

## MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
<b>CHƯƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Khái quát về dòng chảy sông ngòi Việt Nam</b>	<b>1</b>
1.1.1 Đặc điểm chung	1
1.1.2 Các hệ thống sông chính ở Việt Nam	2
1.1.3 Tình hình lũ lụt của các sông	15
<b>1.2 Tần suất lũ tính toán</b>	<b>19</b>
<b>1.3 Một số lưu ý trong công tác tính toán thủy văn cầu đường</b>	<b>20</b>
<b>CHƯƠNG II: TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY TRONG ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN</b>	<b>24</b>
<b>2.1 Những qui định chung</b>	<b>24</b>
2.1.1 Nguyên tắc cơ bản trong việc tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế	24
2.1.2 Sử dụng những nguồn tài liệu hiện có	24
2.1.3 Kiểm tra phân tích tài liệu gốc về các mặt	24
2.1.4 Điều kiện chọn lưu vực tương tự	25
<b>2.2 Tính toán lưu lượng đỉnh lũ thiết kế</b>	<b>25</b>
2.2.1 Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế khi có tài liệu đo đạc thủy văn	25
2.2.2 Tính lưu lượng lũ thiết kế khi chuỗi tài liệu quan trắc ngắn	30
2.2.3 Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế trường hợp không có tài liệu quan thủy văn	32
<b>2.3 Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế</b>	<b>41</b>
2.3.1 Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi có đủ tài liệu quan trắc mực nước	41
2.3.2 Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi chuỗi quan trắc ngắn	42
2.3.3 Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi không có tài liệu quan trắc	43
2.3.4 Tính mực nước thiết kế qua vùng nội đồng	43
2.3.5 Tính mực nước thiết kế qua vùng thung lũng và chảy tràn trước núi	44
<b>2.4 Tính tổng lượng lũ và đường quá trình lũ thiết kế</b>	<b>45</b>
2.4.1 Xác định tổng lượng lũ thiết kế	45
2.4.2 Xây dựng đường quá trình lũ thiết kế	46
<b>2.5 Tính mực nước thông thuyền, mực nước thi công, mực nước thấp nhất</b>	<b>50</b>
2.5.1 Tính mực nước thông thuyền	50
2.5.2 Xác định mực nước thi công	51
2.5.3 Xác định mực nước thấp nhất	51
<i>Phụ lục 2 -1 đến Phụ lục 2 -12</i>	<i>53– 75</i>
<b>CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN THỦY VĂN TRONG TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT</b>	<b>76</b>
<b>3.1 Tính toán dòng chảy khi vị trí cầu bị ảnh hưởng nước dâng sông lớn</b>	<b>76</b>
3.1.1 Đặt vấn đề	76
3.1.2 Tính lưu lượng thiết kế khi có số liệu quan trắc thủy văn	76
3.1.3 Tính lưu lượng thiết kế khi không có số liệu quan trắc thủy văn	79

3.1.4	Tính mực nước thiết kế	80
<b>3.2</b>	<b>Tính toán lưu lượng ở vị trí cầu trong miền ảnh hưởng của hồ đập</b>	<b>82</b>
3.2.1	Cầu nằm ở thượng lưu đập vĩnh cửu	82
3.2.2	Cầu nằm ở hạ lưu đập vĩnh cửu	83
3.2.3	Cầu ở hạ lưu hồ chứa nước tạm thời	87
3.2.4	Cầu nằm ở thượng lưu đập chứa nước tạm thời	90
<b>3.3</b>	<b>Tính toán dòng chảy trong khu vực ảnh hưởng của thủy triều</b>	<b>90</b>
3.3.1	Tính lưu lượng và mực nước khi không có tài liệu quan trắc	90
3.3.2	Tính lưu lượng thiết kế cầu trên sông ảnh hưởng thủy triều khi có tài liệu quan trắc	91
<b>3.4</b>	<b>Biện pháp điều chỉnh lưu lượng trong tình hình đặc biệt</b>	<b>93</b>
3.4.1	Nguyên tắc nhập cầu cống và tính toán lưu lượng	93
3.4.2	Ước tính truyền lũ	94
3.4.3	Tính lưu lượng thiết kế sông máng	96
3.4.4	Tính lưu lượng ở khu vực có hiện tượng caostrom	96
<b>3.5</b>	<b>Nghiệm chứng lưu lượng tính toán</b>	<b>97</b>
3.5.1	Biện pháp nghiệm chứng bằng điều tra hình thái	97
3.5.2	Phương pháp nghiệm chứng lưu lượng lớn nhất lịch sử chảy qua cầu cống cũ	98
3.5.3	Điều chỉnh lưu lượng lý luận	98
	<b>CHƯƠNG IV: PHÂN TÍCH THỦY LỰC CÔNG TRÌNH CẦU THÔNG THƯỜNG</b>	<b>100</b>
<b>4.1</b>	<b>Yêu cầu cơ bản khi định các phương án khẩu độ cầu</b>	<b>100</b>
<b>4.2</b>	<b>Xác định khẩu độ cầu thông thường</b>	<b>100</b>
4.2.1	Yêu cầu khẩu độ cầu	100
4.2.2	Tài liệu ban đầu để xác định khẩu độ cầu	100
4.2.3	Công thức xác định khẩu độ cầu	101
<b>4.3</b>	<b>Xói dưới cầu</b>	<b>103</b>
4.3.1	Phân biệt ba loại xói có thể gây nguy hiểm cho cầu vượt sông	103
4.3.2	Nguyên nhân gây xói và cách xác định chiều sâu của ba loại xói	103
<b>4.4</b>	<b>Phân tích xói chung</b>	<b>106</b>
4.4.1	Xói chung ở dòng nước đục	106
4.4.2	Xói chung ở dòng nước trong	107
4.4.3	Sử dụng công thức tính xói chung	107
<b>4.5</b>	<b>Phân tích xói cục bộ</b>	<b>108</b>
4.5.1	Xói cục bộ ở trụ cầu	108
4.5.2	Phân tích xói cục bộ ở mố cầu	114
<b>4.6</b>	<b>Xác định chiều sâu đặt móng trụ cầu</b>	<b>116</b>
<b>4.7</b>	<b>Xác định chiều cao nước dâng lớn nhất khu vực sông chịu ảnh hưởng của cầu và nền đường đắp qua bãi sông</b>	<b>118</b>
4.7.1	Hình dạng đường mặt nước khu vực cầu	118

4.7.2	Xác định các đặc trưng độ dềnh nước phía thượng lưu cầu	119
<b>4.8</b>	<b>Tính không dưới cầu</b>	<b>121</b>
4.8.1	Tính không hay khổ giới hạn gầm cầu	121
4.8.2	Xác định mực nước thông thuyền	121
	<i>Phụ lục 4-1 đến Phụ lục 4 - 5</i>	<i>123-145</i>
	<b>CHƯƠNG V: TÍNH TOÁN THUYẾT LỰC CÔNG TRÌNH CẦU TRONG TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT</b>	<b>146</b>
<b>5.1</b>	<b>Tính khẩu độ nhiều cầu trên 1 sông</b>	<b>146</b>
5.1.1	Những điểm cần chú ý khi tính nhiều cầu trên 1 sông	146
5.1.2	Tính khẩu độ cầu	147
<b>5.2</b>	<b>Tính khẩu độ cầu trên sông rộng chảy tràn lan</b>	<b>152</b>
5.2.1	Sông bãi rộng vùng đồng bằng	152
5.2.2	Sông chảy tràn lan vùng trước núi	156
5.2.3	Sông ở vùng hồ ao đầm lầy nội địa	158
<b>5.3</b>	<b>Thiết kế khẩu độ cầu qua dòng bùn đá</b>	<b>162</b>
5.3.1	Miêu tả đặc trưng	162
5.3.2	Nguyên tắc bố trí vị trí cầu	162
5.3.3	Xác định lưu lượng và khẩu độ	164
<b>5.4</b>	<b>Thiết kế khẩu độ cầu ở khu vực hồ chứa nước</b>	<b>166</b>
5.4.1	Khái niệm chung về hồ chứa nước	167
5.4.2	Tính khẩu độ cầu cống trong phạm vi ảnh hưởng hồ chứa nước	169
<b>5.5</b>	<b>Tính khẩu độ cầu khi vị trí cầu bị ảnh hưởng thủy triều</b>	<b>169</b>
5.5.1	Theo hướng dẫn khảo sát và thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt (NIMP72) của Liên Xô trước đây	169
5.5.2	Theo sổ tay tính toán thủy văn cầu đường Trung Quốc	170
<b>5.6</b>	<b>Tính khẩu độ cầu, khi vị trí cầu bị ảnh hưởng nước dềnh sông lớn</b>	<b>171</b>
<b>5.7</b>	<b>Tính khẩu độ cầu trong điều kiện dòng chảy điều tiết ở trong kênh</b>	<b>172</b>
5.7.1	Phương pháp tính	172
5.7.2	Những yêu cầu khi thiết kế công trình thoát nước qua kênh	172
<b>5.8</b>	<b>Kiểm toán công trình cầu hiện tại</b>	<b>172</b>
5.8.1	Xác định các đặc tính dòng chảy	172
5.8.2	Kiểm toán khẩu độ cầu	174
5.8.3	Kiểm toán xói chung	175
5.8.4	Kiểm toán xói cục bộ	175
5.8.5	Kiểm tra nền đường đầu cầu và công trình kê hướng dòng	175
	<b>CHƯƠNG VI: DỰ BÁO QUA TRÌNH DIỄN BIẾN LÒNG SÔNG</b>	<b>177</b>
<b>6.1</b>	<b>Định nghĩa, nguyên nhân, phân loại diễn biến lòng sông</b>	<b>177</b>
6.1.1	Định nghĩa	177

6.1.2	Nguyên nhân của diễn biến lòng sông	177
6.1.3	Phân loại diễn biến lòng sông	177
6.1.4	Các yếu tố ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông	178
<b>6.2</b>	<b>Các yếu tố đặc trưng hình thái sông</b>	<b>178</b>
6.2.1	Phân loại sông	179
6.2.2	Các yếu tố trên mặt cắt ngang	181
6.2.3	Các yếu tố trên mặt bằng	183
6.2.4	Các yếu tố trên mặt cắt dọc	184
<b>6.3</b>	<b>Tính chất của diễn biến lòng sông</b>	<b>185</b>
6.3.1	Tác động giữa dòng nước và lòng dẫn là tương hỗ	185
6.3.2	Tính hạn chế của các tổ hợp yếu tố tự nhiên trong diễn biến lòng sông	185
6.3.3	Tính không liên tục trong diễn biến lòng sông	185
6.3.4	Sự biến hình lòng dẫn luôn luôn đi sau sự thay đổi của dòng nước	185
6.3.5	Tính tự điều chỉnh trong diễn biến lòng sông	185
<b>6.4</b>	<b>Phương trình biến hình lòng sông</b>	<b>186</b>
6.4.1	Khảo sát trong hệ toạ độ vuông góc	186
6.4.2	Khảo sát trong hệ toạ độ tự nhiên	187
<b>6.5</b>	<b>Các phương pháp phân tích, dự báo diễn biến lòng sông</b>	<b>189</b>
6.5.1	Khái quát	189
6.5.2	Dự báo diễn biến lòng sông bằng phương pháp phân tích số liệu thực đo	190
6.5.3	Dự báo diễn biến lòng sông bằng các phương pháp mô hình hóa	196
6.5.4	Dự báo diễn biến lòng sông bằng phương pháp phân tích ảnh viễn thám	208
6.5.5	Dự báo diễn biến lòng sông bằng các công thức kinh nghiệm	211
<b>CHƯƠNG VII: THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH TRONG KHU VỰC CẦU VƯỢT SÔNG</b>		<b>217</b>
<b>7.1</b>	<b>Nền đường đầu cầu và nền đường bãi sông</b>	<b>217</b>
7.1.1	Điều tra mực nước lũ nền đường	217
7.1.2	Xác định cao độ vai đường đầu cầu thấp nhất	218
7.1.3	Tính toán lưu tốc dòng nước của nền đường bãi sông	220
7.1.4	Tính sóng leo lên mái dốc công trình	221
<b>7.2</b>	<b>Công trình điều tiết bảo vệ cầu</b>	<b>225</b>
7.2.1	Khái niệm ban đầu	225
7.2.2	Chọn hình dạng chung công trình điều tiết và công dụng của nó	225
7.2.3	Tính kích thước bình diện công trình điều tiết	228
7.2.4	Xác định mặt cắt kè đập	235
7.2.5	Xác định cao độ đỉnh kè hướng dòng và kè chữ T	237
7.2.6	Tính xói ở công trình điều tiết	238
<b>7.3</b>	<b>Công trình điều tiết dòng sông</b>	<b>240</b>

7.3.1	Khái niệm	240
7.3.2	Phân loại và đánh giá các công trình điều tiết	241
7.3.3	Thiết kế đường hướng dòng	242
7.3.4	Lựa chọn và bố trí kè	243
7.3.5	Thiết kế mặt cắt kè	248
7.3.6	Vấn đề duy tu công trình điều tiết	252
<b>7.4</b>	<b>Công trình cải sông hoặc nắn thẳng</b>	<b>253</b>
7.4.1	Khái lược	253
7.4.2	Lý luận cơ bản về thiết kế công trình cải sông	253
7.4.3	Tài liệu cần cho thiết kế	258
7.4.4	Thiết kế cải sông	258
7.4.5	Tính toán thủy lực	261
<b>7.5</b>	<b>Công trình bảo vệ bờ sông chống lũ</b>	<b>266</b>
7.5.1	Giới thiệu chung	266
7.5.2	Thiết kế gia cố thân kè	269
7.5.3	Thiết kế gia cố chân kè	275
7.5.4	Kết cấu đỉnh kè	280
	<b>CHƯƠNG VIII: TÍNH TOÁN THỦY VĂN, THỦY LỰC CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC ĐỌC TUYẾN</b>	<b>281</b>
<b>8.1</b>	<b>Tính toán thủy văn thủy lực cầu nhỏ và cống</b>	<b>281</b>
8.1.1	Tài liệu cơ bản và thông số đầu vào	281
8.1.2	Tính lưu lượng thiết kế	282
8.1.3	Tính khẩu độ cầu nhỏ	283
8.1.4	Khẩu độ cống và các nguyên tắc tính toán thủy lực cống	290
8.1.5	Cầu nhỏ, cống khu vực đồng bằng	292
<b>8.2</b>	<b>Đường tràn</b>	<b>294</b>
<b>8.3</b>	<b>Thoát nước nền đường</b>	<b>297</b>
8.3.1	Phân loại các công trình thoát nước	297
8.3.2	Thiết kế hệ thống thoát nước	298
8.3.3	Thiết kế rãnh thoát nước mặt	299
8.3.4	Thiết kế rãnh, ống thoát nước ngầm	301
	<b>CHƯƠNG IX: TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ MẠNG LƯỚI THOÁT NƯỚC ĐÔ THỊ</b>	<b>304</b>
<b>9.1</b>	<b>Hệ thống thoát nước</b>	<b>304</b>
9.1.1	Khái niệm	304
9.1.2	Hệ thống thoát nước	304
<b>9.2</b>	<b>Tính lưu lượng nước mưa</b>	<b>305</b>
9.2.1	Phương pháp và công thức tính toán	305
9.2.2	Cường độ mưa, tính toán thời gian mưa thiết kế	305

9.2.3	Hệ số dòng chảy	309
9.2.4	Hệ số mưa không đều	310
<b>9.3</b>	<b>Tính lưu lượng nước thải</b>	<b>311</b>
9.3.1	Cơ sở chung	311
9.3.2	Tổng lưu lượng nước thải	311
<b>9.4</b>	<b>Đặc điểm chuyển động của nước thải đô thị</b>	<b>313</b>
9.4.1	Tiết diện cống và đặc tính thủy lực	313
9.4.2	Tổn thất cục bộ trong mạng lưới thoát nước	315
9.4.3	Đường kính tối thiểu và độ đầy tối đa	316
9.4.4	Tốc độ và độ dốc	317
<b>9.5</b>	<b>Thiết kế mạng lưới thoát nước</b>	<b>319</b>
9.5.1	Một số nguyên tắc thiết kế	319
9.5.2	Thiết kế mạng lưới thoát nước	319
	<i>Danh sách các trạm khí tượng</i>	<i>TrạmKT1- Trạm KT5</i>
	<i>Danh sách các trạm thủy văn</i>	<i>TrạmTV1- TrạmTV11</i>

## CHƯƠNG I – GIỚI THIỆU CHUNG

### §1.1. Khái quát về dòng chảy lũ sông ngòi Việt Nam

#### 1.1.1. Đặc điểm chung.

Với đặc điểm của khí hậu nhiệt đới gió mùa, hàng năm nước ta có 2 mùa gió chính: mùa đông là gió mùa đông bắc, mùa hè có gió mùa tây nam. Gió mùa tây nam đi qua biển mang theo nhiều ẩm vào đất liền. Trong mùa hè thường có bão và áp thấp nhiệt đới gây ra mưa lớn trên diện rộng. Hàng năm trung bình có từ 4 đến 5 cơn bão, nhiều nhất tới 12, 13 cơn bão đổ bộ hoặc ảnh hưởng trực tiếp đến nước ta. Do tác động của địa hình, khi có bão hoặc áp thấp nhiệt đới, lũ lụt xuất hiện tùy từng vùng, từng sông. Lũ của các sông phân bố theo không gian không đồng nhất, nơi sớm, nơi muộn, nơi hung dữ, nơi hiền hoà. Trong từng vùng nhỏ, do ảnh hưởng của địa hình mà sự hình thành, tính chất lũ lại có những đặc điểm riêng. Nghiêm trọng nhất là tại các khu vực bão làm cho nước biển dâng cao và đưa nước vào sâu các cửa sông làm ngập các vùng đồng bằng rộng lớn. Mặt khác mưa do bão gây ra khi gặp lũ sông đang ở giai đoạn lũ cao sẽ tạo ra lũ lớn đe dọa hệ thống đê điều và nền dân sinh, kinh tế. Những thiên tai đó càng trầm trọng hơn do các hoạt động không hợp lý của con người. Ở vùng rừng núi, việc chặt phá cây đã làm tăng xói mòn, lượng phù sa và dòng chảy mặt nên mực nước lũ xảy ra cao hơn và sớm hơn thường kỳ. Mưa bão, lũ lụt đang trở thành thiên tai nghiêm trọng nhất ở nước ta.

