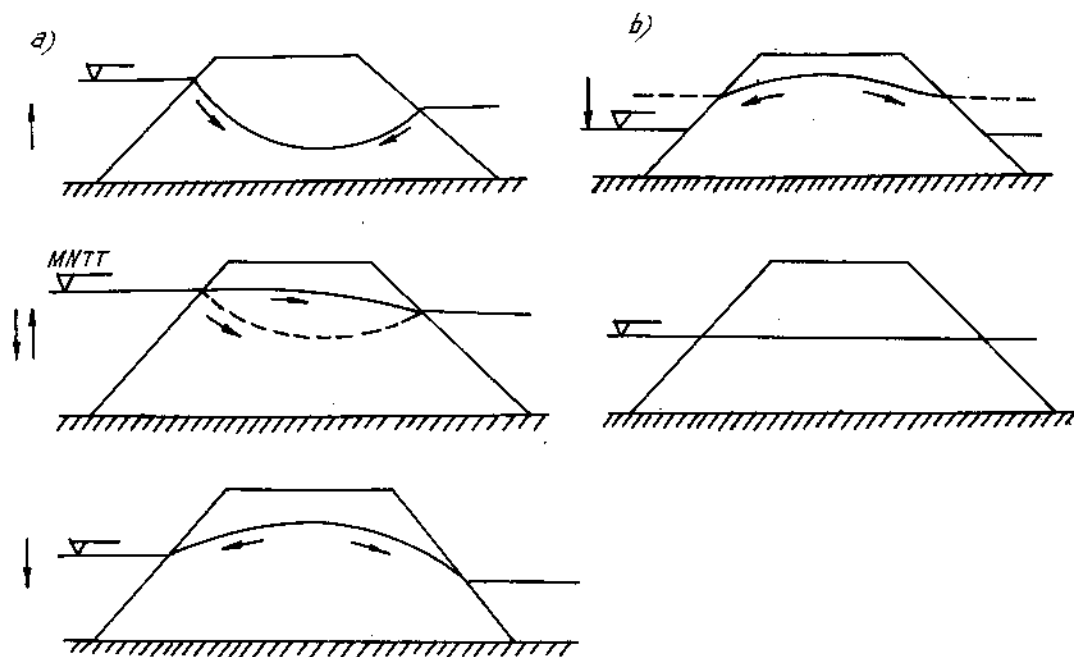
Nói chung nền đường dẫn về cầu thường được thiết kế không ngập. Chỉ trong những trường hợp cá biệt đối với đường cấp thấp mới cho phép thiết kế nền đường ngập về mùa lũ.

Nền đường dẫn về cầu phải thiết kế như thế nào để trong điều kiện bất lợi nhất cũng đảm bảo ổn định. Bởi vậy chúng ta cần nghiên cứu phân tích những khả năng bất lợi nhất.

Nền đường dẫn về cầu làm việc trong điều kiện nước ngập ở hai bên, về phía thượng lưu mực nước ngập cao hơn về phía hạ lưu. Do có sự chênh lệch mực nước giữa hai phía nền đường nên trong nền đường sẽ có hiện tượng nước ngấm từ phía mái dốc bên này sang mái dốc bên kia. Quá trình thấm thấu nước vào nền đường khi nước lên, và từ nền đường chảy ra khi nước xuống, có thể hình dung như sau :

Khi lũ về mực nước dâng cao, nước sẽ thấm từ hai bên mái dốc vào (hình 6-3a) đất nền đường sẽ được nén chặt thêm và như vậy nền đường sẽ được ổn định hơn. Trái lại khi nước bắt đầu rút nước từ trong nền đường sẽ chảy ra ngoài như trên hình 6-3b và độ chặt của đất trong nền đường bị giảm, đất ở mái ta-luy bị xói rửa. Trong tính toán kiểm tra ổn định nền đường cần kể thêm lực thủy động. Tóm lại giai đoạn nước rút thấp là giai đoạn phá hoại sự ổn định của nền đường nên sẽ tính toán ổn định chống trượt nền đường trong giai đoạn này.

Nền đường dẫn về cầu thường đắp trên móng đất yếu vì vậy khi thiết kế phải kiểm tra sự ổn định của móng và tính toán độ lún của nó để đảm bảo nền đường làm việc bình thường, đặc biệt là khi nền đường đắp ngang qua sông cũ và trên lầy.



Hình 6-3

Các pha làm việc của nền đường đắp qua bãi sông.

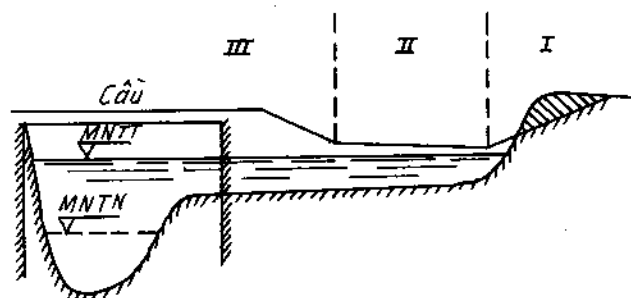
Nền đường dẫn về cầu làm việc trong điều kiện bị sóng thường xuyên uy hiếp, phá hoại mái dốc nền đường. Đặc biệt nước ta là một nước có nhiều bão và gió lớn thì càng cần phải chú ý các biện pháp chống phá hoại nền đường do sóng. Ở đường dẫn về cầu sóng vỗ mạnh về phía mái thượng lưu vì phía đó sóng phát triển theo hướng của dòng nước. Về phía hạ lưu sóng phát theo hướng ngược dòng nước nên chiều cao sóng thấp hơn. Ở những sông trên bãi sông có nhiều cây cối mọc thì sóng nhỏ và nền đường không sợ bị uy hiếp.

Khi chọn biện pháp gia cố taluy nền đường cần xét đầy đủ tới các điều kiện trên để đảm bảo nền đường không bị hư hỏng trong thời gian khai thác.

6.2.2. Nội dung thiết kế nền đường dẫn về cầu

Nội dung vấn đề thiết kế nền đường dẫn về cầu bao gồm thiết kế mặt cắt dọc, thiết kế mặt cắt ngang và chọn biện pháp gia cố ở mái và chân nền đường.

a) *Thiết kế mặt cắt dọc* : Có thể phân nền đường dẫn về cầu thành 3 đoạn đặc trưng (hình 6-4) : I - đoạn xuống dốc từ bờ sông xuống bãi ; II - đoạn nền đường đắp qua bãi sông ; III - đoạn dốc lên cầu.



Hình 6-4

Sơ đồ mặt cắt dọc nền đường dẫn về cầu.

Đoạn I thiết kế theo yêu cầu như đối với các đoạn tuyến đường trong điều kiện thông thường.

Đoạn II thiết kế thường với cao độ yêu cầu tối thiểu để đảm bảo nền đường không bị ngập. Theo quy trình khảo sát và tính toán thủy văn cầu lớn và trung thì cao độ tối thiểu đó tính như sau :

$$H_{\min} = MNTT + \Delta Z_N + h_{sb} + \Delta \quad (6-1)$$

trong đó : MNTT - mực nước tính toán theo tần suất lũ thiết kế ;

ΔZ_N - Chiều cao nước dâng tại nền đường, xác định theo công thức (5-30) ;

h_{sb} - chiều cao sóng xâm thực vào bờ, xác định theo công thức (6-26), (6-27) ;

Δ - độ cao dự trữ an toàn, thường lấy bằng 0,5m.

Đối với đường bộ ngoài điều kiện đảm bảo nền đường không bị ngập còn yêu cầu áo đường phải nằm cao hơn mực nước sông khi tĩnh (không có sóng) có kể thêm chiều cao nước dâng. Công thức tính H_{\min} trong điều kiện này tương tự như công thức 6-1 nhưng thay trị số $(h_{sb} + \Delta)$ bằng chiều dày lớp áo đường (h_{ad}).

Đoạn III là đoạn nối hai cao độ : cao độ của mặt cầu và cao độ nền đường bãi sông. Cao độ của mặt cầu làm trên sông có thuyền bè qua lại (sông thông thuyền) tính theo công thức :

$$H_{\min} = MNTTh + TK + C \quad (6-2)$$

trong đó : C - chiều cao từ đáy dầm tới đáy ray đối với đường sắt hay tới tim phần xe chạy của cầu đối với đường ô tô ;

TK - tính không dưới cầu, bảng phụ lục 5 ;

MNTTh - mực nước thông thuyền, tính toán sẽ giới thiệu ở phần dưới.

Nếu sông không có thuyền bè qua lại thì cao độ tối thiểu của mặt cầu sẽ tính theo công thức :

$$H_{\min} = MNTT + TK' + C \quad (6-3)$$

trong đó : MNTT - mực nước tính toán theo tần suất thiết kế ;

TK' - tính không dưới yêu cầu đối với sông không thông thuyền, bảng phụ lục 5 ;

Theo quy định của đường sắt ở gần hai đầu cầu trên một chiều dài mỗi bên bằng một khẩu độ cầu nên bố trí có cao độ bằng cao độ của cầu. Còn đối với đường bộ đoạn đó phải tối thiểu đủ để bố trí đường cong đứng cộng thêm 10 - 25m và nên đảm bảo khối lượng công tác làm đất ít nhất.

Độ dốc nền đường từ bãi sông lên cầu : Ở đường sắt độ dốc không được vượt quá độ dốc chỉ đạo thiết kế ; ở đường bộ - không vượt quá độ dốc cho phép tùy theo cấp hạng kỹ thuật của đường.

Sự phân thành từng đoạn để thiết kế trên đây là để áp dụng cho trường hợp bình thường. Trong thực tế còn tùy tình hình cụ thể mà thiết kế trắc dọc cho hợp lý cả về mặt thi công và yêu cầu kỹ thuật. Ví dụ nếu chiều dài đoạn II ngắn, cao độ mặt cầu không cao lắm thì có thể thiết kế toàn chiều dài nền đường đắp qua bãi sông cùng có một cao độ bằng cao độ mặt cầu v.v...

Khổ giới hạn gầm cầu (hình 6-5) là đường giới hạn tối thiểu của khoảng không gian dưới dầm cầu tính theo hướng vuông góc với dòng nước chảy, đảm bảo thuyền bè qua lại không va chạm vào các chi tiết kết cấu của cầu. Các kích thước tối thiểu

- Sau khi đã xác định trị số N dựa vào tài liệu quan trắc của các trạm thủy văn, vẽ đường quá trình mực nước lũ thay đổi theo thời gian, rồi tìm một mực nước có T ngày đêm có mực nước cao hơn nó (hình 6-5b). Mực nước đó là mực nước thông thuyền cần tìm.

b) *Thiết kế trắc ngang* : Chiều rộng nền đường dẫn về cầu quy định theo cấp hạng kỹ thuật của đường thiết kế, còn độ dốc ta-luy đường thì tùy theo chiều cao đắp và điều kiện làm việc của nền đường :

Đoạn I - thiết kế theo quy trình đường bộ và đường sắt.

Đoạn II - thiết kế theo hình 6-6.

Đoạn III - thiết kế theo hình 6-6 a, b, c tùy theo chiều cao đắp nền đường.

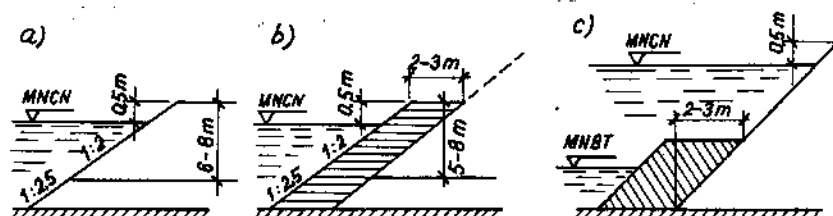
Ta-luy nền đường đắp qua bãi sông nói chung đều phải gia cố. Tùy theo điều kiện làm việc bị ngập thường xuyên hay chỉ ngập trong mùa lũ, vận tốc nước chảy, chiều cao sóng mà chọn loại gia cố khác nhau (xem bảng phụ lục 6). Ngoài ra khi chọn biện pháp gia cố cần chú ý :

Những khu vực ta-luy đường luôn luôn bị ngập nước (phần ta-luy nằm dưới mực nước bình thường phải dùng những loại gia cố chắc chắn và vĩnh cửu).

Những khu vực ta-luy đường nằm giữa MNCN và MNBT có thể gia cố loại kém hơn.

Những khu vực không bị ngập nước chọn gia cố các loại nhẹ, rẻ tiền (trống cỏ).

Đất đắp đường phần ngập nước phải là á cát, sỏi hay là á-sét. Tuyệt đối không được dùng đất bột để đắp nền đường qua bãi sông.



Hình 6-6

Các loại trắc ngang nền đường đắp.

a - nền đắp thấp ; b - nền đắp cao ; c - nền đắp qua sông cũ.

6.3. THIẾT KẾ KÈ ĐIỀU CHỈNH TRÊN SÔNG ĐỒNG BẰNG

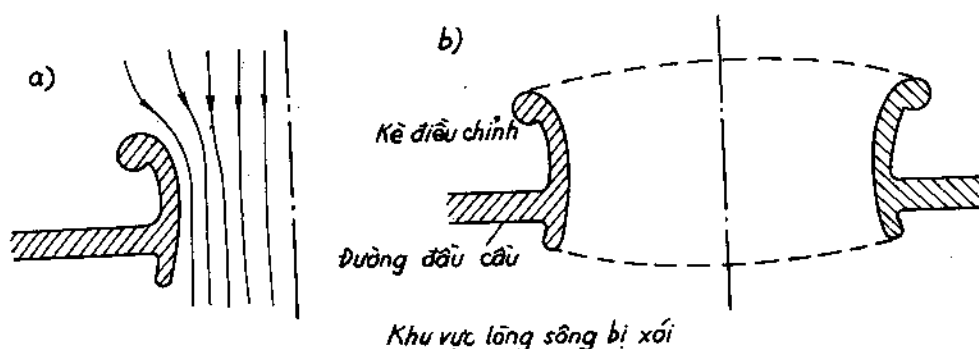
6.3.1. Tác dụng của kè điều chỉnh

Kè điều chỉnh dòng nước (hình 6-8) có tác dụng phân bố dòng nước chảy từ bãi sông về cầu được điều hòa, làm dòng nước chảy qua cầu được êm thuận, hướng dòng nước chảy song song, không có các dòng nước xiên hay xoáy do đó không có những chỗ cục bộ bị xói lớn. Mặt khác vì có kè điều chỉnh nên xói phân bố trên một phạm vi lớn không tập trung trong phạm vi nhỏ hẹp dưới cầu nên xói lở phân bố đều và không sâu, (hình 6-7, 6-8).



Hình 6-7

Hướng dòng nước và hiện tượng xói dưới cầu khi không có kè điều chỉnh.



Hình 6-8

Hướng dòng nước và hiện tượng xói dưới cầu khi có kè điều chỉnh.

6.3.2. Hình dáng và kích thước của kè điều chỉnh

Dùng kè điều chỉnh dòng nước dưới cầu được áp dụng đầu tiên vào khoảng năm 1865 - 1868 tại cầu qua sông Klezma trên tuyến đường sắt Matxcova - Nôvograd hạ.

Kè có dạng thẳng đầu cong. Trong thực tế cho thấy kè quá dài không theo dạng dòng nước chảy, không kinh tế nên giáo sư. A.M. Florov đề nghị dùng kè có dạng hình tròn và chỉ riêng phần qua mố làm thẳng.

Sau đó, năm 1932 - 1933 F.I. Bô-kin tiến hành làm thí nghiệm các dạng kè khác nhau và đề nghị dùng loại kè gồm hai đường cong : đầu kè làm với một bán kính, còn giữa và cuối kè làm với bán kính lớn hơn. Sau Bô-kin tiếp theo có nhiều kiến nghị quan trọng. Những giải đáp lý luận của giáo sư V.M. Máckavêev, N.A. Păngchurin, V.V. Giôn, kè theo dạng hình sin của O.V. Andréev, kè dạng hình tròn của E.V. Bôndakôv, I.I. Kherkheulitdz được đặc biệt chú ý và sử dụng rộng rãi trong thực tế. M.F. Sripnui kiến nghị dùng dạng kè có bán kính nhỏ dần kể từ đầu kè về cầu, nhưng không được áp dụng.

Ở Ấn Độ năm 1888 lần đầu tiên dùng kè để điều chỉnh dòng nước dưới cầu trên sông Chenáp.

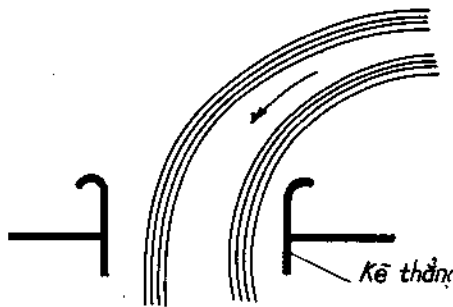
Khoảng cuối thế kỷ thứ 19 một kỹ sư người Anh tên là Ben đề nghị dùng kè có dạng thẳng, ở đầu mở rộng như hình loa khi làm cầu trên các sông vùng núi Ấn Độ. Những kè này quá dài và không kinh tế.

Sau đây là một số nhận xét về tính chất làm việc của các kè làm với dạng khác nhau :

1- Kè dạng hình tròn có bán kính cố định và có bán kính giảm dần từ đầu kè về hạ lưu cho dòng nước không liên tục ôm sát kè trên toàn bộ chiều dài và sinh các dòng nước xoáy ngược. Biểu đồ vận tốc dòng nước thay đổi theo trục ngang tìm cầu không đều, ở gần mố lớn hơn. Dọc theo kè thì vận tốc nước chảy tăng dần từ đầu kè về cầu.

2- Kè làm theo dạng hai đường tròn có bán kính khác nhau của Bôkhin tạo các xoáy ngược lại tại nơi kè có bán kính thay đổi.

3- Kè làm theo dạng hình ê-líp, theo dạng hình sin nhị thức của O.V. Andreev cho dòng chảy liên tục ôm sát kè, do đó không có dòng chảy xoáy ngược, vận tốc dọc kè điều hòa và thay đổi rất ít.



Hình 6-9

Kè thẳng làm ở dưới cầu qua đoạn sông cong và khi cần giảm xói ở cầu.

Từ các nhận xét trên cho thấy không nên dùng kè thẳng mà nên dùng kè có dạng cong và tốt nhất là kè có dạng hình ê-líp hay dạng hình sin nhị thức của O.V. Andreev. Tuy nhiên cũng có trường hợp cần phải dùng kè có dạng thẳng. Những trường hợp đó là :

- Khi cầu làm qua đoạn sông cong ngoặt ;
- Khi cần có biện pháp giảm bớt xói lở tại các cầu cũ. Kè thẳng, dài có tác dụng tạo xói sâu ở khu vực thượng lưu kè và một lượng phù sa lớn được vận chuyển về cầu ở phía hạ lưu do đó xói lở khu vực cầu giảm.

Sau đây sẽ phân tích chi tiết phương pháp thiết kế một kiểu kè được sử dụng phổ biến - dạng kè có dạng sin nhị thức của O.V. Andreev.

6.3.3. Đề nghị của O.V. Andreev xác định dạng và kích thước của kè

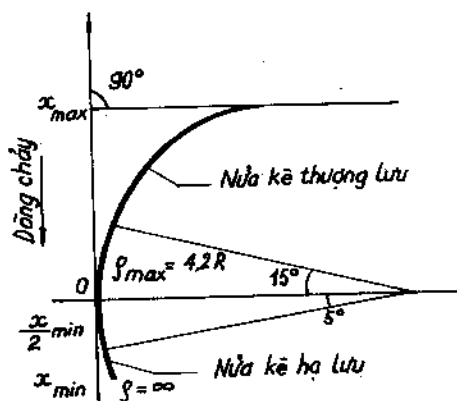
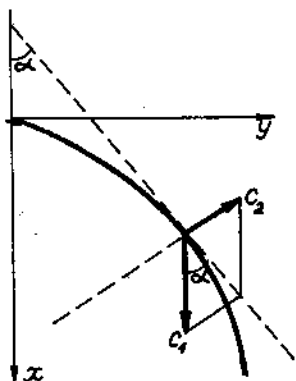
Nguyên tắc thiết kế dạng kè điều chỉnh của O.V. Andreev là đảm bảo dòng nước chảy quanh kè không bị gián đoạn luôn luôn ôm sát theo tường kè và đảm bảo lực ép của dòng nước và tường kè triệt tiêu. Thỏa mãn điều kiện trên là lực do sức ly tâm bằng lực do trọng lượng hạt nước ép vào kè.

Lực hướng tâm áp hạt nước có khối lượng m vào kè được biểu diễn qua độ dốc ngang của dòng nước i tại vị trí đã cho :

$$C_1 = mgi \quad (6-6)$$

Lực ly tâm đẩy hạt nước khỏi kè và phát sinh do hạt nước chuyển động với vận tốc v theo quỹ đạo cong theo dạng của kè có bán kính thay đổi (hình 6-10) xác định theo công thức :

$$C_2 = \frac{mv^2}{\rho} \quad (6-7)$$



Hình 6-10

Sơ đồ tính toán xác định kích thước và hình dáng kê điều chỉnh.

Điều kiện làm việc có lợi nhất của kê là $C_2 = C_1 \sin \alpha$:

$$\frac{mv^2}{\rho} = mg \sin \alpha$$

từ đó

$$\rho = \frac{v^2}{g \sin \alpha} \quad (6-8)$$

Gọi R là bán kính đường cong của kê tại vị trí đầu kê ta có :

khi $\alpha = 90^\circ$: $\rho = R = \frac{v^2}{g}$ và như vậy công thức (6-8) có thể viết :

$$\rho = \frac{R}{\sin \alpha} \quad (6-9)$$

Ở đây v - vận tốc thay đổi dọc theo kê.

Tóm lại dạng của nửa kê phía thượng lưu nên làm theo dạng một đường cong có bán kính thay đổi theo phương trình của đường sin nhị thức.

$$\rho = \frac{R}{\sin \alpha}$$

Dạng của nửa dưới kê (nửa hạ lưu) làm theo đường thẳng với góc $\alpha = 5^\circ$.

Nửa trên và nửa dưới của kê được nối tiếp với nhau tại vị trí gần tim cầu bởi cung vòng tròn bán kính $\rho_{\max} = 4,2R$. Ở phía trên tim cầu 15° và phía dưới 5° (hình 6-10).

Để tiện cho việc thiết kế và cắm tuyến khi thi công, sau khi chuyển hệ tọa độ độc cực sang hệ tọa độ vuông góc phương trình dạng kê (6-9) có dạng :

$$\left. \begin{aligned} x &= R \ln \sin \alpha \\ y &= R \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) \end{aligned} \right\} \quad (6-10)$$

Để tính được tọa độ của kê x và y cần phải biết trị số R. Dựa trên các nhận thức về lý luận và kết quả thí nghiệm, O.V. Andreev đề nghị dùng công thức sau để tính trị số R bé nhất :

$$R = \frac{L_T}{3} \quad (6-11)$$

L_T - tổng chiều dài nửa kê phía thượng lưu cầu cả phía phải và phía trái xác định phụ thuộc vào hệ số tăng lưu lượng dưới cầu β và khẩu độ cầu L_c

Bảng 6-2a

β	...	< 1,2	1,25	1,5	1,75	2	2,5
$L_T : L_c$...	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75

Chiều dài L_T của mỗi kè xác định tỷ lệ thuận với phần lưu lượng từ bãi sông chảy về cầu của mỗi phía bãi sông.

Bảng 6-2b

Ngoài ra còn có thể dựa vào công thức kinh nghiệm sau để tính trị số bé nhất :

$$R_{\min} = KL_c \quad (6-12)$$

L_c - khẩu độ cầu nhỏ nhất cho phép ;

K - hệ số phụ thuộc vào tỷ số $\frac{Q_{bd}}{Q}$ (bảng 6-2).

Tọa độ của kè x, y tính sẵn theo công thức 6-1 (bảng 6-3).

Hệ số K

$\frac{Q_{bd}}{Q}$	K
0,60	0,25
0,50	0,20
0,40	0,15
0,30	0,10
0,20	0,05
0,15	0,00

Bảng 6-3

Bảng tọa độ đường cong dạng kè điều chỉnh

Phần công trình	Đường cong	α°	$\frac{x}{R}$	$\frac{y}{R}$	$\frac{\Delta S}{R}$	ε_d
Nửa trên	Đường cong có bán kính thay đổi	90°	2,350	1,438		3,00
		80°	2,336	1,262	0,175	2,75
		70°	2,288	1,087	0,182	2,50
		60°	2,207	0,914	0,192	2,25
		50°	2,084	0,740	0,216	2,00
		40°	1,909	0,566	0,246	1,75
		30°	1,657	0,391	0,375	1,50
		20°	1,276	0,216	0,425	1,25
		15°	1,000	0,132	0,279	1,00
		10°	0,672	0,058	0,337	1,00
Nửa dưới	Đường cong hình tròn	5°	0,336	0,015	0,337	1,00
		0	0,000	0,000	0,337	1,00
		5°	0,336	0,015	0,337	1,00
	Đường thẳng	-	0,765	0,051	0,421	1,00
		-	1,176	0,088	0,421	1,00
		-				

Sau đây là trình tự tính toán dạng kè điều chỉnh :

- Xác định bán kính nhỏ nhất cho phép ở đầu kè theo công thức 6-11 hay 6-12.

- Xác định tọa độ của điểm đầu kè $y_d = 1,438R_{\min}$

$x_d = 2,350R_{\min}$ và thử bố trí trên bình đồ.

Nếu do điều kiện địa hình phải thay đổi bán kính R để có thể bố trí được điểm đầu kè (căn cứ vào y_d và x_d) thì phải tùy theo địa hình chọn bán kính đầu kè R và tính tọa độ kè bằng cách nhân trị số ở bảng 6-3 với R . Trong bảng 6-3 ΔS - chiều dài đoạn kè giữa hai tọa độ ; ε_d hệ số phân bố tốc độ.

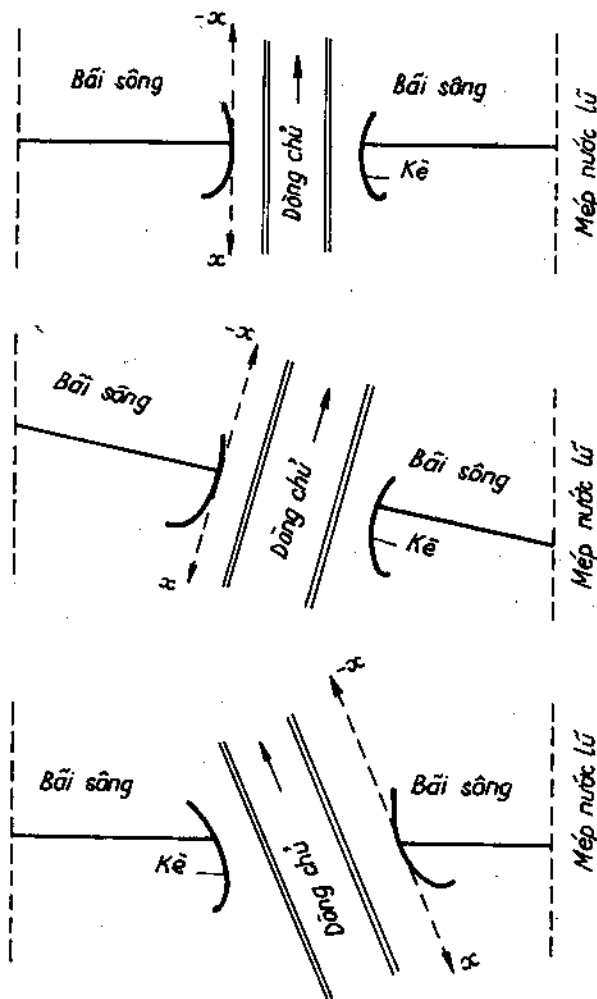
6.4. KÈ ĐIỀU CHỈNH TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT

6.4.1. Trường hợp cầu xiên

Nếu bãi sông rộng, lưu lượng nước từ bãi về tương đối lớn thì kè thiết kế theo hướng dòng nước về mùa lũ.

Nếu bãi hẹp, lưu lượng từ bãi về so với lưu lượng của dòng chủ nhỏ thì kè bố trí theo hướng nước chảy của dòng chủ.

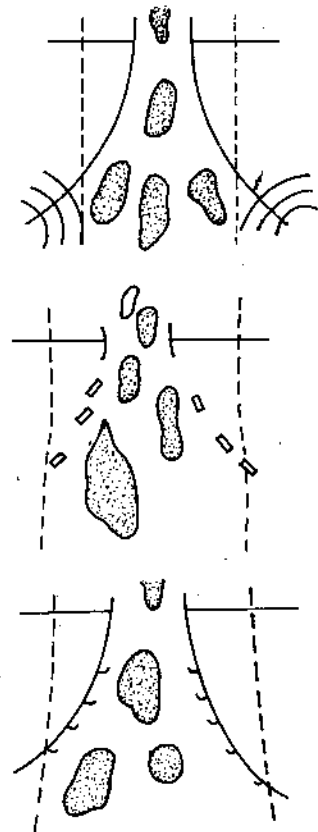
Hình 6-11 giới thiệu cách bố trí kè điều chỉnh dòng nước dưới cầu của một số các trường hợp khác nhau.



Hình 6-11

Bố trí hướng kè điều chỉnh trong một số trường hợp đặc biệt :

- a - cầu vuông góc với dòng chủ và bãi sông.
- b - cầu vuông góc với dòng chủ, xiên góc với bãi sông.
- c - cầu vuông góc với bãi sông, xiên góc với dòng chủ.



Hình 6-12

Kè điều chỉnh trên sông di động :

- a - kè đắp liền ;
- b - kè gồm nhiều đê hướng nước ;
- c - kè có kè ngang bảo vệ taluy ;

6.4.2. Kè điều chỉnh trên sông di động (sông có nhiều bãi nổi)

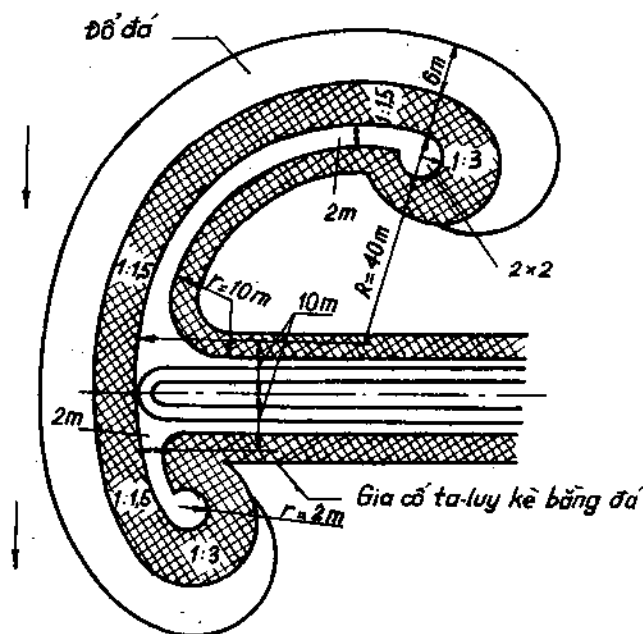
Dòng nước chảy trên sông di động mang theo một lượng phù sa rất lớn nên dạng kè phải thoải và dài hơn, thường làm bằng (3 + 5) khẩu độ cầu (hình 6-12).

Trong thực tế nếu sông rộng làm kè liền như hình 6-12a giá thành cao có thể thiết kế theo kiểu như ở hình 6-12b.

6.5. CẤU TẠO KÈ ĐIỀU CHỈNH

Kè điều chỉnh thiết kế theo dạng nền đất đắp, tiết diện hình thang, mặt trên rộng 2m, mái taluy 1 : 2. Ở đầu kè hướng dòng nước vuông góc với kè nên có khả năng phá hoại mạnh hơn, mặt kè làm rộng hơn, thường là 4m và mái taluy cũng thoải hơn (1 : 3 + 1 : 5).

Hình 6-13 giới thiệu cấu tạo kè điều chỉnh.



Hình 6-13
Cấu tạo kê điều chỉnh dòng nước.

Cao độ mặt kê phải lớn hơn trị số sau : Ở đầu kê về thượng lưu cầu :

$$H_{\min} = MNTT + \Delta Z + h_{sb} + I_T + 0,25m; \quad (6-13)$$

Ở cuối kè về hạ lưu cầu :

$$H_{\min} = MNTT + h_{sb} + 0,25m; \quad (6-14)$$

trong đó : MNTT - mực nước tính toán với tần suất thiết kế ;

ΔZ - chiều cao nước dâng cao nhất trước cầu ;

h_{sb} - chiều cao sóng xâm thực vào bờ nền đường về phía thượng lưu và phía hạ lưu (công thức 6-26, 6-27) ;

l_T - chiều dài nửa thượng lưu kè.

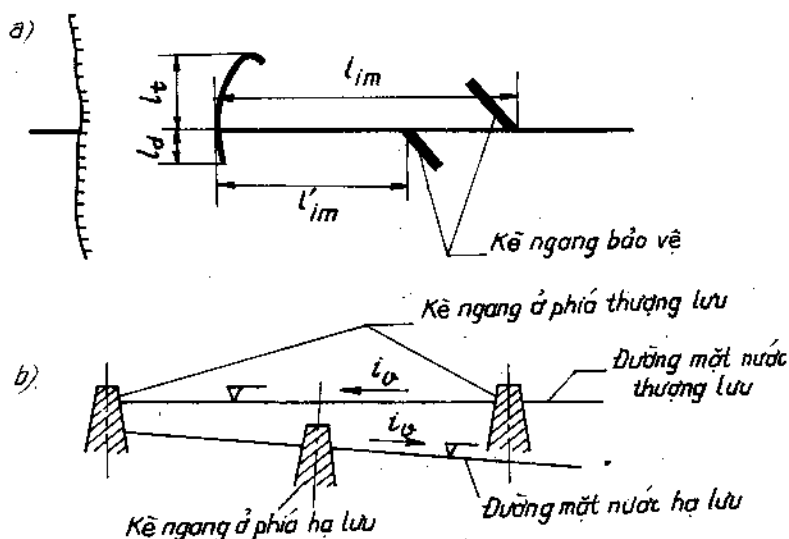
6.6. KÈ NGANG BẢO VỆ (HAY KÈ CHỮ ĐÌNH) VÀ TRỒNG CÂY VEN BÃI SÔNG

6.6.1. Kè ngang bảo vệ

Từ lâu, nhân dân ta đã biết dùng kè ngang để bảo vệ bờ sông, bờ đê, để chống lại sự phá hoại của dòng nước về mùa lũ ở các sông lớn như sông Hồng, sông Đuống, sông Lam, sông Mã, v.v...

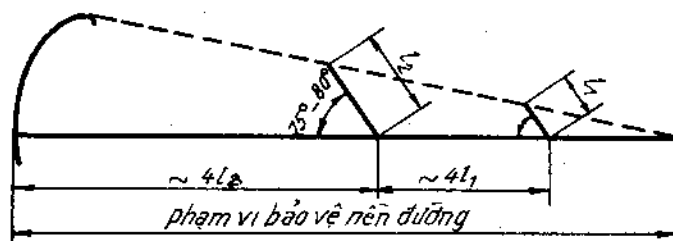
Những kè đó thường được làm bằng đá xếp rất kiên cố mà ngày nay vẫn còn có tác dụng tốt chống lở sụt bờ sông. Trong công trình cầu người ta dùng kè ngang để bảo vệ nền đường hai đầu cầu và kè điều chỉnh (hình 6-14).

Kè ngang thường làm ở các đoạn gần mố cầu trên một chiều dài khoảng $1/3$ toàn bộ chiều dài đoạn đường đắp qua bãi sông. Ở phía thượng lưu kè làm kiên cố hơn ở phía hạ lưu. Ở đường dẫn về cầu kè ngang thường được bố trí làm với tim đường một góc khoảng $75^\circ \div 80^\circ$ (hình 6-14a, 15), khoảng cách giữa các kè lấy bằng $(3 \div 5)$ chiều dài của chúng (hình 6-14).



Hình 6-14

Sơ đồ tính cao độ mặt kè ngang bảo vệ.
a - bình đồ ; b - mặt cắt dọc.



Hình 6-15

Cách bố trí kè ngang để bảo vệ đường đắp qua bãi sông.

Chiều rộng mặt trên của kè từ 1 ÷ 3m, tùy theo kè thấp hay cao ; taluy kè làm với dốc 1 : 1 + 1 : 1,5. Ở đầu kè chiều rộng mặt trên của kè rộng hơn bằng 1,5 chiều rộng ở thân kè và mái kè thoải hơn (1 : 1,5 + 1,2).

Cao độ kè ngang phía thượng lưu lấy bằng cao độ kè điều chỉnh.

Cao độ của kè ngang nằm về phía hạ lưu nền đường tính theo công thức (6-15). Khi vận tốc nước chảy chỗ kè ngang vượt quá 0,5 m/s thì phải xét tới chiều cao ứ dềnh tại kè ngang ở phía hạ lưu

$$\Delta Z' = 0,1v^2(1 + \cos\alpha) ;$$

α - góc làm thành giữa nền đường và kè ngang theo hướng nước chảy ;

v - vận tốc nước chảy tại kè ngang tính toán, m/s.

Cao độ kè ngang phía hạ lưu nền đường :

$$H = MNTT + \Delta Z' - I(l_d + l_{im}) + h_{sb} + 0,25, \quad (6-15)$$

l_{im} - Cự ly từ mố cầu tới vị trí kè ngang tính toán ;

l_d - chiều dài nửa dưới của kè điều chỉnh (hình 6-14a) các ký hiệu khác dùng như cũ.

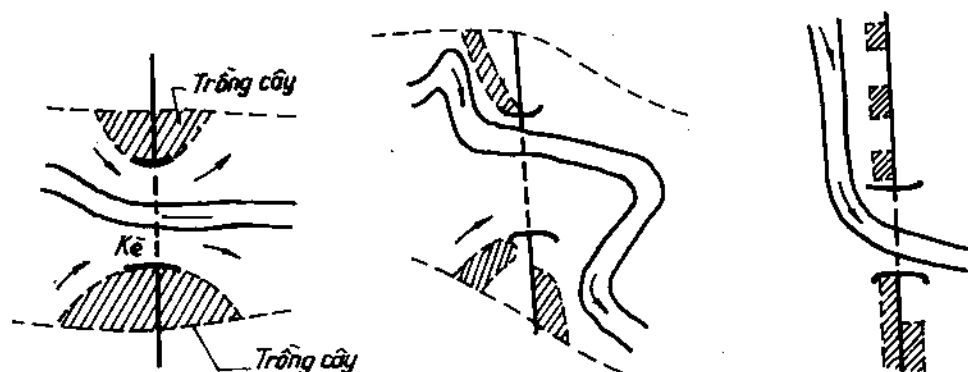
Ở phía hạ lưu dòng nước chảy yếu hơn phía thượng lưu nên thường thường không làm kè ngang trừ trường hợp đặc biệt dòng nước chảy mạnh.

Kè ngang được làm theo dạng nền đắp hay bằng đá xếp và bố trí ở những chỗ cao trên bãi sông.

6.6.2. Trồng cây

Bố trí trồng cây trên bãi sông sẽ cải thiện được chế độ làm việc của dòng nước và bảo vệ công trình. Nó có những tác dụng sau :

- Gia cố bờ sông, bảo vệ taluy các công trình không bị xói và điều chỉnh dòng nước. Khi mực nước sông cao, các cây và bụi cây mọc trên bãi sông có tác dụng hướng một phần lớn lưu lượng chảy bao theo hàng cây, chỉ một phần nhỏ chảy qua các bụi cây nhưng với tốc độ nhỏ đi nhiều khi tác động vào nền đất.



Hình 6-16

Áp dụng trồng cây để điều chỉnh sông tại vị trí cầu

- Có tác dụng giảm chiều cao sóng và sức phá hoại của sóng.
- Làm cho lưu lượng trên bãi giảm xuống và do đó cải thiện điều kiện làm việc của kè.

- Có tác dụng chỉnh trị lòng sông, đặc biệt đối với sông mà lòng sông di động luôn.

6.6.3. Chỉnh trị sông ngòi tại vị trí cầu

Công tác chỉnh trị sông, hướng lòng sông chảy thẳng thường được dùng với mục đích thông thuyền và các mục đích sử dụng sông vào các công việc khác nhau. Để uốn thẳng lòng sông thường dùng các biện pháp sau :

- Gia cố bờ chống xói lở, làm các kè dọc hay các đê chắn để hướng dòng nước chảy xa bờ ;
- Tạo xói, bồi bằng các biện pháp khác nhau để bắt dòng nước chảy theo hướng đã định ;
- Lắp các sông cụt chảy về cầu không thẳng hướng ;
- Đào các suối nhân tạo.

6.7. XÁC ĐỊNH XÓI CỤC BỘ Ở KÈ ĐIỀU CHỈNH, KÈ NGANG VÀ MỐ CẦU

Áp dụng kết quả nghiên cứu của Iaratslaxev để tính xói lở cục bộ ở các kè điều chỉnh, kè ngang 1/4 nón mố cầu có thể xem chúng như một trụ có chiều rộng rất lớn, ta sẽ có $K_s = 11,5$; $K_v = 1$; $(K_H + t) = 2$ và tích số $K_s \times K_v \times (K_H + t) = 11,5 \times 1 \times 2 = 23$. Nếu có xét ảnh hưởng của hướng dòng nước và mái dốc của taluy của công trình tới xói lở, công thức xác định chiều sâu xói cục bộ có dạng :

$$h_{ch} = \frac{23 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{\sqrt{1+m^2}} \frac{v_c^2}{g} - 6 \frac{v_{ox}^2}{g}$$

trong đó : g - gia tốc trọng lực $9,81 \text{ m/s}^2 \approx 10 \text{ m/s}^2$;

v_{ox} - vận tốc cho phép không xói của đất lòng sông ;

m - mái taluy của kè, nền đường hay mố cầu - 1,5 ; 2 hay 3 ;

α - góc làm thành giữa hướng nước chảy và kè tại chỗ tính xói ;

v_c - vận tốc nước chảy tại chỗ tính xói của kè.

Theo ý kiến của một số tác giả như Andreev, Boldaxov, nếu dạng kè thiết kế đúng thì trị số vận tốc tại các vị trí dọc kè có thể xem như không đổi và lấy bằng vận tốc dưới cầu lúc chưa có xói lở. Theo các tài liệu hướng dẫn tính toán thủy văn khác thì trị số v_c tính theo công thức sau :

$$v_c = \frac{Q_b}{B_b h_c} \frac{2\varepsilon_d}{1 + \varepsilon_d} \quad (6-17)$$

trong đó : Q_b - phần lưu lượng chảy trên bãi sông ;

B_b - chiều rộng bãi sông chỗ tính xói, kể từ mép lòng sông chính tới chỗ thân kè tính toán theo hướng song song với tim cầu ;

ε_d - hệ số phân bố không đều của dòng nước chảy dọc ven kè, (bảng 6-3) ;

h_c - chiều sâu nước tại công trình sau khi xói chung.

Ở đầu kè hay đầu 1/4 nón mố cầu trị số $\alpha = 90^\circ$, $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = 1$ và công thức tính xói cục bộ có dạng :

$$h_{cb} = \frac{23v_c^2}{g\sqrt{1+m^2}} - 6 \frac{v_{ox}^2}{g} \quad (6-18)$$

Đối với kè chắn nước xây trong phạm vi dòng chủ (kè ngang, kè chắn v.v...) trị số xói cục bộ ở đầu kè tính theo công thức :

$$h_{cb} = \frac{23v_c^2 K_1^2}{g\sqrt{1+m^2}} - 6 \frac{v_{ox}^2}{g} \quad (6-19)$$

K_1 - hệ số vận tốc tăng cục bộ do kè ngang thu hẹp dòng nước vì càng thu hẹp nhiều, xói càng lớn. Trong bảng 6-4 trị số K_1 phụ thuộc vào tỷ số $\frac{l_{KN}}{b}$;

trong đó : l_{KN} - chiều dài đoạn kè bị ngập nước lúc mực nước bình thường ;
 b - chiều rộng sông lúc mực nước bình thường.

Nếu những kè trên bị ngập nước thì phải kiểm tra trị số xói cục bộ khi kè bị ngập.

Công thức tính xói cục bộ khi kè bị ngập có dạng tương tự như công thức 6-19 nhưng thay hệ số K_1 bằng hệ số K_2 .

Bảng 6-4

Trị số hệ số K_1 và K_2

$\frac{l_{KN}}{b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
K_1	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,75
K_2	1,40	1,50	1,80	2,20	2,60	3,00

6.8. XÁC ĐỊNH CHIỀU CAO SÓNG

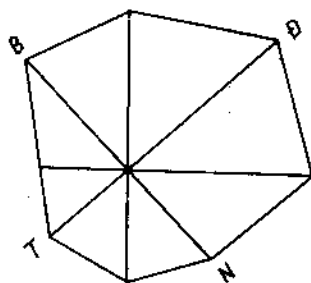
6.8.1. Khái niệm mở đầu

Để định cao độ nền đường, cao độ kè, chọn biện pháp gia cố cần phải biết chiều cao sóng xâm thực vào bờ và hướng gió nguy hiểm.

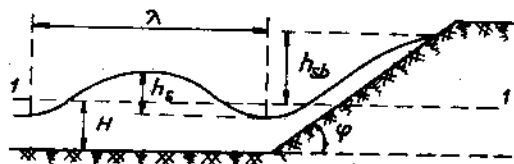
Ngoài yêu cầu trên việc xác định hướng gió nguy hiểm còn mục đích để thiết kế dạng trắc ngang đường cho phù hợp.

Phương pháp định hướng gió nguy hiểm là dựa vào tài liệu theo dõi hướng gió và tốc độ gió trong những tháng mưa lũ để vẽ thành những hoa hồng gió như hình 6-17.

Hiện nay có nhiều phương pháp xác định chiều cao sóng, nhưng chủ yếu là đối với sóng ở các hồ giữ nước mà không có tiêu chuẩn tính toán riêng đối với sóng trên sông ở các vị trí cầu không cao lắm, do đó có thể dựa vào phương pháp trên



Hình 6-17
Hoa hồng gió.



Hình 6-18
Các yếu tố của sóng.

để tính toán. Nhiệm vụ tính toán sóng ở cầu là xác định chiều cao sóng và chiều cao sóng xâm thực vào bờ.

Khi tính toán sóng cần nắm vững một số định nghĩa và khái niệm sau :

- Chiều cao sóng toàn bộ (h_s) là chiều cao tính từ đỉnh sóng tới chân sóng (hình 6-18).

- Chiều cao sóng xâm thực vào bờ (h_{sb}) tính từ mực nước lúc tính tới đỉnh sóng xâm thực lên bờ (hình 6-18).

Chiều dài sóng (λ) tính bằng khoảng cách giữa hai đỉnh sóng kế nhau.

- Chiều dài đường sóng chạy là chiều dài mặt nước sinh sóng tính theo hướng gió. Trong tính toán cần phân biệt :

- Chiều dài đường sóng chạy hình học D là chiều dài tính từ điểm tính toán tới bờ gần nhất theo chiều gió.

- Chiều dài đường sóng chạy giới hạn D_0 là chiều dài tính từ điểm tính toán tới điểm chiều cao sóng có thể đạt tới trị số lớn nhất nếu sóng hồ rất rộng. Trị số D_0 là yếu tố phụ thuộc vào tốc độ gió và độ dốc sóng.

6.8.2. Công thức tính toán chiều cao sóng

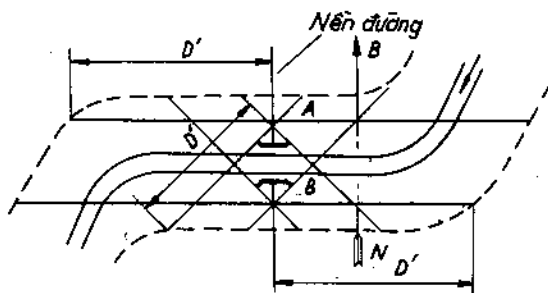
Hiện nay có nhiều phương pháp tính chiều cao sóng toàn bộ, phương pháp lý luận của V.G. Andreianov, A.P. Braslapsky, Lóbachepsky v.v... Sau đây giới thiệu công thức lý luận của V.G. Andreianov tính chiều cao sóng toàn bộ h_s

$$h_s = 0,0212 v_g^{5/4} D^{1/3} \quad (6-20)$$

v_g - tốc độ thiết kế, m/s, lấy theo các số liệu của trạm khí tượng. Tốc độ gió thiết kế phải tính theo 8 góc hai phương và thời gian quan trắc ít nhất là 15 năm ;

D - chiều dài đường sóng chạy tính toán, (km). Nó có thể bằng chiều dài đường sóng chạy giới hạn nếu chiều dài đường sóng chạy giới hạn nhỏ hơn chiều dài đường sóng chạy hình học.

Trường hợp phổ biến ở sông thường gặp là chiều dài đường sóng chạy hình học bé hơn so với chiều dài đường sóng chạy giới hạn. Xác định chiều dài sóng chạy hình học phải tính toán theo 8 hướng của góc hai phương : Hình 6-19 giới thiệu cách xác định D ; lấy hai điểm A và B nằm chính giữa bãi phải và bãi trái. Qua A và B vạch các đường thẳng theo 8 hướng gió cho đến khi gặp đường mép nước (trong hình 6-19 đường đó được ký hiệu bằng đường chấm chấm ...) cao nhất.



Hình 6-19

Cách xác định chiều dài đường sóng chạy trong cầu.

sẵn rồi đưa vào bảng hay các toán đồ ứng với tốc độ gió và chiều dài đường sóng chạy khác nhau.

Trong tính toán chiều cao sóng cần chú ý, nếu trên bãi sông có cây và bị ngập nước thì chiều cao sóng tính theo các phương pháp trên phải nhân với một hệ số bé hơn 1 để tính tới độ triệt giảm chiều cao sóng do cây (hệ số K). Hệ số K phụ thuộc vào đường kính của cây, cự ly giữa chúng, chiều rộng giải cây mọc trên bãi. Trên biểu đồ tính toán dùng xác định hệ số K nó phụ thuộc vào chiều rộng rừng cây và bụi cây tính đối B_{rd} , B_{bui} và chiều cao sóng (hình 6-20).

Trị số chiều rộng rừng cây và bụi cây tính đối B_{rd} , B_{bui} tính như sau :

- Khi trên bãi là rừng rậm:

$$B_{rd} = \frac{\alpha \cdot B_r}{b^2} \text{ (m)} \quad (6-22)$$

- Khi trên bãi là bụi cây:

$$B_{bui} = \frac{0,16 B_b}{b^2} \text{ (m)} \quad (6-23)$$

α - hệ số phụ thuộc vào đường kính trung bình của cây mọc trên bãi sông ;

$d = 0,15\text{m}$ thì $\alpha = 1,00$;

$d = 0,20\text{m}$ thì $\alpha = 1,40$;

$d = 0,25\text{m}$ thì $\alpha = 1,80$;

b - cự ly thực tế giữa các cây ;

B_r ; B_{bui} - chiều rộng thực tế của bãi có rừng cây và bụi cây.

Các công thức tính toán chiều cao sóng toàn bộ h_s đúng trong điều kiện nếu các hạt nước có thể chuyển động giao động và không bị đổ, nghĩa là khi chiều sâu nước ở bãi phải lớn hơn chiều sâu giới hạn nào đó. Theo kết quả nghiên cứu chiều sâu giới hạn bằng một nửa chiều dài sóng λ .

Sau đó theo hướng gió xác định trị số D.

Chiều dài đường sóng chạy giới hạn tính theo công thức :

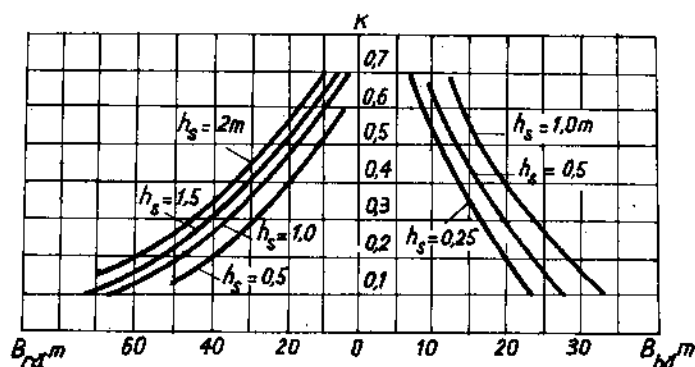
$$D_0 = 30 v_g^2 \varepsilon \text{ (km)} \quad (6-21)$$

v_g - tốc độ gió, m/s ;

ε - độ dốc sóng tính theo công thức :

$$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19e^{-14/v_g}}, \text{ trong đó } e = 2,72.$$

Để thuận tiện cho việc thiết kế chiều cao sóng toàn bộ thường được tính toán



Hình 6-20

Biểu đồ xác định hệ số triệt giảm độ cao sóng do cây.

08.808.
09.808.
808.808.

$$\lambda = 0,304 v_g D^{1/2} \quad (6-24)$$

Nếu chiều sâu nước bé hơn chiều sâu giới hạn thì dùng $\lambda = 2h$. Tính một cách gần đúng, nếu xem chiều cao sóng toàn bộ gần bằng $1/10$ chiều dài sóng λ , thì chiều cao sóng toàn bộ lớn nhất có thể phát sinh :

$$h_s = 0,2h \quad (6-25)$$

Nói một cách khác chiều cao sóng toàn bộ phải tính theo hai công thức (6-20) và (6-25) và sử dụng trị số bé hơn làm trị số tính toán.

Như trên đã phân tích khi sóng đập vào bờ nước sẽ dồn lên theo bờ công trình và mực nước sẽ dồn cao hơn mực nước lúc tĩnh một đoạn h_{sb} . Trị số chiều cao sóng xâm thực vào bờ tính từ mực nước tĩnh có thể xác định theo công thức của N.N. Dzuhunkopsky :

$$h_{sh} = 4,3h_s K \operatorname{tg} \varphi \quad (6-26)$$

K - hệ số đặc trưng độ nhám của mái taluy công trình. Đối với taluy gia cố bằng bê tông ấtphan hay bê tông ximăng $K = 1,0$.

Taluy gia cố xây đá khan, trồng cỏ lát cỏ K = 0,90.

Taluy gia cố bằng cách bỏ đá đồng, taluy có cây hay bụi rậm.

$K = 0,77$. Đối với các công trình làm bằng đá $K = 0,60$.

φ - góc nghiêng của mái dốc nền đường.

Khi chiều cao sóng $h_s > 1,5m$ và taluy đường hay công trình kê có giải đất phòng hộ bị ngập nước thì chiều cao sóng xâm thực tính theo công thức của Sankin :

$$h_{sh} = K_0 K_1 K_2 h_s \quad (6-27)$$

trong đó : h_{sb} , h_s ký hiệu như cũ

K_0 - hệ số tính tới độ nhám và độ thấm nước của taluy.

Ro thả bằng đá dăm $K_n = 0,72$

Ro thả bằng đá hộc $K_0 = 0,82$

Bằng các loại đá khác $K_0 = 0,77$

Xây đá nhiều lớp	$K_0 = 1,00$
------------------	--------------

Lát bằng tấm bê tông $K_0 = 1,25$

Đổ bê tông toàn khối liên, nước không thấm $K_o = 1,40$

K_1 - hệ số xét tới ảnh hưởng của dốc taluy công trình và dốc sóng :

$$K_1 = \frac{1}{m + 0,25} \left(1,35 + 0,585 \sqrt{\frac{\lambda}{h_s}} \right).$$

K_2 - hệ số xét tới những ảnh hưởng trên đường sóng vô vào taluy :

$$K_2 = e^{-0,32} \sqrt{\frac{a}{h_s}} \left(1 - \sqrt{\frac{t}{h}} \right)$$

m - mái dốc taluy công trình ;

a - chiều rộng giải phòng hộ, m ;

t - chiều sâu nước từ nền giải phòng hộ trở lên, m ;

h - chiều sâu nước ở chân taluy, m ;

h_g - chiều cao sóng, m ;

λ - chiều dài sóng, m.

6.9. GIA CỐ NỀN ĐƯỜNG, KÈ VÀ BỜ SÔNG CHỐNG XÓI

Những sự cố thường gặp đối với nền đường, kè đắp qua bãi sông là :

- mái taluy bị sụt lở ;
- xói taluy công trình do dòng nước chảy ven công trình hay bị phá hoại do sóng.

Hiện tượng thứ nhất có thể khắc phục bằng cách thiết kế nền đường có dốc taluy thoải (kiểm tra theo tính toán).

Còn để bảo vệ nền đường không cho xói lở do dòng nước chảy ven bờ và sự phá hoại của sóng thì thường dùng các biện pháp gia cố taluy (biện pháp thụ động) hay làm các kè ngang bảo vệ (kè chữ đỉnh), trồng cây, làm phao tiêu sóng (biện pháp chủ động) v.v...

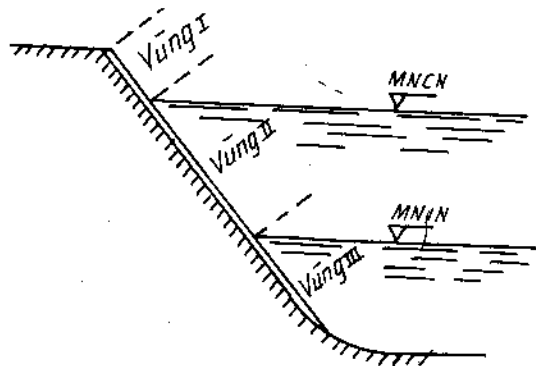
Khi chọn vật liệu gia cố phải dựa theo vận tốc nước chảy, địa chất bờ sông, chiều cao sóng, chiều sâu nước chảy, thời gian ngập nước và điều kiện vật liệu địa phương.

Bảng phụ lục 6 giới thiệu các loại gia cố ứng với các điều kiện khác nhau.

Khi gia cố taluy nền đường đắp qua bãi sông nên chia thành từng vùng theo điều kiện làm việc để chọn biện pháp gia cố (hình 6-21).

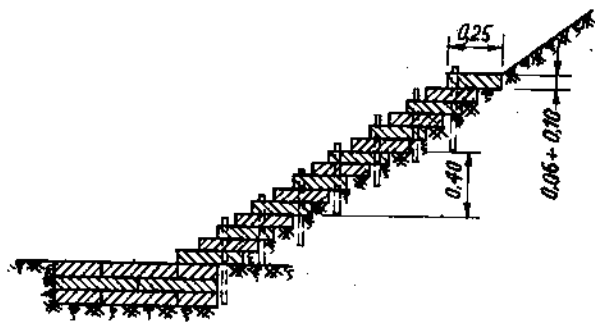
Vùng taluy bờ trên cùng nằm trên MNCN (mực nước cao nhất) gia cố với mục đích chống xói mòn do dòng nước chảy từ trên xuống.

Vùng taluy nằm giữa MNCN và NNTN (mực nước thấp nhất), gia cố dựa theo tốc độ nước chảy và lực phá hoại của sóng. Khác với vùng I là vùng này phải gia cố dựa trên cơ sở tính toán. Vùng III nằm dưới MNTN do đó vật liệu gia cố phải là những loại thi công được ở dưới nước tiện lợi và trong điều kiện bờ taluy luôn luôn ướt và bị biến dạng do xói lở. Vùng này nên dùng các loại gia cố mềm hay bỏ đá đóng. Gia cố loại mềm có đặc tính biến dạng theo đường xói lở do đó không cho xói tiếp tục phát triển. Gia cố loại mềm làm bằng các bó thân cây (hình 6-26c) bằng bê tông átphan hay bằng bê tông xi măng liên kết nhau nhờ móc xích (hình 6-26a).



Hình 6-21

Phân vùng để gia cố taluy nền đường và bờ sông.

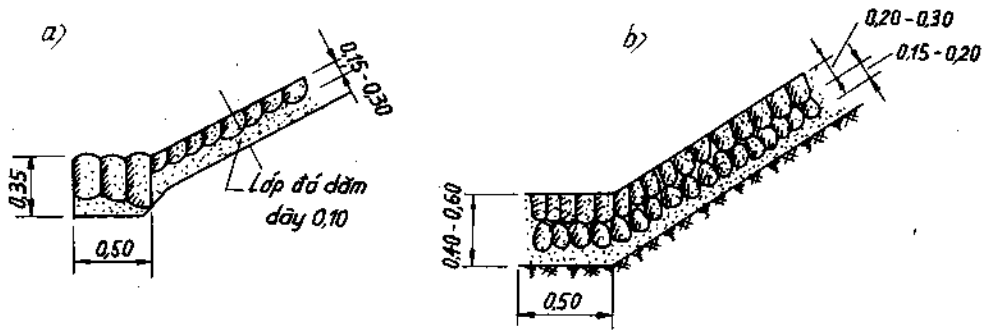


Hình 6-22

Gia cố xếp chống thành tường.

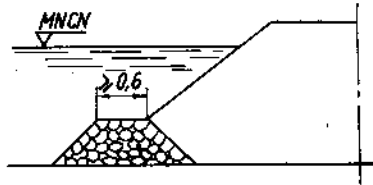
Gia cố taluy nền đường thuộc vùng I thường dùng các loại gia cố nhẹ như trồng cỏ, lát cỏ. Ở vùng II tùy theo vận tốc nước chảy, lực tàn phá của sóng có thể dùng các loại lát cỏ liến, lát cỏ kiểu xếp chồng thành tường, lát đá, lát bằng tấm bê tông v.v...

Hình 6-22, 23, 24, 25, 26 giới thiệu các loại gia cố thường sử dụng trong cầu đường.



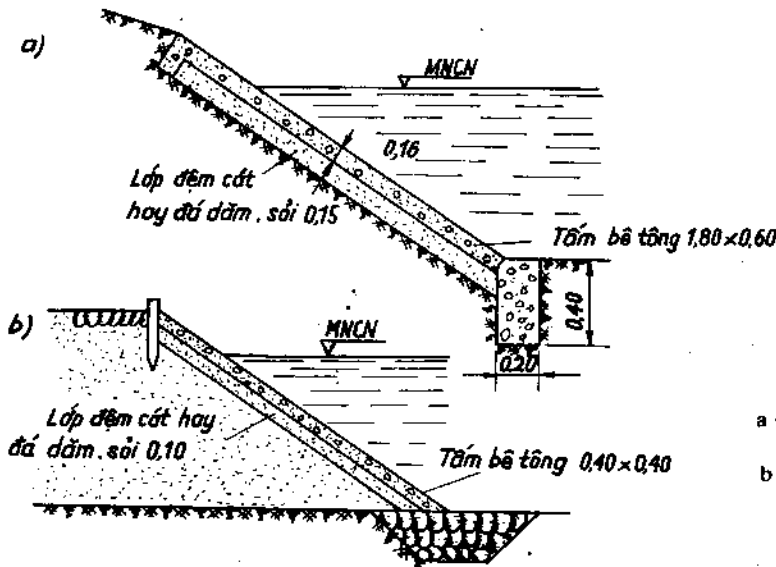
Hình 6-23

Gia cố taluy nền đường và kè đất bằng lát đá một lớp và hai lớp.



Hình 6-24

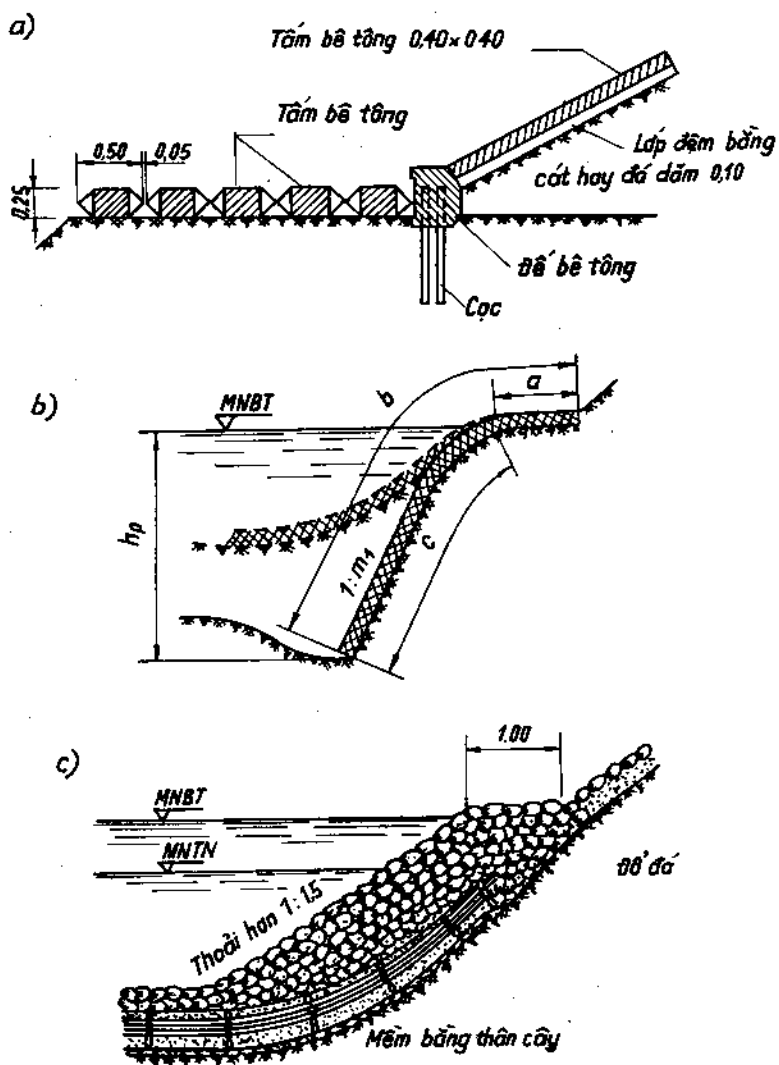
Bô đá chân taluy nền đường và kè để chống xói.



Hình 6-25

Gia cố taluy nền đường và kè bằng bê tông.

- a - dùng tấm lớn có để giữ bằng bê tông ;
- b - dùng tấm bé có để giữ bằng đồ đá đóng.



Hình 6-26

Gia cố loại mềm.

- a - vị trí tấm gia cố khi lòng sông chưa bị xói ;
b, c - vị trí tấm gia cố khi lòng sông xói lở.

100
100
100

CHƯƠNG 7

KHẢO SÁT ĐO ĐẶC THỦY VĂN TẠI VỊ TRÍ CẦU VƯỢT SÔNG

7.1. NHIỆM VỤ VÀ NỘI DUNG CÔNG TÁC KHẢO SÁT VỊ TRÍ CẦU QUA SÔNG

7.1.1. Nhiệm vụ công tác khảo sát vị trí cầu qua sông là

- a) Chọn vị trí cầu tốt nhất ;
- b) Tổ chức đo đạc, quan trắc thu thập các tài liệu thủy văn để tính được lưu lượng và mực nước thiết kế, sự phân bố lưu lượng giữa lòng sông chính và bãi sông, vận tốc nước chảy trên lòng chính và bãi sông ;
- c) Điều tra khảo sát tình hình địa chất lòng sông ;
- d) Các công tác khác. Phân tích những sự liên quan ảnh hưởng của cầu đối với các công trình khác trên sông ;

7.1.2. Nội dung và trình tự công tác khảo sát vị trí cầu qua sông

Tùy theo giai đoạn thiết kế, thời hạn nhiệm vụ quy định, điều kiện phức tạp về thủy văn địa chất, mức độ yêu cầu đối với mỗi cầu nội dung và trình tự công tác khảo sát vị trí cầu vượt qua sông có thể khác nhau. Đối với thiết kế theo hai giai đoạn để làm thiết kế sơ bộ lập dự án khả thi công tác khảo sát tiến hành theo trình tự sau :

- a) Thu thập các văn bản, tài liệu có liên quan về địa hình, thủy văn, địa chất lòng sông nơi sẽ làm cầu ; nhất là tình hình quan trắc của các trạm thủy văn gần đây.
- b) Phân tích các tài liệu trên và căn cứ vào yêu cầu thiết kế, thời hạn khảo sát để làm bản nhiệm vụ công tác khảo sát và dự toán.
- c) Dựa vào bản nhiệm vụ công tác khảo sát tiến hành công tác đo đạc, khảo sát và quan trắc tại thực địa.

Trong trường hợp phức tạp cần phải tiến hành thiết kế theo 3 giai đoạn thì nội dung công tác đo đạc để làm thiết kế sơ bộ sẽ sơ lược hơn. Đối với công tác đo đạc địa hình chỉ đo vẽ bình đồ tổng quát khu vực làm cầu, không đo vẽ bình đồ chi tiết ; đối với công tác địa chất chỉ khoan đủ để tiến hành so sánh phương án vị trí qua sông.

Đến giai đoạn phục vụ cho thiết kế kỹ thuật mới tiến hành đo đạc bổ sung bình đồ chi tiết có tỷ lệ lớn, tổ chức quan trắc lũ và tổ chức khoan ở trụ và móng cầu.

Đối với cả hai trường hợp thiết kế hai giai đoạn và ba giai đoạn để phục vụ cho thiết kế thi công cần tiến hành đo đạc địa hình lòng sông chi tiết hơn và các công tác bổ sung khác, định thêm cọc và đóng cọc v.v...

7.2. CHỌN VỊ TRÍ CẦU QUA SÔNG

Công trình cầu qua sông thiết kế phải thỏa mãn các yêu cầu về kinh tế, kỹ thuật, về địa hình, địa chất, thủy văn và an toàn tiện lợi cho giao thông. Khi lựa chọn phương án cần tiến hành so sánh các chỉ tiêu sau :

7.2.1. Chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật

- Đảm bảo tổng kinh phí xây dựng và vận doanh tính đối ít nhất (so sánh theo thời gian hoàn vốn quy định 8 - 10 năm hoặc hệ số hiệu quả kinh tế $E = 0,12 \div 0,10$; trong điều kiện kinh tế thị trường phải đảm bảo các chỉ tiêu tốt nhất về NPV, B/C và IRR.

- Đảm bảo thuyền bè qua lại dưới cầu tiện lợi và an toàn.
- Thời gian thi công ngắn nhất.
- Sử dụng được vật liệu địa phương.

7.2.2. Yêu cầu về thủy văn, địa hình và địa mạo

- Lòng sông phải ổn định, thẳng, đều ;
- Sông có chiều rộng hẹp nhất, bãi nhỏ, nước sâu không có nhánh, không có bãi cát, sông cũ bùn lầy.

Cầu phải vuông góc với sông.

- Chế độ dòng sông ít thay đổi. Khi so sánh cần phải xét tới quá trình diễn biến bồi đắp di chuyển lòng sông và các đặc tính khác.

7.2.3. Yêu cầu về địa chất

- Phải chọn nơi có tầng đá cơ bản gần đáy sông, địa chất bờ sông tốt, tránh nơi đất sụt, dốc núi ẩm ướt, có cát - sỏi, thạch cao.

7.3. ĐO VẼ BÌNH ĐỒ

Trên khu vực cầu cần trắc đạc được 2 bình đồ : bình đồ địa thế (hay tổng quát) và bình đồ chi tiết.

Bình đồ địa thế hoàn thành trong giai đoạn thiết kế sơ bộ và là cơ sở chọn vị trí cầu, phương án tuyến đường và phục vụ cho việc đo đạc thủy văn hình thái.

Phạm vi trắc đạc bình đồ địa thế như sau : về phía thượng lưu một đoạn bằng 1,5 chiều rộng sông khi ngập tràn, và hạ lưu bằng 0,75 chiều rộng sông khi mực nước cao hơn nước lũ cao nhất $1 + 2m$.

Khi đo vẽ bình đồ nếu các phương án vị trí cầu cách nhau một đoạn bé hơn ba lần chiều rộng sông thì trắc đạc chung.

Tỷ lệ vẽ bình đồ địa thế quy định đối với sông nhỏ $1 : 2000 + 1 : 5000$; sông trung bình $1 : 5000 + 1 : 10.000$; sông lớn $1 : 10.000 + 1 : 25.000$.

Trên bình đồ phải ghi rõ địa thế, địa hình đặc trưng của bãi sông và bờ sông, ghi rõ các đường biên giới của ruộng nương, vị trí sụt lở, vực, bãi bồi mới đất, nhà cửa, các công trình trên sông, bến tàu, bến phà hiện có v.v... Đặc biệt phải ghi đầy đủ các mực nước đặc trưng : mực nước thấp nhất, trung bình, các mực nước lịch sử.

Bình đồ phải được nối với các mốc, tuyến đường và các điểm cố định trên thực địa.

Bình đồ chi tiết có đường đồng mức được trắc đạc để làm cơ sở cho việc thiết kế cầu, công trình điều chỉnh, nền đường, thiết kế uốn suối, gia cố, thiết kế bình đồ, tổ chức thi công và thùng đấu.

Phạm vi đo bình đồ có đường đồng mức như sau : chiều dài vẽ đo trong phạm vi 150m về thượng lưu và 100m về hạ lưu ; chiều rộng bằng chiều rộng sông, mực nước cao hơn mực nước cao nhất $1 + 2m$. Ngoài ra còn tùy theo yêu cầu của việc thiết kế các công trình trên sông để định phạm vi đo cho thích hợp.

Tỷ lệ vẽ bình đồ chi tiết đối với sông nhỏ, diện tích đo vẽ bé hơn $5000 m^2$ là $1 : 500$; sông trung bình diện tích đo vẽ bé hơn $25.000 m^2$ là $1 : 1000$; sông lớn có diện tích đo vẽ bé hơn $100.000 m^2$ là $1 : 2000 + 1 : 5000$.

Bình đồ được trắc đạc bằng bàn đạc hay máy kinh vĩ có thiết bị đo cự ly hay chụp ảnh bằng máy bay. Phương pháp đo bình đồ bằng bàn đạc đơn giản, chính xác, cho phép trắc đạc được nhiều điểm chi tiết, nhưng chỉ dùng được ở những nơi quang đãng. Phương pháp đo là dọc sông gần bờ đặt các đường góc mà từ đấy có thể phân thành các đáy tam giác cơ bản, rồi dựa vào mạng tam giác này để bàn đạc. Nếu trong phạm vi trắc đạc có đường chạy qua thì có thể sử dụng tuyến đường này làm góc chuẩn rất tiện.

Để đảm bảo tính thống nhất của hồ sơ khi vẽ bình đồ cần phải tuân theo những quy định sau :

Các ký hiệu dùng trong bình đồ phải thống nhất theo quy định của Cục Đo bản, đường đồng mức vẽ bằng mực nâu.

- Tuyến đường thiết kế vẽ bằng mực đỏ rộng 1mm, còn các phương án tuyến đường thì dùng các màu khác nhau hay ký hiệu bằng các đường chấm chấm.

- Các cọc 100m vẽ vuông góc với tuyến đường cùng màu sắc với tuyến và vẽ về bên trái hướng tính cây số.

- Cao độ cao viết chính xác tới 0,01m ; cao độ mực nước viết bằng màu xanh, các mép nước trên bình đồ cũng vẽ bằng màu xanh.

- Trên bản đồ vẽ bình đồ phải ghi chú rõ hệ thống tọa độ, cao độ, thời gian tiến hành đo đạc, đơn vị làm bình đồ, tỷ lệ bản vẽ v.v...

Những văn kiện cần hoàn thành trong công tác đo vẽ địa hình :

- a) Sơ họa mạng đo đường sườn và biểu tính mạng tam giác đo đặc, biểu tính toán tọa độ, đỉnh của cơ tuyến :
- b) Bình đồ địa thế và bình đồ có đường đồng mức.

7.4. CÔNG TÁC ĐIỀU TRA THỦY VĂN TRONG KHẢO SÁT CẦU KHI KHÔNG TỔ CHỨC ĐO ĐẶC TẠI THỰC ĐỊA

7.4.1. Thu thập văn kiện

Nội dung của công việc là sưu tầm trong sách vở cũ, hoặc liên hệ với các cơ quan, các viện nghiên cứu để thu thập tài liệu về thủy văn, khí hậu, tình hình thông thuyền, chế độ sông ngòi, tình hình làm việc của các cầu cũ và các số liệu quan trắc sẵn. Làm tốt bước thu thập văn kiện sẽ rút ngắn rất nhiều thời gian quan trắc và khảo sát ở thực địa sau này và sẽ tiết kiệm được công sức và chi phí đầu tư vào công trình.

7.4.2. Điều tra các mức nước

Trong khảo sát phải điều tra được các mức nước lũ lịch sử và năm xuất hiện những mức nước đó, mức nước thấp nhất, mức nước thi công, thời gian lũ xuất hiện sớm nhất và muộn nhất. Nhiệm vụ quan trọng và khó khăn mất nhiều thời gian là việc điều tra mức nước lịch sử (MNLS) và tần suất xuất hiện của nó. Có được MNLS ta có đủ cơ sở để tiến hành tính toán khẩu độ cầu, xói lở ở công trình v.v...

Sau đây là những phương pháp điều tra các mức nước thường gặp :

- a) *Xác định mức nước lịch sử theo các số liệu quan trắc của các trạm thủy văn.*
Hiện nay ở ta Cục thủy văn có tổ chức quan trắc mực nước ở hầu hết trên các sông lớn và trung bình. Có nhiều trạm đã có số liệu quan trắc liên tục nhiều năm. Ví dụ : Trạm thủy văn Hà Nội, sông Hồng có tài liệu đo mực nước trên 90 năm.

Khi lấy được các số liệu của trạm này cần nắm cho được chúng đã dựa vào mốc cao đặc tuyệt đối của nhà nước hay mốc cao đặc tương đối của địa phương. Nếu số liệu tính theo mốc cao đặc của địa phương thì cần phải chuyển về cùng mốc cao đặc để tính toán.

- *Phương pháp điều tra qua nhân dân.* Phương pháp này dựa vào đồng bào địa phương sống lâu ở ven sông để tìm MNLS. Khi điều tra không nên chỉ tìm những MNLS mà người đó được chứng kiến, cần tìm được cả những số liệu về MNLS của ông cha kể lại. Để đảm bảo chính xác những số liệu này phải được kiểm tra bằng cách thăm hỏi nhiều người và đối chiếu cẩn thận tại thực địa. Khi điều tra tất cả những điều chỉ dẫn của họ phải được ghi lại thành biên bản, hồ sơ (xem bảng phụ lục 19).

- c) *Dựa theo các dấu vết trên thực địa : những dấu vết do lũ để lại là :*

- Các vật trôi còn mắc lại trên cây, bờ sông, khe đá.
- Vết xói trên các vách đá, bờ sông.

- Vết lở do nước xói ở bờ sông.
- Giới hạn cây cỏ mọc trên bãi sông.
- Đường thay đổi màu sắc của cây cỏ. Vết nước có màu xám nhạt là mức nước trung bình, còn vết trên không rõ lắm là ứng với chu kỳ $5 \div 10$ năm.
- Vết lư trên tường nhà, bến tắm rửa v.v...

d) *Dựa vào địa thế.* Dùng khi gần đây không có dân cư và dấu vết của MNLS rõ ràng. Bằng phương pháp trắc đạc bình đồ địa thế, sơ đồ mặt cắt ngang trong vùng rồi quan sát, dựa theo sự cấu tạo chung của thung lũng, những yếu tố chung về địa hình địa mạo của các sông cạnh đấy ta có thể định được vết MNLS. Mức độ chính xác của phương pháp này phụ thuộc vào kinh nghiệm của người khảo sát, mức độ thông thuộc về tình hình địa chất, thủy văn và những đặc điểm của sông ngòi vùng này.

e) *Theo lưu lượng đã biết.* Nếu do nguồn cung cấp nào đấy biết được lưu lượng cực đại và tần suất xuất hiện thì ta có thể dựa vào công thức thủy lực và hệ số nhám để suy ra MNLS tương ứng.

Nếu gần vị trí qua sông có trạm thủy văn vĩnh cửu để xác định MNLS thì có thể dựa vào đường cong liên hệ mực nước để chuyển về vị trí cầu đang cần khảo sát (hình 2-3) hay dựa vào độ dốc dọc trung bình mặt nước sông để chuyển về.

7.4.3. Tìm hiểu về quy luật diễn biến lòng sông

Khi thiết kế cầu và các công trình trên sông cần phải nắm được những quy luật về diễn biến lòng sông, tốc độ và thời hạn xê dịch của nó. Phương pháp điều tra chính xác nhất là thu thập cho được các bình đồ và trắc ngang sông đo đạc trong những thời gian khác nhau để so sánh đối chiếu. Trường hợp không sưu tầm được những tài liệu trên thì phải bằng cách điều tra qua nhân dân địa phương sống lâu ở ven sông để nắm được tình hình diễn biến của lòng sông.

7.4.4. Đo vẽ trắc dọc sông và độ dốc mặt nước

Mục đích đo độ dốc dọc sông là để xác định vận tốc của dòng nước, lưu lượng chảy qua mặt cắt sông và cũng là để xác định hệ số nhám nếu đã đo được vận tốc nước chảy.

Nếu gần cầu có trạm đo mực nước thì độ dốc mặt nước có thể xác định dễ dàng bằng cách cho đọc mực nước tại các trạm cùng một lúc. Độ dốc mặt nước tính

theo công thức $i = \frac{\Delta H}{L}$; ΔH - độ chênh lệch mực nước giữa hai trạm ; L - cự ly giữa chúng.

Nếu gần cầu không có trạm đo mực nước thì độ dốc mặt nước sông có thể xác định bằng máy thủy bình. Nội dung công việc tiến hành theo phương pháp này là bố trí một đường sườn dọc theo bờ sông và trên đó đặt một vài mốc đã được cao đạc chính xác. Song song với đường sườn tại mép nước đóng các cọc sao cho tất cả các đỉnh cọc sát mặt nước vừa cùng một lúc.

Nếu ở các mực nước khác nhau đã tiến hành đo độ dốc mặt nước thì có thể lập một đường cong quan hệ giữa độ dốc với mực nước và bằng phương pháp ngoại suy đường cong đó tới mực nước tính toán ta tìm được độ dốc mặt nước thiết kế.

Cự ly giữa các cọc đo mực nước quy định như sau :

Nếu chiều rộng sông bé hơn 250m thì đóng cách 100m, chiều rộng sông bé hơn 500m - đóng cách 200m ; chiều rộng sông bé hơn 1000m - đóng cách 500m.

Ở những đoạn sông cong khi đo độ dốc dọc thì kết hợp cả độ dốc ngang. Độ dốc dọc xác định lúc điều tra và mặt cắt dọc sông đo đạc được phải lập thành hồ sơ riêng. Bản vẽ mặt cắt dọc sông với các mực nước điều tra vẽ theo như mẫu quy định chung và theo tỷ lệ chiều ngang 1 : 500 ÷ 1 : 50.000 ; chiều đứng 1 : 1000 ÷ 1 : 500.

7.4.5. Định mặt cắt hình thái

Mục đích của việc này là để phục vụ cho việc tính toán vận tốc dòng nước và lưu lượng ứng với các mực nước điều tra được. Còn nội dung của nó là lựa tìm một vài mặt cắt trên đoạn sông thiết kế và điều tra những đặc trưng về địa hình, địa mạo của lòng sông. Khi tìm mặt cắt hình thái cần chú ý chọn các mặt cắt sông nằm trên đoạn thẳng ngoài phạm vi ảnh hưởng của nước dềnh từ sông khác, của thủy triều, của đập. Phải chọn ở những nơi không có bãi hay bãi hẹp, nước chảy tốt, hướng nước chảy song song.

7.4.6. Chính lý trong phòng công tác điều tra hình thái

Nội dung công việc này là chỉnh lý, hoàn chỉnh các tài liệu, hồ sơ thu thập trong thời gian làm công tác tại thực địa, xác định vận tốc, lưu lượng và vẽ quan hệ giữa chúng với mực nước rồi dựa vào đường quan hệ này xác định vận tốc lưu lượng và mực nước thiết kế.

Để xác định vận tốc nước chảy trong cầu đường thường dùng các công thức thủy lực Sêdi Maninh và Sêdi Badanh. Tuy nhiên cần nhớ là những công thức này chỉ dùng được với chế độ dòng chảy ổn định nghĩa là chỉ có thể áp dụng đối với những đoạn sông không bị ảnh hưởng nước dềnh của sông khác, của đập hay thủy triều.

Công thức tính vận tốc nước chảy theo Sêdi Maninh :

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2} \quad (\text{m/s}) \quad (7-1)$$

Công thức tính vận tốc nước chảy theo Sêdi Badanh :

$$v = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{h}}} \sqrt{hi} \quad (\text{m/s}) \quad (7-2)$$

trong đó : h - chiều sâu trung bình của dòng chảy ;

γ , n - hệ số nhám lòng sông tính theo Badanh và Maninh.

Trong tính toán các trị số này nên lấy kết quả tính tại thực địa trong thời gian khảo sát, nghĩa là dựa vào một vài số liệu đo vận tốc bằng phao hay bằng máy lưu tốc kế ở mực nước nào đấy (khi có lũ lớn thì càng tốt), sau khi biết độ dốc mặt nước i và chiều sâu trung bình thì có thể xác định γ và n theo các công thức sau :

$$\frac{1}{n} = \frac{v}{h^{2/3} i^{1/2}} \quad (7-3)$$

$$\gamma = \left(\frac{87\sqrt{hi}}{V} - 1 \right) \sqrt{h} \quad (7-4)$$

Chỉ trong trường hợp hân hữu mới nên sử dụng trị số γ và n ghi trong bảng phụ lục 2.

Ngoài hai công thức chủ yếu trên có thể tham khảo các công thức sau để tính vận tốc.

Ở đoạn sông cong :

$$v = \frac{\sqrt{\Delta h R g}}{B + R \sin^2 \alpha}, \quad \text{m/s} \quad (7-5)$$

trong đó : Δh - độ chênh lệch mực nước giữa bờ lồi và bờ lõm, m ;

R - bán kính đoạn sông cong ;

g - gia tốc trọng trường, $9,81 \text{ m/s}^2 \approx 10 \text{ m/s}^2$;

B - chiều rộng chỗ sông cong, m ;

α - góc làm thành giữa hướng nước chảy với mặt cắt tính toán.

Ở sông vùng núi có thể ước đoán trị số vận tốc nước chảy theo công thức :

$$v = 5,5 \sqrt{d} ; \text{ m/s} \quad (7-6)$$

d - đường kính những hòn cuội lớn nhất khi lũ rút để lại tính bằng m.

Khi dòng nước có lẫn bùn đá trôi, vận tốc có thể xác định theo công thức của M.F. Sripnui, Uaytoly.

Xác định vận tốc dòng nước khi không tổ chức quan trắc cần chú ý những điểm sau :

- Kết quả tính vận tốc theo các công thức trên chỉ cho trị số gần đúng do đó cần kiểm tra vận tốc tính toán bằng nhiều phương pháp rồi chọn trị số tin cậy nhất.

- Khi tính vận tốc và lưu lượng theo công thức Sêđi cần dựa vào đặc tính về địa hình địa mạo của lòng sông để phân mặt cắt ngang thành từng phần mà tính toán. Tính chất của phần dòng chủ và bãi sông hoàn toàn khác nhau do đó phải phân riêng để tính :

$$Q = \omega_{ch} \frac{1}{n_{ch}} h_{ch}^{2/3} i^{1/2} + \sum_1^2 \omega_b \frac{1}{n_b} h_b^{2/3} i^{1/2} \quad (7-7)$$

trong đó : ω_{ch}, ω_b - diện tích thoát nước qua dòng chủ và bãi sông, m^2 ;

h_{ch}, h_b - chiều sâu trung bình của dòng chủ và bãi sông, m ;

n_{ch}, n_b - hệ số nhám của dòng chủ và bãi sông.

7.5. CÔNG TÁC KHẢO SÁT THỦY VĂN KHI CÓ TỔ CHỨC ĐO ĐẠC TẠI THỰC ĐỊA

Nếu các số liệu về thủy văn thu thập được trong thời kỳ chuẩn bị không đủ để đánh giá chế độ dòng chảy tại vị trí cầu qua sông để lập nhiệm vụ thiết kế trong thời gian khảo sát kỹ thuật cần phải tổ chức đo mực nước, vận tốc và lưu lượng.

Mục đích của công tác này là để vẽ được các đường cong quan hệ giữa mực nước với lưu lượng, với vận tốc trung bình mặt cắt sông, vận tốc dòng chủ và vận tốc của các phần đặc trưng của mặt cắt ngang cần để tính toán khẩu độ cầu và kích thước các công trình kè điều chỉnh, để xác định đường quá trình mực nước lũ thay đổi theo thời gian, mực nước lớn nhất quan trắc liên tục trong nhiều năm, các tham số thủy văn khác như diện tích, chiều rộng dòng chảy, chiều sâu và độ dốc lòng sông v.v...

7.5.1. Đo trắc ngang và đo chiều sâu

Để vẽ bình đồ, địa thế lòng sông, để xác định lưu lượng mặt cắt, và để phục vụ cho việc thiết kế cầu và các công trình trong cầu cần tiến hành đo các mặt cắt ngang sông tại các tuyến đo mực nước, lưu lượng và tại các phương án vị trí cầu.

Tại mỗi vị trí cầu qua sông để phục vụ việc đo đạc thủy văn phải bố trí 2 hay 3 tuyến đo tùy theo sự phức tạp của sông. Trong đó chọn một tuyến cơ bản gọi là tuyến chính, thường chọn trùng với cầu. Tuyến này dựng lên là để phục vụ cho việc xác định lưu lượng. Yêu cầu của tuyến này là trắc ngang phải hẹp, không có cây cối, không có bãi hay bãi hẹp ; trên đoạn sông thẳng, vuông góc với hướng nước chảy.

Tuyến phụ bố trí để xác định sự phân bố lưu lượng, hướng dòng chảy và quan trắc mực nước, xác định độ dốc mặt nước.

Tại tất cả các tuyến này và tại các phương án vị trí qua sông phải đo đạc mặt cắt ngang sông. Ở phần không ngập nước chiều dài đo bằng thước thép kéo hai lần, cao độ phần trắc ngang không bị ngập nước dùng máy thủy bình đo hai lần phần ngập nước đo cao độ bằng cách đo sâu. Mặt cắt ngang sông phải được trắc đạc ra ngoài phạm vi đường ngập tràn cao nhất một đoạn 100 + 200m, cao hơn mức nước này 2m.

Sau đây sẽ trình bày cách đo sâu và những quy định cần chú ý khi đo sâu.

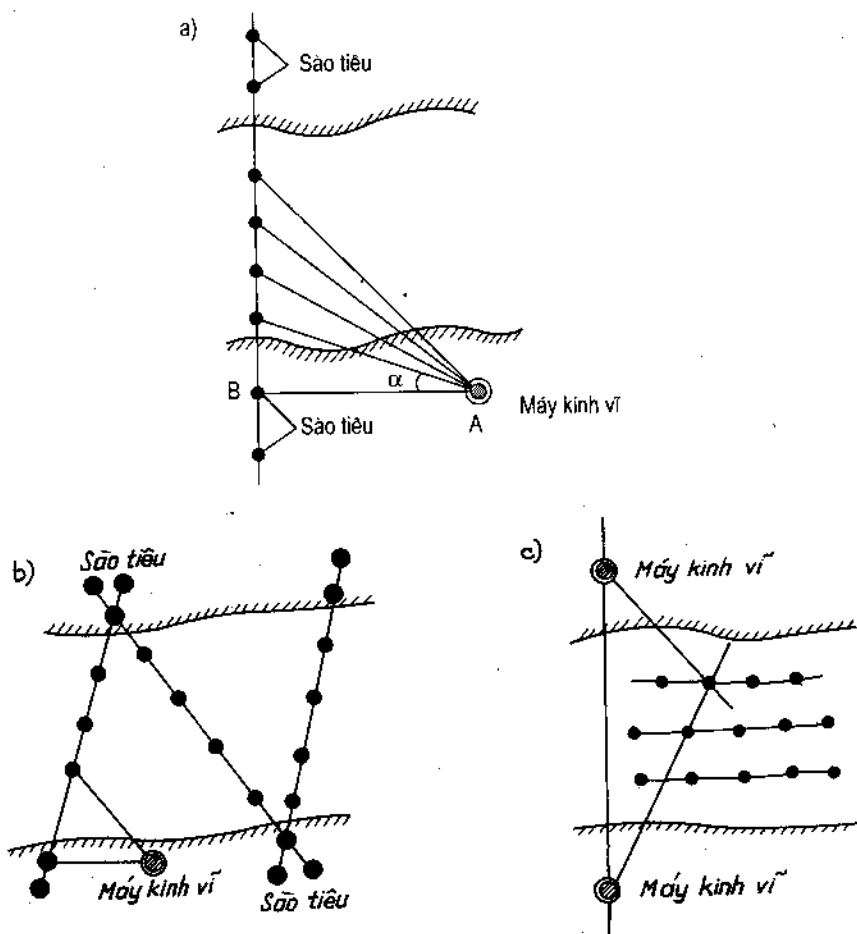
Tùy theo chiều sâu nước sông việc đo sâu có thể dùng thước khi chiều sâu nước dưới 2m ; dùng sào để đo khi chiều sâu từ 2m + 6m ; và dùng dây có quả tạ khi chiều sâu lớn hơn 6m. Dây dùng loại dây cáp có đường kính $d = 1,5 + 3\text{mm}$ và đánh dấu 0,10mm một.

Độ sâu nói chung, là dùng thuyền để đo. Tùy theo mục đích đo và điều kiện nước chảy có 3 phương pháp đo sâu : đo theo trắc ngang vuông góc với sông, chỉ dùng khi cần đo mặt cắt ngang của một tuyến đo nào đó hay khi vận tốc nước chảy chậm (hình 7-1a) ; đo theo những đường xiên góc với sông dùng khi vận tốc nước chảy trung bình và cần trắc đạc bình đồ đáy sông (hình 7-1b) và phương pháp đo theo các đường dọc sông dùng khi nước sông chảy mạnh và sâu (hình 7-1c).

Hai phương pháp đầu dùng ở những sông không rộng lắm và khi có thể di chuyển thuyền theo những tuyến đo đạc định trước.

Vị trí các điểm đo sâu theo phương pháp hình 7-1a có thể xác định bằng nhiều cách khác nhau :

- Dùng dây cáp có đường kính 5 + 10mm căng qua sông tại tuyến đo. Dùng phương pháp này trên những sông không có thuyền bè qua lại và sông rộng dưới 100 + 150m.



Hình 7-1

Sơ đồ đo sâu trên sông.

a - theo mặt cắt ngang vuông góc ; b - theo đường xiên ; c - theo đường dọc sông.

- Phương pháp giao hội (hình 7-1a) : vị trí đo được ghi lại bằng máy kinh vĩ đặt trên bờ, đo góc giữa đường gốc AB và đường hướng tới điểm đo. Phải tìm vị trí đặt máy kinh vĩ như thế nào để góc làm thành giữa tuyến đo và hướng tới thuyền đo (góc α) không được nhỏ hơn $30^\circ + 40^\circ$. Nhờ các sào tiêu cắm trên bờ thuyền có thể di chuyển tới đúng vị trí của tuyến đó.

Ngoài phương pháp trên có thể định vị trí đo sâu bằng một hệ thống sào tiêu trồng trên bờ như giới thiệu ở hình 7-2.

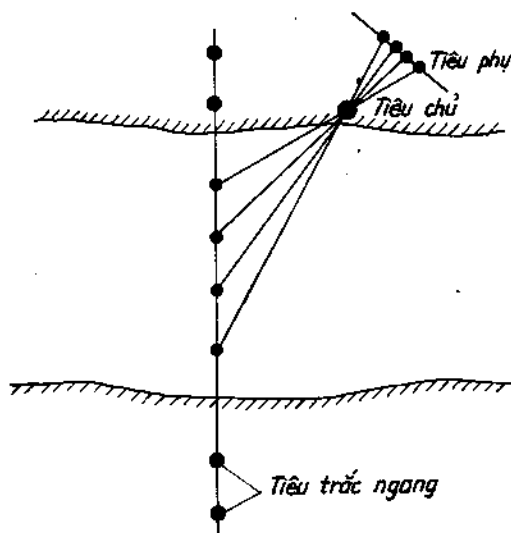
Đo sâu theo những đường xiên như hình 7-1b thực hiện nhờ một máy kinh vĩ, một hệ thống sào tiêu và thuyền đo. Nhờ hệ thống sào tiêu trồng trên bờ có thể di chuyển theo tuyến thẳng và nhờ một máy kinh vĩ đặt trên bờ có thể xác định được vị trí điểm đo trên bình đồ.

Đo sâu theo các đường dọc sông dùng trên những sông rộng, nước chảy mạnh, không thể di chuyển thuyền theo các tuyến ngang. Vị trí đo theo phương pháp này

được ghi lại nhờ hai máy kinh vĩ đặt trên bờ như hình 7-1c. Mỗi lần đo sâu, đặc biệt là trong kỳ lũ, phải đồng thời đọc cao độ mực nước.

Hiện nay ngoài cách đo sâu bằng phương pháp đo trực tiếp chiều sâu còn dùng một loại máy tương đối hiện đại, gọi là máy hồi âm. Nguyên tắc của máy là dựa vào thời gian mà sóng siêu âm phát ra từ máy đo tới đáy sông rồi phản hồi lại để xác định chiều sâu nước sông. Nước sông càng sâu độ chính xác đo sâu bằng máy hồi âm càng cao vì vậy dùng nó để đo sâu ở những nơi nước sâu.

Cự ly giữa các điểm đo sâu phụ thuộc vào chiều rộng sông và chiều sâu của lòng sông. Đối với sông nhỏ và trung bình cự ly đo sâu từ 5 - 25m còn đối với sông lớn cách 20 ÷ 100m.



Hình 7-2

Xác định vị trí các điểm đo sâu nhờ hệ thống sào tiêu.

7.5.2. Đo độ dốc của sông và mực nước

Trong đo đạc thủy văn cầu, việc theo dõi mực nước sông lên xuống là rất cần thiết. Mục đích là để lập quan hệ giữa mực nước với thời gian, vận tốc, lưu lượng, để tính độ dốc dọc của sông,... Tại mỗi vị trí cầu phải bố trí tối thiểu 2 ÷ 3 trạm đọc mực nước. Một trạm trùng với tim cầu hay tại mặt cắt đo lưu lượng và 2 trạm còn lại thì đặt ở thượng lưu và hạ lưu để tính độ dốc mặt nước. Cự ly giữa hai trạm đọc mực nước để tính độ dốc quy định như sau :

Nếu độ dốc bé hơn 5 cm/km thì cự ly tối thiểu giữa hai trạm là 5km ; nếu độ dốc mặt nước $i = 6 \div 10$ cm/km - 3km ; $i = 11 \div 20$ cm/km - cự ly giữa hai trạm 2km ; $i = 21 - 40$ cm/km cự ly giữa hai trạm là 0,25km ; $i > 100$ cm/km - cự ly giữa hai trạm là 0,20km.

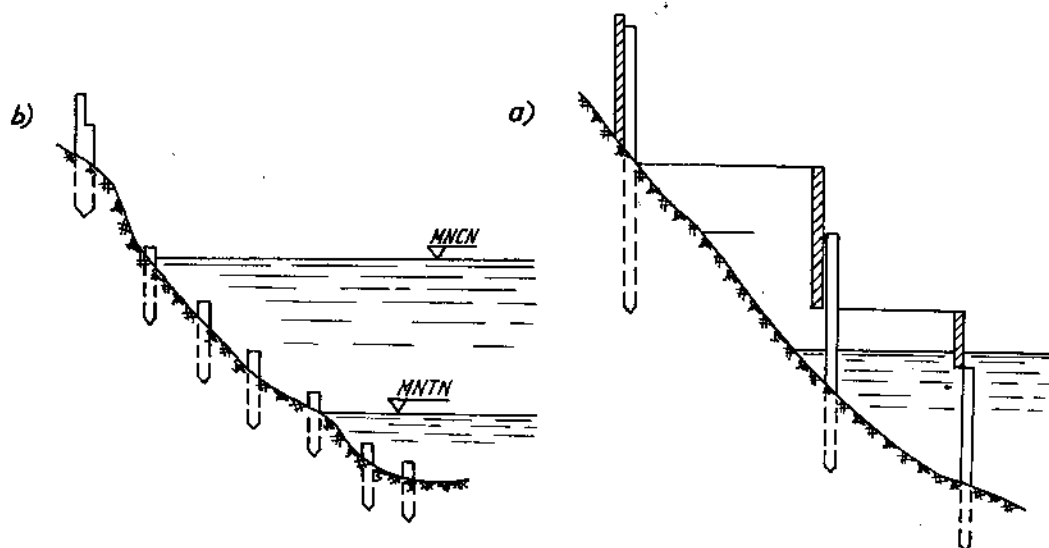
Phương pháp tính độ dốc mặt nước cũng tương tự như cách xác định độ dốc mặt nước sông trực tiếp bằng máy thủy bình như đã trình bày ở mục 7.4.

Hiện nay để đo mực nước lên xuống người ta dùng những loại sau :

a) Loại dùng thước đo (hình 7-3a), thước đo theo dõi mực nước được gắn cố định tại cọc đóng ở bờ sông.

b) Loại cọc (hình 7-3b). Khi cần theo dõi mực nước ta dùng thước đặt lên đầu cọc rồi đo. Cao độ của các cọc đã được xác định trước bằng máy thủy bình trong thời kỳ xây dựng trạm và thỉnh thoảng được kiểm tra lại.

Gần trạm có đặt một mốc cao độ được xây chắc chắn. Mốc này được liên hệ với mốc cao đạc Quốc gia.



Hình 7.3. Đo mực nước.

a - Loại dùng thước đo ;

b - Loại dùng thước đặt lên đầu cọc.

Loại cọc thường dùng ở những nơi không cần theo dõi mực nước thường xuyên.

c) Loại hỗn hợp : Ở một số mực nước thì dùng loại thước cố định để theo dõi, còn ở một số mực nước khác thì dùng loại cọc để đo (ở phần bờ bị ngập nước).

d) Loại đo mực nước bằng máy đo tự ghi.

Khi theo dõi mực nước cần chú ý : khi có sóng, mực nước lên xuống phải đọc hai lần để lấy trị số trung bình.

7.5.3. Xác định vận tốc nước chảy và lưu lượng

Để đo vận tốc nước chảy và lưu lượng phải bố trí một tuyến đo, tốt nhất là trùng với tim cầu. Tuyến đo lưu lượng có thể bố trí theo đường gầy nếu hướng nước chảy ở dòng chủ và bãi sông không song song nhau. Sau khi đã đo trắc ngang tuyến, đo lưu lượng, trước mùa lũ khi nước sông còn nhỏ, phải xác định và phân bố các đường thẳng đứng đo vận tốc.

Ở lòng sông chính tùy theo chiều rộng sông bố trí các đường thẳng đứng đo vận tốc cách nhau $10 \div 25m$; ở bãi sông cách $50 \div 100m$. Những đường đo này có gắng bố trí phân bố đều và ở những nơi chiều sâu theo dọc sông ít thay đổi.

Nói chung theo quy định, ở các mực nước khác nhau vận tốc phải được đo ở cùng những đường đo đã quy định đo trước đây.

Khi đo vận tốc ở bãi sông nên dùng loại tiêu phao để định vị trí đường thẳng đứng đo vận tốc (hình 7-4), ở dòng chủ vị trí đó nên dùng hệ thống sào tiêu đóng trên bờ như hình 7-1 để xác định.

Vận tốc nước chảy tại các đường thẳng đứng đo vận tốc được xác định bằng các lưu tốc kế. Lưu tốc kế gồm những bộ phận sau đây :

Cánh quạt, trục đuôi và hộp điện. Trong hộp điện có hệ thống trục quay gồm những bánh răng cửa.

Nguyên tắc làm việc của lưu tốc kế là khi máy được đặt trong dòng nước đang chảy dưới tác dụng của động năng cánh quạt của lưu tốc kế sẽ quay. Vận tốc nước chảy càng mạnh, tốc độ quay của cánh quạt lưu tốc kế càng nhanh và như vậy có thể nhờ vào số vòng quay của cánh quạt máy lưu tốc kế mà tính ra vận tốc dòng nước chảy :

$$v = v_0 + Kn \quad (7-8)$$

trong đó : v_0 - độ nhảy của lưu tốc kế, nó thay đổi từ 0,015 ÷ 0,07 m/s ;

K - hệ số chuyển số vòng quay ;

n - số vòng quay của cánh quạt trong một giây.

Hiện nay ta thường dùng các loại lưu tốc kế sản xuất ở Liên Xô (cũ) loại Zhertov lớn ; Zhertov bé.

Tại mỗi đường thẳng đứng phải đo vận tốc ở nhiều vị trí khác nhau. Tùy theo chiều sâu nước sông nông hay sâu có thể dùng phương pháp đo theo 1 điểm, 2 điểm, 3 điểm, 5 điểm và 6 điểm.

Theo phương pháp 1 điểm vận tốc đo ở độ sâu 0,6 chiều sâu và vận tốc trung bình của đường thủy trực ;

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = v_{0,6} \quad (7-9)$$

Theo phương pháp 2 điểm vận tốc đo ở độ sâu 0,2 và 0,8 chiều sâu và vận tốc trung bình của đường thủy trực tính theo công thức :

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = \frac{1}{2} (v_{0,2} + v_{0,8}) \quad (7-10)$$

Theo phương pháp 3 điểm, vận tốc đo ở độ sâu 0,2, 0,6 và 0,8 chiều sâu và vận tốc trung bình của đường thủy trực tính theo công thức :

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = \frac{1}{4} (v_{0,2} + 2v_{0,6} + v_{0,8}) \quad (7-11)$$

Theo phương pháp 5 điểm, vận tốc đo ở mặt nước, ở độ sâu 0,2, 0,6, 0,8, và sát đáy sông. Vận tốc trung bình của đường thủy trực tính theo công thức :

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = \frac{1}{10} \left(\frac{1}{2} v_{\text{mặt}} + 3v_{0,2} + 3v_{0,6} + 3v_{0,8} + \frac{1}{2} v_{\text{đáy}} \right) \quad (7-12)$$

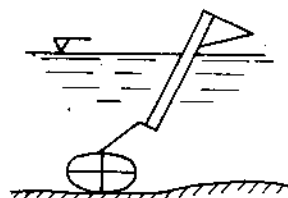
Theo phương pháp 6 điểm vận tốc đo thêm ở độ sâu 0,4 chiều sâu.

Trị số vận tốc trung bình của đường thủy trực có thể xác định theo biểu đồ vận tốc thay đổi theo chiều sâu như giới thiệu ở hình 7-5.

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = \frac{\Omega}{h}$$

trong đó : Ω - diện tích biểu đồ vận tốc theo chiều sâu tại đường thủy trực tính toán ;

h - chiều sâu nước tại đường thủy trực tính toán.



Hình 7-4

Ở bãi sông dùng tiêu nổi để định vị trí đường thẳng đứng đo vận tốc.

808.808.1
808.808.1
808.808.1

The diagram shows a cross-section of a ship's hull. The vertical axis on the left is labeled with heights from the bottom: $0,2h$, $0,4h$, $0,6h$, $0,8h$, and đáy (bottom). The horizontal axis at the top is labeled Mặt (face) and $V_{\text{mặt}}$ (face volume). The horizontal axis at the bottom is labeled $V_{\text{thủy trực}}$ (hydrostatic volume). The hull is divided into horizontal layers, with a central layer labeled Ω .

Hình 7-5
Xác định v_{thủy trực}



153

Dùng máy đo diện tích tính diện tích biểu đồ nguyên tố lưu lượng và ta có lưu lượng qua mặt cắt ứng với mực nước nào đấy :

$$Q = \int_0^B q dB = \text{diện tích biểu đồ } q = f(B). \quad (7-13)$$

trong đó : B - chiều rộng sông ;

q - Lưu lượng nguyên tố, bằng vận tốc trung bình của đường thủy trực nhân với chiều sâu tương ứng $q = V_{tb \text{ thủy trực}} x h$.

Lưu lượng thực đo của toàn mặt cắt sông còn có thể xác định bằng cách cộng các lưu lượng bộ phận của các đường thủy trực lại :

$$Q = K_1 \omega_1 v_1 + \frac{v_1 + v_2}{2} \omega_{1-2} + \frac{v_2 + v_3}{2} \omega_{2-3} + \dots + \omega_n K_2 v_n \quad (7-14)$$

K_1, K_2 - hệ số vận tốc bờ, lấy theo bảng 7-1 ;

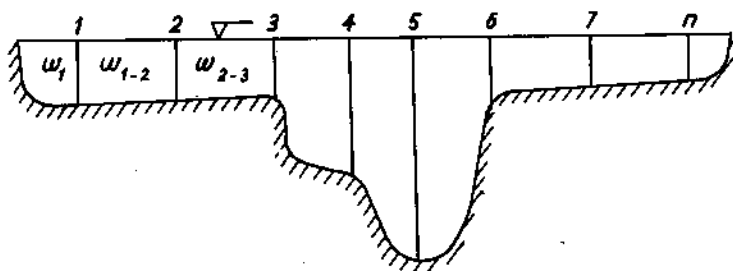
$\omega_1, \omega_n, \omega_{1-2}, \omega_{2-3}$ - tiết diện dòng chảy giới hạn bởi đường thủy trực 1, thủy trực n và giữa các thủy trực, (hình 7-7) ;

v_1, v_2, v_3 - vận tốc trung bình của đường thủy trực tại đường thủy trực 1, 2, 3...

Bảng 7-1

Hệ số vận tốc bờ K_1 và K_2

Thứ tự	Đặc trưng của bờ	K
1	Khi trắc ngang sông không có phần chết (nước không chảy)	
	a) Bờ thoải	0,60
	b) Bờ vực thiên nhiên hay tường không bằng phẳng (xây bằng đá thô)	0,80
	c) Bờ bằng bê tông nhẵn hay bằng gỗ	0,90
2	Khi mặt cắt ngang sông có phần chết ...	0,50



Hình 7-7

Tính lưu lượng toàn mặt cắt theo lưu lượng từng bộ phận của các đường thủy trực.

Ngoài lưu tốc kế để đo vận tốc nước chảy còn dùng phương pháp thả phao.

7.5.4. Đo lưu tốc và lưu lượng dòng nước bằng phao

Đo vận tốc bằng phao là một phương pháp đơn giản, dùng khi không có điều kiện đo bằng lưu tốc kế và khi cần xác định vận tốc một cách nhanh chóng. Dùng phao không những chỉ xác định được vận tốc dòng nước chảy mà còn xác định được hướng chảy của dòng chảy.

Vận tốc xác định bằng phao là vận tốc dòng nước trên mặt. Muốn tính vận tốc trung bình của đường thẳng đứng (đường thủy trực) thì phải nhân nó với một hệ số (K) :

$$v_{tb \text{ thủy trực}} = K v_{\text{mặt}} \quad (7-15)$$

Trị số K lấy như sau :

Lòng sông bị thu hẹp, $K = 0,90 \div 1$;

Lòng sông không bị thu hẹp hay sông vùng núi :

chảy mạnh vừa, $K = 0,87$;

sông vùng núi chảy mạnh, $K = 0,80$;

bãi sông có ít cây, $K = 0,80$;

bãi sông có bụi cây mọc tốt, $K = 0,70$.

Những hệ số này có thể xác định trực tiếp bằng cách đo đạc thủy văn thử trước.

Hướng nước chảy được xác định từ một trạm quan trắc đường đi của phao hay từ hai trạm dựa trên nguyên tắc giao hội đường ngắm (hình 7-1).

Phao được thả từ đầu đoạn sông đang khảo sát, khoảng 2/3 nằm về phía thượng lưu và 1/3 về phía hạ lưu và tùy theo chiều rộng sông bố trí 7 ÷ 15 đường đo phao. Chiều dài phạm vi đoạn sông đó, hướng dòng nước và số lượng đường phao đo quy định như sau :

Chiều rộng sông nhỏ hơn 200m, phạm vi đo 0,5 ÷ 1km ; số đường đo 7 ÷ 9.

Chiều rộng sông nhỏ hơn 500m, phạm vi đo 1 ÷ 2km ; số đường đo 9 ÷ 11.

Chiều rộng sông lớn hơn 500m, phạm vi đo 2 ÷ 3km ; số đường đo 11 ÷ 15.

Ở ta phổ biến dùng các loại phao sau : Phao gỗ làm bằng miếng gỗ hình tròn có đường kính 25cm dày 5cm, mặt dưới đeo dây buộc đá, mặt trên cắm cờ màu đỏ hay màu xanh.

Phao chuối là những đoạn thân cây chuối dài 25 ÷ 30cm, chẻ đôi và trên cắm cờ. Để phao ổn định thường đeo cho phao thêm một hòn đá ở dưới.

Phao nửa là những ống nửa đường kính khoảng 5 ÷ 8cm, dài 60 ÷ 70cm, nửa phao dưới bỏ cát sao cho chỉ còn độ 1/3 chiều dài phao nổi lên trên mặt nước. Trên phao nửa cũng buộc cờ hay nếu đo ban đêm thì đổ dầu và đốt.

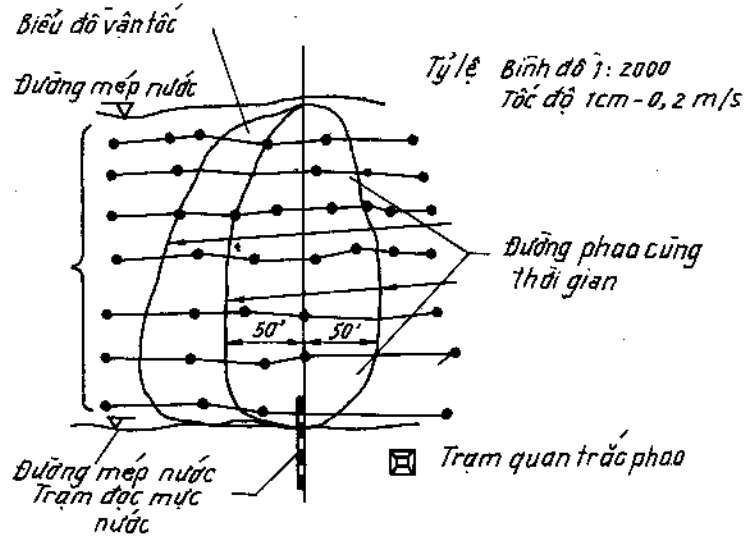
Vị trí của mỗi phao được ghi lại qua những quãng thời gian bằng nhau nhờ một máy kinh vĩ đặt tại một vị trí cao trên bờ, từ đó có thể trông rõ tất cả mặt sông của đoạn đo. Cụ lý máy kinh vĩ tới phao xác định được nhờ góc bằng và góc đứng của máy kinh vĩ và chiều cao máy đối với mặt nước (hình 7-9) :

$$D = \frac{h_m}{\operatorname{tg} \alpha \pm i \sin \psi} \quad (7-16)$$

trong đó : h_m - chiều cao máy tính từ trục máy tới mặt nước, m ;
 α - góc đứng ; ψ - góc nằm ; i - độ dốc dọc sông.

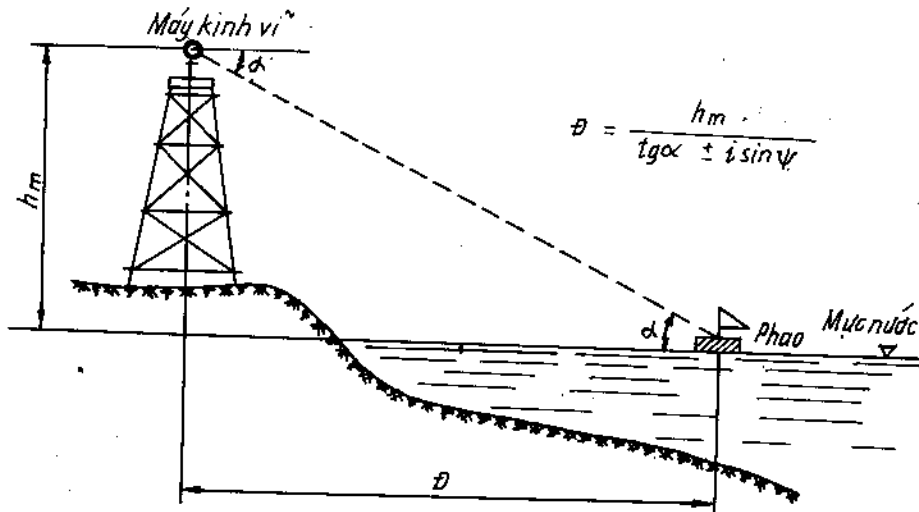
Dựa vào những số liệu này có thể vẽ lần lượt những vị trí của phao trên bình đồ tương ứng với quỹ đạo của dòng nước (hình 7-8).

Hướng dòng nước quy định đo lúc mực nước cao nhất, trung bình và thấp nhất.



Hình 7-8

Đường phao và tốc độ phao quan trắc tại vị trí cầu.



Hình 7-9

Sơ đồ xác định vị trí phao theo phương pháp một điểm.

809.808.1

7.5.5. Công tác hoàn chỉnh và chỉnh biên tài liệu

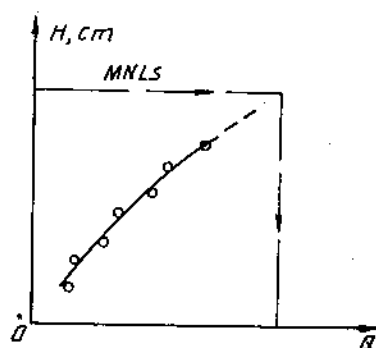
Tài liệu đo đạc thủy văn sau thời gian khảo sát quan trắc phải chỉnh biên lại và lập thành hồ sơ theo mẫu đã quy định riêng. Trong hồ sơ quan trắc phải có tài liệu thuyết minh về tình hình thủy văn, địa chất và các bản vẽ cần thiết: bản vẽ đường quan hệ mực nước thay đổi theo thời gian trong suốt thời gian quan trắc, bản vẽ mặt cắt ngang tại các vị trí đo lưu lượng, mực nước và tại tim cầu, bản vẽ bình đồ chỉ tiết lòng sông, bản vẽ phân tích sự phân bố vận tốc, lưu lượng nguyên tố của các mặt cắt ngang đo lưu lượng, bản vẽ đường quan hệ giữa mực nước với các tham số thủy văn lưu lượng, vận tốc, hệ số nhám, độ dốc mặt nước và đường ngoại suy kéo dài của chúng và một số bản vẽ bổ sung khác.

7.6. CÁC PHƯƠNG PHÁP KÉO DÀI ĐƯỜNG QUAN HỆ MỰC NƯỚC VỚI LƯU LƯỢNG DÙNG TRONG CẦU

Có nhiều phương pháp kéo dài quan hệ mực nước với lưu lượng. Sau đây giới thiệu một số phương pháp thường dùng trong tính toán thủy văn cầu đường. Mục đích của việc kéo dài là để xác định các tham số thủy văn tính toán nằm ngoài phạm vi tài liệu thực đo được trong thời gian quan trắc.

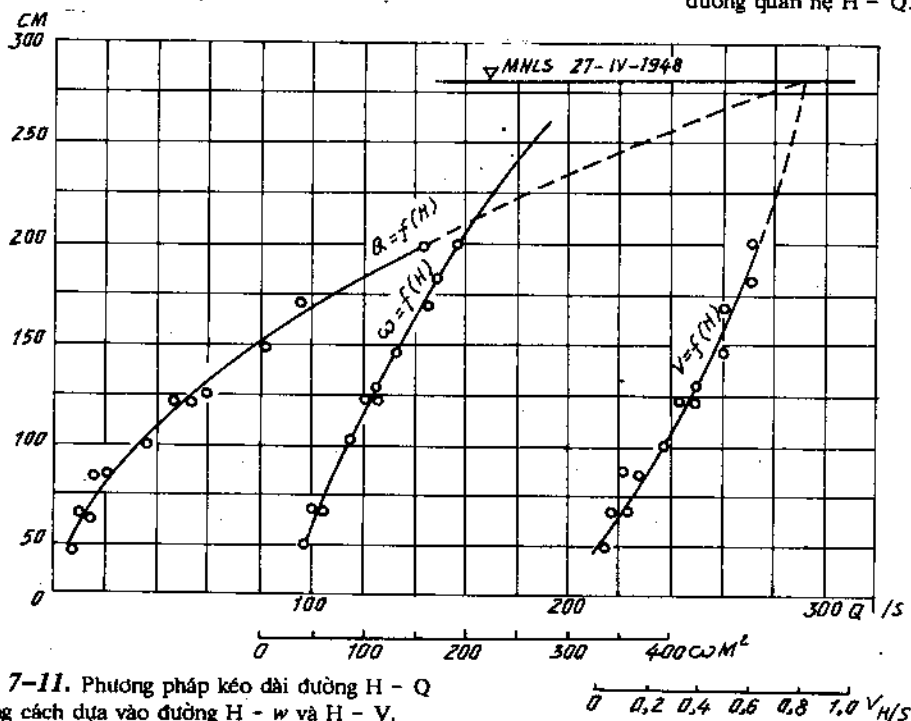
7.6.1. Phương pháp kéo dài trực tiếp (hình 7-10)

Ưu điểm của phương pháp này là đơn giản nhưng chỉ dùng khi tài liệu đo đạc lưu lượng chiếm trên 70 ÷ 80% biên độ biến hóa mực nước.



Hình 7-10

Phương pháp kéo dài trực tiếp đường quan hệ $H - Q$.



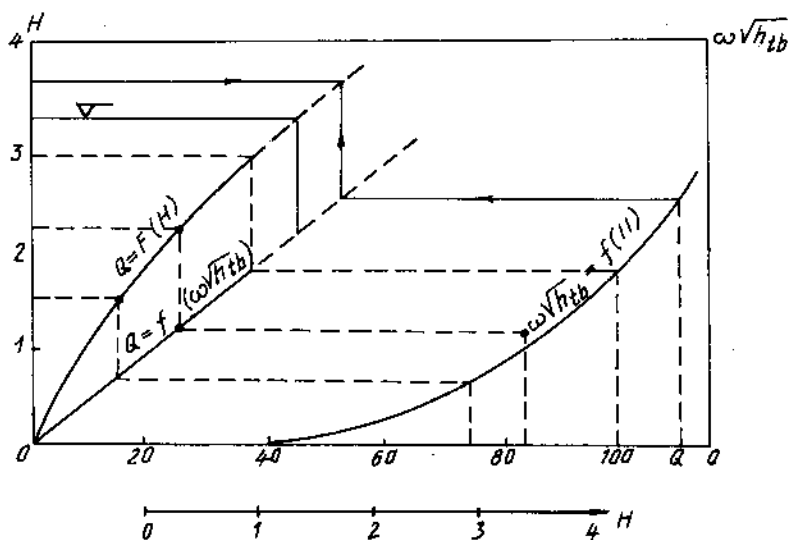
Hình 7-11. Phương pháp kéo dài đường $H - Q$ bằng cách dựa vào đường $H - w$ và $H - V$.

7.6.2. Kéo dài đường quan hệ H - Q

Bằng cách dựa vào đường H - ω và H - V. Trị số lưu lượng xác định bằng cách nhân biểu đồ ω và v (hình 7-11).

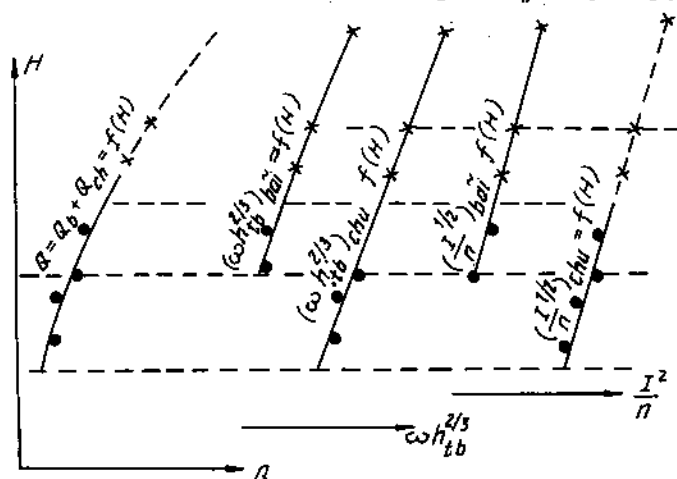
7.6.3. Phương pháp Stivenson (hình 7-12)

Phương pháp dựa trên lập luận và nhận xét sau : Phân tích công thức tính lưu lượng $Q = \omega C \sqrt{h_{tb}} I$ ta nhận thấy trị số $C \sqrt{I}$ có thể xem gần như không thay đổi đối với mực nước nếu xem độ dốc mặt nước và hệ số nhám thay đổi rất ít ở các mực nước khác nhau : $C \sqrt{I} = K = \text{const}$. Như vậy giữa lưu lượng và đại lượng $\omega \sqrt{h_{tb}}$ có quan hệ theo quy luật của đường thẳng $Q = K \omega \sqrt{h_{tb}}$. Áp dụng tính chất đường thẳng của hàm số $Q = f(\omega \sqrt{h_{tb}})$ và đường cong quan hệ $\omega \sqrt{h_{tb}} = f(H)$ ta tìm được trị số Q và nhờ đó có thể kéo dài đường quan hệ $Q = f(H)$ một cách chính xác như giới thiệu ở hình 7-12.



Hình 7-12

Kéo dài đường H - Q_n theo phương pháp Stivenson.



Hình 7-13

Kéo dài đường H - Q theo phương pháp Kritski - MenKel.

7.6.4. Phương pháp Kritski - MenKel

Phương pháp này dựa trên giả thiết là tỷ số $\frac{I^{1/2}}{n}$ có quan hệ với mực nước theo quy luật gần như đường thẳng. Từ giả thiết đó tác giả đề nghị lưu lượng kéo dài bằng cách nhân đường $\omega h_{tb}^{2/3} = f(H)$ tính theo trắc ngang sông với đường kéo dài $\frac{I^{1/2}}{n} = f(H)$ như trên hình 7-13.

7.7. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT TẠI VỊ TRÍ CẦU

Mục đích của công tác khảo sát địa chất ở vị trí cầu là để định được loại và chiều sâu đặt móng trụ cầu, để đánh giá độ ổn định của nền đường đầu cầu và kê điều chỉnh, để xác định được khả năng xói lở dưới cầu, khả năng sử dụng đất ở bãi sông để đắp nền đường và để thu thập tài liệu về mô vật liệu gần đấy (cát, sỏi đá).

Trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật cần khảo sát tình hình địa chất của các phương án vượt sông. Trước khi tiến hành khoan tại thực địa cần cho thu thập tất cả những hồ sơ tài liệu khảo sát địa chất đã có và phân tích cẩn thận bản đồ địa chất để việc khảo sát không lãng phí. Thường việc khảo sát địa chất công trình tiến hành theo hai giai đoạn.

Trong trường hợp cấu tạo địa chất lòng sông không phức tạp có thể gộp hai giai đoạn làm một. Ngược lại đối với những trường hợp điều kiện thiên nhiên quá phức tạp việc khảo sát địa chất phải tiến hành bổ sung cả trong thời gian thi công.

7.7.1. Nội dung khảo sát địa chất trong giai đoạn I

Khảo sát tiến hành trên một diện rộng và chủ yếu là thị sát và dựa vào các hồ sơ, tài liệu sẵn có.

Những tài liệu cần phải điều tra là :

- Đặc trưng khí hậu : Để dự đoán khả năng xói lở bờ sông được chính xác cần biết mức độ thay đổi độ ẩm không khí, nhiệt độ, lượng mưa.

- Lượng phù sa trên sông và sự ảnh hưởng của nó tới hiện tượng xói, bồi.

Cấu tạo địa chất thung lũng sông : Dựa vào bản đồ địa chất và thị sát tại thực địa để vẽ bản đồ và trắc dọc địa chất của thung lũng sông. Chú ý những vùng đất yếu, vùng sụt lún, vùng có hiện tượng cátstơ.

Mặt cắt dọc và mặt cắt ngang sông có khảo sát sơ bộ về tình hình địa chất.

Tình hình nước ngầm trong khu vực làm cầu.

Tình hình làm việc của các cầu cũ gần khu vực sẽ làm cầu.

7.7.2. Nội dung khảo sát địa chất trong giai đoạn 2

Khảo sát giai đoạn 2 tiến hành tại vị trí đã được chọn làm cầu. Yêu cầu của giai đoạn khảo sát này là khoan lấy mẫu đất đem về phòng thí nghiệm để phân tích các tính chất cơ lý của các lớp địa chất cấu tạo lòng sông tại vị trí cầu. Các tính chất cơ lý quan trọng tối thiểu cần thiết để phục vụ cho việc thiết kế và thi công : thành phần hạt, khả năng xói lở (vận tốc cho phép không xói), hệ số thấm, tính ngấm nước, lực ma sát với cọc khi đóng xuống, độ chặt của đất yếu và mức độ phá hủy của nó, ứng suất cho phép của đất.

Những hồ sơ tài liệu cần lập trong giai đoạn này :

- Bình đồ vị trí vượt sông có ghi rõ các vị trí lỗ khoan và tình hình địa mạo.

- Mặt cắt địa chất tại trắc ngang của tìm cầu có ghi các tính chất cơ lý và vị trí mực nước ngầm.

- Hồ sơ của các mỏ vật liệu xây dựng và mỏ đất.
- Các bản vẽ về tình hình địa chất đặc biệt của khu vực làm cầu như vùng cátstơ, vùng đất sụt, đất yếu v.v...
- Bản thuyết minh và các phụ lục cần thiết về kết quả phân tích thí nghiệm đất, mực nước ngầm, vật liệu địa phương v.v...

7.8. HOÀN CHỈNH QUY PHẠM TÍNH KHẤU ĐỘ CẦU VÀ XÓI LỎ DƯỚI CẦU

Quy phạm năm 1936 và quy phạm CH 200-62 НИМП-72 của Liên Xô (cũ) hiện còn một số điểm cần được hoàn chỉnh thêm là :

7.8.1. Chọn lũ dùng để thiết kế công trình vượt sông

Theo quy phạm tính khẩu độ cầu hiện nay tần suất lũ dùng để thiết kế khẩu độ cầu quy định phụ thuộc vào cấp đường mà chưa xét tới hiệu quả kinh tế của việc đầu tư vào công trình cụ thể. Trong nhiều ví dụ tính toán thực tế giáo sư E.V. Boldakov đã chứng minh tần suất lũ tính toán phải xét riêng cho từng cầu, từng sông mặc dù các cầu đó cùng nằm trên một tuyến có chung một cấp hạng kỹ thuật đường. Trong quy phạm hiện nay chưa xét tới trường hợp cầu gặp lũ lớn hơn lũ thiết kế sẽ làm gián đoạn giao thông hay cầu bị hư hỏng. Sau đây là nội dung đề nghị của phương pháp xác định khẩu độ cầu có xét tới hiệu quả kinh tế của việc đầu tư vốn vào công trình.

- Tính khẩu độ cầu ứng với các tần suất lũ thiết kế khác nhau $p = 2\%$; $p = 1\%$; $p = 0,1\%$; $p = 0\%$.

- Ứng với mỗi phương án tần suất lũ trên xác định giá thành xây dựng, giá thành khai thác và tổng hợp lại qua chỉ tiêu tổng giá thành tính đối và vẽ thành đồ thị. Nhờ đồ thị này có thể tìm được tần suất của lũ thiết kế có hiệu quả kinh tế lớn nhất. Công thức để tính tổng giá thành tính đối có dạng sau :

$$S = K + T\Theta = K + T[AK + p(t\Pi + B)] = 1,15K + 10p(t\Pi + B), \quad (7-17)$$

trong đó : K - giá thành xây dựng toàn bộ công trình cầu (cầu, nền đường, kè điều chỉnh và công trình gia cố) ;

$T = 10$ năm - thời gian hoàn vốn tiêu chuẩn của công trình tính bằng năm ;

Θ - giá thành khai thác trong một năm, bao gồm :

A - khấu hao công trình thường tính trong thời gian phục vụ của công trình là 70 năm nghĩa là $A = 1,43\% K$ nếu xét thêm cả sửa chữa thường xuyên thì $A = 0,015K$;

p - tần suất của lũ tính toán ;

t - số ngày ngừng giao thông do lũ ;

Π - tổn thất do ngừng giao thông trong 1 ngày đêm, đồng ;

B - giá thành phục hồi công trình do lũ phá hoại.

7.8.2. Công thức giản đơn tính toán xói lở

Hiện nay trong tính toán xói chưa xét tới thời gian, đường quá trình lũ và sự phân bố lại lưu lượng trong quá trình xói lở. Trong thực tế lưu lượng tính toán thường xuất hiện chỉ trong một thời gian rất ngắn so với thời gian cần thiết để xói đạt tới trị số tính toán tính theo các công thức hiện nay (tính với lưu lượng cực đại) do đó xói lở thực tế thường bé hơn trị số tính toán và phụ thuộc rất nhiều vào dạng mực nước lũ và thời gian xuất hiện. Để đảm bảo kết quả tính toán phù hợp với thực tế phương pháp tính xói phải xét tới dạng lũ và thời gian xuất hiện nghĩa là phải chia đường quá trình mực nước và quá trình lưu lượng thay đổi theo thời gian ra từng đoạn ngắn một và xác định chiều sâu xói lở phát triển dần theo quá trình lên xuống của lũ (hoặc dùng các công thức giới thiệu trong 3.7). Ngoài ra do cấu tạo địa chất ở lòng sông không đồng nhất nên có chỗ xói nhanh, chỗ xói chậm do đó quy luật phân bố lưu lượng trong trắc ngang sông dưới cầu luôn luôn thay đổi và phương pháp tính xói phải xét tới hiện tượng đó (xem công thức 3-56).

8.908.90
1.000
8.908.90

PHẦN HAI

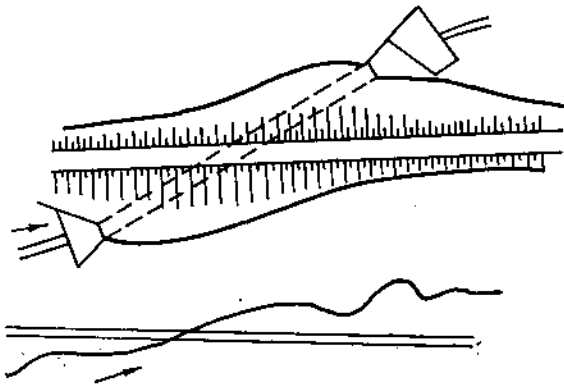
CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG NHỎ

CHƯƠNG 8

KHÁI NIỆM CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG NHỎ

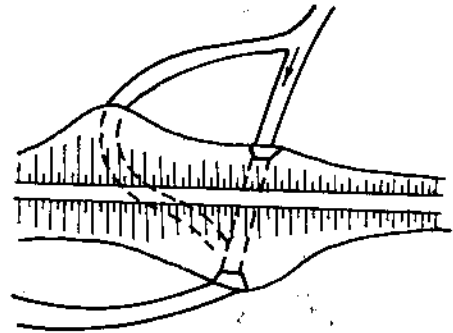
8.1. BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC TRÊN TRẮC DỌC VÀ BÌNH ĐỒ

Về quan điểm kinh tế và thi công cố gắng bố trí công trình vuông góc với dòng chảy. Tuy nhiên cách bố trí công trình như vậy sẽ làm cho đường quanh co và dài hơn, giá thành xây dựng nền, mặt đường sẽ tăng và chất lượng khai thác của đường sẽ giảm xuống. Bởi vậy trong khi thiết kế phải tiến hành luận chứng kinh tế kỹ thuật của từng trường hợp.



Hình 8-1

Công trình làm chéo góc với dòng chảy.



Hình 8-2

Uốn suối trên những đoạn suối cong.

Trong thực tế đa số các trường hợp đối với đường cấp IV (cấp 60 km/h) trở lên vị trí của cầu nhỏ và công bố trí phụ thuộc vào hướng của tuyến đường. Để cải thiện điều kiện làm việc của cầu cống trong trường hợp này có thể làm miệng cống xiên hoặc làm công trình điều chỉnh và bảo vệ (hình 8-1).

Khi thiết kế tùy theo điều kiện cụ thể của địa hình để sửa đổi những thiết kế định hình cho phù hợp.

Khi công trình vượt qua những đoạn sông cong ở vùng núi cố gắng dùng loại trụ cột tròn. Nếu sông, suối có nước chảy thường xuyên thì vị trí công trình tốt nhất là di chuyển về vị trí khô gần đáy như giới thiệu ở hình 8-2. Sau khi làm công trình xong cho nắn thẳng suối bằng cách đào một đoạn sông nhân tạo. Giải quyết theo phương án này vừa tạo điều kiện thuận lợi cho việc thi công, vừa cải thiện chế độ dòng chảy tại vị trí cầu, cống. Không nên đặt cống ở thượng lưu sông ngoặt, ở hồ ao, bùn lầy.

Trường hợp cống làm qua suối, mà địa chất bờ suối là đá hay đất sét chắc thì có thể chuyển vị trí cống lên trên lưng chừng bờ suối để dễ thi công và giảm ngắn chiều dài cống (hình 8-3).

Nói chung ở tất cả những chỗ trùng trên trắc dọc và bình đồ đều phải bố trí công trình thoát nước. Tuy nhiên nếu chúng gần nhau và nếu sườn núi thoải thì nên đào kênh dẫn nước từ hai ba nơi tụ chảy về một công trình để giảm số lượng công trình (thay hai ba công trình thoát nước bằng một công trình). Theo quy trình thiết kế đường chiều dài của rãnh dọc tối đa là 500m thì phải có cống thoát nước qua đường. Cống này bố trí có tính chất cấu tạo để thoát nước của rãnh biên, do đó không cần phải tính toán thủy lực và gọi là cống cấu tạo. Khẩu độ của nó lấy theo trị số bé nhất cho phép. Để đảm bảo thuận tiện cho việc sửa chữa và duy tu trong thời gian khai thác, khẩu độ cống không nên làm bé quá 0,75m.

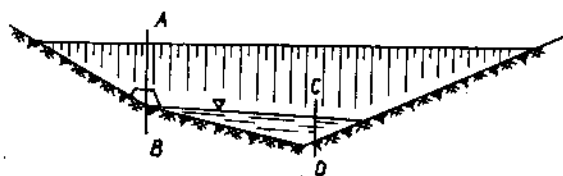
Cao độ nền đường tại vị trí cống phải thỏa mãn các điều kiện sau :

- Lớp đất đắp trên cống phải dày tối thiểu là 0,5m để tránh cống bị vỡ khi xe chạy qua. Trường hợp không đảm bảo điều kiện trên phải dùng cống bản bê tông cốt thép hay đào sâu lòng suối xuống nếu địa hình cho phép (ở hạ lưu lòng suối trùng nhiều và đảm bảo tại vị trí cống không bị bồi).

- Nền đường phải cao hơn mực nước dâng trước cống một đoạn dự trữ. Đối với cầu nhỏ, cống không áp hay bán áp và có áp, khẩu độ nhỏ dưới 2m, thì đoạn dự trữ là 0,5m ; đối với cống bán áp, có áp và có $d \geq 2m$ thì đoạn dự trữ là 1m.

- Mực nước dâng trước cống phải thấp hơn cao độ đáy áo đường. Nếu chiều dày của áo đường lớn hơn 0,5m thì chiều cao của nền đường phải đủ để làm chiều dày áo đường.

Cao độ của công trình có ảnh hưởng rất nhiều tới giá thành xây dựng nền đắp tại công trình, vì vậy khi thiết kế phải tiến hành luận chứng kinh tế kỹ thuật một cách đầy đủ. Để giảm chiều cao nền đắp có thể giải quyết bằng cách hoặc mở rộng khẩu độ, hoặc đào sâu lòng suối và đào rãnh thoát nước ở hạ lưu (nếu địa hình cho phép).



Hình 8-3

Chuyển cống lên lưng chừng bờ suối để giảm chiều dài cống và dễ thi công : từ CD lên AB.

8.2. CÁC LOẠI CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG NHỎ DÙNG TRÊN ĐƯỜNG

Công trình vượt qua sông nhỏ dùng trên đường bộ và đường sắt phổ biến nhất là cầu nhỏ và cống.

8.2.1. Cống

Cống là công trình thoát nước chính trên đường. Cống có nhiều loại : cống tròn, cống vuông, cống vòm. Khẩu độ cống có thể từ 0,5m + 6m. Số ống cống (lỗ cống)

có thể rất nhiều, nói chung không hạn chế. Ví dụ ở Mỹ đã làm một công trình cống có 167 ống loại đường kính 0,7m. Số lượng ống cống thường bị chiều cao cho phép của nền đường và địa hình lòng suối khống chế, và nói chung phải qua luận chứng kinh tế kỹ thuật.

Theo kinh nghiệm nếu lưu lượng trên 15 m³/s thì làm cống vuông kinh tế hơn cống tròn. Trong đại đa số các trường hợp vì cần phải thoát một lưu lượng nhỏ hơn rất nhiều do đó cống tròn bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến nhất. Mặt khác cống tròn dễ thi công và rất tiện cho việc cơ giới hóa trong khi thi công. Cống vòm dùng ở những nơi gần đá và địa chất lòng sông tốt. Để tiện cho sửa chữa trong thời gian khai thác, đối với cống có khẩu độ dưới 1m chiều dài cống không nên vượt quá 20m.

8.2.2. Cầu

Cầu thường dùng khi lưu lượng lớn hơn 25 - 30 m³/s. Nói chung thiết kế phải so sánh cụ thể về các mặt kinh tế về kỹ thuật mới có thể quyết định một cách hợp lý phương án làm cầu hay cống. Khi so sánh giữa phương án cầu và cống phải ưu tiên phương án cống vì thi công cống đơn giản hơn, có thể công xướng hóa và cơ giới hóa toàn bộ, chịu được tải trọng rất lớn, ít phụ thuộc vào sự thay đổi của tải trọng tính toán chạy trên đường, v.v... Tuy nhiên cống cản trở giao thông đường thủy và không sử dụng ở những sông có nhiều gỗ cây và vật trôi. Thường sử dụng nhiều nhất là cầu bê tông cốt thép ngoài ra còn có thể dùng cầu thép, cầu vòm đá và cầu gỗ.