Nguồn nước mặt phong phú đã dẫn đến việc hình thành trên lãnh thổ nước ta khoảng 2.360 sông suối có chiều dài từ 10km trở lên và dọc theo 3260km bờ biển có hơn 1600 sông rộng chảy ra biển, trung bình cứ 20km lại có một cửa sông.

Mạng lưới sông suối ở Việt Nam có các đặc tính sau:

- + Mật độ cao.
- + Dòng chảy chủ yếu theo hướng tây bắc - đông nam.
- + Nhiều con sông tụ hội lại ở vùng thượng lưu trước khi đổ xuống đồng bằng.
- + Dòng sông chảy xiết ở vùng núi cao rồi từ từ chảy chậm dần trước khi đổ ra biển.
- + Hai mùa phân biệt của dòng chảy xảy ra vào mùa khô và mùa mưa.

Trên lãnh thổ Việt Nam, mùa mưa và chế độ dòng chảy phân hoá theo không gian khá rõ:

Bắc Bộ, mùa mưa từ tháng 4 đến tháng 9, tháng 10

Bắc Trung Bộ, mùa mưa từ tháng 8 đến tháng 12

Nam Trung bộ, mùa mưa từ tháng 9 đến tháng 12

Trung và Nam Tây Nguyên, mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 10

Nam Bộ, mùa mưa từ tháng 4, tháng 5 đến tháng 10, tháng 11.

Như vậy, trừ vùng duyên hải Trung Bộ có mùa mưa bắt đầu muộn nhất do địa hình của dãy Trường Sơn phối hợp với hoàn lưu đông bắc tạo nên, còn phần lớn lãnh thổ nước ta có mùa mưa bắt đầu từ tháng 4, tháng 5 và kết thúc vào tháng 10, tháng 11.

Nhìn chung, mùa lũ thường ngắn hơn mùa mưa 1 hoặc 2 tháng và xuất hiện chậm hơn mùa mưa khoảng 1 tháng. Trong thời gian ngập lụt vào mùa mưa, lượng dòng chảy chiếm tới 70÷80% của tổng lượng nước hàng năm, trong khi đó vào mùa khô chỉ chiếm

20÷30%. Trong mùa khô sông hẹp, tốc độ chảy giảm và ảnh hưởng của thủy triều, nước mặn cũng lớn hơn so với mùa mưa.

Hiện tượng lũ quét xuất hiện trên các lưu vực nhỏ, dốc ở miền Trung cũng như vùng thượng nguồn của các con sông chính đã gây ra nhiều thiệt hại về người và tài sản. Dòng chảy lũ đôi khi mang theo bùn đá, cát sỏi có thể chôn vùi cả nhà cửa và các công trình hạ tầng cơ sở.

Ngoài các nhân tố khí hậu, các yếu tố mặt đệm (rừng, thổ nhưỡng...), yếu tố địa hình, sự hoạt động kinh tế của con người cũng ảnh hưởng lớn đến sự hình thành dòng chảy ở mỗi vùng, mỗi khu vực nhỏ. Việc nghiên cứu toàn diện các yếu tố khí tượng, thủy văn để có được những giải pháp thích hợp, đảm bảo được tính bền vững của công trình trước những tác động của thiên nhiên có một vị trí quan trọng trong công tác khảo sát thiết kế công trình giao thông.

### **1.1.2. Các hệ thống sông chính ở Việt Nam**

Tuy mạng sông suối ở nước ta khá dày nhưng phân bố không đều, phần lớn là các sông nhỏ và vừa. Các hệ thống sông lớn của nước ta (sông Hồng và sông Mê Kông) đều có phần lớn diện tích lưu vực ở nước ngoài. Phần dưới đây sẽ giới thiệu một số nét về các lưu vực sông chính ở nước ta.

#### ***a. Hệ thống sông Kỳ Cùng – Bằng Giang***

Hệ thống sông Kỳ Cùng – Bằng Giang nằm trong vùng máng trũng Cao – Lạng và có 2 sông chính: sông Kỳ Cùng và sông Bằng Giang. Các sông này đều chảy vào sông Tả Giang ở Quảng Tây – Trung Quốc.

##### Sông Kỳ Cùng:

Sông Kỳ Cùng là sông lớn nhất trong tỉnh Lạng Sơn, phần thượng và trung lưu ở phía Việt Nam có tên là Kỳ Cùng. Chiều dài sông chính là 243km với diện tích lưu vực là 6660km<sup>2</sup>.

Sông Kỳ Cùng bắt nguồn từ vùng núi Ba Xá cao trên 600m, chảy theo hướng đông nam - tây bắc qua Lộc Bình, Lạng Sơn, Diêm He, Na Sầm đến Thất Khê thì sông uốn khúc, chảy theo hướng gần tây bắc - đông nam tới biên giới.

Lượng nước sông Kỳ Cùng đã ít so với các vùng ở Bắc bộ mà còn phân phối không đều trong năm, từ 65 đến 75% lượng dòng chảy của cả năm tập trung vào các tháng mùa lũ, từ tháng 6 đến tháng 11. Mùa cạn kéo dài trong 8 tháng, từ tháng 10 đến tháng 5 năm sau nhưng chỉ chiếm 25 ÷ 35% lượng dòng chảy cả năm.

Nước lũ sông Kỳ Cùng có tính chất lũ núi rõ rệt, các đặc trưng dòng chảy lũ đều có giá trị tương đối lớn so với các vùng khác trên miền Bắc. Cường suất mực nước lớn nhất trên các trạm thủy văn từ 41 đến 68 cm/h; mô đun đỉnh lũ đều đạt trên 1000l/s.km<sup>2</sup>

Trên sông Kỳ Cùng đã xảy ra các trận lũ lớn vào các năm 1980 và 1986.

##### Sông Bằng Giang:

Sông Bằng Giang là sông lớn thứ hai trong lưu vực sông Kỳ Cùng. Sông bắt nguồn từ vùng núi Nà Vài cao 600m, chảy theo hướng tây bắc - đông nam và nhập vào sông Tả Giang tại Long Châu. Chiều dài sông chính là 108km với diện tích lưu vực là 4560km<sup>2</sup>.

Mùa lũ trên sông Bằng Giang kéo dài trong 4 tháng, từ tháng 6 đến tháng 9, lượng dòng chảy chiếm 76% lượng dòng chảy cả năm. Mùa cạn kéo dài từ tháng 10 đến tháng 5.

Dòng chảy lũ, nước lũ trên sông Bằng Giang có đặc điểm lũ núi rõ rệt, nước lũ lên xuống nhanh. Biên độ mực nước lớn nhất tương đối lớn, trên 7m. Dòng chảy lũ tập trung



vào 3 tháng: tháng 6, tháng 7 và tháng 8, trong đó lớn nhất là tháng 8, chiếm tới 24,5% lượng dòng chảy cả năm. Trên lưu vực sông Bằng Giang có sự khác biệt rõ rệt giữa vùng đá vôi và núi đất về dòng chảy lớn nhất. Vùng núi đá vôi có địa hình núi sót là phổ biến, nước lũ có điều kiện tập trung nhanh vào lòng sông, gây nên lũ lớn. Ngược lại, vùng núi đất do rừng cây và tầng phong hoá đã có tác dụng điều tiết lũ nên dòng chảy lớn nhất nhỏ hơn.

### **b. Hệ thống sông Hồng**

Sông Hồng là hệ thống sông lớn nhất miền Bắc nước ta. Sông Thao được coi là dòng chính của sông Hồng bắt nguồn từ dãy núi Ngụy Sơn cao gần 2000m thuộc tỉnh Vân Nam - Trung Quốc. Các phụ lưu lớn nhất là sông Đà, sông Lô cũng bắt nguồn từ tỉnh Vân Nam của Trung Quốc. Sông Đà, sông Lô gia nhập vào sông Hồng ở khu vực Việt Trì. Đến đây, hệ thống sông Hồng đã được hình thành, với tổng diện tích là 143700 km<sup>2</sup> thuộc châu thổ sông Hồng thì tổng diện tích của hệ thống sông Hồng là 155000 km<sup>2</sup>.

Hạ lưu sông Hồng được tính từ Việt Trì, dòng sông chảy vào đồng bằng. Tại phía dưới thị xã Sơn Tây, dòng chính sông Hồng bắt đầu phân lưu: sông Đáy ở bờ phải; sông Cà Lồ, sông Ngũ Huyện Khê ở bờ trái (hiện tại cửa sông đã bị bồi kín). Về tới Hà Nội, một phân lưu nữa được hình thành ở bờ trái sông là sông Đuống nối liền sông Hồng với sông Thái Bình.

Tiếp tục về hạ lưu sông Hồng còn có các phân lưu khác: sông Luộc chảy sang sông Thái Bình ở Quý Cao, sông Trà Lý, sông Đào, sông Ninh Cơ.

Toàn bộ hệ thống, dòng chảy sông ngòi chia làm 2 mùa rõ rệt. Mùa lũ bắt đầu từ tháng 6 và kết thúc vào tháng 10. Tháng xuất hiện lượng nước lớn nhất là tháng 8, lượng nước của tháng này chiếm từ 10% đến 23% tổng lượng nước của cả năm. Nước lũ ở hạ lưu sông Hồng rất ác liệt vì sau khi hội lưu ở Việt Trì, nước lũ của toàn bộ hệ thống sông Hồng thuộc phần trung du và miền núi đổ dồn về đồng bằng, nơi địa hình thấp, lòng sông bị thu hẹp do hệ thống đê bao bọc.

Trong vòng 100 năm gần đây trên triền sông Hồng đã xuất hiện một số trận lũ đặc biệt lớn, trong đó có trận lũ xảy ra vào tháng 8 năm 1971 là trận lũ lớn nhất có lưu lượng  $Q_{\max}$  tới 37800m<sup>3</sup>/s tại Sơn Tây. Mực nước ở Hà Nội lên tới 14,13m, nếu không có vỡ đê và phân lũ thì mực nước ở Hà Nội lên đến 14,60 ÷ 14,80m (mực nước đã hoàn nguyên). Sau đó là trận lũ xảy ra vào tháng 8 năm 1945 với  $Q_{\max}=35500\text{m}^3/\text{s}$ .

Tại hạ du sông Hồng từ năm 1905 đến năm 1945 đã xảy ra 16 lần vỡ đê (năm 1971 xảy ra lũ đặc biệt lớn, đê cũng bị vỡ) gây thiệt hại rất lớn cho sản xuất và đời sống.

Mùa cạn, dòng chảy sông ngòi trên toàn bộ hệ thống sông Hồng chủ yếu do nước ngầm cung cấp. Do nước sông giảm về mùa cạn nên triều tiến sâu vào nội địa, tới địa phận Hà Nội.

#### Sông Lô:

Sông Lô bắt nguồn từ vùng cao nguyên Vân Nam, bắt đầu chảy vào Việt Nam tại Thanh Thủy. Dòng chính sông Lô có chiều dài 470km với diện tích lưu vực là 39000km<sup>2</sup>.

Thượng lưu sông Lô kể từ nguồn tới Bắc Quang. Phần trung lưu từ Bắc Quang đến Tuyên Quang dài 108km, sông rộng trung bình 140m, có nhiều thác ghềnh. Phía trên Tuyên Quang, tại Khe Lau sông Lô nhận thêm sông Gâm là phụ lưu lớn nhất trên lưu vực.

Hạ lưu sông Lô có thể tính từ Tuyên Quang tới Việt Trì, thung lũng sông mở rộng, lòng sông ngay trong mùa cạn cũng rộng tới 200m. Tới Đoan Hùng có sông Chảy gia nhập vào bờ phải sông Lô và trước khi đổ vào sông Hồng ở Việt Trì, sông Lô còn nhận thêm một phụ lưu lớn nữa là sông Phó Đáy, chảy từ phía Chợ Đồn xuống.

Mùa lũ trên sông Lô kéo dài 5 tháng, từ tháng 6 đến tháng 10, trên các phụ lưu mùa lũ ngắn hơn, khoảng 4 tháng từ tháng 6 đến tháng 9. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm khoảng 74% lượng dòng chảy cả năm. Lượng dòng chảy mùa cạn chiếm khoảng 26% lượng dòng chảy cả năm.

Tháng có dòng chảy lớn nhất trong năm xuất hiện vào tháng 8. Ở đoạn trung lưu dòng chảy tháng lớn nhất xuất hiện sớm hơn, vào tháng 7 và chiếm  $17 \div 20\%$  lượng dòng chảy cả năm. Nói chung, mực nước và lưu lượng trên sông Lô biến đổi nhanh, nước lũ có tính chất lũ núi rõ rệt. Trong hệ thống sông Hồng thì nước lũ trên sông Lô cũng ác liệt nhưng kém hơn sông Đà.

Nước lũ sông Lô hàng năm đe dọa và gây lụt lội cho các vùng ven sông, thị xã Hà Giang và thị xã Tuyên Quang. Mực nước lớn nhất của sông Lô thường vượt quá độ cao trung bình tại thị xã Tuyên Quang, có khi tới  $3 \div 4\text{m}$ . Ngày 17 và 18 tháng 8/1969, mực nước lớn nhất đã vượt quá độ cao của thị xã Tuyên Quang tới 4,18m. Trên sông Lô, trận lũ tháng 8/1971 cũng là trận lũ lớn nhất với  $Q_{\max}=14000\text{m}^3/\text{s}$  tại Phù Ninh.

### Sông Thao:

Sông Thao bắt nguồn từ dãy núi Ngụy Sơn thuộc tỉnh Vân Nam, Trung Quốc. Chiều dài dòng chính là 902km với diện tích lưu vực là  $51900\text{km}^2$ .

Thượng lưu sông Thao có thể tính từ nguồn tới Phố Lu, thung lũng sông hẹp và các đỉnh núi cao ở sát bờ sông. Từ Phố Lu đến Việt Trì là phần trung lưu sông Thao, lòng sông mở rộng, mùa cạn cũng rộng hơn 100m, bãi bồi xuất hiện nhiều.

Chế độ dòng chảy trên sông Thao phụ thuộc vào chế độ mưa, mùa lũ kéo dài trong 5 tháng, từ tháng 6 đến tháng 10 với lượng dòng chảy mùa lũ chiếm khoảng 71% lượng dòng chảy cả năm. Mùa cạn từ tháng 11 đến tháng 5 với lượng dòng chảy chiếm 29% lượng dòng chảy cả năm.

Dòng chảy lũ trên sông Thao không lớn bằng sông Đà và sông Lô. Ba tháng có lưu lượng lớn nhất là tháng 7, tháng 8 và tháng 9. đỉnh lũ lớn nhất thường xuất hiện vào tháng 7 và tháng 8. Đặc biệt mưa bão và front lạnh cũng thường gây ra lũ lớn trên sông Thao vào các tháng 9, 10 và có khi cả tháng 11 nữa. Trên sông Thao, trận lũ tháng 8/1968 là lớn nhất với  $Q_{\max}=10100\text{m}^3/\text{s}$  tại Yên Bái.

### Sông Đà:

Sông Đà cũng bắt nguồn từ vùng núi cao thuộc tỉnh Vân Nam, Trung Quốc. Chiều dài dòng chính là 1010km, diện tích lưu vực là  $52900\text{km}^2$ .

Thượng lưu sông Đà là từ thượng nguồn tới Pác Ma, sông chảy theo hướng tây bắc đông nam, độ dốc lớn và có nhiều thác ghềnh.

Trung lưu sông Đà từ Pác Ma tới suối Rút, dòng sông chảy giữa 2 dãy núi cao, độ dốc đáy sông đã giảm nhưng thác ghềnh vẫn còn nhiều.

Hạ lưu sông Đà kể từ suối Rút tới Trung Hà, lòng sông mở rộng rõ rệt, trung bình rộng khoảng 200m trong mùa cạn.

Đặc điểm hình thái và lưu vực sông đều thuận lợi cho nước lũ hình thành nhanh chóng và ác liệt. Nước lũ sông Đà lớn nhất trong hệ thống sông Hồng. Mùa lũ kéo dài từ tháng 6 đến tháng 10, lượng nước mùa lũ chiếm khoảng 77% lượng nước cả năm, riêng tháng 8 đã chiếm khoảng 24%, là tháng có lượng dòng chảy lớn nhất. Lượng lũ lớn, đỉnh lũ cao là đặc điểm nổi bật của dòng chảy lớn nhất sông Đà.

Mùa cạn kéo dài trong 7 tháng, từ tháng 11 đến tháng 5, chiếm 23% lượng dòng chảy cả năm.

Trên sông Đà, cũng trong vòng 100 năm qua, hai trận lũ tháng 8/1945 và tháng 8/1996 là lớn nhất, trong đó trận lũ tháng 8/1996 có  $Q_{\max}=22700\text{m}^3/\text{s}$  tại trạm Hoà Bình

Trên hệ thống sông Hồng đã xây dựng một số công trình thuỷ điện: Thuỷ điện Hoà Bình trên sông Đà, thuỷ điện Thác Bà trên sông Chảy. Công trình thuỷ điện Tuyên Quang đang được xây dựng trên sông Gâm và trong thời gian tới, công trình thuỷ điện Sơn La, Lai Châu, Bản Chát, Huội Quảng... và hàng loạt các công trình thuỷ điện vừa và nhỏ cũng sẽ được xây dựng trên lưu vực sông Đà và các lưu vực sông thuộc hệ thống sông Hồng. Với các công trình này, ảnh hưởng của lũ lụt tại hạ du sông Hồng sẽ được giảm nhẹ. Các đánh giá về ảnh hưởng của một số công trình thuỷ điện đến lũ lụt ở hạ du sông Hồng đã được các cơ quan thuộc Tổng cục Khí tượng – Thuỷ văn (Bộ Khoa học Công nghệ và Môi trường) nghiên cứu.

### ***c. Hệ thống sông Thái Bình***

Lưu vực các sông hợp thành hệ thống sông Thái Bình ở phía đông bắc Bắc Bộ; phía Bắc giáp lưu vực các sông Kỳ Cùng – Bằng Giang, phía Nam giáp đồng bằng sông Hồng và sông Thái Bình, phía Đông giáp lưu vực các sông thuộc vùng duyên hải Quảng Ninh và phía Tây giáp lưu vực sông Lô. Những sông chính trong hệ thống sông có thể kể là sông Cầu, sông Thương và sông Lục Nam.

#### **Sông Cầu**

Sông Cầu là sông chính trong hệ thống sông Thái Bình. Tính đến Phả Lại sông Cầu dài 288km, diện tích lưu vực là 6030km<sup>2</sup>.