8.2.3. Các loại công trình khác

Ngoài cống và cầu nhỏ để vượt qua sông nhỏ còn dùng các loại công trình như cống thấm, ống xi phông, cống máng đường tràn, đường ngầm.

8.3. NHIỆM VỤ TÍNH TOÁN THỦY VĂN, THỦY LỰC CÁC CÔNG TRÌNH QUA SÔNG NHỎ VÀ XÁC ĐỊNH CÁC THAM SỐ THỦY VĂN ĐỊA HÌNH

8.3.1. Cơ sở để tính toán thủy lực cầu nhỏ và cống là lưu lượng tính toán

Việc đầu tiên là phải xác định được lưu lượng tính toán từ lưu vực chảy về công trình. Tùy theo giai đoạn thiết kế là sơ bộ hay kỹ thuật lưu lượng và khẩu độ cần được xác định theo các công thức kinh nghiệm gần đúng hay các công thức chính xác hơn. Sau khi đã xác định được lưu lượng, trên cơ sở tính toán thủy lực ta được một số phương án khẩu độ cống hay cầu nhỏ khác nhau và ứng với mỗi phương án có các trị số chiều cao nước dâng, vận tốc nước chảy ở thượng và hạ lưu cống, cao độ nền đường phải đáp tối thiểu ở công trình, biện pháp gia cố thượng hạ lưu cống. So sánh các phương án có khẩu độ khác nhau về các mặt kinh tế và kỹ thuật để chọn phương án tốt nhất.

Tần suất xuất hiện lưu lượng tính toán xác định theo bảng 2-3.

8.3.2. Các phương pháp xác định lưu lượng giới thiệu trong chương 9 áp dụng cho những lưu vực không có nhiều nước ngầm và bùn đá trôi. Đối với các sông suối có dòng chảy thường xuyên lưu lượng lúc bình thường lớn hơn 10% của lưu

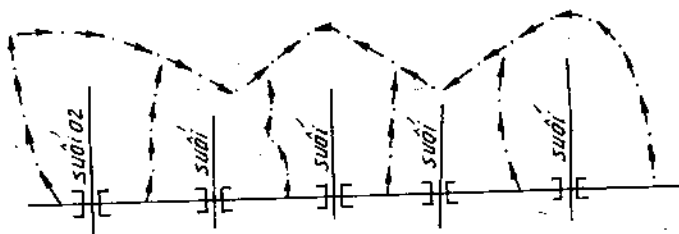
lượng tính được, thì lưu lượng tính toán phải được cộng thêm phần lưu lượng thường xuyên. Đối với suối có nhiều bùn đá trôi thì lưu lượng tính toán phải được xác định theo những quy định riêng. Đối với những lưu vực có diện tích lớn hơn 30 km^2 , cần kiểm tra kết quả tính lưu lượng theo diện tích lưu vực bằng phương pháp điều tra mực nước lịch sử (công thức Sêđi).

8.3.3. Diện tích tụ nước, các đặc trưng thủy văn, địa mạo và địa hình nói chung được xác định theo các tài liệu bản đồ. Theo quy định thì diện tích lưu vực phải được xác định trên bản đồ có tỷ lệ như thế nào để diện tích lưu vực thể hiện trên bản đồ không được bé hơn 5 cm^2 khi thiết kế kỹ thuật, và 1 cm^2 khi làm nhiệm vụ thiết kế. Trong trường hợp thiếu hoặc không có tài liệu thì cần thiết tổ chức đo và khảo sát tại thực địa các tham số sau : tên gọi và vị trí lưu vực trên tuyến đường, diện tích tụ nước, chiều dài suối, cao độ mặt cắt đầu nguồn và mặt cắt tính toán, tính chất của địa hình lưu vực (đồng bằng, đồi hay núi) độ dốc lòng suối ; độ dốc sườn dốc lưu vực ; loại đất, loại cây cối, sự phân bố trên lưu vực ; vị trí và tỷ lệ hồ ao đầm lầy, đất trồng trọt, ruộng nước, castơ, đê, bờ chắn và các hiện tượng khác có ảnh hưởng tới dòng chảy về đường. Hình 8-4 ; 8-5 ; 8-6 giới thiệu các sơ đồ trắc đạc phạm vi lưu vực tụ nước tính toán các công trình thoát nước trên đường. Sơ đồ hình 8-4 giới thiệu phương pháp xác định đường phân thủy ở các lưu vực có địa hình thoáng, ít cây cối, đường phân thủy rõ ràng. Sơ đồ hình 8-5 giới thiệu cách xác định đường phân thủy khi đường phân thủy phía thượng nguồn rõ ràng và dọc theo lòng suối dễ đi, ít trở ngại. Trong trường hợp này trắc đạc được tiến hành dọc suối và dọc theo đường phân thủy biên giới phía trên. Ở những lưu vực có nhiều cây cối che lấp, đường phân thủy phía trên không rõ ràng thì cần phải trắc đạc một số đường sườn dọc theo tuyến đường như giới thiệu ở hình 8-6. Cụ li giữa các đường sườn xác định tùy theo điều kiện địa hình. Từ các đường sườn này dùng máy kinh vĩ xác định vị trí đường phân thủy.

Độ dốc lòng suối chính là độ dốc trung bình tính từ nơi suối chính có hình dạng rõ ràng tới công trình thoát nước : độ dốc trung bình của sườn dốc lưu vực xác định như sau. Chọn trên bản đồ 5 ÷ 6 hướng dốc và lấy trị số trung bình của các độ dốc ấy.

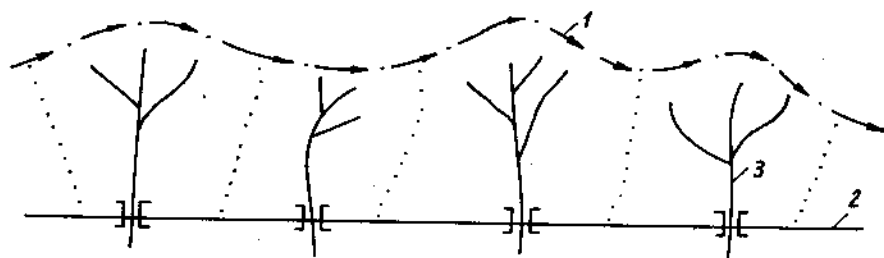
Để xác định loại đất, trên lưu vực lấy ba mẫu, mỗi mẫu nặng 400g ở chiều sâu $0,2 \div 0,3 \text{ m}$ dưới lớp cỏ.

Các tài liệu điều tra thủy văn và các đặc trưng địa hình và địa mạo của lưu vực được lập theo mẫu quy định (phụ lục 19). Nội dung chi tiết công tác thủy văn sông suối nhỏ, khi lập dự án đường có thể tham khảo sách "Thiết kế đường ôtô tập hai" (Nhà xuất bản Giáo dục - 1999).

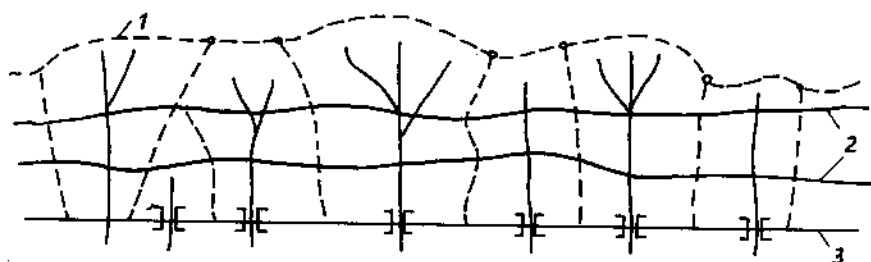


Hình 8-4

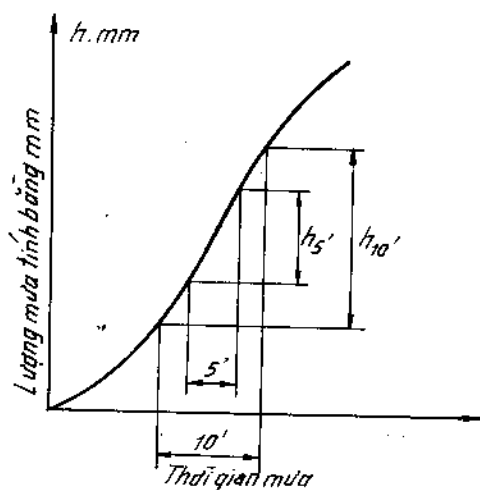
Sơ đồ trắc đạc khoanh lưu vực theo đường phân thủy.



Hình 8-5. Sơ đồ khoanh lưu vực theo đường phân thủy và đi dọc theo sườn.
1 - đường phân thủy ; 2 - tuyến đường ; 3 - sườn.

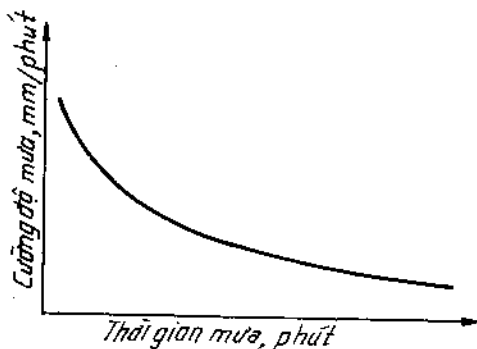


Hình 8-6. Sơ đồ khoanh lưu vực trên địa hình rậm rạp.
1 - đường phân thủy ; 2 - đường sườn trắc đạc ; 3 - tuyến đường.



Hình 9-1

Phương pháp xác định cường độ mưa trên giấy đo mưa tự ghi.



Hình 9-2

Quan hệ giữa cường độ mưa và thời gian mưa.

Ứng với mỗi thời gian mưa 5', 10', 20', 30'... dùng phương pháp thống kê toán học và lý thuyết xác suất (mục 2.2) có thể xác định được cường độ mưa theo các chu kỳ xuất hiện lũ khác nhau.

Phân tích một cách đơn giản chúng ta cũng thấy được cường độ mưa tỷ lệ nghịch với thời gian mưa.

Công thức tính cường độ mưa rào chung cho toàn miền Bắc Việt Nam có dạng :

$$a_m = \frac{10 + 12,5 \log N}{(t + 12)^{0,66}} \quad (9-2)$$

Muốn tính cho vùng nào thì nhân thêm hệ số K_1

K_1 - hệ số khí hậu để chuyển trị số cường độ mưa rào chung về nơi

tính toán $K_1 = \frac{S_1}{28}$;

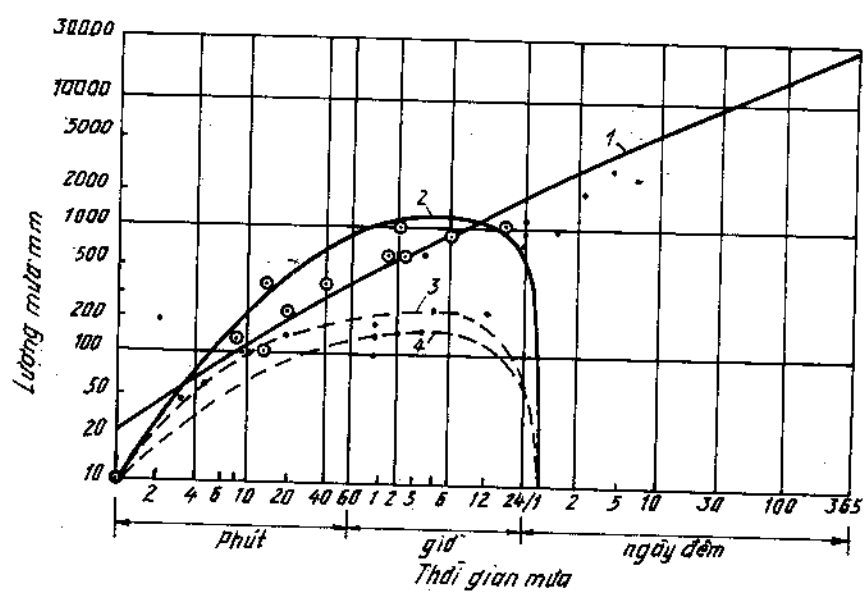
S_1 - vũ suất của vùng thiết kế (xem phụ lục 7) lấy ứng với $p = 1\%$;
28 - vũ suất trung bình của toàn miền Bắc ứng với tần suất 1%.

b) Giữa lượng mưa ngày và lượng mưa 24 giờ có sai số do có rất nhiều trường hợp một phần cơn mưa của ngày này kéo dài sang ngày khác. Theo kết quả nghiên cứu thì lượng mưa ngày so với lượng mưa 24 giờ chênh từ 10 ÷ 20%.

c) Trong một ngày có thể có một hai hay nhiều cơn mưa gộp lại vì vậy lượng mưa trong một ngày đo được là 100mm, nhưng thời gian mưa có thể là trong 24 giờ và cũng có thể là trong 1 giờ 30. Theo kết quả phân tích tài liệu của máy đo lượng mưa có thể vẽ được đồ thị lượng mưa của một cơn mưa liên tục phụ thuộc vào thời gian mưa (hình 9-3, 9-4).

Hình dưới cho thấy ở vùng trung tâm Liên Xô (cũ) lượng mưa lớn nhất tìm thấy ở cơn mưa dài 10 giờ và vùng Ucoren là 5, 6 giờ. Lượng mưa của cơn mưa có thời gian mưa liên tục trong 24 giờ là 60 ÷ 70mm. Những cơn mưa này trong tính toán

134
X4.50
800.808



Hình 9-3. Ví dụ kết quả theo dõi lượng mưa lớn nhất.
1 - vùng Viễn Đông, Trung Quốc, Ấn Độ, Việt Nam ; 2 - vùng Tê khắc pholôri (Mỹ) ;
3 - vùng Uôclren ; 4 - vùng trung tâm Châu Âu.

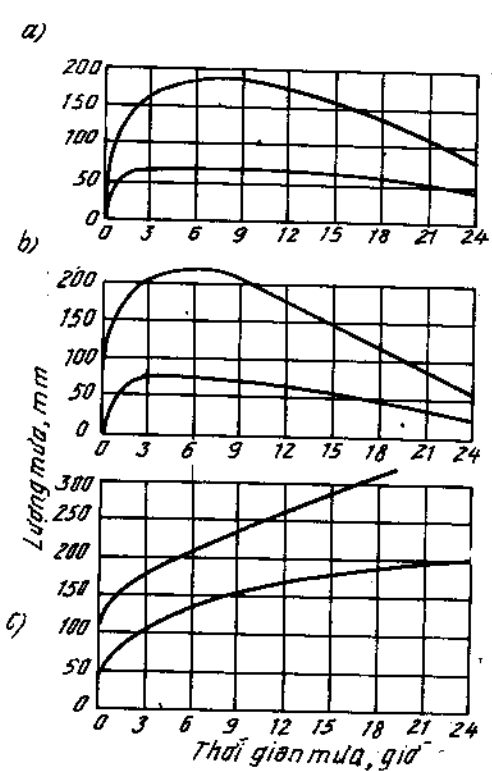
sẽ không có ý nghĩa gì vì thời gian mưa dài, nhưng lượng mưa, cường độ mưa rất nhỏ.

Ở những vùng bị ảnh hưởng của gió mùa (Viễn Đông, Trung Quốc, Ấn Độ, Việt Nam...) thời gian mưa tính toán có thể phải dùng những cơn mưa dài 20 - 24 giờ (hình 9-3 và 9-4) nếu diện tích lưu vực lớn. Để phân tích tính chất này cần xây dựng những biểu đồ lượng mưa thay đổi theo thời gian kéo dài của các cơn mưa có những tần suất khác nhau.

d) Mưa phân phối rất không đều trên lưu vực : Mức độ không đều phụ thuộc vào diện tích lưu vực, địa hình và khu vực khí hậu. Trong tính toán lưu lượng đặc trưng đó được thể hiện qua hệ số mưa không đều $\gamma \leq 1$.

9.1.2. Đặc tính của dòng chảy do mưa rào và lưu lượng thiết kế

Dòng chảy lớn nhất do mưa rào từ lưu vực chảy về (lưu lượng) phụ thuộc vào các yếu tố sau :

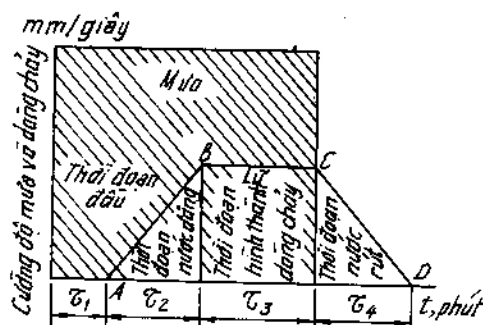


Hình 9-4. Quan hệ giữa lượng mưa với thời gian cơn mưa tần suất khác nhau :
a - vùng trung tâm Liên Xô (cũ) ;
b - vùng Uôclren ; c - vùng Viễn đông.

- Diện tích lưu vực F , km^2 , và hình thù của nó ;
- Cường độ mưa rào, thời gian mưa ;
- Tổn thất của dòng chảy do thấm xuống đất, do cây cỏ giữ lại, do nước bị tích lại trên suối và các hoạt động kinh tế của con người v.v...
- Điều kiện nước chảy từ lưu vực về công trình, chiều dài suối, chiều rộng sườn lưu vực, độ dốc của sườn núi và lòng suối, độ nhám của chúng ;
- Tính chất mưa không đồng đều trên lưu vực.

Hình dạng phức tạp của dòng chảy do mưa rào có thể biểu diễn theo sơ đồ của N.E. Đônggov.

- Thời đoạn đầu là thời đoạn mà tất cả nước mưa rơi xuống đều bị ngấm xuống đất, bị giữ lại trên mặt đất và trên cây cỏ.
- Khi cường độ mưa lớn hơn cường độ tổn thất do thấm và cây cỏ giữ trên mặt đất, bắt đầu sinh dòng chảy và sẽ lớn dần. Thời gian có lưu lượng dòng chảy lớn nhất là thời gian để một giọt nước từ điểm xa nhất chảy về suối hoặc công trình. Thời đoạn này là thời đoạn nước dâng (AB).



Hình 9-5
Biểu đồ thủy lực dòng chảy do mưa rào của N.E. Đônggov.

- Giai đoạn chảy toàn bộ (BC) : thời đoạn hình thành dòng chảy ;
- Giai đoạn nước rút (CD)

Nghiên cứu quy luật của dòng chảy do mưa rào trên lưu vực đã được nhiều người phân tích, giáo sư M.M. Prôtôdia Kônôv là người đầu tiên đã đưa ra sơ đồ thủy lực của dòng chảy và phân tích một cách tỉ mỉ.

Tuy nhiên vì hiện tượng chảy trên lưu vực rất phức tạp nên Prôtôdia Kônôv đã phải đơn giản hóa dạng lưu vực. Cũng vì tính phức tạp của dòng chảy như vậy nên nhiều nhà khoa học đề nghị các công thức chỉ xét tới các nhân tố cơ bản và để xét thêm các hiện tượng phức tạp khác đã sử dụng một số hệ số kinh nghiệm.

Vấn đề định lưu lượng tính toán là một bài toán về kinh tế và kỹ thuật nó cần phải được gắn chặt với ý nghĩa công trình thiết kế, thời gian phục vụ, giá thành công trình v.v... Có nhiều công trình vì thời gian phục vụ ngắn nên có thể không gặp những cơn mưa to trong suốt thời gian phục vụ ; hay có những công trình mặc dù thời gian phục vụ dài nhưng ý nghĩa kinh tế của nó không lớn nên cũng không yêu cầu tính toán với những cơn mưa quá lớn vì như vậy giá thành xây dựng công trình sẽ tăng. Tóm lại cần phải chọn cường độ mưa tính toán có xét tới tần suất của nó. Tần suất tính toán này phải được xác định theo ý nghĩa kinh tế và chính trị của công trình và tính chất của lũ.

Theo quy trình hiện nay tần suất lũ tính toán đó quy định phụ thuộc theo cấp hạng đường (bảng 2-1, 2-2, 2-3). Ở Mỹ năm 1962 có công bố tiêu chuẩn hướng dẫn thiết kế (không bắt buộc) bảng 9-1.

So với Liên Xô (cũ) tần suất lũ tính toán của Mỹ phụ thuộc vào loại cống không áp hay có áp, nền đường trên mực nước dâng trước cống lại thống nhất là 0,5m.

Bảng 9-1

Tần suất lũ dùng để thiết kế khẩu độ cầu nhỏ và cống của Mỹ

Mỹ		
Cấp đường	Theo tài liệu công bố 1962	
	Không áp	Có áp và bán áp
Đường nhiều làn xe giữa các liên bang	-	2
Đường chủ yếu của các liên bang 2 làn xe	10	4
Như trên	10	4
Đường thứ yếu	20	10
		-
	0,5	0,5

9.2. NHỮNG CƠ SỞ CỦA LÝ THUYẾT TẬP TRUNG NƯỚC TỪ LƯU VỰC

Sơ đồ hình thành các lũ theo lý thuyết tập trung nước đầu tiên được các nhà khoa học Liên Xô (cũ) phân tích và nghiên cứu (N.E. Đôngôv, M.A. Velikanov và M.M. Prôtôdiakônov).

Phân tích quy luật nước chảy từ các sườn dốc lưu vực về công trình thoát nước các tác giả của lý thuyết này nhận thấy lưu lượng nước mưa chảy về công trình tăng dần theo thời gian và đạt trị số cực đại khi giọt nước từ điểm xa nhất trên lưu vực kịp chảy về công trình. Thực tế đó được chứng minh qua sơ đồ hình 9-6 và các phân tích sau đây :

Giả thiết cường độ mưa trên toàn lưu vực không thay đổi, lưu vực có dạng đều như quyển sách mở đôi, ở giữa là lòng suối, diện tích lưu vực là F ; thời gian tập trung nước là thời gian để một giọt nước xa nhất trên lưu vực kịp chảy về công trình là t_c , và về trên lưu vực những đường đồng thời gian nước chảy về công trình sau $1', 2', 3', 4', \dots$ Gọi diện tích lưu vực có nước kịp chảy về công trình sau thời gian trên là $f_1, f_2, f_3, f_4, \dots$, và a là chiều dày lớp nước trên lưu vực do mưa trong một phút (cường độ cung cấp dòng chảy), ta có quy luật thay đổi lưu lượng qua mặt cắt công trình như sau (hình 9-6).

Sau phút thứ nhất chỉ có phần diện tích f_1 của lưu vực, nước mưa kịp chảy tới mặt cắt công trình, do đó lưu lượng nước chảy tại công trình là :

$$Q_1 = f_1 a \quad (9-3)$$

Trong thời điểm này lượng nước mưa trong phút thứ 1 tại diện tích f_4 mới kịp chảy về f_3 và f_3 về f_2 , f_2 về f_1 .

Sau phút thứ hai ngoài phần diện tích f_1 có thêm lượng nước mưa từ f_2 do đó:

$$Q_2 = (f_1 + f_2) a \quad (9-4)$$

Cũng lập luận tương tự ta có lưu lượng nước chảy về công trình sau phút thứ ba, tư :

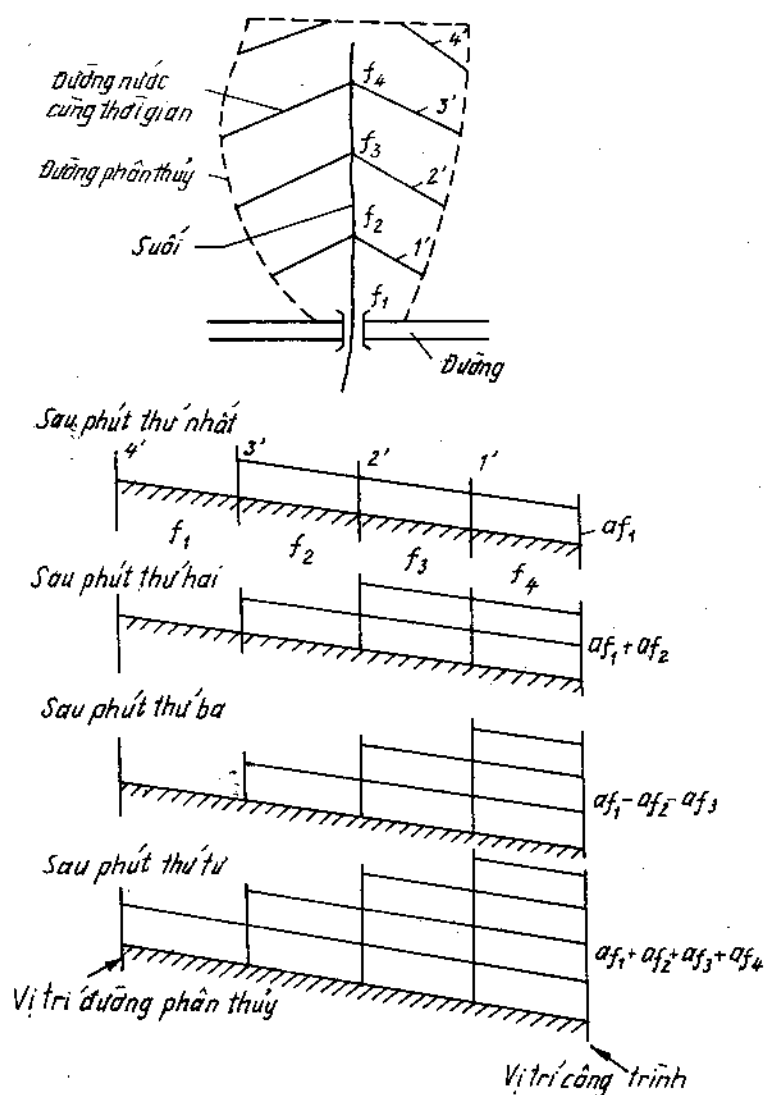
$$Q_3 = (f_1 + f_2 + f_3)a \quad (9-5)$$

$$Q_4 = (f_1 + f_2 + f_3 + f_4)a \quad (9-6)$$

Công thức xác định lưu lượng nước chảy về công trình sau phút t có dạng tổng quát sau :

$$Q_t = \sum_{K=0}^{K=t} af \quad (9-7)$$

Để phục vụ cho tính toán thực tế Prôtôdiakônov viết công thức (9-7) có xét tới tổn thất và đơn vị dùng để tính các tham số như sau :



Hình 9-6

Sơ đồ dòng chảy trên sườn núi lưu vực.
a - bình đồ ; b - mặt cắt đúng sườn dốc.

khí $t_B \geq t_C$ (thời gian mưa lớn hơn thời gian tập trung nước)

$$Q_{\max} = \frac{1000^2}{1000 \times 60} (a_m K_1 - i) F$$

$$Q_{\max} = 16,67(a_m K_1 - i) F \quad (9-8)$$

trong đó : a_m và K_1 - cường độ mưa và hệ số khí hậu ;
 a_m tính bằng mm/phút, xác định theo (9-1) ;
 i - cường độ thấm, phụ thuộc vào loại đất, mm/phút ;
 F - diện tích lưu vực tự nước km^2 ;
 Q_{\max} - lưu lượng cực đại, m^3/s .

Khi $t_B < t_C$ thì chỉ có một phần diện tích lưu vực có nước kịp chảy về công trình thoát nước $\sum f_K = \varphi F$ và

$$Q_{\max} = 16,67(a_m K_1 - i) \varphi F \quad (9-9)$$

trong đó : φ - hệ số dòng chảy, có trị số luôn luôn bé hơn 1.

Công thức xác định lưu lượng cực đại theo lý thuyết tập trung nước sau này được nhiều các tác giả khác nghiên cứu áp dụng và hoàn chỉnh cho phù hợp với điều kiện thực tế về quy luật phân bố cường độ mưa, điều kiện nước chảy trên các lưu vực tự nhiên.

9.3. CÔNG THỨC TÍNH LƯU LƯỢNG CỦA VIỆN THỦY VĂN NHÀ NƯỚC LIÊN XÔ (CŨ) (CH435-72) VÀ QUY TRÌNH TÍNH DÒNG CHẢY CỦA BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI VIỆT NAM 1995

9.3.1. Công thức tính lưu lượng theo quy trình Liên Xô (cũ) CH435-72

Đây là tiêu chuẩn chủ yếu để tính lưu lượng do mưa rào trên các sông Liên Xô (cũ) từ 1972.

Cơ sở của công thức tính Q_{\max} theo CH435-72 [12] :

- Công thức thuộc loại nửa lý thuyết nửa thực nghiệm, dạng cơ bản của công thức được dựa trên cơ sở của lý thuyết dòng chảy Prôtodiakônôp (lý thuyết tập trung nước trên lưu vực), dựa vào cường độ mưa giới hạn phụ thuộc vào thời gian tập trung nước ; còn các hệ số trong công thức được xác định từ các số liệu đo thực tế.

- Dựa vào lượng mưa ngày để xét ảnh hưởng của lượng mưa và cường độ mưa tới lưu lượng cực đại.

Công thức tính Q_{\max} có dạng sau :

$$Q_p = A_{1\%} \alpha H_{1\%} \delta \lambda_p F \quad (9-10)$$

trong đó : $H_{1\%}$ - lượng mưa ngày ứng với tần suất 1%, phụ lục 15, tính bằng mm ;
 α - hệ số dòng chảy lũ xác định theo bảng 9-6a phụ thuộc vào đặc trưng của lớp phủ mặt lưu vực, lượng mưa ngày $H_{1\%}$ và diện tích lưu vực F ;

$A_{1\%}$ - mô đun dòng chảy cực đại tương đối (với giả thiết $\delta = 1$) xác định theo phụ lục 13 phụ thuộc vào thời gian tập trung nước trên sườn dốc lưu vực τ_s , vùng mưa và đặc trưng thủy văn địa mạo của lòng sông ϕ_{LS} ; δ - hệ số xét ảnh hưởng của hồ ao và đầm lầy, bảng 9-5.

λ_p - hệ số xét ảnh hưởng của tần suất tới lưu lượng (chuyển đổi lưu lượng 1% sang lưu lượng P%, phụ thuộc vào vùng khí hậu, tần suất lũ và diện tích lưu vực), phụ lục 16.

Q_p - lưu lượng cực đại ứng với tần suất tính toán, m^3/s ;

F - diện tích lưu vực, km^2 .

Ý nghĩa vật lý của hệ số $A_{1\%}$ được biểu diễn qua công thức :

$$A_{1\%} = \frac{q_{1\%}}{\alpha H_{1\%}} \quad (9-11)$$

$q_{1\%}$ - môđun dòng chảy, lưu lượng nước từ $1km^2$.

Trị số đặc trưng địa mạo ϕ_{LS} tính theo công thức sau :

$$\phi_{LS} = \frac{1000L}{m_{LS} I_{LS}^{1/3} F^{1/4} (\alpha H_{1\%})^{1/4}} \quad (9-12)$$

trong đó : L - chiều dài suối chính, km ;

I_{LS} - độ dốc suối chính, tính theo phần nghìn ;

m_{LS} - hệ số nhám của lòng suối, xác định theo bảng 9-3.

Thời gian tập trung nước trên lưu vực τ_{sd} được xác định theo bảng phụ lục 14 phụ thuộc vào vùng mưa và đặc trưng địa mạo thủy văn của sườn dốc lưu vực ϕ_{sd} tính theo công thức sau :

$$\phi_{sd} = \frac{(1000b_{sd})^{1/2}}{m_{sd} I_{sd}^{1/4} (\alpha H_{1\%})^{1/2}} \quad (9-13)$$

trong đó : I_{sd} - độ dốc của sườn dốc lưu vực, phần nghìn ;

m_{sd} - hệ số nhám sườn dốc, xác định theo bảng 9-9

b_{sd} - chiều dài trung bình sườn dốc lưu vực, xác định theo công thức 9-14, km

$$b_{sd} = \frac{F}{1,8(\sum l + L)} \quad (9-14)$$

trong đó : $\sum l$ - tổng chiều dài các suối nhánh, km ; chỉ tính các suối có chiều dài lớn hơn 0,75 chiều rộng trung bình của lưu vực

B - trị số B tính theo công thức (9-15) hoặc (9-16) ;

L - chiều dài suối chính, km .

Đối với lưu vực có hai mái dốc :

$$B = \frac{F}{2L} \quad (9-15)$$

Đối với lưu vực có một mái dốc :

$$B = \frac{F}{L} \quad (9-16)$$

và trị số b_{sd} xác định theo 9-14 nhưng thay hệ số 1,8 bằng 0,9.

208.008.1
208.008
208.008

Bảng 9-2

Phân cấp đất theo cường độ thấm

Cấp đất	Đặc trưng của lớp mặt	Cường độ thấm mm/ph
I	Át phan, đá liên không nứt, bê tông	0 - 0,02
II	Sét, sét dẻo, đá nứt rạn, lát đá	0,02 - 0,15
III	Á sét, đất pótđôn, á sét xám, đất lầy	0,15 - 0,22
IV	Đất đen thường, đất màu hạt dẻ, đất hoang thổ	0,22 - 0,30
V	Á cát, đất màu nâu xám vùng thảo nguyên, cát mịn	0,30 - 0,40
VI	Cát thô, đất rời sỏi cuội, đá rời	0,40 - 0,67

Bảng 9-3

Hệ số nhám lòng sông m_{LS}

Đặc trưng trung bình của lòng sông và bãi trên chiều dài sông từ đầu nguồn tới mặt cắt tính toán	m_{LS}
1. Lòng sông tương đối thuận lợi, bằng phẳng.	11
2. Dòng chảy có tính chu kỳ và về mùa mưa có mang theo một lượng phù sa đáng kể lẫn cuội sỏi lớn, lòng sông có cây cối mọc nhiều. Lòng sông quanh co, có nơi có cây cối mọc, lòng sông là đá nước chảy không êm ở các sông loại vừa.	9
3. Lòng sông có dòng chảy chu kỳ, có nhiều cỏ rác và quanh co uốn khúc :	7

Bảng 9-4

Hệ số nhám sườn dốc m_{sd}

Đặc trưng bề mặt sườn dốc	Lớp thực vật phủ lưu vực		
	ít hoặc không	Trung bình	Rậm
Bề mặt nhẵn (át phan, bê tông, ...)	0,50	-	-
Mặt đất được san bằng và lên chặt	0,40	0,30	0,25
Mặt đất được thu dọn ; đất có diện tích nhà ở dưới 20% ; lát đá...	0,30	0,25	0,20
Mặt đất không được thu dọn, có nhiều gò đồng lồi lõm ; vùng dân cư diện tích nhà > 20%	0,20	0,15	0,10

Bảng 9-5

Hệ số triết giảm dòng chảy ở do hồ ao và đầm lầy

Vị trí hồ ao, đầm lầy	Tỷ lệ hồ ao, % nếu $F \leq 10\text{km}$ hay hồ ao và đầm lầy % nếu $F > 10\text{ km}^2$									
	2	4	6	8	10	15	20	30	40	50
Nửa phần dưới lưu vực	0,85	0,75	0,65	0,55	0,50	0,40	0,35	0,20	0,15	0,10
Nửa phần trên lưu vực	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25

Bảng 9-6

Hệ số dòng chảy lũ α (Liên Xô cũ)

Loại bề mặt (bảng 9-1)	$H_{1\%}$, mm	F , km ²				
		0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 10	10 - 100	100
I		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
II	≤ 80	0,80	0,70	0,65	0,65	0,60
	81 - 150	0,90	0,85	0,80	0,80	0,80
	151 - 200	0,95	0,90	0,90	0,90	0,90
	> 200	0,95	0,95	0,95	0,90	0,90
III	≤ 80	0,70	0,60	0,55	0,50	0,45
	81 - 100	0,80	0,75	0,70	0,65	0,65
	101 - 150	0,85	0,80	0,75	0,65	0,65
	151 - 200	0,85	0,85	0,80	0,70	0,70
	> 200	0,90	0,90	0,90	0,75	0,75
IV	≤ 80	0,55	0,55	0,45	0,35	0,20
	81 - 150	0,65	0,63	0,56	0,45	0,30
	151 - 200	0,75	0,70	0,65	0,55	0,40
	> 200	0,80	0,75	0,70	0,65	0,50
V	≤ 80	0,35	0,28	0,20	0,20	0,15
	81 - 150	0,45	0,35	0,25	0,25	0,20
	151 - 200	0,55	0,45	0,40	0,35	0,30
	> 200	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
VI	-	0,25	0,20	0,15	0,10	0,10

Ghi chú : Nếu lớp đất hữu cơ dày hơn 20cm thì đối với đất I - III tăng lên một cấp, còn V và VI thì giảm đi một cấp.

9.3.2. Công thức tính Q_{\max} theo 22TCN 220-95 của Bộ Giao thông Vận tải Việt Nam "Tính các đặc trưng dòng chảy lũ" :

Tiêu chuẩn này được áp dụng từ ngày 22-03-1995 để tính Q_{\max} khi không có tài liệu đo lưu lượng trên sông phục vụ cho việc thiết kế các công trình thoát nước trên đường ô tô và đường sắt ở những sông suối không bị ảnh hưởng thủy triều. Tiêu chuẩn 22TCN 220-95 chủ yếu dựa trên Quy trình tính dòng chảy của Viện Thiết kế giao thông vận tải Việt Nam 1979 có sự bổ sung và hoàn chỉnh các tham số tính toán về khí hậu và thủy văn ở nước ta.

Dạng công thức :

$$Q_p = A_p \alpha H_p F \delta \quad (9-17)$$

trong đó : H_p - lượng mưa ngày (mm) ứng với tần suất thiết kế $P\%$, xác định theo tài liệu của các trạm đo mưa, hoặc gần đúng theo phụ lục 15 ;
 α - hệ số dòng chảy lũ lấy trong bảng (9-6b) tùy thuộc loại đất cấu tạo lưu vực, lượng mưa ngày thiết kế $H_{1\%}$ và diện tích lưu vực (F) ;
 A_p - mô đun dòng chảy đỉnh lũ ứng với tần suất thiết kế trong điều kiện $\delta = 1$, xác định theo phụ lục 13, phụ thuộc vào ϕ_{LS} và τ_{sd} ;
 δ - hệ số triết giảm lưu lượng do đầm hồ ao, xác định theo bảng 9-5 ;
 F - diện tích lưu vực, km².

Đặc trưng thủy văn, địa mạo lòng sông ϕ_{LS} xác định theo công thức 9-12, nhưng thay $H_{1\%} = H_{p\%}$ đặc trưng địa mạo thủy văn của sườn dốc lưu vực ϕ_{sd} xác định theo công thức

$$\phi_{sd} = \frac{(1000b_{sd})^{0,6}}{m_{sd}^{0,3}(\alpha H_p)^{0,4}} \quad (9-18)$$

Trong đó các ký hiệu và giá trị của chúng như đối với tiêu chuẩn CH435-72 đã giới thiệu ở trên.

Đối với các lưu vực nhỏ, khi lòng sông không rõ ràng, mô đun dòng chảy lũ A_p lấy theo phụ lục 13 ứng với $\phi_{ls} = 0$.

Khi chọn được lưu vực tương tự có nhiều tài liệu quan trắc đã biết lưu lượng Q_{po} có thể sử dụng công thức (9-19) để tính toán lưu lượng đỉnh lũ thiết kế cho lưu vực nghiên cứu theo công thức :

$$Q_p = A_p(\alpha H_p)_o F \delta \quad (9-19)$$

trong đó : Q_p - lưu lượng đỉnh lũ tần suất $P\%$ của lưu vực nghiên cứu ;
 $(\alpha H_p)_o$ - xác định dựa vào tài liệu của lưu vực tương tự tính theo công thức :

$$(\alpha H_p)_o = \frac{Q_{po} t_o}{16,67 \psi_o \delta_o} \quad (9-20)$$

δ_o - hệ số triết giảm lưu lượng do hồ ao, đầm lầy của lưu vực tương tự, bảng 9-5 ;

ψ_o - tung độ đường cong triết giảm mưa ứng với thời gian tập trung dòng chảy của lưu vực tương tự t_o , xác định theo phụ lục 12b.

Thời gian tập trung dòng chảy của lưu vực tương tự t_o tính theo công thức :

$$t_o = t_{sd} + t_{ls} \text{ (phút)}$$

trong đó : t_{ls} - thời gian tập trung nước ở lòng sông suối tính theo công thức (9-21a) hoặc theo (9-21b) :

$$t_{LS} = \frac{1000L_o}{(m_{LS} I_{ls}^{1/3} F^{1/4})_o Q_{po}^{1/4}} \quad (9-21a)$$

$$t_{LS} = \frac{1000L_o}{V_o Q_{po}^{1/4}} \quad (9-21b)$$

$$q_{po} = \frac{Q_{po}}{F_o}$$

F_o - diện tích lưu vực tương tự có lưu lượng đã biết Q_{po} ; V_o - vận tốc dòng chảy ở sông có lưu vực tương tự ; t_{sd} - thời gian tập trung nước của lưu vực tương tự, xác định theo hướng dẫn ở mục 9.3.1 và phụ lục 14.

Trị số A_p trong công thức (9-19) xác định như hướng dẫn của mục 9.3.2 ứng với điều kiện của lưu vực nghiên cứu với $\alpha H_p = (\alpha H_p)_o$ tính theo (9-20).

Khi lựa chọn lưu vực tương tự, cần đảm bảo các điều kiện sau đây :

- Tương tự về điều kiện khí hậu, lượng mưa.
- Tương tự về loại hình dòng chảy (dòng chảy không bị ảnh hưởng của thủy triều, của đập thủy lợi, ứ đọng từ sông khác, không có bùn đá cuốn theo, v.v...).
- Tương tự về điều kiện hình thành dòng chảy, địa chất thổ nhưỡng, địa chất thủy văn, tỷ lệ diện tích rừng, diện tích canh tác, đầm lầy trên lưu vực.
- Tỷ số diện tích lưu vực không quá 5 lần, chênh lệch giữa cao trình bình quân của lưu vực tương tự không quá 300m.

Bảng 9-7

Hệ số dòng chảy α (Việt Nam)

Cấp đất	H_p (mm)	Hệ số dòng chảy với các cấp diện tích F (km ²)												
		F < 0,1					0,1 < F < 1,0		1,0 < F < 10			10,0 < F < 100		F > 100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
II	< 100	0,960	0,960	0,930	0,900	0,880	0,850	0,810	0,780	0,760	0,740	0,670	0,650	0,600
	101 ÷ 150	0,970	0,960	0,940	0,910	0,900	0,870	0,850	0,780	0,760	0,740	0,670	0,650	0,600
	151 ÷ 200	0,970	0,960	0,950	0,930	0,920	0,900	0,890	0,850	0,830	0,810	0,750	0,730	0,700
	201 ÷ 250	0,970	0,960	0,960	0,950	0,940	0,930	0,890	0,890	0,890	0,850	0,850	0,850	0,850
	251 ÷ 300	0,970	0,960	0,960	0,960	0,950	0,950	0,940	0,930	0,930	0,880	0,880	0,880	0,860
	301 ÷ 400	0,970	0,960	0,960	0,960	0,950	0,9050	0,950	0,930	0,930	0,910	0,910	0,910	0,910
	> 400	0,970	0,960	0,960	0,960	0,950	0,950	0,950	0,930	0,930	0,910	0,910	0,910	0,910
III	< 100	0,940	0,890	0,860	0,800	0,770	0,740	0,650	0,600	0,580	0,570	0,550	0,530	0,600
	101 ÷ 150	0,950	0,930	0,900	0,850	0,810	0,770	0,720	0,630	0,620	0,600	0,560	0,550	0,550
	151 ÷ 200	0,950	0,930	0,910	0,880	0,860	0,820	0,790	0,720	0,680	0,680	0,630	0,630	0,620
	201 ÷ 250	0,950	0,930	0,920	0,910	0,900	0,850	0,850	0,780	0,780	0,780	0,750	0,730	0,650
	251 ÷ 300	0,950	0,930	0,921	0,910	0,900	0,850	0,850	0,780	0,780	0,780	0,760	0,750	0,670
	301 ÷ 350	0,950	0,930	0,921	0,912	0,900	0,855	0,850	0,780	0,780	0,780	0,760	0,750	0,690
	351 ÷ 400	0,950	0,930	0,922	0,912	0,902	0,880	0,850	0,780	0,780	0,780	0,760	0,750	0,700
	401 ÷ 450	0,950	0,930	0,922	0,913	0,902	0,885	0,885	0,800	0,800	0,780	0,760	0,750	0,710
	451 ÷ 500	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,885	0,840	0,820	0,790	0,760	0,750	0,710
	501 ÷ 550	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,885	0,840	0,820	0,800	0,760	0,760	0,710
	551 ÷ 600	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,885	0,840	0,820	0,800	0,760	0,760	0,710
	> 600	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,885	0,840	0,820	0,800	0,760	0,760	0,710
IV	< 100	0,900	0,810	0,760	0,660	0,650	0,600	0,550	0,510	0,500	0,500	0,440	0,400	0,370
	101 ÷ 150	0,900	0,840	0,800	0,740	0,680	0,640	0,620	0,580	0,560	0,550	0,520	0,500	0,460
	151 ÷ 200	0,900	0,880	0,870	0,820	0,780	0,750	0,720	0,660	0,630	0,630	0,600	0,570	0,550
	201 ÷ 250	0,900	0,880	0,870	0,825	0,790	0,780	0,740	0,700	0,670	0,670	0,650	0,600	0,580
	251 ÷ 300	0,900	0,880	0,870	0,855	0,790	0,790	0,760	0,740	0,700	0,700	0,670	0,650	0,610
	301 ÷ 350	0,900	0,880	0,870	0,855	0,800	0,800	0,780	0,760	0,720	0,710	0,690	0,670	0,640
	351 ÷ 400	0,900	0,880	0,870	0,850	0,820	0,820	0,810	0,770	0,740	0,730	0,710	0,690	0,650
	401 ÷ 450	0,900	0,880	0,870	0,850	0,840	0,830	0,830	0,770	0,750	0,750	0,720	0,710	0,670
	451 ÷ 500	0,900	0,880	0,870	0,850	0,840	0,840	0,830	0,780	0,760	0,770	0,730	0,720	0,680
	501 ÷ 550	0,900	0,880	0,870	0,860	0,840	0,840	0,830	0,780	0,760	0,770	0,730	0,720	0,690
	551 ÷ 600	0,900	0,880	0,870	0,860	0,840	0,840	0,830	0,780	0,760	0,770	0,730	0,720	0,690
	> 600	0,900	0,880	0,870	0,860	0,840	0,840	0,830	0,780	0,760	0,770	0,730	0,720	0,690

Bảng 9-7 (tiếp)

Cấp đất	H_p (mm)	Hệ số dòng chảy với các cấp diện tích F (km ²)												
		F < 0,1					0,1 < F < 1,0		1,0 < F < 10,0			10,0 < F < 100		F > 100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
V	< 100	0,680	0,460	0,350	0,260	0,240	0,220	0,220	0,200	0,180	0,180	0,170	0,160	0,150
	101 ÷ 150	0,710	0,560	0,460	0,410	0,400	0,340	0,320	0,280	0,270	0,250	0,230	0,220	0,200
	151 ÷ 200	0,750	0,650	0,590	0,500	0,480	0,460	0,460	0,420	0,400	0,380	0,340	0,320	0,300
	201 ÷ 250	0,760	0,660	0,630	0,590	0,560	0,500	0,500	0,460	0,440	0,430	0,380	0,360	0,340
	251 ÷ 300	0,770	0,710	0,660	0,590	0,580	0,540	0,540	0,490	0,480	0,460	0,410	0,400	0,360
	301 ÷ 350	0,770	0,730	0,690	0,620	0,610	0,560	0,560	0,510	0,510	0,480	0,430	0,430	0,370
	351 ÷ 400	0,780	0,750	0,700	0,650	0,640	0,570	0,570	0,530	0,520	0,520	0,460	0,460	0,400
	401 ÷ 450	0,790	0,760	0,720	0,670	0,670	0,580	0,580	0,540	0,540	0,530	0,470	0,470	0,410
	451 ÷ 500	0,790	0,770	0,730	0,680	0,690	0,600	0,600	0,550	0,550	0,530	0,480	0,480	0,410
	501 ÷ 550	0,790	0,780	0,730	0,700	0,700	0,600	0,600	0,550	0,550	0,530	0,490	0,500	0,410
	551 ÷ 600	0,790	0,780	0,730	0,700	0,700	0,600	0,600	0,550	0,550	0,530	0,500	0,500	0,410
	> 600	0,790	0,780	0,730	0,700	0,700	0,600	0,600	0,550	0,550	0,530	0,500	0,500	0,410
VI	-	-	-	0,250	-	-	-	0,200	-	0,150	-	0,100	-	0,100

Bảng 9-8

Phân cấp đất theo cường độ thấm

TT	Tên loại đất	Hàm lượng cát (%)	Cường độ thấm (mm/phút)	Cấp đất
1	Nhựa đường, đất không thấm, nham thạch không nứt		0,10	I
2	Đất sét, sét màu, đất muối, chất sét cát (khi ẩm có thể vẽ thành sợi, uốn cong không bị đứt)	2 10	0,10 0,30	II
3	Đất hóa tro, hóa tro mạnh	10	0,30	II
4	Đất tro chất sét (khi ẩm có thể vẽ thành sợi, uốn cong có vết rạn)	14 15	0,50 0,60	III III
5	Sét cát đất đen, đất rừng màu tro nguyên thổ, rừng có cỏ, đất hóa tro vừa (khi ẩm có thể vẽ thành sợi, uốn cong có vết rạn)	12 15 30	0,40 0,60 0,85	II III III
6	Đất đen màu mỡ càng dày	14 30	0,50 0,85	III III
7	Đất đen thường	15 30	0,60 0,85	III III
8	Đất màu lê, màu lê nhạt	17 30	0,70 0,90	III III
9	Đất calci đen (ở những cánh đồng cỏ hạt đất có màu tro đen chứa nhiều mục thực vật. Nếu lớp thực vật trên mặt mỏng thì liệt vào loại IV, nếu dày thuộc loại III)	17 40 60	0,70 0,90 1,20	III IV IV
10	Đất sét cát, đất đen sét cát, đất rừng, đất đồng cỏ (khi ướt khó vẽ thành sợi)	45 60 70	1,00 1,25 1,50	IV IV V
11	Đất cát không có thể bay được (không vẽ thành sợi được)	80 90	2,00 2,50	V VI
12	Cát thô và cát có thể bay được (khi sờ tay vào có cảm giác nhám, mắt có thể phân biệt được hạt cát không vẽ thành sợi được)	95 100	3,00 5,00	VI VI

Bảng 9-9

Hệ số nhám sườn dốc m_{sd}

Tình hình sườn dốc lưu vực	Hệ số m_{sd} trong trường hợp		
	Cỏ thưa	Trung bình	Cỏ dày
- Sườn dốc bằng phẳng (bê tông nhựa đường)...	0,50		
- Đất đồng bằng loại hay nút nẻ, đất san phẳng đầm chặt	0,40	0,30	0,25
- Mặt đất thu dọn sạch, không có gốc cây, không bị cây xói, vùng dân cư nhà cửa không quá 20% mặt đá xếp	0,30	0,25	0,20
- Mặt đất bị cây xói, nhiều gốc bụi, vùng dân cư có nhà cửa trên 20%	0,20	0,15	0,10

Bảng 9-10

Hệ số nhám lòng sông m_{ls}

Tình hình lòng sông từ thượng nguồn đến cửa ra	Hệ số m_{ls}
- Sông đồng bằng ổn định, lòng sông khá sạch, suối không có nước thường xuyên, chảy trong điều kiện tương đối thuận lợi	11
- Sông lớn và vừa quanh co, bị tắc nghẽn, lòng sông mọc cỏ, có đá, chảy không êm, suối không có nước thường xuyên, mùa lũ dòng nước cuốn theo nhiều sỏi cuội, bùn cát, lòng sông mọc cỏ.	9
- Sông vùng núi, lòng sông nhiều đá, mặt nước không phẳng, suối chảy không thường xuyên, quanh co, lòng suối tắc nghẽn.	7

Bảng 9-11

Xác định hệ số φ

F, km ²	φ	F, km ²	φ	F, km ²	φ	F, km ²	φ
0,0001	0,98	0,5	0,63	6,0	0,40	300	0,16
0,001	0,91	0,6	0,62	10	0,33	500	0,14
0,005	0,86	1,0	0,53	15	0,31	1000	0,12
0,01	0,81	2,0	0,50	30	0,27	10000	0,08
0,05	0,75	3,0	0,47	50	0,24	100000	0,05
0,10	0,69	4,0	0,44	60	0,22		
0,30	0,66	5,0	0,42	100	0,19		

9.4. KIẾN NGHỊ CỦA NGUYỄN XUÂN TRỰC VỀ CÔNG THỨC TÍNH LƯU LƯỢNG THIẾT KẾ (Q_p) DÙNG CHO ĐƯỜNG ÔTÔ VÀ ĐƯỜNG SẮT VIỆT NAM

Trong điều 4.28 của Quy trình CH435-72 quy định : trong thiết kế các công trình vượt qua sông suối nhỏ cho phép sử dụng các dạng công thức khác tính Q_p theo cường độ mưa giới hạn phù hợp với những đặc tính của công trình giao thông vận tải (thời gian tập trung nước từ lưu vực thường nhỏ). Ở Liên Xô (cũ) theo hướng này đã được nhiều các nhà khoa học cầu đường nghiên cứu, ví dụ "Quy trình dòng chảy của Viện thiết kế đường Liên Xô" do tiến sĩ Perevozhnekop nghiên cứu, công thức của trường đại học cầu đường Matxcova. Đối với điều kiện Việt Nam theo thống kê thực tế trên nhiều tuyến đường cho thấy trung bình cứ 1km đường có

khoảng 2, 3 công trình thoát nước (cống hay cầu nhỏ). Lưu vực để tính toán lưu lượng thiết kế thường chỉ 1 – 2 km². Đối với các lưu vực có diện tích lưu vực tụ thủy trên 30 km², lưu lượng nước chảy thường khá lớn do điều kiện khí hậu nước ta mưa lớn, lòng sông hình thành rõ ràng và việc tính toán lưu lượng thường được kiểm tra theo phương pháp hình thái, đo mặt cắt ngang suối, điều tra mực nước lịch sử và xác định lực lượng theo công thức Sêđi – Maninh hoặc Sêđi – Badanh.

Những đặc điểm đối với các công trình thoát nước của đường ô tô và đường sắt như đã phân tích ở trên cho thấy đối với những lưu vực nhỏ lưu lượng tính toán phải được xác định dựa vào cường độ mưa có thời gian mưa tính toán ngắn nhưng cường độ mưa lớn sẽ chính xác hơn nếu dựa vào lượng mưa ngày như Tiêu chuẩn 22TCN-95 của Bộ giao thông ban hành năm 1995. Trên quan điểm đó, từ những năm 1980 Nguyễn Xuân Trục đã đề nghị công thức tính lưu lượng thiết kế lớn nhất theo tần suất xuất hiện của lũ [10].

Công thức tính toán có dạng sau đây :

$$Q_p = 16,67a_p F \delta \varphi \alpha \quad (9-22)$$

trong đó : F - diện tích lưu vực bằng km² ;
 α - hệ số dòng chảy lũ, xác định theo bảng 9-6 phụ thuộc vào loại đất, diện tích lưu vực, chiều dày lượng mưa ;
 δ - hệ số triết giảm do hồ ao và đầm lầy (bảng 9-5) ;
 φ - hệ số xác định theo bảng (9-11) ;
 a_p - cường độ mưa tính toán tính bằng mm/ph, xác định ứng với thời gian hình thành dòng chảy t_c theo công thức sau :

$$t_c = \frac{18,6 b_{sd}^{0,4}}{f(l_{sd}^{0,4})(100m_{sd})^{0,4}} \quad (9-23)$$

Đại lượng $18,6/[f(l_{sd})^{0,4}]$ xác định theo bảng dưới :

$l_{sd} \%$	2	5	10	30	60	80	100	400	800
$18,6/[f(l_{sd})^{0,4}]$	15,4	15,2	14,7	13,3	12	11,4	10,8	8,2	7,6

hoặc theo các phương pháp đã biết. Trị số b_{sd} tính bằng m, xác định theo (9-13).

Cường độ mưa tính toán ứng với thời gian hình thành dòng chảy tính gần đúng theo công thức (9-24) hoặc chính xác hơn dựa vào tài liệu thống kê cường độ mưa để xác định trị số a_p theo công thức (9-1) hoặc theo lý thuyết xác suất (mục 2.2.1)

$$a_p = \frac{\psi H_p}{t_c} \quad (9-24)$$

trong đó : H_p - lượng mưa ngày lớn nhất có tần suất P%, xem phụ lục 15 ;
 ψ - tọa độ đường cong mưa, xem phụ lục 12b.

Thể tích dòng chảy xác định theo công thức :

$$W = 1000a_p \alpha \varphi t_c F \quad (9-25)$$

W tính bằng m³ ; F (km²) ; a_p (mm/ph) ; t_c (phút).

Ví dụ 1 : Tính Q_p theo công thức (9-17) : $Q_p = A_p \alpha H_p F \delta$

- *Số liệu tính toán :* Diện tích lưu vực $F = 2,94 \text{ km}^2$; chiều dài lòng sông chính $L = 3,80 \text{ km}$; tổng chiều dài các sông nhánh $\sum l = 4,97 \text{ km}$; độ dốc lòng sông, suối $i_{LS} = 0,0085$; độ dốc sườn dốc $I_{SD} = 0,202$; đất cấu tạo lưu vực là đất rừng màu tro nguyên thổ cấp III ; hệ số nhám sườn dốc $m_{sd} = 0,15$; hệ số nhám lòng suối $m_{ls} = 7$; diện tích ao hồ trong khu vực không đáng kể $\delta = 1$.

Vùng thiết kế : Lương Sơn - Hòa Bình

Nhiệm vụ : Xác định lưu lượng lớn nhất ứng với tần suất $P = 1\%$.

- *Giải :*

a) Dựa vào phụ lục 15, xác định được vùng mưa thiết kế là vùng mưa VIII và $H_{1\%} = 371 \text{ mm}$; dựa vào bảng 9-2 xác định cấp đất thuộc cấp III ; dựa vào bảng 9-7 xác định được hệ số $\alpha = 0,78$.

b) Dựa vào công thức (9-14) tính chiều dài sườn dốc lưu vực :

$$b_{sd} = \frac{2,94}{1,8(3,80 + 4,97)} = 0,186 \text{ km} = 186 \text{ m}$$

Dựa vào công thức (9-18) tính đặc trưng địa mạo thủy văn của sườn dốc lưu vực :

$$\phi_{sd} = \frac{(1000 \times 1,86)^{0,6}}{0,15 \times 202^{0,3} (0,78 \times 371)^{0,4}} \approx 3$$

c) Xác định thời gian tập trung trong nước t_{sd} theo phụ lục 14, ứng với $\phi_{sd} = 3$ và vùng mưa rào VIII, $t_{sd} = 20$ phút.

d) Xác định hệ số đặc trưng địa mạo thủy văn của lòng sông theo công thức (9-12) :

$$\phi_{ls} = \frac{1000 \times 3,80}{7 \times 8,5^{1/3} \times 2,94^{1/4} (0,78 \times 371)^{1/4}} = 49,18$$

e) Ứng với $\phi_{ls} = 49,18$ và $t_{sd} = 20$ phút và vùng mưa rào VIII, theo phụ lục 13 tra được hệ số $A_{1\%} = 0,0582$.

g) Thay các trị số vừa được xác định ở trên vào công thức (9-17) ta có :

$$Q_{1\%} = 0,0582 \times 0,78 \times 371 \times 2,94 = 49,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ví dụ 2 : Tính Q_p theo công thức (9-22) : $Q_p = 16,67 a_p F \delta \phi \alpha$

- *Số liệu tính toán :* như ví dụ 1.

- *Giải :* Thời gian hình thành dòng chảy t_c theo công thức (9-23) ; $b_{sd} = 186 \text{ m}$; $\alpha = 0,78$ (lấy từ kết quả tính toán của ví dụ 1) ; $m_{sd} = 0,15$ (bảng 9-9) ; ứng với trị số $i_{sd} = 20,2\%$ tra bảng được $18,6/f(i_{sd})^{0,4} = 14$, thay các trị số trên vào công thức (9-23)

$$t_c = 14 \times [186/(100 \times 0,15)]^{0,4} = 40 \text{ phút}$$

Xác định cường độ mưa tính toán theo hướng dẫn của phụ lục 12b theo công thức :

$a_p = \psi H_p / t_c$, với vùng mưa VIII ta có $\psi = 0,302$; $H_{1\%} = 371 \text{ mm}$ và với $t_c = 40$ phút, xác định $a_p = (0,302 \times 371)/40 = 2,80 \text{ (mm/phút)}$.

Xác định lưu lượng theo công thức (9-22) : Theo bảng 9-11 với $F = 2,94 \text{ km}^2$ tra được $\varphi \approx 0,47$ và tính $Q_{1\%}$:

$$Q_{1\%} = 16,67 \times 2,80 \times 2,94 \times 0,78 \times 0,47 = 50,31 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Xác định thể tích dòng chảy W theo công thức 9-25 :

$$W = 1000 \times 2,80 \times 0,78 \times 0,47 \times 40 \times 2,94 = 120714 \text{ m}^3.$$

Nhận xét : Lưu lượng tính theo công thức cường độ mưa giới hạn của trường Đại học Xây dựng ($Q_{1\%} = 50,31 \text{ m}^3/\text{s}$) lớn hơn kết quả tính lưu lượng theo công thức dựa vào lượng mưa ngày của Tiêu chuẩn Bộ GTVT 22TCN220-95 ($Q = 49,18 \text{ m}^3/\text{s}$) ; như vậy đối với lưu vực nhỏ, thời gian tập trung nước bé, lưu lượng đỉnh lũ tập trung về công trình rất nhanh, hướng dẫn nên tính toán lưu lượng theo công thức cường độ mưa giới hạn sẽ phù hợp với thực tế hơn, ngược lại cấu cống sẽ làm việc không an toàn.

9.5. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THEO PHƯƠNG TRÌNH CÂN BẰNG LƯỢNG NƯỚC

Phương pháp này còn gọi là phương pháp chính xác hay từ năm 1961 gọi là phương pháp của quy phạm dòng chảy BCH 63-61 của Liên Xô (cũ). Tiêu chuẩn dòng chảy này do hai viện nghiên cứu đường bộ và viện nghiên cứu đường sắt Liên Xô (cũ) ban hành. Phương pháp cho phép xác định lưu lượng cực đại, đường quá trình lưu lượng thay đổi theo thời gian và thể tích dòng chảy ứng với bất cứ tần suất lũ nào. Ngoài ra phương pháp cho phép xác định khẩu độ công trình thoát nước có xét tới hiện tượng tích nước trước công trình. Trong tiêu chuẩn dòng chảy giới thiệu phương pháp giải thích phương pháp đồ giải và công thức giản đơn xác định lưu lượng cực đại. Sau đây giới thiệu những nội dung chủ yếu của quy phạm BCH 63-61.

Bất cứ ở thời điểm nào kể từ khi bắt đầu có dòng chảy cho tới khi nước chảy hết, lưu lượng được xác định dựa vào phương trình cân bằng lượng nước

$$W - W_d = W_s + W_Q \quad (9-26)$$

trong đó : W - tổng thể tích dòng chảy trên lưu vực xác định theo công thức (9-27) ;
 W_d , W_s , W_Q - thể tích dòng chảy ở sườn dốc lưu vực, ở lòng suối và qua công trình thoát nước, xác định theo các công thức (9-28 ; 9-29 ; 9-32 ; 9-33) :

$$W = (h - Z)\gamma F, \text{ nghìn m}^3 \quad (9-27)$$

trong đó : h - chiều dày dòng chảy tính bằng mm, xác định phụ thuộc vào khu vực mưa rào, tần suất lũ thiết kế, thời gian tính toán, loại đất, cấu tạo lưu vực (phụ lục 8) hoặc theo công thức $h = (a - i)t$; i - cường độ thấm.
 Z - lượng tổn thất do thấm ướt và cây cỏ giữ lại, xác định theo bảng (9-12) ;

F - diện tích lưu vực tính bằng km^2 ;

γ - hệ số mưa không đều trên lưu vực (bảng 9-13).

Thể tích dòng chảy trên sườn dốc lưu vực W_d , xác định như sau :

Khi thời gian cung cấp dòng chảy (thời gian mưa) lớn hơn thời gian hình thành dòng chảy (thời gian tập trung nước) $t_z > t_c$ chiều dày dòng chảy lớn nhất sẽ hình

thành ở cuối dốc (hình 9-9), và nếu giả thiết đường mặt nước có dạng parabol ta có :

$$W_d = 0,71W \quad (9-28)$$

Khi thời gian cung cấp dòng chảy nhỏ hơn thời gian hình thành dòng chảy $t_z < t_c$ chiều dày dòng chảy lớn nhất hình thành ở lưng chừng dốc và theo hình (9-9) ta có :

$$W_d = W \left(1 - 0,29 \frac{b}{b_d} \right) \quad (9-29)$$

trong đó : b - chiều rộng lưu vực từ điểm xa nhất tới vị trí có chiều dày dòng chảy hình thành lớn nhất ;

b_d - chiều rộng lưu vực trung bình, tính theo công thức (9-14)

Trị số t_c xác định theo công thức A.N. Bêphan và N.N. Chegadaep

$$t_c = \frac{12,2}{f(i_d)^{0,4} a^{0,6}} \times \frac{b_d^{0,4}}{m_c^{0,4}} = AD \quad (9-30)$$

Trị số A phụ thuộc vào i_d và a được xác định theo phụ lục 10 và D phụ thuộc vào b_d và m_c theo phụ lục 11 ; trong đó m_c xác định theo bảng 9-18.

Trị số t_z xác định theo công thức :

$$t_z = t \frac{h - Z}{h} \quad (9-31)$$

t - thời gian mưa tính toán.

Thể tích dòng chảy chứa trong suối tính từ mặt cắt tính toán tới đỉnh nguồn W_S xác định với giả thiết dòng chảy có dạng hình chóp với đáy là mặt cắt suối tính toán ω và chiều cao là chiều dài lòng suối L :

$$W_S = \frac{1}{3} \omega L \left(\frac{L + \sum l}{L} \right)^n, \text{ nghìn m}^3 \quad (9-32)$$

Hệ số n như sau : vùng đồng bằng $n = \frac{1}{6}$; vùng đồi $n = \frac{1}{4}$; vùng núi $n = \frac{1}{3}$. Tỷ số $\left(\frac{L + \sum l}{L} \right)^n$ được đưa vào công thức (9-32) để xét thêm lượng nước chứa trong các suối nhánh có chiều dài $\sum l$.

Thể tích nước đã chảy qua công trình (hay qua mặt cắt suối tính toán) W_Q được xác định theo công thức :

$$W_Q = \int_0^t Q_t dt \quad (9-33)$$

Vận tốc nước chảy trên suối tại mặt cắt tính toán xác định theo công thức Sêđi-Maninh :

$$v = m \xi y_{tb}^{2/3} i_s^{1/2} \quad (9-34)$$

Lưu lượng nước chảy ứng mực nước y_{tb} trong (9-34) xác định theo công thức :

$$Q = \frac{m_s B y_{tb}^{5/3}}{i_s^{1/2}} \quad (9-35)$$

trong đó : B - chiều rộng suối ứng với chiều sâu y_{tb} .

Sau khi thay các giá trị W , W_d , W_S , W_Q tính theo công thức (9-27), (9-28), (9-29), (9-32), (9-33) ta thấy các đại lượng nằm ở bên trái của phương trình (9-26) phụ thuộc vào lượng mưa và diện tích lưu vực không phụ thuộc vào lưu lượng chảy qua mặt cắt tính toán; trái lại các đại lượng nằm ở vế phải phụ thuộc vào chiều sâu nước chảy, tức lưu lượng nước chảy qua mặt cắt xuôi tính toán. Như vậy ở bất cứ thời điểm tính toán nào, lưu lượng nước chảy Q được xác định bằng cách giả thiết Q để so sánh tổng số $(W_S + W_Q)$ với hiệu số $(W - W_d)$; trị số Q thỏa mãn phương trình cân bằng lượng nước (9-25) là lưu lượng cần tìm.

Để vẽ đường quá trình lưu lượng nước chảy thay đổi theo thời gian $Q = f(t)$ và giá trị lưu lượng cực đại Q việc tính toán được tiến hành với nhiều cơn mưa có thời gian mưa là 20', 30', 45', 60', ..., và ứng với mỗi cơn mưa cần chia thời gian mưa thành nhiều thời điểm để xác định lưu lượng. Lưu lượng cực đại thiết kế là lưu lượng lớn nhất trong các cơn mưa giả thiết ở trên.

Trình tự tính toán lưu lượng theo phương pháp này có thể tham khảo trong số tay thiết kế đường ôtô [1].

Phương pháp xác định lưu lượng theo phương trình cân bằng lượng nước trong một thời gian dài được sử dụng để thiết kế công trình thoát nước trên đường ôtô và đường sắt Liên Xô, nước ta và nhiều nước khác trên thế giới. Năm 1968 quy trình BCH 63-67 được ban hành và phương pháp này được giới thiệu xem như là một trong các phương pháp tính lưu lượng cực đại trên lưu vực nhỏ. Ngoài phương pháp chính xác, trong quy trình BCH 63-61 và BCH 63-67 giới thiệu phương pháp đồ giải và công thức giản đơn được xây dựng trên cơ sở tính toán một cách hệ thống nhiều trường hợp có điều kiện địa hình, địa mạo và địa chất khác nhau theo phương trình cân bằng lượng nước.

Phương pháp xác định lưu lượng theo phương pháp "chính xác" và các dạng công thức giản đơn của nó có những tồn tại sau:

1) Khái niệm cơn mưa tính toán, chiều dày lượng mưa và cường độ của nó mang tính giả thiết, và sử dụng sơ đồ hình 9-8 để xác định chiều dày cung cấp dòng chảy không phản ánh đúng hiện tượng thực tế. Đối với lưu vực nhỏ các cơn mưa tính toán thường giả thiết với các thời gian là 20' 30' 45' 60', như vậy thật ra chỉ là một thời đoạn của cơn mưa dài gấp trong thực tế nên trước khi xuất hiện cơn mưa tính toán không thể xem trên lưu vực không có dòng chảy, đất lưu vực khô, cây cỏ chưa bị thấm ướt như quan niệm của tiêu chuẩn dòng chảy được. Để khắc phục nhược điểm này chúng tôi đề nghị dùng phương pháp xác định lưu lượng và vẽ biểu đồ đường quá trình lũ $Q = f(t)$ theo phương trình (9-26) dựa vào cơn mưa có thời gian mưa dài thực tế tùy theo tính chất mưa của vùng thiết kế. Dạng của cơn mưa tính toán được xác định theo công thức cường độ mưa (9-1) hoặc theo bảng tọa độ đường cong mưa (phụ lục 12) và nhân với hệ số α của bảng (9-6); cơn mưa tính toán được chia thành nhiều thời đoạn có độ dài bằng thời gian tập trung nước trên sườn dốc lưu vực t_c và lưu lượng nước chảy ở cuối mỗi thời đoạn xác định theo phương trình cân bằng lượng nước (9-26) như đã giới thiệu ở trên.