Sông Cầu bắt nguồn từ vùng núi Tam Tao (cao 1326m), chảy qua Chợ Đồn, Bắc Kạn, Chợ Mới, Thái Nguyên tới Phả Lại.

Thượng lưu sông Cầu chảy trong vùng núi, theo hướng Bắc - Nam, lòng sông hẹp và rất dốc, nhiều thác ghềnh. Dòng sông uốn khúc quanh co, hệ số uốn khúc lớn, độ rộng trung bình trong mùa cạn khoảng 50 ÷ 60m và mùa lũ tới 80 ÷ 100m, độ dốc đáy sông đạt trên 10‰.

Trung lưu có thể kể từ Chợ Mới, nơi sông Cầu cắt qua cánh cung Ngân Sơn, chảy theo hướng tây bắc - đông nam trên một đoạn khá dài rồi trở lại hướng cũ cho tới Thái Nguyên. Đoạn này thung lũng đã mở rộng, núi đã thấp xuống rõ rệt và xa bờ sông, độ dốc đáy sông cũng giảm.

Dòng chảy lũ sông Cầu chia làm hai mùa rõ rệt, mùa lũ và mùa cạn. Mùa lũ thường bắt đầu từ tháng 6 nhưng không kết thúc đồng thời trên các vùng khác nhau của lưu vực, nơi sớm là tháng 9, nơi muộn là tháng 10, lượng dòng chảy cũng không vượt quá 75% lượng dòng chảy cả năm.

Ba tháng có lượng dòng chảy lớn nhất chiếm 50 ÷ 60% lượng dòng chảy cả năm. Tháng 8 có lượng dòng chảy lớn nhất chiếm 18 ÷ 20% lượng dòng chảy cả năm.

Mùa cạn kéo dài trong 7, 8 tháng, từ tháng 10 hoặc tháng 11 tới tháng 5 năm sau, với lượng dòng chảy chiếm 20 ÷ 37% lượng dòng chảy cả năm.

Dòng chảy lũ, nước lũ sông Cầu khá ác liệt trên nhiều phụ lưu nhỏ, tính chất lũ núi thể hiện rõ rệt. Cường suất nước lũ từ 1 ÷ 2,5m/giờ, biên độ mực nước đạt tới 7 đến 10m trên sông chính và 4 ÷ 7m trên các phụ lưu. Thời gian kéo dài một trận lũ trên sông suối nhỏ từ 1 ÷ 3 ngày.

#### **Sông Thương:**

Lưu vực sông Thương là phụ lưu lớn nhất trong lưu vực các sông hợp thành hệ thống sông Thái Bình. Sông Thương bắt nguồn từ dãy núi Na Pa Phước cao 600m gần ga

Bản Thí thuộc tỉnh Lạng Sơn. Chiều dài dòng chính là 157km với diện tích lưu vực là 6650km<sup>2</sup>.

Thượng lưu sông Thương kể từ nguồn tới phía dưới Chi Lăng, thung lũng sông hẹp, dòng sông khá thẳng, độ dốc đáy sông tới 30‰.

Trung lưu kể từ dưới Chi Lăng đến Bố Hạ, thung lũng sông mở rộng, độ dốc đáy sông hạ thấp (2,3 ÷ 0,83‰) và bắt đầu có các phụ lưu lớn gia nhập (sông Hoá, sông Trung). Trong mùa cạn sông vẫn sâu tới 5 ÷ 6m (do tác dụng của đập dâng nước Cầu Sơn).

Hạ lưu sông Thương kể từ Bố Hạ trở xuống, lòng sông rộng, độ dốc đáy sông nhỏ. Tại đây, sông Lục Nam nhập vào bờ trái cách cửa sông Thương 9,5km.

Mùa lũ kéo dài trong 4 tháng, từ tháng 6 đến tháng 9. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm tới 75 ÷ 77% lượng dòng chảy cả năm. Lượng dòng chảy 3 tháng lớn nhất (từ tháng 6 đến tháng 8) chiếm tới 61 ÷ 63% lượng dòng chảy cả năm, trong đó lũ lớn nhất thường xuất hiện vào tháng 8. Mùa cạn kéo dài 8 tháng, từ tháng 10 đến tháng 5 năm sau, trong đó tháng 3 là tháng ít nước nhất.

Nước lũ sông Thương có phân hoà hoãn hơn so với lũ sông Cầu và sông Lục Nam. Riêng đoạn thượng lưu từ Chi Lăng trở lên do địa hình dốc nên các đặc trưng dòng chảy lũ ở đây đều thuộc loại lớn.

#### Sông Lục Nam:

Sông Lục Nam là phụ lưu cấp hai lớn nhất của sông Cầu, là sông có lượng nước nhiều thứ hai trong lưu vực những sông hợp thành hệ thống sông Thái Bình.

Bắt nguồn từ vùng núi Kham cao 700m, sông Lục Nam chảy từ Đình Lập theo hướng tây bắc đông nam là chủ yếu, qua Sơn Động, Chũ, Lục Nam rồi nhập vào sông Thương ở làng Cối, cách cửa sông Thương 9,5km. Chiều dài dòng chính là 175km với diện tích lưu vực là 3070km<sup>2</sup>.

4 tháng mùa lũ, từ tháng 6 đến tháng 9 tập trung tới trên 80% lượng dòng chảy cả năm. 8 tháng mùa cạn từ tháng 10 đến tháng 5 chỉ chiếm 19 ÷ 20% lượng dòng chảy cả năm.

Dòng chảy lũ, nước lũ trên sông Lục Nam thuộc loại ác liệt nhất miền Bắc. Lưu lượng lớn nhất so với lưu lượng nhỏ nhất gấp tới 10000 lần. Trong thời gian gần đây đã xuất hiện một số trận lũ lớn: tháng 7/1965, tháng 8/1968, tháng 8/1969 và tháng 7/1986.

Trên hệ thống sông Thái Bình, lũ lớn nhất trên các sông cũng không xuất hiện đồng bộ. Trong vòng 40 năm qua,  $Q_{\max}=3490\text{m}^3/\text{s}$  (tháng 8/1968) tại Thác Bưởi trên sông Cầu,  $1020\text{m}^3/\text{s}$  (tháng 7/1965) tại Cầu Sơn trên sông Thương,  $4150\text{m}^3/\text{s}$  (tháng 7/1986) tại Chũ trên sông Lục Nam.

Lũ ở hạ lưu sông Thái Bình thường do lũ thượng nguồn sông Thái Bình kết hợp với lũ sông Hồng (từ sông Đuống chảy vào) gây ra. Từ năm 1960 đến nay đã xuất hiện trên 30 trận lũ có mực nước lớn nhất đạt trên 5,50m (báo động cấp 3) tại Phả Lại, trong đó trận lũ tháng 8/1971 là lớn nhất với  $H_{\max}=7,30\text{m}$  tại Phả Lại khi có vỡ đê hay 8,1 ÷ 8,2m khi đã hoàn nguyên.

#### ***d. Hệ thống sông Mã***

Sông Mã phát nguyên từ núi Pu Huổi Long (Điện Biên), địa hình lưu vực sông là núi trung bình và núi thấp xen lẫn cao nguyên. Tổng diện tích lưu vực sông Mã là 28400km<sup>2</sup>, trong đó có 17600km<sup>2</sup> thuộc địa phận lãnh thổ nước ta. Độ dài toàn bộ sông chính là 512km, trong đó phần chảy trên đất Lào là 102km.

Trên đất Lào, sông Mã chảy qua một vùng đá hoa cương, lòng sông hẹp và có nhiều mỏm đá lởm chởm. Từ Hồi Xuân trở về hạ lưu tới Diễn Lộc, thung lũng sông đã mở rộng. Những phụ lưu quan trọng của sông Mã như sông Bưởi, sông Chu... đều nhập vào dòng chính ở hạ lưu dòng chính sông Mã.

Mưa phân bố không đều và dạng địa hình trên lưu vực sông Mã đã ảnh hưởng trực tiếp tới phân bố dòng chảy. Phía thượng lưu và trung lưu ở vị trí khuất gió đối với gió ẩm, chịu ảnh hưởng mạnh của gió Lào gây ra thời tiết khô nóng, ít mưa đã dẫn đến dòng chảy sông ngòi cũng ít. Môđun dòng chảy năm tại đây chỉ đạt khoảng  $10 \div 20 \text{ l/s/km}^2$ . Từ dưới Hồi Xuân, do mưa được tăng cường nên dòng chảy năm ở đây được gia tăng rõ rệt, môđun dòng chảy năm đạt tới  $35 \text{ l/s/km}^2$  thuộc loại tương đối nhiều nước trên miền Bắc. Phía tây nam Hồi Xuân, Cẩm Thạch có thể đạt  $40 \text{ l/s/km}^2$  là vùng nhiều nước nhất lưu vực.

Chế độ nước trên sông Mã chia thành hai mùa rõ rệt. Mùa lũ bắt đầu từ tháng 6 và kết thúc vào tháng 10. Mùa lũ chậm dần từ tây bắc xuống đông nam. Lũ lớn nhất ở phía Tây bắc của lưu vực xuất hiện vào tháng 8, phần còn lại là tháng 9. Mùa cạn bắt đầu từ tháng 11 và kết thúc vào tháng 5, tháng cạn nhất là tháng 3.

Dòng chảy lớn nhất trên sông Mã cũng khá ác liệt. Biên độ mực nước lớn nhất năm ở trung lưu và hạ lưu sông Mã đạt từ 9 đến trên 11m. Thời gian lũ lên tương đối ngắn, đa số các trận lũ lớn là  $2 \div 2,5$  ngày. Ba tháng dòng chảy lớn nhất là tháng 7, tháng 8 và tháng 9 chiếm tới  $54 \div 55\%$  lượng dòng chảy cả năm. Trận lũ lịch sử ở hạ lưu sông Mã xuất hiện vào tháng 8/1973 và ở thượng lưu vào tháng 9/1975.

#### Sông Bưởi:

Sau sông Chu, sông Bưởi là phụ lưu quan trọng thứ hai của sông Mã. Sông bắt nguồn từ vùng núi cao hơn 400m thuộc tỉnh Hoà Bình, chảy theo hướng tây bắc - đông nam và nhập vào sông Mã ở bờ trái tại Vĩnh Lộc, cách cửa sông Mã 48km.

Phần lớn lưu vực sông Bưởi chảy qua vùng đồng bằng hoặc thung lũng thấp, do đó độ cao bình quân lưu vực cũng thấp, khoảng 247m; độ dốc bình quân lưu vực nhỏ, khoảng 12,2%. Điểm nổi bật của địa hình sông Bưởi là sự tiếp giáp giữa địa hình đá vôi với địa hình đồi núi phiến thạch, trong đó địa hình đá vôi chiếm khoảng 20% diện tích lưu vực.

Lưu vực sông Bưởi ở gần biển, địa hình cao dần từ đông nam lên tây bắc, bão và gió mùa đông bắc ảnh hưởng nhiều tới lưu vực, đây là một vùng mưa nhiều trong lưu vực sông Mã. Lượng mưa bình quân năm trên lưu vực sông Bưởi khoảng 1900mm. Lượng mưa có xu hướng giảm dần từ thượng lưu về hạ lưu, phù hợp với sự giảm dần của độ cao địa hình. Trong điều kiện lượng mưa tương đối nhiều trên một nền nham thạch ít thấm nước đã tạo điều kiện thuận lợi cho dòng chảy tập trung. Dòng chảy lũ trên lưu vực sông Bưởi khá ác liệt. Mùa lũ kéo dài trong 5 tháng, từ tháng 6 đến tháng 10, lượng nước trong mùa lũ chiếm tới 80,4% lượng nước cả năm. Tháng 9 hoặc tháng 10 có lượng dòng chảy lớn nhất trong năm. Mùa cạn từ tháng 11 đến tháng 5 năm sau, chiếm khoảng 19,6% lượng dòng chảy cả năm. Dòng chảy nhỏ nhất thường xuất hiện vào tháng 1, tháng 2 hàng năm với môđun dòng chảy nhỏ nhất bình quân tháng khoảng  $5 \text{ l/s/km}^2$ .

#### Sông Chu:

Là nhánh lớn nhất của sông Mã, phát nguyên từ tây bắc Sầm Nưa (Lào) ở độ cao 1800m. Sông chảy theo hướng tây bắc - đông nam tới Mường Hin chuyển thành hướng tây - đông, chảy qua các huyện Thường Xuân, Thọ Xuân, Thiệu Hoá rồi nhập vào sông Mã ở ngã ba Giàng, cách cửa sông Mã khoảng 25,5km.

Diện tích lưu vực của toàn bộ sông Chu là  $7550 \text{ km}^2$ , trong đó diện tích phần nước chảy trên lãnh thổ Việt Nam là  $3010 \text{ km}^2$ . Lưu vực có dạng hình lông chim nên độ tăng theo diện tích tương đối đều, trên 90% diện tích là rừng núi. So với toàn bộ hệ thống sông

Mã, lưu vực sông Chu có rừng dày hơn. Từ Bái Thượng trở xuống, hai bên sông có đê và một số cống xả lũ: Thọ Xuân, Thọ Tường, Xuân Khánh, Trấn Long v.v...

Độ dốc lòng sông lớn nên lũ tập trung nhanh, lượng dòng chảy mùa lũ lớn. Mùa lũ bắt đầu từ tháng 7 và kết thúc vào tháng 11. Lũ tiểu mãn có thể xuất hiện vào các tháng đầu mùa hè. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm tới 70 ÷ 80% lượng dòng chảy cả năm, trong đó tháng 11 là tháng có lượng dòng chảy lớn nhất, chiếm khoảng 20 ÷ 25% lượng dòng chảy cả năm. Môđun đỉnh lũ sông chính ở thượng lưu có thể đạt tới 7000l/s/km<sup>2</sup>, ở phần hạ du chỉ có 1000l/s/km<sup>2</sup>.

Mùa cạn kéo dài 7 tháng nhưng lượng dòng chảy chỉ chiếm 20 ÷ 30% dòng chảy toàn năm. Các tháng 2, tháng 3 và tháng 4 là thời kỳ nước kiệt nhất.

Các năm 1963, 1973, 1975 đã xuất hiện các trận lũ lớn trên lưu vực sông Mã. Năm 1984 xuất hiện lũ lịch sử trên sông Bưởi.

### ***e. Hệ thống sông Cả***

Lưu vực sông Cả có diện tích lưu vực 27224km<sup>2</sup>, trong đó có 9470km<sup>2</sup> thuộc lãnh thổ nước Lào. Địa hình lưu vực là núi trung bình, núi thấp và đồi có độ cao trung bình khoảng 300 ÷ 400m. Tổng chiều dài sông chính là 530km, phần chảy trên đất Lào là 170km.

Từ cửa Rào, sông Cả chảy theo hướng tây bắc - đông nam cho đến biển Đông. Sau khi chảy qua Con Cuông, sông Cả nhận một nhánh lớn gia nhập từ bờ trái là sông Hiếu với diện tích lưu vực 5340km<sup>2</sup>, chiều dài 228km và độ cao bình quân lưu vực 303m. Từ Đô Lương trở đi, sông Cả đi vào vùng đồng bằng, lòng sông mở rộng và uốn khúc nhiều.

Cách cửa sông khoảng 30km, sông Cả nhận thêm một nhánh lớn nữa là sông Ngàn Sâu với diện tích lưu vực 4270km<sup>2</sup>, chiều dài 135km, độ cao bình quân lưu vực 362m. Sông Ngàn Sâu bắt nguồn từ đỉnh núi Trường Sơn. Nước tập trung vào Rào Chan theo hướng Tây Đông, rồi quạt theo hướng lên tây bắc. Đường phân lưu có những đỉnh cao như Rào Cỏ 2265m. Sau khi nhận nhánh sông Ngàn Phố với diện tích lưu vực 1058km<sup>2</sup> nhập với sông Ngàn Sâu rồi nhập vào sông Cả, lượng nước hàng năm đạt trên 5,5tỷ m<sup>3</sup>.

Lưu vực sông Cả có vùng nhiều nước, lớn gấp hơn ba lần vùng ít nước. Vùng thuộc lưu vực sông Ngàn Sâu có lượng dòng chảy 60 ÷ 90l/s/km<sup>2</sup>, còn vùng thượng nguồn từ cửa Rào lên có lượng mưa bé nên dòng chảy năm chỉ đạt 15 ÷ 18l/s/km<sup>2</sup>, vùng sông Hiếu có lượng dòng chảy năm đạt trên 44l/s/km<sup>2</sup>. Lũ lớn trên lưu vực xuất hiện vào tháng 9, tháng 10; cá biệt có năm vào tháng 7 hoặc tháng 8.

Lũ lớn thường gây ra do mưa bão. Các trận lũ lớn ngày 3/10/1962, 28/11/1963, 11/10/1964 trên sông Cả đều do các trận mưa bão hoặc mưa bão kết hợp với không khí lạnh gây ra. Đa số các trận lũ lớn đều có thời gian tương đối ngắn, cường suất biên độ lũ lớn. Các trận lũ thường có thời gian lũ lên từ 2 ÷ 2,5 ngày; cá biệt như trận lũ tháng 9/1978 lũ lên nhanh và xuống cũng nhanh, từ 4 ÷ 6 ngày.

### **Sông Ngàn Sâu:**

Bắt nguồn từ vùng núi Ông Giao cao 1100m, sông chảy theo hướng tây bắc - đông nam tới Bái Đức Sơn trên chiều dài khoảng 40km và có tên gọi là Rào Chan. Từ Bái Đức Sơn tới cửa sông, hướng chảy của sông Ngàn Sâu chủ yếu theo hướng tây nam đông bắc, nhập vào bờ phải sông Cả tại Trường Xá, cách cửa sông Cả 33,5km.

Đặc điểm địa hình rõ nhất của lưu vực sông Ngàn Sâu là địa hình núi thấp ở thượng lưu, trung lưu là một bồn địa lớn. Cũng vì vậy mà đáy sông dốc ở thượng lưu, ở hạ lưu rất thoải. Độ cao trung bình của toàn lưu vực sông Ngàn Sâu đạt 362m. Diện tích có độ cao

từ 1000m trở lên chiếm 11,47%; 400 ÷ 600m chiếm 20% và từ 200m trở xuống chiếm trên 60% diện tích toàn lưu vực. Mạng lưới sông suối trong lưu vực sông Ngàn Sâu phát triển dày, trên toàn lưu vực đạt từ 0,87 đến 0,91km/km<sup>2</sup>. Vùng núi cao mưa nhiều, mật độ sông suối dày, trên 1km/km<sup>2</sup>.

Phù hợp với lượng mưa, sông Ngàn Sâu cũng thuộc loại nhiều nước nhất lưu vực sông Cả. Tổng lượng nước nhiều năm của sông Ngàn Sâu tính tới cửa ra là 6,15km<sup>3</sup>, ứng với lưu lượng bình quân nhiều năm là 195m<sup>3</sup>/s và môđun dòng chảy năm là 47,01/s/km<sup>2</sup>. Do lượng mưa phân bố khá đồng nhất trên lưu vực nên dòng chảy giữa các vùng cũng ít chênh lệch.

Mùa lũ trên lưu vực sông Ngàn Sâu thuộc loại ngắn nhất miền Bắc, mãi tới tháng 9 mới bắt đầu mùa lũ và tháng 11 đã kết thúc. Đó là thời kỳ mưa bão và hội tụ nhiệt đới tác động vào không khí nóng ẩm tĩnh tại trong vùng. So với các sông ở phía bắc lưu vực thì lũ tiểu mãn xuất hiện vào tháng 5 khá rõ rệt.

Do ảnh hưởng của gió Lào đã phức tạp hoá thời kỳ mùa cạn. Mùa cạn bắt đầu chậm, mãi tới tháng 12 hàng năm nhưng do ảnh hưởng của gió Lào mà tháng 7, tháng 8 đã xuất hiện một thời kỳ nước cạn thứ nhất và thời kỳ thứ hai xuất hiện vào tháng 4.

Do mùa lũ ngắn, tháng 5 đã có lũ tiểu mãn mà lượng nước mùa cạn được tăng cường, tỷ lệ lượng nước mùa lũ và mùa cạn ít chênh lệch.

Nước lũ sông Ngàn Sâu lên nhanh, xuống nhanh và phần lớn là lũ đơn. Môđun dòng chảy lớn nhất đều vượt quá 2000l/s/km<sup>2</sup>. Cường suất mực nước lớn nhất bình quân khá lớn, khoảng 50cm/h; biên độ mực nước lớn nhất năm vượt quá 11m tại trạm thủy văn Hoà Duyệt. Dòng chảy lớn nhất trên lưu vực xuất hiện vào tháng 9 hoặc tháng 10. Lượng dòng chảy tháng này chiếm khoảng 24 ÷ 25% lượng dòng chảy cả năm.

Dòng chảy nhỏ nhất trên lưu vực sông Ngàn Sâu cũng thuộc loại phong phú nhất miền Bắc, dòng chảy tháng bình quân nhỏ nhất đạt tới 26 ÷ 32l/s/km<sup>2</sup>. Dòng chảy nhỏ nhất phong phú như vậy cũng phù hợp với lượng dòng chảy ngầm trong sông Ngàn Sâu có nhiều, chiếm tới 40% lượng dòng chảy năm.

### ***f. Sông Gianh***

Sông Gianh là sông có diện tích tập trung nước lớn nhất trong vùng, ở phía bắc tỉnh Bình Trị Thiên và một phần thuộc tỉnh Hà Tĩnh. Diện tích toàn bộ lưu vực sông là 4680km<sup>2</sup>, chiều dài dòng chính là 158km, độ cao bình quân lưu vực 360m, độ dốc bình quân lưu vực là 19,2%, mật độ lưới sông là 1,04km/km<sup>2</sup>.

Sông Gianh bắt nguồn từ núi Phu Cô Bi thuộc dãy Trường Sơn, chảy qua Ba Tân, Thuận Loan, Tuyên Hoá, Ba Đồn và đổ ra biển Đông ở cửa Gianh. Dòng chính sông Gianh có thể phân ra các đoạn như sau:

Thượng lưu sông Gianh từ nguồn tới Khe Nét, dài 70 ÷ 80km, núi lan ra sát bờ sông, bờ phải là các thành đá vôi dựng đứng, nhiều nơi sông đào thành các hang ngầm ở chân các núi đá vôi, lòng sông nhiều thác ghềnh, khoảng 20km đầu đá đổ ngổn ngang trên lòng sông. Tới Đồng Tâm, thung lũng sông Gianh bắt đầu mở rộng, mặt nước sông rộng khoảng 100 ÷ 115m.

Trung lưu sông Gianh có thể kể từ Khe Nét đến Lạc Sơn, thung lũng mở rộng, độ dốc lòng sông giảm rõ rệt, chỉ khoảng 1‰; bờ phải là các thành vách đá vôi ở sát bờ sông, bên trái sườn thoải mở rộng về phía bắc.

Hạ lưu từ phía dưới Lạc Sơn trở xuống, độ dốc đáy sông còn 0,15‰, lòng sông mở rộng, chỗ rộng nhất có thể tới 1 ÷ 2km.

Những phụ lưu lớn đều gia nhập vào trung lưu và hạ lưu do đó diện tích lưu vực có đặc điểm tăng rất nhanh khi sông Gianh ra gần tới biển.

Mật độ lưới sông trong lưu vực dao động từ nhỏ hơn  $0,60\text{km}/\text{km}^2$  đến trên  $1,5\text{km}/\text{km}^2$ . Vùng núi Phu Cô Bi và vùng núi thuộc phía bắc lưu vực, mật độ lưới sông lớn nhất từ  $1 \div 1,5\text{km}/\text{km}^2$ ; vùng núi đá vôi, mật độ lưới sông rất thưa, nhỏ hơn  $0,6\text{km}/\text{km}^2$ .

Nước sông Gianh cũng thuộc vào loại phong phú nhất miền Bắc, điều đó phù hợp với lượng mưa nhiều của lưu vực. Môđun dòng chảy năm bình quân toàn lưu vực là  $54\text{l}/\text{s}/\text{km}^2$  nhưng phân bố không đều. Vùng có môđun dòng chảy năm lớn nhất khoảng  $60 \div 70\text{l}/\text{s}/\text{km}^2$  phân bố ở thượng nguồn sông chính; khoảng  $53\text{l}/\text{s}/\text{km}^2$  phân bố ở vùng trung du từ Đồng Tâm tới Tuyên Hoá. Vùng có môđun dòng chảy ít nhất lưu vực cũng đạt  $40 \div 45\text{l}/\text{s}/\text{km}^2$  ở hạ du.

Sông Gianh có mùa lũ ngắn nhất miền Bắc nước ta, thường bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 11 hoặc tháng 12 và chiếm khoảng  $60 \div 75\%$  lượng dòng chảy cả năm. Mùa cạn bắt đầu từ tháng 12 hoặc tháng 1 và kéo dài tới tháng 8, chiếm khoảng  $25 \div 40\%$  lượng dòng chảy cả năm. Đoạn trung lưu ở phía bờ trái mùa lũ kéo dài hơn, khoảng tháng 12 mới chấm dứt.

Lưu lượng lớn nhất trong lưu vực thường xuất hiện vào tháng 9 hoặc tháng 10 hàng năm. Từ Đồng Tâm trở lên xuất hiện vào tháng 9, trung và hạ lưu xuất hiện vào tháng 10. Lưu lượng lớn nhất đã quan trắc được tại trạm Đồng Tâm trên dòng chính là  $6560\text{m}^3/\text{s}$ , tương đương với môđun dòng chảy lớn nhất là  $5700\text{l}/\text{s}/\text{km}^2$ . Do bị ảnh hưởng trực tiếp của mưa bão và các nhiễu động khác cộng với sông suối ngắn và dốc nên lũ trong vùng có tính chất lũ núi rõ rệt, nước lũ tập trung nhanh chóng. Đối với những sông có diện tích xấp xỉ  $1000\text{km}^2$  thì một trận lũ thường duy trì từ  $2 \div 5$  ngày và từ  $1 \div 3$  ngày đối với sông suối có diện tích nhỏ hơn.

Biên độ mực nước rất lớn, đạt  $15 \div 20\text{m}$  tại thượng và trung lưu sông chính, từ  $5 \div 10\text{m}$  tại hạ lưu sông chính và các phụ lưu khác. Đường quá trình mực nước và lưu lượng trong năm dao động rất lớn, có nhiều ngày trong mùa lũ mà lưu lượng nước trong sông cũng xuống dưới mức trung bình năm.

Thời gian xuất hiện lưu lượng nhỏ nhất cũng hết sức phức tạp, ở thượng du xuất hiện sớm vào tháng 3 hoặc tháng 4, vùng trung lưu và phía bắc lưu vực thường vào tháng 6, tháng 7, có năm xuất hiện vào tháng 8.

### ***g. Sông Kiến Giang***

Sông Kiến Giang nằm ở phía nam của tỉnh Quảng Bình. Sông chính có chiều dài khoảng  $96\text{km}$ , diện tích toàn bộ lưu vực là  $2650\text{km}^2$ , độ cao bình quân lưu vực là  $234\text{m}$ , độ dốc bình quân lưu vực là  $20,1\%$ , mật độ lưới sông  $0,84\text{km}/\text{km}^2$ .

Hình thái địa mạo trong lưu vực chủ yếu là đồi núi thấp. Vùng núi phía tây Đồng Hới, U Bò, Ba Rền và các dãy núi phía nam của lưu vực có sườn dốc lớn hơn cả, khoảng  $17 \div 20^\circ$ , phía tây Lệ Thủy là dãy khối núi đá vôi Khe Ngang với độ cao các đỉnh từ  $800 \div 1250\text{m}$  chiếm khoảng  $10\%$  diện tích toàn lưu vực. Ở đồng bằng hình thành do bào mòn tích tụ của sông và biển, những cồn cát và đụn cát cao nhất là  $30\text{m}$  lún sâu vào đất liền làm cho đồng bằng bị thu hẹp lại.

Dòng chính sông Kiến Giang có thể phân ra các đoạn như sau:

Thượng lưu sông Kiến Giang từ độ cao khoảng  $800\text{m}$ , chảy một đoạn dài khoảng  $10 \div 15\text{km}$  xuống độ cao  $30 \div 40\text{m}$  do đó đáy sông rất dốc, hướng nước chảy từ tây nam lên đông bắc.



Trung lưu sông Kiến Giang là đoạn tiếp theo, dài khoảng 15 ÷ 20km, thung lũng sông mở rộng, độ dốc lòng sông giảm xuống còn 1‰, sông vẫn chảy tiếp theo hướng tây nam - đông bắc.

Hạ lưu sông chảy theo hướng đông nam - tây bắc, lòng sông mở rộng đột ngột, độ dốc đáy sông rất nhỏ.

Mật độ lưới sông phân bố đều trong lưu vực, trừ vùng đá vôi thuộc sông Đại Giang có mật độ sông suối nhỏ hơn 0,5km/km<sup>2</sup>, các vùng còn lại mật độ lưới sông đều xấp xỉ 1km/km<sup>2</sup>.

Phù hợp với lượng mưa nhiều, sông Kiến Giang cũng thuộc vào loại nhiều nước nhất miền Bắc. Môđun dòng chảy bình quân năm trong lưu vực thay đổi từ 60 ÷ 70 l/s/km<sup>2</sup>. Môđun dòng chảy năm có xu thế tăng dần từ đông sang tây, lớn nhất là ở vùng núi Đông Châu ở phía nam, U Bò ở phía bắc. Môđun dòng chảy nhỏ nhất trong lưu vực là vùng đá vôi Lèn Mụ - Bến Triêm và vùng đồi Phú Lộc - Phú Kỳ.

Tổng lượng nước ước tính đến cửa Nhật Lệ khoảng 4,76km<sup>3</sup>. Dòng chảy trong năm có một mùa lũ và một mùa cạn rõ rệt. Mùa lũ bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 12, chiếm khoảng 70 ÷ 80% lượng dòng chảy cả năm. Mùa cạn thường bắt đầu từ tháng 1 và kết thúc vào tháng 8. Dòng chảy nhỏ nhất thường xuất hiện vào tháng 3 ở phía bắc và phía tây lưu vực, vào tháng 7 ở phía đông và phía nam lưu vực. Biên độ mực nước năm dọc theo sông chính thay đổi từ 3 ÷ 10m.

Thời kỳ xuất hiện lưu lượng lớn nhất trong năm thường vào các tháng 9, tháng 10 và tháng 11, trong đó tháng 9 và tháng 10 là thường xuyên hơn cả. Ngoài ra, trong trường hợp đặc biệt do có nhiều động địa phương thì có nơi xuất hiện sớm hoặc muộn hơn. Môđun đỉnh lũ cũng thuộc vào loại lớn nhất miền Bắc nước ta: theo số liệu đã đo được khoảng 6600l/s/km<sup>2</sup> xuất hiện ngày 23/9/1968 tại trạm thủy văn Múng trên sông Kiến Giang có diện tích tập trung nước là 310km<sup>2</sup> và 5580l/s/km<sup>2</sup> xuất hiện ngày 2/10/1960 tại trạm thủy văn Tám Lu trên sông Đại Giang có diện tích tập trung nước là 1130km<sup>2</sup>. Qua đó có thể thấy rằng môđun dòng chảy lớn nhất còn có khả năng lớn hơn nữa, nhất là lưu vực có diện tích tập trung nước nhỏ ở vùng núi phía tây và tây bắc lưu vực.

Lưu lượng lớn nhất qua các năm có thể chênh lệch gấp tới 3 ÷ 4 lần, chứng tỏ sự dao động của nó tương đối lớn.

Lưu lượng nhỏ nhất xuất hiện tương đối đồng đều trong lưu vực, thường vào tháng 7 hoặc tháng 8. Cá biệt cũng có năm đo được lưu lượng nhỏ nhất xuất hiện sớm vào tháng 5, tháng 6 đối với sông Đại Giang và vào tháng 9 đối với dòng chính sông Kiến Giang.

Do địa hình vùng hạ du thấp, độ dốc nhỏ, có nhiều đầm phá nên ảnh hưởng thủy triều rất mạnh. Ranh giới ảnh hưởng triều lên trên thị trấn Lệ Thủy tới 8km và nước chua mặn uy hiếp nghiêm trọng vùng đồng bằng.

#### **h. Sông Quảng Trị**

Sông Quảng Trị bắt nguồn từ vùng núi cao thuộc huyện A Lưới, tỉnh Thừa Thiên Huế, có độ cao nguồn sông là 700m và đổ ra biển Đông qua cửa Việt. Chiều dài dòng chính là 156km với diện tích lưu vực là 2660km<sup>2</sup>.

Mùa lũ trên lưu vực sông Quảng Trị bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 12, lượng dòng chảy mùa lũ chiếm 65 ÷ 75% lượng dòng chảy năm. Mùa cạn bắt đầu từ tháng 8 và kết thúc vào tháng 1 năm sau.

### **i. Sông Hương**

Sông Hương bắt nguồn từ vùng núi phía Bắc của dãy Hải Vân, có độ cao nguồn sông là 900m và đổ ra biển Đông ở cửa Tùng. Chiều dài dòng chính là 104km với diện tích lưu vực là 2830km<sup>2</sup>.

Sông Bồ là phụ lưu cấp I của sông Hương, đổ vào bờ trái sông Hương ở hạ lưu thành phố Huế khoảng 4km, cách cửa biển Thuận An khoảng 9km. Sông bắt nguồn từ khu vực đèo Bồ Lạch (ở biên giới Việt Nam - Lào, thuộc địa phận huyện A Lưới, tỉnh Thừa Thiên - Huế), chảy theo hướng Bắc - Nam qua các vùng núi cao rồi chuyển theo hướng tây bắc đông nam tới cửa ra. Sông Bồ có chiều dài dòng chính là 94km với diện tích lưu vực là 938km<sup>2</sup>.

Do địa hình núi cao gần biển, dải đồng bằng nhỏ hẹp nên độ dốc lòng sông lớn. Sông có dạng hình nan quạt nên lũ tập trung nhanh trên các nhánh sông, khi xuống tới cửa sông gặp thủy triều mạnh nên rút chậm, gây ngập lụt kéo dài.

Mùa lũ thường bắt đầu chậm hơn so với các vùng phía Bắc, bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 12. Lũ lớn trong khu vực xảy ra vào các năm 1975, 1983, 1984, 1995, 1996, 1999, 2004.

### **j. Hệ thống sông Thu Bồn.**

Hệ thống sông Thu Bồn nằm ở cực bắc miền Nam, thuộc khu vực địa lý tự nhiên Kon Tum – Nam Nghĩa, gồm các sông chính: Thu Bồn, sông Cái, sông Bung.

Dòng chính sông Thu Bồn bắt nguồn từ vùng núi Ngọc Linh. Hướng chảy của đoạn thượng lưu và trung lưu theo hướng gần nam – bắc, đoạn hạ lưu theo hướng tây - đông chảy ra biển ở Hội An. Chiều dài dòng chính là 205km với diện tích lưu vực là 10350km<sup>2</sup>.

Trước khi chảy ra biển, dòng chính của hệ thống sông Thu Bồn nhận sông Vụ Gia do sông Cái và sông Bung hợp thành. Hạ lưu sông Thu Bồn lưới sông phát triển chằng chịt với nhiều phân lưu để thoát nước ra biển như sông Ngang, Vĩnh Điện, sông Tĩnh Yên đổ vào vịnh Đà Nẵng qua sông Hàn, sông Trường đổ vào vịnh An Hoà. Hiện tượng bồi lấp, xói lở dòng sông vùng hạ lưu rất phức tạp, là một vấn đề nghiêm trọng đối với sản xuất và đời sống.

Mùa lũ bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 12. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm khoảng 65% lượng dòng chảy cả năm, trong đó lượng dòng chảy lớn nhất xuất hiện vào tháng 10 hay tháng 11 chiếm khoảng 25 ÷ 35% lượng dòng chảy cả năm. Tỷ lệ lưu lượng tháng nhỏ nhất và tháng lớn nhất có thể đạt tới trên 700 lần. Trong vòng 20 năm trở lại đây đã xảy ra 15 ÷ 16 trận lũ lớn, trong đó trận lũ tháng 11 năm 1964 là lớn hơn cả.

Mùa cạn thường bắt đầu từ tháng 1 và kéo dài tới tháng 9. Lượng dòng chảy mùa cạn chiếm khoảng 35% lượng dòng chảy cả năm. Thời kỳ kiệt nhất vào tháng 4 và thường chiếm khoảng 2% lượng dòng chảy cả năm, môđun dòng chảy mùa cạn thay đổi từ 18 ÷ 41l/s/km<sup>2</sup> thuộc vào loại lớn so với toàn quốc.

### **k. Hệ thống sông Ba (Đà Rằng)**

Hệ thống sông Ba (còn có tên là Đà Rằng) là hệ thống sông lớn thứ 6 trong các hệ thống sông của cả nước.