Hình 9-7 cho ví dụ cách xác định lưu lượng thay đổi theo thời gian mưa với cơn mưa có thời gian dài.

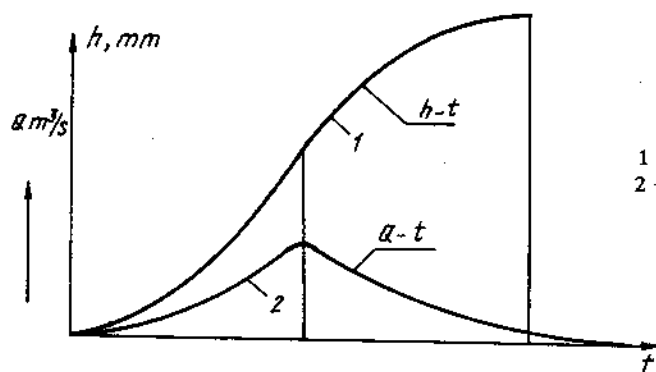
2) Thông qua tần suất của mưa để xác định lưu lượng thiết kế theo tần suất là một giải pháp có tính gần đúng.

Bảng 9-12

Đặc trưng lưu vực	Z, mm
Cỏ rậm, bụi thưa	5
Rừng loại trung, bụi rậm	10
Rừng rậm	15
Có nhiều cốn đất, chướng ngại lớn, đồng lầy, rơm rác thối	20 ÷ 40

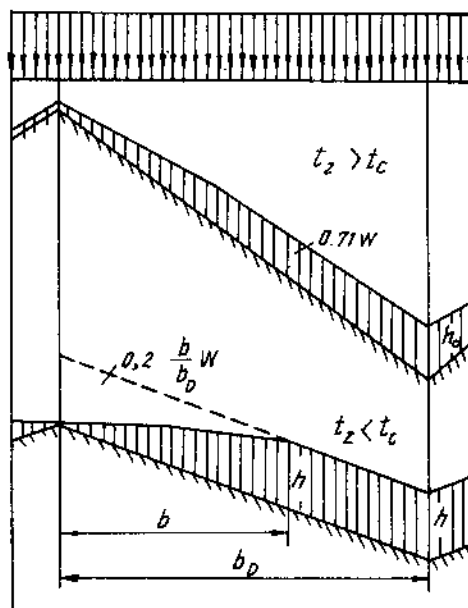
Bảng 9-13

D₁, Km	5	10	15	20	25	30
γ	0,97	0,82	0,58	0,36	0,28	-0,24



Vẽ đường quá trình Q-T.
1 - vẽ theo cách vẽ trên hình 9-1 ;
2 - vẽ theo phương trình 9-18.

Hình 9-9
Sơ đồ hình thành dòng chảy
trên sườn dốc lưu vực khi $t_z > t_c$ và $t_z < t_c$.



9.6. CÁC CÔNG THỨC GIẢN ĐƠN XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG DỰA THEO PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG LƯỢNG NƯỚC

9.6.1. Công thức E.V. Bôndakôv (1954)

$$Q = \varphi_1 (h - Z)^{3/2} F^{2/3} \gamma \quad (9-36)$$

trong đó : φ_1 - hệ số địa mạo phụ thuộc vào địa hình và độ dốc suối lấy theo bảng (9-14) ; các ký hiệu khác dùng như cũ.

Bảng 9-14

Hệ số φ_1 dùng trong công thức Bôndakôv

Địa hình	Độ dốc suối chính ‰	φ_1	Địa hình	Độ dốc suối chính ‰	φ_1
Đầm lầy	1	0,04	Vùng núi thấp	27	0,12
	2	0,05		35	0,13
				45	0,14
Đồng bằng	3	0,06	Vùng núi	60	0,15
	4	0,07		100	0,16
	6	0,08			
Đồi	10	0,09			
	14	0,10			
	20	0,12			

Chiều dài mưa trong công thức (9-36) xác định theo phụ lục 8 hoặc theo công thức $h = (a_1 - i)t$ ứng với $t = 30$. Theo đề nghị của các tác giả Trung Quốc : nếu $F < 10 \text{ km}^2$, chiều dài h lấy ứng với $t = 30'$; $10 \text{ km}^2 < F < 20 \text{ km}^2$ thì $t = 45'$; $20 \text{ km}^2 < F < 30 \text{ km}^2$ thì $t = 80'$.

9.6.2. Công thức của Viện nghiên cứu giao thông Liên Xô (cũ) 1963

$$Q = \varphi(h - Z)^m F^n K \delta \gamma, \quad (9-37)$$

trong đó : φ - hệ số địa mạo phụ thuộc vào độ dốc lòng suối i_s (bảng 9-15)
 K - hệ số xét tới độ nhám của suối (m_s) và sườn dốc lưu vực (m_c) (bảng 9-16) ;
 δ - hệ số triết giảm do đầm hồ ao, bảng (9-5) ;
 F - diện tích lưu vực tính bằng km^2 .
 h - chiều dày mưa (hay còn gọi là chiều dày dòng chảy) xác định theo phụ lục 8) lấy ứng với $t = 30'$;
 m và n - hệ số thay đổi theo trị số $h - z$ và F , lấy theo bảng 7-6 của sổ tay thiết kế đường ôtô [1]

Lưu lượng nước tính theo 9-36 và 9-37 phải nhỏ hơn công thức dòng chảy hoàn toàn $Q = 0,56hF$.

Bảng 9-15

Hệ số φ

Độ dốc suối chính	φ	Độ dốc suối chính	j	Độ dốc suối chính	j
2	0,015	14	0,032	35	0,040
3	0,020	15	0,032	40	0,041
4	0,022	16	0,033	45	0,042
5	0,024	17	0,033	50	0,043
6	0,026	18	0,034	60	0,045
7	0,027	19	0,034	70	0,047
8	0,028	20	0,035	80	0,048
9	0,029	22	0,036	90	0,049
10	0,030	24	0,037	100	0,050
11	0,030	26	0,037	110	0,051
12	0,031	28	0,038	120	0,052
13	0,031	30	0,038	130	0,053

Bảng 9-16

Hệ số K phụ thuộc vào m_s và m_c

m_s	m_c							
	100	50	30	20	15	10	7	5
50	3,3	2,9	2,2	1,8	1,5	1,2	1,00	0,80
25	1,8	2,2	1,7	1,4	1,2	1,0	0,90	0,75
20	2,5	1,9	1,6	1,4	1,2	1,0	0,80	0,70
15	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,75	0,65
10	1,7	1,5	1,2	1,0	0,9	0,7	0,70	0,60
5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,60	0,55

Bảng 9-17**Hệ số m_s (theo BCH 63-61)**

Đặc trưng lòng suối	m_s
Lòng lạch bằng phẳng trơ đất	25
Lòng lạch quanh co, cỏ mọc cao	20
Lòng sông có cây cối mọc nhiều	15
Lòng sông bị cản lấp, cỏ đá tảng lớn	10

Bảng 9-18**Hệ số m_c**

Đặc trưng sườn dốc lưu vực	m_c
Sườn dốc lưu vực không thấm nước (át phan, ...)	100
Sườn dốc nhẵn sạch	50
Sườn dốc nhẵn, ít cỏ cỏ, trên mặt có đá cuội	30
Ruộng có ít cây cối lớn	20
Ruộng bậc thang, có ít cây	15
Cỏ mọc tốt, có ít cây to, rừng thưa	10
Cỏ rậm rạp, rừng tre nứa	7
Cây rất rậm, có nhiều đá lờm chờm	5
Cây lớn chiếm toàn bộ diện tích	3

Trị số $m_c = 100m_d$ (hệ số m_d ghi trong bảng 9-9)

9.6.3. Công thức giản đơn của Viện thiết kế giao thông Việt Nam 1964

$$Q = AF^nK \quad (9-38)$$

trong đó : A - hệ số phụ thuộc vào địa hình và địa mạo, đối với vùng đồng bằng

A = 18, vùng đồi trọc A = 26, vùng núi cao rừng rậm A = 22 ;

K - hệ số xét tới ảnh hưởng của khí hậu, chu kỳ lũ tính toán và độ dốc lòng suối, xác định theo công thức (9-39).

$$K = K_1K_2K_3 \quad (9-39)$$

trong đó : K_1 - hệ số khí hậu $K_1 = S_{100}/28$; trị số S_{100} (phụ lục 7).

K_2 - hệ số phụ thuộc vào chu kỳ lũ tính toán, nếu chu kỳ N = 100 thì

$K_2 = 1$; N = 50 thì $K_2 = 0,80$; N = 25 thì $K_2 = 0,65$;

K_3 - hệ số xét ảnh hưởng của độ dốc lòng suối, bảng 9-19.

Bảng 9-19**Hệ số K_3 phụ thuộc vào i_s**

i_s	1	2	3	4	5	7	10	15	20	25	30	40
k_3	0,65	0,7	0,75	0,80	0,85	0,95	1,00	1,10	1,15	1,18	1,20	1,25

n - hệ số lấy như sau : $E \leq 3 \text{ km}^2$, $n = 0,80$; $E = 15 \text{ km}^2$, $n = 0,7$ và $E = 100 \text{ km}^2$, $n = 0,65$; đối với các trường hợp trung gian xác định n bằng cách nội suy.

Ghi chú : Các hệ số trong các công thức trên (9-36, 9-37, 9-38) được xác định dựa vào phương pháp "chính xác".

9.7. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THEO CÔNG THỨC CỦA VIỆN THIẾT KẾ ĐƯỜNG LIÊN XÔ (CÚ) (CÔNG THỨC B.F PEREVÔZNHEKÔP)

$$Q = 16,7a_p F \alpha \varphi K_l K_d \quad (9-40)$$

trong đó : a_p - cường độ mưa tính toán theo tần suất $p\%$, xác định theo (9-41) ;
 F - diện tích lưu vực, km^2 ;
 α - hệ số dòng chảy trên sườn dốc ;
 φ - hệ số giảm lưu lượng phụ thuộc vào diện tích lưu vực, xác định theo bảng (9-11) hoặc theo công thức (9-42) hay (9-43).
 K_l - hệ số xét ảnh hưởng của độ dốc lòng suối và bề mặt lưu vực ;
 K_d - hệ số hình dạng lưu vực ;

- Cường độ mưa tính toán xác định theo công thức

$$a_p = a_g K_t \quad (9-41)$$

trong đó : a_g - cường độ mưa ứng với thời gian mưa 1 giờ, xác định theo công thức (9-1) với $t = 60$, hoặc dựa vào tài liệu đo mưa trong nhiều năm.
 K_t - hệ số tính đổi cường độ mưa giờ ra cường độ mưa sinh Q_{\max} , xác định phụ thuộc vào diện tích lưu vực và vùng mưa rào.

Hệ số φ có thể xác định theo các công thức sau :

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{t_B}} \quad (9-42)$$

trong đó : t_c - thời gian tập trung nước trên sườn dốc lưu vực ;
 t_B - thời gian cung cấp dòng chảy.

Việc xác định t_c phức tạp và khó chính xác do đó một số tác giả đề nghị xác định hệ số φ theo công thức kinh nghiệm sau :

$$\varphi = \frac{1}{(F + C)^n} \quad (9-43)$$

Trong đó n và C là các hệ số kinh nghiệm. Trị số hệ số φ giới thiệu trong bảng 9-11.

Bảng 9-20

Hệ số xét ảnh hưởng của độ dốc sườn K_i

Đốc lòng suối chính	Lưu vực một mái và không có suối			Có các dòng suối
	Bê tông nhựa, xi măng, ...	Đá dăm, cấp phối	Cỏ cây thiên nhiên	
0,001	0,87	0,75	0,75	0,94
0,005	0,95	0,82	0,78	0,98
0,01	1,03	0,92	0,80	1,01
0,02	1,25	1,10	0,85	1,06
0,03	1,45	1,30	0,90	1,12
0,04	1,65	1,50	0,91	1,14
0,05	1,80	1,65	0,93	1,16
0,06	2,03	1,85	0,95	1,18
0,07	2,20	2,00	0,97	1,21
0,08	2,40	2,20	0,98	1,23
0,09	2,63	2,40	1,00	1,26
0,10	2,80	2,60	1,02	1,28
0,20	-	-	1,21	1,52
0,30	-	-	1,34	-
0,40	-	-	1,45	-
0,50	-	-	1,56	-
0,60	-	-	1,63	-
0,70	-	-	1,68	-

9.8. TIÊU CHUẨN DÒNG CHẢY BCN 63-67 CỦA BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI LIÊN XÔ (CÚ)

Lưu lượng cực đại được xác định theo công thức sau :

$$Q = 16,7 a_p \alpha F \gamma \delta \quad (9-44)$$

trong đó : a_p - cường độ cung cấp dòng chảy mm/phút ;

α - hệ số chảy hoàn toàn ;

δ - hệ số triết giảm do hồ ao ;

γ - hệ số xét sự phân bố mưa không đều trên lưu vực phụ thuộc vào kích thước lớn nhất của lưu vực D_1 và khu vực khí hậu, xác định theo bảng (9-13).

Hệ số α và cường độ mưa a_p được xác định nhờ đồ giải phụ thuộc vào tỷ số t_B/t_c và U , trong đó t_B là thời gian mưa tính toán ; t_c là thời gian tập trung nước ở sườn dốc lưu vực xác định theo công thức (9-45) ; U là đại lượng phụ thuộc vào F , I_s , t_c , $\sum l$; L ; m_s hệ số mái dốc lòng suối.

$$t_c = \frac{18,6 b_d^{0,4}}{[f(I_d)]^{0,4} (100 m_d)^{0,4}} \quad (9-45)$$

Đại lượng $\frac{18,6}{[f(I_d)]^{0,4}}$ xác định theo bảng dưới đây :

I ₁	2	5	10	30	60	80	100	400	800
$\frac{18,6}{[I(I_0)]^{0,4}}$	15,4	15,2	14,7	13,3	12	11,4	10,8	8,2	7,6

9.9. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THEO QUY TRÌNH HƯỚNG DẪN "KHẢO SÁT VÀ THIẾT KẾ CẦU VƯỢT SÔNG" HИMИI-72 LIÊN XÔ (CŨ)

Lưu lượng cực đại được xác định theo công thức của Sôkôlôpsky

$$Q = \frac{0,28(H_T - H_O)\alpha F}{t_n} f\delta_T + Q_O \quad (9-46)$$

trong đó : H_T - chiều dày mưa tính toán, mm ; α - hệ số dòng chảy ;
 F - diện tích lưu vực, km² ;
 δ_T - hệ số kinh nghiệm tổng hợp xét ảnh hưởng của hồ, ao, lầy và rừng ;
 t_n - thời gian lũ lên tính bằng giờ xác định theo (9-48) hoặc (9-49) ;
 H_O - chiều dày mưa bị mất để làm ướt đất không tính dòng chảy, mm ;
 f - hệ số hình dạng lũ, ở sông không bãi $f = 1,20$; sông có bãi thoát lượng nước dưới 25% Q , $f = 1,00$; trên 50% Q thì $f = 0,75$;
 Q_O = lưu lượng nước do nước ngầm, lấy bằng lưu lượng trung bình về mùa cạn Q_{tb} nhiều năm đối với F lớn và bỏ qua đối với lưu vực nhỏ.

Trị số H_T trong công thức (9-46) xác định ứng với thời gian mưa tính toán T quy định theo bảng dưới và tần suất tính toán $P\%$ ($H_T = \psi H_p$; ψ tra phụ lục 12b và H_p tra phụ lục 15).

Hệ số δ_T xác định theo công thức :

$$\delta_T = 1,0 - 0,6\lg(1 + f_a + 0,2f_l + f_r) \quad (9-47)$$

trong đó : f_a , f_l , f_r - tỷ lệ diện tích ao hồ, lầy và rừng tính theo phần trăm.

Thời gian t_n trong công thức (9-46) xác định theo công thức

$$t_n = \frac{K_n L}{3,6v_n} \quad (9-48)$$

trong đó : K_n - hệ số, lấy bằng 1 đối với mưa rào ngắn, bằng 1,3 + 1,6 đối với mưa có thời gian lớn hơn ngày đêm ;

L - chiều dài suối tính từ đầu nguồn đến mặt cắt tính toán, km ;

v_n - tốc độ trung bình của suối trong thời gian lũ lên, lấy bằng 0,7 tốc độ nước chảy tại mặt cắt sông tính toán.

Thời gian tính toán mưa T xác định phụ thuộc vào t_n và tốt nhất theo tài liệu thực tế.

T giờ	1	2	4	6	8	10	12	14	16	20
t_n giờ	1,0	1,6	3	4,1	5,2	6,2	7,2	8,4	9,2	11,2
T giờ	22	24	28	32	36	40	44	48	72	120
t_n giờ	12,1	12,8	14,7	16,5	18	18,5	20,8	22,0	29,2	45

Đối với lưu vực vừa và lớn cần xét triết giảm lượng mưa theo diện tích, công thức 9-46, trị số H_T được thay bằng $H_T = H_T / (1 + K_T F^m)$. Trị số K_T và m phụ thuộc vào T :

$$T \leq 1440 \text{ phút} - K_T = 0,001 \text{ và } m = 0,80$$

$$T > 1440 \text{ phút} - K_T = 0,002 \text{ và } m = 0,60.$$

Từ năm 1958 công thức (9-46) được chính thức duyệt sử dụng trong thiết kế công trình vượt sông lớn khi không tổ chức đo lưu lượng. Bằng cách giả thiết lưu lượng Q đại lượng t_n có thể xác định theo công thức :

$$t_n = \frac{1,7L}{I^{1/3}Q^{1/4}} \quad (9-49)$$

trong đó : I - độ dốc lòng suối từ đầu nguồn tới mặt cắt tính toán, ‰ ;

L - chiều dài suối, km ;

Q - lưu lượng, m^3/s .

Trị số lưu lượng tính toán xác định theo công thức (9-46) bằng cách chọn dần, giả thiết Q và tính t_n theo (9-49) để lưu lượng có sai số dưới 25%.

Hệ số dòng chảy α và trị số H_0 có thể xác định theo bảng sau :

Khu	Địa danh	α	H_0 (mm)
1	Lưu vực sông Nậm Rốn và thượng nguồn sông Mã	0,65	20
2	Lưu vực sông Đà, sông Thao	0,81	22
3	Các lưu vực thượng nguồn sông Lô, sông Chảy	0,82	20
4	Sông Gâm, hạ lưu sông Lô, sông Phó Dáy	0,66	26
5	Lưu vực sông Cầu, sông Thương, sông Trung, sông Bằng Giang, Bắc Giang	0,77	22
6	Lưu vực sông Kỳ Cùng, sông Lục Nam	0,86	19
7	Lưu vực các sông Quảng Ninh	0,89	15
8	Lưu vực các sông : sông Chu, sông Hương	0,92	21
9	Lưu vực các sông : sông Thu Bồn, sông Cái	0,86	16
10	Lưu vực sông Sê San và sông Sê Rê Pốc	0,76	21
11	Lưu vực sông Đồng Nai, sông Bé	0,64	25

9.10. TIÊU CHUẨN DÒNG CHẢY CỦA MỘT SỐ NƯỚC TRÊN THẾ GIỚI

Ở Pháp

Lưu lượng xác định theo công thức kinh nghiệm :

$$Q = CF \quad (9-50)$$

trong đó : C - hệ số phụ thuộc vào địa hình (dốc, núi, đồng bằng) chiều dài và diện tích lưu vực. Trị số C thay đổi từ 0,5 ÷ 32.

Ở Đức

$$Q = \alpha F \quad (9-51)$$

trong đó : α - hệ số kinh nghiệm, phụ thuộc vào địa hình chiều dài lưu vực, cây cỏ trên sườn dốc ; $\alpha = 0,3 \div 8$.

Ở Ma Rốc

Ở miền Bắc và miền Đông nam Ma Rốc, sử dụng công thức để tính lưu lượng ứng với tần suất 0,1%

$$Q = K \lambda_p F^n \quad (9-52)$$

trong đó : K, n, λ_p - các hệ số kinh nghiệm phụ thuộc vào vùng khí hậu $K = 7 \div 16$;
 $n = 0,58 \div 0,80$;
 $\lambda_p = 0,62 \div 0,67$.

Ở Tiệp Khắc (cũ)

Lưu lượng cực đại theo tần suất lũ được xác định theo công thức của Viện sĩ O.N. Dup.

$$Q_{1\%} = \frac{KF}{(F+1)^n} \quad (9-53)$$

trong đó : n và K phụ thuộc vào vùng khí hậu ;

$$n = 0,364 \div 0,345 ;$$

$$K = 0,8 \div 4,8.$$

Ở Cuba

K.V. Klaritôp đề nghị sử dụng công thức của Sôkôlôpsky với các hệ số kinh nghiệm xây dựng theo điều kiện khí hậu Cu-ba :

$$Q_{1\%} = \frac{262Ff\alpha}{\left[\frac{4,39L}{I^{0,25}} + 6 \right]^{0,57}} \quad (9-54)$$

trong đó : I - độ dốc suối, % ;

L - chiều dài sông suối, km ;

α - hệ số lấy theo bảng 2-6 ;

f - hệ số hình dạng lũ, xác định theo Sôkôlôpsky.

Ở Nêpan

Chuyên gia Liên Xô cũ Perevozonhekov đã nghiên cứu công thức tính Q dùng cho điều kiện khí hậu Nêpan :

$$Q_{1\%} = \frac{A_p F \delta_k}{(F+1)^{0,33}} \quad (9-55)$$

trong đó : A_p - hệ số xét cường độ sinh dòng chảy, đơn vị tính dùng trong công thức và tần suất lũ ;

δ_k - hệ số kinh nghiệm ; các ký hiệu khác dùng như cũ.

Ở Mỹ

Công thức Gorao (1943) :

$$Q = \alpha HF \quad (9-56)$$

trong đó : α - hệ số dòng chảy ;

H - lượng mưa ;

F - diện tích lưu vực.

Phương pháp của Phôtcher (1954) :

$$Q = f(c, \alpha, \beta, F) \quad (9-57)$$

trong đó : c - hệ số khí hậu ;

α - hệ số dòng chảy phụ thuộc vào điều kiện địa mạo ;

β - hệ số phụ thuộc vào độ dốc và chiều dài lưu vực ;

F - diện tích lưu vực.

Lưu lượng được xác định nhờ vào các đồ thị lập sẵn cho các tần suất khác nhau.

Công thức Maier

$$Q = CF^{0,3} \quad (9-58)$$

trong đó : C - hệ số kinh nghiệm phụ thuộc vùng khí hậu, địa hình và đất cấu tạo bề mặt lưu vực.

9.11. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC ĐÔ THỊ

9.11.1. Công thức tính toán

Trong thiết kế hệ thống thoát nước đô thị, sân bay, sân vận động, v.v., diện tích lưu vực tụ nước thường rất nhỏ do đó thời gian tập trung nước về công trình thường nhỏ hơn nhiều so với trường hợp tính toán công trình thoát nước trên đường ô tô bình thường. Theo quy định hiện nay diện tích lưu vực không tính bằng km^2 , lưu lượng không tính bằng m^3/s mà tính bằng ha và l/s. Để nâng cao mức độ chính xác trong việc tính lưu lượng của các công trình trong đô thị và sân bay người ta không sử dụng các số liệu thống kê về lượng mưa ngày hoặc lượng mưa giờ để tính toán, mà sử dụng lượng mưa trong thời gian 20 phút là thời gian xấp xỉ với thời gian tập trung nước của nhiều công trình thoát nước trong đô thị hay cường độ mưa trực tiếp thống kê ở các trạm đo mưa.

Công thức xác định lưu lượng tính toán có dạng sau :

$$Q = q\varphi F, \quad \text{l/s} \quad (9-59)$$

trong đó : q - cường độ mưa tính toán trung bình trên 1ha, xác định theo công thức hay đồ thị phụ thuộc vào chu kỳ xuất hiện lũ tính toán và thời gian mưa tính toán (lấy bằng thời gian tập trung nước về công trình), l/s trên 1 ha ;

φ - hệ số dòng chảy, lấy theo bảng 9-21 ; 9-22 ;

F - diện tích tụ nước, ha.

9.11.2. Xác định các tham số của công thức

- Đại lượng q xác định như sau : nếu gần nơi thiết kế có trạm đo mưa tự ghi liên tục trên 10 năm thì trị số q có thể xác định trực tiếp theo tài liệu thống kê thực tế cường độ mưa (công thức 9-61). Trường hợp thiếu các số liệu thống kê nhiều năm thì cường độ mưa tính toán q được xác định theo công thức 9-60 :

$$q = \frac{q_{20}(20 + C)^n(1 + K_1 \lg N)}{(t + C)^n} \quad (9-60)$$

Viện quy hoạch tổng hợp UBXD CBNV Việt Nam đã đưa vào quy trình tạm thời tính toán lưu lượng và thiết kế công trình đô thị công thức trên dưới dạng (9-60) với các hệ số C , K , n xây dựng cho điều kiện Việt Nam.

trong đó : q_{20} - cường độ mưa rơi trên 1ha của vùng đang xét, ứng với thời gian mưa 20 phút chu kỳ xuất hiện lũ $N = 1$ năm, xác định theo bản đồ phụ lục 22 tính bằng l/s trên 1ha, tức là lưu lượng nước từ diện tích lưu vực 1ha ;

C , n , K - các hệ số đặc trưng cho khu vực mưa rào, xác định theo bản đồ hình phụ lục 23, 24, và 25.

t - thời gian mưa tính toán lấy bằng thời gian tự nước tính từ điểm xa nhất của lưu vực tại mặt cắt tính toán, tính bằng phút.

N - chu kỳ của mưa tính toán đo hàng năm.

Khi $F > 300$ ha thì công thức 9-59 bổ sung thêm hệ số phân bố mưa không đều trên lưu vực γ [11].

Khi $F > 1000$ ha (không kể khu dân cư) thì Q được tính toán theo tiêu chuẩn tính toán dòng chảy sử dụng cho đường ô tô ngoài đô thị.

Công thức để xác định trị số q như sau :

Nếu dùng đơn vị tính toán q - l/s - ha, a - mm/ph, F - ha thì dựa vào công thức tính lưu lượng cực đại (ứng với tần suất lũ thiết kế) theo cường độ mưa giới hạn (lý thuyết tập trung nước) ta có :

$$q_{(l/s)} = \frac{10^6}{60 \times 100} a_p l = 166,67 a_p \quad (9-61)$$

trong đó : a_p - cường độ mưa ứng với tần suất lũ thiết kế có thời gian mưa bằng thời gian tập trung nước, mm/phút.

q - lưu lượng nước mưa cực đại chảy từ 1ha lưu vực về công trình tính bằng l/s.

- Thời gian tập trung nước tính toán a_p hoặc q trong công thức 9-59 được xác định bằng thời gian tập trung nước tính từ điểm xa nhất của lưu vực tới mặt cắt tính toán, tính bằng phút. Hệ thống thoát nước của đường đô thị thường được thiết kế bao gồm hệ thống rãnh, mương (ngầm hoặc hở) để tập trung nước từ bề mặt lưu vực, sau đó từ mương rãnh nước chảy về các giếng thu, rồi từ giếng thu theo ống nước chảy về các nơi thoát nước (hồ, ao, chỗ trũng, ...). Vì vậy tùy theo nhiệm

vụ của bài toán là xác định kích thước của rãnh hoặc kích thước của giếng thu hoặc kích thước của các đoạn ống cống thoát nước để xác định thời gian tập trung nước khi xác định q hoặc a_p .

Thời gian tập trung nước trên mặt lưu vực t_m từ khu vực nhà ở tới hệ thống mương rãnh đường phố theo quy định lấy bằng $5 + 10$ phút, tức là thời gian ít nhất để nước mưa kịp chảy từ mái nhà, rồi theo sườn dốc và chảy về hệ thống mương rãnh với cự ly trung bình 100m ($t_m = 5'$ khi trong tiểu khu có mạng lưới thoát nước mưa và $t_m = 10'$ khi không có mạng lưới thoát nước mưa). Trường hợp thứ hai nói chung phải được tính toán phụ thuộc vào chiều dài mái dốc tham gia dòng chảy tính từ đường phân thủy tới rãnh, hệ số nhám của sườn dốc (bảng 9-23), độ dốc của mái dốc I , cường độ mưa, hệ số dòng chảy [3].

Thời gian tập trung nước chảy theo mương rãnh, xác định có xét hiện tượng nước chảy trong rãnh với tốc độ tăng dần bằng cách nhân thêm với hệ số 1,25.

$$t_r = \frac{1,25L_r}{60v_r} \quad (9-62)$$

trong đó : L_r - chiều dài của rãnh, m ;

v_r - tốc độ nước chảy trong rãnh tại mặt cắt tính toán ở cuối rãnh. Với tốc độ nước chảy trong rãnh thường gặp $v_r = 0,4 - 0,6$ m/s ; v_r có thể xác định theo công thức Sêdi với hệ số nhám $n = 0,02 + 0,025$;

t_r - tính bằng phút.

Thời gian nước chảy từ giếng thu nước mưa đến tiết diện cống tính toán t_0 xác định theo công thức :

$$t_0 = r \frac{l_0}{60v_0} \quad (9-63)$$

trong đó : l_0 - chiều dài ống thoát nước của đoạn cống tính toán (m) ; v_0 - tốc độ nước chảy trong ống thoát nước (m/s) xác định theo công thức Sêdi

- Maninh : $v_0 = \frac{1}{n_0} R^{2/3} i_0$, trong đó n_0 đối với ống Kiaromit, sành là

0,013 ; gạch = 0,015 ; xi măng = 0,012 ; bê tông = 0,014 ; gang = 0,013 ; thép = 0,012 ; R là bán kính thủy lực, nếu nước chảy đầy ống thì $R = d/4$; d là đường kính ống cống. Tốc độ tối thiểu trong cống với $d = 0,50$ m, $v_{\min} = 0,7$ m/s ; $d > 0,50$ m, $v_{\min} = 0,8$ m/s ; kênh máng nước đường phố $v_{\min} = 0,6$ m/s và máng nước loại nhỏ $v_{\min} = 0,4$ m/s ; r - hệ số xét ảnh hưởng của lượng nước có trong mạng lưới ống thoát nước lấy như sau :

Với tốc độ địa hình nhỏ hơn 10‰ thì $r = 2$;

Với độ dốc địa hình từ 10‰ - 30‰ thì $r = 1,5$;

Với độ dốc địa hình lớn hơn 30‰ thì $r = 1,2$.

Thời gian tập trung nước tính toán lưu lượng của một đoạn cống nào đó xác định bằng tổng của các thời gian trên :

$$t = t_m + t_r + t_o \quad (9-64)$$

- Xác định hệ số dòng chảy φ :

Khi diện tích bề mặt phần không thấm nước lớn hơn 30% tổng diện tích lưu vực thì hệ số dòng chảy φ_{ib} cho phép lấy không phụ thuộc vào cường độ mưa và thời gian mưa, nghĩa là :

$$\varphi_{ib} = \frac{\varphi_i f_i}{\sum f_i} \quad (9-65)$$

trong đó : φ_i - hệ số dòng chảy đối với từng loại đặc trưng của bề mặt lưu vực có diện tích là f_i . Hệ số φ_i có thể xác định theo bảng 9-21, 9-22. Trường hợp ngược lại thì hệ số φ_{ib} được xác định theo công thức sau có xét ảnh hưởng của cường độ và thời gian mưa :

$$\varphi_{ib} = Z_{ib} q^{0,2} t^{0,1} \quad (9-66)$$

trong đó : t - thời gian mưa tính toán (phút) ;

Z - hệ số xét ảnh hưởng của đặc trưng bề mặt lưu vực tới dòng chảy, xác định theo bảng 9-22 ;

q - cường độ mưa trên 1ha (l/s - ha).

- Chu kỳ tính toán mưa [11] :

Chu kỳ tính toán là số nghịch đảo của tần suất xuất hiện cơn mưa tính toán, ký hiệu là N (năm) = $\frac{1}{P}$.

Theo Tiêu chuẩn thiết kế của Bộ Xây dựng VN-20TCN-51-84 chu kỳ mưa tính toán thoát nước đô thị xác định phụ thuộc vào đối tượng cần thoát nước (ý nghĩa tầm quan trọng của công trình), điều kiện làm việc của cống, hậu quả khi mưa lớn hơn mưa thiết kế. Nói chung chu kỳ tính toán cần được xác định dựa trên những kết quả phân tích về mặt kinh tế và kỹ thuật. Tuy nhiên không được lấy nhỏ hơn giá trị trong bảng 9-24 áp dụng đối với khu dân cư và 9-25 áp dụng đối với khu công nghiệp và đối với các công trình đặc biệt (nhà ga, đường hầm, ...) thì kết quả tính toán không lấy nhỏ hơn bảng 9-26 (chu kỳ giới hạn).

Bảng 9-21

Hệ số dòng chảy φ dùng trong (9-59)

Đặc trưng bề mặt lưu vực	Hệ số φ
Bề mặt bằng bê tông nhựa	0,85 ÷ 0,90
Bề mặt bằng bê tông xi măng	0,80
Bề mặt bằng đá dăm đen, thấm nhập, láng mặt	0,60
Bề mặt bằng đá dăm trắng	0,40
Bề mặt bằng cấp phối	0,30
Đất san phẳng, lu lèn chặt, không phủ cỏ	0,40 ÷ 0,50
Đất san phẳng, lu lèn chặt, có phủ cỏ	0,20 ÷ 0,30
Đất san phẳng, lu lèn sơ bộ hoặc ở trạng thái tự nhiên không có cỏ mọc	0,20 ÷ 0,30
Như trên nhưng có cỏ mọc	0,10 ÷ 0,20
Khu trung tâm của các thành phố lớn, nhà của xây dựng dày đặc	0,60 ÷ 0,90
Khu nhà cao tầng hiện đại	0,50 ÷ 0,60
Khu nhà một, hai tầng	0,30 ÷ 0,50
Các thành phố nhỏ và khu dân cư	0,25 ÷ 0,30

Bảng 9-22

Hệ số dòng chảy φ và hệ số Z dùng trong 9-59
theo Tiêu chuẩn 20 TCN-51-84

Đặc trưng bề mặt lưu vực	φ	Z
Mái nhà và mặt đường bê tông	0,95	0,240
Mặt đường bằng đá dẽo và mặt đường nhựa	0,60	0,224
Mặt đường đá hộc	0,45	0,145
Mặt đường đá dăm trắng	0,40	0,125
Mặt đường sỏi	0,35	0,090
Mặt đất không có cỏ mọc	0,3	0,064
Bãi cỏ	0,15	0,038

Bảng 9-23

Hệ số nhám n_d

Đặc trưng bề mặt lưu vực	n_d
Bê tông nhựa	0,011
Bê tông xi măng	0,014
Đất không có cỏ mọc	0,025
Đất có cỏ mọc	0,07

Bảng 9-24

Chu kỳ tính toán dùng đối với khu dân cư N, năm

Vị trí của đường cống	Điều kiện làm việc của cống			
	Thuận lợi	Trung bình	Bất lợi	Rất bất lợi
1. Trên đường khu vực	0,25	0,35	0,50	1
2. Trên đường phố chính	0,35	0,50	1	2

Bảng 9-25

Chu kỳ tính toán dùng đối với khu công nghiệp

Hậu quả do cống không kịp thoát nước	N, năm
1. Quá trình công nghệ không bị hư hỏng	1 ÷ 2
2. Quá trình công nghệ bị hư hỏng	3 ÷ 5

Ghi chú : Đối với các xí nghiệp xây dựng tại chỗ trung của vùng thì chu kỳ tính toán mưa phải xác định bằng tính toán và không nhỏ hơn 5 năm.

Bảng 9-26

Chu kỳ giới hạn tính toán

Vị trí của đường cống	Điều kiện làm việc của cống			
	Thuận lợi	Trung bình	Bất lợi	Rất bất lợi
1. Khu nhà ở, công nghiệp và đường khu vực	10	10	25	50
2. Đường phố chính	10	25	50	100

Ghi chú :

1) Chu kỳ giới hạn của cường độ mưa là chu kỳ của cơn mưa có cường độ nếu lớn hơn, nó sẽ gây tắc giao thông hoặc nước sẽ tràn vào nhà.

2) Điều kiện làm việc của cống quy định như sau :

- Thuận lợi :

a) $F \leq 150\text{ha}$, địa hình bằng phẳng $i \leq 0,005$.

b) Đường cống đặt theo đường phân thủy hoặc ở nửa lưu vực gần với đường phân thủy (không quá 400m).

- Trung bình :

a) $F > 150\text{ha}$, địa hình bằng phẳng $i \leq 0,005$.

b) Đường cống đặt ở nửa phần thấp của sườn dốc, theo khe tụ nước, $i_{\text{sườn dốc}} \leq 0,02$, $F \leq 150\text{ha}$.

- Bất lợi :

a) $F > 150\text{ha}$ và đường cống đặt ở nửa phần thấp của sườn dốc.

b) Đường cống đặt theo khe tụ nước của sườn dốc, $i_{\text{s.dốc}} > 0,02$.

- Rất bất lợi :

Đường cống dùng để thoát nước từ một chỗ trũng.

3) Ý kiến về chu kỳ tính toán mưa : Theo ý kiến của tác giả sách này, chu kỳ tính toán giới thiệu trong bảng 9-24 và 9-25 quá nhỏ, kém an toàn và sẽ thường xuyên gây ngập đường phố làm cản trở giao thông và đặc biệt là gây ô nhiễm môi trường. Nhận xét đó càng đúng trong điều kiện thực tế về khí hậu nước ta và công tác duy tu, nạo vét hệ thống cống rãnh có rất nhiều khó khăn hiện nay. Kiến nghị dùng trị số chu kỳ giới hạn ghi trong bảng 9-26 làm trị số tính toán hệ thống thoát nước đường đô thị khi chưa có điều kiện nghiên cứu đầy đủ.

908.908.

CHƯƠNG 10

TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG NHỎ

10.1. XÁC ĐỊNH KHẨU ĐỘ CỐNG VÀ TÍNH TOÁN THỦY LỰC

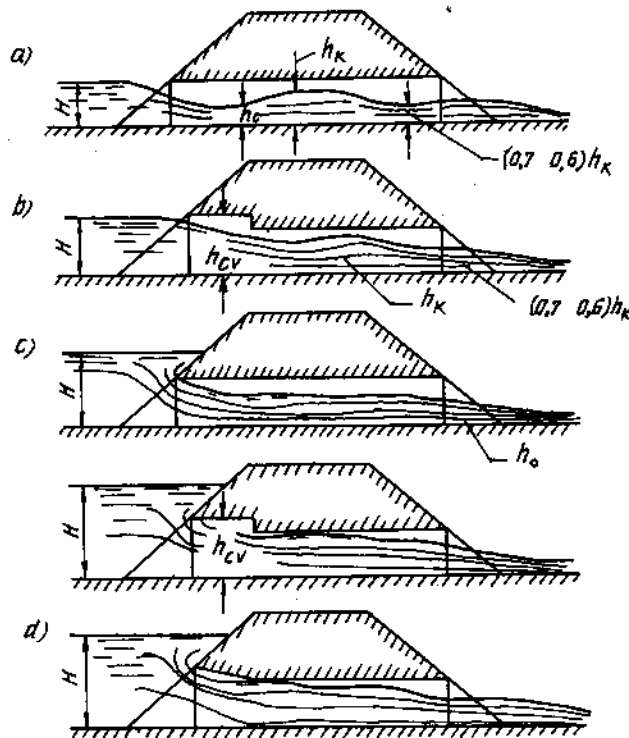
10.1.1. Chế độ làm việc của cống

Tùy theo chiều sâu ngập nước trước cống và tùy theo loại miệng cống, cống có thể làm việc theo các chế độ sau đây :

a) Không áp nếu $H \leq 1,2 h_{cv}$ đối với miệng cống loại thường và $1,4h_{cv}$ đối với miệng cống theo dạng dòng chảy (hình 10-1a, b)

trong đó : H - chiều cao nước dâng trước cống ;

h_{cv} - chiều cao cống ở cửa vào.



Hình 10-1. Các chế độ làm việc của cống.
a, b - không áp ; c - bán áp ; d - có áp.

b) Bán áp nếu $H > 1,2h_{cv}$ và miệng cống loại thông thường (hình 10-1c), trường hợp này ở cửa cống nước ngập toàn bộ nhưng tiếp theo đó thì nước chảy có mặt thoáng tự do ;

c) Có áp nếu $H > 1,4h_{cv}$ và miệng cống làm theo dạng dòng chảy (hình 10-1d) và độ dốc cống nhỏ hơn dốc ma sát ; trường hợp này trên phần lớn chiều dài cống, nước ngập hoàn toàn ; chỉ có cửa ra có thể có mặt thoáng tự do.

Khi mực nước ngập trước cống khá lớn chế độ chảy có áp có thể xảy ra cả cho trường hợp miệng cống thông thường. Nhưng hiện tượng ấy không xảy ra liên tục và cống vẫn thường làm việc theo chế độ bán áp. Để đảm bảo an toàn loại này tính toán theo chế độ bán áp.

Nói chung khẩu độ cống được xác định theo chế độ không áp. Trường hợp cá biệt trên đường ô tô và đôi khi trên đường thành phố cho phép thiết kế cống theo chế độ bán áp và có áp nhưng phải có các biện pháp về cấu tạo đảm bảo sự ổn định của cống và nước không thấm qua nền đường. Để những vật trôi có thể chảy qua cống không áp, mực nước chảy trong cống phải cách đỉnh cống một đoạn như chỉ dẫn trong phụ lục 16 và 17.

10.1.2. Tính toán khả năng thoát nước của cống khi độ dốc của cống i_c nhỏ hơn độ dốc phân giới $i_k^{(1)}$

Khả năng thoát nước của cống Q_c tùy thuộc vào chế độ làm việc của nó, được xác định theo công thức sau đây :

a) Chế độ không áp :

$$Q_c = \psi_c \omega_c \sqrt{2g(H - h_c)} \quad (10-1)$$

trong đó : ψ_c - hệ số vận tốc khi cống làm việc không áp, thường lấy bằng $0,82 \div 0,85$ cho tất cả các loại miệng cống, trừ loại làm theo dạng dòng chảy đảm bảo cho chế độ chảy có áp ;

ω_c - tiết diện nước chảy tại chỗ bị thu hẹp trong cống ;

h_c - chiều sâu nước chảy trong cống tại chỗ thu hẹp, thường lấy $h_c = 0,9h_k$;

h_k - độ sâu phân giới ;

g - gia tốc trọng trường, lấy bằng $9,81 \text{ m/s}^2$.

Vì giữa H và h_c có quan hệ (theo phương trình Bécnu-li)

$$H = h_c + \frac{v_c^2}{2g\psi_c^2} \quad (10-2)$$

Thay $\psi = 0,85$ và $h_c = 0,9 h_k = 0,73 \frac{v_c^2}{g}$, ta có :

$$H = 1,43 \frac{v_c^2}{g} \approx 2h_c \quad (10-3)$$

và

$$Q_c = 0,85 \omega_c \sqrt{gH} \quad (10-4)$$

(1) Trường hợp $i_c > i_k$ tính như dốc nước.

Đối với tiết diện hình chữ nhật, ta có $\omega_c = 0,5bH$, do đó :

$$Q_c = 0,425b\sqrt{gH^3} \text{ hay } Q_c = 1,33bH^{3/2} \quad (10-5)$$

Công thức này cũng dùng để xác định khả năng thoát nước cầu nhỏ. Đối với tiết diện hình tròn, ω_c có thể xác định nhờ đồ thị hình 10-2, trong đó cho quan hệ giữa

$$\frac{\omega_c}{d^2} \text{ với } \frac{h_c}{d} \quad (d - \text{đường kính ống cống}). \text{ Biết được } h_c \text{ và } d, \text{ tra được } \omega_c, \text{ rồi theo công thức xác định } Q_c.$$

b) Chế độ bán áp :

$$Q_c = \psi_b \omega_c \sqrt{2g(H - h_c)} \quad (10-6)$$

trong đó : $h_c = 0,6h_{cv}$ (h_{cv} - chiều cao cống ở cửa vào).

Thông thường hệ số vận tốc ψ_b lấy bằng 0,85 và $\omega_c = 0,6\omega_{cv}$ do đó :

$$Q_c = 0,51\omega_{cv}\sqrt{2g(H - 0,6h_{cv})} \quad (10-7)$$

trong đó : ω_{cv} - tiết diện cống ở cửa vào, rất dễ xác định đối với tiết diện hình chữ nhật cũng như hình tròn.

c) Chế độ có áp :

$$Q_c = \psi_a \omega_d \sqrt{2g(H - h_d)} \quad (10-8)$$

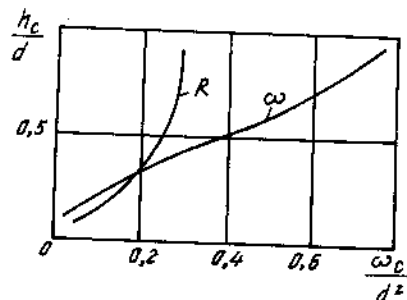
trong đó : ω_d và h_d - tiết diện nước chảy và chiều cao phần cơ bản của cống (chính là khẩu độ cống) ;

ψ_a - hệ số vận tốc, lấy bằng 0,95 (theo miệng cống hình dòng chảy đảm bảo cho chế độ chảy ngập).

Để tiện cho việc sử dụng đã lập các bảng tính sẵn khả năng thoát nước của cống (bảng phụ lục 16) tùy thuộc vào khẩu độ và mực nước ngập trước cống ; đồng thời bảng còn cho trị số tốc độ nước chảy ở cống.

Chú ý là bảng được lập với điều kiện cống không bị ngập ở hạ lưu ($h_k > 1,3h_d$; h_d - chiều sâu nước chảy bình thường ở sau cống) và độ dốc của cống đặt theo độ dốc phân giới (i_k) cho trường hợp cống không áp, và đặt theo độ dốc ma sát (i_w) cho trường hợp cống có áp ; vận tốc nước chảy trước cống xem như không đáng kể.

10.1.3. Trình tự tính toán cống. Sau khi chọn loại cấu tạo cống, căn cứ vào lưu lượng tính toán chọn một số phương án khẩu độ (dựa theo các công thức 10-4, 10-5, 10-7, 10-8 hoặc phụ lục 16, 17) và xác định chiều sâu nước dâng H và vận



Hình 10-2
Đồ thị xác định các đặc trưng hình học tiết diện hình tròn.

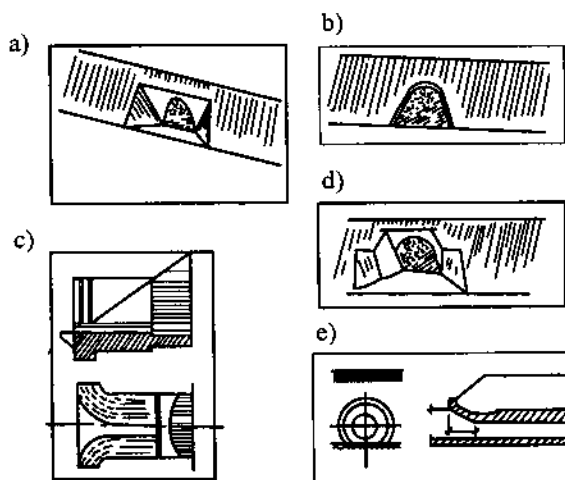
tốc nước chảy v . Dựa vào H và v mà định cao độ nền đường (hoặc kiểm tra lại độ cao nền đường đã thiết kế), định các biện pháp gia cố thượng hạ lưu cống rồi tiến hành so sánh kinh tế - kỹ thuật để chọn phương án thích hợp nhất.

Khi chọn loại cấu tạo cống, cố gắng sử dụng định hình. Hình 10-3 giới thiệu một số kiểu miệng cống theo định hình thường dùng hiện nay.

Hình 10-3

Các loại miệng cống thường dùng:

- a - miệng cống có tường thẳng đứng ;
- b - miệng cống có tường nghiêng theo mái ta luy ;
- c - miệng cống có dạng loa cong ;
- d - miệng cống hình chữ bát ;
- e - miệng cống làm theo dạng dòng chảy (loại II) 4 loại đầu là miệng loại I.



10.1.4. Các trường hợp tính toán thủy lực cống

Tùy theo điều kiện cụ thể tính toán cống có thể phân ra hai trường hợp :

- Biết mực nước dâng cho phép (cao độ nền đường cho phép), tốc độ nước chảy cho phép (biết loại vật liệu gia cố ở thượng và hạ lưu cống) cần xác định khả năng thoát nước của cống (xác định khẩu độ cống).

- Biết lưu lượng nước chảy mà cống cần phải thoát, xác định một số phương án khẩu độ cống và các yếu tố thủy lực H và v . Dựa vào H và v định cao độ nền đường tối thiểu, biện pháp gia cố thượng, hạ lưu cống và tiến hành so sánh các chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật để quyết định phương án có lợi nhất.

Khi tính toán cần chú ý những công thức tính toán trên và phụ lục 16, 17 cho khả năng thoát nước của cống vì vậy khi dựa vào trị số lưu lượng từ lưu vực về để định khẩu độ cống phải xét tới ảnh hưởng của hiện tượng tích nước trước công trình (xem 10.2) đã làm cho khả năng thoát nước của cống ($Q_{\text{cống}}$) bé hơn lưu lượng cực đại từ lưu vực về.

Khi định cao độ tối thiểu của nền đường phải quán triệt những yêu cầu quy định trong mục 8.1.

Khi chọn chế độ làm việc của cống để tính toán cần chú ý là đối với đường sắt nói chung không để cống làm việc có áp và bán áp ; đối với đường bộ và đường thành phố cho phép dùng hai loại trên nhưng phải đảm bảo cống ổn định và nước không thấm thấu qua nền đường.

10.2. XÁC ĐỊNH KHẤU ĐỘ CỐNG CÓ XÉT ĐẾN TÍCH NƯỚC TRƯỚC CỐNG

Thực chất hiện tượng tích nước là khối lượng nước chảy từ lưu vực về bị ứ đọng lại trước công trình, gây nước dâng ở đó, và nước này lại làm tăng khả năng thoát nước qua công trình. Khi nước lũ đang lên và một thời gian sau khi nước lũ bắt đầu xuống, lưu lượng nước chảy qua công trình Q_c nhỏ hơn lưu lượng từ lưu vực chảy về. Ở bất kỳ một thời điểm nào lưu lượng nước thoát qua công trình W_{QC} cộng với lượng nước tích lại trước công trình W_a cũng bằng tổng lượng nước từ lưu vực về W_Q :

$$W_Q = W_{QC} + W_a \quad (10-9)$$

Cách xác định Q_c theo phương trình (10-9) tương tự như cách xác định lưu lượng Q theo phương trình (9-26) ; giả thiết chiều sâu nước chảy H , xác định W_a và W_{QC} và so sánh với W_Q cho tới khi thỏa mãn phương trình 10-9. Trị số Q_c có thể xác định theo phương pháp đơn giản hơn. Sau đây giới thiệu một số công thức :

10.2.1. Công thức D.I. Kacherin. Giả thiết đồ thị $Q = f(t)$ và $Q_c = f(t)$ trên hình 10-4 có dạng tam giác, ta có thể viết :

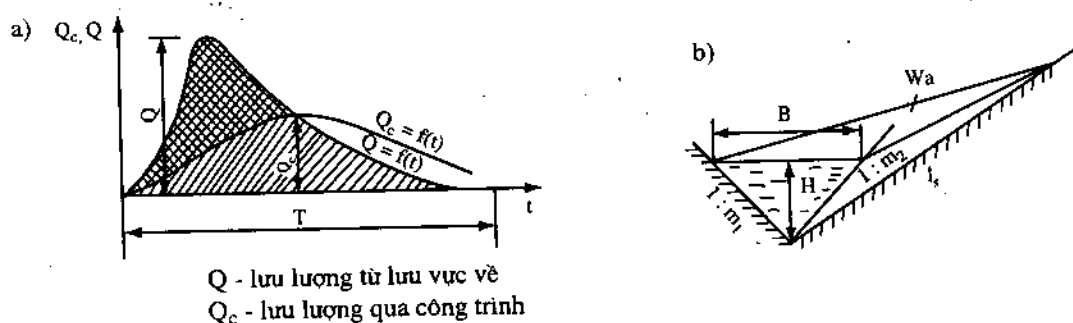
$$W = \frac{QT}{2} ; \quad W - W_a = \frac{Q_c T}{2}$$

chia hai đẳng thức cho nhau : $\frac{W - W_a}{W} = \frac{Q_c}{Q}$ và cuối cùng ta có

$$Q_c = Q \left(1 - \frac{W_a}{W} \right) \quad (10-10)$$

trong đó : Q_c - lưu lượng lớn nhất thoát qua công trình ;
 Q - lưu lượng lớn nhất từ lưu vực về ;
 W_a - thể tích nước tích lại trước công trình ;
 W - tổng thể tích dòng chảy.

Thể tích nước tích trước công trình có thể xác định theo bản đồ có đường đồng mức với chiều cao nước dâng H hoặc theo các công thức giản đơn (10-11), (10-12).



Hình 10-4. Sơ đồ xét tích nước trước công trình.
a - sơ đồ tính Q_c ; b - sơ đồ tính thể tích hồ chứa W_a .

Công thức của I.G. Kutsmirô :

$$W_a = A\omega \frac{H}{i_s} \cos \alpha, \text{ (nghìn m}^3\text{)} \quad (10-11)$$

trong đó : ω - tiết diện dòng chảy tại trước công trình khi chiều cao nước dâng là H ;

i_s - độ dốc công trình (‰) trong phạm vi suối bị ngập ;

α - góc tạo thành giữa tim đường và trục vuông góc với suối ;

A - hệ số phụ thuộc vào $\frac{\omega}{BH}$, lấy theo bảng 10-1 ;

B - chiều rộng suối khi ngập.

Bảng 10-1

Hệ số A

$\frac{\omega}{BH}$	A	$\frac{\omega}{BH}$	A	$\frac{\omega}{BH}$	A	$\frac{\omega}{BH}$	A
1,00	0,50	0,70	0,42	0,45	0,33	0,20	0,20
0,90	0,48	0,65	0,40	0,40	0,31	0,15	0,16
0,85	0,57	0,60	0,39	0,35	0,28	0,10	0,12
0,80	0,46	0,55	0,37	0,30	0,26	0,05	0,07
0,75	0,44	0,50	0,35	0,25	0,23	0,00	0,00

Khi lòng suối có dạng hình tam giác :

$$W_a = \frac{m_1 + m_2}{6i_s} H^3 = KH^3, \quad (10-12)$$

$$K = \frac{m_1 + m_2}{6i_s}$$

trong đó : m_1, m_2 - hệ số mái dốc hai bờ suối (hình 10-4b).

10.2.2. Dựa vào kết quả tính toán trên máy tính điện tử A.A. Kurganovich, O.V. Andreev hiệu chỉnh lại công thức Kachêrin như sau (hình 10-5)

Khi $\frac{Q}{Q_c} \leq 3$ công thức (10-10) sẽ là :

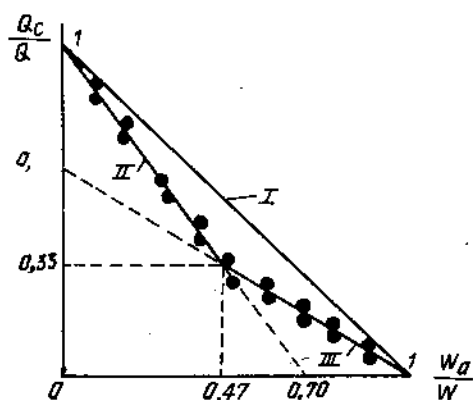
$$Q_c = Q \left(1 - \frac{W_a}{0,7W} \right) \quad (10-13a)$$

Khi $\frac{Q}{Q_c} > 3$ công thức (10-10) có dạng :

$$Q_c = 0,62Q \left(1 - \frac{W_a}{W} \right) \quad (10-13b)$$

Trình tự xác định khẩu độ cống có xét tới hiện tượng tích nước như sau :

- Xác định trị số W_a theo các chiều sâu nước H khác nhau theo các phương pháp giới thiệu ở trên ;

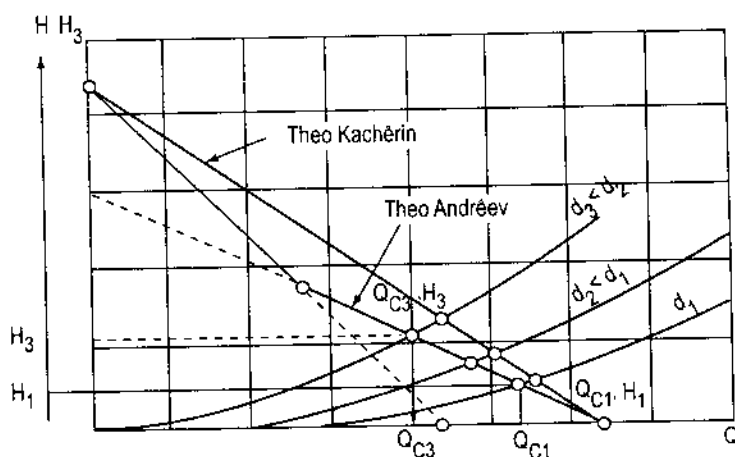


Hình 10-5

Mức độ tích nước phụ thuộc vào thể tích tương đối W_a/W ; I - theo công thức Kachêrin (10-10); II và III theo công thức Andreev (10-13) và (10-14).

- Vẽ đồ thị khả năng thoát nước của công trình, tung độ là chiều cao nước dâng H và H_3 , hoành độ - khả năng thoát nước của cống. Đối với các cống định hình, đồ thị $H_3 - Q_c$ thường đã được lập sẵn (hình 10-6 và phụ lục 24).

Hình 10-6
Xác định khẩu độ cống có xét hiện tượng tích nước trước công trình.



- Dựa vào công thức (10-13), (10-14) vẽ quan hệ $Q_c = f(H)$

- Phân tích các trị số Q_c tại giao điểm của 2 đường cong $Q_c = f(H)$ và $Q_{c\text{ống}} = f(H)$ sẽ có các trị số H và Q_c ứng với các cống có khẩu độ khác nhau (hình 10-6). Như vậy ta được một số lời giải chứ không phải một lời giải duy nhất. Cuối cùng bằng cách so sánh các phương án theo các chỉ tiêu kinh tế - kỹ thuật, chọn phương án tối ưu.

10.2.3. Bằng cách giải phương trình cân bằng thể tích lượng nước trên máy tính diện tử

A.A. Kurganovich đề nghị xác định lưu lượng nước chảy qua công trình xác định theo công thức :

$$Q_c = \lambda_p Q \quad (10-13c)$$

trong đó : λ_p - hệ số biến đổi, xác định theo bảng (10-2)

Tính toán Q_c theo công thức (10-13) và bảng (10-2) được tiến hành như sau : giả thiết chiều sâu nước dâng trước công trình H sau đó tính W_a , W . Tính tỷ số

W_a/W và dựa theo bảng (10-2) xác định hệ số λ_p và theo (10-13) xác định Q_c . Có Q_c và H khẩu độ cống có thể xác định theo công thức (10-5).

Khi chọn khẩu độ cống, tính toán được tiến hành theo phương pháp gần đúng dần vì không thể giả thiết H nếu không biết Q_c . Trong trường hợp này đầu tiên giả thiết $Q_c = Q$ và theo các công thức tính Q_c trong 10.1 hoặc phụ lục 16, 17 xác định H . Biết H xác định W_a và tỷ số W_a / W . Dựa vào W_a / W xác định λ_p và Q_c . Có giá trị Q_c vừa được xác định ở trên, tính toán được lập lại từ đầu, so sánh Q_{cn} với $Q_{c(n-1)}$ nếu chúng gần bằng nhau thì dùng trị số Q_c làm tính toán.

Bảng 10-2

Hệ số λ_p

$\frac{W_a}{W}$	$\lambda_p = Q_c/Q_{max}$		$\frac{W_a}{W}$	$\lambda_p = Q_c/Q_{max}$	
	$F \leq 10 \text{ km}^2$	$F > 10 \text{ km}^2$		$F \leq 10 \text{ km}^2$	$F > 10 \text{ km}^2$
0	1,0	1,0	0,50	0,30	0,35
0,05	0,97	0,97	0,55	0,26	0,31
0,10	0,90	0,90	0,60	0,23	0,27
0,15	0,82	0,82	0,65	0,20	0,24
0,20	0,73	0,73	0,70	0,17	0,21
0,25	0,62	0,62	0,75	0,14	0,18
0,30	0,53	0,55	0,80	0,12	0,15
0,35	0,49	0,50	0,85	0,10	0,12
0,40	0,45	0,45	0,90	0,08	0,09
0,45	0,35	0,40	0,95	0,04	0,05
			1,0	0	0

10.3. XÉT ẢNH HƯỞNG ĐỘ DỐC CỦA CỐNG VÀ CHIỀU SÂU NƯỚC CHẢY Ở HẠ LƯU CỐNG TỚI KHẢ NĂNG THOÁT NƯỚC CỦA CỐNG

Công thức tính khả năng thoát nước của cống trong 10-1 áp dụng khi độ dốc của cống nhỏ hơn độ dốc phân giới i_k . Trường hợp độ dốc của cống lớn hơn độ dốc i_k , cống phải tính như dốc nước. Đối với cống tròn độ dốc i_k có thể xác định theo công thức

$$i_k = \frac{Q_c^2}{K_k^2} \quad (10-14)$$

trong đó : $K_k = \omega_k C_k \sqrt{R_k}$ - đặc trưng lưu lượng, xác định theo bảng (10-3) nếu biết Q_c^2/gd^5 ;
 d - đường kính cống.

Trường hợp $i_{cống} > i_k$, chiều sâu nước chảy trong cống tại gần cửa ra $h_0 < h_k$ và tốc độ v_0 tăng.

Trị số h_o và v_o có thể xác định theo bảng (10-3) và công thức (10-16) nếu biết tỷ số K_o/K_d và W_o/W_d . Các hệ số K_o , K_d và W_d xác định như sau :

$$K_o = \frac{Q_c}{\sqrt{i_{\text{cổng}}}} ; K_d = 24d^{8/3} ; w_d = 30,5d^{2/3} \quad (10-15)$$

Từ đó ứng với $\frac{K_o}{K_d}$ tra bảng (10-3) được tỷ số $\frac{h_o}{d}$ và $\frac{w_o}{w_d}$.

Tốc độ nước chảy trong cống xác định theo công thức :

$$v_o = w_o \sqrt{i_{\text{cổng}}} \quad (10-16)$$

Trong tính toán, nếu tốc độ nước chảy v_o lớn, ở hạ lưu phải dùng biện pháp gia cố tốn kém (vì $v_{\text{hạ lưu}} = 1,5v_o$) do đó cần so sánh kinh tế với phương án sửa lòng suối để tạo độ dốc tại công trình là i_k .

Bảng 10-3 còn cho phép xác định độ sâu phân giới h_k . Cách xác định như sau :
đầu tiên xác định $\frac{Q_c^2}{gd^5}$ tra bảng được trị số $\frac{h_k}{d}$ và từ đó xác định h_k .

Bảng 10-3

Xác định độ sâu phân giới H_k

$\frac{h_o}{d}$ hay $\frac{h_k}{d}$	$\frac{\omega_k^3}{B_k d^5} = \frac{Q_c^2}{gd^5}$	$\frac{K_o}{K_d}$	$\frac{W_o}{W_d}$	$\frac{h_o}{d}$ hay $\frac{h_k}{d}$	$\frac{\omega_k^3}{B_k d^5} = \frac{Q_c^2}{gd^5}$	$\frac{K_o}{K_d}$	$\frac{W_o}{W_d}$
0,00	0,00	0,000	0,000	0,55	0,088	0,589	1,045
0,05	0,00	0,004	0,184	0,60	0,121	0,678	1,083
0,10	0,00	0,017	0,333	0,65	0,166	0,766	1,113
0,15	0,00	0,043	0,457	0,70	0,220	0,850	1,137
0,20	0,001	0,080	0,565	0,75	0,294	0,927	1,152
0,25	0,005	0,129	0,661	0,80	0,382	0,994	1,159
0,30	0,009	0,188	0,748	0,85	0,500	1,048	1,157
0,35	0,016	0,256	0,821	0,90	0,685	1,082	1,142
0,40	0,025	0,332	0,889	0,95	0,935	1,087	1,108
0,45	0,040	0,414	0,948	1,00	∞	1,000	1,100
0,50	0,060	0,500	1,000				

Đối với cống có áp, độ dốc của cống phải bé hơn độ dốc ma sát. Cống có áp sẽ được ổn định và mực nước dâng trước cống sẽ thấp nhất nếu độ dốc cống đặt theo độ dốc ma sát :

$$i_w = \frac{Q^2}{K_d^2} \quad (10-17)$$

Nếu $i_{\text{cổng}} < i_w$, mực nước trước cống sẽ tăng lên ΔH và Q giảm xuống :

$$\Delta H = (i_w - i_{\text{cổng}})l \quad (10-18)$$

$$Q_c = \Psi_a \omega_d \sqrt{2g[H - l(i_w - i_{\text{cổng}}) - h_d]} \quad (10-19)$$

trong đó : l - chiều dài của cống ; h_d - chiều cao cống.

Trường hợp ở hạ lưu bị ngập : $h_d \geq 1,3h_k$, khả năng thoát nước của cống không áp hay có áp đều bị giảm.

Đối với cống không áp :

$$Q_c = \Psi_c \omega_d \sqrt{2g(H - h_d)} \quad (10-20)$$

trong đó : ω_d , h_d tiết diện và chiều sâu nước chảy ngập ở hạ lưu cống.

Đối với cống có áp trị số Q_c xác định theo (10-8) nhưng thay h_d bằng h_d .

10.4. TÍNH TOÁN KHẨU ĐỘ CẦU NHỎ

10.4.1. Chế độ dòng chảy dưới cầu

- Nếu $h_d \leq 1,3h_k$ nước chảy theo chế độ tự do, chiều sâu nước chảy dưới cầu là h_k ; h_k chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên.

- Nếu $h_d > 1,3h_k$ chảy theo chế độ chảy ngập, chiều sâu nước chảy dưới cầu h_k bằng chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên ở hạ lưu h_d .

- Nếu độ dốc dưới cầu lớn hơn độ dốc phân giới i_k , tính như dốc nước.

10.4.2. Trình tự tính toán thủy lực cầu nhỏ

- Xác định tốc độ và chiều sâu nước chảy trong suối lúc tự nhiên. Giả thiết các chiều sâu nước chảy trên suối 1, 2, 3, 4 mét... ứng với mỗi chiều sâu đó tính lưu lượng theo công thức Sézi - Maninh hay Pavlôpsky. Có các số liệu về lưu lượng ứng với các chiều sâu khác nhau, vẽ quan hệ $h_s - Q$, dựa vào đường quan hệ $h_s - Q$, ứng với lưu lượng thiết kế Q_c xác định chiều sâu nước chảy h_s và tốc độ nước chảy v_s .

- Chọn phương án xử lý lòng suối : Tùy theo địa hình cụ thể và khẩu độ cầu, chọn phương án xử lý lòng suối dưới cầu (đào lòng suối để có dạng chữ nhật và gia cố hay để lòng suối có dạng tự nhiên ; dùng mố có mô đất 1/4 nón hay không có 1/4 nón v.v.).

- Xác định chiều sâu phân giới h_k từ điều kiện :

$$\frac{\varepsilon^2 \omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha Q_c^2}{g} \quad (10-21)$$

trong đó : B_k , ω_k - chiều rộng lòng suối có tiết diện chảy ứng với chiều sâu phân giới ;

ε - hệ số thu hẹp, lấy như sau :

$\varepsilon = 0,90$ - mố cầu có mô đất 1/4 nón,

$\varepsilon = 0,80$ - mố cầu không có mô đất 1/4 nón.

Đối với tiết diện lòng suối dưới cầu là hình chữ nhật :

$$h_k = \frac{\alpha v_k^2}{g} \quad (10-22)$$

trong đó : α - hệ số Kôriôlit, lấy bằng $1 \div 1,1$.

Đối với tiết diện lòng suối hình thang : dựa vào hình học ta có :

$$h_k = \frac{B_K - \sqrt{B_K^2 - 4m\omega_k}}{2m} \quad (10-23)$$

trong đó : B_K và ω_k xác định từ công thức :

$$B_k = \frac{gQ_c}{\varepsilon\alpha v_k^3}; \quad \omega_k = \frac{Q_c}{\varepsilon v_k}; \quad (10-24)$$

v_k - tốc độ nước chảy lấy bằng tốc độ cho phép của vật liệu gia cố dưới cầu (bảng phụ lục 6), chú ý chọn $v_k > v_\delta$;

m - mái dốc của mô đất 1/4 nón.

- Xác định khẩu độ cầu và chiều sâu nước dâng trước cầu. Sau khi xác định h_δ và h_k , so sánh $1,3h_k$ với h_δ có thể gặp hai trường hợp sau :

+ Nếu $h_\delta \leq 1,3h_k$, khẩu độ cầu L_c xác định theo công thức :

$$L_c = B_k = \frac{gQ_c}{\varepsilon\alpha v_k^3} \quad (10-25)$$

Chiều sâu nước dâng trước cầu :

$$H = h_k + \frac{\alpha v_k^2}{2g\Psi^2} - \frac{\alpha v_o^2}{2g\Psi^2} \quad (10-26)$$

trong đó : Ψ - hệ số vận tốc, lấy như sau :

$\Psi = 0,90$, khi mô có 1/4 nón ; $\Psi = 0,80$, khi không đắp 1/4 nón ;

v_o - tốc độ nước chảy ở thượng lưu cầu ứng với chiều sâu H .

Nếu H lớn có thể xem $\frac{\alpha v_o^2}{2g\Psi^2} \approx 0$ và :

$$H = h_k + \frac{\alpha v_k^2}{2g\Psi^2} \approx 1,6h_k \quad (10-27)$$

Khẩu độ cầu B và chiều cao nước trước cầu H có thể tính gần đúng theo (10-5).

+ Nếu $h_\delta > 1,3h_k$, khẩu độ cầu xác định theo công thức

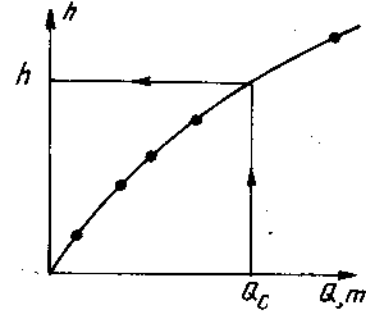
$$b_{tb} = \frac{Q_c}{\varepsilon h_\delta v_c} \quad (10-28)$$

trong đó : v_c - tốc độ nước chảy dưới cầu lấy bằng tốc độ cho phép của vật liệu gia cố ;

b_{tb} - khẩu độ cầu ứng với chiều sâu nước chảy $h_\delta/2$.

Chiều sâu nước dâng trước cầu :

$$H = h_\delta + \frac{\alpha v_c^2}{2g\Psi^2} - \frac{\alpha v_o^2}{2g\Psi^2} \quad (10-29)$$



Hình 10-7
Quan hệ giữa Q và h.