Dòng chính sông Ba bắt nguồn từ vùng núi Ngọc Rô cao 1519m, chảy theo hướng bắc – nam. Từ Cheo Reo sông chảy theo hướng bắc – nam, đến ngã ba Cà Núi theo hướng tây - đông và đổ ra biển qua cửa Đa Diệt (Tuy Hoà). Chiều dài dòng chính là 388km với diện tích lưu vực là 13900km<sup>2</sup>.

Hệ thống sông Ba có lượng nước sông ít nhất so với các hệ thống sông ở miền Nam. Vùng nhiều nước nhất là lưu vực sông Hinh, mô đun dòng chảy năm đạt  $50l/s.km^2$

Lượng dòng chảy năm của sông Ba không những đã ít, phân bố không đều theo không gian mà còn phân bố không đều trong năm. Do vị trí đặc biệt của sông Ba nằm ở ranh giới giữa bắc Trung Bộ và cực nam Trung Bộ có diện tích ở cả tây và đông Trường Sơn, hình dạng lưu vực dài và hẹp nên dẫn đến nước lũ sông Ba thường không xảy ra đồng bộ trên toàn hệ thống.

Mùa lũ trên sông Ba bắt đầu muộn hơn Tây Nguyên nhưng lại sớm hơn phía Đông Trường Sơn đến 1 tháng. Vùng thượng lưu và trung lưu, mùa lũ chỉ có 4 tháng, từ tháng 8 đến tháng 11. Vùng hạ lưu mùa lũ kéo dài từ tháng 9 đến tháng 12. Nước lũ sông Ba thật sự nguy hiểm đối với vùng trung lưu và hạ lưu khi có mưa lớn xảy ra đồng bộ trên toàn hệ thống. Trong những năm gần đây, trận lũ kép hình thành vào tháng 11/1981 đã gây ra lũ đặc biệt lớn tại hạ lưu, gây thiệt hại rất lớn về người và của cho tỉnh Phú Yên.

Mùa cạn trên hệ thống sông Ba là từ tháng 12 đến tháng 7 ở thượng và trung lưu, từ tháng 1 đến tháng 8 ở hạ lưu. Tháng cạn nhất xuất hiện không đồng bộ trên hệ thống, ở phía đông Trường Sơn tháng cạn nhất vào tháng 4, phía tây Trường Sơn vào tháng 8.

### ***1. Sông Srêpốc***

Sông Srêpốc là sông nhánh cấp I của sông Mê Kông. Sông Srêpốc bao gồm nhiều nhánh sông lớn như: Sê San, IaHLco, IaLốp, IaĐrăng...

Sông Srêpốc bắt nguồn từ phía nam đỉnh Ngọc Linh. Ở thượng lưu, các sông nhánh chảy qua các vùng đá gnei và granit, tính thấm nước kém; lòng sông có nhiều thác ghềnh, trong đó thác YaLy là lớn nhất, cao tới 40m. Chiều dài dòng chính là 315km với diện tích lưu vực là  $30100km^2$ .

Nước sông phân bố không đều trong năm và chia ra làm 2 mùa: mùa lũ và mùa cạn. Nhìn chung, mùa lũ xuất hiện sau mùa mưa khoảng  $2 \div 3$  tháng vì trong những tháng đầu mùa mưa tổn thất dòng chảy khá lớn, mưa thường nhỏ. Mùa lũ trên sông Sê San và sông KrôngKnô bắt đầu từ tháng 7 và kết thúc vào tháng 11. Trên sông Srêpốc bắt đầu từ tháng 9 và kết thúc vào tháng 12. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm khoảng  $65 \div 75\%$  lượng dòng chảy năm với môđun  $40 \div 70l/s.km^2$  thuộc loại nhỏ so với các sông suối ở nước ta. Ba tháng liên tục có lượng dòng chảy lớn nhất thường xuất hiện vào các tháng 8 ÷ tháng 10, lượng dòng chảy của ba tháng này chiếm khoảng  $50 \div 60\%$  lượng dòng chảy năm. Tháng 9 hoặc tháng 10 là tháng có lượng nước lớn nhất so với các tháng khác trong năm, lượng nước của tháng này chiếm khoảng  $15 \div 25\%$  lượng nước toàn năm. Thượng nguồn sông Sê San và phía tây nam cao nguyên PLaiKư là những nơi có nguồn nước dồi dào nhất, thượng nguồn sông KrôngBuk là nơi có nguồn nước nghèo nhất.

Mùa cạn kéo dài tới 7 tháng, từ tháng 12 đến tháng 6 năm sau nhưng lượng nước mùa cạn rất nhỏ, chỉ chiếm  $25 \div 35\%$  lượng nước của cả năm. Các tháng 2 đến tháng 4 là những tháng có lượng nước nhỏ nhất, lượng nước của ba tháng này chỉ chiếm có  $10\%$  lượng nước cả năm, trong đó lượng nước của tháng 4 thường nhỏ nhất, chiếm  $1 \div 2\%$  dòng chảy năm. Nạn khai thác, chặt phá rừng bừa bãi trong những năm vừa qua đang gây nên tình trạng đất bị xói mòn, độ phì của đất giảm và nguồn nước của sông suối trong mùa cạn có nguy cơ bị cạn kiệt.

Lũ lớn trên các sông ở Tây Nguyên thường do gió mùa tây nam hay bão, áp thấp nhiệt đới kết hợp với không khí lạnh, dải hội tụ nhiệt đới gây nên. mưa lớn với cường suất tập trung trong thời gian ngắn thường gây ra ngập lụt, như các trận lũ lụt tháng 10/1993, tháng 11/2000 ở Đăk Lăk. Đặc biệt trên các sông suối nhỏ cũng thường xảy ra lũ quét, gây nên thiệt hại về người và của cải.

Trên lưu vực sông Srêpôc đã xây dựng nhiều hồ chứa như Yaly, Krông Búc, Ia Kao...

### **m. Hệ thống sông Đồng Nai:**

Hệ thống sông Đồng Nai bao gồm dòng chính Đồng Nai và các nhánh sông chính như sông La Ngà ở bờ trái, các sông Bé, Sài Gòn và Vàm Cỏ ở bờ phải dòng chính. Diện tích lưu vực 44100km<sup>2</sup>, trong đó có 37400km<sup>2</sup> nằm trên lãnh thổ nước ta và 6700km<sup>2</sup> nằm trên lãnh thổ Campuchia.

Sông Sài Gòn có diện tích lưu vực là 5560km<sup>2</sup> với chiều dài dòng chính là 256km. Sông Vàm Cỏ có diện tích lưu vực là 12800km<sup>2</sup> với chiều dài dòng chính là 215km.

Chế độ nước sông của sông Sài Gòn và sông Vàm Cỏ chia làm hai mùa trong năm: mùa lũ và mùa cạn. Mùa lũ bắt đầu từ tháng 7 và kết thúc vào tháng 11, lượng dòng chảy mùa lũ chiếm tới 80 ÷ 90% lượng dòng chảy năm. Ba tháng có lượng dòng chảy lớn nhất xuất hiện vào các tháng 8 đến tháng 10, trong đó tháng 9 hoặc tháng 10 là tháng có lượng dòng chảy lớn nhất, chiếm 20 ÷ 25% dòng chảy năm.

Mùa cạn từ tháng 12 đến tháng 6 năm sau. Ba tháng có lượng dòng chảy nhỏ nhất xảy ra vào các tháng 2 ÷ 4 hoặc 3 ÷ 5, lượng dòng chảy của 3 tháng này chiếm 2 ÷ 5% lượng dòng chảy năm.

Ở vùng hạ lưu của hệ thống sông, chế độ nước sông còn chịu sự ảnh hưởng của triều, đặc biệt là trong mùa cạn. Sự dao động của mực nước sông mang tính chất bán nhật triều không đều. Vào mùa kiệt, triều biển Đông ảnh hưởng đến Dầu Tiếng trên sông Sài Gòn và đến tận biên giới Việt Nam – Campuchia trên sông Vàm Cỏ.

Lũ trên sông Đồng Nai cũng khá lớn. Mô đun lưu lượng đỉnh lũ quan trắc được khoảng 0,2 – 0,3m<sup>3</sup>/s.km<sup>2</sup> ở hạ lưu dòng chính sông Đồng Nai và các sông nhánh, tăng lên 0,4 – 0,6m<sup>3</sup>/s.km<sup>2</sup> ở trung và thượng lưu các sông. Trận lũ tháng 10/1952 là trận lũ lịch sử ở sông Đồng Nai, lưu lượng lũ lớn nhất theo số liệu điều tra tại trạm Biên Hoà đạt tới 12500m<sup>3</sup>/s. Trên các sông vừa và nhỏ thường xuất hiện lũ quét mỗi khi có mưa với cường độ lớn.

Trên hệ thống sông Đồng Nai đã xây dựng nhiều hồ chứa loại nhỏ và một số hồ chứa, nhà máy thủy điện loại vừa. Đáng kể nhất là các hồ chứa Trị An trên sông Đồng Nai, hồ Thác Mơ trên sông Bé, hồ Dầu Tiếng trên sông Sài Gòn và hồ chứa Đa Nhim, Hàm Thuận - Đa Mi trên sông La Ngà...

### **n. Hệ thống sông Mê Kông.**

Sông Mê Kông bắt nguồn từ vùng núi Himalaya, chảy qua 6 nước: Trung Quốc, Miến Điện, Thái Lan, Lào, Campuchia và Việt Nam, diện tích lưu vực là 795.000km<sup>2</sup> (trong khi diện tích của lưu vực sông Hồng chỉ là 155.000km<sup>2</sup>), dài hơn 4200km. Sông Mê Kông không những là sông lớn nhất ở nước ta và Đông Nam Á mà còn là một trong những sông lớn trên thế giới, đứng thứ 25 về diện tích lưu vực và thứ 10 về tổng lượng nước năm. Cửu Long là tên gọi phần hạ lưu sông Mê Kông chảy qua địa phận Nam Bộ của Việt Nam, diện tích tự nhiên khoảng 36200km<sup>2</sup> với chiều dài dòng chảy chính qua đồng bằng Nam bộ là 230km.

Địa hình châu thổ nói chung là bằng phẳng và thấp. Hai vùng thấp nhất ở Đồng bằng sông Cửu Long là Đồng Tháp Mười và Tứ giác Long Xuyên.

Mạng lưới sông ngòi, kênh rạch ở đồng bằng châu thổ khá dày. Ngoài hai con sông lớn là sông Tiền và sông Hậu còn có một số sông tự nhiên tương đối lớn như các sông: Cái lớn, Ông Đốc, Bảy Hạp, Cửa lớn, Ghềnh Hào v.v... Hệ thống kênh rạch dày đặc nối liền các sông với nhau có tổng chiều dài lên tới 4900km.

Chế độ nước sông ở đồng bằng châu thổ cũng chia ra làm hai mùa nước rõ rệt: mùa lũ và mùa cạn. Do điều tiết của Biển Hồ nên mùa lũ ở đồng bằng châu thổ xuất hiện muộn hơn so với trung và thượng lưu. Mùa lũ thường kéo dài 5 đến 6 tháng, từ tháng 7 đến tháng 11, 12. Lũ lên xuống từ từ và hàng năm đỉnh lũ thường xuất hiện vào tháng 9 hoặc tháng 10. Lượng dòng chảy mùa lũ chiếm tới 75 ÷ 85% lượng dòng chảy năm.

Mùa cạn kéo dài 6 đến 7 tháng nhưng lượng nước sông mùa cạn chỉ chiếm có 15 ÷ 25% lượng nước của cả năm. Các tháng 2, 3, 4 hoặc tháng 3, 4, 5 là những tháng có lượng nước nhỏ nhất, trong đó tháng 3 hoặc tháng 4 nước sông cạn nhất.

Chế độ nước sông ngòi, kênh rạch trong mùa cạn ở Đồng bằng sông Cửu Long rất phức tạp do chịu ảnh hưởng của triều biển Đông và triều vịnh Thái Lan. Triều biển Đông là loại bán nhật triều không đều, còn triều vịnh Thái Lan là loại nhật triều không đều. Nói chung triều biển Đông chiếm ưu thế so với triều vịnh Thái Lan. Triều xâm nhập sâu vào sông ngòi, kênh rạch và sự dao động của mực nước thể hiện sự dao động của triều, đặc biệt là ở vùng cửa sông vào thời kỳ mùa cạn.

Trong 50 năm qua, cứ bình quân 2 năm thì có 1 năm lũ lớn vượt báo động cấp 3 (với mức nước 4,2m tại Tân Châu). Nhiều thời kỳ lũ lớn xảy ra liên tục 3 ÷ 4 năm liên như các năm 1937-1940; 1946-1949; và 1994-1996. Các năm lũ lớn xảy ra gần đây là năm 1961, 1978, 1996, 2000.

### **1.1.3. Tình hình lũ lụt của các sông**

#### ***a. Tình hình lũ của các sông***

Mưa to, lũ lớn là nguyên nhân của ngập lụt sông ngòi. Ở nước ta hầu như năm nào cũng bị lũ lụt, năm thì ở vùng này, năm thì ở vùng khác, có năm như năm 1978 lụt úng xảy ra gần khắp các vùng cả nước gây ra thiệt hại cực kỳ to lớn.

Trong một mùa lũ, một trận lũ, ở một nơi xác định, địa hình không làm cho lũ thay đổi. Địa hình nói chung ít biến đổi và biến đổi chậm. Địa hình có ý nghĩa ở chỗ làm cho chế độ lũ khác nhau ở các vùng địa hình khác nhau. Còn hoạt động kinh tế của con người tác động đến dòng chảy lũ là nói đến ảnh hưởng của cảnh quan lưu vực đến dòng chảy lũ như lưu vực tự nhiên và lưu vực bị cày xới, rừng bị phá, ngăn lòng dẫn hoặc thu hẹp lòng dẫn v.v...

Lũ của các sông ở miền núi và khu vực đồng bằng mang tính chất khác nhau. Ở miền núi có lũ quét, lũ ống. Ở vùng đồng bằng và vùng cửa sông diễn biến lũ phức tạp hơn do ảnh hưởng kết hợp của lũ nguồn và thủy triều nên thường gây ngập lụt kéo dài. Trên các khu vực, các sông, mùa lũ hàng năm thường không cố định mà xuất hiện sớm, muộn và dài, ngắn khác nhau. Để xác định về chế độ dòng chảy, người ta thường lấy theo giá trị trung bình. Ở Bắc Bộ, từ Thanh Hoá trở ra, mùa lũ thường từ tháng 6 (7) đến tháng 9 (10). Riêng lưu vực sông Cả là vùng chuyển tiếp, mùa lũ có thể từ tháng 6 đến tháng 10 chuyển sang từ tháng 8 đến tháng 11. Phần còn lại của phía đông Trường Sơn, từ dưới sông Cả, mùa lũ chính ngắn, thường từ tháng 9 (10) đến tháng 11 (12). Phía tây Trường Sơn – Tây Nguyên, Nam Bộ, mùa lũ thường từ tháng 7 (8) đến tháng 11 (12).

Trong từng vùng nhỏ, do ảnh hưởng của địa hình, sự phân bố mùa lũ có thể xê dịch chút ít so với nét chung nói trên. Ở Bắc Bộ, phần lớn hạ lưu sông Hồng mùa lũ kéo dài từ tháng 6 đến tháng 10. Trên Tây Nguyên, càng xuống phía Nam mùa lũ kết thúc càng muộn hơn. Ở Nam Bộ, phía Tây có mùa lũ kết thúc chậm hơn so với phía Đông.

Trên các sông ở nước ta, nơi có mùa lũ ngắn nhất là 3 tháng, còn thường là 4 ÷ 5 tháng. Trong mùa lũ thường có 3 tháng lượng nước trội hẳn. Ba tháng lũ lớn nhất phân bố theo không gian tương ứng với phân bố của mùa lũ. Ở Bắc Bộ, từ Thanh Hoá trở ra,

thường là các tháng 6 (7) đến tháng 8 (9); ở lưu vực sông Cả từ tháng 8 đến tháng 10. Vùng Đông Trường Sơn, 3 tháng lũ lớn nhất từ tháng 9 đến tháng 11; ở phía Tây Trường Sơn 3 tháng lũ lớn nhất là các tháng 8 (9) đến tháng 10 (11). Sự tập trung của lũ cho thấy mức độ ác liệt của lũ, đó là những tháng lũ lớn nhất, những trận lũ lớn nhất. Tháng lũ lớn nhất thường rơi vào giữa 3 tháng lũ lớn nhất. Ở Bắc Bộ tháng lũ lớn nhất thường là tháng 8, ở lưu vực sông Cả là tháng 9, phía Đông Trường Sơn thường là tháng 10, có khi vào tháng 11, tháng 12; còn phía Tây Trường Sơn thường là tháng 10, có khi là tháng 11.

Các trận lũ lớn hàng năm trên các sông lớn thường xuất hiện vào tháng lũ lớn. Phụ thuộc vào tính chất mưa, tập trung nước và tổn thất mưa trên lưu vực, đỉnh lũ của các sông khác nhau có dạng khác nhau. Trên các sông nhỏ, thời gian tập trung nước thường nhỏ hơn thời gian mưa và tổn thất khá đồng nhất nên quá trình lũ phụ thuộc vào dạng phân bố mưa, có nhiều đỉnh – hình răng cưa. Còn trên lưu vực lớn, do mưa rơi không đều trên lưu vực, thời gian tập trung nước lớn hơn thời gian mưa, tổn thất trên lưu vực không đồng đều, quá trình lũ thường là quá trình một đỉnh kép

### ***b. Một số trận lũ lớn trên các sông***

Một số trận lũ lụt xảy ra gần đây gây thiệt hại nghiêm trọng đến dân sinh và nền kinh tế có thể kể đến là:

Trên các lưu vực sông từ Đà Nẵng đến Quảng Ngãi thì vào *tháng 11/1964*, hai cơn bão Joan và Iris liên tiếp đổ bộ vào đất liền đã gây nên trận lụt lịch sử trong khu vực. Lưu lượng lớn nhất tại Hội Khách trên sông Vu Gia khoảng  $27000\text{m}^3/\text{s}$  và tại Nông Sơn trên sông Thu Bồn khoảng  $18200\text{m}^3/\text{s}$ . Trận lũ này tương đương với trận lũ mới xảy ra gần đây trong khu vực vào *năm 1999*.

*Trận lũ năm 1971* của sông Hồng là một trong những trận lũ khó quên trong đời sống của nhân dân đồng bằng Bắc Bộ. Mưa lớn nhiều đợt kéo dài trên hầu hết các lưu vực sông trong 3 tháng, từ tháng 7 đến tháng 9, lượng mưa phổ biến đạt  $1000 \div 1600\text{mm}$ . Riêng trong hai tháng 7 và 8 lượng mưa lên tới  $800 \div 1400\text{mm}$ , vượt trung bình nhiều năm cùng thời kỳ tới  $200 \div 600\text{mm}$ . Lũ đặc biệt lớn đã xảy ra, nước sông lên cao, tại Hà Nội lên trên 13m, vượt mức nước lũ trung bình đến  $4 \div 5\text{m}$ . Lũ đã gây ra vỡ đê tại một số nơi. Trận lũ lớn đó xảy ra trong khi thủy triều vùng cửa sông ở trên trung bình nên lũ thoát chậm làm cho ngập lụt thêm nặng.

*Năm 1978* có nhiều bão ảnh hưởng tới Việt Nam, mưa lũ xảy ra trên khắp đất nước do có nhiều trận mưa kéo dài trên diện rộng. Trong tháng 9 năm 1978, lũ trên sông Hương, sông Cả, sông Mã, sông Yên, sông Hoàng Long v.v... lên rất cao, đạt đến mức lũ hiếm thấy. Trong tháng 10 năm 1978, lũ trên sông Cầu, sông Công, sông Phó Đáy, sông Cà Lô cũng lên rất cao, đạt mức nước lũ lịch sử. Năm 1978 cũng là năm lụt lớn ở đồng bằng sông Cửu Long, trận lụt này xảy ra trong thời kỳ triều cường nên thời gian ngập lụt kéo dài.

Trận lũ điển hình ở miền Trung là trận lũ trên sông Cả vào cuối tháng 9/1978 do nhiều cơn bão liên tiếp đổ bộ vào Bắc Trung Bộ, chỉ trong 12 ngày đã có 3 cơn bão đổ bộ vào phía nam Nghệ Tĩnh. Vừa có bão, vừa có không khí lạnh tràn về nên mưa rất to trút xuống lưu vực sông Cả. Mưa lớn kéo dài đã gây ra trận lũ đặc biệt lớn hiếm thấy, vượt trận lũ lớn nhất năm 1954. Mực nước cao nhất tại Nam Đàn cao hơn so với mực nước cao nhất năm 1954 là 86cm. Lũ đã phá hỏng hệ thống đê sông Cả ở hữu ngạn gây ra ngập lụt nghiêm trọng.

Các *năm 1973, 1980, 1983* có nhiều bão và áp thấp nhiệt đới đổ bộ vào Việt Nam ( $8 \div 11$  cơn/năm) kèm theo mưa lớn kéo dài đã gây ra lũ lớn trên nhiều sông làm ngập úng nặng nề.

Năm 1984 có nhiều cơn bão và áp thấp nhiệt đới (9 cơn) đổ bộ vào đất liền nên có những đợt mưa lớn kéo dài. Trên sông Lô có lũ rất lớn (8/1984), mức nước đỉnh lũ tại Tuyên Quang làm cho thị xã ngập tới 2 ÷ 3m nước. Ở sông Gianh (Quảng Bình) xảy ra trận lũ lịch sử (11/1984) làm cho giao thông tắc nghẽn. Đặc biệt trên sông Hoàng Long và sông Bưởi đã xảy ra lũ lịch sử do đợt mưa kéo dài trong 3 ngày (9 ÷ 10/11/1984) làm ngập nhiều diện tích lúa. Ở Hà Nội, lượng mưa của đợt mưa các ngày 9 ÷ 10/11/1984 đạt khoảng 300 ÷ 600mm làm ngập khoảng 47000ha hoa màu, nhiều đường phố ở nội thành ngập đến 0,5 ÷ 1,0m.

Trên sông Cửu Long xảy ra trận lụt lớn, lũ lên nhanh và đạt đến đỉnh vào cuối tháng 10/1984. Trận lũ này về độ cao mực nước sông tương đương trận lũ tháng 10/1978.

Năm 1985 cũng là một năm có nhiều bão và áp thấp nhiệt đới đổ bộ và ảnh hưởng đến đất liền (9 cơn). Do ảnh hưởng của bão, ở đồng bằng và trung du Bắc Bộ xảy ra những trận mưa rất lớn, đợt mưa vào những ngày 10 ÷ 13/9/1985 đạt phổ biến 400 ÷ 600mm.

Năm 1986, lũ lớn xuất hiện trên sông Kỳ Cùng đã gây ngập thị xã Lạng Sơn từ 2 ÷ 3m. Lũ lớn đã làm trôi dầm cầu Kỳ Lừa đang thi công.

Năm 1990, lũ quét xảy ra vào ngày 27/6 ở Mường Lay đã làm chết 82 người. Ngày 27/7/1991 lũ quét ở Sơn La đã làm 21 người chết.

Trận lũ tháng 11, tháng 12 năm 1999 đã gây ra thiệt hại lớn về người và của cho khu vực miền Trung. Lũ đã gây ra tình trạng ngập lụt, làm giao thông bị tắc nghẽn trong thời gian dài. Mực nước lũ lớn nhất trên các triền sông thuộc khu vực đã vượt hoặc xấp xỉ bằng mực nước lũ lịch sử (xem bảng 1-1)

Trận lũ năm 2000 ở Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) là trận lũ lịch sử xảy ra trong thời gian gần đây. Qua những số liệu điều tra, khảo sát và thu thập được có thể đánh giá về đặc điểm của trận lũ năm 2000 ở ĐBSCL như sau:

- Lũ lụt về sớm (từ tháng 7) và đổ về đồng bằng nhanh gây ra tình trạng ngập lụt nghiêm trọng hơn. Do có những thay đổi của cơ sở hạ tầng (các tuyến giao thông, hệ thống bờ kênh, bờ bao, các kênh rạch, công trình kiểm soát lũ...) nên nước lũ buộc phải truyền từ ô này sang ô khác, từ vùng cao xuống vùng thấp gây nên thời gian ngập lụt kéo dài. Chênh lệch mực nước giữa các ô, các vùng là khá lớn, có nơi tới 50 ÷ 100 cm;

- Tổng lượng lũ 90 ngày là 367 tỷ m<sup>3</sup>, lớn nhất trong vòng 75 năm qua;

- Tần suất xuất hiện mực nước đỉnh lũ trên sông chính và nội đồng rất khác nhau, dao động từ 2 ÷ 5%; tại khu vực Tứ giác Long Xuyên do có các công trình thoát lũ nên tần suất xuất hiện mực nước đỉnh lũ khoảng 10%, cá biệt tại Rạch Giá có tần suất khoảng 40%;

So sánh mực nước đỉnh lũ các năm lũ lớn tại một số trạm thủy văn chính trong khu vực ĐBSCL được trình bày trong bảng 1 – 2.

Ngoài ra, các trận bão thường làm cho nước ở các cửa sông dâng cao. Tháng 9/1980 trong cơn bão số 6 nước dâng ở Lạch Sung, Hoàng Tân (cách biển 25km) đến 2,1 ÷ 2,9m; tháng 8/1968 nước dâng cao 2,5m ở sông Trà Lý; tháng 8/1963 nước dâng ở Cửa Ông tới 1,8m; tháng 9/1964 ở Cửa Tùng tới 1,68m; tháng 9/1955 ở Kiến An nước dâng tới 3m.

**Bảng 1-1**

**Cao độ đỉnh lũ năm 1999 tại một số trạm thủy văn chính ở khu vực miền Trung**

Trạm thủy văn	Cao độ đỉnh lũ H (m)		
	H 1999	H lịch sử (năm xuất hiện)	Ghi chú
Đông Hà (sông Hiếu)	3,81	4,56 (1983)	
Thạch Hãn (sông Thạch Hãn)	7,29	7,11 (1983)	
Phú Ốc (sông Bồ)	5,18	4,89 (1983)	
Huế (Kim Long) (sông Hương)	5,94	4,89 (1983)	Theo số liệu điều tra thì đỉnh lũ năm 1999 cao hơn đỉnh lũ năm 1953 từ 0,5÷0,7m; cao hơn đỉnh lũ năm 1975 là 1,22m. Trận lũ năm 1999 có thể coi như tương đương với các trận lũ đã xảy ra vào năm 1844 và năm 1904.
Câu Lâu (sông Thu Bồn)	5,23	5,09 (1998)	Lũ năm 1999 thấp hơn lũ lịch sử năm 1964 là 0,25m
Châu Ổ (sông Trà Bồng)	9,04	8,80 (1987)	Lũ năm 1999 thấp hơn lũ lịch sử năm 1964 là 0,54m. Lũ lớn nhất trong chuỗi quan trắc là vào năm 1987
Trà Khúc (sông Trà Khúc)	8,36	7,97 (1986)	Lũ năm 1999 trên sông Trà Khúc cao hơn lũ lịch sử năm 1964 là 0,35m
Sông Vệ (sông Vệ)	5,99	5,75 (1987)	Lũ năm 1999 trên sông Vệ cao hơn lũ lịch sử năm 1964 là 0,23m nhưng thấp hơn lũ lịch sử năm 1924 là 0,13m

**Bảng 1-2**

**Cao độ đỉnh lũ tại một số trạm thủy văn chính ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long**

TT	Trạm	Cao độ đỉnh lũ (m)				Ghi chú
		1961	1978	1996	2000	
1	Tân Châu	5,12	4,78	4,87	5,06	
2	Mộc Hoá	2,65	2,32	2,79	3,27	
3	Châu Đốc	4,90	4,46	4,54	4,94	
4	Gò Dầu Hạ		1,44	1,53	1,79	
5	Cần Thơ	1,69	1,66	1,73	1,79	
6	Long Xuyên	2,60	2,65	2,43	2,63	
7	Cao Lãnh		2,67	2,24	2,48	
8	Rạch Giá	0,97	1,08	0,98	0,87	



## §1.2. Tần suất lũ tính toán

Khi xây dựng công trình, để phòng chống lũ, người ta cần biết độ lớn của lũ có thể xảy ra. Muốn tránh được tác hại do lũ, công trình phải đủ cao, đủ vững để không bị ngập, bị phá hoại. Lũ có thể xảy ra đối với công trình là lũ được quy định theo tầm quan trọng, mức đầu tư cần thiết. Từ tầm quan trọng đó, độ lớn của lũ tính toán được quy theo tần suất xuất hiện. Tần suất này ứng với cực tiểu của chi phí có thể trong việc xây dựng, khai thác và bảo vệ công trình, được xác định bằng phương trình quan hệ giữa các phí tổn và tần suất hoặc bằng biểu đồ quan hệ giữa hai đại lượng đó.

Trong thực tế việc xác định các đại lượng liên quan đó là rất phức tạp nên người ta quy định tần suất lũ tính toán theo các cấp công trình.

Ở Việt Nam, tần suất lũ tính toán đối với công trình cầu đường được quy định trong các quy trình, quy phạm, tiêu chuẩn thiết kế (22 TCN 18 – 79, TCVN 4054–1998, TCVN 5729 – 1997, 22 TCN 272 – 01, 22 TCN 273 – 01, Quy phạm thiết kế kỹ thuật đường sắt...). Việc xác định tần suất lũ tính toán tùy thuộc vào quy trình, tiêu chuẩn áp dụng.

**Tần suất lũ thiết kế đối với đường ô tô** trong các quy trình, tiêu chuẩn thiết kế hiện hành quy định trong bảng 1-3.

**Bảng 1 - 3**

### Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01 và Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô 22 TCN 273-01

Loại	Cấp đường		
	Đường cao tốc, đường cấp I	II và III	IV
Nền đường	Như đối với cầu nhỏ và cống		
Cầu lớn và cầu trung	1: 100	1: 100	1: 50
Cầu nhỏ và cống	1: 100	1: 50	1: 25
Rãnh	1: 25	1: 25	1: 25

*Ghi chú:*

1. Đối với các cầu có khẩu độ  $L_c \geq 10m$  và các kết cấu vĩnh cửu thì tần suất lũ tính toán lấy bằng 1:100, và không phụ thuộc vào cấp đường.

2. Đối với đường nâng cấp cải tạo nếu có khó khăn lớn về kỹ thuật hoặc phát sinh khối lượng lớn thì cho phép hạ tiêu chuẩn về tần suất lũ tính toán nếu được sự đồng ý của cơ quan có thẩm quyền.

3. Đối với các cầu lớn, để đảm bảo mố, trụ không bị xói, cần phải tính toán kiểm tra xói trên cơ sở lũ 500 năm (trừ khi chủ đầu tư đưa ra tiêu chí khác).

#### **Đường ô tô cao tốc – Yêu cầu thiết kế TCVN 5729-1997**

Tần suất tính toán mức nước lũ cho nền đường và công trình thoát nước là 1%.

#### **Đường ô tô - Yêu cầu thiết kế TCVN 4054-1998:**

- Tần suất lũ tính toán đối với nền đường:

$V_{tt} \geq 80km/h$  tần suất là 2%

$V_{II} \leq 60 \text{ km/h}$  tần suất là 4%

Khi  $V_{II}$  từ 20km/h đến 40km/h xét từng trường hợp cụ thể, thông thường tần suất là 4% và có luận chứng kinh tế kỹ thuật.

- Tần suất tính toán thủy văn cho các công trình trên đường:

Cầu nhỏ và cống: như quy định đối với nền đường.

Cầu trung và cầu lớn là 1%

Các cầu lớn có thể có các quy định đặc biệt.

**Tần suất lũ thiết kế đối với đường sắt** trong các quy trình, tiêu chuẩn thiết kế hiện hành được quy định như sau:

### ***Quy phạm thiết kế kỹ thuật đường sắt khổ 1000mm***

#### *Cao độ vai đường*

Cao độ vai đường của đường đắp dẫn vào cầu lớn, cầu trung và cao độ đỉnh vật kiến trúc điều chỉnh dòng nước cao hơn mặt nước ở vùng bị nước ngập phải xác định theo mực nước lũ tính toán. Mực nước tính toán ở đường chủ yếu theo lưu lượng nước lũ tần suất 1%, ở đường thứ yếu theo tần suất 2%, mặt khác mực nước tính toán dùng để thiết kế còn xét đến mức nước quan trắc cao nhất (kể cả mực nước lũ lịch sử cao nhất điều tra được một cách tin cậy).

Cao độ vai đường tối thiểu phải cao hơn mực nước kể trên cộng với chiều cao sóng vỗ và chiều cao nước dâng là 0,5m; cao độ mặt đỉnh các kiến trúc điều chỉnh dòng nước phải cao hơn 0,25m.

Cao độ vai đường của đường đắp gần cầu nhỏ và cống trên đường sắt chủ yếu tính theo lưu lượng nước lũ tần suất 1%, trên đường thứ yếu tính theo tần suất 2%. Cao độ vai đường phải cao hơn mực nước tính theo lưu lượng nói trên tối thiểu là 0,50m và phải xét tới cao độ nước dâng.

Cao độ vai đường phải cao hơn mực nước ngầm cao nhất hoặc cao hơn mực nước tích tụ lâu (quá 20 ngày) trên mặt đất. Mức độ nâng cao phải xác định theo chiều cao nước mao dẫn trong đất có thể dâng lên.

#### *Cầu và cống:*

Cầu và cống đều phải thiết kế theo lưu lượng tính toán và mực nước tính toán. Tần suất lưu lượng tính toán và mực nước tính toán tương ứng của cầu trên đường sắt chủ yếu là 1:100, của cầu trên đường sắt thứ yếu là 1:50, đồng thời có xét đến mức nước cao nhất điều tra được.

Cầu đặc biệt lớn, cầu lớn kỹ thuật phức tạp và tu sửa khó khăn, ngoài việc thiết kế theo lưu lượng, mực nước tính toán ra còn phải kiểm toán với lưu lượng và mực nước tần suất 1:300 đối với đường chủ yếu và tần suất 1:100 đối với đường thứ yếu, làm sao cho khi công trình kiến trúc gặp phải nước lũ tần suất này vẫn có thể bảo đảm được an toàn.

### **§1.3. Một số lưu ý trong công tác tính toán thủy văn cầu đường**

Qua thực tiễn, người ta đi đến nhận thức rằng, không thể khống chế hoàn toàn lũ lụt, nhưng có thể khống chế thiệt hại của nó bằng những biện pháp khác nhau nhằm làm cho lũ lụt khi xảy ra không đưa đến thiệt hại hoặc ít nhất cũng hạn chế được thiệt hại đó. Vấn đề cơ bản của việc phòng chống lũ lụt là lựa chọn được những phương án an toàn, ít nguy hiểm hơn. Chỉ có thể thực hiện được đúng đắn sự lựa chọn đó nếu các phương án đề

xuất dựa trên cơ sở sự hiểu biết đầy đủ về nguyên nhân gây lũ và các nguy cơ do nó gây nên.

Nguyên nhân hình thành và các nguy cơ lũ lụt là một đặc trưng tự nhiên của một vùng xác định, được quy định bởi điều kiện khí tượng thủy văn và điều kiện địa hình địa mạo của vùng đó. Còn xác suất thiệt hại do lũ lụt lại phụ thuộc vào các hoạt động kinh tế – xã hội trong vùng.

Việc xác định các thông số thủy văn, thủy lực phục vụ thiết kế các công trình giao thông phải dựa trên các tài liệu về địa hình, khí tượng thủy văn cùng với các công tác khảo sát tại thực địa. Dựa trên các số liệu liên quan hiện có kết hợp với tài liệu khảo sát, tiến hành chỉnh lý và xác định phương pháp tính toán thích hợp.

Một số lưu ý về công tác tính toán thủy văn phục vụ cho công tác thiết kế cầu đường trong các vùng ở nước ta có thể sơ lược như sau:

*Đối với vùng núi:*

Hiện tượng lũ quét thường xuất hiện ở các lưu vực nhỏ có độ dốc lớn, xảy ra khi có bão, mưa lớn tập trung nhanh sinh ra lũ trên các sườn dốc, sóng lũ có thể truyền rất nhanh gây ra những tàn phá bất ngờ và nghiêm trọng. Mưa to còn làm xói mòn đất, gây trượt đất nghiêm trọng trên các sườn dốc, thậm chí gây ra dòng chảy có bùn đá. Dòng bùn đất này hầu như không cảnh báo được và có rất ít thời gian để phòng tránh và chúng chôn vùi nhà cửa, công trình hạ tầng cơ sở trong đất đá.