- Căn cứ vào khẩu độ cầu vừa xác định, chọn chiều dài cầu định hình gần nhất và tính lại chiều sâu H ; tốc độ nước chảy dưới cầu v_c .

- Chiều cao nền đường tối thiểu.

$$H_{\text{nền}} = H + 0,5\text{m} ; H_{\text{nền}} = H + h_{\text{áo đường}} \quad (10-30)$$

- Chiều cao cầu tối thiểu.

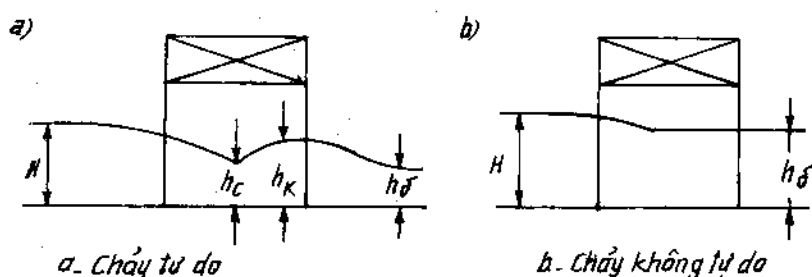
$$H_{\text{cầu}} = 0,88H + t + K, \quad (10-31)$$

trong đó : t - tính không dưới cầu ;

K - chiều cao dầm cầu ;

$0,88H$ - chiều sâu nước chảy dưới cầu.

Theo kinh nghiệm thực tế chỉ nên dùng biện pháp gia cố lòng suối dưới cầu khi khẩu độ cầu dưới 10m. Nếu khẩu độ lớn hơn 10m phải tiến hành so sánh nó với phương án cho phép lòng suối dưới cầu xói đi một chiều sâu nhất định. Nếu độ dốc suối dưới cầu lớn hơn i_k , phải tính toán như dốc nước.



Hình 10-8. Sơ đồ chảy dưới cầu nhỏ.

a - chảy tự do ; b - chảy không tự do.

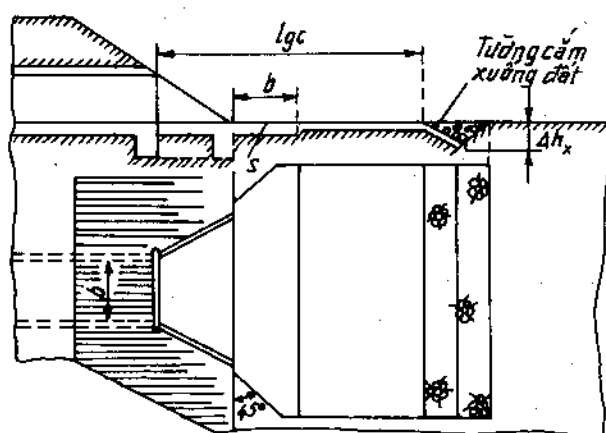
10.4.3. Tính toán khẩu độ cầu nhỏ khi lòng sông dưới cầu không gia cố
Trong trường hợp này khẩu độ cầu và xói lở tính toán như đối với cầu trung và lớn.

10.4.4. Ví dụ tính toán khẩu độ cầu nhỏ được giới thiệu trong phụ lục 26.

10.5. TÍNH XÓI VÀ GIA CỐ SAU CẦU NHỎ VÀ CỐNG

Trong trường hợp chảy tự do, dòng nước khi ra khỏi cầu và cống chảy với tốc độ cao ở vùng sau công trình. Tốc độ ấy tăng gấp khoảng 1,5 lần. Do đó phải thiết kế hạ lưu công trình theo tốc độ nước chảy $v = 1,5v_0$ và cuối phần gia cố phải có đường nghiêng chống xói sâu (h. 10-9).

Chiều dài phần gia cố l_{gc} sau cống nên lấy bằng ba lần khẩu độ cống. Đối với cầu nhỏ chiều dài ấy tính từ mép hạ lưu của kết cấu nhịp, và không được bé hơn hai lần bán kính đáy nón mố cầu.



Hình 10-9
Sơ đồ gia cố hạ lưu cầu và cống.

Chiều sâu chân tường chống xói xác định theo công thức :

$$h_t \geq h_{xoi} + 0,5 \text{ (m)} \quad (10-32)$$

trong đó : h_{xoi} - chiều sâu xói tính toán xác định theo bảng dưới hay theo công thức (10-33), nếu lòng suối là đất dễ xói.

Chiều sâu xói tính toán này phụ thuộc vào chiều sâu nước dâng trước công trình H (do tính khẩu độ mà có) và tỷ số l_{gc}/b .

$$h_x = 2H \sqrt{\frac{b}{b + 2,5l_{gc}}} \quad (10-33a)$$

trong đó : b - khẩu độ công trình.

$$\Delta h_x = h_r \frac{b}{b + 2l_{gc}} \left(\frac{V_r}{V_{ox}} - \frac{V_r}{V_d} \right) \quad (10-33b)$$

h_r , V_r - chiều sâu và tốc độ nước chảy tại mặt cắt khi ra khỏi cầu, cống ;

V_{ox} - tốc độ không xói của đáy suối tại vị trí tính xói.

Hình dạng phân gia cố trên bình đồ kiến nghị làm theo hình 10-9.

10.6. TÍNH TOÁN ĐƯỜNG ĐẬP LỘC NƯỚC (ĐƯỜNG THẨM)

10.6.1. Một số quy định khi thiết kế đường đập lọc nước

- Đường đập lọc nước chỉ dùng khi lưu lượng nhỏ, thường không quá $10 \text{ m}^3/\text{s}$, ở những nơi có sỏi đá, dòng nước ít bùn, ít phù sa và ít rác.
- Khi thiết kế phải đảm bảo độ dốc công trình không được nhỏ hơn 1%.
- Vật liệu để làm đường thấm là đá cỡ $0,2 + 0,5\text{m}$, ổn định trong nước. Đá phải được xếp cẩn thận tạo thành nhiều hàng rỗng theo hướng nước chảy. Trước khi lấp đất lên đường thấm phải có lớp đá dăm và một lớp cỏ lật ngược để cho đất ở trên không lọt xuống làm tắc đường thấm.

- Nếu thiết kế đường thấm theo kiểu không áp, chiều cao đá phải xếp cao hơn mực nước cao nhất 0,25m. Nếu là đường thấm có áp, chiều cao nền đường phải cao hơn mực nước dâng trước công trình 1m.

- Khi dòng chảy có nhiều bùn rác, phải làm đê quai (hình 10-10) để vây chắn bùn rác.

10.6.2. Tính toán đường thấm không áp (hình 10-11a)

a) Công thức tính toán :

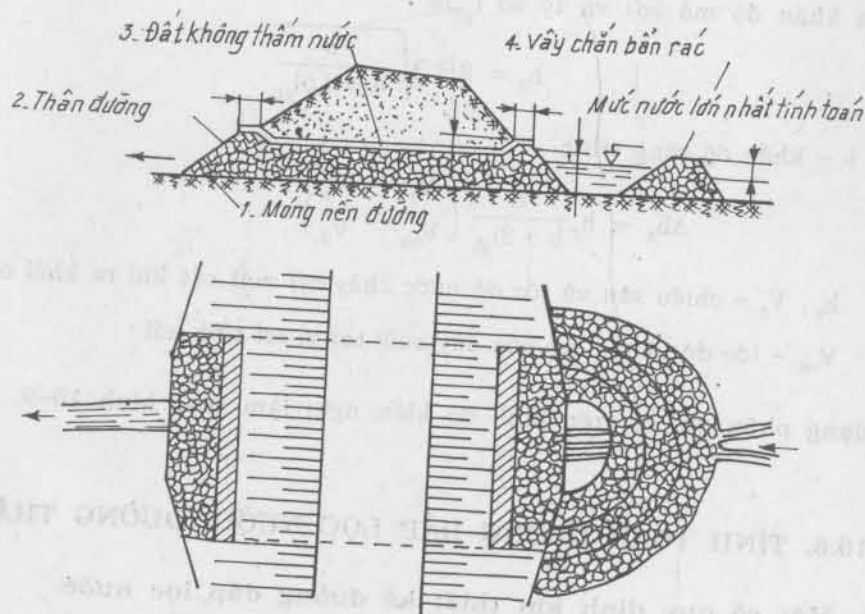
$$h_1^3 - h_2^3 = \frac{Q^2}{b^2} \frac{1}{k_T^2} \quad (10-34)$$

trong đó : h_1 - chiều sâu nước chảy ở thượng lưu công trình ;

h_2 - chiều sâu nước chảy ở hạ lưu công trình (bằng chiều nước chảy ở suối lúc tự nhiên). Trong tính toán thường cho $h_2 = 0$;

k_T - hệ số chảy rối (bảng 10-4) ;

l, b - chiều dài và chiều rộng đường đắp lọc nước.



Hình 10-10

Đê vây chắn bùn rác.

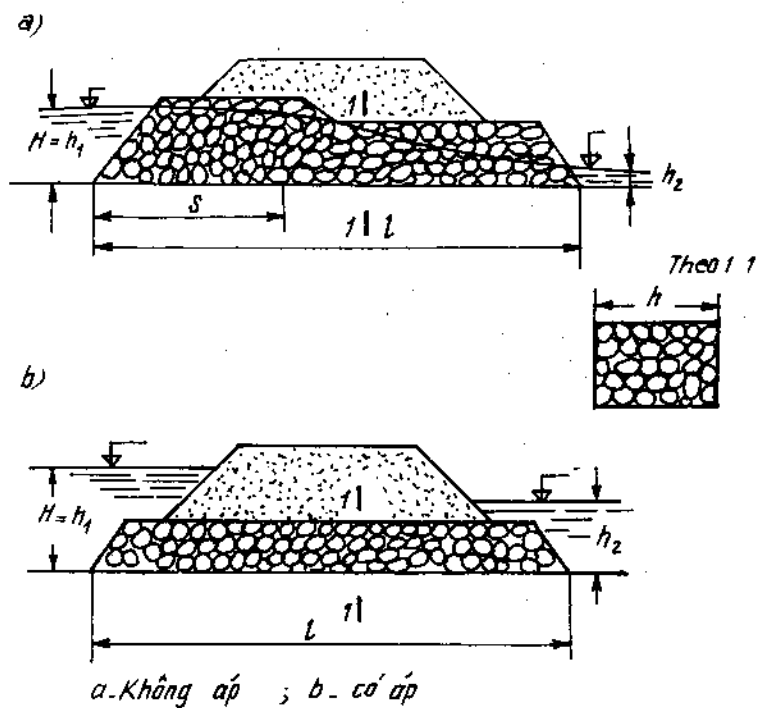
Sơ đồ cấu tạo đường đắp lọc nước có vây chắn bùn rác.

1 - móng nền đường ;

2 - thân đường đắp lọc nước ;

3 - đất không thấm nước ;

4 - vây chắn bùn rác.



Hình 10-11. Sơ đồ đường thấm.
a - không áp ; b - có áp.

Bảng 10-4

Đường kính đá quy về hình tròn (cm)	Loại đá			Đường kính đá quy về hình tròn (cm)	Loại đá		
	Nhấn	Trung bình	Nhọn		Nhấn	Trung bình	Nhọn
5	0,15	0,17	0,19	25	0,39	0,44	0,49
10	0,25	0,26	0,29	30	0,43	0,50	0,53
15	0,30	0,33	0,37	40	0,50	0,56	0,62
20	0,35	0,39	0,45	50	0,56	0,63	0,70

b) Trình tự tính toán :

- Tính chiều sâu nước dâng trước đường thấm :

$$H = h_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 k_T^2} + h_2^3} \quad (10-35)$$

với $h_2 = 0$.

- Xác định dạng đường đắp lọc nước. Muốn vậy phải vẽ đường cong nước hạ trong đường đắp lọc nước ; đường cong ấy biểu thị bằng phương trình :

$$h_s = \sqrt[3]{h_1^6 - \frac{Q^2 S}{b^2 k_T^2}} = f(S) \quad (10-36)$$

trong đó : h_s - chiều sâu nước tại điểm tính toán ;
S - cự ly từ cửa vào đến điểm tính toán.

Nếu chiều cao nền đường đã khống chế thì bài toán tiến hành ngược lại ; biết h_1, h_2 xác định b .

10.5.3. Tính toán đường thấm có áp (hình 10-11b) công thức tính toán

$$H = \frac{h_d}{2} + l(I_\psi - I_c) \quad (10-37)$$

trong đó : H - chiều sâu nước trước đường thấm ;

h_d - chiều cao lớp đá của đường thấm ;

I_c - độ dốc đường thấm ;

I_ψ - độ dốc thủy lực ;

$$I_\psi = \frac{Q^2}{\omega^2 k_T^2} \quad (10-38)$$

Q - Lưu lượng tính toán ;

ω - tiết diện đường thấm.

10.7. TÍNH TOÁN ĐƯỜNG TRÀN

Thiết kế đường tràn cần chú ý các điểm sau :

- Mức nước tràn trên mặt đường không được vượt quá các trị số ghi trong bảng 10-5.

Bảng 10-5

Chiều sâu nước tràn cho phép trên mặt đường tràn

Vận tốc nước chảy (m/s)	Chiều sâu nước tràn qua đường (m)		
	Ô tô	Xe xích	Xe thô sơ
< 1,5	0,5	0,7	0,4
1,5 ÷ 2	0,4	0,6	0,3
> 2	0,3	0,5	0,2

- Trên đường tràn phải bố trí hệ thống cọc tiêu để báo phạm vi phần xe chạy và cọc thủy chế để báo mực nước ngập ;

- Độ dốc ta luy đường tràn quy định là 1 : 1 ÷ 1 : 1,5 ở phía thượng lưu và 1 : 3 ÷ 1 : 5 ở phía hạ lưu ;

- Mái ta luy và mặt đường tràn phải bảo đảm không bị xói làm bằng bê tông, gia cố nhựa hay lát đá. Đặc biệt phải chú ý gia cố giải đất ven chân ta luy để phòng xói khi nước chảy từ mái ta luy xuống. Chiều rộng gia cố đối với thượng lưu là 2m, hạ lưu (2,5 ÷ 3) lần vận tốc nước chảy.

Đường tràn có thể làm kết hợp với cầu tràn, cống hay đường thấm.

Khả năng thoát nước qua đường tràn được xác định dựa vào công thức đập tràn đỉnh rộng.

$$Q_{Tr} = \delta_{ng} m b \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (10-39)$$

trong đó : δ_{ng} - hệ số triết giảm do hạ lưu bị ngập, phụ thuộc vào tỷ số

$$K_n = \frac{h_n}{H_o}, \text{ lấy như sau :}$$

$K_n \leq$	0,8	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98
δ_{ng}	1	0,99	0,97	0,95	0,90	0,84	0,78	0,70	0,60	0,40

h_n - chiều sâu ngập ở hạ lưu tính từ mép đường tràn ;

H_o - chiều cao cột nước tính từ mép nền đường về phía thượng lưu (hình 10-12) ;

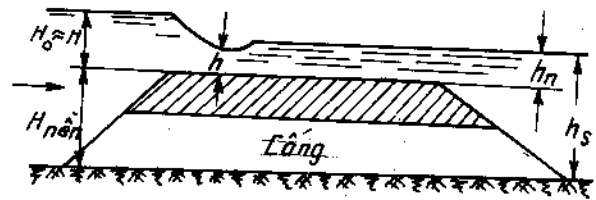
m - hệ số lưu lượng khi đập chảy theo chế độ tự do, xác định theo bảng 10-6 ;

b - chiều dài đường tràn hay chiều rộng của dòng chảy tràn qua đường phụ thuộc vào chiều sâu nước tràn qua đường, xác định theo trắc dọc đường ;

g - gia tốc trọng trường.

Chiều sâu nước chảy trên đường tràn, loại chảy tự do ($h_n \leq 0,8H_o$) có thể xác định theo bảng (10-6) bằng cách nhân hệ số K_c với H_o . Đối với loại chảy theo chế độ chảy ngập ($h_n > 0,8H_o$) chiều sâu nước chảy trên đường tràn.

$$h_c \approx h_n = h_\delta - H_{nền}$$



Hình 10-12. Sơ đồ tính đường tràn.

(h_δ - chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên tại lòng sông ở hạ lưu đường tràn, xác định như chỉ dẫn trong hình 10-7).

Khả năng thoát nước qua cống của đường tràn liên hợp được xác định theo công thức sau.

Khi hạ lưu cống không bị ngập ($h_\delta < 1,3h_k$) :

$$Q_c = \varepsilon \Psi \omega_d \sqrt{2g(H_{nền} + h_o - \varepsilon h_d)} \quad (10-40)$$

trong đó : ε - hệ số thu hẹp, lấy bằng 0,65 ;

Ψ - hệ số vận tốc, lấy bằng 0,85 ;

h_d, ω_d - chiều cao và tiết diện cống có khẩu độ d ;

$H_{nền}$ - chiều cao đắp nền đường.

Khi hạ lưu cống bị ngập ($h_\delta \geq 1,3h_k$)

$$Q_c = \varepsilon \Psi \omega_d \sqrt{2g(H_{nền} + H_o - h_\delta)} \quad (10-41)$$

Vận tốc nước chảy trên đường tràn tính theo công thức :

$$v_{tr} = \frac{Q_{tr}}{bh_c} \quad (10-42)$$

trong đó : h_c - chiều sâu nước tràn qua đường.

Vận tốc nước chảy trên mái ta luy đường tràn xác định như trên dốc nước :

$$v_o = \frac{q^{2/5} i^{3/10}}{n_a^{3/5}} \quad (10-43)$$

trong đó : q - lưu lượng nguyên tố chảy trên 1 mét dài đường tràn :

$$q = \delta_{ng} m \sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

i - độ dốc mái ta luy đường tràn phía hạ lưu ;

n_a - hệ số nhám có xét tới ảnh hưởng của bọt khí $n_a = n \cdot a$;

n - hệ số nhám của mái ta luy ;

a - hệ số lần khi lấy theo bảng 10-7.

Chiều sâu nước chảy trên mái ta-luy đường tràn :

$$h_o = \frac{q^{3/5} n_a}{i^{3/10}} \quad (10-44)$$

Để giải thích điều kiện ngập của bước nhảy thủy lực ở hạ lưu đường tràn cần so sánh chiều sâu sau bước nhảy thủy lực h_o'' với chiều sâu nước chảy h_j . Nếu $h_j > h_o''$, nước chảy theo chế độ chảy ngập và vận tốc nước chảy tại chân ta luy đường tràn xác định dựa vào chiều sâu h_j . Nếu $h_j \leq h_o''$, thì sau ta luy xuất hiện bước nhảy thủy lực và gây xói lớn ở chân ta luy đường tràn. Chiều sâu xói được xác định theo công thức của M.S. Vuzơgô :

$$\Delta \text{ xói} = 1,85 h_o'' - h_j \quad (10-45)$$

trong đó : h_o'' có thể xác định theo công thức :

$$h_o'' = 0,45 v_o h_o^{1/2} \quad (10-46)$$

v_o , h_o - tốc độ và chiều sâu nước chảy trên mái ta luy.

Chiều sâu chân tường chống xói ở chân mái dốc hạ lưu phải sâu hơn chiều sâu xói 0,5m.

Xét hiện tượng tích nước trước công trình trong tính toán đường tràn có thể tiến hành một cách chính xác bằng cách giải gần đúng dần phương trình cân bằng lượng nước ở cuối mỗi thời gian t như giới thiệu trong mục 10-2.

Hình 10-13 giới thiệu ví dụ về cách giải theo phương trình :

$$W_Q = W_a + W_c + W_{tr} \quad (10-47)$$

trong đó : W_Q - thể tích dòng chảy từ lưu vực về công trình ;

W_a - lượng nước tích trước công trình ;

W_c - thể tích nước chảy qua cống ;

$W_c = 0,03 Q_c^t$ (nghìn m^3) ;

W_{tr} - thể tích nước tràn qua đường $W_{tr} = 0,03 Q_{tr} t$, (nghìn m^3) ;

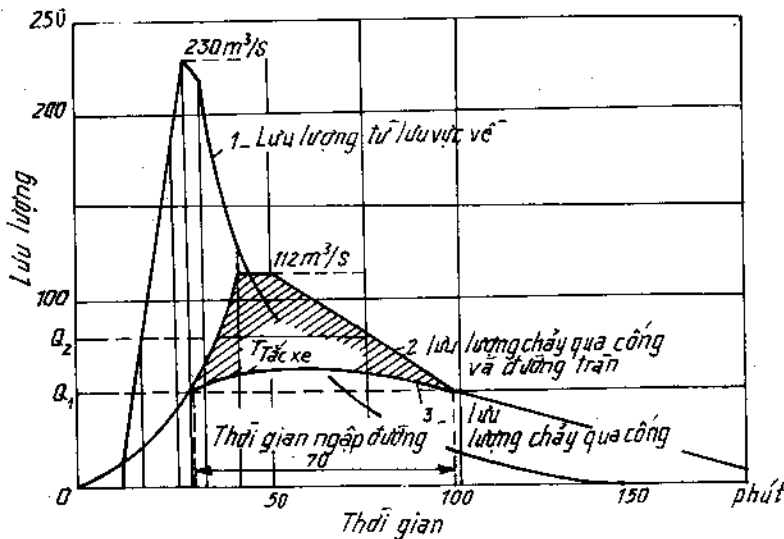
Các ký hiệu khác dùng như cũ.

Bảng 10-6

Hệ số lưu lượng m và chiều sâu tương đối $K_c = \frac{H_c}{H_0}$

(H_0 - Chiều sâu nước chảy tại mặt cắt thu hẹp trên đường tràn)

$\frac{H_{nén}}{H_0}$	Theo Pikalốp		Theo Chertauxốp	
	m	k_c	m	k_c
∞	0,300	0,424	0,300	0,447
3	0,324	0,458	0,320	0,470
2	0,329	0,483	0,328	0,490
1	0,339	0,500	0,341	0,510
0,5	0,357	0,558	0,356	0,576
0,064	0,381	0,641	0,376	0,647



Hình 10-13

Dùng đồ thị thủy lực tính toán đường tràn có cống.

Dựa vào đồ thị 10-13 có thể xác định thời gian đường bị ngập và thời gian đình chỉ thông xe như sau : tính lưu lượng chảy qua công trình ứng với chiều cao nước dâng ở phía thượng lưu bằng chiều cao nền đắp Q_1 và ứng với khi nước tràn trên mặt đường bằng trị số cho phép của bảng 10-5 (Q_2). Với các lưu lượng đặc trưng đã xác định ở trên, dựa vào đồ thị hình 10-13 xác định thời gian ngập đường và thời gian đình chỉ thông xe ($T_{tắc xe}$).

PHẦN PHỤ LỤC

Phụ lục 1

a) Trị số $K = 1 + C_v\phi$

Chu kỳ		10 000	1000	600	300	200	100	50	25	20	15	10	5	2	1,00	Cs	
Tần suất %		0,01	0,1	0,2	0,33	0,5	1	2	4	5	6,67	10	20	50	99,9	17	
Cs	rv																
Cv																	
1	1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
	0,1	1,40	1,32	1,30	1,28	1,27	1,24	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,08	1,00	0,70	0,1	
	0,2	1,81	1,67	1,62	1,58	1,55	1,49	1,42	1,36	1,34	1,30	1,26	1,17	0,99	0,45	0,2	
	0,3	2,25	2,03	1,95	1,88	1,84	1,75	1,64	1,55	1,52	1,46	1,39	1,25	0,99	0,25	0,3	
	0,4	2,70	2,39	2,30	2,21	2,15	2,03	1,88	1,74	1,70	1,62	1,53	1,34	0,97	0,11	0,4	
	0,5	3,15	2,77	2,64	2,53	2,45	2,31	2,15	1,95	1,90	1,80	1,68	1,42	0,96	0,04	0,5	
	0,6	3,57	3,14	2,95	2,86	2,76	2,59	2,40	2,18	2,10	2,00	1,83	1,51	0,93	0,01	0,6	
	0,7	3,94	3,48	3,30	3,18	3,06	2,87	2,60	2,38	2,31	2,16	1,99	1,59	0,89	0,00	-0,7	
	0,8	4,31	3,88	3,64	3,48	3,37	3,15	2,90	2,62	2,52	2,36	2,16	1,69	0,83	0,00	0,8	
	0,9	4,63	4,18	3,93	3,85	3,68	3,45	3,08	2,86	2,76	2,35	2,35	1,78	0,76	0,00	0,9	
1,0	4,91	4,44	4,30	4,12	4,04	3,78	3,45	3,14	3,04	2,57	2,57	1,88	0,67	0,00	1,0		
1,5	0,1	1,89	1,33	1,30	1,28	1,27	1,24	1,20	1,18	1,17	1,16	1,13	1,10	1,00	0,72	0,15	
	0,2	1,86	1,70	1,60	1,61	1,57	1,51	1,42	1,36	1,34	1,30	1,26	1,17	0,99	0,47	0,30	
	0,3	2,39	2,11	2,00	1,96	1,90	1,79	1,67	1,57	1,53	1,46	1,40	1,25	0,98	0,28	0,45	
	0,4	2,94	2,54	2,41	2,34	2,24	2,09	1,92	1,78	1,72	1,64	1,54	1,32	0,96	0,15	0,60	
	0,5	3,55	3,02	2,84	2,74	2,60	2,41	2,20	1,99	1,92	1,83	1,69	1,41	0,93	0,07	0,75	
	0,6	4,20	3,53	3,30	3,17	3,00	2,75	2,48	2,18	2,13	1,97	1,82	1,45	0,90	0,02	0,90	
	0,7	4,87	4,05	3,80	3,62	3,42	3,11	2,73	2,43	2,35	2,17	1,96	1,55	0,86	0,00	1,05	
	0,8	5,99	4,60	4,30	4,02	3,85	3,48	3,00	2,70	2,56	2,38	2,11	1,61	0,81	0,00	1,20	
	0,9	6,37	5,21	4,54	4,52	4,32	3,90	3,49	2,94	2,80	2,60	2,27	1,67	0,76	0,00	1,35	
	1,0	7,19	5,82	5,40	5,15	4,70	4,31	3,75	3,20	3,05	2,80	2,42	1,72	0,70	0,00	1,50	
	1,1	8,01	6,58	6,02	5,70	5,30	4,73	4,10	3,40	3,28	2,95	2,50	1,75	0,62	0,00	1,65	
	1,2	8,82	7,12	6,60	6,23	5,87	5,21	4,40	3,70	3,54	3,15	2,70	1,77	0,54	0,00	1,80	

Phụ lục 1 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
2	0,1	1,42	1,34	1,32	1,39	1,28	1,26	1,22	1,19	1,17	1,15	1,73	1,08	1,00	0,72	0,2
	0,2	1,92	1,73	1,68	1,64	1,59	1,52	1,45	1,36	1,35	1,39	1,26	1,16	0,99	0,49	0,4
	0,3	2,57	2,19	2,10	2,02	1,94	1,83	1,72	1,59	1,54	1,47	1,40	1,24	0,97	0,32	0,6
	0,4	3,20	2,70	2,56	2,45	2,33	2,16	1,98	1,80	1,74	1,66	1,53	1,31	0,95	0,19	0,8
	0,5	3,93	3,27	3,02	2,91	2,70	2,51	2,27	2,01	1,94	1,82	1,67	1,38	0,92	0,11	1,0
	0,6	4,58	3,89	3,62	3,42	3,20	2,89	2,58	2,25	2,15	2,07	1,81	1,44	0,88	0,05	1,2
	0,7	5,81	4,57	4,20	3,96	3,68	2,28	2,89	2,48	2,36	2,18	1,94	1,54	0,84	0,02	1,4
	0,8	6,85	5,30	4,82	4,55	4,19	3,71	3,24	2,72	2,57	2,82	2,06	1,54	0,80	0,01	1,6
	0,9	7,89	6,08	5,60	5,16	4,73	4,15	3,53	3,20	2,78	2,55	2,19	1,58	0,75	0,00	1,8
	1,0	9,21	6,91	6,20	5,81	5,30	4,61	3,85	3,22	3,00	2,72	2,30	1,61	0,69	0,00	2,1
	1,1	10,48	7,76	6,90	6,47	5,86	5,06	4,22	3,42	3,22	2,85	2,41	1,62	0,64	0,00	2,2
	1,2	10,80	8,65	7,75	7,19	6,50	5,50	4,48	3,62	3,45	3,02	2,50	1,63	0,58	0,00	2,4
3	0,1	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,25	1,21	1,19	1,17	1,15	1,14	1,09	0,99	0,73	0,3
	0,2	2,06	1,80	1,74	1,69	1,63	1,55	1,47	1,39	1,36	1,34	1,25	1,16	0,98	0,53	0,6
	0,3	2,86	2,26	2,31	2,12	2,02	1,88	2,74	1,59	1,54	1,48	1,39	1,23	0,95	0,38	0,9
	0,4	3,78	3,09	2,79	2,64	2,48	2,25	2,04	1,81	1,75	1,65	1,52	1,29	0,93	0,27	1,2
	0,5	5,00	3,75	3,42	3,21	3,00	2,66	2,38	2,05	1,74	1,88	1,63	1,33	0,90	0,19	1,5
	0,6	6,28	4,58	4,11	3,82	3,50	3,07	2,65	2,25	2,14	1,95	1,76	1,38	0,86	0,13	1,8
	0,7	7,70	5,40	4,90	4,44	4,00	3,99	3,04	2,50	2,35	2,14	1,87	1,42	0,82	0,09	2,1
	0,8	10,21	6,31	5,50	5,11	4,58	3,92	3,25	2,71	2,61	2,35	1,97	1,45	0,78	0,06	2,4
	0,9	11,00	7,33	6,41	5,84	5,21	4,40	3,61	2,90	2,70	2,42	2,09	1,49	0,74	0,03	2,7
	1,0	12,80	8,43	7,25	6,62	5,85	4,88	3,96	3,12	2,89	2,58	2,15	1,49	0,70	0,02	3,0
	1,1	14,83	9,54	8,20	7,40	6,50	5,37	4,30	3,32	3,05	2,72	2,24	1,49	0,66	0,01	3,3
	1,2	16,56	10,68	9,20	8,21	7,15	5,85	4,62	3,52	3,23	2,84	2,31	1,50	0,61	0,01	3,6
4	0,1	1,51	1,38	1,36	1,34	1,30	1,25	1,22	1,19	1,17	1,15	1,11	1,00	0,99	0,75	0,4
	0,2	2,20	1,87	1,80	1,73	1,67	1,58	1,48	1,41	1,36	1,32	1,26	1,15	0,98	0,56	0,8
	0,3	3,15	2,53	2,35	2,23	2,10	1,94	1,78	1,62	1,55	1,48	1,38	1,21	0,95	0,93	1,2
	0,4	4,35	3,29	3,04	2,81	2,60	2,34	2,10	1,85	1,75	1,63	1,57	1,26	0,92	0,33	1,6
	0,5	5,90	4,20	3,72	3,45	3,13	2,77	2,41	2,05	1,93	1,81	1,61	1,31	0,89	0,26	2,0
	0,6	7,70	5,07	4,50	4,09	3,69	3,17	2,65	2,21	2,11	1,91	1,72	1,34	0,85	0,19	2,4
	0,7	9,59	6,05	5,24	4,76	4,35	3,59	2,95	2,42	2,28	2,08	1,82	1,37	0,82	0,14	2,8
	0,8	11,40	7,02	6,10	5,46	4,81	4,01	3,10	2,62	2,45	2,23	1,92	1,40	0,76	0,10	3,6
	0,9	13,25	8,12	6,90	6,18	5,38	4,43	3,53	2,83	2,60	2,37	2,00	1,41	0,75	0,08	4,0
	1,0	15,60	9,25	7,70	6,94	6,02	4,90	3,83	2,96	2,77	2,45	2,05	1,42	0,71	0,05	4,4
	1,1	17,65	10,42	8,75	7,71	6,65	5,35	4,10	3,12	2,92	2,56	2,12	1,43	0,67	0,04	4,4
	1,2	20,71	11,65	9,80	8,53	7,31	5,82	4,51	3,40	3,07	2,70	2,18	1,43	0,63	0,03	4,8
	1,5	28,20	15,20	12,20	10,95	9,17	7,20	5,40	3,90	3,50	3,00	2,25	1,43	0,51	0,00	5,0

Phụ lục 1 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	0,1	1,54	1,40	1,36	1,34	1,51	1,27	1,21	1,18	1,17	1,14	1,13	1,08	0,99	0,25	0,5
	0,2	2,34	1,95	1,83	1,78	1,70	1,61	1,51	1,40	1,36	1,32	1,26	1,25	0,97	0,59	1,0
	0,3	3,43	2,66	2,46	2,31	2,16	1,98	1,80	1,61	1,55	1,48	1,27	1,21	0,94	0,47	1,5
	0,4	4,91	3,51	3,16	2,92	2,69	2,38	2,08	1,82	1,74	1,63	1,49	1,25	0,92	0,37	2,0
	0,5	6,65	4,44	3,92	3,52	3,21	2,79	2,40	2,02	1,90	1,77	1,60	1,30	0,88	0,29	2,5
	0,6	8,70	5,40	4,62	4,22	3,77	3,21	2,70	2,20	2,08	1,92	1,70	1,32	0,85	0,23	3,0
	0,7	10,70	6,43	5,45	4,91	4,34	3,65	3,00	2,42	2,22	2,10	1,79	1,34	0,82	0,18	3,5
	0,8	12,71	7,54	6,30	5,69	4,93	4,06	3,26	2,61	2,41	2,18	1,86	1,36	0,78	0,14	4,0
	0,9	15,05	8,64	7,25	6,41	5,52	4,80	3,60	2,80	2,54	2,30	1,94	1,36	0,75	0,10	4,5
	1,0	17,41	9,83	8,10	7,15	6,17	4,95	3,92	2,96	2,71	2,41	2,00	1,39	0,71	0,08	5,0
	1,1	20,00	10,96	9,10	7,90	6,85	5,33	4,30	3,24	2,85	2,58	2,05	1,40	0,68	0,06	5,5
	1,2	22,73	12,14	10,10	8,63	7,35	5,75	4,51	3,82	2,98	2,61	2,11	1,41	0,65	0,04	6,0
6	0,1	1,37	1,42	1,58	1,35	1,32	1,29	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,08	0,99	0,75	0,6
	0,2	2,48	2,02	1,92	1,85	1,77	1,63	1,52	1,40	1,37	1,31	1,25	1,14	0,97	0,61	1,2
	0,3	2,75	2,80	2,59	2,38	2,22	2,01	1,82	1,63	1,55	1,40	1,37	1,19	0,94	0,50	1,8
	0,4	5,48	3,50	3,30	2,38	2,73	2,40	2,21	1,83	1,73	1,60	1,47	1,23	0,91	0,40	2,4
	0,5	7,30	4,58	4,07	3,64	3,26	2,81	2,40	2,01	1,89	1,75	1,54	1,27	0,88	0,43	3,0
	0,6	9,39	5,54	4,78	4,31	3,82	3,22	2,68	2,20	2,05	1,86	1,66	1,30	0,85	0,26	3,6
	0,7	11,50	6,57	5,60	5,00	4,58	3,63	2,95	2,38	2,20	2,00	1,73	1,32	0,79	0,21	4,2
	0,8	13,80	7,63	6,40	5,66	4,93	4,03	3,22	2,55	2,36	2,12	1,82	1,34	0,75	0,16	4,8
	0,9	16,40	8,79	7,30	6,38	5,51	4,44	3,51	2,75	2,51	2,25	1,90	1,36	0,72	0,12	5,4
	1,0	18,90	10,00	8,18	7,16	6,11	4,86	3,81	2,90	2,66	2,36	1,96	1,37	0,68	0,09	6,0
	1,1	21,50	11,18	9,20	7,91	6,71	5,27	4,10	3,10	2,00	2,45	2,03	1,37	0,66	0,08	6,6
	1,2	24,00	12,39	10,00	8,67	7,51	5,69	4,40	3,22	2,90	2,53	2,08	1,38	0,57	0,06	7,2
	1,5	30,00	15,55	12,50	10,50	9,08	6,95	5,11	3,65	3,25	2,75	2,22	1,40	0,57	0,05	9,0

Phụ lục 1 (tiếp)

b) Hệ số phốt che ϕ khi $C_s \geq 0$ (theo Phôtche - Rupkin)
đường cong tần suất Piécson III)

C_s	Tần suất P%									
	0,1	0,33	1	2	5	10	20	25	30	40
0,00	3,09	2,75	2,33	2,04	1,64	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25
0,05	3,16	2,76	2,36	2,07	1,65	1,28	0,84	0,66	0,52	0,24
0,10	3,23	2,82	2,40	2,10	1,67	1,29	0,84	0,66	0,51	0,24
0,15	3,31	2,88	2,44	2,11	1,68	1,30	0,84	0,66	0,50	0,23
0,20	3,38	2,93	2,47	2,15	1,70	1,30	0,83	0,65	0,50	0,22
0,25	3,45	2,99	2,50	2,18	1,71	1,30	0,82	0,64	0,49	0,21
0,30	3,52	3,04	2,54	2,20	1,72	1,31	0,82	0,64	0,48	0,20
0,35	3,59	3,10	2,58	2,22	1,73	1,32	0,82	0,64	0,48	0,20
0,40	3,66	3,15	2,61	2,25	1,75	1,32	0,82	0,63	0,47	0,19
0,45	3,74	3,20	2,64	2,26	1,76	1,32	0,82	0,62	0,46	0,18
0,50	3,81	3,27	2,68	2,30	1,77	1,32	0,81	0,62	0,46	0,17
0,55	3,88	3,31	2,72	2,32	1,78	1,32	0,80	0,62	0,45	0,16
0,60	3,96	3,36	2,75	2,34	1,80	1,33	0,80	0,61	0,44	0,16
0,65	4,03	3,40	2,78	2,35	1,81	1,33	0,80	0,60	0,44	0,15
0,70	4,10	3,48	2,82	2,37	1,82	1,33	0,78	0,59	0,43	0,14
0,75	4,17	3,52	2,86	2,41	1,83	1,34	0,78	0,58	0,42	0,13
0,80	4,21	3,60	2,89	2,43	1,84	1,34	0,78	0,58	0,41	0,12
0,85	4,31	3,64	2,92	2,45	1,85	1,34	0,78	0,58	0,40	0,12
0,90	4,38	3,70	2,96	2,48	1,86	1,34	0,77	0,57	0,40	0,11
0,95	4,46	3,75	2,99	2,50	1,87	1,34	0,76	0,56	0,39	0,10
1,00	4,55	3,81	3,02	2,53	1,88	1,34	0,76	0,55	0,38	0,09
1,05	4,60	3,86	3,06	2,54	1,88	1,34	0,75	0,54	0,37	0,08
1,10	4,67	3,88	3,09	2,56	1,89	1,34	0,74	0,54	0,36	0,07
1,15	4,74	3,95	3,12	2,59	1,90	1,34	0,74	0,53	0,36	0,06
1,20	4,81	4,04	3,15	2,61	1,91	1,34	0,73	0,52	0,35	0,05
1,25	4,88	4,05	3,18	2,62	1,92	1,34	0,72	0,52	0,35	0,04
1,30	4,95	4,08	3,21	2,64	1,92	1,34	0,72	0,51	0,33	0,04
1,35	5,02	4,10	3,24	2,66	1,93	1,34	0,72	0,50	0,32	0,03
1,40	5,09	4,12	3,27	2,67	1,94	1,34	0,71	0,49	0,31	0,02
1,45	5,16	4,20	3,30	2,69	1,94	1,34	0,70	0,48	0,30	0,01
1,50	5,23	4,28	3,33	2,71	1,95	1,33	0,70	0,47	0,30	0,00
1,55	5,30	4,30	3,36	2,72	1,96	1,33	0,69	0,46	0,29	-0,01
1,60	5,37	4,33	3,39	2,73	1,96	1,33	0,68	0,46	0,28	-0,02
1,65	5,44	4,41	3,42	2,76	1,96	1,32	0,67	0,45	0,27	-0,02
1,70	5,50	4,45	3,44	2,78	1,97	1,32	0,66	0,44	0,26	-0,03
1,75	5,57	4,48	3,47	2,80	1,98	1,32	0,65	0,43	0,25	-0,04
1,80	5,64	4,53	3,50	2,82	1,98	1,32	0,64	0,42	0,24	-0,05
1,85	5,70	4,58	3,52	2,84	1,98	1,32	0,64	0,41	0,23	-0,06
1,90	5,77	4,62	3,55	2,85	1,99	1,34	0,63	0,40	0,22	-0,07

Phụ lục 1 (tiếp)

C _i	Tần suất P%									
	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9
0,00	-0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09
0,05	-0,01	-0,26	-0,52	-0,68	-0,84	-1,28	-1,62	-1,86	-2,29	-3,02
0,10	-0,02	-0,27	-0,53	-0,68	-0,85	-1,27	-1,61	-1,84	-2,25	-2,95
0,15	-0,02	-0,28	-0,54	-0,68	-0,85	-1,26	-1,60	-1,82	-2,22	-2,88
0,20	-0,03	-0,28	-0,55	-0,69	-0,85	-1,26	-1,58	-1,79	-2,18	-2,81
0,25	-0,04	-0,29	-0,56	-0,70	-0,85	-1,25	-1,56	-1,77	-2,14	-2,74
0,30	-0,05	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,55	-1,75	-2,10	-2,61
0,35	-0,06	-0,30	-0,56	-0,70	-0,85	-1,24	-1,53	-1,72	-2,06	-2,60
0,40	-0,07	-0,31	-0,57	-0,71	-0,85	-1,23	-1,52	-1,70	-2,03	-2,54
0,45	-0,08	-0,32	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,51	-1,68	-2,00	-2,47
0,50	-0,08	-0,33	-0,58	-0,71	-0,85	-1,22	-1,49	-1,66	-1,96	-2,40
0,55	-0,09	-0,34	-0,58	-0,72	-0,85	-1,21	-1,47	-1,64	-1,92	-2,32
0,60	-0,10	-0,34	-0,59	-0,72	-0,85	-1,20	-1,45	-1,61	-1,88	-2,27
0,65	-0,11	-0,35	-0,60	-0,72	-0,85	-1,19	-1,44	-1,59	-1,84	-2,20
0,70	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,85	-1,18	-1,42	-1,57	-1,81	-2,14
0,75	-0,12	-0,36	-0,60	-0,72	-0,86	-1,18	-1,40	-1,54	-1,78	-2,08
0,80	-0,13	-0,37	-0,60	-0,73	-0,86	-1,17	-1,38	-1,52	-1,74	-2,02
0,85	-0,14	-0,38	-0,60	-0,73	-0,86	-1,16	-1,36	-1,49	-1,70	-1,96
0,90	-0,15	-0,38	-0,61	-0,73	-0,85	-1,15	-1,35	-1,47	-1,66	-1,90
0,95	-0,16	-0,38	-0,62	-0,73	-0,85	-1,14	-1,34	-1,44	-1,62	-1,84
1,00	-0,16	-0,39	-0,62	-0,73	-0,85	-1,13	-1,32	-1,42	-1,59	-1,79
1,05	-0,17	-0,40	-0,62	-0,74	-0,85	-1,12	-1,30	-1,40	-1,56	-1,74
1,10	-0,18	-0,41	-0,62	-0,74	-0,85	-1,10	-1,28	-1,38	-1,52	-1,68
1,15	-0,18	-0,42	-0,62	-0,74	-0,84	-1,09	-1,26	-1,36	-1,48	-1,63
1,20	-0,19	-0,42	-0,63	-0,74	-0,84	-1,08	-1,24	-1,33	-1,45	-1,58
1,25	-0,20	-0,42	-0,63	-0,74	-0,84	-1,07	-1,22	-1,30	-1,42	-1,53
1,30	-0,21	-0,43	-0,63	-0,74	-0,84	-1,06	-1,20	-1,28	-1,38	-1,48
1,35	-0,22	-0,44	-0,64	-0,74	-0,84	-1,05	-1,18	-1,26	-1,35	-1,44
1,40	-0,22	-0,44	-0,64	-0,73	-0,83	-1,04	-1,17	-1,23	-1,32	-1,39
1,45	-0,23	-0,44	-0,64	-0,73	-0,82	-1,03	-1,15	-1,21	-1,29	-1,35
1,50	-0,24	-0,45	-0,64	-0,73	-0,82	-1,02	-1,13	-1,19	-1,26	-1,31
1,55	-0,24	-0,46	-0,64	-0,73	-0,82	-1,00	-1,12	-1,16	-1,23	-1,28
1,60	-0,25	-0,46	-0,64	-0,73	-0,81	-0,99	-1,10	-1,11	-1,20	-1,24
1,65	-0,26	-0,46	-0,64	-0,72	-0,81	-0,98	-1,08	-1,12	-1,17	-1,20
1,70	-0,27	-0,47	-0,64	-0,72	-0,81	-0,97	-1,06	-1,10	-1,14	-1,17
1,75	-0,28	-0,48	-0,64	-0,72	-0,80	-0,96	-1,04	-1,08	-1,12	-1,14
1,80	-0,28	-0,48	-0,61	-0,72	-0,80	-0,94	-1,02	-1,06	-1,09	-1,11
1,85	-0,28	-0,48	-0,61	-0,72	-0,80	-0,93	-1,00	-1,01	-1,06	-1,08
1,90	-0,29	-0,48	-0,61	-0,72	-0,79	-0,92	-0,98	-1,01	-1,01	-1,05

Phụ lục 1 (tiếp)

C ₂	Tần suất P%									
	0,1	0,33	1	2	5	10	20	25	30	40
1,95	5,84	4,65	3,58	2,87	2,00	1,30	0,62	0,40	0,21	-0,08
2,00	5,91	4,70	3,60	2,89	2,00	1,30	0,61	0,39	0,20	-0,08
2,05	5,99	4,75	3,63	2,92	2,00	1,30	0,60	0,39	0,20	-0,09
2,10	6,06	4,80	3,65	2,93	2,00	1,29	0,60	0,38	0,19	-0,10
2,15	6,13	4,84	3,68	2,94	2,01	1,28	0,59	0,38	0,18	-0,10
2,20	6,20	4,91	3,70	2,96	2,01	1,28	0,58	0,37	0,17	-0,11
2,25	6,27	4,95	3,72	2,98	2,01	1,27	0,57	0,36	0,16	-0,12
2,30	6,34	4,98	3,75	2,99	2,01	1,27	0,56	0,35	0,15	-0,12
2,35	6,40	5,02	3,77	3,00	2,01	1,26	0,55	0,34	0,14	-0,13
2,40	6,47	5,08	3,79	3,02	2,01	1,25	0,54	0,33	0,13	-0,14
2,45	6,54	5,15	3,81	3,03	2,01	1,25	0,54	0,32	0,13	-0,14
2,50	6,60	5,19	3,83	3,04	2,01	1,24	0,53	0,32	0,12	-0,15
2,55	6,67	5,21	3,85	3,05	2,01	1,23	0,52	0,31	0,11	-0,16
2,60	6,73	5,28	3,87	3,07	2,01	1,23	0,51	0,30	0,10	-0,17
2,65	6,80	5,31	3,89	3,08	2,01	1,22	0,50	0,29	0,09	-0,18
2,70	6,86	5,32	3,91	3,10	2,01	1,21	0,49	0,28	0,08	-0,18
2,75	6,92	5,37	3,93	3,11	2,02	1,21	0,48	0,27	0,07	-0,19
2,80	6,99	5,39	3,95	3,12	2,02	1,20	0,47	0,27	0,06	-0,20
2,85	7,05	5,40	3,97	3,13	2,02	1,20	0,46	0,28	0,05	-0,21
2,90	7,12	5,48	3,99	3,14	2,02	1,19	0,45	0,26	0,04	-0,21
2,95	7,18	5,53	4,00	3,15	2,02	1,18	0,44	0,25	0,04	-0,22
3,00	7,22	5,55	4,02	3,16	2,02	1,18	0,42	0,25	0,03	-0,23
3,10	7,29	5,55	4,09	3,20	1,97	1,11	0,37	0,17	0,010	-0,23
3,20	7,35	5,60	4,11	3,22	1,96	1,09	0,35	0,15	-0,006	-0,25
3,30	7,44	5,63	4,15	3,23	1,95	1,08	0,33	0,13	-0,022	-0,26
3,40	7,54	5,71	4,18	3,24	1,94	1,06	0,31	0,11	-0,036	-0,27
3,50	7,64	5,78	4,21	3,25	1,93	1,04	0,29	0,08	-0,049	-0,28
3,60	7,72	5,84	4,24	3,26	1,93	1,03	0,28	0,06	-0,072	-0,28
3,70	7,86	5,90	4,26	3,27	1,91	1,01	0,26	0,06	-0,084	-0,29
3,80	7,97	5,96	4,29	3,28	1,90	1,00	0,24	0,03	-0,095	-0,30
3,90	8,08	6,02	4,32	3,29	1,90	0,98	0,23	0,02	-0,11	-0,30
4,00	8,17	6,08	4,34	3,30	1,90	0,96	0,21	0,01	-0,12	-0,31
4,10	8,29	6,13	4,36	3,31	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31
4,20	8,38	6,18	4,39	3,32	1,88	0,93	0,19	-0,01	-0,13	-0,31
4,30	8,49	6,22	4,40	3,31	1,87	0,92	0,17	-0,02	-0,14	-0,32
4,40	8,60	6,27	4,42	3,31	1,86	0,91	0,15	-0,03	-0,15	-0,32
4,50	8,69	6,31	4,44	3,35	1,85	0,89	0,14	-0,04	-0,16	-0,32
4,60	8,79	6,33	4,46	3,35	1,84	0,87	0,13	-0,05	-0,18	-0,32
4,70	8,89	6,40	4,49	3,36	1,83	0,85	0,11	-0,06	-0,18	-0,32
4,80	8,96	6,44	4,50	3,37	1,81	0,82	0,10	-0,08	-0,19	-0,32
4,90	9,04	6,48	4,51	3,37	1,80	0,80	0,08	-0,09	-0,19	-0,33
5,00	9,12	6,52	4,54	3,37	1,78	0,78	0,07	-0,10	-0,20	-0,33
5,10	9,20	6,55	4,57	3,37	1,76	0,76	0,05	-0,11	-0,21	-0,33
5,20	9,27	6,58	4,59	3,38	1,74	0,73	0,04	-0,12	-0,21	-0,33

C _s	Tần suất P%									
	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9
1,95	-0,30	-0,48	-0,64	-0,72	-0,78	-0,91	-0,96	-0,99	-1,02	-1,02
2,00	-0,31	-0,49	-0,64	-0,71	-0,78	-0,90	-0,95	-0,97	-0,99	-1,00
2,05	-0,32	-0,49	-0,64	-0,71	-0,77	-0,89	-0,94	-0,95	-0,96	-0,98
2,10	-0,32	-0,49	-0,64	-0,70	-0,76	-0,88	-0,93	-0,93	-0,94	-0,95
2,15	-0,32	-0,49	-0,63	-0,70	-0,76	-0,86	-0,92	-0,92	-0,92	-0,93
2,20	-0,33	-0,49	-0,63	-0,69	-0,75	-0,85	-0,90	-0,90	-0,90	-0,91
2,25	-0,34	-0,49	-0,63	-0,68	-0,74	-0,83	-0,88	-0,88	-0,89	-0,89
2,30	-0,34	-0,49	-0,62	-0,68	-0,73	-0,82	-0,86	-0,86	-0,87	-0,87
2,35	-0,34	-0,50	-0,62	-0,67	-0,72	-0,81	-0,84	-0,84	-0,85	-0,85
2,40	-0,35	-0,50	-0,62	-0,66	-0,71	-0,79	-0,82	-0,82	-0,83	-0,83
2,45	-0,36	-0,50	-0,62	-0,66	-0,70	-0,78	-0,80	-0,80	-0,82	-0,82
2,50	-0,36	-0,50	-0,61	-0,65	-0,70	-0,77	-0,79	-0,79	-0,80	-0,80
2,55	-0,36	-0,50	-0,61	-0,65	-0,69	-0,75	-0,78	-0,78	-0,78	-0,78
2,60	-0,37	-0,50	-0,60	-0,64	-0,68	-0,74	-0,76	-0,76	-0,77	-0,77
2,65	-0,37	-0,50	-0,60	-0,64	-0,67	-0,73	-0,75	-0,75	-0,75	-0,75
2,70	-0,38	-0,50	-0,60	-0,63	-0,67	-0,72	-0,73	-0,73	-0,74	-0,74
2,75	-0,38	-0,50	-0,59	-0,63	-0,66	-0,71	-0,72	-0,72	-0,72	-0,73
2,80	-0,38	-0,50	-0,59	-0,62	-0,65	-0,70	-0,71	-0,71	-0,71	-0,71
2,85	-0,39	-0,50	-0,59	-0,62	-0,64	-0,69	-0,70	-0,70	-0,70	-0,70
2,90	-0,39	-0,50	-0,58	-0,61	-0,64	-0,67	-0,68	-0,68	-0,69	-0,69
2,95	-0,40	-0,50	-0,58	-0,61	-0,63	-0,66	-0,67	-0,67	-0,68	-0,68
3,00	-0,40	-0,50	-0,57	-0,60	-0,62	-0,65	-0,66	-0,66	-0,67	-0,67
3,10	-0,40	-0,51	-0,58	-0,60	-0,62	-0,64	-0,64	-0,65	-0,65	-0,65
3,20	-0,41	-0,51	-0,57	-0,59	-0,61	-0,62	-0,62	-0,62	-0,62	-0,62
3,30	-0,41	-0,50	-0,56	-0,58	-0,59	-0,60	-0,61	-0,61	-0,61	-0,61
3,40	-0,41	-0,50	-0,55	-0,57	-0,58	-0,59	-0,59	-0,59	-0,59	-0,59
3,50	-0,41	-0,50	-0,54	-0,55	-0,56	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57	-0,57
3,60	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,56	-0,56	-0,56	-0,56	-0,56
3,70	-0,42	-0,48	-0,52	-0,52	-0,54	-0,54	-0,54	-0,54	-0,54	-0,54
3,80	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53	-0,53
3,90	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51	-0,51
4,00	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50
4,10	-0,41	-0,46	-0,48	-0,48	-0,49	-0,49	-0,49	-0,49	-0,49	-0,49
4,20	-0,41	-0,47	-0,47	-0,47	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48	-0,48
4,30	-0,40	-0,44	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46
4,40	-0,40	-0,44	-0,45	-0,45	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46	-0,46
4,50	-0,40	-0,43	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44
4,60	-0,40	-0,42	-0,43	-0,43	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44
4,70	-0,40	-0,42	-0,42	-0,42	-0,43	-0,43	-0,43	-0,43	-0,43	-0,43
4,80	-0,39	-0,41	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42	-0,42
4,90	-0,39	-0,40	-0,41	-0,41	-0,41	-0,41	-0,41	-0,41	-0,41	-0,41
5,00	-0,38	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40
5,10	-0,38	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39	-0,39
5,20	-0,37	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38	-0,38

Phụ lục 1 (tiếp)

c) Hệ số Phôtche ϕ khi $C_s \leq 0$ (theo Phôtche - Rưpkin)

C_s	Tần suất P%									
	0,1	0,33	1	2	5	10	20	25	30	40
-0,0	3,09	2,71	2,33	2,04	1,54	1,28	0,84	0,67	0,52	0,25
-0,1	2,95	2,60	2,25	1,98	1,61	1,27	0,85	0,68	0,53	0,27
-0,2	2,81	2,53	2,18	1,92	1,58	1,26	0,85	0,69	0,55	0,28
-0,3	2,67	2,39	2,10	1,88	1,55	1,24	0,85	0,70	0,56	0,30
-0,4	2,54	2,30	2,03	1,82	1,52	1,23	0,85	0,71	0,57	0,31
-0,5	2,40	2,18	1,96	1,78	1,49	1,22	0,85	0,71	0,58	0,33
-0,6	2,27	2,08	1,88	1,72	1,45	1,20	0,85	0,72	0,59	0,34
-0,7	2,14	1,98	1,81	1,66	1,42	1,18	0,85	0,72	0,60	0,36
-0,8	2,02	1,88	1,74	1,60	1,38	1,17	0,85	0,73	0,60	0,37
-0,9	1,90	1,78	1,66	1,54	1,35	1,15	0,85	0,73	0,61	0,38
-1,0	1,79	1,69	1,59	1,50	1,32	1,13	0,85	0,73	0,62	0,39
-1,1	1,68	1,60	1,52	1,48	1,28	1,10	0,85	0,74	0,62	0,41
-1,2	1,58	1,52	1,45	1,36	1,24	1,08	0,84	0,74	0,63	0,42
-1,3	1,48	1,44	1,38	1,31	1,20	1,06	0,84	0,74	0,63	0,43
-1,4	1,39	1,36	1,32	1,26	1,17	1,04	0,83	0,73	0,64	0,44
-1,5	1,31	1,30	1,26	1,22	1,13	1,02	0,82	0,73	0,64	0,45
-1,6	1,24	1,23	1,20	1,16	1,10	0,99	0,81	0,73	0,64	0,46
-1,7	1,17	1,16	1,14	1,12	1,06	0,97	0,81	0,72	0,64	0,47
-1,8	1,11	1,10	1,09	1,06	1,02	0,94	0,80	0,72	0,64	0,48
-1,9	1,05	1,05	1,04	1,02	0,98	0,92	0,79	0,72	0,64	0,48
-2,0	0,999	0,997	0,99	0,99	0,95	0,90	0,78	0,71	0,64	0,49
-2,1	0,95	0,95	0,94	0,94	0,93	0,88	0,76	0,70	0,64	0,49
-2,2	0,91	0,90	0,90	0,90	0,90	0,85	0,75	0,69	0,63	0,49
-2,3	0,87	0,87	0,87	0,86	0,86	0,82	0,73	0,68	0,62	0,49
-2,4	0,83	0,83	0,83	0,83	0,82	0,79	0,71	0,66	0,62	0,50
-2,5	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,77	0,70	0,65	0,61	0,50
-2,6	0,77	0,77	0,77	0,76	0,76	0,74	0,68	0,64	0,60	0,50
-2,7	0,74	0,74	0,74	0,73	0,73	0,72	0,67	0,63	0,60	0,50
-2,8	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,70	0,65	0,62	0,59	0,50
-2,9	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,67	0,64	0,61	0,58	0,50
-3,0	0,67	0,67	0,67	0,66	0,66	0,65	0,62	0,60	0,57	0,50

Phụ lục 1 (tiếp)

C _a	Tần suất P%									
	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9
-0,00	0,00	-0,25	-0,52	-0,67	-0,84	-1,28	-1,64	-1,88	-2,33	-3,09
-0,10	0,02	-0,24	-0,51	-0,66	-0,84	-1,29	-1,67	-1,92	-2,40	-3,23
-0,2	0,03	-0,22	-0,50	-0,65	-0,83	-1,30	-1,70	-1,96	-2,47	-3,38
-0,3	0,05	-0,20	-0,48	-0,64	-0,82	-1,31	-1,72	-2,00	-2,54	-3,52
-0,4	0,07	-0,19	-0,47	-0,63	-0,82	-1,32	-1,75	-2,01	-2,61	-3,66
-0,5	0,08	-0,17	-0,46	-0,62	-0,81	-1,32	-1,77	-2,08	-2,68	-3,81
-0,6	0,10	-0,16	-0,44	-0,61	-0,80	-1,33	-1,80	-2,12	-2,75	-3,96
-0,7	0,12	-0,14	-0,43	-0,59	-0,79	-1,33	-1,82	-2,15	-2,82	-4,10
-0,8	0,13	-0,12	-0,41	-0,58	-0,78	-1,34	-1,84	-2,18	-2,89	-4,21
-0,9	0,15	-0,11	-0,40	-0,57	-0,77	-1,34	-1,86	-2,22	-2,96	-4,38
-1,0	0,16	-0,09	-0,38	-0,55	-0,76	-1,34	-1,88	-2,25	-3,02	-4,53
-1,1	0,18	-0,07	-0,36	-0,54	-0,74	-1,34	-1,89	-2,28	-3,09	-4,67
-1,2	0,19	-0,05	-0,35	-0,52	-0,73	-1,34	-1,91	-2,31	-3,15	-4,81
-1,3	0,21	-0,04	-0,33	-0,51	-0,72	-1,34	-1,92	-2,34	-3,21	-4,95
-1,4	0,23	-0,02	-0,31	-0,49	-0,71	-1,34	-1,94	-2,37	-3,27	-5,09
-1,5	0,24	0,00	-0,30	-0,47	-0,69	-1,33	-1,95	-2,39	-3,33	-5,23
-1,6	0,25	0,02	-0,28	-0,46	-0,68	-1,33	-1,96	-2,42	-3,39	-5,37
-1,7	0,27	0,03	-0,26	-0,44	-0,66	-1,32	-1,97	-2,44	-3,44	-5,50
-1,8	0,28	0,05	-0,24	-0,42	-0,64	-1,32	-1,98	-2,46	-3,50	-5,64
-1,9	0,29	0,07	-0,22	-0,40	-0,63	-1,31	-1,99	-2,49	-3,55	-5,77
-2,0	0,31	0,08	-0,20	-0,39	-0,61	-1,30	-2,00	-2,51	-3,60	-5,94
-2,1	0,32	0,10	-0,19	-0,38	-0,60	-1,29	-2,00	-2,53	-3,65	-6,06
-2,2	0,33	0,11	-0,17	-0,37	-0,58	-1,28	-2,01	-2,55	-3,70	-6,20
-2,3	0,34	0,12	-0,15	-0,35	-0,56	-1,27	-2,01	-2,56	-3,75	-6,34
-2,4	0,35	0,14	-0,13	-0,33	-0,54	-1,25	-2,01	-2,57	-3,79	-6,47
-2,5	0,36	0,15	-0,12	-0,32	-0,53	-1,24	-2,01	-2,58	-3,83	-6,60
-2,6	0,37	0,17	-0,10	-0,30	-0,51	-1,23	-2,01	-2,59	-3,87	-6,73
-2,7	0,38	0,18	-0,08	-0,28	-0,49	-1,21	-2,01	-2,60	-3,91	-6,86
-2,8	0,38	0,20	-0,06	-0,27	-0,47	-1,20	-2,02	-2,61	-3,95	-6,99
-2,9	0,39	0,21	-0,04	-0,26	-0,45	-1,19	-2,02	-2,62	-3,99	-7,12
-3,0	0,40	0,23	-0,03	-0,25	-0,42	-1,18	-2,02	-2,63	-1,02	-7,29

Hệ số nhám của sông thiên nhiên

T.T	Hệ số nhám lòng sông	$\frac{1}{n}$	n	γ
1	Sông thiên nhiên có những điều kiện đặc biệt (bờ nhẵn nhụi, dòng thẳng không trở ngại, nước chảy dễ dàng)	40	0,025	1,20
2	Sông vùng đồng bằng luôn có nước chảy (chủ yếu là sông lớn) điều kiện nước chảy và lòng sông đặc biệt tốt. Sông nước chảy có mùa, sông (sông lớn và trung) tình hình nước chảy, hình dạng lòng sông tốt.	30	0,035	2,00
3	Sông vùng đồng bằng luôn có nước chảy và tương đối sạch, hướng nước chảy có đôi chỗ không thẳng, hay thẳng nhưng đáy có đôi chỗ lồi lõm (có bãi nổi, hố nước xói, có đá lác đác). Sông nước chảy có mùa, lòng sông là đất, nước chảy dễ dàng.	25	0,040	2,75
4	Sông lớn và trung có nhiều trở ngại cục bộ, quanh co, có chỗ mọc cây, có nhiều đá, mặt nước chảy không phẳng. Sông chảy có mùa, khi lũ về mang theo nhiều cát, bùn, lòng sông có đá tròn to hoặc có mọc che lấp.	20	0,050	3,75
5	Bãi của sông lớn và trung tương đối ưu việt, bãi có mọc cỏ, bụi cây hay sù với số lượng trung bình.	15	0,060	5,50
6	Sông chảy có mùa cực kỳ trở ngại, khúc khuỷu. Bãi sông không bằng phẳng, cây cỏ mọc nhiều, lòng sông có chỗ nước xói.	12,5	0,080	7,00
7	Sông miền núi có những đá cuội và đá to, mặt nước sông không phẳng.	12,5	0,080	7,00
8	Sông có bãi, cây cỏ mọc đặc biệt rậm rạp (nước chảy chậm) và có những vực do xói sâu, rộng.	10,0	0,100	9,00
9	Sông miền núi có nhiều đá lớn, nước chảy sinh bọt tung tóe, mặt nước khúc khuỷu...	7,5	0,133	12,00
10	Bãi sông như trên nhưng hướng nước chảy xiên nhiều. Sông ở miền núi có thác, lòng sông khúc khuỷu có những đá to, nước chảy sinh bọt nhiều và át hết mọi âm thanh, nói với nhau nghe thật khó khăn.	5,0	0,20	20,00
	Sông ở miền núi có những đặc trưng như trên. Sông có cây cối mọc rậm, có những bụi, có nhiều chỗ nước ứ đọng. Bãi sông có những khúc chết rộng, có những chỗ thật sâu. Sông có bùn đá trôi.			
	Bãi sông có cây lớn mọc rậm			
	<i>Ghi chú</i> - Bảng hệ số nhám trên dùng để tính vận tốc nước chảy của sông theo công thức Sêđi - Maninh và Sêđi - Badanh khi không điều tra được hệ số nhám tại thực địa.			
	Công thức Sêđi - Badanh :			
	$v = c \sqrt{RI}$			
	$C = \frac{87}{1 + \frac{v}{\sqrt{R}}}$			
	Công thức Sêđi - Maninh			
	$v = C \sqrt{RI} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$			
	$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$			

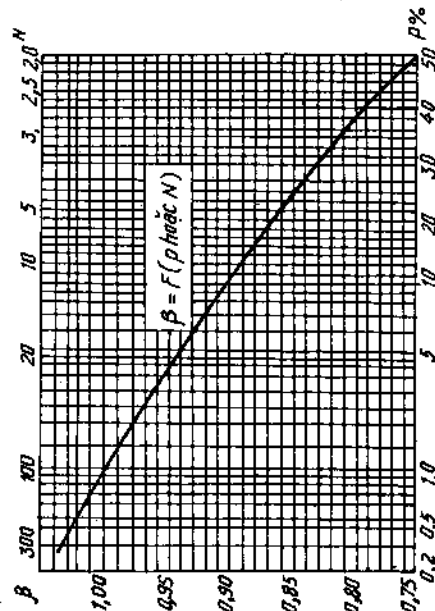
Phụ lục 3

Biểu lưu tốc thiên nhiên trong lòng sông khi nước lũ có tần suất $P = 1\%$

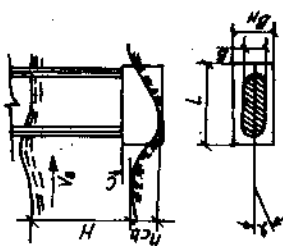
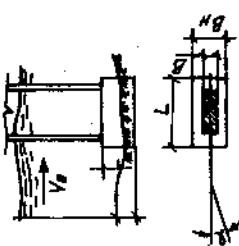
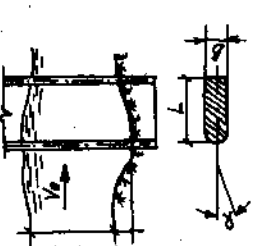
Số hiệu	Đặc trưng của đất ở đáy sông		Đường kính bình quân của hạt cát (mm)	Trị số lưu tốc bình quân thiên nhiên với độ sâu khác nhau của lòng sông ở mực nước tính										
				Độ sâu bình quân của lòng sông										
	2	3		4	5	6	9	10	12	14	16	18		
1	Cát nhỏ chứa bùn		0,15	0,56	0,67	0,75	0,83	0,90	1,01	1,11	1,20	1,28	1,35	1,41
2	Cát nhỏ và đất		0,50	0,72	0,86	0,96	1,05	1,13	1,28	1,39	1,50	1,61	1,70	1,78
3	Cát vừa và cát nhỏ lẫn sỏi		1,0	0,89	1,05	1,19	1,29	1,36	1,55	1,71	1,84	1,95	2,04	β
4	Cát to và cát nhỏ lẫn sỏi		2,5	1,11	1,50	1,45	1,59	1,69	1,88	2,05	2,20	2,34	2,46	1,00
5	Sỏi lẫn cát to		6,0	1,36	1,57	1,74	1,90	2,01	2,22	2,24	2,57	2,78		0,95
6	Cuội nhỏ lẫn sỏi và cát		15,0	1,70	1,95	2,12	2,35	2,41	2,64	2,84	3,02	3,20		0,90
7	Cuội trung lẫn cát và sỏi		26,0	2,05	2,33	2,36	2,74	2,90	3,14	3,37	3,57			0,85
8	Cuội lớp lẫn sỏi		60,0	2,46	2,77	3,00	3,10	2,35	3,64	3,90	4,12			0,80
9	Đá học lẫn sỏi và cuội		140,0	3,00	3,36	3,62	3,89	4,03	4,39	4,65				0,75
10	Đá học lớn lẫn cuội		250,0	3,57	3,96	4,24	4,51	4,70	5,04	5,34				0,72
11	Đá khối lẫn đá học		450,0	4,19	4,60	4,85	5,15	5,35	5,70					
12	Đá khối lớn		750,0	4,90	5,31	5,80	5,87	6,07	6,45					
13	Khi dung trọng khô của đất sét nhão và đất sét pha cát $\gamma_c = 1,0$			0,82	0,97	1,10	1,22	1,31	1,42	1,65	1,77	1,89	2,00	
14	Khi dung trọng khô của đất sét vừa và đất sét pha cát $\gamma_c = 1,4$			1,11	1,28	1,44	1,53	1,63	1,80	1,95	2,07	2,18		
15	Khi dung trọng khô của đất sét chặt và đất sét pha cát $\gamma_c = 1,8$			1,49	1,67	1,80	1,92	20,3	2,21	2,36	2,46			

Phụ chú

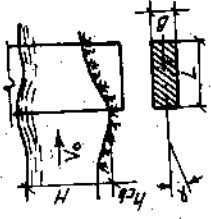
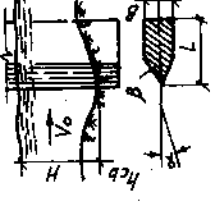
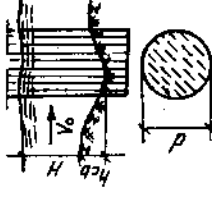
Khi đổi thành tần suất lũ thiết kế khác, trị số ghi trong biểu phải nhân với hệ số β .
 β tính ở đồ giải sau



Hệ số hình dạng trụ cầu K_ξ

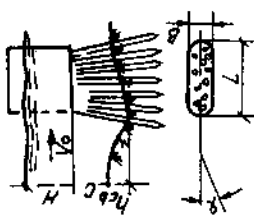
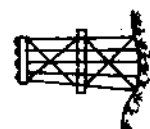
Thứ tự	Loại trụ	K _ξ								Chiều rộng trụ tính toán
1		C/H α°	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	Khi tính nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ Khi nước chảy xiên góc : 1) $B_t = (L - B_0) \sin \alpha_0 + B_0$, nếu $\frac{C}{H} \leq 0,3$ $B_0 = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$, nếu $\frac{C}{H} > 0,3$ 2) $B = L \sin \alpha + B_0 \cos \alpha$ $B_0 = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$	
		0°	8,5	9,9	11,5	12,1				
		10°	8,7	10,1	11,8	12,1				
		20°	9,0	10,3	11,7	12,2				
		30°	10,3	11,3	12,1					
		40°	11,3	12,0						
Chú ý : Khi tính nước chảy xiên góc với hướng của trụ thì nếu $\frac{H}{B} < 1$ cần phải xác định trị số B_t theo công thức $B_t = B_0 (\sin \alpha - \cos \alpha)$										
2		12,4							Khi tính nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ Khi nước chảy xiên góc $B_t = L \sin \alpha + B_0 \cos \alpha$ $B_0 = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$	
		Xem chú ý của loại 1								
3		α°	0°	10°	20°	30°	40°	Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$ Khi nước chảy xiên góc với trụ $B_t = (L - B) \sin \alpha + B$		
		K _ξ	8,5	8,9	9,0	10,2	11,3			
		Xem chú ý của loại 1								

Phụ lục 4 (tiếp)

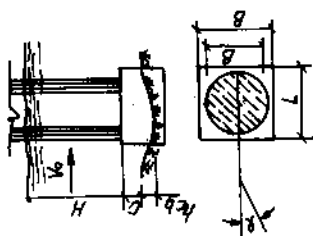
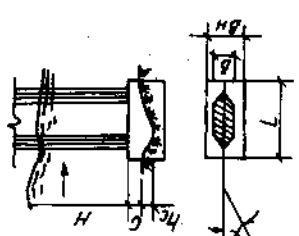
Thứ tự	Loại trụ	K_{ξ}	Chiều rộng trụ tính toán								
4		12,4	<p>Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$</p> <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ : $B_t = L \sin \alpha + B \cos \alpha$</p>								
5		<table border="1"> <tr> <td>α°</td><td>120°</td><td>90°</td><td>60°</td></tr> <tr> <td>K_{ξ}</td><td>12,2</td><td>10,0</td><td>7,3</td></tr> </table>	α°	120°	90°	60°	K_{ξ}	12,2	10,0	7,3	<p>Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$</p> <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ : $B_t = (L - B) \sin \alpha + B$</p>
α°	120°	90°	60°								
K_{ξ}	12,2	10,0	7,3								
6		10,0	$B = d$								

Xem chú ý của loại 1

Phụ lục 4 (tiếp)

Thứ tự	Loại trụ	K_{ξ}	Chiều rộng trụ tính toán																																				
7		$K_{\xi} = f\left(\frac{C}{B}, \alpha^{\circ}\right)$ <table><tr><th>C/B α°</th><th>0</th><th>2</th><th>4</th><th>8</th><th>12</th></tr><tr><td>0°</td><td>8,5</td><td>7,5</td><td>6,76</td><td>5,98</td><td>5,4</td></tr><tr><td>10°</td><td>8,7</td><td>7,7</td><td>6,8</td><td>6,1</td><td>5,5</td></tr><tr><td>20°</td><td>9,0</td><td>7,8</td><td>7,1</td><td>6,2</td><td>5,6</td></tr><tr><td>30°</td><td>10,5</td><td>8,6</td><td>7,5</td><td>6,3</td><td>5,7</td></tr><tr><td>40°</td><td>11,2</td><td>9,2</td><td>7,9</td><td>6,7</td><td>5,9</td></tr></table>	C/B α°	0	2	4	8	12	0°	8,5	7,5	6,76	5,98	5,4	10°	8,7	7,7	6,8	6,1	5,5	20°	9,0	7,8	7,1	6,2	5,6	30°	10,5	8,6	7,5	6,3	5,7	40°	11,2	9,2	7,9	6,7	5,9	<p>Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$</p> <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ : $B_t = (L - B)\sin\alpha + B$</p>
C/B α°	0	2	4	8	12																																		
0°	8,5	7,5	6,76	5,98	5,4																																		
10°	8,7	7,7	6,8	6,1	5,5																																		
20°	9,0	7,8	7,1	6,2	5,6																																		
30°	10,5	8,6	7,5	6,3	5,7																																		
40°	11,2	9,2	7,9	6,7	5,9																																		
8		$K_{\xi} = 5,5$	$B_t = B$																																				

Phụ lục 4 (tiếp)

Thứ tự	Loại trụ	K _ξ										Chiều rộng trụ tính toán
9		$\beta = 90^\circ$										Xem quy định đối với loại 1
10		$\beta = 60^\circ$										Khi nước chảy thẳng góc với trụ $B_t = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ Khi nước chảy xiên góc với trụ nếu $\frac{C}{H} \leq 0,3$ $B_t = (L - B_0) \sin \alpha + B_0 \frac{C}{H}$ $B_0 = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ nếu $\frac{C}{H} > 0,3$ $B_t = L \sin \alpha + B_0 \cos \alpha$ $B_0 = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$

Các kích thước tối thiểu của khổ giới hạn gầm cầu

a) Dành cho sông thông thuyền (theo HCT 103-52)

Cấp đường sông	Tính chất của cấp đường	Chiều sâu bảo đảm thuyền đi lại (m)	Chiều sâu dòng cho tàu trung bình qua lại (m)	Chiều cao khổ giới hạn gầm cầu TK - (m)	Chiều cao khổ giới hạn (h, m)		Chiều rộng khổ giới hạn (B, m)			Chiều rộng khổ giới hạn gầm cầu (b, m)
					Cầu vĩnh cứu	Cầu tạm	Cầu vĩnh cứu		Cầu tạm dùng cho hai chiều	
							Đối với nhịp xuôi dòng khí có bề gỗ trôi	Đối với nhịp ngược dòng khí có bề gỗ trôi và đối với nhịp dùng cho 2 chiều khí không có bề gỗ hay có bề gỗ nhỏ		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	Đường trục chính	> 2	> 3	$\geq 13,5$	≥ 5	-	≥ 140	≥ 120	-	Đối với đường cấp I, II, III
II	Đường trục	1,6 - 2,6	2,4 - 3	12,5	4	-	140	100	-	
III	Đường trục	1,1 - 2	1,65 - 2,4	10	3,5	-	120	80	-	
IV	Đường có ý nghĩa địa phương	0,8 - 1,4	1,35 - 1,65	10	2,5	-	80	60	50	$b = \frac{2}{3} B$
V	- nt -	0,6 - 1,1	1,0 - 1,35	3,5	2	1,5	60	40	30	nếu sự lên xuống mức nước thuyền bề không quá 4m ; nếu sự lên xuống mức nước thuyền bề quá 4m và đối với đường thủy cấp IV, V, VI, V thì dùng
VI	Sông con	0,45 - 0,80	1,75 - 1,0	3,5	1,5	1,5	40	20	20	
VII	- nt -	$< 0,6$	$< 0,75$		1,0	1,0	20	10	-	$b = \frac{1}{2} B$

b) Sông không thông thuyền

T.T	Tên các yếu tố của cầu	Tĩnh không nhỏ nhất (m)		
		Trên mực nước tính toán có xét tới nước dâng		Trên mực nước cao nhất ($P = 0,3\%$ có xét tới nước dâng dâng ở đường sắt)
		Dùng trên đường sắt	Dùng trên đường bộ	
1	Dây dầm :			
	a - khi chiều sâu bé hơn 1m	0,50	0,50	0,25
	b - khi chiều sâu lớn hơn 1m	0,75	0,50	0,25
	c - có vật trôi	1,50	1,00	1,00
2	Tám kê dưới gối cầu	0,25	0,25	-
3	Mép dưới chân vòm	0,25	-	-
4	Mặt dưới của các thành liên kết dọc của dầm cầu gỗ	0,25	0,25	-

c) Quy định tạm thời về kích thước tĩnh không thuyền dưới cầu vòm

Cấp sông thông thuyền	Chiều cao tĩnh không H, m	Chiều cao tĩnh không biên h, m	Chiều rộng tĩnh không (m)			
			Sông thiên nhiên và sông máng nước		Sông đào	
			B	b	B	b
1	12,5	7,5	70	60	50	40
2	11,0	7,0	70	60	50	40
3	10,9	6,0	60	45	40	33
4	8,0	5,0	45	35	30	23
5	5,5	4,0	35	27	25	20
6	4,5	3,0	10	7,5	10	7
7	3,8	-	7,5	-	7,5	-

d) Phân cấp kênh, sông và kích thước tối thiểu tĩnh không cầu và dây điện theo TCVN 5664 - 1992

1994 - 1994

Cấp	Kích thước luồng lạch					Kích thước công trình			
	Sông thiên nhiên		Kênh đào		Bán kính cong	Cầu		Tĩnh không dây điện chưa kể phần an toàn từ trường	
	Chiều sâu nước	Chiều rộng đáy	Chiều sâu nước	Chiều rộng đáy		Khẩu độ thông thuyền			Chiều cao tĩnh không
						Sông	Kênh		
I	>3,0	>90	>4,0	>50	>700	80	50	10	12
II	2÷3,0	70÷90	3÷4,0	40÷50	500÷700	60	40	9	11
III	1,5÷2,0	50÷70	2,5÷3,0	30÷50	300÷500	50	30	7	9
IV	1,2÷1,5	30÷50	2,0÷2,5	20÷30	200÷300	40	25	6(5)	8
V	1,0÷1,2	20÷30	1,2÷2,0	10÷20	100÷200	25	20	3,5	8
VI	<1,0	10÷20	<1,2	10	60÷150	15	10	2,5	8

Ghi chú : Trị số trong ngoặc () được phép dùng khi có sự đồng ý của cơ quan có thẩm quyền. Chiều rộng, chiều sâu và bán kính cong của luồng lạch được xác định ứng với MN về mùa cạn có tần suất 95%.