Công tác điều tra thủy văn đối với các công trình ở vùng núi gặp rất nhiều khó khăn do dân cư thưa thớt nên phương pháp tính toán thủy văn đối với các lưu vực ở vùng núi chủ yếu dựa vào quan hệ mưa rào – dòng chảy. Đối với các khu vực có nguy cơ xảy ra lũ ống, lũ quét cần xem xét thêm ảnh hưởng của dòng bùn đá khi tính toán và thiết kế công trình.

Do điều kiện địa hình, các tuyến đường thường đi dọc theo thung lũng sông nên cần chú ý đến ảnh hưởng nước dâng do lũ của sông lớn gây ra. Cũng cần chú ý tới các công trình thủy lợi, thủy điện hiện tại cũng như quy hoạch để hoạch định vị trí và cao độ của công trình. Đối với công trình bảo vệ mái dốc, cần chú ý đến công tác tính toán thủy văn, thủy lực hệ thống thu nước và hệ thống thoát nước.

*Vùng đồng bằng có hệ thống đê điều bao quanh (Đồng bằng sông Hồng, sông Thái Bình, sông Mã, sông Cả...):*

Dọc theo các sông là hệ thống đê ngăn lũ và chính hệ thống đê này đã tạo thành hai loại sông có chế độ thủy văn khác nhau.

Sông trong đê: Các sông này nằm trong phạm vi từng ô riêng biệt và bị đê ngăn, không liên quan đến chế độ thủy văn các sông lớn. Các con sông nội đồng thường liên hệ với sông lớn bằng những cống nhỏ hoặc trạm bơm động lực ở ven đê. Chế độ thủy văn của các sông nội đồng hoàn toàn phụ thuộc vào chế độ mưa ở đồng bằng. Vào mùa mưa cũng là lúc sông chính đang ở vào giai đoạn lũ cường, các sông nội đồng không tiêu được nước, mưa gây ra úng lụt làm hư hại mùa màng.

Mực nước cao nhất của các sông nội đồng là mực nước úng trong các ô. Việc tính toán thủy văn chủ yếu dựa vào các số liệu điều tra về ngập lụt kết hợp với tính toán về mưa và tiêu thoát nước để xác định mực nước úng với các tần suất thiết kế. Khẩu độ công trình thoát nước ở trong khu vực nội đồng được tính toán theo yêu cầu tưới tiêu và phải được sự thoả thuận của các cơ quan quản lý hữu quan.

Đối với các con sông chính: trong mùa lũ những con lũ lớn không hoàn toàn trùng với các trận mưa lớn ở đồng bằng. Nhiều năm trên ruộng đồng bị hạn nhưng ngoài đê có thể bị lũ và ngược lại.

Hiện tượng độ dốc lòng sông giảm đột ngột, chiều rộng sông tăng, lưu lượng phù sa lớn là nguyên nhân hình thành các bãi bồi không ổn định, luôn luôn di chuyển và chia dòng chảy thành nhiều dòng. Vì vậy khi thiết kế cầu vượt sông ở khu vực đồng bằng cần phải xét đến sự di chuyển của lạch sâu nhất tới bất cứ vị trí nào trên sông khi tính toán xói lở và bố trí nhịp thông thuyền. Chiều dài cầu nên vượt qua hai đê để không gây ảnh hưởng bất lợi cho thoát lũ và dâng nước ở thượng lưu công trình.

#### *Vùng đồng bằng miền Trung:*

Nguyên nhân gây ngập lụt chủ yếu là do nước lũ tràn bờ làm ngập các bãi sông. Nguyên nhân gây ngập lụt ở vùng này còn là nước dâng do bão và lũ kết hợp. Một đặc điểm nữa là do các cồn cát dọc bờ biển tiến dần vào bờ, sông ngòi chảy quanh co theo hướng các dải cồn cát để tìm lối thoát ra biển làm cho nước ứ dềnh rút chậm.

Phương pháp tính toán thủy văn đối với vùng này có thể dựa trên cơ sở tính toán cân bằng thủy văn và thủy lực kết hợp với tính toán nước dâng thiết kế. Vấn đề cần lưu ý đối với khu vực đồng bằng miền Trung là lượng nước chảy tràn rất lớn, nếu không bố trí đủ công trình thoát nước sẽ gây ra ngập lụt nặng nề hơn ở thượng lưu công trình, ảnh hưởng đến môi sinh và kinh tế. Ngoài ra, do khu vực miền Trung hẹp, lòng sông dốc và ngắn nên lũ tập trung nhanh, khi đổ xuống đồng bằng năng lượng của dòng nước rất lớn, gây hiện tượng cướp dòng và xói lở mãnh liệt, tạo ra các hố “vực Trời” tại vị trí các công trình thoát nước.

Do nước ngập lụt tràn lan, phân lưu không rõ rệt nên trong tính toán cũng cần phải xét đến hiện tượng trao đổi nước giữa các lưu vực lân cận.

#### *Vùng đồng bằng sông Cửu Long:*

Lũ lụt ở Đồng bằng sông Cửu Long phụ thuộc vào lũ ở thượng nguồn, sự điều tiết của Biển Hồ, các vùng ngập trên lãnh thổ Campuchia, chế độ thủy triều biển Đông - biển Tây, chế độ mưa nội đồng, đặc điểm địa hình, địa mạo trong vùng ngập lụt và tác động của con người trên toàn lưu vực.

Tính toán thủy văn đối với vùng Đồng bằng sông Cửu Long có thể dựa trên phương pháp tính toán cân bằng nước, mô hình châu thổ. Việc tính toán lũ và giải quyết sạt lở bờ sông đòi hỏi phải có những nghiên cứu cận kề trước khi đưa ra các quyết định cụ thể. Nếu hệ thống kênh mương thủy lợi có một tác động quan trọng trong việc đưa lũ đến và thoát lũ ở các mức nước thấp thì hệ thống các đường giao thông và công trình thoát nước trên tuyến lại có một vai trò đặc biệt quan trọng trong việc điều tiết lũ, thoát lũ ở mức nước cao. Do đó, cần có sự phối hợp chặt chẽ giữa giao thông và thủy lợi trong các dự án xây dựng để định hướng thoát lũ, điều tiết lũ và bố trí các công trình thoát nước khi đắp đường vượt mức nước lũ, đặc biệt là đối với các đoạn tuyến cắt ngang hướng thoát lũ.

Ở ngã ba của các sông thường hình thành các hố xói khá lớn và các hố xói này có xu hướng di chuyển về phía hạ lưu. Cần lưu ý đến đặc điểm này trong việc bố trí, tính toán bảo vệ các trụ cầu, nhất là đối với các cầu đặc biệt lớn.

#### *Vùng ven biển:*

Quá trình truyền triều vào vùng cửa sông của đồng bằng Việt Nam thực ra không đơn thuần chỉ bao gồm sóng triều từ biển vào, tuân theo các quy luật chặt chẽ của lực hấp dẫn gây nên thủy triều. Trong thực tế luôn có sự kết hợp và tương tác giữa thủy triều – lũ – nước dâng ở vùng ven biển. Những công trình nghiên cứu về sự tương tác phức tạp này ở nước ta còn rất ít.

Trong mùa lũ, dao động triều ở vùng cửa sông bị biến dạng đáng kể. Trong thời kỳ này, sóng lũ truyền trên sông chịu ảnh hưởng của thủy triều dưới hai hình thức: dao động mực nước triều và dao động tuần hoàn của dòng triều vừa chảy ngược, vừa chảy xuôi.

Đáng chú ý là tổ hợp của lũ và triều có cường độ khác nhau có thể dẫn đến các hệ quả khác nhau. Khi chảy xuôi, dòng triều góp phần làm cho lũ thoát nhanh hơn và trái lại, khi chảy ngược nó làm cho nước bị dồn ứ, thời gian lũ và ngập lụt bị kéo dài.

Khi có bão, vấn đề trở lên phức tạp hơn. Với một cơn bão bình thường, mực nước có thể dâng cao hơn thường lệ tới  $1 \div 2\text{m}$  và khi bão lớn có thể đạt tới  $2 \div 3\text{m}$ .

Việc tính toán thủy văn, thủy lực cho công trình cầu đường ở vùng ven biển hiện nay ở nước ta còn gặp nhiều khó khăn và cần có sự phối hợp của các cơ quan nghiên cứu. Số liệu quan trọng cần thu thập để phục vụ cho tính toán là các tài liệu điều tra khảo sát hiện trường. Cần lưu ý rằng việc điều tra và cao đạc mực nước phải được thực hiện ở nơi ít ảnh hưởng nhất của sóng, gió.

Các phương pháp tính toán thủy văn, thủy lực đối với công trình cầu đường ở các vùng có đặc điểm thủy văn khác nhau sẽ được trình bày chi tiết trong các chương tiếp theo của sổ tay này.

#### *Tài liệu sử dụng trong Chương I:*

- [1]. Trần Tuất, Trần Thanh Xuân, Nguyễn Đức Nhật. Địa lý thủy văn sông ngòi Việt Nam. Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật, 1987.
- [2]. Đỗ Đình Khôi, Hoàng Niêm. Dòng chảy lũ sông ngòi Việt Nam. Viện Khí tượng thủy văn, 1991.
- [3]. GS Nguyễn Việt Phổ, PGS.TS Vũ Văn Tuấn, PGS.TS Trần Thanh Xuân. Tài nguyên nước Việt Nam. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 2003.
- [4]. Tài liệu của các cơ quan thuộc Tổng cục Khí tượng Thủy văn về trận lũ năm 1999 tại miền Trung, năm 2000 tại Đồng bằng sông Cửu Long.
- [5]. Các quy trình, quy phạm hiện hành trong khảo sát, thiết kế cầu đường.

## CHƯƠNG II - TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY TRONG ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN

### §2.1. Những qui định chung

*Lưu lượng lớn nhất của dòng chảy lũ, lưu lượng dòng bùn đá, các loại mực nước thiết kế, các đặc trưng dòng chảy là kết quả của quá trình dòng chảy hình thành trên bản thân của lưu vực được gọi là điều kiện thiên nhiên thông thường. Các đặc trưng thủy văn do ảnh hưởng của thủy triều, hồ đập,... không đề cập trong chương này.*

#### 2.1.1. Nguyên tắc cơ bản trong việc tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế

Khi tiến hành công tác tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế cần phải nghiên cứu các quy phạm chuyên ngành và đồng thời cũng phải tuân theo các quy định khác liên quan trong các quy phạm xây dựng đã ban hành.

#### 2.1.2. Sử dụng những nguồn tài liệu hiện có

Trong tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế cần sử dụng triệt để các nguồn tài liệu hiện có như:

- Tài liệu quan trắc của các trạm khí tượng, thủy văn do Tổng cục Khí tượng Thủy văn chính biên và đã xuất bản dưới hình thức niên giám và sổ đặc trưng;
- Tài liệu thủy văn ở các trạm dùng riêng;
- Tài liệu khảo sát, điều tra thủy văn tại khu vực dự án;
- Tài liệu tổng hợp tình hình thủy văn từng địa phương, đặc điểm thủy văn các tỉnh;
- Tài liệu của các công trình khác trong khu vực có liên quan.

#### 2.1.3. Kiểm tra phân tích tài liệu gốc về các mặt.

Tùy theo tình hình tài liệu thu thập được ở tuyến công trình mà sử dụng các phương pháp tính toán các đặc trưng thủy văn. Trong trường hợp sử dụng trực tiếp tài liệu đo đạc ở tuyến công trình hoặc lưu vực tương tự cần tiến hành kiểm tra phân tích tài liệu gốc về các mặt:

- Tính chất đầy đủ và mức độ tin cậy của tài liệu;
- Sự phù hợp giữa tài liệu quan trắc được và chế độ mực nước (lưu lượng) tự nhiên;
- Nguyên nhân gây nên các mực nước cao (lũ lớn, ứ dềnh, vỡ đê...);
- Số lần đo và phương pháp đo lưu lượng trong thời gian nước lớn;
- Cách đo đạc và tính toán dòng chảy qua bãi sông nhánh ở tuyến công trình;
- Cách xét ảnh hưởng của cây cỏ mọc trong lòng sông, sự biến dạng của lòng sông;
- Kiểm tra về hệ cao độ của các chuỗi số liệu;
- Sự phù hợp giữa mực nước lưu lượng lớn nhất, nhỏ nhất dọc sông;
- Mức độ chính xác của việc ngoại suy đường cong lưu lượng ở phần nước cao, nước thấp;
- Sự cân bằng lượng nước bình quân từng năm, từng mùa dọc sông. Những tài liệu quan trắc không đáng tin cậy, nếu không hiệu chỉnh được cần loại trừ ra khỏi tài liệu

tính toán. Trong trường hợp cần thiết có thể tiến hành tính toán lại dòng chảy từng ngày, tháng năm;

- Đối với các sông chịu ảnh hưởng điều tiết của kho nước, hồ đầm nhân tạo cần thiết phải khôi phục lại chế độ dòng chảy tự nhiên bằng cách dùng các hệ số hiệu chỉnh dựa trên cơ sở tình hình thực tế mất nước hoặc tháo nước vào sông phía trên tuyến công trình.

#### **2.1.4. Điều kiện chọn lưu vực tương tự**

Trong trường hợp không có tài liệu đo đạc thủy văn gần tuyến thiết kế công trình, có thể sử dụng tài liệu tương ứng của trạm thủy văn gần nhất trên sông tương tự. Khi sử dụng tài liệu của sông tương tự cần hiệu chỉnh sự chênh lệch về diện tích, về lượng mưa và bốc hơi giữa lưu vực tương tự và lưu vực nghiên cứu.

Khi lựa chọn lưu vực tương tự cần đảm bảo các điều kiện sau đây:

- Sự tương tự về điều kiện khí hậu;
- Tính đồng bộ về sự dao động dòng chảy theo thời gian (có quan hệ tương quan trong thời kỳ đo đạc song song);
- Tính đồng nhất về điều kiện hình thành dòng chảy, địa chất, thổ nhưỡng, địa chất thủy văn, tỷ lệ rừng, đầm lầy và điều kiện canh tác trên lưu vực;
- Không có những yếu tố làm thay đổi dòng chảy tự nhiên của dòng chảy;
- Tỷ lệ giữa các diện tích không được vượt quá 5 lần, chênh lệch về độ cao bình quân lưu vực không quá 300m.

### **§ 2.2. Tính toán lưu lượng đỉnh lũ thiết kế**

Trong tính toán lũ, có hai phương pháp chính là phương pháp thống kê xác suất và phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành dòng chảy. Phương pháp thống kê xác suất dùng trong trường hợp lưu vực tính toán có tài liệu quan trắc trong nhiều năm, còn phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành dòng chảy được dùng trong trường hợp thiếu tài liệu thực đo.

Vấn đề chọn dạng đường tần suất trong tính toán dòng chảy lũ là việc lựa chọn đường phân phối xác suất thích hợp, vì trong tính toán lũ các trị số thiết kế thường ở các tần suất nhỏ trên phần ngoại suy của đường cong tần suất, việc ứng dụng các dạng đường tần suất khác nhau sẽ cho kết quả khác nhau.

Trong thực tế với dòng chảy lũ ở nước ta thường dùng các dạng đường tần suất như: Pearson III ( $P_{III}$ ), Kritski-Menkel (K-M), Logarit PIII.

#### **2.2.1. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế khi có tài liệu đo đạc thủy văn**

Do dòng chảy lũ là hiện tượng phức tạp về nguyên nhân hình thành, về số lượng các trận lũ trong năm, tính biến động của chuỗi thống kê các đặc trưng lũ nên khi nghiên cứu tính toán lưu lượng đỉnh lũ thiết kế cũng cần phải xem xét các vấn đề khác như: chọn mẫu; xử lý lũ đặc biệt lớn, dạng đường tần suất và hệ số an toàn lũ.

##### **a. Những qui định về chuỗi số liệu quan trắc**

Trong thực tế tính toán, chuỗi quan trắc thủy văn dù có dài bao nhiêu nó cũng chỉ là một mẫu so với tổng thể của chúng. Vì vậy muốn mẫu đó phản ánh được tình hình phân bố của tổng thể thì chúng phải có tính đại biểu, đồng nhất và ngẫu nhiên độc lập.

Tài liệu quan trắc được xem là đủ tin cậy có thể sử dụng trực tiếp vào công tác tính toán phải đảm bảo được các yêu cầu sau đây:

- Những trị số lưu lượng lớn nhất hàng năm xác định theo đường quan hệ lưu lượng ~ mực nước [Q=f(H)] vẽ theo tài liệu lưu lượng mực nước thực đo đến trị số cao nhất, hoặc được ngoại suy một cách đáng tin cậy bằng các phương pháp qui định trong qui phạm chỉnh biên tài liệu lưu lượng mực nước;

- Số lần đo đạc trong quá trình từng trận lũ phải đủ đảm bảo bắt được mực nước cao nhất của trận lũ;

- Liệt quan trắc phải liên tục và khống chế được những năm có lũ lớn;

- Số năm quan trắc không ít hơn 20 năm. Trong trường hợp thời gian quan trắc ngắn hơn qui định thì cần phân tích tính đại biểu của liệt đó bằng cách so sánh với tài liệu của lưu vực tương tự có tài liệu dài. Các đặc trưng thống kê  $Q_{tb}$ ,  $C_v$ ,  $C_s$  tính theo liệt ngắn không được chênh lệch quá  $\pm 10\div 15\%$  so với kết quả tính theo liệt dài.

**b. Tính lưu lượng đỉnh lũ theo phương pháp thống kê xác suất với hàm phân phối Pearson III ( $P_{III}$ )**

Bước 1: Liệt số liệu chọn để tính toán là mỗi năm chọn một trị số lưu lượng lớn nhất và thống kê thành một chuỗi dài nhiều năm liên tục. Sắp xếp số liệu lưu lượng lớn nhất năm theo thứ tự giảm dần.

Bước 2: Tính tần suất kinh nghiệm (tính tần suất kinh nghiệm theo chuỗi thực đo) theo công thức kỳ vọng:

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \tag{2-1}$$

trong đó:

m: số thứ tự của liệt sắp xếp từ lớn đến bé.

n: số năm quan trắc (dùng cho trường hợp mỗi năm chọn một trị số).

Bước 3: Vẽ các điểm tần suất kinh nghiệm (quan hệ  $Q_p \sim P\%$ ) lên giấy tần suất.

Bước 4: Tính các thông số thống kê của đường tần suất lý luận:

+ Tính lưu lượng trung bình ( $Q_{tb}$ ):

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

trong đó:

$Q_i$ : lưu lượng lớn nhất của năm thứ i,  $m^3/s$ ;

n: số năm quan trắc liên tục.