Các kích thước về chiều cao và khẩu độ tĩnh không thông thuyền của TCVN được xác định ứng với mực nước thông thuyền. MNTT là mực nước đỉnh lũ có tần suất 5% và trong trường hợp đặc biệt có thể tính với mực nước 10% nếu được sự đồng ý của cấp có thẩm quyền.

Tĩnh không dây điện qua sông quy định là khoảng không tính từ vị trí có độ võng thấp nhất của dây đến mực nước cao nhất và chưa tính tới chiều cao an toàn (tùy theo mức độ nguy hiểm của đường dây).

Phụ lục 6

a) Vận tốc cho phép không xói của các loại gia cố

T.T	Loại gia cố	Chiều sâu dòng nước			
		0,4	1,0	2,0	3,0
		Tốc độ nước chảy trung bình, m/s			
1	2	3	4	5	6
1	Lát cỏ nằm (trên nền chắc)	0,9	1,2	1,3	1,4
	Lát cỏ chống thành tường	1,5	1,8	2,0	2,2
2	Đổ đá ba và đá hộc với kích thước đá từ 7,5cm và lớn hơn	Theo phụ lục 6B và nhân thêm với hệ số 0,9			
3	Đổ đá hai lớp trong lưới đan với kích thước khác nhau	Theo phụ lục 6B và nhân với hệ số 1,1			
4	Lát đá một lớp trên lớp guột hay rơm rạ (lớp này không bé hơn 5cm) a - loại đường kính 15cm b - - nt - 20cm c - - nt - 25cm				
		2,0	2,5	3,0	3,5
		2,5	3,0	3,5	4,0
		3,0	3,5	4,0	4,5
5	Lát đá trên lớp đá dăm hay sỏi (lớp đá dăm không bé hơn 10cm) a - bằng đá cỡ 15cm b - - nt - 20cm c - - nt - 25cm				
		2,5	3,0	3,5	4,5
		3,0	3,5	4,0	4,5
		3,5	4,0	4,5	5,0
6	Lát đá cần thận, các kẽ có chèn chặt đá con, trên lớp đá dăm (hay sỏi). Lớp đá dăm không bé hơn 10cm a - bằng đá cỡ 20cm b - - nt - 25cm c - - nt - 30cm				
		3,5	4,5	5,0	5,5
		4,0	4,5	5,5	5,5
		4,5	5,0	6,0	6,0
7	Lát đá hai lớp trên lớp đá dăm (hay sỏi) : lớp dưới đá cỡ 15cm, lớp trên 20cm (lớp đá dăm lót không bé hơn 10cm)	3,5	4,5	5,0	5,5
8	Gia cố bằng bó thân cây hay cành cây trên nền đá dăm chặt (để gia cố tạm thời) a - lớp gia cố 20 - 25cm b - với các chiều dày khác	-	2,0	2,5	
		Nhu mục 8a nhân với hệ số điều chỉnh $0,2\sqrt{h_{gc}}$; h_{gc} - chiều dày lớp gia cố			
9	Gia cố mềm bằng thân cây : a - khi chiều dày là 50cm b - với các chiều dày khác	2,5	3,0	3,5	-
		Nhu mục 9a nhân thêm với hệ số điều chỉnh $0,2 \times \sqrt{h_{gc}}$			
10	Lát đá tảng $0,5 \times 0,5 \times 1,0m$	4,0	5,0	5,5	6,0

Phụ lục 6 (tiếp)

1	2	3	4	5	6
11	Lát đá khan bằng đá vôi có cường độ > 100 kg/cm ²	3,0	3,5	4,0	4,5
12	Lát đá khan bằng đá cứng với cường độ > 300 kg/cm ²	6,5	8,0	10,0	12,0
13	Gia cố bằng lớp áo bê tông				
	Mác 200	6,5	8,0	9,0	10,0
	Mác 150	6,0	7,0	8,0	9,0
	Mác 100	5,0	6,0	7,0	7,5
14	Máng gỗ nhân, móng chắc chắn, dòng nước chảy theo thớ gỗ	8	10	12	14
15	Máng bê tông có trát nhẵn mặt				
	Bê tông mác 200	13	16	19	20
	- nt - 150	12	14	16	18
	- nt - 100	10	12	13	15
Ghi chú : Các trị số trên không được nội suy, mà phải lấy trị số gần nhất					

b) Vận tốc không xói cho phép khi gia cố ta-luy và lòng suối

Loại gia cố	Cỡ đá (cm)	Chiều sâu dòng nước chảy, m		
		0,4	1,0	≥ 2
		Tốc độ trung bình, m/s		
Lát đá ba :				
Cỡ nhỏ	7,5 - 10	2,5	2,6	3,0
Cỡ vừa	10 - 15	2,6	3,0	3,5
Cỡ lớn	15 - 20	3,2	3,5	4,0
Lát đá học :				
Cỡ nhỏ	20 - 30	3,7	4,0	4,5
Cỡ vừa	30 - 40	-	4,5	4,8
Cỡ lớn	40 - 50	-		5,2
	và lớn hơn			

**Vũ suất (sức mưa) của các trạm miền Bắc Việt Nam
tính với chu kỳ 25, 50, 100 năm**

TT	Tên trạm	S ₂₅	S ₅₀	S ₁₀₀	TT	Tên trạm	S ₂₅	S ₅₀	S ₁₀₀
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	Lào Kay	13,83	14,90	15,90	45	Phủ Lạng Thương	17,00	19,00	20,76
2	Phố Mới	14,10	15,70	16,90	46	An Châu	20,28	22,38	24,20
3	Bát Sắt	16,40	18,60	20,30	47	Cầu Sơn	17,30	17,03	18,65
4	Sa Pa	24,40	27,90	31,30	48	Lục Nam	22,70	26,35	29,90
5	Bắc Hà	15,10	17,10	18,90	49	Bắc Ninh	16,38	18,40	20,20
6	Mường Khương	13,55	15,20	16,75	50	Vĩnh Yên	15,40	17,04	18,50
7	Phong Thổ	9,66	10,80	11,90	51	Phúc Yên	15,40	16,60	17,60
8	Hà Giang	19,80	22,20	24,50	52	Tam Đảo	21,98	23,70	25,30
9	Yên Ninh	19,40	21,60	23,80	53	Liên Sơn	17,05	18,70	20,20
10	Vĩnh Tuy	15,70	17,20	18,60	54	Hòa Bình	17,30	19,40	20,20
11	Lai Châu	14,70	16,16	17,40	55	Chợ Bờ	13,40	14,40	15,25
12	Nghĩa Lộ	15,20	16,50	17,70	56	Hưng Yên	20,30	22,40	24,20
13	Mường Tè	16,70	18,20	19,20	57	Bán Yên Nhân	16,90	17,80	19,10
14	Điện Biên Phủ	16,86	18,80	20,75	58	Phủ Thi	16,45	17,90	19,20
15	Sơn La	11,85	13,05	14,13	59	Phủ Lý	18,40	20,60	23,70
16	Mộc Châu	12,50	13,60	14,60	60	Thái Bình	20,20	22,30	24,40
17	Vạn Yên	14,94	16,50	17,90	61	Nam Định	24,30	28,20	31,90
18	Cao Bằng	13,80	15,30	16,74	62	Văn Lý	20,10	22,20	24,10
19	Trùng Khánh Phủ	15,80	17,75	19,60	63	Ninh Bình	24,40	25,40	28,60
20	Bảo Lạc	9,85	10,70	11,40	64	Nho Quan	23,40	28,10	28,80
21	Lạng Sơn	14,90	16,20	17,40	65	Phát Diệm	22,00	24,30	26,50
22	Thất Khê	14,00	15,48	16,90	66	Hà Nội	19,20	21,10	22,80
23	Lộc Bình	10,17	10,80	11,35	67	Gia Lâm	18,30	20,20	22,10
24	Thanh Mai	13,93	15,30	16,57	68	Sơn Tây	17,20	18,90	20,40
25	Na Sầm	10,57	11,45	12,25	69	Mỹ Khê	22,20	23,80	25,40
26	Phố Bình Gia	14,38	15,80	17,00	70	Mỏ Chén	18,50	22,00	21,60
27	Bắc Cạn	15,10	17,00	18,60	71	Móng Cái	28,40	31,20	33,30
28	Chợ Mới	16,00	17,80	18,50	72	Hà Cối	29,10	33,00	36,60
29	Chợ Rá	13,20	14,55	15,60	73	Mũi Ngọc	29,30	31,30	33,90
30	Ngân Sơn	13,97	15,20	16,40	74	Cô Tô	25,50	28,90	32,10
31	Nà Rì	12,20	13,30	14,17	75	Phố Ba Chẽ	27,64	27,42	34,80
32	Tuyên Quang	19,84	23,40	26,40	76	Quảng Yên	19,41	21,50	28,20
33	Na Biền	14,48	15,90	17,15	77	Hòn Gai	28,10	31,90	35,30
34	Yên Bái	21,00	23,70	26,25	78	Cát Bà	26,45	30,65	34,80
35	Bảo Hà	15,10	16,90	18,60	79	Mạo Khê	27,10	31,82	36,50
36	Bảo Hồ	20,74	21,90	24,7	80	Mỏ clotide	22,00	24,60	26,85
37	Lục An Châu	20,74	22,90	24,70	81	Cầm Phả Mỏ	35,10	41,00	47,00
38	Việt Trì	14,37	15,70	16,70	82	Port Wallut	33,60	38,26	42,50
39	Thanh Ba	25,30	26,90	30,60	83	Uông Bí	23,75	26,62	29,34
40	La Phở	17,70	19,50	21,10	84	Hải Dương	21,67	24,50	27,20
41	Phủ Hồ	15,96	17,60	18,90	85	Ninh Giang	19,20	21,20	23,10
42	Thái Nguyên	23,20	25,80	28,00	86	Phả Lại	15,70	17,04	18,23
43	Làng Mít	15,85	17,10	18,30	87	Vinh	28,40	32,80	37,60
44	Phấn Mễ	28,10	33,40	38,76	88	Thuồng Xá	28,70	32,35	35,90
	Chợ Chu	22,20	25,40	28,73	89	Phủ Nghĩa	17,70	18,12	20,42

Phụ lục 8

Chiều dày và cường độ cung cấp nước h (mm), a (mm/phút)

t _B phút	Cấp đất theo cường độ thấm (mm/phút)	Khu I $K = \frac{S_{100}}{20}$					
		Chu kỳ T, năm					
		25		50		100	
		a ₁	h	a ₁	h	a ₁	h
30	0,20	1,26	38	1,50	45	1,70	51
35		1,17	41	1,40	49	1,60	55
40		1,08	43	1,32	53	1,47	59
45		1,02	46	1,26	57	1,40	63
60		0,88	53	1,07	64	1,20	72
80		0,74	59	0,90	72	1,14	82
30	0,25	1,07	32	1,30	39	1,50	45
35		0,97	34	1,20	42	1,31	46
40		0,90	36	1,12	45	1,27	51
45		0,87	39	1,07	48	1,22	55
60		0,73	44	0,92	55	1,05	63
80		0,62	50	0,77	62	0,91	73
30	0,30	0,77	23	1,03	31	1,23	37
35		0,70	24	0,93	33	1,11	30
40		0,65	26	0,88	35	1,10	41
45		0,62	28	0,84	38	0,98	44
60		0,53	32	0,70	42	0,85	51
80		0,44	35	0,59	47	0,71	57
30	0,35	0,30	9	0,53	16	0,73	22
35		0,29	10	0,48	17	0,69	24
40		0,28	11	0,47	19	0,65	26
45		0,27	12	0,44	20	0,62	28
60		0,25	15	0,40	24	0,55	33
80		0,21	17	0,33	27	0,47	38
30	0,40	-	-	0,13	5	0,23	7
35		-	-	0,14	4	0,23	8
40		-	-	0,15	6	0,22	9
45		-	-	0,15	7	0,22	10
60		-	-	0,14	8	0,22	13
80		-	-	0,14	11	0,21	17
30	0,45	-	-	-	-	0,03	1
35		-	-	-	-	0,03	1
40		-	-	-	-	0,03	1
45		-	-	-	-	0,04	2
60		-	-	-	-	0,05	3
80		-	-	-	-	0,06	5

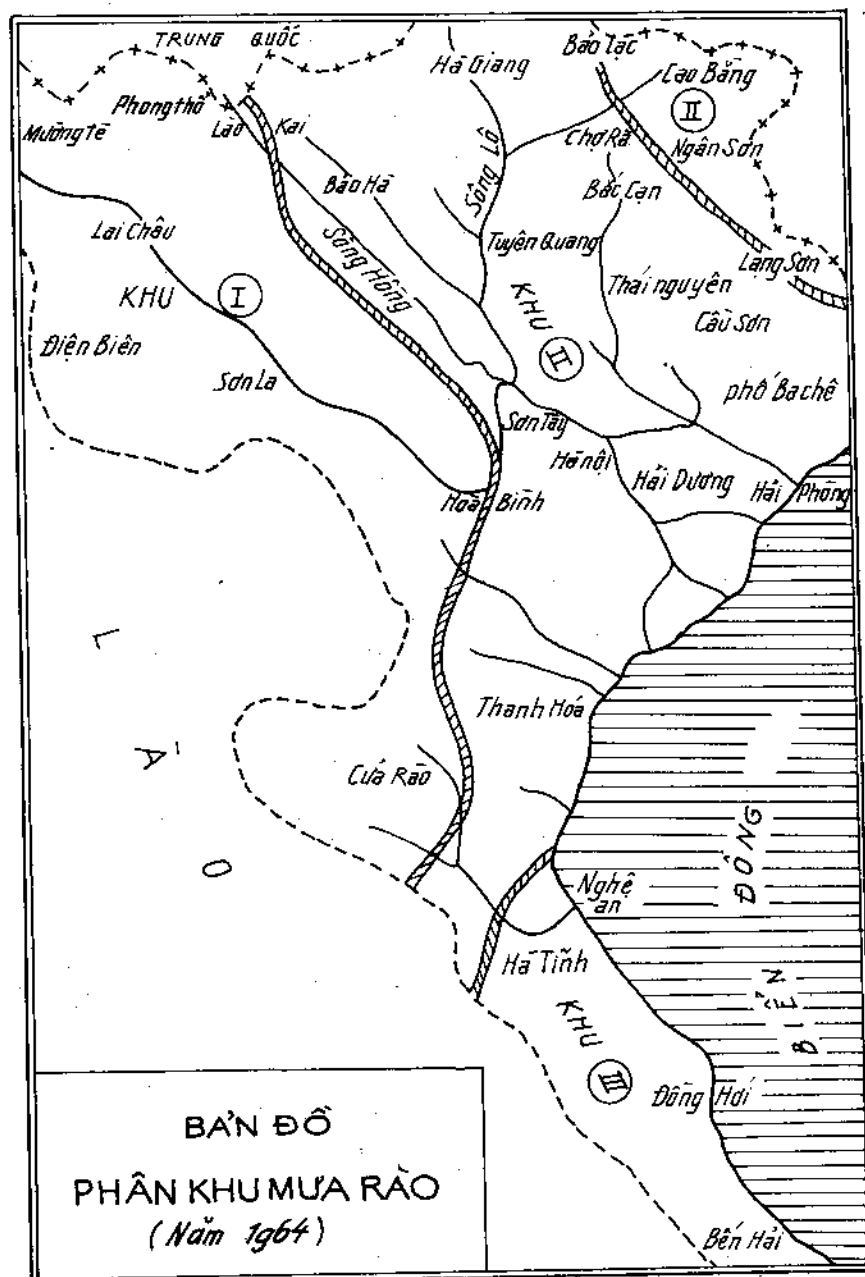
Phụ lục 8 (tiếp)

t_B phút	Cấp đất theo cường độ thấm (mm/phút)	Khu II $K = \frac{S_{100}}{26}$					
		Chu kỳ T, năm					
		25		50		100	
		a_1	h	a_1	h	a_1	h
30	0,20	1,73	52	2,00	60	2,32	70
35		1,57	55	1,83	64	2,20	75
40		1,45	58	1,70	68	2,02	82
45		1,35	61	1,63	73	1,93	87
60		1,17	70	1,40	84	1,68	101
80		0,99	79	1,19	95	1,50	112
30	0,25	1,50	45	1,80	54	2,10	64
35		1,37	48	1,68	59	1,97	69
40		1,27	51	1,58	63	1,85	74
45		1,20	54	1,49	67	1,77	80
60		1,04	62	1,26	76	1,53	92
80		0,88	70	1,05	84	1,28	102
30	0,30	1,23	37	1,44	43	1,85	56
35		1,04	40	1,34	47	1,74	61
40		1,07	43	1,25	50	1,65	66
45		1,04	47	1,18	53	1,55	70
60		0,85	51	1,00	60	1,31	79
80		0,71	57	0,82	66	1,09	87
30	0,35	0,77	23	1,00	30	1,43	43
35		0,69	24	0,92	32	1,31	46
40		0,65	26	0,88	35	1,22	49
45		0,62	28	0,85	38	1,20	54
60		0,55	33	0,77	46	1,03	62
80		0,47	38	0,65	52	0,85	68
30	0,40	0,27	8	0,70	21	0,90	27
35		0,26	9	0,66	23	0,86	30
40		0,26	11	0,63	25	0,82	33
45		0,26	12	0,62	28	0,80	36
60		0,25	15	0,57	34	0,72	43
80		0,24	19	0,50	40	0,60	48
30	0,45	0,06	2	0,23	7	0,53	16
35		0,06	2	0,23	8	0,52	18
40		0,06	2	0,23	9	0,50	20
45		0,07	3	0,22	10	0,49	22
60		0,08	5	0,23	14	0,44	26
80		0,10	8	0,24	16	0,39	31

Phụ lục 8 (tiếp)

t_B phút	Cấp đất theo cường độ thấm (mm/phút)	Khu III $K = \frac{S_{100}}{32}$					
		Chu kỳ T, năm					
		25		50		100	
		a_1	h	a_1	h	a_1	h
30	0,20	1,87	56	2,20	66	2,50	75
35		1,73	60	2,02	71	2,30	81
40		1,60	64	1,90	76	2,18	87
45		1,54	69	1,78	80	2,03	93
60		1,32	79	1,54	92	1,79	107
80		1,11	89	1,30	104	1,51	121
30	0,25	1,67	50	2,00	60	2,50	69
35		1,54	54	1,83	64	2,12	74
40		1,45	58	1,72	69	2,00	80
45		1,35	61	1,62	73	1,91	86
60		1,15	69	1,40	84	1,65	99
80		0,99	79	1,17	94	1,40	112
30	0,30	1,35	41	1,73	52	2,06	62
35		1,26	44	1,60	56	1,92	67
40		1,17	47	1,50	60	1,80	72
45		1,11	50	1,40	63	1,60	76
60		0,95	57	1,16	71	1,43	86
80		0,81	65	1,00	80	1,21	97
30	0,35	0,83	26	1,23	37	1,50	47
35		0,77	27	1,14	40	1,45	51
40		0,72	29	1,07	43	1,31	55
45		0,71	32	1,02	46	1,31	59
60		0,63	38	0,86	52	1,13	68
80		0,55	44	0,76	61	0,99	79
30	0,40	0,37	11	0,70	21	1,00	30
35		0,37	13	0,66	23	0,97	34
40		0,35	14	0,65	26	0,93	37
45		0,35	16	0,64	29	0,91	41
60		0,33	20	0,57	34	0,82	49
80		0,31	25	0,50	40	0,73	58
30	0,45	0,10	3	0,37	11	0,57	17
35		0,10	3	0,37	13	0,57	20
40		0,10	4	0,35	14	0,55	22
45		0,11	5	0,35	16	0,55	25
60		0,13	8	0,33	20	0,53	32
80		0,15	12	0,31	25	0,51	41

Phụ lục 9



Hệ số A

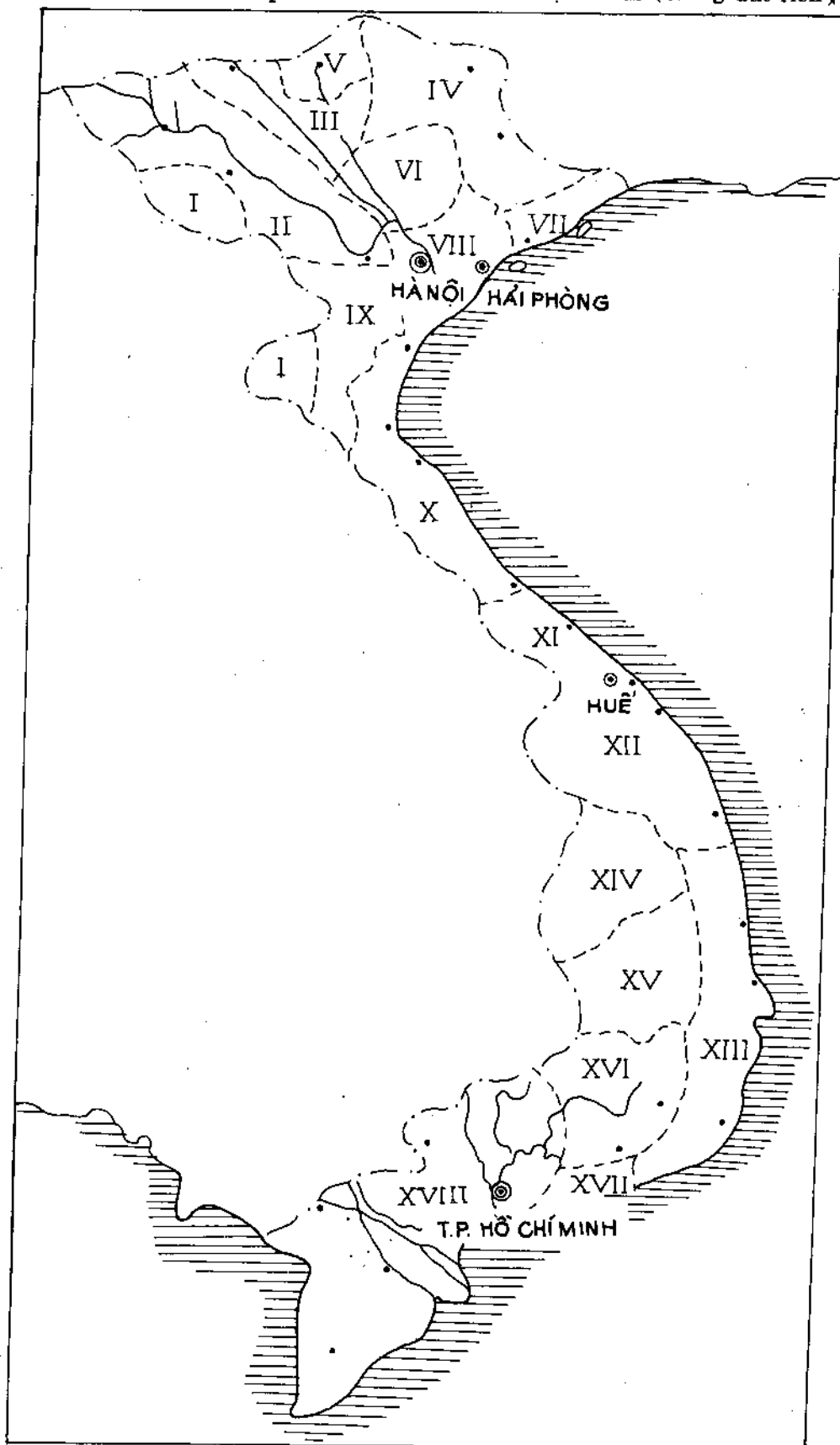
Phụ lục 10

Cường độ dòng chảy a ; (mm/phút)	Độ dốc trung bình của sườn dốc lưu vực i ‰									
	10	20	30	40	50	70	100	150	200	300
0,10	38	36	34	32	31	29	28	25	24	22
0,15	30	28	27	25	24	22	20	19	19	17
0,20	25	24	22	21	20	19	18	17	16	15
0,25	21	20	17	18	17	16	16	15	13	12
0,30	19	18	19	17	16	15	14	13	12	11
0,40	17	16	15	14	13	12	11	11	10	9,9
0,50	15	14	13	12	12	11	10	10	9,3	8,9
0,60	13	13	12	11	11	10	9,2	9	8,5	8,0
0,70	12	11	11	10	9,6	9,1	8,5	6,2	7,8	7,3
0,80	11	10	9,7	9,2	8,9	8,4	7,9	7,4	7,1	6,6
0,90	9,6	9,5	9,8	8,6	8,2	7,7	7,3	6,8	6,5	6,0
1,00	9,2	8,8	8,2	8,0	7,6	7,2	6,8	6,3	6,0	5,5
1,20	8,5	8,1	7,6	7,3	7,0	6,6	6,3	5,8	5,5	5,0
1,40	7,7	7,4	7,1	6,7	6,5	6,1	5,8	5,3	5,1	4,6
1,60	7,1	6,7	6,5	6,3	6,0	5,6	5,6	5,0	4,6	4,2
1,80	6,5	6,2	6,0	5,8	5,5	5,2	4,9	4,6	4,3	3,8
2,00	6,0	5,7	5,5	5,2	5,0	4,8	4,4	4,2	4,0	3,5
2,50	5,3	5,0	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,5	3,3	3,1
3,00	4,8	4,5	4,2	4,1	4,0	3,6	3,6	3,3	3,0	3,0

Hệ số D

Phụ lục 11

Chiều dài sườn dốc (m)	Hệ số nhám sườn dốc $m_D = \frac{1}{n_D}$						
	50	30	20	10	7	5	3
20	0,69	0,84	1,0	1,3	1,5	1,7	2,1
30	0,82	1,0	1,2	1,6	1,8	2,1	2,5
40	0,92	1,1	1,3	1,8	2,0	2,3	2,8
50	1,0	1,2	1,5	1,9	2,1	2,5	3,1
60	1,1	1,4	1,6	2,1	2,4	2,8	3,4
70	1,1	1,4	1,7	2,2	2,4	2,9	3,5
80	1,2	1,5	1,8	2,3	2,6	3,0	3,7
90	1,3	1,6	1,8	2,4	2,7	3,2	3,9
100	1,3	1,6	1,9	2,5	2,8	3,3	4,1
120	1,4	1,8	2,1	2,7	3,0	3,6	4,4
140	1,5	1,9	2,2	2,9	3,2	3,8	4,7
160	1,6	2,0	2,3	3,0	3,4	4,0	4,9
180	1,7	2,0	2,4	3,2	3,6	4,2	5,1
200	1,7	2,2	2,5	3,3	3,7	4,4	5,4
250	1,9	2,4	2,8	3,6	4,1	4,8	5,9
300	2,1	2,5	3,0	3,9	4,4	5,2	6,3
350	2,3	2,9	3,3	4,4	4,9	5,8	7,1
400	2,4	3,0	3,5	4,6	5,1	6,0	7,4
450	2,5	3,1	3,6	4,8	5,4	6,3	7,7
500	2,7	3,3	3,9	5,1	5,8	6,8	8,3
600	2,9	3,6	4,2	5,5	6,2	7,2	8,8
700	3,0	3,8	4,4	5,8	6,5	7,6	9,3
800	3,2	3,9	4,6	6,0	6,8	8,0	9,8
900	3,3	4,1	4,8	6,3	7,1	8,3	10,0
1000	3,6	4,4	5,2	6,8	7,6	9,0	11,0
1200	3,7	4,5	5,3	7,0	7,9	9,2	11,0
1400	3,8	4,6	5,5	7,2	8,1	9,5	12,0
1600	4,0	4,9	5,8	7,6	8,6	10,0	13,0
1800	4,2	5,1	6,1	8,0	9,0	11,0	13,0
2000	4,4	5,3	6,3	8,3	9,4	11,0	13,0



Ranh giới phân khu vùng mưa rào Việt Nam

- Vùng I* : Lưu vực thượng nguồn các sông Mã, sông Chu, sông Cà.
Vùng II : Vùng thượng nguồn sông Đà từ biên giới đến Nghĩa Lộ.
Vùng III : Tầm mưa Hoàng Liên Sơn hữu ngạn sông Thao, từ biên giới đến Ngòi Bút.
Vùng IV : Vùng lưu vực sông Kỳ Cùng, sông Bằng Giang, thượng nguồn sông Hồng.
Vùng V : Lưu vực sông Gâm, tả ngạn sông Lô.
Vùng VI : Thung lũng sông Thao, sông Chảy, hạ lưu sông Lô Gâm.
Vùng VII : Các lưu vực bắt nguồn từ dãy Yên Tử đổ ra biển.
Vùng VIII : Vùng biển từ Hải Phòng đến Thanh Hóa.
Vùng IX : Các lưu vực phần trung du sông Mã, sông Chu ra đến biển.
Vùng X : Vùng ven biển từ Thanh Hóa đến Đồng Hới.
Vùng XI : Vùng ven biển từ Đồng Hới đến Đà Nẵng.
Vùng XII : Vùng ven biển từ Đà Nẵng đến Quảng Ngãi.
Vùng XIII : Vùng ven biển từ Quảng Ngãi đến Phan Rang.
Vùng XIV : Các lưu vực sông bắc Tây Nguyên.
Vùng XV : Các lưu vực sông nam Tây Nguyên.
Vùng XVI : Các lưu vực sông từ Ban Mê Thuộc tới Bà Lộc.
Vùng XVII : Vùng ven biển từ Phan Rang đến Vũng Tàu.
Vùng XVIII : Vùng đồng bằng Nam Bộ.

Phụ lục 12b

Tọa độ đường cong mưa Ψ (lượng mưa $h_t = H_p\%.\Psi$ và cường độ mưa $a_t = h/t$, theo thời gian $t = 10, 15, \dots 1440$ phút của Việt Nam, h - mm ; a - mm/ph).

Vùng mưa	Thời đoạn mưa, phút						
	10	15	20	30	45	60	90
I	0,180	0,220	0,260	0,340	0,430	0,490	0,610
II	0,130	0,180	0,220	0,250	0,330	0,350	0,400
III	0,070	0,090	0,120	0,140	0,200	0,220	0,270
IV	0,150	0,210	0,240	0,320	0,380	0,470	0,550
V	0,1005	0,120	0,150	0,226	0,300	0,378	0,460
VI	0,120	0,140	0,180	0,260	0,300	0,380	0,470
VII	0,098	0,110	0,176	0,214	0,240	0,322	0,419
VIII	0,125	0,160	0,200	0,268	0,320	0,408	0,504
IX	0,100	0,120	0,150	0,220	0,250	0,320	0,390
X	0,080	0,110	0,130	0,190	0,230	0,300	0,380
XI	0,060	0,080	0,102	0,130	0,170	0,187	0,260
XII	0,078	0,102	0,118	0,115	0,2054	0,240	0,3025
XIII	0,098	0,128	0,145	0,179	0,245	0,302	0,380
XIV	0,160	0,232	0,295	0,360	0,420	0,590	0,665
XV	0,255	0,310	0,463	0,510	0,540	0,570	0,610
XVI	0,230	0,320	0,417	0,530	0,700	0,780	0,830
XVII	0,205	0,220	0,250	0,330	0,380	0,480	0,580
XVIII	0,190	0,285	0,330	0,430	0,520	0,610	0,715

Phụ lục 12b (tiếp)

Vùng mưa	Thời đoạn mưa, phút						
	120	240	480	540	720	1080	1440
I	0,660	0,800	0,940	0,950	0,960	0,980	1,07
II	0,440	0,580	0,770	0,790	0,880	0,900	1,09
III	0,300	0,440	0,630	0,680	0,780	0,830	1,07
IV	0,600	0,920	0,820	0,830	0,880	0,930	1,06
V	0,537	0,700	0,924	0,935	0,952	0,985	1,055
VI	0,590	0,780	0,920	0,950	0,990	1,030	1,20
VII	0,508	0,682	0,857	0,890	0,912	0,950	1,11
VIII	0,594	0,734	0,890	0,920	0,994	1,040	1,16
IX	0,460	0,590	0,810	0,830	0,890	0,930	1,05
X	0,460	0,610	0,820	0,835	0,900	0,965	1,16
XI	0,305	0,415	0,617	0,670	0,827	0,935	1,04
XII	0,335	0,500	0,660	0,710	0,825	1,060	1,095
XIII	0,440	0,630	0,770	0,830	0,870	0,970	1,09
XIV	0,680	0,790	0,890	0,960	0,940	0,965	1,00
XV	0,690	0,766	0,820	0,840	0,905	0,960	1,02
XVI	0,850	0,870	0,950	0,965	0,980	0,990	1,03
XVII	0,660	0,730	0,890	0,910	1,035	1,045	1,05
XVIII	0,935	0,780	0,880	0,900	0,980	1,030	1,15

Mô đun dòng chảy $A_p\%$

Vùng mưa	t _đ phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
I	5	0,451	0,430	0,376	0,334	0,274	0,229	0,195	0,165	0,141	0,120	0,102	0,090	0,076	0,048	0,039	0,036
	10	0,332	0,316	0,276	0,245	0,201	0,168	0,144	0,122	0,104	0,088	0,075	0,066	0,058	0,035	0,029	0,027
	20	0,280	0,260	0,218	0,152	0,112	0,092	0,076	0,064	0,054	0,047	0,040	0,035	0,030	0,018	0,0150	0,0130
	30	0,210	0,190	0,160	0,136	0,104	0,085	0,072	0,061	0,052	0,045	0,038	0,033	0,029	0,017	0,0140	0,0125
	60	0,150	0,143	0,125	0,111	0,091	0,076	0,065	0,055	0,047	0,040	0,034	0,030	0,026	0,016	0,0130	0,0120
	90	0,114	0,112	0,102	0,093	0,077	0,065	0,056	0,048	0,041	0,035	0,031	0,027	0,024	0,015	0,0120	0,0115
II	180	0,072	0,071	0,057	0,063	0,055	0,048	0,043	0,037	0,033	0,029	0,025	0,022	0,021	0,014	0,0115	0,0110
	5	0,260	0,257	0,241	0,222	0,191	0,165	0,143	0,124	0,108	0,095	0,086	0,076	0,070	0,051	0,041	0,040
	10	0,189	0,186	0,175	0,161	0,138	0,120	0,104	0,090	0,078	0,069	0,062	0,055	0,051	0,037	0,030	0,029
	20	0,117	0,114	0,104	0,093	0,087	0,065	0,055	0,047	0,040	0,034	0,030	0,026	0,024	0,0180	0,0150	0,0140
	30	0,100	0,098	0,091	0,083	0,070	0,060	0,052	0,044	0,038	0,033	0,028	0,025	0,023	0,0175	0,0140	0,0130
	60	0,082	0,081	0,076	0,070	0,060	0,052	0,045	0,039	0,034	0,030	0,027	0,024	0,022	0,0160	0,0130	0,0125
III	90	0,067	0,066	0,063	0,059	0,052	0,046	0,040	0,035	0,031	0,027	0,025	0,022	0,020	0,0150	0,0120	0,0120
	180	0,052	0,051	0,048	0,046	0,041	0,036	0,032	0,028	0,025	0,022	0,020	0,018	0,017	0,0140	0,0110	0,0110
	5	0,260	0,252	0,238	0,216	0,190	0,167	0,145	0,136	0,122	0,112	0,104	0,096	0,089	0,069	0,054	0,047
	10	0,196	0,190	0,180	0,163	0,144	0,126	0,110	0,103	0,092	0,085	0,079	0,072	0,067	0,052	0,041	0,035
	20	0,159	0,153	0,1370	0,1220	0,0985	0,0831	0,0708	0,0618	0,0544	0,0492	0,045	0,0410	0,0378	0,0281	0,0218	0,0183
	30	0,132	0,129	0,1160	0,1040	0,0866	0,0740	0,0650	0,0573	0,0507	0,0462	0,042	0,0390	0,0358	0,0272	0,0211	0,0180
	60	0,095	0,092	0,0870	0,0790	0,0695	0,0611	0,0530	0,0497	0,0447	0,0410	0,038	0,0350	0,0325	0,0252	0,0197	0,0170
	90	0,073	0,068	0,0659	0,0612	0,0549	0,0500	0,0443	0,0414	0,0384	0,0355	0,033	0,0307	0,0292	0,0228	0,0185	0,0160
	180	0,058	0,054	0,0517	0,0490	0,0450	0,0420	0,0383	0,0360	0,0330	0,0303	0,030	0,0268	0,0256	0,0205	0,0165	0,0150

Mô đun dòng cháy $A_p\%$

Vùng mưa	t _{ed} phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
IV	5	0,385	0,370	0,349	0,319	0,269	0,236	0,205	0,177	0,165	0,141	0,127	0,114	0,105	0,076	0,060	0,052
	10	0,284	0,273	0,257	0,235	0,199	0,174	0,151	0,130	0,122	0,104	0,094	0,084	0,077	0,056	0,044	0,038
	20	0,273	0,214	0,188	0,163	0,1280	0,1040	0,0865	0,0743	0,0654	0,0565	0,0499	0,0448	0,0408	0,0279	0,0216	0,0184
	30	0,200	0,184	0,163	0,142	0,1153	0,0950	0,0816	0,0703	0,0615	0,0545	0,0479	0,0429	0,0390	0,0269	0,0212	0,0182
	60	0,129	0,124	0,117	0,107	0,0903	0,0790	0,0688	0,0593	0,0553	0,0473	0,0427	0,0382	0,0351	0,0256	0,0200	0,0174
	90	0,102	0,093	0,089	0,084	0,0735	0,0645	0,0579	0,0508	0,0460	0,0410	0,0370	0,0340	0,0315	0,0230	0,0189	0,0164
V	180	0,072	0,071	0,067	0,063	0,0555	0,0503	0,0456	0,0413	0,0378	0,0328	0,0315	0,0310	0,0275	0,0210	0,0178	0,0155
	5	0,195	0,191	0,170	0,162	0,149	0,130	0,115	0,100	0,088	0,078	0,068	0,060	0,053	0,032	0,025	0,024
	10	0,161	0,157	0,140	0,134	0,123	0,107	0,095	0,083	0,073	0,064	0,057	0,050	0,044	0,027	0,021	0,020
	20	0,120	0,1185	0,1115	0,1087	0,0940	0,0786	0,0690	0,0630	0,0525	0,0457	0,0397	0,0347	0,0304	0,0195	0,0140	0,0130
	30	0,112	0,1100	0,1035	0,0965	0,0840	0,0733	0,0638	0,0560	0,0485	0,0423	0,0370	0,0320	0,0280	0,0169	0,0133	0,0124
	60	0,098	0,0965	0,0855	0,0815	0,0748	0,0655	0,0577	0,0506	0,0445	0,0393	0,0345	0,0304	0,0268	0,0163	0,0126	0,0119
VI	90	0,083	0,0817	0,0775	0,0726	0,0642	0,0565	0,0500	0,0443	0,0390	0,0345	0,0310	0,0276	0,0247	0,0152	0,0118	0,0114
	180	0,0595	0,0587	0,0560	0,0583	0,0480	0,0430	0,0390	0,0350	0,0317	0,0285	0,0263	0,0240	0,0223	0,0148	0,0110	0,0108
	5	0,244	0,243	0,231	0,210	0,195	0,168	0,148	0,131	0,116	0,103	0,091	0,081	0,072	0,045	0,034	0,032
	10	0,185	0,190	0,180	0,164	0,152	0,131	0,116	0,102	0,090	0,080	0,071	0,063	0,056	0,035	0,027	0,025
	20	0,1215	0,1195	0,1130	0,1053	0,0916	0,0803	0,0703	0,0617	0,0543	0,0478	0,0417	0,0377	0,0324	0,0195	0,0150	0,0140
	30	0,1135	0,1117	0,1060	0,0870	0,0865	0,0757	0,0666	0,0585	0,0515	0,0452	0,0397	0,0350	0,0310	0,0189	0,0145	0,0135
	60	0,1050	0,0995	0,0914	0,0860	0,0798	0,0686	0,0606	0,0536	0,0474	0,0420	0,0373	0,0333	0,0295	0,0183	0,0140	0,0129
	90	0,0863	0,0858	0,0816	0,0770	0,0690	0,0617	0,0553	0,0490	0,0440	0,0390	0,0350	0,0310	0,0278	0,0172	0,0135	0,0124
	180	0,0645	0,0637	0,0610	0,0580	0,0513	0,0457	0,0407	0,0363	0,0323	0,0292	0,0265	0,0242	0,0222	0,0167	0,0130	0,0120

Mô đun dòng chảy $A_p\%$

Vùng mưa	t_d phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
VII	5	0,216	0,206	0,203	0,192	0,172	0,150	0,137	0,122	0,109	0,096	0,086	0,077	0,069	0,044	0,034	0,032
	10	0,166	0,159	0,157	0,148	0,132	0,116	0,106	0,094	0,084	0,074	0,067	0,059	0,053	0,034	0,026	0,024
	20	0,106	0,105	0,100	0,0934	0,0817	0,0716	0,0633	0,0555	0,0490	0,0430	0,0382	0,0337	0,0300	0,0190	0,0150	0,0133
	30	0,097	0,096	0,091	0,0786	0,0763	0,0677	0,0603	0,0534	0,0474	0,0417	0,0370	0,0327	0,0290	0,0181	0,0142	0,0129
	60	0,085	0,084	0,080	0,0757	0,0676	0,0606	0,0540	0,0482	0,0430	0,0380	0,0340	0,0303	0,0272	0,0175	0,0135	0,0125
	90	0,071	0,070	0,067	0,0632	0,0565	0,0506	0,0455	0,0407	0,0400	0,0330	0,0203	0,0271	0,0247	0,0163	0,0127	0,0117
VIII	180	0,057	0,056	0,054	0,0510	0,0460	0,0408	0,0365	0,0326	0,0293	0,0265	0,0238	0,0218	0,0200	0,0160	0,0121	0,0110
	5	0,337	0,314	0,272	0,244	0,202	0,172	0,146	0,127	0,114	0,101	0,090	0,081	0,073	0,055	0,039	0,037
	10	0,258	0,240	0,208	0,187	0,155	0,131	0,112	0,097	0,087	0,077	0,069	0,062	0,056	0,042	0,030	0,028
	20	0,162	0,1560	0,1360	0,1210	0,0963	0,0805	0,0676	0,0572	0,0483	0,0422	0,0375	0,0334	0,0298	0,0240	0,0170	0,0160
	30	0,146	0,1420	0,1270	0,1120	0,0905	0,0760	0,0645	0,0550	0,0477	0,0416	0,0366	0,0327	0,0292	0,0225	0,0160	0,0150
	60	0,119	0,1160	0,1040	0,0933	0,0773	0,0656	0,0560	0,0486	0,0435	0,0386	0,0345	0,0309	0,0280	0,0210	0,0150	0,0140
IX	90	0,101	0,0987	0,0910	0,0824	0,0693	0,0593	0,0513	0,0445	0,0394	0,0352	0,0320	0,0293	0,0265	0,0190	0,0140	0,0130
	180	0,062	0,0615	0,0587	0,0550	0,0500	0,0450	0,0403	0,0365	0,0330	0,0300	0,0275	0,0253	0,0235	0,0173	0,0130	0,0120
	5	0,270	0,221	0,214	0,196	0,171	0,153	0,135	0,119	0,113	0,098	0,090	0,081	0,075	0,055	0,042	0,038
	10	0,219	0,180	0,174	0,159	0,139	0,124	0,110	0,096	0,091	0,079	0,073	0,066	0,061	0,045	0,034	0,030
	20	0,1923	0,1825	0,1570	0,1430	0,1152	0,0956	0,0810	0,0705	0,0616	0,0549	0,0489	0,0443	0,0407	0,0290	0,0220	0,0200
	30	0,1912	0,1555	0,1395	0,1233	0,1030	0,0868	0,0762	0,0663	0,0587	0,0527	0,0469	0,0425	0,0390	0,0279	0,0210	0,0190
	60	0,1095	0,1050	0,1015	0,0931	0,0811	0,0724	0,0642	0,0563	0,0534	0,0463	0,0425	0,0385	0,0355	0,0262	0,0200	0,0175
	90	0,0935	0,0820	0,0800	0,0756	0,0740	0,0607	0,0553	0,0493	0,0452	0,0407	0,0372	0,0345	0,0322	0,0233	0,0190	0,0165
	180	0,0640	0,0635	0,0610	0,0572	0,0510	0,0468	0,0433	0,0396	0,0367	0,0336	0,0317	0,0300	0,0280	0,0220	0,0178	0,0155

Mô đun dòng chảy $A_p\%$

Vùng mưa	t_{td} phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
X	5	0,163	0,161	0,153	0,144	0,127	0,112	0,099	0,088	0,078	0,069	0,061	0,055	0,050	0,037	0,028	0,025
	10	0,134	0,132	0,126	0,118	0,104	0,092	0,081	0,072	0,064	0,057	0,050	0,045	0,041	0,030	0,023	0,021
	20	0,0946	0,0932	0,0887	0,0833	0,0733	0,0645	0,0568	0,0500	0,0443	0,0388	0,0345	0,0305	0,0277	0,0200	0,0150	0,0130
	30	0,0893	0,0880	0,0836	0,0788	0,0690	0,0608	0,0537	0,0473	0,0417	0,0370	0,0330	0,0293	0,0263	0,0192	0,0145	0,0128
	60	0,0806	0,0796	0,0757	0,0710	0,0628	0,0555	0,0487	0,0433	0,0383	0,0340	0,0303	0,0270	0,0246	0,0183	0,0140	0,0125
	90	0,0717	0,0707	0,0670	0,0635	0,0557	0,0495	0,0437	0,0387	0,0346	0,0307	0,0277	0,0253	0,0230	0,0179	0,0135	0,0122
	180	0,0525	0,0520	0,0500	0,0472	0,0425	0,0382	0,0435	0,0313	0,0283	0,0269	0,0243	0,0742	0,2216	0,0173	0,0130	0,0115
XI	5	0,160	0,156	0,148	0,137	0,122	0,109	0,096	0,091	0,080	0,073	0,068	0,064	0,059	0,050	0,042	0,038
	10	0,124	0,120	0,114	0,106	0,094	0,084	0,074	0,070	0,062	0,056	0,052	0,049	0,046	0,038	0,032	0,029
	20	0,0888	0,0862	0,0800	0,0714	0,0607	0,0524	0,0461	0,0406	0,0364	0,0330	0,0304	0,0280	0,0267	0,0216	0,0182	0,0161
	30	0,0712	0,0696	0,0667	0,0612	0,0541	0,0478	0,0430	0,0385	0,0348	0,0317	0,0294	0,0273	0,0258	0,0211	0,0176	0,0157
	60	0,0631	0,0615	0,0582	0,0542	0,0480	0,0431	0,0388	0,0360	0,0315	0,0286	0,0268	0,0251	0,0234	0,0196	0,0164	0,0149
	90	0,0518	0,0508	0,0479	0,0459	0,0403	0,0364	0,0327	0,0304	0,0283	0,0261	0,0255	0,0233	0,0222	0,0185	0,0157	0,0143
	180	0,0431	0,0420	0,0398	0,0375	0,0339	0,0316	0,0286	0,0264	0,0245	0,0230	0,0218	0,0210	0,0204	0,0172	0,0148	0,0136
XII	5	0,168	0,165	0,155	0,144	0,124	0,108	0,094	0,083	0,074	0,067	0,061	0,059	0,057	0,047	0,038	0,035
	10	0,127	0,125	0,117	0,109	0,094	0,082	0,071	0,063	0,056	0,050	0,046	0,044	0,043	0,035	0,029	0,027
	20	0,0900	0,0880	0,0807	0,0727	0,0600	0,0503	0,0423	0,0360	0,0307	0,0270	0,0242	0,0225	0,0218	0,0185	0,0150	0,0138
	30	0,0790	0,0755	0,0705	0,0647	0,0550	0,0466	0,0397	0,0344	0,0297	0,0260	0,0237	0,0220	0,0213	0,0175	0,0142	0,0134
	60	0,0614	0,0604	0,0567	0,0527	0,0455	0,0396	0,0345	0,0303	0,0270	0,0244	0,0224	0,0214	0,0208	0,0170	0,0138	0,0129
	90	0,0520	0,0510	0,0487	0,0460	0,0406	0,0357	0,0317	0,0283	0,0253	0,0232	0,0217	0,0205	0,0197	0,0165	0,0130	0,0122
	180	0,0410	0,0404	0,0387	0,0365	0,0327	0,0295	0,0265	0,0243	0,0222	0,0207	0,0197	0,0188	0,0185	0,0153	0,0120	0,0115

Mô đun dòng cháy $A_p\%$

Vùng mưa	t _{sd} phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
XIII	5	0,249	0,243	0,224	0,206	0,177	0,156	0,136	0,122	0,109	0,098	0,090	0,081	0,075	0,058	0,047	0,043
	10	0,192	0,187	0,173	0,159	0,136	0,120	0,105	0,094	0,084	0,075	0,069	0,063	0,058	0,045	0,036	0,033
	20	0,1540	0,1490	0,1390	0,1050	0,0901	0,0763	0,0658	0,0570	0,0506	0,0449	0,0403	0,0366	0,0334	0,0253	0,0208	0,0183
	30	0,1290	0,1260	0,1120	0,0990	0,0834	0,0713	0,0624	0,0539	0,0476	0,0428	0,0382	0,0350	0,0319	0,0241	0,0198	0,0177
	60	0,0975	0,0954	0,0878	0,0808	0,0694	0,0611	0,0534	0,0477	0,0427	0,0383	0,0351	0,0319	0,0294	0,0227	0,0185	0,0168
	90	0,0756	0,0740	0,0684	0,0648	0,0542	0,0515	0,0478	0,0417	0,0375	0,0345	0,0317	0,0296	0,0268	0,0214	0,0184	0,0160
XIV	180	0,0543	0,0530	0,0513	0,0491	0,0448	0,0415	0,0378	0,0315	0,0320	0,0297	0,0278	0,0257	0,0246	0,0200	0,0175	0,0152
	5	0,314	0,307	0,291	0,252	0,211	0,174	0,145	0,122	0,100	0,088	0,075	0,065	0,057	0,039	0,029	0,024
	10	0,249	0,244	0,231	0,200	0,167	0,138	0,115	0,097	0,080	0,070	0,059	0,052	0,045	0,031	0,023	0,019
	20	0,230	0,215	0,207	0,175	0,119	0,0937	0,0756	0,0622	0,0517	0,0435	0,0370	0,0315	0,0273	0,0185	0,0140	0,0120
	30	0,178	0,171	0,150	0,131	0,105	0,0855	0,0703	0,0585	0,0493	0,0415	0,0353	0,0303	0,0263	0,0178	0,0132	0,0112
	60	0,137	0,134	0,122	0,110	0,092	0,0757	0,0633	0,0533	0,0437	0,0383	0,0326	0,0284	0,0250	0,0170	0,0125	0,0103
XV	90	0,110	0,107	0,097	0,090	0,076	0,0646	0,0552	0,0467	0,0405	0,0350	0,0305	0,0266	0,0236	0,0160	0,0118	0,0095
	180	0,086	0,066	0,063	0,051	0,053	0,0464	0,0410	0,0363	0,0317	0,0280	0,0247	0,0220	0,0197	0,0140	0,0100	0,0085
	5	0,350	0,259	0,301	0,244	0,219	0,186	0,160	0,137	0,121	0,107	0,095	0,086	0,078	0,051	0,043	0,040
	10	0,280	0,208	0,241	0,195	0,176	0,149	0,128	0,110	0,097	0,086	0,076	0,069	0,063	0,041	0,035	0,032
	20	0,261	0,251	0,2330	0,210	0,1530	0,1210	0,0965	0,0786	0,0719	0,0630	0,0508	0,0444	0,0375	0,0259	0,0211	0,0191
	30	0,225	0,220	0,1910	0,166	0,1330	0,1060	0,0875	0,0730	0,0632	0,0590	0,0478	0,0420	0,0370	0,0252	0,0206	0,0189
	60	0,158	0,117	0,1360	0,110	0,0990	0,0840	0,0723	0,0620	0,0548	0,0485	0,0430	0,0390	0,0354	0,0234	0,0195	0,0181
	90	0,105	0,103	0,0940	0,087	0,0755	0,0660	0,0590	0,0520	0,0463	0,0418	0,0383	0,0345	0,0313	0,0215	0,0185	0,0166
	180	0,074	0,073	0,0687	0,064	0,0570	0,0514	0,0463	0,0421	0,0385	0,0350	0,0321	0,0295	0,0274	0,0202	0,0172	0,0155

Mô đun dòng cháy $A_p\%$

Vùng mưa	t _{sd} phút	Hệ số đặc trưng địa mạo lòng suối ϕ_{LS}															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
XVI	5	0,427	0,422	0,397	0,355	0,298	0,252	0,211	0,181	0,159	0,141	0,127	0,113	0,102	0,074	0,062	0,050
	10	0,338	0,335	0,315	0,282	0,237	0,200	0,167	0,144	0,126	0,112	0,100	0,090	0,081	0,059	0,049	0,040
	20	0,300	0,290	0,249	0,229	0,184	0,155	0,129	0,106	0,0900	0,0768	0,0674	0,0593	0,0530	0,0403	0,0296	0,0231
	30	0,252	0,243	0,215	0,200	0,166	0,138	0,114	0,096	0,0820	0,0717	0,0627	0,0555	0,0507	0,0368	0,0287	0,0227
	60	0,194	0,189	0,173	0,155	0,130	0,110	0,092	0,079	0,0692	0,0617	0,0552	0,0493	0,0445	0,0324	0,0270	0,0218
	90	0,145	0,143	0,130	0,119	0,099	0,087	0,074	0,066	0,0590	0,0530	0,0469	0,0428	0,0392	0,0290	0,0242	0,0205
XVII	180	0,094	0,092	0,086	0,081	0,071	0,063	0,057	0,052	0,0473	0,0433	0,0397	0,0357	0,0330	0,0265	0,0228	0,0193
	5	0,513	0,509	0,464	0,419	0,346	0,291	0,242	0,205	0,173	0,149	0,128	0,109	0,094	0,052	0,045	0,041
	10	0,363	0,360	0,328	0,296	0,245	0,206	0,171	0,145	0,122	0,105	0,091	0,077	0,066	0,037	0,032	0,029
	20	0,200	0,190	0,166	0,146	0,117	0,096	0,080	0,0680	0,0575	0,0490	0,0420	0,0360	0,0305	0,0160	0,0140	0,0125
	30	0,180	0,172	0,154	0,137	0,112	0,092	0,077	0,0650	0,0560	0,0470	0,0400	0,0345	0,0295	0,0155	0,0135	0,0122
	60	0,150	0,147	0,134	0,121	0,100	0,084	0,070	0,0593	0,0500	0,0430	0,0370	0,0315	0,0270	0,0150	0,0130	0,0118
XVIII	90	0,130	0,128	0,127	0,105	0,086	0,078	0,062	0,0530	0,0455	0,0387	0,0335	0,0295	0,0250	0,0145	0,0125	0,0115
	180	0,085	0,084	0,078	0,072	0,060	0,051	0,044	0,0375	0,0325	0,0290	0,0262	0,0235	0,0210	0,0140	0,0120	0,0110
	5	0,619	0,602	0,518	0,477	0,397	0,336	0,288	0,251	0,218	0,191	0,170	0,152	0,138	0,096	0,077	0,067
	10	0,441	0,429	0,369	0,340	0,283	0,240	0,205	0,179	0,155	0,136	0,121	0,108	0,098	0,068	0,055	0,048
	20	0,302	0,276	0,236	0,221	0,0167	0,0139	0,0114	0,0963	0,0819	0,0707	0,0615	0,0543	0,0478	0,0329	0,0254	0,0223
	30	0,236	0,229	0,202	0,181	0,0150	0,0125	0,0105	0,0878	0,0765	0,0660	0,0580	0,0513	0,0433	0,0312	0,0246	0,0213
	60	0,184	0,179	0,138	0,142	0,0118	0,0100	0,0857	0,0746	0,0647	0,0567	0,0505	0,0451	0,0409	0,0285	0,0228	0,0200
	90	0,129	0,126	0,114	0,098	0,0880	0,0770	0,0670	0,0596	0,0534	0,0477	0,0431	0,0396	0,0357	0,0264	0,0213	0,0182
	180	0,092	0,089	0,082	0,075	0,0652	0,0580	0,0513	0,0467	0,0428	0,0390	0,0357	0,0326	0,0303	0,0232	0,0190	0,0172

7.804.808

Phụ lục 14

Bảng tính thời gian tập trung nước t_{sd} (phút)

Vùng ϕ_{is}	Vùng mưa																
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII
1	9,6	9,7	9,7	9	9,6	9,6	16	8,4	9,7	9,8	9,5	10	9,8	8,7	8,5	8,7	9,2
1,5	10	10	10	9	10	10	18	8,5	10	10	10	13	10	9,0	8,7	9,0	9,3
2,0	17	15	17	9,5	14	10	25	9	13	15	20	20	15	9,3	9,3	9,5	9,5
2,5	24	22	20	10	20	15	32	10	15	18	28	23	20	9,5	9,5	9,6	9,7
3,0	35	28	25	18	30	22	37	20	18	25	35	30	25	11	10	12	12
4,0	40	37	32	22	35	30	42	30	25	40	55	35	30	20	20	20	20
5,0	53	45	50	30	44	38	50	40	30	45	65	50	40	30	25	30	23
6,0	62	60	60	45	60	50	55	55	40	60	72	60	55	35	32	37	30
7,0	70	70	72	60	75	70	65	65	65	75	80	75	65	50	50	50	40
8,0	75	78	80	68	85	78	75	70	70	85	90	80	70	70	65	65	60
9,0	80	87	90	80	90	82	85	80	80	90	95	87	82	80	70	78	70
10,0	90	95	100	86	95	88	90	90	95	95	110	105	90	85	80	80	80
12,0	100	115	120	95	100	93	100	115	115	110	130	120	100	90	90	90	83
15,0	130	150	150	120	120	120	125	135	135	135	160	150	125	115	125	115	100
17,0	160	165	180	165	170	150	165	190	170	170	200	190	160	160	150	140	130
20,0	200	220	230	200	200	185	205	235	220	220	230	235	200	200	190	175	165
25,0	260	280	265	235	260	230	250	305	290	265	300	300	250	250	250	225	230
30,0	325	360	365	320	320	310	320	370	370	335	400	380	330	320	320	285	300
35,0	370	430	435	400	370	370	400	480	430	345	470	450	400	400	400	355	370
40,0	470	530	520	470	480	470	370	495	520	410	560	540	510	480	490	425	460

Lượng mưa ngày Hp (mm)

TT	Tên trạm	P%	1	2	4	10	25	50
1	2	3	4	5	6	7	8	
I	Lạng Sơn Vùng IV							
1	Na Sầm	195	174	155	129	102		82
2	Thất Khê	220	200	179	150	122		100
3	Thị xã Lạng Sơn	201	186	172	153	129		105
4	Bắc Sơn	294	265	236	190	145		107
5	Phố Bình Gia	234	214	192	160	128		99
6	Dinh Lập	398	364	312	243	179		127
7	Hữu Lũng	310	272	236	185	136		98
8	Diêm He	199	180	161	134	107		85
9	Lộc Bình	196	184	175	150	123		100
10	Thanh Mai	163	155	145	133	116		99
II	Cao Bằng IV							
1	Ngân Sơn	211	193	175	150	122		97
2	Nguyên Bình	176	166	156	141	123		104
3	Trùng Khánh	308	280	247	201	153		112
4	Bảo Lạc	178	161	142	117	92		74
5	Thị xã Cao Bằng	206	190	172	146	119		94
6	Hạ Lang	223	206	196	167	142		120
7	Quảng Uyên	252	234	214	185	150		116
8	Tĩnh Túc	363	322	280	223	163		114
9	Chợ Rã	198	180	162	140	116		85
10	Tà Ba	244	223	203	171	136		102
III	Hà Giang V							
1	Hà Giang	270	251	233	206	172		137
2	Vĩnh Tuy	284	256	230	192	149		112
3	Hoàng Su Phì	370	321	276	212	152		106
4	Bắc Quang	477	445	404	38	290		238
5	Bắc Mê	162	152	142	130	113		96
	Tuyên Quang III							
1	Tuyên Quang	299	265	234	186	140		104
2	Na Đồn	251	221	192	151	119		101
3	Hàm Yên	226	208	192	170	143		120
4	Chiêm Hóa	254	226	197	160	128		105

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
	Lai Châu II						
1	Lai Châu	230	210	191	167	137	110
2	Mường Tè	464	390	321	229	155	112
3	Pha Đin	317	271	231	183	133	95
4	Điện Biên Phủ I	231	210	192	167	134	103
5	Phong Thổ	261	230	206	172	138	110
6	Tùa Chùa	247	222	196	160	124	95
7	Mường Nhé	180	165	148	126	104	85
8	Sinh Hồ	227	213	200	180	155	131
9	Tuần Giáo	220	194	174	148	120	94
10	Nghĩa Lộ	304	266	230	182	167	103
	Sơn La II						
1	Yên Châu	212	193	172	144	113	86
2	Phù Yên	202	188	176	157	133	109
3	Quỳnh Nhai	226	206	185	156	127	102
4	Bắc Yên	322	276	247	200	146	102
5	Sông Mã	132	121	112	97	82	70
6	Sơn La	206	181	136	125	96	83
7	Mộc Châu	216	201	184	161	132	104
8	Cò Nòi	186	169	152	124	97	79
9	Vạn Yên	196	182	167	145	120	94
	Lào Cai III						
1	Lào Cai	197	185	172	152	129	107
2	Cốc Sơn	255	233	211	178	144	114
3	Phố Mới	207	193	177	152	127	103
4	Sa Pa	408	368	318	274	213	158
5	Mường Khương	183	168	153	132	109	88
6	Bát Sắt	259	241	221	190	153	115
7	Cam Đường	211	196	180	154	125	98
8	Mù Cang Chải	220	204	188	162	134	108
9	Bắc Hà	207	186	164	134	104	82
10	Thân Uyên	229	215	200	176	150	124
11	Simacai	148	140	130	114	97	80
	Yên Bái III						
1	Yên Bái	411	352	289	214	155	122
2	Lục Yên	300	280	259	226	187	146

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Thác Bà	307	272	239	194	152	119
4	Bảo Hà	273	242	214	174	134	100
5	Văn Chấn	271	240	210	171	130	99
6	Nghĩa Lộ	304	266	230	182	167	103
7	Tồ Hiệu	321	288	253	211	161	116
	Bắc Thái IV						
1	Thái Nguyên	475	411	351	271	193	133
2	Đại Từ	495	435	373	286	200	133
3	Chợ Đồn	272	239	226	162	122	93
4	Chợ Mới	248	225	205	178	147	120
5	Võ Nhai	513	431	344	244	166	126
6	Nà Rì	577	487	393	280	176	101
7	Bắc Cạn	341	302	260	197	142	102
8	Ba Bể	198	186	172	152	129	107
9	Chợ Chu	536	437	324	213	133	107
10	Phấn Mễ	525	450	374	276	181	117
11	Dinh Hóa	374	329	285	224	162	115
	Vĩnh Phú VI						
1	Việt Trì	311	280	242	193	144	105
2	Phú Hộ	317	288	256	209	162	122
3	Yên Lạc	370	336	300	245	189	140
4	Yên Lãng	266	244	224	191	155	122
5	Kim Anh	307	282	256	213	170	133
6	Liên Sơn	347	312	270	212	156	113
7	Phù Ninh	360	328	290	238	183	136
8	Vĩnh Yên	338	300	261	205	152	111
9	Phúc Yên	289	265	240	201	160	124
10	Mình Dài	324	295	264	218	171	130
11	Đa Phúc	374	320	278	211	151	114
12	Thanh Ba	258	238	217	188	155	123
13	La Phù	248	230	209	183	152	123
14	Tam Đảo	334	314	290	256	216	176
15	Phù Thọ	483	423	367	286	205	239
	Hà Bắc VIII						
1	Yên Châu	297	268	244	212	173	136
2	Bắc Giang	264	238	215	178	139	105

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Chũ	270	235	202	158	112	78
4	Quế Võ	248	232	215	190	160	128
5	Lũ Văn	365	318	256	188	134	108
6	Hiệp Hòa	200	187	174	154	135	112
7	Yên Thế	234	209	185	154	124	101
8	Cầu Sơn	225	205	185	159	130	100
9	Bắc Ninh	224	205	187	161	133	107
10	Yên Dũng	248	227	208	178	143	110
11	Từ Sơn	262	232	205	172	134	102
12	Lạng Giang	238	218	197	168	131	100
13	Tân Yên	254	226	195	161	126	100
14	Thuận Thành	302	271	240	199	150	125
15	Gia Lương	323	295	268	229	183	138
16	Việt Yên	300	264	232	186	144	113
17	Bố Hạ	326	284	243	191	132	100
18	Yên Phong	274	245	215	175	134	102
19	Đáp Cầu	238	218	200	170	136	110
	Quảng Ninh VII						
1	Móng Cái	422	398	372	334	286	236
2	Hà Cối	459	408	356	288	217	159
3	Mũi Ngọc	409	377	345	297	242	191
4	Cô Tô	374	335	296	239	182	136
5	Cát Bà	455	388	316	234	171	144
6	Quảng Yên	294	267	240	205	165	130
7	Ba Chẽ	421	383	356	290	228	170
8	Mỏ Clotide	354	323	292	245	194	148
9	Mạo Khê	492	431	368	278	195	132
10	Đống Bải	530	441	340	239	156	112
11	Cầm Phả	613	533	458	356	252	173
12	Vạn Hoa	536	476	426	347	262	188
13	Uông Bí	385	341	300	241	190	144
14	Bãi Cháy	384	352	318	270	215	168
15	Hồng Gai	445	384	317	246	187	160
16	Tiên Yên	616	535	465	361	259	181
17	Phượng Đông	328	304	277	239	196	156
18	Cửa Ông	336	319	301	269	235	201

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
	Hà Nội VIII						
1	Bách Thảo	322	291	254	222	176	131
2	Láng	367	326	282	227	172	122
3	Đông Anh	342	296	252	195	138	100
4	Liên Mạc	283	252	220	179	155	105
5	Công Chính	325	286	251	201	157	140
	Hà Tây VIII						
1	Hoài Đức	275	246	217	176	135	100
2	Sơn Tây	480	420	364	278	195	133
3	Dập Dãy	263	234	204	168	130	100
4	Phúc Thọ	426	367	312	235	165	115
5	Thạch Thất	545	451	350	242	157	121
6	Mô Chén	257	236	210	190	160	135
7	Cổ Đằng	422	372	322	251	194	152
8	Chũ	353	322	282	248	199	152
9	Thuông Tín	371	325	285	226	160	100
10	Vân Đình	462	399	340	259	178	125
11	Suối Hai	768	650	538	388	250	150
12	Mĩ Đức	569	495	425	322	225	155
13	Chợ Cháy	558	479	404	300	200	125
14	Chúc Sơn	381	337	293	233	170	121
15	Hà Đông	384	334	287	222	156	112
16	Quốc Oai	367	325	283	226	168	124
17	Quảng Oai	384	337	290	224	180	110
18	Thanh Oai	564	485	409	304	200	135
19	Phù Xuyên	513	437	368	268	175	120
20	Hương Sơn	466	416	365	293	210	158
21	Ba Thá	415	365	316	249	190	132
22	Đống Quan	262	239	217	183	146	109
	Hòa Bình VIII II						
1	Hưng Thi	428	376	325	256	190	128
2	Kim Bôi	316	293	270	235	199	160
3	Lương Sơn	371	345	320	276	221	171
4	Hòa Bình	340	308	277	231	180	136
5	Xuân Mai	583	502	425	321	230	158
6	Cống Thẩn	522	447	357	278	185	121

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
7	Chợ Bờ	208	198	185	178	153	130
8	Chi Nê	367	326	300	256	210	165
9	Tân Lạc	378	334	298	237	185	135
10	Suối Rút	314	281	253	204	150	105
	Hải Hưng VIII						
1	Bến Tắm	352	313	278	220	167	120
2	Phù Cù	284	259	233	196	160	123
3	Ninh Giang	356	319	282	229	175	132
4	Hưng Yên	385	345	305	246	180	130
5	Yên Mĩ	279	255	231	196	159	127
6	Bình Giang	250	231	124	190	158	132
7	Khoái Châu	370	325	285	225	170	126
8	Vân Giang	284	257	230	192	150	120
9	Gia Lộc	365	324	281	222	162	117
10	Ấn Thi	306	280	255	213	170	128
11	Kinh Môn	269	242	217	180	140	104
12	Chí Linh	282	254	226	187	146	118
13	Hải Dương	295	270	245	210	165	130
14	Phả Lại	283	252	224	185	144	110
15	Tứ Kì	474	410	342	266	182	125
16	Kim Thành	242	232	220	203	179	149
17	Kim Động	274	246	220	184	145	112
18	Thanh Hà	451	395	338	263	190	125
19	Thanh Miện	380	332	287	223	162	120
20	Cẩm Giàng	277	255	232	199	160	122
21	Châu Giang (Bán)	290	266	241	205	165	124
22	Nam Sách	480	420	337	267	172	122
	Hải Phòng VIII						
1	Hải Phòng	303	276	250	209	160	122
2	Tiên Lãng	406	362	319	258	200	148
3	Cát Bi	282	255	230	194	160	130
4	Vĩnh Bảo	489	424	365	276	194	130
5	Thủy Nguyên	254	239	221	201	172	140
6	Phủ Liễn	517	432	344	242	166	133
7	Bến Tàu	288	260	232	198	158	125
8	Ga	359	318	274	228	174	129

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
	Nghệ Tĩnh X IIX						
1	Vinh	524	470	414	326	243	176
2	Thanh Sơn	216	203	187	172	150	128
3	Thuồng Xá (Nghị Lộc)	464	421	379	313	245	185
4	Phủ Nghĩa (Quỳnh Lưu)	342	299	257	205	152	118
5	Phủ Quý (Đồng Hiếu)	354	323	293	248	197	149
6	Đồ Lương	384	350	317	269	211	154
7	Mường Xén	175	162	147	125	100	74
8	Vạn Phần	238	226	212	189	164	130
9	Yên Lý	419	380	340	275	208	142
10	Quý Châu	406	358	303	230	160	105
11	Tương Dương	296	258	220	165	119	90
12	Hà Tĩnh	671	600	525	419	315	228
13	Quỳnh Lưu	637	550	460	346	234	152
14	Kì Anh	606	550	490	401	308	228
15	Cửa Rào	185	172	160	137	113	91
16	Tiên Trì (Cẩm Nhung)	541	495	451	385	306	238
17	Hộ Độ	464	432	400	341	280	219
18	Kê Gổ	591	540	491	416	326	242
19	Gia Hội	580	539	498	435	362	290
20	Chu Lễ	550	495	436	358	276	210
21	Cẩm Tràng	413	389	360	311	258	206
22	Mông Sơn	623	550	468	350	240	151
23	Khe Bó	292	268	241	200	157	116
24	Nghị Xuân	662	585	521	426	320	229
25	Sơn Lễ (Đập Tỏi)	436	395	355	293	229	173
26	Kì Lạc	570	533	500	440	371	304
27	Sông Con	335	311	285	247	203	157
28	Tây Hiếu	325	300	272	232	189	149
29	Con Cuông	549	470	400	294	196	130
30	Quỳnh Tam	389	360	325	270	214	164
31	Ngọc Sơn	519	463	397	302	216	149
32	Xuân Thành	449	400	340	261	187	129
33	Dừa	428	382	340	278	213	165
34	Nghĩa Dân	366	334	294	258	204	153
35	Kê Bọn	200	185	171	146	118	88

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
36	Dức Hồng (Dức Thọ)	707	625	546	429	313	218
37	Bản Phổng	491	407	357	261	174	115
38	La Khê	541	503	459	394	325	260
39	Cam Phục	431	376	327	249	176	120
40	Nà Tông	282	247	210	165	121	90
41	Châu Khê (Cốc Nà)	393	350	300	230	165	115
42	Đại Sơn	660	575	500	378	267	183
43	Yên Na (Yên Hòa)	215	195	175	147	113	81
44	Hoàng Mai (Q. Thiên)	394	362	330	283	226	170
45	Linh Cẩm	440	407	375	324	267	212
46	Nam Dân	526	452	412	328	241	168
47	Thạch Hưng	632	561	500	411	313	228
48	Đại Lộc	920	807	685	516	358	240
49	Hương Khê	670	590	492	390	287	217
50	Bàu Nước	840	750	654	513	378	260
51	Hòa Duyệt	744	662	576	453	332	239
52	Kì Phương	985	841	699	505	323	202
53	An Lộc	486	432	404	348	281	219
54	Hương Đồng	533	490	452	371	294	222
55	Tân Hợp	335	311	286	243	196	149
56	Nông trường Thanh Mai	566	504	448	370	282	205
57	Chợ Trảng	655	600	540	445	341	240
58	Cửa Hội	681	580	526	414	302	210
59	Khai Sơn	407	374	338	280	220	163
60	Xuân Song	513	470	420	346	272	210
61	Cẩm Xuyên	814	737	650	523	396	290
62	Châu Tiến	348	310	280	227	175	132
63	Kì Giang	411	390	362	320	274	230
64	Nông trường 1-5	454	400	347	265	189	130
65	Sơn Diệm	419	378	335	276	217	168
66	Phối Châu	355	325	298	254	206	160
67	Kim Cương	570	510	450	366	275	200
	Thanh Hóa X IX						
1	Nga Sơn	456	395	294	256	180	125
2	Hậu Lộc	462	410	336	286	210	150
3	Lạch Trường	391	360	332	281	220	175

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
4	Tĩnh Gia	511	458	382	326	245	180
5	Thanh Hóa	591	493	350	283	180	140
6	Cẩm Thủy	318	282	240	187	150	112
7	Yên Mỹ	502	450	400	319	241	177
8	Như Xuân	430	387	346	288	227	177
9	Hồi Xuân	399	351	304	244	187	142
10	Bỉm Sơn	291	262	235	190	145	107
11	Bái Thượng	392	340	300	235	169	116
12	Thạch Quảng	377	340	301	245	186	134
13	Du Độ	371	342	316	272	224	172
14	Triệu Sơn	469	415	360	282	203	137
15	Sao Vàng	544	465	391	284	188	118
16	Sầm Sơn	528	460	411	326	240	170
17	Thống Nhất	414	362	312	240	174	128
18	Phú Lễ	378	326	278	211	144	93
19	Giao An - Bắc Nậm	428	375	326	252	181	125
20	Thanh Cao - Vạn Xuân	536	478	420	333	243	164
21	Mường Hạ - Sơn Lư	306	271	235	183	129	84
22	Thọ Xuân - Xuân Khánh	501	432	363	266	177	116
23	Kiểm - Yên Định	420	365	313	242	171	117
24	Cẩm Thành	566	485	400	292	188	119
25	Hiển Kiệt	233	212	190	160	129	103
26	Nam Động	312	282	253	209	163	124
27	Phong Y	288	258	221	191	150	121
28	Trung Hạ	346	311	278	228	174	126
29	Thạch Thành	338	298	262	207	155	115
30	Sôi	319	294	266	227	185	149
31	Nông Cống	617	536	458	344	237	156
32	Thiệu Hóa	774	656	540	381	236	140
33	Thuông Xuân	397	350	306	243	180	130
34	Phúc Do	273	249	225	189	152	120
35	Vạn Du	325	296	266	224	276	131
36	Lí Nhân	343	303	265	215	163	122
37	Cự Thôn	417	377	333	273	208	153
38	Hoàng Hóa	592	510	431	317	213	141
39	Bất Mọt	310	285	260	223	182	143

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
40	Yên Khương	489	425	358	268	178	110
41	Mường Lát	231	207	182	147	112	86
42	Hối đảo - Đồ gành - Lạch nung	582	515	448	345	245	163
43	Vĩnh Lộc	326	294	264	217	167	122
44	Bá Thuộc	343	309	276	223	171	129
45	Ngọc Lạc	520	450	372	275	184	124
46	Mơ	573	505	439	340	240	157
47	Chổm Hậu - Mường Hót	324	286	251	197	146	108
48	Lam Sơn	586	503	420	307	201	127
49	Yên Cát	418	377	340	281	217	159
50	Ngọc Trà	407	368	330	274	217	170
51	Xóm Giá	665	570	480	351	232	154
52	Giàng	461	411	363	296	222	158
53	Tùng Yên - Cổ Định	581	509	435	328	227	150
54	Lạng Chánh	384	341	300	239	180	135
55	Xóm Gió	345	316	288	247	197	143
56	Quảng Xương	722	612	513	374	241	148
57	Hà Trung	416	371	325	261	194	139
	Thái Bình VIII						
1	Thái Bình	334	309	283	245	205	160
2	Duyên Hà (Hoàng Hà)	472	415	360	286	211	146
3	Hoàng Môn	395	356	320	261	202	150
4	Cống Hệ (Văn Cồ)	521	452	390	299	215	141
5	Tiên Hưng	402	365	327	278	208	147
6	Kiến Xương	346	318	285	248	204	160
7	Ngô Xá	454	404	358	288	215	150
8	Triều Dương	464	417	370	302	230	160
9	Tiến Hải	358	328	302	257	212	170
10	Trà Lĩnh	385	348	312	259	206	160
11	Đồng Nhòng	461	405	350	282	210	156
12	Bến Hiệp	298	272	258	225	190	153
13	Phủ Dục	450	391	332	259	185	132
14	Đa Cốc	304	285	266	237	199	163
	Hà Nam Ninh VIII						
1	Hà Nam (Phủ Lý)	361	322	285	229	174	129
2	Yên Mô	416	373	330	268	206	150

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Lý Nhân	385	343	300	244	180	140
4	Bình Lục	462	404	352	269	192	138
5	Nghĩa Hưng	542	473	408	311	220	150
6	Vụ Bản	337	307	275	234	190	150
7	Bình Minh	420	375	330	265	197	142
8	Rĩa	489	422	365	274	195	139
9	Giao Thủy	402	361	320	261	200	158
10	Ba Sao	493	431	372	290	210	155
11	Nho Quan	507	433	364	268	183	132
12	Nam Định	389	348	308	258	200	162
13	Vân Lý	513	445	326	286	209	153
14	Ninh Bình	451	397	345	271	198	136
15	Đại Đồng	386	354	281	279	231	190
16	Gia Viễn	308	275	242	201	157	124
17	Yên Khánh	354	324	290	255	206	159
18	Phát Diệm (Kim Sơn)	573	484	400	317	242	183
19	Ghềnh	362	324	275	236	182	138
	Bình Trị Thiên XI						
1	Cửa Tùng	501	460	412	345	276	216
2	Đồng Hới	449	410	374	325	268	216
3	Ba Đồn	496	450	409	339	267	202
4	Lệ Thủy	519	475	430	366	290	220
5	Ròn	619	530	465	389	295	220
6	La Trộng	592	521	452	355	257	182
7	Hương Hóa	667	608	545	454	329	225
8	Rào Nam	537	490	447	379	299	220
9	Đồng Tâm	615	570	522	457	377	301
10	Kiên Giang	464	432	400	350	289	227
11	Mai Hóa	597	550	501	433	352	270
12	Mình Hóa	688	612	539	425	315	227
13	Cự Năm	522	481	438	369	299	235
14	Troóc	403	370	334	280	221	166
15	Đông Hà	773	680	580	455	340	240
16	Quảng Khê	362	333	305	260	208	157
17	Huế	800	684	520	410	294	213
18	Phú Bài (Huế)	741	648	573	443	320	224

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
19	Phủ Thanh (Huế)	383	343	306	250	191	140
20	Khe Sanh	357	330	304	263	213	165
21	A. Lưới	525	500	465	410	348	270
22	Nam Đông	663	629	590	526	450	358
23	Thạch Hãn	607	560	520	455	380	303
24	Gia Vòng	459	445	419	396	354	295
	Đắc Lắc XV XVI						
1	Buôn Ma Thuột (KT)	162	152	142	126	109	88
2	Buôn Ma Thuột (NN)	236	211	192	158,81	126	99,87
3	Krông Buk (Cầu 42)	201	189	178	160	140	119
4	MDRAK	353	328	302	261	213	173
5	E 715	360	325	292	243	190	145
6	Krông H'nh	243	221	197	165	132	105
7	Đakmil	259	226	196	154	113	84,5
8	Bản Đôn	278	248	220	174	132	98
9	Buôn Hồ	354	313	273	217	160	114
10	Eakmát	189	176	162	140	119	101
11	Krông Bông	268	245	232	206	174	142
12	Krông Kma	520	455	385	287	245	133
13	Easoe	194	178	162	139	116	100
14	Easup	212	195	178	153	125	99
15	Buôn Trấp	244	224	202	172	140	112
16	Buôn Triết	325	292	258	209	160	118
17	Quảng Sơn	175	167	157	142	125	108
18	Đak mui	220	192	165	127	93	69
19	Đak lăy	240	223	210	183	156	129
20	Trung Đoàn 498	297	256	234	188	143	106
21	Dức Xuyên	173	158	144	124	102	85
22	Cầu 14	216	197	177	150	121	96
23	Đak nông	144	134	128	110	95	82
24	Giang Sơn	320	284	248	199	148	110
25	Cùng Sơn	435	405	375	330	278	223
26	Chư H. lăm	185	180	159	141	115	90
	Lâm Đồng XVI						
1	Suối Vàng	172	162	152	137	118	99
2	Đa Tề	492	430	365	280	195	133

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Lạc Nghiệp	367	316	263	194	132	90
4	Thành Mỹ	448	390	330	241	165	110
5	Ma Đa Gui	228	214	200	181	156	133
6	Tà In	168	156	142	124	104	85
7	Lạc Dương	176	164	152	133	112	92
8	Dại Nga	166	151	144	130	111	95
9	Nam Bang	312	270	230	175	122	81
10	Dại Ninh	146	134	124	110	94	78
11	Dại Đồn	534	465	397	298	205	129
12	Liên Khương	221	196	172	140	108	82
13	Tà Lại	178	171	163	151	137	121
14	Di Linh	238	208	174	138	100	71
15	Phú Hiệp	140	130	122	109	95	80
16	Cầu Đất	192	174	157	134	109	85
17	K' Deune	224	200	180	149	116	90
18	Hà Lâm	145	137	128	118	107	95
19	Dại Ngải	222	207	186	166	134	99
20	Dại Quang	250	232	214	186	156	132
21	Dà Lạt	213	188	162	127	94	73
22	Bảo Lộc	260	225	179	145	106	79
23	Thanh Bình	156	144	132	114	95	79
24	Trạm Bobla	214	189	167	133	100	76
25	Djira mour	121	114	109	98	86	75
26	Trạm Long Hanh	193	172	158	126	94	72
27	Trạm Hành	184	164	148	121	95	74
28	Bình Thành	171	161	146	133	111	89
29	Bình Đức	139	132	122	112	95	76
	Gia Lai - Kon Tum XIV						
1	Pơ Mơ Rê	286	260	232	195	154	119
2	Mang Giang	540	503	431	332	241	162
3	Đăk Doa	316	277	235	189	138	98
4	Biển Hồ	252	232	211	181	150	121
5	Đăk Tô	170	162	153	140	124	109
6	Kon Plông	250	230	210	180	146	113
7	Trung Nghĩa	195	184	172	153	131	110
8	Sa Thầy	138	132	125	115	103	91

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
9	Kon Tum	204	185	170	142	114	92
10	Hậu Bồn (Cheo Reo)	209	191	174	148	120	96
11	Chư Sê	186	175	164	149	129	109
12	Phú Túc	327	291	257	207	156	113
13	Chư Prông	414	375	334	270	212	161
14	Chư Pah	287	272	255	229	198	166
15	An Khê	197	188	181	168	152	134
16	Grai Gelông	255	228	200	169	133	105
17	Play-Ku	298	266	238	194	150	116
18	Ya Puch	289	259	235	195	156	123
19	Ayunpa	320	284	248	197	148	108
	Quảng Nam-Đà Nẵng						
1	Đà Nẵng XII	448	406	365	307	245	188
2	Nông Sơn	618	562	501	409	321	235
3	Hội An	437	391	353	286	219	160
4	Tam Kỳ	754	662	570	444	316	212
5	Hoàng Sa	595	507	370	276	185	162
	Nghĩa Bình XIII						
1	An Hòa (Quảng Nam)	327	321	312	299	284	268
2	Cây Mương	216	213	207	201	185	173
3	An Chỉ	361	330	306	269	228	192
4	Sơn Giang	468	442	414	372	330	275
5	Quảng Ngãi	680	590	478	390	278	190
6	Qui Nhơn	460	405	384	280	214	164
7	An Lão	373	332	298	242	183	130
8	Phú Phong	357	318	277	224	163	110
9	Ba Tơ	517	462	408	319	236	170
10	Hoài Nhơn	239	226	212	192	165	138
	Phú Khánh XIII						
1	Đống Trảng	543	472	404	301	205	135
2	Tuy Hòa	520	457	390	295	205	135
3	Sông Hinh	911	754	715	573	430	307
4	Cam Lâm	270	250	230	199	164	130
5	Sông Cầu	428	385	342	280	211	149
6	Ninh Hòa	348	306	249	211	153	105
7	An Lộc	274	243	209	162	119	91

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
8	Tu Bông	323	293	264	219	171	125
9	Ba Ngòi	269	246	222	187	148	112
10	Đồng Xuân	297	264	228	178	127	85
11	Nha Trang	499	442	384	309	227	160
12	Trường Sa	324	290	257	212	165	126
13	Cung Sơn	320	282	248	200	150	110
	Thuận Hải XVII						
1	Phan Thiết	195	175	159	130	101	78
2	Phan Rang	219	200	176	153	124	94
3	Cà Ná	308	271	238	190	139	97
4	Phan Rí Chàm	149	137	122	110	90	71
5	Tà Pao	306	269	231	195	146	116
6	Sông Lũy	412	364	314	249	180	129
7	Hồng Kim	157	148	140	137	114	99
8	Hàm Tân	262	236	205	178	137	93
	Tây Ninh XVIII						
1	Lộc Ninh	168	157	144	128	110	94
2	Tây Ninh	186	168	150	128	104	84
3	Cầu Đẳng	152	140	127	109	91	78
4	Hàng Gòn	173	161	143	129	109	91
	Đồng Nai						
1	Xuân Lộc	296	258	221	174	128	93
2	Bình Lộc	252	221	189	152	115	88
3	Túc Trưng	216	194	167	145	117	95
4	Trảng Bom (Trung tâm Lâm sản)	258	228	197	163	125	95
5	Biên Hòa	194	175	158	133	106	82
6	An Lộc	281	254	220	173	128	94
7	Dầu Giây	239	214	189	158	125	97
8	Long Thành	282	249	214	175	131	96
9	Xã Bàng	234	216	196	171	140	111
10	Bình Ba	260	230	200	163	124	94
11	Phước Lễ	223	203	181	153	120	91
12	Cây Gạo	310	270	236	204	132	95
13	Gia Ray	145	138	129	121	108	93
14	Cẩm Tầm	243	217	190	158	123	94

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
15	Trảng Bom (Dồn diên cao su, Biên Hòa)	257	232	206	167	130	100
	Sông Bé						
1	Phước Bình	220	201	181	156	128	103
2	Phú Riềng	220	200	181	156	129	127
3	Hớn Quản	185	169	153	134	111	90
4	Phước Hòa	208	197	184	166	143	122
5	Phước Long	163	156	149	137	123	109
	Đặc khu Vũng Tàu - Côn Đảo						
1	Vũng Tàu	237	212	187	150	114	86
2	Côn Sơn	285	232	204	180	144	101
	Tp Hồ Chí Minh						
1	Sài Gòn (Tân Sơn Nhất)	197	181	165	142	117	96
2	Sài Gòn (Khí tượng)	177	169	157	140	124	98
	An Giang						
1	Châu Đốc	200	180	160	129	100	76
2	Tân Châu	261	230	200	155	118	82
3	Chợ Mới	212	193	170	140	111	87
4	Long Xuyên	180	168	156	138	116	94
5	Bình Đức	140	132	125	111	94	76
6	Bình Hòa	274	242	206	158	114	76
7	Chi Lăng	134	121	106	86	65	49
8	Thạch Trung	126	121	115	107	97	88
9	Vàm Nao	244	220	191	155	118	89
10	Vọng Đông	287	244	204	147	92	58
11	Hội An	193	172	148	113	80	55
12	Núi Sập	214	190	166	135	102	82
13	Vĩnh Trạch	190	170	150	124	98	80
	Hậu Giang						
1	Sóc Trăng	195	177	160	136	110	89
2	Cần Thơ	214	189	168	134	101	76
3	Khánh Hưng	234	214	188	175	127	86
4	Đại Ngãi	221	204	188	163	132	102
5	Vĩnh Bình	162	156	147	134	118	101
6	Vị Thanh	286	253	218	168	122	261

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
7	Ngọc Tố	166	156	145	128	110	92
8	Ô Môn	181	167	151	128	102	78
9	Phụng Hiệp	173	160	144	125	104	85
10	Thốt Nốt	136	130	122	109	94	76
11	Thanh Tri	340	300	260	199	144	101
12	Mỹ Tri	176	158	140	118	99	86
13	Khánh Hưng (khí tượng)	306	258	232	183	130	104
	Tiền Giang						
1	Gò Kông	222	200	170	146	113	85
2	Mỹ Tho	199	182	160	131	102	79
3	Cái Bè	195	178	158	128	98	72
4	Cái Lậy	163	150	136	114	94	78
5	Chợ Gạo	136	130	122	109	94	58
6	Châu Thành	173	158	142	118	91	70
7	Hòa Bình	168	157	145	127	107	86
8	Vàm Kinh	174	161	147	126	104	85
	Bến Tre						
1	Bến Tre	224	200	177	145	112	88
2	Trúc Giang	287	252	217	167	120	83
3	Bến Cù	213	196	178	152	126	103
4	Trực Giang	336	278	200	149	100	75
	Kiên Giang						
1	Kiên Lương	329	298	262	210	156	108
2	Tân Hiệp	199	180	164	137	110	88
3	Hà Tiên	278	232	202	160	117	90
4	Hồ Phông	126	118	112	100	80	57
5	Phú Quốc	287	268	245	213	177	144
6	Hàm Ninh	233	217	200	174	144	112
7	Rạch Giá	279	246	213	165	123	90
8	An Biên	287	267	247	216	175	129
	Tây Ninh						
1	Lộc Ninh	168	157	146	128	110	94
2	Tây Ninh	186	168	153	128	104	84
3	Hàng Gòn	173	161	143	129	109	91
	Cửu Long						
1	Tú Vinh	177	165	152	135	114	94

Phụ lục 15 (tiếp)

1	2	3	4	5	6	7	8
2	Vĩnh Long	224	194	151	124	99	89
3	Càng Long	172	162	145	123	97	77
	Long An						
1	Tân An	238	212	188	154	114	86
2	Hiệp Hòa	176	165	153	136	114	93
3	Mộc Hóa	210	192	168	145	105	75
4	An Lạc	324	288	248	189	135	94
5	Đức Huệ	234	206	177	139	104	81
6	Kiến Bình	206	188	168	139	110	84
7	Hậu Thanh	118	115	112	107	100	88
8	Cần Lâm	226	217	213	194	176	154
	Đồng Tháp						
1	Sa Đéc	189	170	152	129	106	86
2	Cao Lãnh	204	184	164	135	107	83
3	Thanh Hưng	239	212	185	145	106	74
4	Đồng Tháp	96	95	93	88	82	71
	Mình Hải						
1	Bạc Liêu	200	181	162	132	103	79
2	An Xuyên	168	161	153	141	127	113
3	Năm Căn	263	236	208	168	128	96
4	Cà Mau	159	150	142	129	115	102
5	Kai Keo	181	166	152	132	111	93
6	Ghềnh Hào	230	212	192	165	132	103
7	Thới Bình	223	207	190	163	132	102
8	Phước Long (Hồng Dậu)	304	268	232	178	129	92
9	Phong Dân	182	171	159	140	119	96
10	Trần Văn Thới	146	137	127	113	96	81

Khả năng thoát nước

Chiều sâu mực nước dâng $H(m)$ và vận tốc dòng nước $v(m/s)$
dùng cho cống tròn có miệng loại thường - loại I

d (m)	0,75				0,90				1,00				1,25	
Q (m ³ /s)	I		II		I		II		I		II		I	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
0,1	0,60	1,71	0,57	1,71	0,56	1,60	0,53	1,60	0,54	1,57	0,50	1,57	0,49	1,50
0,6	0,77	2,12	0,72	2,05	0,71	1,85	0,66	1,85	0,67	1,77	0,63	1,77	0,63	1,75
0,8	1,02	2,83	0,87	2,32	0,83	2,07	0,77	2,07	0,79	1,96	0,74	1,96	0,73	1,83
0,9	1,20	3,25	0,95	2,48	0,90	2,20	0,84	2,20	0,86	2,08	0,80	2,08	0,79	1,91
1,0	1,32	3,51	1,00	2,58	0,96	2,43	0,89	2,29	0,90	2,14	0,84	2,14	0,82	1,95
1,1	1,44	3,74	1,05	2,68	1,01	2,58	0,92	2,34	0,94	2,20	0,87	2,20	0,85	2,00
1,2	1,72	4,23	1,18	2,72	1,14	2,91	0,99	2,47	1,00	2,32	0,93	2,32	0,91	2,10
1,4	2,17	4,95	1,34	3,18	1,36	3,40	1,09	2,60	1,13	2,74	1,03	2,47	0,99	2,20
1,6	2,70	5,63	1,52	3,63	1,52	3,88	1,20	2,85	1,29	3,12	1,11	2,60	1,06	2,30
1,8	3,30	6,35	1,73	4,08	1,89	4,37	1,35	3,03	1,47	3,51	1,20	2,76	1,14	2,42
2,0	3,97	7,05	1,94	4,54	2,22	4,85	1,46	3,15	1,68	3,91	1,29	2,79	1,22	2,55
2,2			2,22	5,02	2,55	5,35	1,58	3,50	1,94	4,35	1,40	3,12	1,31	2,80
2,5			2,57	5,98	3,15	6,07	1,76	3,94	2,29	4,88	1,58	3,19	1,45	3,14
3,0			3,36	6,80	4,29	7,29	2,16	4,72	3,04	5,86	1,83	3,82	1,76	3,78
3,3			3,85	7,40			2,39	5,15	3,49	6,38	1,97	4,17	1,95	4,12
3,5							2,60	5,50	3,92	6,85	2,12	4,46	2,11	4,41
3,9							2,95	6,11	4,70	7,61	2,38	4,95	2,45	4,90
4,0							3,14	6,30			2,46	5,10	2,55	5,04
4,5							3,73	7,10			2,84	5,74	3,03	5,66
4,8											3,10	6,15	3,38	6,05
5,0											3,24	6,38	3,56	6,30
5,5											3,75	7,00	4,16	6,93
6,0													4,80	7,56
6,1														
6,5														
6,7														
7,0														
7,5														
8,0														
8,5														
9,0														
9,5														
10,0														
11,0														
12,0														
13,0														
14,0														
15,0														
16,0														
17,0														
18,0														
19,0														
20,0														
21,0														
22,0														
23,0														

Chú thích bảng 16

a- Miệng loại thường (loại I) : miệng tường thẳng, miệng chữ bát, miệng theo dạng ta luy.

b- Loại II : miệng cống làm theo dạng dòng chảy.

Những số phía trên vạch tính theo quy trình của cống không áp, ở cửa vào cống có một khoảng trống bằng 1/4 d, nhưng bé hơn 0,25 m.

Những số phía dưới vạch ứng với cống làm việc trong điều kiện có áp không ổn định (loại I) và áp ổn định (loại II).

của cống tròn

phụ thuộc vào lưu lượng Q (m^3/s)
và miệng loại đặc biệt (loại II)

		1,50				1,75				2,00				d (m)
II		I		II		I		II		I		II		Q
H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	(m^3/s)
0,44	1,50	0,48	1,43	0,42	1,43	0,44	1,36	0,40	1,36	0,42	1,34	0,38	1,34	0,6
0,57	1,76	0,59	1,65	0,53	1,65	0,54	1,53	0,49	1,53	0,52	1,48	0,47	1,48	0,4
0,67	1,83	0,69	1,78	0,63	1,78	0,63	1,68	0,57	1,68	0,58	1,58	0,53	1,58	0,8
0,73	1,91	0,73	1,83	0,67	1,83	0,70	1,80	0,64	1,80	0,64	1,66	0,59	1,66	0,9
0,76	1,95	0,77	1,86	0,71	1,86	0,73	1,83	0,67	1,83	0,68	1,74	0,62	1,74	1,0
0,79	2,00	0,80	1,90	0,74	1,90	0,76	1,86	0,69	1,86	0,72	1,79	0,66	1,79	1,1
0,85	2,10	0,85	1,97	0,79	1,97	0,80	1,91	0,73	1,91	0,78	1,80	0,62	1,89	1,2
0,93	2,20	0,91	2,06	0,86	2,06	0,89	2,01	0,81	2,01	0,84	1,96	0,77	1,96	1,4
1,00	2,30	0,99	2,14	0,92	2,14	0,95	2,08	0,87	2,08	0,90	2,03	0,83	2,03	1,6
1,06	2,42	1,06	2,25	0,98	2,25	1,00	2,14	0,92	2,14	0,96	2,08	0,88	2,08	1,8
1,13	2,55	1,12	2,33	1,04	2,33	1,07	2,19	0,99	2,19	1,02	2,14	0,94	2,14	2,0
1,20	2,64	1,20	2,41	1,11	2,41	1,13	2,28	1,05	2,28	1,07	2,20	0,99	2,20	2,2
1,29	2,77	1,28	2,52	1,18	2,52	1,21	2,38	1,12	2,38	1,14	2,28	1,06	2,28	2,5
1,45	3,02	1,42	2,73	1,31	2,73	1,31	2,51	1,22	2,51	1,26	2,41	1,18	2,41	3,0
1,54	3,16	1,50	2,84	1,39	2,84	1,38	2,58	1,29	2,58	1,32	2,48	1,23	2,48	3,3
1,63	3,20	1,56	3,06	1,55	2,89	1,43	2,66	1,34	2,66	1,38	2,54	1,28	2,54	3,5
1,75	3,50	1,67	3,38	1,54	3,02	1,53	2,77	1,44	2,77	1,46	2,62	1,35	2,62	3,8
1,84	3,56	1,77	3,50	1,57	3,05	1,56	2,80	1,46	2,80	1,48	2,65	1,37	2,65	4,0
1,99	3,70	2,00	3,94	1,69	3,22	1,68	2,97	1,56	2,97	1,58	2,76	1,47	2,76	4,5
2,10	3,95	2,16	4,21	1,77	3,33	1,75	3,06	1,62	3,06	1,64	2,84	1,53	2,84	4,8
2,16	4,10	2,25	4,37	1,81	3,39	1,78	3,24	1,65	3,08	1,67	2,86	1,56	2,86	5,0
2,36	4,51	2,57	4,81	1,93	3,56	1,94	3,56	1,75	3,20	1,77	2,97	1,69	2,97	5,5
2,58	4,93	2,84	5,25	2,07	3,77	2,11	3,88	1,85	3,32	1,86	3,08	1,73	3,08	6,0
2,62	5,00	2,88	5,30	2,10	3,81	2,13	3,91	1,87	3,35	1,88	3,11	1,74	3,11	6,1
2,81	5,33	3,20	5,68	2,28	3,70	2,30	4,20	1,95	3,44	1,96	3,21	1,81	3,21	6,5
2,92	5,52	3,34	5,86	2,32	3,83	2,39	4,35	1,99	3,50	2,00	3,27	1,85	3,27	6,7
3,06	5,75	3,56	6,12	2,39	3,98	2,50	4,53	2,05	3,58	2,07	3,42	1,89	3,28	7,0
3,32	6,15	3,96	6,56	2,52	4,26	2,72	4,85	2,14	3,69	2,16	3,66	1,98	3,38	7,5
3,60	6,55	4,32	6,95	2,65	4,55	2,94	5,18	2,24	3,83	2,28	3,90	2,05	3,47	8,0
3,90	6,98	4,82	7,45	2,80	4,84	3,18	5,50	2,34	3,97	2,42	4,14	2,12	3,55	8,5
4,20	7,40			2,96	5,12	3,45	5,83	2,54	4,13	2,58	4,40	2,21	3,66	9,0
				3,14	5,40	3,73	6,15	2,63	4,14	2,73	4,64	2,29	3,75	9,5
				3,32	5,70	4,00	6,46	2,72	4,16	2,90	4,88	2,37	3,85	10,0
				3,71	6,25	4,63	7,10	2,92	4,58	3,24	5,35	2,53	4,65	11,0
				4,10	6,81			3,14	5,00	3,64	5,86	2,70	4,27	12,0
				4,50	7,35			3,39	5,41	4,06	6,34	2,97	4,42	13,0
								3,64	5,85	4,51	6,84	3,13	4,46	14,0
								3,91	6,25	5,00	7,30	3,29	4,78	15,0
								4,21	6,67			3,40	5,10	16,0
								4,56	7,09			3,65	5,41	17,0
												3,86	5,73	18,0
												4,07	6,05	19,0
												4,29	6,08	20,0
													6,70	21,0
												4,79	7,01	22,0
												5,04	7,32	23,0

Khả năng thoát nước

Chiều sâu mưa nước dâng H(m) và vận tốc v(m/s) phụ thuộc theo lưu lượng khác nhau, có miệng cống loại thường - loại I

h (m)	1,00				1,50				2,00				2,50	
q (m ³ /s)	I		II		I		II		I		II		I	
	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v
0,4	0,43	1,58	0,40	1,58	0,43	1,58	0,40	1,58	0,43	1,58	0,40	1,58	0,43	1,53
0,6	0,56	1,81	0,52	1,81	0,56	1,81	0,52	1,81	0,56	1,81	0,52	1,81	0,56	1,81
0,8	0,63	1,98	0,63	1,98	0,68	1,98	0,63	1,98	0,68	1,98	0,66	1,98	0,68	1,98
1,0	0,79	2,14	0,73	2,14	0,79	2,14	0,73	2,14	0,79	2,14	0,73	2,14	0,79	2,14
1,2	0,89	2,26	0,83	2,26	0,89	2,26	0,83	2,26	0,89	2,26	0,83	2,26	0,89	2,26
1,4	0,99	2,39	0,91	2,39	0,99	2,39	0,91	2,39	0,99	2,39	0,91	2,39	0,99	2,39
1,6	1,08	2,48	1,00	2,48	1,08	2,50	1,00	2,48	1,08	2,50	1,00	2,50	1,08	2,50
1,8	1,20	2,79	1,08	2,59	1,16	2,59	1,08	2,59	1,16	2,59	1,08	2,59	1,16	2,59
2,0	1,32	3,08	1,16	2,70	1,26	2,70	1,16	2,70	1,26	2,70	1,16	2,70	1,26	2,70
2,5	1,70	3,85	1,34	2,90	1,45	2,90	1,34	2,90	1,45	2,90	1,34	2,90	1,45	2,90
2,6	1,78	3,98	1,38	2,95	1,50	2,95	1,38	2,95	1,50	2,95	1,38	2,95	1,50	2,95
3,0	2,17	4,64	1,52	3,02	1,64	3,04	1,52	3,08	1,64	3,08	1,52	3,08	1,64	3,08
3,5	2,71	5,40	1,71	3,52	1,87	3,55	1,70	3,25	1,83	3,25	1,70	3,25	1,83	3,25
4,0	3,35	6,16	1,92	4,03	2,15	4,06	1,86	3,40	2,02	3,39	1,86	3,40	2,05	3,40
4,5	4,06	6,94	2,17	4,53	2,46	4,56	2,00	3,53	2,11	3,40	2,00	3,53	2,16	3,53
5,0			2,44	5,04	2,80	5,07	2,14	3,64	2,30	3,76	2,15	3,66	2,32	3,66
5,5			2,75	5,55	3,19	5,59	2,28	3,70	2,51	4,14	2,28	3,78	2,46	3,78
6,0			3,08	6,05	3,61	6,10	2,42	4,04	2,74	4,52	2,42	3,90	2,54	3,84
6,5			3,44	6,55	4,06	6,58	2,58	4,36	2,99	4,89	2,56	3,99	2,70	3,91
7,0			3,81	7,05	4,55	7,10	2,76	4,70	3,26	5,26	2,66	4,08	2,88	4,21
7,5							2,94	5,04	3,55	5,65	2,80	4,18	3,06	4,51
8,0							3,14	5,37	3,96	6,02	2,92	4,23	3,26	4,81
8,5							3,35	5,70	4,19	6,40	3,04	4,28	3,47	5,11
9,0									4,54	6,78	3,17	4,55	3,70	5,41
9,3									4,76	6,99	3,22	4,65	3,82	5,60
9,5									4,91	7,15	3,30	4,79	3,98	5,71
10,0											3,44	5,04	4,18	6,01
11,0											3,74	5,55	4,72	6,60
12,0											3,83	5,70	5,32	7,20
13,0											4,08	6,05		
14,0											4,44	6,55		
15,0											4,83	7,05		
16,0														
17,0														
18,0														
19,0														
20,0														
21,0														
22,0														
23,0														
24,0														
25,0														
26,0														
27,0														
28,0														

Chú thích bảng 17

1-q là lưu lượng chảy qua 1 mét dài khẩu độ cống.

2 - Những số phía trên vạch tính theo quy định của cống không áp, ở cửa vào cống có một khoảng trống bằng 1/6 chiều cao cống nhưng không lớn hơn 0,5m. Những số phía dưới vạch ứng với cống làm việc trong điều kiện căng thẳng bán áp loại I và có áp loại II.

của cống vuông

chảy qua khẩu độ cống dùng cho cống vuông có chiều cao cống $h(m)$
và loại làm theo dạng dòng chảy (loại II)

		3,00				3,50				4,00				h (m)
II		I		II		I		II		I		II		q
H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	H	v	(m ³ /s)
0,40	1,58	0,43	1,58	0,40	1,58	0,43	1,58	0,40	1,58	0,43	1,58	0,40	1,58	0,4
0,52	1,81	0,56	1,84	0,52	1,81	0,56	1,81	0,52	1,81	0,56	1,81	0,52	1,81	0,6
0,63	1,98	0,68	1,98	0,63	1,98	0,68	1,98	0,63	1,98	0,68	1,98	0,63	1,98	0,8
0,73	2,14	0,79	2,11	0,73	2,14	0,79	2,14	0,73	2,14	0,79	2,14	0,73	2,14	1,0
0,83	2,26	0,89	2,26	0,83	2,26	0,89	2,26	0,83	2,26	0,89	2,26	0,83	2,26	1,2
0,91	2,39	0,99	2,39	0,91	2,39	0,99	2,39	0,91	2,39	0,99	2,39	0,91	2,39	1,4
1,00	2,50	1,08	2,50	1,00	2,50	1,08	2,50	1,00	2,50	1,08	2,50	1,00	2,50	1,6
1,08	2,59	1,16	2,59	1,08	2,59	1,16	2,59	1,08	2,59	1,16	2,59	1,08	2,59	1,8
1,16	2,70	1,26	2,70	1,16	2,70	1,26	2,70	1,16	2,70	1,26	2,70	1,16	2,70	2,0
1,34	2,90	1,45	2,90	1,34	2,90	1,45	2,90	1,34	2,90	1,45	2,90	1,34	2,90	2,5
1,38	2,95	1,50	2,95	1,38	2,95	1,50	2,95	1,38	2,95	1,50	2,95	1,38	2,95	2,6
1,52	3,08	1,64	3,08	1,52	3,08	1,64	3,08	1,52	3,08	1,64	3,08	1,52	3,08	3,0
1,70	3,25	1,83	3,25	1,70	3,25	1,83	3,25	1,70	3,25	1,83	3,25	1,70	3,25	3,5
1,86	3,40	2,05	3,40	1,86	3,40	2,05	3,40	1,86	3,40	2,05	3,40	1,86	3,40	4,0
2,00	3,53	2,16	3,53	2,00	3,53	2,16	3,53	2,00	3,53	2,16	3,53	2,00	3,53	4,5
2,15	3,66	2,32	3,66	2,15	3,66	2,32	3,66	2,15	3,66	2,32	3,66	2,15	3,66	5,0
2,28	3,78	2,46	3,78	2,28	3,78	2,46	3,78	2,28	3,78	2,46	3,78	2,28	3,78	5,5
2,42	3,90	2,61	3,90	2,42	3,90	2,61	3,90	2,42	3,90	2,61	3,90	2,42	3,90	6,0
2,56	3,99	2,76	3,99	2,56	3,99	2,76	3,99	2,56	3,99	2,76	3,99	2,56	3,99	6,5
2,66	4,08	2,88	4,08	2,66	4,08	2,88	4,08	2,66	4,08	2,88	4,08	2,66	4,08	7,0
2,80	4,18	3,03	4,18	2,80	4,18	3,02	4,18	2,80	4,18	3,02	4,18	2,80	4,18	7,5
2,92	4,28	3,21	4,21	2,92	4,28	3,16	4,28	2,92	4,28	3,16	4,28	2,92	4,28	8,0
3,04	4,36	3,37	4,17	3,04	4,36	3,28	4,36	3,01	4,36	3,28	4,36	3,01	4,36	8,5
3,15	4,45	3,51	4,74	3,15	4,45	3,42	4,45	3,15	4,45	3,42	4,45	3,15	4,45	9,0
3,22	2,50	3,64	4,88	3,22	4,50	3,50	4,50	3,22	4,50	3,50	4,50	3,22	4,50	9,3
3,29	4,54	3,72	5,00	3,29	4,51	3,53	4,51	3,29	4,54	3,56	4,54	3,29	4,54	9,5
3,40	4,62	3,91	5,26	3,40	4,62	3,71	4,52	3,40	4,62	3,68	4,62	3,40	4,62	10,0
3,77	4,73	4,32	5,89	3,60	4,75	3,91	4,90	3,60	4,75	3,90	4,75	3,60	4,75	11,0
3,80	4,80	5,26	6,85	3,82	4,90	4,27	5,35	3,82	4,90	4,04	1,82	3,82	4,90	12,0
4,02	5,20	5,79	7,36	4,02	5,03	4,93	5,80	4,02	5,03	4,29	4,89	4,02	5,03	13,0
4,27	5,60			4,49	5,13	5,02	6,25	4,24	5,15	4,56	5,26	4,21	5,15	14,0
4,53	6,00			4,55	5,23	5,14	6,70	4,43	5,26	4,85	5,61	4,43	5,26	15,0
4,84	6,40			4,61	5,33	5,87	7,15	4,61	5,39	5,16	6,02	4,64	5,36	16,0
5,10	6,80			4,81	5,67			4,82	5,50	5,49	6,40	4,82	5,50	17,0
5,40	7,20			5,03	6,00			5,27	5,59	5,84	6,76	5,02	5,61	18,0
				5,26	6,33			5,31	5,66	6,21	7,15	5,28	5,70	19,0
				5,52	6,67			5,36	5,72			5,39	5,82	20,0
				5,77	7,00			5,53	6,00			5,55	5,90	21,0
								5,73	6,29			5,90	5,91	22,0
								5,93	6,57			6,01	5,97	23,0
								6,14	6,85			6,03	6,00	24,0
								6,38	7,15			6,20	6,25	25,0
												6,38	6,50	26,0
												6,57	6,75	27,0
												6,77	7,00	28,0

a) Vận tốc cho phép không xói của dòng nước chảy trên lòng suối cấu tạo là đất dính

Loại đất	Thành phần hạt địa chất của suối		Địa chất là đất nền chất ft - Dung trọng hạt nhỏ hơn 1,2 T/m ³		Địa chất là đất nén trung bình - Dung trọng hạt 1,20 - 1,66 T/m ³		Đất nén chặt Dung trọng hạt 1,66 - 2,04 T/m ³		Đất rất chắc - Dung trọng hạt 2,04 - 2,14 T/m ³	
	< 0,005	0,005 đến 0,05	0,4	1,0	2,0	3,0	0,4	1,0	2,0	3,0
Đất sét	30 ÷ 50	70 ÷ 50								3,0
Đất sét nặng	20 ÷ 30	80 ÷ 70	0,35	0,4	0,45	0,5	0,7	0,85	0,95	1,1
Đất á sét	10 ÷ 20	90 ÷ 80	0,35	0,4	0,45	0,5	0,65	0,80	0,90	1,0
Đất bột khi lún đã ổn định	-	-	-	-	-	-	0,6	0,7	0,8	0,85
Á sét	5 ÷ 10	20 ÷ 40								

Chiều sâu mực nước chảy, m

b) Vận tốc cho phép không xói của dòng nước chảy trên lòng suối cấu tạo là đất không dính

TT	Loại đất và đặc điểm		Kích thước hạt thô những (mm)	Chiều sâu bình quân của nước, m					
	Tên	Hình dạng		0,4	1,0	2,0	3,0	5,0	≥ 10
				Lưu tốc bình quân (m/sec)					
1	Bùn đất	Bùn có thêm cát nhỏ và cát mịn	0,005 ÷ 0,05	0,15 ÷ 0,20	0,20 ÷ 0,30	0,25 ÷ 0,40	0,30 ÷ 0,45	0,40 ÷ 0,55	0,45 ÷ 0,65
2	Cát nhỏ	Cát nhỏ + trung (ít)...	0,05 ÷ 0,25	0,20 ÷ 0,35	0,30 ÷ 0,45	0,40 ÷ 0,55	0,45 ÷ 0,60	0,55 ÷ 0,70	0,65 ÷ 0,80
3	Cát nhỏ	Đất cát sét nhỏ, cát trung + cát lớn (ít)...	0,25 ÷ 1,00	0,35 ÷ 0,50	0,45 ÷ 0,60	0,55 ÷ 0,70	0,60 ÷ 0,75	0,70 ÷ 0,85	0,80 ÷ 0,95
4	Cát lớn	Cát lớn lẫn cát sỏi, cát nhỏ lẫn đất sét	1,00 ÷ 2,50	0,50 ÷ 0,65	0,60 ÷ 0,75	0,70 ÷ 0,80	0,75 ÷ 0,90	0,85 ÷ 1,00	0,95 ÷ 1,20
5	Sỏi nhỏ	Sỏi nhỏ lẫn sỏi lớn...	2,50 ÷ 5,00	0,65 ÷ 0,80	0,75 ÷ 0,85	0,80 ÷ 1,00	0,90 ÷ 1,10	1,00 ÷ 1,20	1,20 ÷ 1,50
6	Sỏi nhỏ	Sỏi lớn lẫn cát và sỏi nhỏ...	5,00 ÷ 10,00	0,80 ÷ 0,90	0,85 ÷ 1,05	1,00 ÷ 1,15	1,10 ÷ 1,30	1,20 ÷ 1,45	1,50 ÷ 1,75
7	Sỏi lớn	Cuội nhỏ lẫn cát sỏi...	10,0 ÷ 15,0	0,90 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,20	1,15 ÷ 1,35	1,30 ÷ 1,50	1,45 ÷ 1,65	1,75 ÷ 2,00
8	Cuội nhỏ	Cuội lớn lẫn cát sỏi...	15,0 ÷ 25,0	1,10 ÷ 1,25	1,20 ÷ 1,45	1,35 ÷ 1,55	1,50 ÷ 1,85	1,65 ÷ 2,00	2,00 ÷ 2,30
9	Cuội nhỏ	Cuội lớn lẫn sỏi...	25,0 ÷ 40,0	1,25 ÷ 1,50	1,45 ÷ 1,85	1,65 ÷ 2,10	1,85 ÷ 2,30	2,00 ÷ 2,45	2,30 ÷ 2,70
10	Cuội lớn	Đá trứng ngỗng nhỏ lẫn cuội sỏi...	40,0 ÷ 75,0	1,50 ÷ 2,00	1,85 ÷ 2,40	2,10 ÷ 2,75	2,30 ÷ 3,10	2,45 ÷ 3,30	2,70 ÷ 3,60
11	Đá trứng ngỗng nhỏ	Đá trứng ngỗng nhỏ lẫn đá cuội...	75,0 ÷ 100,0	2,00 ÷ 2,45	2,40 ÷ 2,80	2,75 ÷ 3,20	3,10 ÷ 3,50	3,30 ÷ 3,80	3,60 ÷ 4,20
12	Đá trứng ngỗng nhỏ	Đá trứng ngỗng nhỏ lẫn đá trứng ngỗng lớn. Đá trứng ngỗng lớn lẫn tạp vật	100 ÷ 150	2,45 ÷ 3,00	2,80 ÷ 3,35	3,20 ÷ 3,75	3,50 ÷ 4,10	3,80 ÷ 4,40	4,20 ÷ 4,50

Phụ lục 18 (tiếp)

TT	Loại đất và đặc điểm		Kích thước hạt thô nhưỡng (mm)	Chiều sâu bình quân của nước, m					
	Tên	Hình dạng		0,4	1,0	2,0	3,0	5,0	≥ 10
				Lưu tốc bình quân (m/sec)					
13	Đá trứng ngỗng lớn	Đá trứng ngỗng lớn lẫn đá đầu sù nhỏ, đá cuội...	150 ÷ 200	3,00 ÷ 3,50	3,35 ÷ 3,80	3,75 ÷ 4,30	4,10 ÷ 4,65	4,40 ÷ 5,00	4,50 ÷ 5,40
14	Đá đầu sù nhỏ	Đá đầu sù nhỏ lẫn đá cuội...	200 ÷ 300	3,50 ÷ 3,85	3,80 ÷ 4,35	4,30 ÷ 4,70	4,65 ÷ 4,90	5,00 ÷ 5,50	5,40 ÷ 5,90
15	Đá đầu sù nhỏ	Đá đầu sù lẫn đá trứng ngỗng...	300 ÷ 400	3,50 ÷ 3,85	4,35 ÷ 4,75	4,70 ÷ 4,95	4,90 ÷ 5,30	5,50 ÷ 5,60	5,90 ÷ 6,00
16	Đá đầu sù lớn	Đá đầu sù lẫn đá trứng ngỗng...	400 ÷ 500 và lớn hơn nữa	-	-	4,95 ÷ 5,65	5,30 ÷ 5,50	5,60 ÷ 6,00	6,00 ÷ 6,20

Ghi chú :

1- Trong mỗi cột biểu này trị số nhỏ nhất của lưu tốc tương ứng với trị số nhỏ nhất của hạt thô nhưỡng, trị số to nhất của lưu tốc tương ứng với trị số to nhất của hạt thô nhưỡng.

2- Lưu tốc trong biểu không được nội suy, khi kích thước hạt thô nhưỡng và nước sâu ở giữa số ghi trong biểu thì dùng trị số gần đúng của hạt thô nhưỡng và kích thước ghi trong biểu.

A. Mẫu báo cáo tình hình sông G... (Ví dụ)
(Đoạn vị trí cầu X ... km ... + ...)

"Ngày ... tháng ... năm ..."

I. Nhân sự điều tra

1. Họ và tên điều tra viên :

Chức vụ : ... ; Đơn vị khảo sát : ...

2. Họ và tên người được phỏng vấn, điều tra :

Tuổi : ... ; Nghề nghiệp : ... ; Số năm sống tại địa phương...

3. Thời gian điều tra : ngày ... tháng ... năm

II. Nội dung điều tra

1. Đặc trưng về chế độ lũ của sông G...

- Mùa lũ bắt đầu từ tháng ... và kết thúc vào tháng ...

- Mức nước lũ cao nhất thường xuất hiện vào tháng... và kéo dài trong ... giờ (hoặc ngày).

- Thời gian tập trung nước (thời gian tính từ khi bắt đầu mưa rào cho đến khi nước sông bắt đầu lên cao) : ... phút và thời gian lũ rút kể từ khi tạnh mưa : ... phút (áp dụng đối với sông suối nhỏ).

- Tốc độ mực nước sông lên (lớn nhất) : ... m/h.

- Tốc độ mực nước xuống khi lũ rút (lớn nhất) : ... m/h.

- Nguồn gốc phát sinh MN lớn : do mưa hay do mưa lớn + ảnh hưởng của đập thủy triều, v.v...

2. Đặc trưng về chế độ dòng chảy của sông G, đoạn ...

- Chiều rộng ngập tràn về mùa lũ : ... m, về mùa cạn : ... m.

- Sông có nước chảy thường xuyên : (+), hay không thường xuyên : (-).

- Sông thẳng hay cong, có bãi hay không có bãi, có cây mọc hay không có cây mọc ; nước sông về mùa lũ : đục, có mang phù sa hay nước trong ; đường kênh, cuội, sỏi, cát lòng sông chính và bãi sông. d = ... ; địa chất bãi sông : ...

- Mô tả tốc độ nước chảy về mùa lũ và mùa cạn.

- Tình hình vật trôi về mùa lũ : loại vật trôi, kích thước lớn nhất.

3. Điều tra các mực nước lũ lịch sử

- MN lũ lớn nhất : ... m và năm xuất hiện : ...

- MN lũ lớn thứ hai : ... m và năm xuất hiện : ...

- MN lũ lớn thứ ba : ... m và năm xuất hiện : ...

- NM lũ trung bình hàng năm : ... m.

Mô tả vị trí các oam mực nước điều tra : ...

4. Điều tra mực nước về mùa cạn :

- Mực nước thấp nhất : ... m và năm xuất hiện.
- Mực nước trung bình về mùa cạn : ... m.

5. Tình hình xói, bồi, diễn biến lòng sông : ...

6. Những đặc điểm khác có ảnh hưởng tới chế độ lũ, chế độ dòng chảy và hiện tượng xói, bồi đoạn sông : ...

Bản báo cáo này có kèm theo : sơ đồ vị trí các cụm mực nước điều tra. Dưới đây là các cao độ mực nước đã điều tra được :

Điểm MN cao nhất : Vị trí số 1 (tường nhà ông A) : ... m.

Vị trí số 2 (hè nhà trụ sở Ủy ban) : ... m.

Vị trí số 2 (cây đa cách bờ sông 20m) : ... m.

Điểm điều tra MN lũ lớn thứ 2 : Vị trí 5 : ... m.

Vị trí 6 : ... m.

Vị trí 7 : ... m.

Điểm điều tra MN lũ lớn thứ 3 : Vị trí 8 : ... m.

Vị trí 9 : ... m.

Điểm điều tra MN về mùa cạn : Vị trí 10 : ... m

Vị trí 11 : ... m.

Các điều ghi chép không có thiếu sót : Nguyễn Văn X ... ký tên

Kỹ sư lập báo cáo : Nguyễn H ... ký tên

Người cao đạc các mực nước : Nguyễn Văn A ... ký tên

Người nhận báo cáo, đội trưởng khảo sát : Hoàng Văn M... ký tên

B. Mẫu điều tra mực nước

1. Mẫu điều tra mực nước dọc tuyến

Đoạn tuyến từ km... đến km...	Mực nước lịch sử Năm xuất hiện			Nguyên nhân có mực nước lớn	MN động thường xuyên Số ngày trong năm
	Nhất	Nhì	Ba		
1	2	3	4	5	6

2. Mẫu điều tra mực nước tại các công trình thoát nước

Lý trình công trình thoát	Mực nước lịch sử Năm xuất hiện			Nguyên nhân có mực nước lớn	Đặc điểm của sông		
	Nhất	Nhì	Ba		Độ dốc sông	Điều kiện lòng sông	Hệ số nhám n
1	2	3	4	5	6	7	8

Ghi chú :

- Cột (1) - theo lý trình ghi trên mặt cắt dọc và bình đồ tuyến đường.
 Cột (2), (3), (4) - ghi cao độ mực nước lịch sử (tử số) và năm xuất hiện (mẫu số).
 Cột (5) - ghi nguyên nhân của MN cao (do lũ, do thủy triều, do đập thủy điện v.v...)
 Cột (6) - ghi độ dốc sông trong phạm vi công trình thoát nước bằng cách đo cao độ lòng sông (hay đường mặt nước) ở hai mặt cách thượng lưu và hạ lưu công trình khoảng $20 \div 50m$.
 Cột (7) - ghi các đặc trưng của dòng chảy theo phân loại ở cột (2) phụ lục 2.
 Cột (8) - ghi trị số n theo thực đo vận tốc nước chảy, trường hợp không đo vận tốc nước chảy thì tra phụ lục 2 trị số n.

C. Mẫu điều tra : Đặc trưng địa mạo, địa hình lòng suối

Lý trình cầu cống	Tên lưu vực	Chiều dài suối (m)	Độ dốc suối (%)		Chiều dài sông nhánh (m)	Đất lòng suối	Hệ số m_{LS}
			Trung bình	Tại cầu cống			
1	2	3	4	5	6	7	8
km 0 + 500	1	1500	10	4	1700		7

Ghi chú :

- Cột (1) - theo lý trình ghi trên mặt cắt dọc và bình đồ tuyến đường.
 Cột (2) - số hiệu lưu vực được ký hiệu ở bản vẽ khoanh diện tích lưu vực.
 Cột (3) - chiều dài tính theo dọc suối từ nơi suối hình thành rõ ràng đến vị trí công trình.
 Cột (4) - độ dốc trung bình của suối chính theo lòng suối.
 Cột (5) - độ dốc tại cầu cống của suối.
 Cột (6) - tổng chiều dài các suối nhánh có chiều dài lớn hơn 0,75 chiều dài suối chính, ký hiệu là Σl .
 Cột (7) - thuyết minh địa chất của lòng sông và bãi sông (nếu có) điều kiện nước chảy theo cách phân loại của bảng 9-2, 9-8.
 Cột (8) - hệ số m_{LS} được xác định theo bảng 9-3.

D. Mẫu điều tra : Đặc trưng địa mạo, địa hình lưu vực

Lý trình cống, cầu	Tên lưu vực	I_{sd} ‰	Loại đất	Cấp đất	Điều kiện nước chảy	Cây cỏ	Hệ số m_{sd}	Tỷ lệ hồ ao %	Tỷ lệ nhà cửa, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
km 0 + 500	1	202	Sét cát	III	Sạch, không bị cây xói	Trung bình	0,25	0	< 20
km 1 + 100	2								

Ghi chú :

- Cột (1) - theo lý trình ghi trên mặt cắt dọc và bình đồ tuyến đường.
 Cột (2) - số hiệu lưu vực được ký hiệu ở bản vẽ khoanh diện tích lưu vực.
 Cột (3) - độ dốc sườn dốc lưu vực, tính bằng phần nghìn.
 Cột (4) - phân loại đất theo loại đất và hàm lượng cát như cách phân ở bảng 9-2 và 9-8.
 Cột (5) - phân cấp đất theo cường độ thấm có 6 cấp (I, II, ..., VI) như cách phân cấp ở bảng 9-2 và 9-8.
 Cột (6) - điều kiện nước chảy trên bề mặt lưu vực, được phân thành bốn trường hợp như cách phân ở bảng 9-4.
 Cột (7) - thuyết minh loại cây cỏ và mật độ cây cỏ (thưa thớt, trung bình, rậm rạp).
 Cột (8) - hệ số nhám (hệ số cản) sườn dốc lưu vực xác định theo bảng 9-4.
 Cột (9) - thuyết minh tỷ lệ hồ ao chiếm trên lưu vực và sự phân bố hồ, ao (nửa phần dưới hay nửa phần trên của lưu vực).
 Cột (10) - tỷ lệ nhà cửa chiếm trên lưu vực, chỉ cần đánh giá lớn hơn hay nhỏ hơn 20%, không yêu cầu khảo sát diện tích chính xác.

Hệ số tần suất lũ λ_p (công thức 9-10)

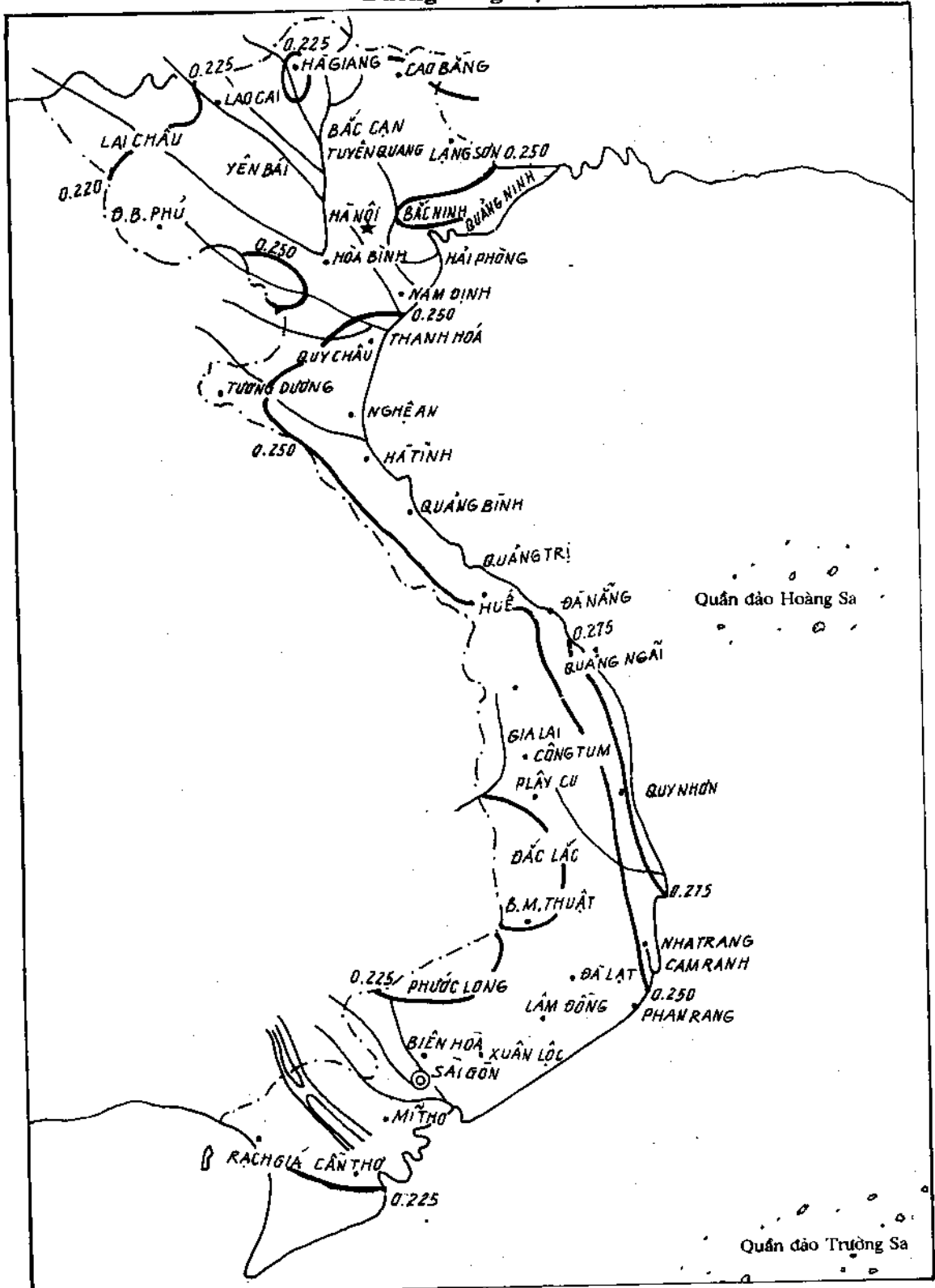
Vùng	Tần suất p%			
	1	2	4	10
I	1	0,91	0,77	0,67
II	1	0,70	0,56	0,49
III	1	0,86	0,70	0,52
IV	1	0,83	0,77	0,68
V	1	0,93	0,86	0,76
VI	1	0,90	0,78	0,56
VII	1	0,87	0,75	0,58
VIII	1	0,89	0,77	0,62
IX	1	0,83	0,59	0,48
X	1	0,90	0,79	0,62
XI	1	0,86	0,65	0,51
XII	1	0,91	0,82	0,69
XIII	1	0,89	0,77	0,62
XIV	1	0,77	0,71	0,54
XV	1	0,93	0,88	0,65
XVI	1	0,75	0,65	0,47
XVII	1	0,90	0,82	0,58
XVIII	1	0,96	0,89	0,72

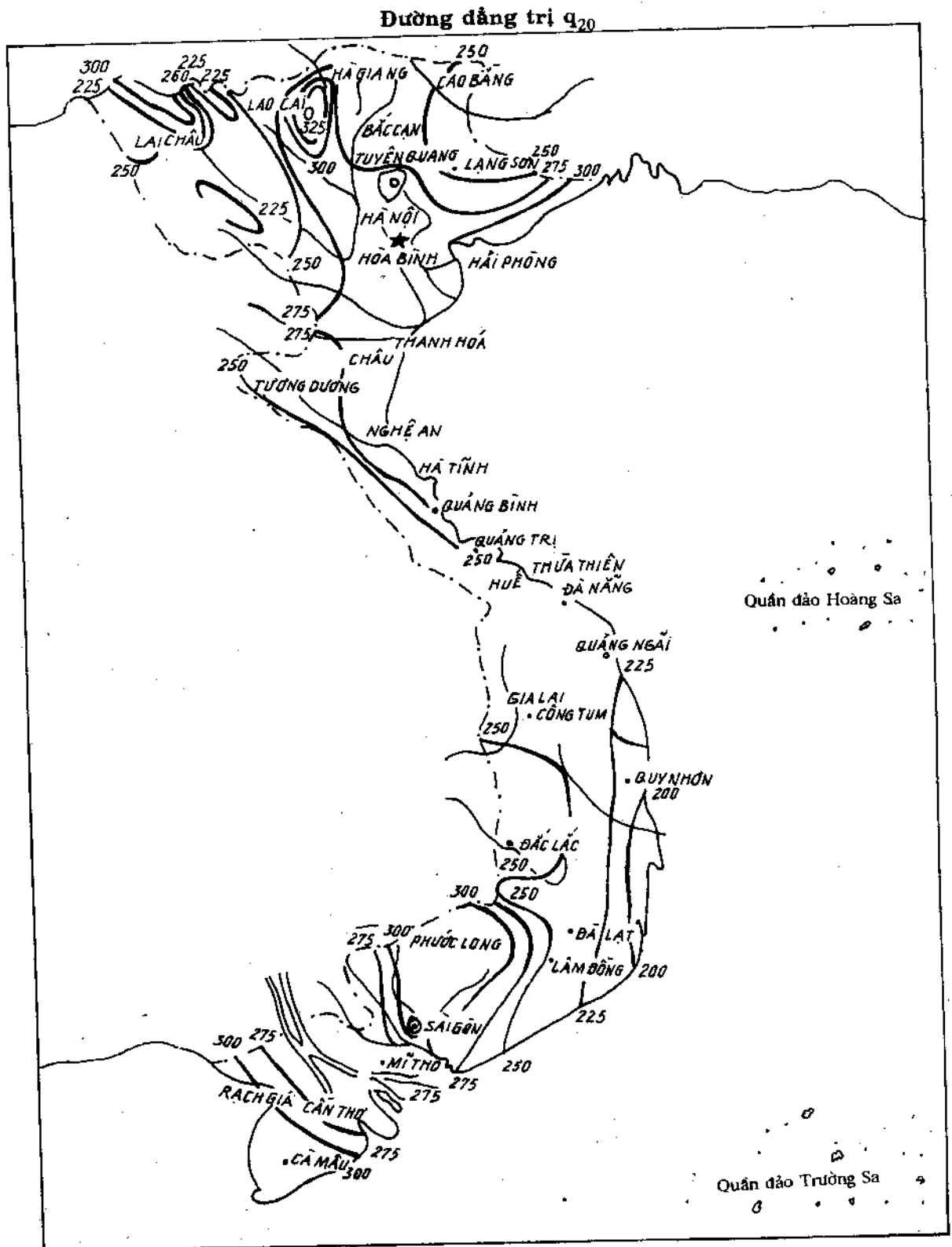
Hệ số λ_p , q_{100} và hệ số n trong công thức tính Q_p khi $F > 100 \text{ km}^2$

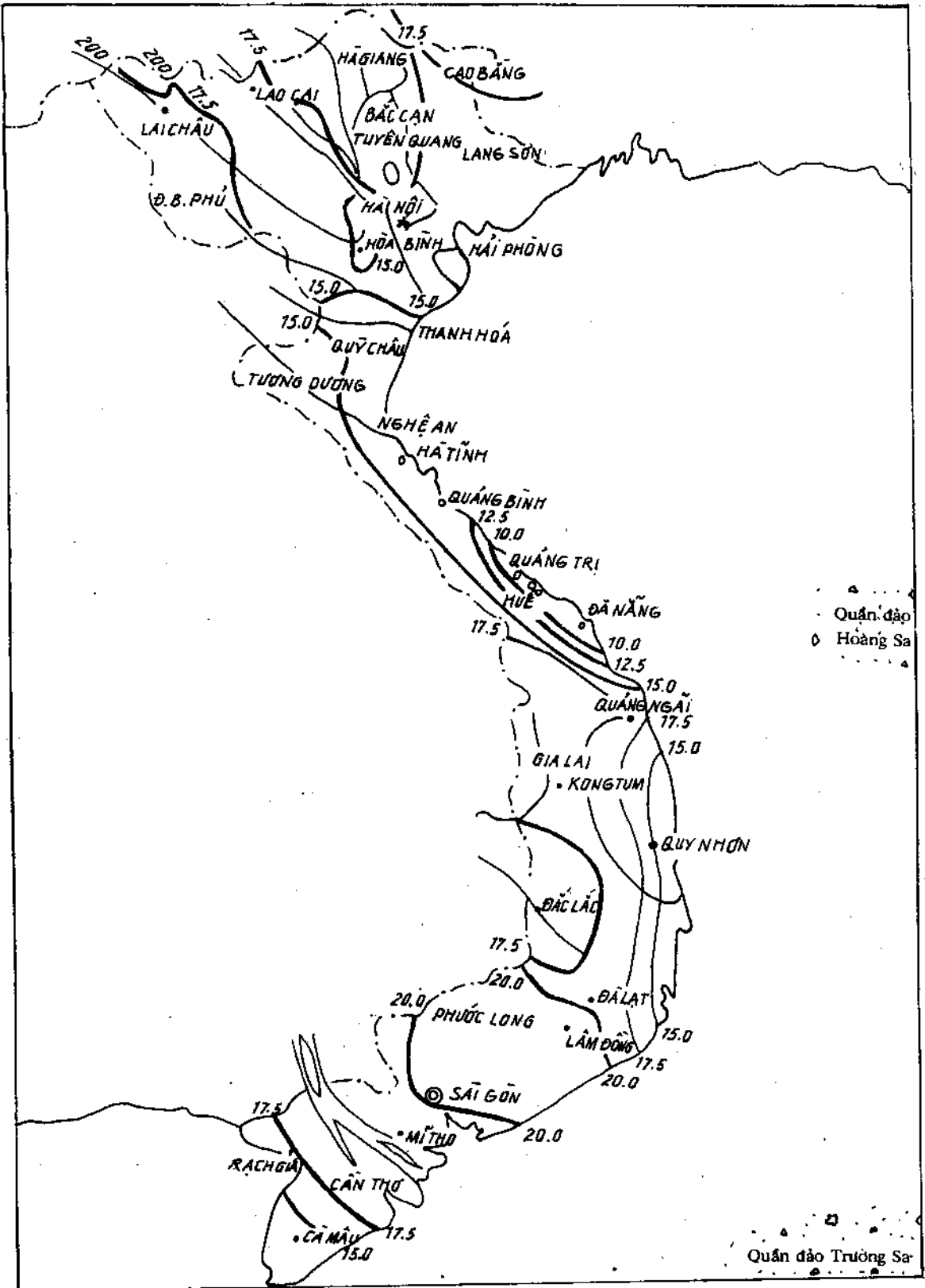
N ^o	Lưu vực sông	Trạm	Hệ số λ_p ứng với các tần suất				Trị số q_{100} $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$	Số mũ n
			1	5	10	25		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Kỳ Cùng	Lạng Sơn	1,375	1,130	1	0,793	152	1,67
2	Bắc Giang	Văn Mịch	1,687	1,215	1	0,682	91	1,46
3	Bằng Giang	Cao Bằng	1,725	1,202	1	0,752	53,13	1,37
4	Bắc Vọng	Bản Co	1,598	1,189	1	0,723	89	2,58
5	Quang Sơn	Bản Giốc	1,498	1,153	1	0,781	56	1,64
6	Tiên Yên	Bình Liêu	1,744	1,216	1	0,717	652	2,85
7	Cầu	Thác Riềng	1,627	1,189	1	0,754	101	2,35
8	Cầu	Thác Bưởi	1,863	1,256	1	0,676	98,7	1,48
9	Đa	Giang Tiên	1,728	1,197	1	0,753	86	4,43
10	Công	Tân Cương	1,332	1,115	1	0,804	141	2,74
11	Thượng	Chi Lăng	1,890	1,258	1	0,662	188,2	5,1
12	Thượng	Cầu Sơn	1,279	1,100	1	0,836	244,2	2,03
13	Trung	Hữu Lũng	1,503	1,160	1	0,765	63	1,84
14	Cắm Dàn	Cắm Dàn	1,616	1,188	1	0,707	206	2,42
15	Lục Nam	Chũ	1,468	1,151	1	0,779	152,15	1,52
16	Hồng	Yên Bái	1,482	1,142	1	0,804	14,5	0,75
17	Hồng	Sơn Tây	1,417	1,122	1	0,839	16	0,64
18	Ngòi Bo	Tà Thằng	1,768	1,190	1	0,727	464,5	2,79
19	Ngòi Thia	Ngòi Thia	1,35	1,282	1	0,633	287	1,69
20	Bứa	Thanh Sơn	1,634	1,190	1	0,756	172,3	1,86
21	Đà	Tạ Bú	1,451	1,135	1	0,842	29	0,75
22	Nậm Bùn	Nà Hừ	1,640	1,190	1	0,746	47	7,05
23	Nậm Pồ	Nậm Pồ	1,653	1,206	1	0,706	158	2,96
24	Nậm Múc	Nậm Múc	1,551	1,173	1	0,750	73	1,40
25	Nậm Mạ	Pa Há	1,211	1,073	1	0,878	184	3,19
26	Nậm Mú	Bản Củng	1,374	1,122	1	0,814	126	1,41
27	Nậm Chiến	Nậm Chiến	1,227	1,080	1	0,867	194,2	4,05
28	Nậm Bú	Thác Vai	1,534	1,172	1	0,754	35	1,77
29	Nậm Sập	Thác Mộc	1,611	1,191	1	0,723	81,2	3,29
30	Suối Sập	Phiêng Hiêng	1,237	1,082	1	0,861	117	4,65
31	Lô	Dạo Đức	1,534	1,161	1	0,789	370	1,64

1	2	3	4	5	6	7	8	9
32	Lô	Vụ Quang	1,267	1,090	1	0,865	18,1	0,78
33	Ngôi Sào	Ngôi Sào	1,737	1,216	1	0,717	219	4,62
34	Gâm	Bảo Lạc	1,631	1,193	1	0,754	237,5	1,71
35	Năng	Dầu Đăng	1,744	1,215	1	0,715	30	1,57
36	Ngôi Quảng	Thác Hốc	1,492	1,150	1	0,796	132	2,43
37	Cháy	Cốc Ly	1,442	1,131	1	0,819	70	1,30
38	Nghĩa Đô	Vĩnh Yên	1,439	1,136	1	0,812	208	14,28
39	Phó Dây	Quảng Cư	1,449	1,139	1	0,808	48	1,86
40	Mã	Xã Là	1,604	1,194	1	0,728	270	1,54
41	Nậm Ty	Nậm Ty	1,939	1,236	1	0,715	29	2,30
42	Buổi	Vụ Bàn	1,602	1,194	1	0,728	215	2,11
43	Ăm	Lạng Chánh	1,909	1,209	1	0,673	332,3	3,85
44	Cả	Cửa Rào	1,915	1,250	1	0,673	37	0,95
45	Nậm Mỏ	Mường Xén	1,551	1,168	1	0,772	41	1,41
46	Khe Choang	Cốc Nà	1,868	1,253	1	0,684	222	3,22
47	Hiếu	Quý Châu	1,459	1,147	1	0,786	150	1,70
48	Hiếu	Nghĩa Khánh	1,593	1,186	1	0,731	109	1,25
49	Ngàn Sâu	Hòa Duyệt	1,488	1,153	1	0,798	153	1,57
50	Ngàn Trười	Hương Đại	1,438	1,143	1	0,771	515	3,27
51	Ngàn Phố	Sơn Diệm	1,470	1,144	1	0,796	299	2,23
52	Rào Cái	Kè Gõ	1,298	1,106	1	0,830	616	5,56
53	Giành	Đồng Tâm	1,563	1,178	1	0,740	416	1,88
54	Rào Trổ	Tân Lâm	1,743	1,216	1	0,716	899	2,88
55	Đại Giang	Tám Lu	1,555	1,177	1	0,745	466	1,90
56	Kiến Giang	Kiến Giang	1,324	1,104	1	0,830	567	3,95
57	Bến Hải	Gia Vòng	1,840	1,250	1	0,661	727	4,69
58	Cái	Thành Mỹ	1,726	1,220	1	0,700	303	1,58
59	Trà Khúc	Sơn Giang	1,455	1,146	1	0,776	19,35	0,41
60	Vệ	An Chi	1,501	1,169	1	0,782	23,25	0,81
61	Còn	Cây Muống	1,644	1,202	1	0,712	336	1,70
62	La Ngà	Tà Pao	1,430	1,132	1	0,821	236	2,07
63	Bé	Phước Long	1,440	1,138	1	0,798	186	1,87
64	Bến Đá	Cần Đăng	1,790	1,235	1	0,704	583	4,47
65	Krông Ana	Giang Sơn	1,571	1,178	1	0,741	23,6	1,33
66	Krông Ana	Krông Buk	1,351	1,119	1	0,820	86	2,94

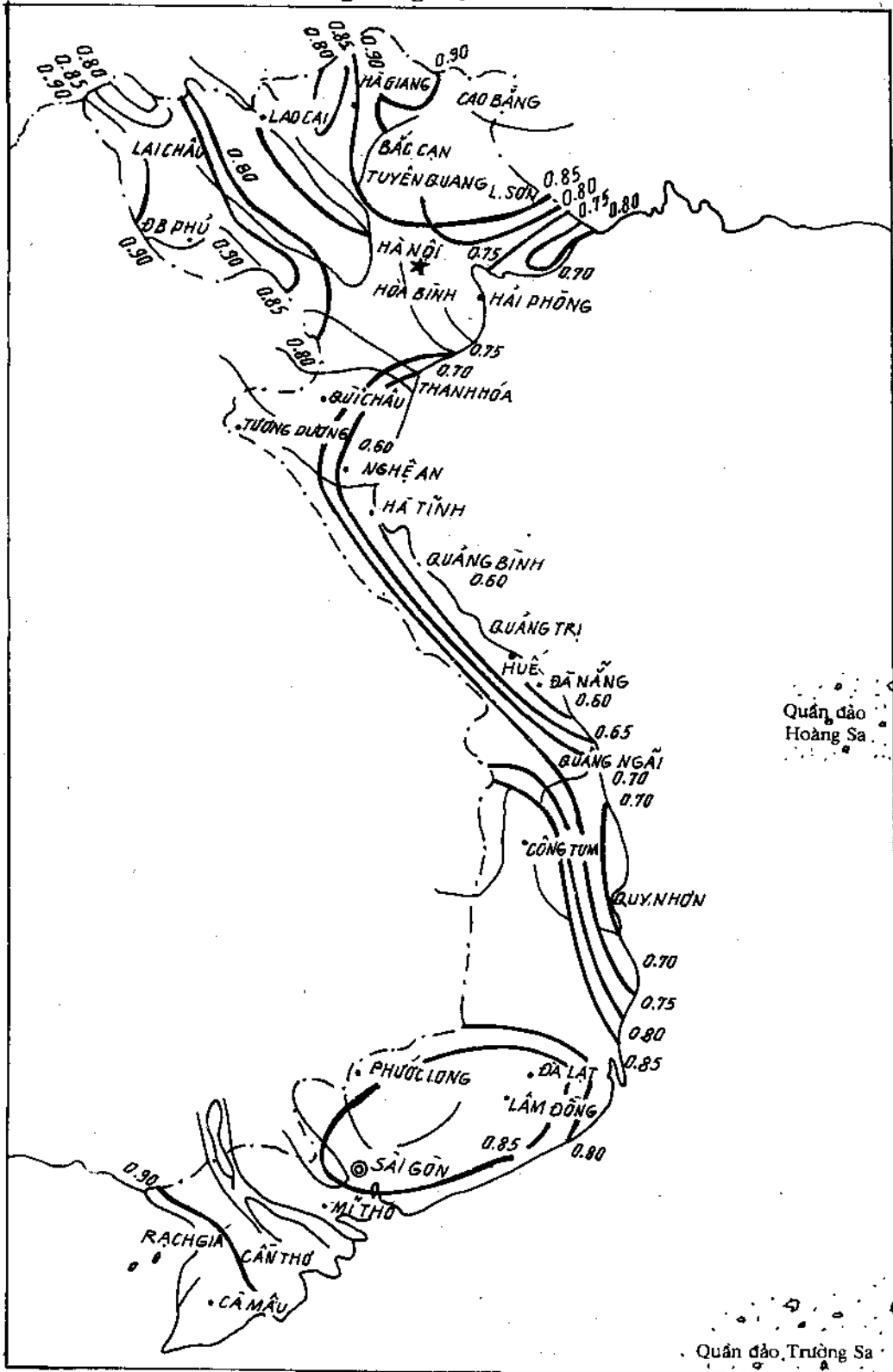
Đường đẳng trị K







Đường đẳng trị số mũ n



Ví dụ tính toán khẩu độ cầu nhỏ

1. *Số liệu xuất phát* : chiều rộng nền đường $B_n = 13\text{m}$, $h_{\text{nền}} = 10\text{m}$, lưu lượng thiết kế $Q = 171\text{m}^3/\text{s}$, độ dốc lòng sông tại vị trí cầu $i = 0,014$, mặt cắt ngang suối tại vị trí công trình thoát nước gồm hai phần đặc trưng : dòng chủ có chiều rộng $B_{\text{ch}} = 16\text{m}$, độ nhám lòng sông $n_{\text{ch}} = 0,04$; phần bãi sông có độ nhám $n_b = 0,05$.

Bãi sông cầu tạo đất sét và dòng chủ là cát có đường kính 1mm lẫn sỏi cuội.

2. *Nhiệm vụ* : Xác định khẩu độ cầu cho phương án lòng suối dưới cầu được gia cố bằng lát đá $D = 20\text{cm}$ và phương án không gia cố lòng suối.

Giải :

1) Xác định chiều sâu nước chảy trong suối lúc tự nhiên $h_0^{(1)}$: Giả thiết các chiều sâu nước chảy trên suối là $1,0$; $1,5$; $1,7$; $1,8$; $2,0\text{m}$... và ứng với mỗi chiều sâu trên tính lưu lượng theo công thức Sêđi - Pavlôpski hay Sêđi - Manins. Trong ví dụ đã sử dụng công thức Sêđi - Pavlôpski :

$$v = C\sqrt{Ri}$$

$$C = \frac{1}{n} R^y$$

trong đó : y được xác định theo công thức sau (Pavlôpski) :

$$\text{Khi } 0,1 < R < 1 \text{ thì } y = 1,5 \sqrt{n} ;$$

$$1 < R < 3 \text{ thì } y = 1,3 \sqrt{n}$$

và khi R lớn thì $y = \frac{1}{6}$ (theo Manins).

R là bán kính thủy lực, $R = \omega : \chi$; ω - tiết diện dòng chảy ; χ - chu vi ướt ; "ch" - dòng chủ ; "b" - bãi sông.

$$\text{Lưu lượng } Q = \omega_{\text{ch}} v_{\text{ch}} + \omega_b v_b$$

$$Q = \omega_{\text{ch}} \left(\frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri} \right)_{\text{ch}} + \omega_b \left(\frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri} \right)_b$$

Kết quả tính toán Q thay đổi theo h được ghi trong bảng PL26-1

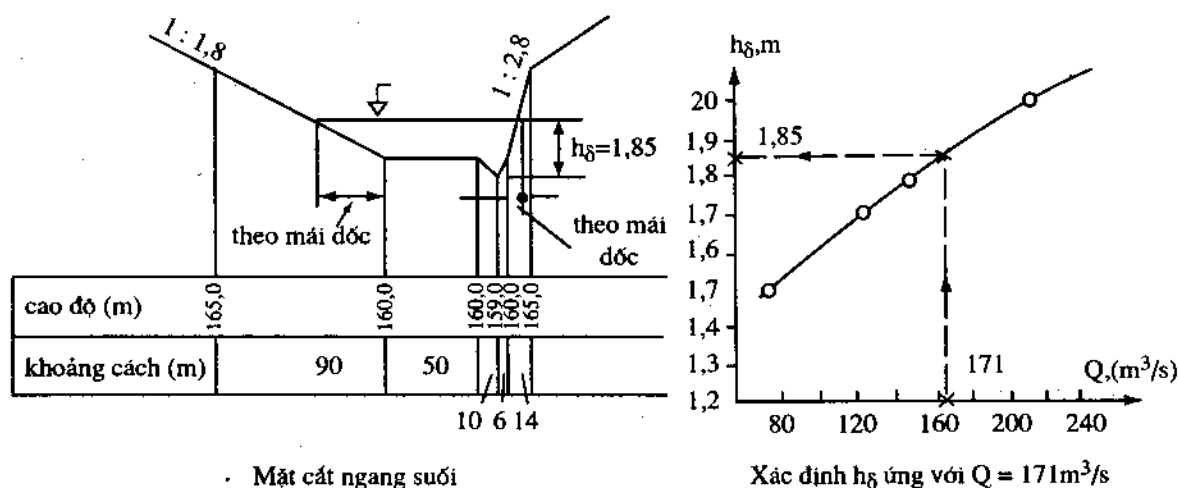
(tính Q với giả thiết h cho đến khi $Q > 171 \text{ m}^3/\text{s}$).

Bảng PL26-1

$h(\text{m})$	1	1,5	1,7	1,8	2
$Q \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$	30	78,3	123,9	153,5	216,4

Dựa vào kết quả tính toán $Q = f(h)$ vẽ biểu đồ quan hệ giữa lưu lượng và chiều sâu nước chảy (hình PL26-1).

(1) Nếu lòng suối có dạng tam giác : $h_0 = \frac{2^{1,5+y} \sqrt{Qn}}{(\text{ctg}\alpha_1 + \text{ctg}\alpha_2)\sqrt{i}}$; α - góc nghiêng bờ suối.



Hình PL26-1

Dựa vào biểu đồ $Q = f(h)$, ứng với $Q = 171 \text{ m}^3/\text{s}$, xác định được $h_\delta = 1,85 \text{ m}$.

Tính tốc độ trung bình của dòng suối lúc tự nhiên v_δ :

$$v_\delta = \frac{Q}{\omega}$$

trong đó ω được xác định theo bản vẽ mặt cắt sông:

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{16 \times 1}{2} + (50 + 16)(1,85 - 1) + \frac{1}{2} \frac{90 \times 0,85^2}{(165 - 160)} + \frac{1}{2} \frac{14 \times 0,85^2}{(165 - 160)} \\ &= 8 + 66 \times 0,85 + \frac{18 \times 0,85^2}{2} + \frac{2,8 \times 0,85^2}{2} = 71,6 \text{ m}^2 \\ v_\delta &= \frac{171}{71,6} = 2,40 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Chú ý: Trị số h_δ có thể xác định gần đúng theo công thức sau:

$$\left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^2 = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^x;$$

trong đó x - chỉ số thủy lực của suối; từ công thức trên ta có:

$x = 2 \lg \frac{Q_2}{Q_1} : \lg \frac{h_2}{h_1}$ thay $h_1 = 1,5 \text{ m}$, $Q_1 = 78,3$ và $h_2 = 2,0 \text{ m}$; $Q_2 = 216,4$ vào công thức tính x :

$$x = 2 \lg \frac{216,4}{78,3} : \lg \frac{2,0}{1,5} = 7,08$$

Xác định h_s ứng với $Q = 171 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$h_s = h_1 \left(\frac{Q}{Q_1} \right)^{\frac{2}{x}} = 1,5 \left(\frac{171}{78,3} \right)^{\frac{2}{7,08}} = 1,87\text{m}$$

2) Chọn loại công trình thoát nước : Nhận thấy lưu lượng thiết kế tương đối lớn và chiều cao nền đắp đường đầu cầu khoảng 10m, vì vậy kiến nghị chọn cầu để thoát nước và loại mố có $\frac{1}{4}$ nón với ta luy có thể 1 : 1 ; 1 : 1,25 hoặc 1 : 1,50 mà không xem xét phương án cống ; giả thiết chọn mái ta luy 1 : 1,5.

Xử lý lòng suối dưới cầu : có các phương án sau đây :

- *Phương án 1* : Lòng suối dưới cầu được san phẳng tới cao độ 159,0m và tạo mặt cắt ngang thoát nước dưới cầu có dạng hình thang, mái ta luy là 1 : 1,5. Trong khi thi công dòng chảy được dẫn tạm ra ngoài khu vực cầu nhờ một kênh đào công vụ. Lòng suối dưới cầu dự kiến gia cố lát đá cỡ 20cm có tốc độ xói cho phép là $V_{ox} = 3,5 \text{ m/s}$, (Phụ lục 6).

Phương án 2 : Lòng suối dưới cầu được giữ nguyên dạng như lòng suối thiên nhiên. Phương án này cần chú ý có biện pháp gia cố phần dòng chủ kiến cố hơn bởi vì tốc độ tại dòng chủ lớn hơn tốc độ phần bãi sông dưới cầu.

Phương án 3 : Cho phép lòng suối dưới cầu xói lở. Đối với phương án này cần thiết tính toán xói lở để làm cơ sở cho việc bố trí cao độ móng trụ cầu và biện pháp bảo vệ 1/4 nón của mố cầu.

Phương án 1, 2 hay phương án 3, phương án nào có ưu điểm hơn, về nguyên tắc phải tính toán phân tích kinh tế - kỹ thuật so sánh với nhau.

A. Xác định khẩu độ cầu và các yếu tố thủy lực của phương án 1

• Để xác định chế độ chảy dưới cầu, trước tiên phải tính trị số h_k và so sánh $1,3 h_k$ với trị số h_s .

Trị số h_k được xác định theo công thức cơ bản của trường hợp chảy phân giới (công thức 10-21), với các hệ số $\varepsilon = 0,9$ và $\alpha = 1$. Với tiết diện lòng sông dưới cầu có dạng hình thang :

$$h_k = \frac{B_k - \sqrt{B_k^2 - 4m\omega_k}}{2m}$$

trong đó :

$$B_k = \frac{gQ}{\varepsilon \alpha V_k^3} = \frac{9,81 \times 171}{0,9 \times 1,0 \times 3,5^2} = 43,57\text{m}$$

(Vận tốc dưới cầu v_k lấy bằng $v_{ox} = 3,5 \text{ m/s}$)

$$\omega_k = \frac{Q}{\varepsilon v_k} = \frac{171}{0,9 \times 3,5} = 54,29\text{m}^2$$

Thay các giá trị B_k và ω_k vào công thức tính h_k :

$$h_k = 43,57 - \frac{\sqrt{47,57^2 - 4 \times 1,5 \times 54,29}}{2 \times 1,5} = 1,307 \approx 1,30 \text{ m}$$

So sánh h_s với $1,3h_k = 1,3 \times 1,30 = 1,69 < 1,85 \text{ m}$.

Kết luận : Chế độ dòng chảy dưới cầu là chế độ chảy ngập và chiều sâu nước chảy dưới cầu là $h_s = 1,85 \text{ m}$; khẩu độ cầu được xác định theo công thức (tính theo mực nước tính toán) :

$$B = b_{tb} + mh_s$$

trong đó : b_{tb} - xác định theo công thức :

$$b_{tb} = \frac{Q}{\epsilon h_s \times v_c} = \frac{171}{0,9 \times 1,85 \times 3,5} = 29,34 \text{ m}$$

$$B = 29,34 + 1,5 \times 1,85 = 32,11 \text{ m} \approx 33 \text{ m}$$

Dựa vào khẩu độ thoát nước B (tính theo mực nước tính toán tức $h_s = 1,85 \text{ m}$), chọn dầm cầu định hình gần nhất và kiểm tra lại tốc độ nước chảy dưới cầu $v_c \leq v_{\text{ox}} = 3,5 \text{ m/s}$.

• Tính toán chiều sâu nước dâng trước cầu H theo công thức (10-29), trong tính toán thường bỏ qua đại lượng $\frac{\alpha v_o^2}{2g\rho^2}$ vì tương đối nhỏ và để tăng độ an toàn

$$\text{khi tính } H : H = h_s + \frac{\alpha v_c^2}{2g\rho^2}$$

Đối với mố cầu có 1/4 nón $\varphi = 0,90$:

$$H = 1,85 + \frac{1 \times 3,5^2}{2 \times 9,81 \times 0,9^2} = 2,59 \text{ m}$$

Sau đây thử kiểm tra giả thiết trên : Tính v_o ở mặt cắt suối phía thượng lưu cầu :

$$v_o = \frac{Q}{\omega_o}$$

trong đó : ω_o - tiết diện dòng chảy của lòng suối thiên nhiên phía thượng lưu cần ứng với $H = 2,59 \text{ m}$ (hình PL26-1).

$$\omega_o = \frac{16 \times 1}{2} + (50 + 16)(2,59 - 1) + \frac{1,59^2(18 + 2,80)}{2} = 144,36 \text{ m}^2$$

$$v_o = \frac{171}{144,36} = 1,18 \text{ m/s và } \frac{\alpha v_o^2}{2g\rho^2} = \frac{1 \times 1,18^2}{2 \times 9,81 \times 0,9^2} = 0,086 \text{ m}$$

$H = 2,59 - 0,09 = 2,50 \text{ m}$, với hệ số an toàn nào đó có thể dùng $H = 2,59 \text{ m}$ để tính toán chiều cao nền đường và chiều cao mặt cầu tối thiểu khi thiết kế đường đó trên mặt cắt dọc đường.

- Tính chiều cao nền đường và chiều cao cầu tối thiểu :

$$H_{\text{nền, min}} = H + 0,50 = 2,59 + 0,50 = 3,09 \text{ m}$$

$$H_{\text{cầu, min}} = 0,88H + t + k \text{ (xem công thức 10-31)}$$

$$= 0,88 \times 3,09 + 0,50 + 2,0 = 5,22 \text{ m}$$

Kết luận : Dự kiến thiết kế nền đường và chiều cao cầu trong mặt cắt dọc 10m để phối hợp đoạn đào và đắp thỏa mãn yêu cầu tính toán thủy văn ($3,09 < 10$ và $5,22 < 10$ m).

- Chọn loại vật liệu gia cố lòng suối hạ lưu cầu, xác định phạm vi gia cố lòng suối (hình PL 26-2).

Vật liệu gia cố phía hạ lưu cầu được chọn dựa vào tốc độ nước chảy ở hạ lưu cầu $v_h = v_d = 2,40 \text{ m/s}$ (cầu làm việc theo chế độ chảy ngập, chiều sâu nước chảy dưới cầu là $h_d = 1,85$ m). Dựa theo bảng chọn vật liệu gia cố (bảng phụ lục 6) với $h = 1,85 \text{ m}$ có thể sử dụng loại gia cố bằng lát đá có đường kính 15cm có $v_{ox} = 2,50 \text{ m/s}$, trong phạm vi dưới cầu và 1/4 nón lòng suối được gia cố bằng lát đá có đường kính 20cm, $v_{ox} = 3,5 \text{ m/s}$ trên lớp đá dăm hay sỏi dày 10cm ; lòng suối phía thượng lưu cầu về nguyên tắc có thể chọn loại vật liệu gia cố kém hơn, để tiện lợi cho thi công và an toàn chống xói kiến nghị lòng suối được lát đá có đường kính 15cm.

Phạm vi lòng suối được gia cố chống xói dưới cầu (hình PL 26-2).

- Chiều rộng gia cố phần lòng suối dưới cầu b_1 :

$$b_1 = 33 - 2m h_d = 33 - 2 \times 1,5 \times 1,85 = 27,45 \text{ m}$$

Chiều dài đoạn gia cố này được kéo dài về phía thượng và hạ lưu cầu đến chân mái ta luy đường $l_{gc,1} = B_{\text{nền}} + 1,5h_{\text{nền}}$, trong đó $B_{\text{nền}}$ - chiều rộng nền đường bằng 13m và $h_{\text{nền}}$ - chiều cao nền đường bằng 10m (đoạn 1) :

$$l_{gc,1} = 13 + 1,5 \times 10 \times 2 = 43 \text{ m}$$

- Chiều dài gia cố chống xói có dạng như hình vẽ với chiều dài gia cố kéo dài thêm 15 m về phía thượng lưu và hạ lưu cầu kể từ chân mái ta luy.

- Chiều rộng gia cố chống xói phía sân hạ lưu cầu kể từ chân ta luy đường $b_2 = 27,45 + 2 \times 15 = 57,45 \text{ m}$ (đoạn 2).

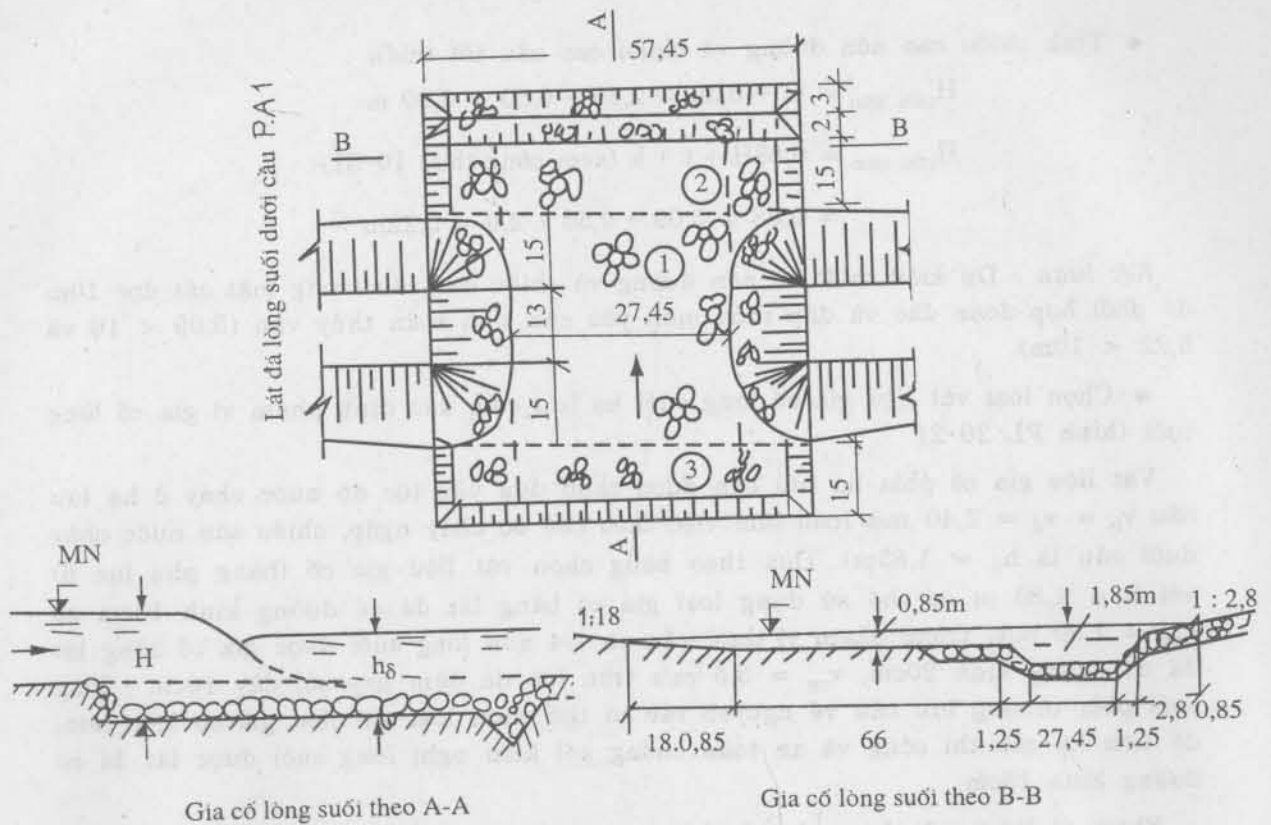
- Chiều rộng gia cố chống xói phía sân thượng lưu cầu (kể từ chân ta luy đến cuối đoạn gia cố) $b_3 = 57,45 \text{ m}$.

- Tính tốc độ dòng chảy khi ra khỏi cầu v_r :

$$v_r = \frac{Q}{\omega_r}$$

$$\omega_r = (27,45 + 1,50 \times 1,85) 1,85 = 55,90 \text{ m}^2$$

$$v_r = \frac{171}{55,90} = 3,06 \text{ m/s}$$



Hình PL26-2

• Xác định chiều sâu xói Δh_x tại nơi tiếp giáp giữa sân hạ lưu được gia cố và đất tự nhiên. Theo kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả, chỗ tiếp giáp giữa phần gia cố phía hạ lưu với phần đất tự nhiên dễ xói (theo điều kiện bài toán, bãi sông được cấu tạo là sét) luôn luôn xuất hiện hố xói cục bộ có chiều sâu xói phụ thuộc vào chiều dài đoạn gia cố l_{gc} , tốc độ v_{ox} và chiều sâu nước chảy phía thượng lưu H , và được xác định theo công thức (10 - 33a, 10 - 33b).

Trường hợp hố xói không bị hạn chế do điều kiện địa chất :

$$\Delta h_{x1} = 2H \sqrt{\frac{b}{b + 2,5l_{gc}}}$$

trong đó : $H = 2,59$ m ; b - khẩu độ thoát nước trung bình của cầu :

$$b = 27,45 + 1,5 \times 1,85 = 30,22 \approx 30m.$$

$$l_{gc} = 15 + 15 = 30m - \text{chiều dài đoạn gia cố hạ lưu cầu.}$$

$$\text{Vậy } \Delta h_{x1} = 2 \times 2,59 \sqrt{\frac{30}{30 + 2,5 \times 30}} = 2,77m$$

Kiểm tra chiều sâu hố xói bị hạn chế do điều kiện địa chất Δh_{x2} :

$$\Delta h_{x2} = h_r \frac{b}{b + 2l} \left(\frac{v_r}{v_{ox}} - \frac{v_r}{v_d} \right)$$

h_r - chiều sâu nước tại mặt cắt sông khi ra khỏi cầu :

$$h_r = h_d = 1,85\text{m} ; l_{gc} = 30\text{m} ; v_{ox} = 0,9\text{m} \text{ (bảng 9-7, ứng với đất sét)} ; \\ v_r = 3,06 \text{ m/s} ; v_d = 2,40 \text{ m/s} ; b = 30\text{m}.$$

Thay các giá trị, các tham số tính toán vào công thức tính Δh_{x2} :

$$\Delta h_{x2} = 1,85 \frac{30}{30 + 2 \times 30} \left(\frac{3,06}{0,90} - \frac{3,06}{2,40} \right) = 1,31\text{m} < \Delta h_{x1}.$$

Như vậy, chiều sâu hố xói thực tế $\Delta h_{x2} = 1,31\text{m}$ do bị hạn chế do điều kiện địa chất.

Để đảm bảo không xuất hiện xói nguy hiểm tới đoạn suối gia cố phía hạ lưu, cần thiết tạo một tường xiên cắm dưới đất được gia cố chống xói có độ nghiêng 1 : 1 và ở độ sâu $\geq \Delta h_x = 1,31 \text{ m}$. Độ sâu tường cắm trong đất thường lấy bằng 1,2 đến 1,5 lần Δh_x hoặc tính theo công thức 10-32. Kiến nghị trong ví dụ này, chiều sâu tường xiên bằng chiều sâu Δh_x cộng thêm 0,5m : $1,31 + 0,50 = 1,81 \text{ m}$.

B. Xác định khẩu độ cầu và các yếu tố thủy lực của phương án 2

(giữ nguyên dạng lòng suối thiên nhiên), 1/4 nón có dốc 1 : 1,25.

• Xác định chiều sâu phân giới h_k : khác với phương án 1, chiều sâu h_k không thể xác định theo công thức (10-23) được xây dựng với trường hợp tiết diện dòng chảy dưới cầu có dạng hình thang bởi vì không có xử lý lòng suối nên suối có dạng phức tạp. Trong trường hợp này trị số h_k được xác định theo phương pháp lập gần đúng dẫn để thỏa mãn điều kiện chảy phân giới :

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{\alpha Q^2}{\varepsilon^2 g} = \frac{1,1 \times 171^2}{0,9^2 \times 9,81} = 4048\text{m}^2$$

Biết rằng
$$\omega_k = \frac{Q}{\varepsilon v_k} = \frac{171}{0,9 \times 3,5} = 54,29\text{m}^2$$

Vậy

$$B_k = \frac{\omega_k^3}{4048} = \frac{54,29^3}{4048} = 39,52\text{m} \approx 40\text{m}.$$

Với $B_k = 40\text{m}$, mái dốc 1/4 nón là 1 : 1,25, lòng suối gồm hai phần bãi sông và dòng chủ, ta giả thiết h_k như thế nào để diện tích dòng chảy tính theo mặt cắt ngang suối có ω_k gần bằng $54,29\text{m}^2$:

- Giả thiết $h_k = 2,12\text{m}$ ta có :

Chiều sâu dòng chảy tính từ cao độ bãi sông là $2,12 - 1,00 = 1,12\text{m}$.

Diện tích mặt cắt dòng chảy ω_k (mặt cắt ngang dưới cầu có mái dốc 1 : 1,25

$$\omega_k = \frac{40 + 40 - 2 \times 1,25 \times 1,12}{2} \times 1,12 + \frac{1 \times 16}{2} = 51,23 < 54,29 \text{ m}^2$$

Giả thiết $h_k = 2,20 \text{ m}$:

$$\omega_k = (40 - 1,25 \times 1,20)1,20 + 8 = 54,20 \approx 54,29\text{m}^2$$

Kết luận : $h_k = 2,20\text{m}$; $1,3h_k = 1,3 \times 2,20 = 2,86 > h_d = 1,85\text{m}$, ta có dòng chảy dưới cầu chảy theo chế độ tự do và chiều sâu nước chảy dưới cầu bằng $h_k = 2,20\text{m}$.

- Khẩu độ thoát nước của cầu tính theo mực nước dưới cầu :

$$B_c = B_k = 40\text{m}$$

Tốc độ nước chảy trung bình dưới cầu v_c :

$$v_c = \frac{Q}{\varepsilon \omega_k} = \frac{171}{0,9 \times 54,20} = 3,50 \text{ m/s, phù hợp với } v_{ox} \text{ của vật liệu}$$

gia cố chống xói 3,5 m/s.

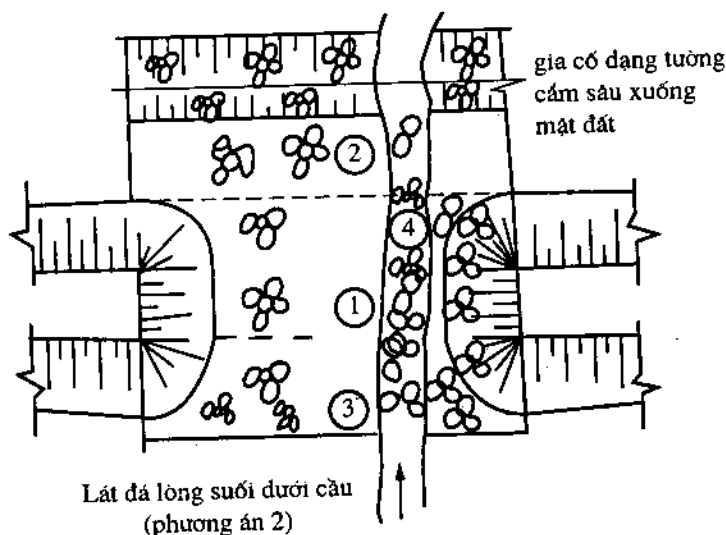
- Chiều sâu nước chảy trước cầu H :

$$H = h_k + \frac{v_k^2}{2g\varphi^2} - \frac{v_o^2}{2g\varphi^2}$$

Theo kết quả tính toán trong phương án 1, đại lượng thứ ba của vế bên phải của công thức tính H rất nhỏ và có thể không xét :

$$H = 2,20 + \frac{3,50^2}{2 \times 9,81 \times 0,9^2} = 2,97 \text{ m}$$

Sau khi đã xác định được các giá trị H và v_c tiến hành xác định chiều cao tối thiểu yêu cầu đối với nền đường $H_{nền}$ và đối với mặt cầu H_c , thiết kế biện pháp gia cố lòng suối khu vực cầu tương tự như ví dụ đối với phương án 1 : phần bãi sông dưới cầu và phía hạ lưu cầu lát đá cỡ 15 cm ($v'_b = \beta v_b = 1,22 \times 1,92 = 2,34 \text{ m/s}$) ; phía thượng lưu lát đá cỡ 15cm, phần dòng chủ có tốc độ lớn hơn ($v'_{ch} = \beta_{ch} v_{ch} = 1,22 \times 3,41 = 4,16 \text{ m/s}$, trong đó $v_{ch} = 3,41 \text{ m/s}$ và $\beta_{ch} = 1,22$; $v_b = 1,92 \text{ m/s}$, $\beta_b = 1,22$) xem kết quả tính toán của phần dưới (phương án 3). Kiến nghị lát đá cỡ 25 cm trên lớp đá dăm dày 10 cm ở phần dòng chủ.



Hình PL26-3

C. Phương án 3 : như phương án 2, nhưng lòng suối dưới cầu không được gia cố chống xói.

Đối với phương án này cần thiết xác định chiều sâu xói lở sau khi làm cầu do dòng chảy bị thu hẹp so với lúc tự nhiên. Lòng sông dưới cầu gồm hai phần : ở phần dòng chủ xói chung sẽ được tính toán theo phương trình cân bằng lượng phù sa, phụ thuộc vào hệ số tăng cường lưu lượng ở dòng chủ $\beta_{ch} = \beta$ và phần bãi sông dưới cầu, trị số xói chung được xác định theo vận tốc cho phép không xói của đất sét cấu tạo bãi sông và hệ số tăng cường lưu lượng ở bãi sông β_b . Theo dự đoán phần bãi sông sẽ xói lở đáng kể so với phần dòng chủ vì vậy trong phạm vi sai số cho phép có thể xem $\beta_b = \beta_{ch} = \beta$; trị số β xác định theo công thức sau đây :

$$\beta = \frac{Q}{Q_{ch} + Q_{bc}}$$

trong đó : $Q = 171 \text{ m}^3/\text{s}$ - lưu lượng toàn bộ ; Q_{ch} - lưu lượng phần dòng chủ lúc tự nhiên, xác định theo công thức Sêdi :

$$Q_{ch} = \omega_{ch} v_{ch}$$

$$\omega_{ch} = \frac{16 \times 1}{2} + 16 \times 0,85 + \frac{2,8 \times 0,85^2}{2} = 22,6 \text{ m}^2$$

$$v_{ch} = C \sqrt{Ri}$$

$$C = \frac{1}{n} R^y \sqrt{R} \text{ (công thức Sêdi - Pavlôpski)}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} ;$$

$$\chi = 1,0 \sqrt{10^2 + 1^2} + 1 \sqrt{6^2 + 1^2} + 0,85 \sqrt{2,8^2 + 1^2} = 18,67 \text{ m}$$

$$R = \frac{22,6}{18,67} = 1,21 \text{ m}$$

với $R > 1 \rightarrow y = 1,3 \sqrt{n} = 1,3 \sqrt{0,04} = 0,26$

$$v_{ch} = \frac{1}{0,04} \times 1,21^{0,26} \times 1,21^{1/2} \times 0,064^{1/2} = 3,41 \text{ m/s.}$$

và $Q_{ch} = 22,6 \times 3,41 = 77 \text{ m}^3/\text{s.}$

Phần lưu lượng bãi sông dưới cầu Q_{bc} lúc tự nhiên xác định dựa vào tốc độ nước chảy v_b và diện tích dòng chảy phần bãi sông dưới cầu.

Tính tốc độ của dòng chảy phần bãi sông lúc tự nhiên :

$$v_b = \frac{Q_b}{\omega_b} = \frac{171 - 77}{\omega_b} = \frac{94}{\omega_b}$$

$$\omega_b = \frac{18 \times 0,85^2}{2} + 0,85 \times 50 = 49 \text{ m}^2$$

trong đó : "18" được xác định theo mái dốc bờ sông phía trái là 1 : 18.

$$v_b = \frac{94}{49} = 1,92 \text{ m/s}$$

Tính Q_{bc} : $Q_{bc} = v_b \bar{B}_{bc} h_{bc}$

trong đó : h_{bc} - chiều sâu nước chảy ở bãi sông lúc tự nhiên :

$$h_{bc} = 1,85 - 1,00 = 0,85\text{m}$$

\bar{B}_{bc} - chiều rộng trung bình của dòng chảy phần bãi sông dưới cầu :

$$\bar{B}_{bc} = 40 - mh_{bc} = 40 - 1,25 \times 0,85 = 38,94\text{m}$$

$$\text{Vậy } Q_{bc} = 1,92 \times 38,94 \times 0,85 = 63,55\text{m}^3/\text{s}$$

Thay các giá trị của Q , Q_{ch} và Q_{bc} vào công thức tính β :

$$\beta = \frac{171}{77 + 63,55} = 1,22$$

Tính chiều sâu nước chảy sau khi xói chung của dòng chủ theo công thức đối với trường hợp xói tự do $v_{ch} = 3,41 > v_{ox,ch} = 0,65 \times 1,21^{7/6} = 0,98\text{m/s}$ (bảng 3-6).

$$h'_{ch,max} = h_{ch,max} \beta^{8/9} = 2,20 \times 1,22^{8/9} \approx 2,64\text{m}$$

$h_{ch,max}$ - chiều sâu nước chảy tại vị trí sâu nhất của dòng chủ khi chưa xói

$$h_{ch,max} = 2,20\text{m} \text{ (xem tính toán ở ví dụ của phương án 2).}$$

Độ sâu xói chung tại dòng chủ :

$$\Delta h_{ch,max} = 2,60 - 2,20 = 0,44\text{m}$$

Tính xói ở phần bãi sông dưới cầu theo công thức :

$$h'_b = h_b \frac{\beta_b v_{bc}}{(1-\lambda)v_{ox}}$$

trong đó : h'_b , h_b - chiều sâu nước chảy sau khi xói và trước khi xói ;

$$h_b = 2,20 - 1,00 = 1,20\text{ m} ;$$

λ - tỷ số giữa chiều rộng trụ và chiều dài cầu ; giả thiết cầu một nhịp không có trụ giữa $\lambda = 0$;

v_{ox} - tốc độ cho phép không xói ; $v_{ox} = 1\text{ m/s}$ (đất sét) ;

$$h'_b = \frac{1,20 \times 1,22 \times 1,92}{1} = 2,81\text{m}$$

Vậy chiều sâu xói chung ở bãi sông $\Delta h_b = 2,81 - 1,20 = 1,61\text{ m}$.

Nhận xét : ở bãi sông dưới cầu, đáy sông bị xói lõ sâu 1,61m tới cao độ 160,00 - 1,61 = 158,39m, sâu hơn cao độ đáy dòng chủ lúc tự nhiên là 159m. Cần thiết tính toán xói cục bộ tại mố cầu h_{cb} để có biện pháp chống xói lở 1/4 nón.

Trong trường hợp này cần thiết tính toán phương án đưa mố đất 1/4 nón ra ngoài phạm vi lòng sông dưới cầu hoặc tính toán cao độ móng của mố cầu có xét tới xói chung và xói cục bộ tại mố cầu để đảm bảo ổn định của mố cầu.

Sau khi xói chung, cao độ đáy bãi sông thấp hơn cao độ dòng chủ lúc tự nhiên, nghĩa là phạm vi dòng chủ sẽ phát triển ra toàn bộ mặt cắt dưới cầu và việc giả thiết trong tính toán hệ số $\beta_b = \beta_{ch} = \beta$ là phù hợp với điều kiện dòng chảy sau khi xói dưới cầu sẽ phát triển rộng ra toàn chiều dài cầu.

Xác định phương trình tương quan giữa hai yếu tố y và x
(phương trình đường hồi quy)

1. Giả sử (x_i, y_i) là cặp trị số đối ứng quan trắc được của hai biến số ngẫu nhiên X và Y và chúng có quan hệ đường thẳng. Đường thẳng đi qua trung tâm bằng hợp của các cặp (x_i, y_i) trên hệ trục tọa độ vuông góc (xOy) có tổng bình phương các sai số tối thiểu được gọi là *đường hồi quy*.

2. *Phương trình đường hồi quy* : là một đường thẳng có dạng tổng quát $y = ax + b$; trong đó a là hệ số góc và b là tung độ giao điểm của đường hồi quy với trục tung được xác định dựa trên nguyên lý sai số bình phương tối thiểu

$$\sum_{i=1}^n [y_i - (ax_i + b)]^2 = \text{Min}$$

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$$b = \bar{y} - \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \bar{x}$$

trong đó : x_i, y_i - các giá trị của hai biến x và y ;

\bar{x}, \bar{y} - các trị số trung bình của x_i và y_i ; $\bar{x} = \sum x_i : n$

$$\bar{y} = \sum y_i : n$$

3. *Hệ số tương quan* : Để đánh giá mức độ tin cậy của phương trình đường hồi quy người ta dùng hệ số tương quan xác định theo công thức

$$\gamma = \frac{\sum [(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})]}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}}$$

Khi hệ số tương quan $\gamma > 0$ ta có quan hệ đồng biến ; $\gamma < 0$ - nghịch biến ; $\gamma = 0$ - không có tương quan ; γ càng gần ± 1 độ tin cậy của phương trình đường hồi quy càng cao ; trong tính toán thủy văn để đảm bảo độ tin cậy cần thiết, yêu cầu $\gamma \geq 0,8$ và $n \geq 10$.

4. *Ứng dụng* : Lập tương quan giữa 2 yếu tố thủy văn giữa 2 trạm x và cầu.

5. *Ví dụ bằng số* : Cho biết x và y có quan hệ như trong cột (1) và (2) của bảng PL 27-1.

Nhiệm vụ : Xác định phương trình tương quan $y = ax + b$ và đánh giá độ tin cậy ; về nguyên tắc phải có trên 10 số liệu nhưng để đơn giản giả thiết $n = 5$ để tính toán.

Trình tự :

1) Trên hệ trục tọa độ vuông góc (xOy) vẽ quan hệ các cặp thống kê (x_i, y_i) . Nếu chúng có quan hệ đường thẳng thì chuyển sang bước tiếp theo để tính các hệ số a và b của phương trình đường hồi quy ; nếu chúng có quan hệ đường cong dạng hàm lũy thừa thì cần thiết thay $X_i = \lg x_i$, và $Y_i = \lg y_i$ để hàm $Y - X$ có dạng đường thẳng và sau đó mới chuyển sang bước tính các hệ số a và b .

2) Lập bảng tính toán các đại lượng trong công thức a , b và γ .

Bảng PL27-1

x_i	y_i	$x_i - \bar{x}$	$y_i - \bar{y}$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(y_i - \bar{y})^2$	$(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})$
1	2	3	4	5	6	7
1	8	-2	-10,8	4	116,69	21,16
2	13	-1	-5,8	1	33,64	5,80
3	18	0	-0,8	0	0,64	0
4	24	1	5,2	1	27,04	5,20
5	31	2	12,2	4	148,84	24,40
15	94			10	326,85	56,56

$$\bar{x} = 15 : 5 = 3; \bar{y} = 94 : 5 = 18,8$$

Xác định các hệ số a và b theo công thức sau :

$$a = \frac{56,56}{10} = 5,66 \text{ và } b = 18,8 - 5,66 \times 3 = 1,82$$

Vậy phương trình đường hồi quy có dạng :

$$y = 5,66 x + 1,82$$

Xác định hệ số tương quan γ theo công thức :

$$\gamma = \frac{56,56}{\sqrt{10 \times 326,85}} = 0,98 > 0,80$$

Kết luận : Hàm tương quan $y = 5,66 x + 1,82$ có độ tin cậy cao ; trong dự báo nếu biết giá trị x có thể sử dụng hàm tương quan để tính giá trị y .

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đặng Hữu, Đỗ Bá Chương, Nguyễn Xuân Trục. Sổ tay thiết kế đường ô tô. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội - 1976.
2. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô tập III "Công trình vượt qua dòng nước lớn và nhỏ". Xuất bản Đại học Xây dựng - 1970.
3. Nguyễn Quang Chiêu, Đỗ Bá Chương, Dương Học Hải, Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô tập III. Trường Đại học Giao thông Vận tải. Hà Nội - 1990.
4. Nguyễn Xuân Trục. Kiến nghị phân chia cầu thành nhóm theo sơ đồ tính toán xói lở chung. Tập san "Khoa học Kỹ thuật". UBKH và KT Nhà nước, 1974, N° 11.
5. Nguyễn Xuân Trục, Nguyễn Hữu Khải. Hiện tượng xói lở cục bộ chân trụ cầu và công thức kiến nghị tính toán. Tập san "Khoa học Kỹ thuật", UBKH và KT Nhà nước, 1982, N° 4.
6. Nguyễn Xuân Trục. Phương pháp giản đơn tính giới hạn trên của xói lở dưới cầu. "Đường ô tô". Nhà xuất bản vận tải Liên Xô (cũ) 1978.
7. Nguyễn Xuân Trục. Xác định hình dạng khu vực thu hẹp dòng chảy dưới cầu. "Đường ô tô". Nhà xuất bản vận tải Liên Xô (cũ) 1979.
8. Nguyễn Xuân Trục. Giải bài toán bình đồ dòng chảy bị thu hẹp do cầu và tính toán không gian biến dạng lòng sông khu vực cầu. Nghiên cứu một số các mô hình dòng chảy công trình vượt sông. Luận án bảo vệ học vị tiến sĩ khoa học kỹ thuật. Matxcova 1979.
9. Nguyễn Xuân Trục. Tính toán xói lở khi địa chất lòng sông gồm nhiều lớp. Tập san "Khoa học Kỹ thuật" UBKH và KT Nhà nước, 1973, N° 4.
10. Nguyễn Xuân Trục. Công trình vượt sông. Nhà xuất bản Xây Dựng. Hà Nội - 1984.
11. Tiêu chuẩn thoát nước mạng lưới bên ngoài và công trình - Tiêu chuẩn thiết kế - 20TCVN-51-84 - Bộ Xây Dựng. Hà Nội - 1989.
12. Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô - TCVN 4054 - 85.
13. Tiêu chuẩn thiết kế TÍNH TOÁN CÁC ĐẶC TRƯNG DÒNG CHẢY LỬ 22TCVN 220 - 95. Hà Nội - 1995.

Tiếng Nga :

14. Những chỉ dẫn về xác định các đặc trưng thủy văn tính toán. Tiêu chuẩn thiết kế CH435 - 72. Matxcova 1972.
15. Quy trình khảo sát và thiết kế công trình vượt sông trên đường sắt và đường ô tô. Nhà xuất bản Vận tải. Matxcova 1972.

16. Andreev O.V. Fédôtov G.A. Những vấn đề cơ bản tính toán khẩu độ cầu. Tuyển tập Đại học cầu đường ô tô. Matxcova 1973. Tập 51.
17. Bapkov V.F., Andreev O.V. Thiết kế đường ô tô. Nhà xuất bản Vận tải Liên Xô (cũ). Matxcova 1987.
18. Fédôtov G.A. Tính toán công trình vượt sông sử dụng máy tính điện tử. Nhà xuất bản Vận tải. Matxcova 1987.
19. Fédôtov G.A. Thiết kế đường ô tô. Sổ tay kỹ sư đường. Nhà xuất bản Vận tải. Matxcova - 1989.
20. Pêrêvôdonhekov B.F. Tính toán dòng chảy cực đại trong thiết kế các công trình đường ô tô. Nhà xuất bản Vận tải. Matxcova - 1975.

MỤC LỤC

Lời nói đầu

Trang

Các kí hiệu chính dùng trong sách

3

4

PHẦN MỘT

CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG LỚN VÀ VỪA

Chương 1 : Khái niệm chung về công trình cầu vượt qua sông lớn và vừa	5
1.1. Công trình cầu vượt sông và nhiệm vụ thiết kế	5
1.2. Phân loại sông ngòi và vấn đề thiết kế các công trình vượt sông	7
1.3. Đặc điểm sông ngòi Việt Nam và vấn đề thiết kế cầu vượt sông	9
Chương 2 : Tính toán thủy văn trong thiết kế cầu	18
2.1. Tần suất thiết kế cầu cống	18
2.2. Xác định lưu lượng và mực nước tính toán theo tần suất khi có nhiều năm liên tục quan trắc thủy văn	19
2.3. Xác định lưu lượng và mực nước thiết kế theo tần suất ở những sông không có tài liệu quan trắc	28
2.4. Xác định lưu lượng dựa vào diện tích lưu vực	31
2.5. Xác định đường quá trình mực nước lũ tính toán	31
2.6. Xác định lưu lượng trên sông bị ảnh hưởng thủy triều	32
Chương 3 : Xác định khẩu độ cầu và xói chung dưới cầu	39
3.1. Một số kết quả nghiên cứu của Nguyễn Xuân Trục về quy luật biến dạng đường mặt nước và lòng sông dưới cầu	39
3.2. Về các phương pháp tính xói chung và khẩu độ cầu hiện nay	46
3.3. Lý thuyết tính xói chung phát triển theo thời gian	59
3.4. Một số kết quả nghiên cứu các phương pháp giản đơn xác định các giới hạn của xói	65
3.5. Phương pháp Nguyễn Xuân Trục - Phêđôtoy tính xói phát triển theo thời gian khi địa chất lòng sông gồm nhiều lớp có kích thước hạt khác nhau	71
3.6. Kiến nghị của Nguyễn Xuân Trục về phương pháp giản đơn xác định xói chung tính toán dưới cầu	75
Chương 4 : Xác định xói cục bộ trụ cầu và biện pháp chống xói cục bộ	78
4.1. Nguyên nhân và quá trình phát triển xói cục bộ tại trụ cầu	78
4.2. Tình hình tính toán xói cục bộ tại trụ cầu	82
4.3. Công thức tính xói cục bộ của trường Đại học Xây dựng Hà Nội	84
4.4. Công thức tính xói cục bộ của M.M. Zuravlev và A.M. Latusenkov	85
4.5. Công thức tính xói cục bộ của I.A. Iarátslasev	86
4.6. Tính xói cục bộ theo Tiêu chuẩn BCN 62-69 của Liên Xô (cũ)	86
4.7. Tình hình nghiên cứu chống xói cục bộ trụ cầu	90
4.8. Một số kết quả nghiên cứu chống xói cục bộ trụ cầu của trường Đại học Xây dựng Hà Nội	93
4.9. Xác định xói cục bộ ở kè điều chỉnh dòng nước, mố cầu và kè ngang	96
4.10. Định chiều sâu đặt móng trụ cầu	98
Chương 5 : Tính toán thủy lực cầu vượt sông	100
5.1. Tính toán sự phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu theo công thức của O.V. Andreev và Nguyễn Xuân Trục	100

5.2.	Tính toán sự phân bố lưu lượng giữa dòng chủ và phần bãi sông khu vực nước dâng có chiều rộng dòng chảy không đổi trước cầu	105
5.3.	Xác định độ cao nước dâng khu vực sông chịu ảnh hưởng của cầu	107
5.4.	Phương pháp không gian xác định đường mặt nước, xói và bồi khu vực bị ảnh hưởng của cầu	108
5.5.	Phương pháp xác định hình dạng vùng dòng chảy bị thu hẹp trước cầu của Nguyễn Xuân Trục	109
5.6.	Xác định chiều dài vùng dòng chảy mở rộng ở hạ lưu cầu của Nguyễn Xuân Trục	111
5.7.	Ví dụ tính toán thủy lực và xói lở dưới cầu	112
Chương 6 : Thiết kế các công trình trong khu vực cầu vượt sông		117
6.1.	Đào rộng lòng sông dưới cầu và nắn thẳng sông	117
6.2.	Thiết kế đường đầu cầu	120
6.3.	Thiết kế kè điều chỉnh trên sông đồng bằng	124
6.4.	Kè điều chỉnh trong các trường hợp đặc biệt	129
6.5.	Cầu tạo kè điều chỉnh	130
6.6.	Kè ngang bảo vệ (hay kè chữ đinh) và trồng cây ven bãi sông	131
6.7.	Xác định xói cục bộ ở kè điều chỉnh, kè ngang và mở cầu	133
6.8.	Xác định chiều cao sóng	134
6.9.	Gia cố nền đường, kè và bờ sông chống xói	138
Chương 7 : Khảo sát đo đạc thủy văn tại vị trí cầu vượt sông		141
7.1.	Nhiệm vụ và nội dung công tác khảo sát vị trí cầu qua sông	141
7.2.	Chọn vị trí cầu qua sông	142
7.3.	Đo vẽ bình đồ	142
7.4.	Công tác điều tra thủy văn trong khảo sát cầu khi không tổ chức đo đạc tại thực địa	144
7.5.	Công tác khảo sát thủy văn khi có tổ chức đo đạc tại thực địa	147
7.6.	Các phương pháp kéo dài đường quan hệ mực nước với lưu lượng dùng trong cầu	157
7.7.	Khảo sát địa chất tại vị trí cầu	159
7.8.	Hoàn chỉnh quy phạm tính khẩu độ cầu và xói lở dưới cầu	160

PHẦN HAI

CÔNG TRÌNH VƯỢT QUA SÔNG NHỎ

Chương 8 : Khái niệm chung về công trình vượt sông nhỏ		162
8.1.	Bố trí công trình thoát nước trên trắc dọc và bình đồ	162
8.2.	Các loại công trình vượt qua sông nhỏ dùng trên đường	163
8.3.	Nhiệm vụ tính toán thủy văn, thủy lực các công trình qua sông nhỏ và xác định các tham số thủy văn địa hình	164
Chương 9 : Xác định lưu lượng từ lưu vực nhỏ		167
9.1.	Đặc tính của mưa và dòng chảy do mưa rào	167
9.2.	Những cơ sở của lý thuyết tập trung nước từ lưu vực	171
9.3.	Công thức tính lưu lượng của Viện thủy văn nhà nước Liên Xô (cũ) (CH 435-72) và quy trình tính dòng chảy của Bộ Giao thông vận tải Việt Nam 1995	173
9.4.	Kiến nghị của Nguyễn Xuân Trục về công thức tính lưu lượng thiết kế (Q_p) dùng cho đường ô tô và đường sắt Việt Nam	180
9.5.	Xác định lưu lượng theo phương pháp cân bằng lượng nước	183
9.6.	Các công thức giản đơn xác định lưu lượng dựa theo phương pháp cân bằng lượng nước	187
9.7.	Xác định lưu lượng theo công thức của viện thiết kế đường Liên Xô (cũ) (công thức B.F. Perevoznhêkôp)	190

9.8. Tiêu chuẩn dòng chảy BCN 63-67 của Bộ Giao thông Vận tải Liên Xô (cũ)	191
9.9. Xác định lưu lượng theo quy trình hướng dẫn "Khảo sát và thiết kế cầu vượt sông" НИИПИ-72 Liên Xô (cũ)	192
9.10. Tiêu chuẩn dòng chảy của một số nước trên thế giới	193
9.11. Xác định lưu lượng thiết kế các công trình thoát nước đô thị	195

Chương 10 : Tính toán các công trình vượt qua sông nhỏ	201
10.1. Xác định khẩu độ cống và tính toán thủy lực	201
10.2. Xác định khẩu độ cống có xét đến tích nước trước cống	205
10.3. Xét ảnh hưởng độ dốc của cống và chiều sâu nước chảy ở hạ lưu cống tới khả năng thoát nước của cống	208
10.4. Tính toán khẩu độ cầu nhỏ	210
10.5. Tính xói và gia cố sau cầu nhỏ và cống	212
10.6. Tính toán đường đắp lọc nước (đường thấm)	213
10.7. Tính toán đường tràn	216

PHẦN PHỤ LỤC

Phụ lục 1 : Trị số $K = 1 + C_v \cdot \Phi$	220
Phụ lục 2 : Hệ số nhám của sông thiên nhiên	229
Phụ lục 3 : Biểu lưu tốc thiên nhiên trong lòng sông khi nước lũ có tần suất $P = 1\%$	230
Phụ lục 4 : Hệ số hình dạng trụ cầu K_ξ	231
Phụ lục 5 : Các kích thước tối thiểu của khổ giới hạn gầm cầu	235
Phụ lục 6 : Vận tốc cho phép không xói của các loại gia cố	237
Phụ lục 7 : Vũ suất (sức mưa) của các trạm miền Bắc Việt Nam tính với chu kỳ 25, 50 và 100 năm	239
Phụ lục 8 : Chiều dày và cường độ cung cấp nước h (mm), a (mm/phút)	241
Phụ lục 9 : Bản đồ phân khu mưa rào miền Bắc Việt Nam năm 1964	244
Phụ lục 10 : Hệ số A	245
Phụ lục 11 : Hệ số D	245
Phụ lục 12 : a- Bản đồ phân khu vực mưa rào Việt Nam 1995 b- Tọa độ đường cong mưa Ψ	246
Phụ lục 13 : Mô đun dòng chảy $A\%$	249
Phụ lục 14 : Bảng tính thời gian tập trung nước T_{sd}, phút	255
Phụ lục 15 : Lượng mưa ngày H_p, mm	256
Phụ lục 16 : Khả năng thoát nước của cống tròn	274
Phụ lục 17 : Khả năng thoát nước của cống vuông	277
Phụ lục 18 : Vận tốc cho phép không xói của dòng nước chảy trên dòng suối cầu tạo là đất dính và đất không dính	278
Phụ lục 19 : Mẫu báo cáo tình hình sông G (ví dụ)	281
Phụ lục 20 : Hệ số tần suất lũ λ_p (công thức 9-10)	284
Phụ lục 21 : Hệ số λ_p, q_{100} và hệ số n trong công thức tính Q_p khi $F_i > 100 \text{ km}^2$	285
Phụ lục 22 : Đường đẳng trị q_{20}	287
Phụ lục 23 : Đường đẳng trị K	288
Phụ lục 24 : Đường đẳng trị hệ số C	289
Phụ lục 25 : Đường đẳng trị số mũ n	290
Phụ lục 26 : Ví dụ tính toán khẩu độ cầu nhỏ	291
Phụ lục 27 : Xác định phương trình tương quan giữa hai yếu tố x và y (phương trình đường hồi quy)	301
Tài liệu tham khảo	301
Mục lục	303

Chịu trách nhiệm xuất bản
Chủ tịch HĐQT kiêm Tổng Giám đốc NGÔ TRẦN ÁI
Phó Tổng Giám đốc kiêm Tổng biên tập VŨ DƯƠNG THỤY

Biên tập lần đầu :
PHẠM THANH HƯƠNG

Biên tập tái bản :
NGÔ THANH BÌNH
BÙI MINH HIỂN

Trình bày bìa :
ĐOÀN HỒNG

Sửa bản in :
PHÒNG SỬA BÀI (NXB GIÁO DỤC)

Chế bản :
PHÒNG CHẾ BẢN (NXB GIÁO DỤC)

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ Tập ba **CÔNG TRÌNH VƯỢT SÔNG**

Mã số: 7B397T4

In 2.000 bản (QĐ01ĐH), khổ 19 x 27cm. Tại Công ty cổ phần in - vật tư
Ba Đình Thanh Hóa. Số in: 126. Giấy phép xuất bản số: 1750/CXB-101
In xong và nộp lưu chiểu tháng 9 năm 2004.