+ Tính hệ số phân tán  $C_v$  theo phương pháp “mô men”:

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n - 1}} \tag{2-3}$$

trong đó:

$K_i$ : hệ số mô đuyên dòng chảy lũ,



$$K_i = \frac{Q_i}{Q_{tb}}$$

+ Tính hệ số thiên lệch ( $C_s$ ):

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^3}{(n-3)C_v^3} \quad (2-4)$$

**Bước 5:** So sánh xem  $C_s$  có thoả mãn bất đẳng thức kép

$$2C_v \leq C_s \leq \frac{2C_v}{1 - K_{\min}} \text{ hay không, trong đó } K_{\min} = \frac{Q_{\min}}{Q_{tb}}$$

Nếu không thoả mãn thì phải bỏ giá trị  $C_s$  do tính ra để chọn  $C_s$  từ giá trị  $C_v$  để đưa vào tìm  $\Phi_p$ .

**Bước 6:** Dựa vào các hệ số  $C_v$ ,  $C_s$  để tra hệ số  $\Phi_p$  của đường tần suất  $P_{III}$ .

Theo lý thuyết, khi có các tham số thống kê  $Q_{tb}$ ,  $C_v$ ,  $C_s$  thì đường tần suất Pearson III hoàn toàn xác định. Tuy nhiên muốn tính lưu lượng thiết kế theo tần suất  $P$  thì phải tích phân hàm mật độ xác suất này. Để thuận tiện trong khi sử dụng có thể dùng bảng tra  $\Phi_p$  của Foster và Rupkin (xem phụ lục 2 - 1).

**Bước 7:** Xác định lưu lượng thiết kế tần suất  $P\%$  theo công thức:

$$Q_p = Q_{tb} \cdot K_p = Q_{tb} (1 + \Phi_p \cdot C_v) \quad (2-5)$$

**Bước 8:** Kiểm tra sự phù hợp giữa đường tần suất lý luận và đường kinh nghiệm bằng cách chấm quan hệ  $Q_p - P\%$  lên giấy tần suất, nối các điểm đó thành đường tần suất lý luận. Nếu đường tần suất lý luận phù hợp với điểm tần suất kinh nghiệm là được.

Nếu không phù hợp thì thay đổi một trong 3 hay 2 thậm chí cả 3 thông số lần lượt là  $C_s$ ,  $C_v$ ,  $Q_{tb}$  để đạt được kết quả tốt nhất (đường tần suất lý luận nằm giữa băng điểm tần suất kinh nghiệm) bằng cách xem xét sự ảnh hưởng của các thông số tới đường tần suất lý luận. Điều đó có nghĩa là phải làm lại từ bước 6 đến bước 8.

**c. Tính lưu lượng đỉnh lũ theo phương pháp thống kê xác suất với hàm phân phối Kritski-Menken hay phân phối Gamma ba tham số.**

Các bước tính toán như sau:

- Thực hiện từ bước 1 đến bước 4 giống như mục b;
- Từ  $C_v$ ,  $C_s$  tính được lập tỷ số  $\frac{C_s}{C_v}$ ;
- Căn cứ vào  $C_v$  và tỷ số  $\frac{C_s}{C_v}$ , xem phụ lục 2 -2 tra ra  $K_p$  ứng với tần suất  $P\%$ ;
- Xác định lưu lượng thiết kế tần suất  $P\%$  theo công thức:

$$Q_p = Q_{tb} \cdot K_p$$

- Thực hiện bước 8 giống như ở mục b.

*Hiện nay có một số chương trình lập sẵn để tính và vẽ đường tần suất: Chương trình TSTV2002 của tác giả Đặng Duy Hiển - Cục Thủy lợi, Bộ NN và PTNT; Chương trình tính tần suất ( $P_{III}$ ) của tác giả Lê Hồng Lam - Viện qui hoạch Thủy lợi, Bộ NN và PTNT; Chương trình phân tích tần suất FA của tác giả Nghiêm Tiến Lam, Ngô Lê An - Trường Đại học Thủy lợi và một số chương trình của các tác giả khác.*

Trong quá trình tính toán thường hay gặp những trận lũ đặc biệt lớn nằm trong hoặc ngoài chuỗi số liệu dùng để tính toán cần phải tiến hành xử lý lũ đặc biệt lớn. Mục đích của xử lý lũ đặc biệt lớn là cho phép kéo dài chuỗi số làm tăng thêm tính đại biểu của chuỗi số. Lợi dụng triệt để các tài liệu điều tra các trận lũ đặc biệt lớn đưa vào chuỗi thống kê để kéo dài chuỗi số, hạn chế sai số lấy mẫu. Đồng thời cũng phải tìm dạng đường tần suất lý luận phù hợp nhất đối với các đặc trưng dòng chảy lũ, tìm giới hạn đường cong tần suất nhằm xây dựng đường cong thích hợp.

Việc xử lý lũ đặc biệt lớn gồm hai bước: Tính tần suất kinh nghiệm và tính các tham số thống kê của chuỗi có lũ đặc biệt lớn.

**Bước 1:** Tính tần suất kinh nghiệm.

Sau khi xác định được thời kỳ lặp lại (N) tính tần suất kinh nghiệm của lũ đặc biệt lớn theo công thức:

$$P = \frac{M}{N+1} \times 100\% \quad (2-6)$$

trong đó:

M: số thứ tự của lũ đặc biệt lớn sắp xếp từ lớn tới nhỏ;

N: thời kỳ xuất hiện lại của lũ đặc biệt lớn.

Các trận lũ thường khác xác định theo công thức (2-1).

**Bước 2:** Tính các tham số thống kê

- Tính các tham số thống kê khi lũ đặc biệt lớn nằm ngoài chuỗi thực đo:

Đây là trường hợp trong các năm quan trắc có một trận lũ đặc biệt lớn xảy ra và biết rằng N năm trước đó không có trận lũ nào lớn hơn hoặc bằng nó.

$$Q_{tb} = \frac{1}{N} \left( Q_N + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n Q_i \right) \quad (2-7)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[ \left( \frac{Q_N}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 \right]} \quad (2-8)$$

Trong trường hợp có a trận lũ đặc biệt lớn thì:

$$Q_{tb} = \frac{1}{N} \left( \sum_{j=1}^a Q_j + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n Q_i \right) \quad (2-9)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[ \sum_{j=1}^a \left( \frac{Q_j}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{Q_i}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 \right]} \quad (2-10)$$

- Tính các tham số thống kê khi lũ đặc biệt lớn nằm trong chuỗi thực đo:

$$Q_{tb} = \frac{1}{N} \left( Q_N + \frac{N-1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \right) \quad (2-11)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[ \left( \frac{Q_N}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 + \frac{N-1}{n-1} \sum_{i=1}^{n-1} \left( \frac{Q_i}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 \right]} \quad (2-12)$$

Trong trường hợp có a trận lũ đặc biệt lớn thì:

$$Q_{tb} = \frac{1}{N} \left( \sum_{j=1}^a Q_j + \frac{N-a}{n-a} \sum_{i=1}^{n-a} Q_i \right) \quad (2-13)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[ \sum_{j=1}^a \left( \frac{Q_j}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 + \frac{N-a}{n-a} \sum_{i=1}^{n-a} \left( \frac{Q_i}{Q_{tb}} - 1 \right)^2 \right]} \quad (2-14)$$

Hệ số  $C_s$  tính giống mục b.

Khi chọn dạng đường tần suất trong thống kê lũ cần đề cập các mặt sau:

- Phù hợp về tính chất vật lý của dòng chảy lũ, cận trên cận dưới của các hàm phân phối xác suất thường phụ thuộc vào các đặc trưng thống kê, sự thay đổi các đặc trưng thống kê đó tới một giới hạn nào đó làm cho hàm phân phối xác suất xuất hiện những giá trị không phù hợp với ý nghĩa vật lý của dòng chảy lũ. Vì vậy, cần xuất phát từ đặc điểm của dòng chảy lũ của từng nơi để chọn dạng hàm phân phối xác suất cho phù hợp;

- Sự phù hợp giữa đường tần suất lý luận với các điểm kinh nghiệm có thể đánh giá bằng kinh nghiệm qua phân tích đường tần suất lý luận hoặc đánh giá bằng các chỉ tiêu toán học: Kolmogorop,  $\chi^2$ , ...

- So sánh kết quả tính toán của các hàm phân bố khác nhau.

Khi tính toán lũ thiết kế cho công trình lớn cần cộng thêm vào trị số lưu lượng tính được ở trên một trị số  $\Delta Q_p$  gọi là số hiệu chỉnh an toàn. Giá trị này phụ thuộc vào mức độ tin cậy của số liệu, nó xét đến khả năng trận lũ quan trắc được rơi vào thời kỳ ít nước và được tính theo công thức:

$$\Delta Q_p = \frac{a.E_p.Q_{\max P}}{\sqrt{n}} \quad (2-15)$$

trong đó:

a: hệ số phụ thuộc vào mức độ tin cậy của tài liệu thủy văn ở lưu vực nghiên cứu; a=0,7 đối với lưu vực có nhiều tài liệu nghiên cứu và a=1,5 đối với trường hợp có ít tài liệu;

$Q_{\max P}$ : trị số lưu lượng lấy từ đường tần suất ứng với tần suất thiết kế P%;

$E_p$ : sai số quân phương của tung độ đường tần suất phụ thuộc vào hệ số biến động  $C_v$  và lấy trong bảng 2-1;

n: số năm có tài liệu sau khi đã kéo dài.

Trị số  $\Delta Q_p$  trong mọi trường hợp tính toán không lấy lớn hơn 20% trị số  $Q_{\max P}$ .

Như vậy trị số lưu lượng thiết kế sẽ bằng:

$$Q_p = Q_{\max P} + \Delta Q_p \quad (2-16)$$

**Bảng 2-1**

**Quan hệ  $E_p = f(C_v)$  với  $P=0,01\%$**

$C_v$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
$E_p$	0,25	0,45	0,64	0,80	0,97	1,12	1,26	1,40	1,56	1,71	1,89	2,06	2,22	2,40

### 2.2.2. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế khi chuỗi tài liệu quan trắc ngắn.

Khi chuỗi số liệu quan trắc ngắn thì cần phải bổ sung kéo dài tài liệu hoặc thay đổi cách lấy mẫu. Việc kéo dài được thực hiện bằng phương pháp đồ giải hay giải tích. Nếu tại tuyến vị trí công trình có tài liệu lưu lượng lũ không ít hơn 10 ÷ 15 năm và ở lưu vực tương tự có tài liệu đo đạc không ít hơn 20 ÷ 30 năm có thể kéo dài và bổ sung tài liệu theo trình tự sau:

- Chọn lưu vực tương tự của các sông lân cận hoặc các tuyến công trình ở thượng lưu và hạ lưu có chuỗi lưu lượng lũ thực đo không ít hơn 20 năm. Lưu vực tương tự và lưu vực tính toán phải có điều kiện hình thành dòng chảy lũ đồng nhất. Khi chọn lưu vực tương tự phải thỏa mãn các điều kiện ở mục §2.1.4 và tài liệu lưu lượng dòng chảy đỉnh lũ lớn nhất của hai lưu vực trong thời gian quan trắc song song phải dao động đồng bộ, có tính chu kỳ;

- Khảo sát sự thay đổi đồng bộ của dao động dòng chảy lũ của một hoặc nhiều lưu vực tương tự và lưu vực tính toán theo n năm thực đo (vẽ trên cùng biểu đồ theo trình tự thời gian lưu lượng lớn nhất các năm của lưu vực tương tự và tính toán) từ đó chọn lưu vực có thời gian quan trắc dài và đồng bộ làm lưu vực tương tự;

- Xây dựng quan hệ tương quan để bổ sung và kéo dài tài liệu lưu lượng lớn nhất cho lưu vực tính toán (hệ số tương quan  $r \geq 0,8$ ).

Sử dụng quan hệ tương quan đó để khôi phục lại các đỉnh lũ trong tất cả các năm không đo được. Toàn bộ chuỗi lưu lượng đỉnh lũ bao gồm những năm đo được và những năm bổ sung tại vị trí tuyến công trình, tiến hành tính toán tần suất như trường hợp đủ tài liệu.

#### a. Tính lưu lượng đỉnh lũ theo phương pháp siêu đỉnh lượng

Khi chuỗi số liệu dòng chảy lũ quá ngắn không thể kéo dài tài liệu theo phương pháp tương quan lúc đó có thể thay đổi cách chọn mẫu để tăng dung lượng thống kê, nâng cao tính đại biểu của mẫu.

Lũ do mưa rào sinh ra có thể xuất hiện nhiều trận trong một năm, vì vậy ngoài phương pháp chọn mỗi năm một đỉnh lớn nhất còn có thể chọn mẫu theo các cách sau đây:

- Chọn lưu lượng đỉnh lũ lớn hơn một giới hạn nào đó. Lưu lượng giới hạn này có thể lấy bằng lưu lượng lớn nhất của năm có lũ nhỏ nhất trong số năm quan trắc, theo kinh nghiệm có thể lấy lưu lượng giới hạn này bằng 3, 4 hoặc 5 lần lưu lượng bình quân nhiều năm.

- Chọn mỗi năm nhiều đỉnh: chọn mỗi năm khoảng 2 - 3 con lũ lớn nhất.

Với cách chọn mẫu như vậy thì dung lượng mẫu sẽ lớn hơn nhiều số năm quan trắc, vì vậy tần suất xuất hiện của mỗi trị số là tần suất lần chứ không phải là tần suất năm. Từ tần suất lần  $P_1$  chuyển sang tần suất năm P theo công thức sau:

$$P = 1 - (1 - P_1)^m \tag{2-17}$$

$$m = \frac{N}{n}$$

trong đó:

m: số trận lũ trung bình được chọn trong năm;

N: tổng số trận lũ chọn; n: số năm quan trắc.

Lưu ý: Khi chọn mẫu theo hai phương pháp trên để đảm bảo tính độc lập của các trận lũ được chọn thì các đỉnh lũ cách nhau không nhỏ hơn thời gian truyền lũ  $\tau$ .

**b. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế theo phương pháp kéo dài chuỗi số liệu quan trắc ra thời kỳ nhiều năm**

Khi liệt quan trắc ngắn và không đủ tính đại biểu để xác định lưu lượng đỉnh lũ thiết kế, cần tiến hành kéo dài tài liệu dòng chảy của trạm tính toán. Việc kéo dài này được thực hiện nhờ phân tích tương quan hay các mô hình toán thủy văn.

- Phân tích tương quan, theo phương pháp này có thể:
  - Kéo dài và bổ sung theo dòng chảy tương ứng của trạm thượng, hạ lưu hay lưu vực lân cận có chuỗi quan trắc dài đồng bộ và có quan hệ tương đối chặt chẽ;
  - Kéo dài và bổ sung lẫn nhau theo quan hệ tương quan chặt giữa đỉnh lũ và lượng lũ;
  - Kéo dài và bổ sung tài liệu lũ theo tài liệu mưa bằng quan hệ tương quan chặt chẽ giữa mưa lũ và lũ tương ứng.

Quan hệ tương quan gồm có tương quan tuyến tính và tương quan phi tuyến.

Đối với tương quan tuyến tính có thể dùng phương pháp giải tích với các bước thực hiện như sau:

- Chọn lưu vực sông tương tự (theo các điều kiện trên);
- Tính các số đặc trưng  $\bar{Q}$ ,  $\bar{Q}''$  (tt: tương tự);

- Tính hệ số tương quan: 
$$r = \frac{\sum_1^n (Q_i - \bar{Q})(Q_i'' - \bar{Q}'')}{\sqrt{\sum_1^n (Q_i - \bar{Q})^2 \sum_1^n (Q_i'' - \bar{Q}'')^2}} \geq 0,8 \quad (2-18)$$

- Tính sai số tiêu chuẩn:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_1^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n-1}}; \quad \sigma_{Q''} = \sqrt{\frac{\sum_1^n (Q_i'' - \bar{Q}'')^2}{n-1}} \quad (2-19)$$

- Phương trình hồi quy:

$$Q = a.Q'' + b$$

$$\text{Với } a = r \frac{\sigma_Q}{\sigma_{Q''}}; \quad b = \bar{Q} - \bar{Q}''$$

- Dựa vào phương trình trên chuỗi số liệu được kéo dài theo số liệu của lưu vực tương tự. Sau đó dùng chuỗi số liệu này tính toán lưu lượng đỉnh lũ giống như trường hợp có đủ số liệu. Trong trường hợp trạm lân cận và khu vực nghiên cứu gần nhau địa hình ít thay đổi thì có thể mượn trực tiếp tài liệu của trạm lân cận.

Bên cạnh đó cũng có thể dùng phương pháp đồ giải để tìm tương quan tuyến tính:

$$y = ax + b \quad ; \quad a = \operatorname{tg} \alpha \quad ; \quad \alpha = \cos^{-1} \frac{m}{n} \pi$$

trong đó:

m: số điểm ở góc phân tư thứ nhất và thứ 3;

n: tổng số điểm quan hệ.

Đối với tương quan không tuyến tính có thể ở dạng Parabol:  $y = ax^{\pm m}$  chẳng hạn như  $Q = aF^m$  ... các tham số được xác định bằng logarit hoá.

### 2.2.3. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế trường hợp không có tài liệu quan trắc.

#### a. Các công thức tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế theo phương pháp gián tiếp từ mưa ra dòng chảy.

Hiện nay ở nước ta bên cạnh các công thức của nước ngoài được ứng dụng để tính toán như các công thức của Bônđakốp, Alếchxêép, Xôkôlốpxki, công thức của Viện nghiên cứu thuỷ lợi Bắc Kinh. Một số tác giả trong nước cũng đã đưa ra công thức tính toán mới hoặc dựa theo các công thức của nước ngoài nhưng các thông số xác định theo tài liệu trong nước: *Tổng Công ty Tư vấn thiết kế Giao thông vận tải, Cục Thuỷ lợi, Trường Đại học Thuỷ lợi, Đại học Xây dựng...*

Để tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế, tùy theo diện tích lưu vực mà sử dụng một trong các công thức sau để tính toán:

- Đối với lưu vực có diện tích nhỏ hơn 100km<sup>2</sup> thường sử dụng công thức sau.
  - Công thức cường độ giới hạn (Tiêu chuẩn 22 TCN 220-95).

$$Q_p = A_p \times \varphi \times H_p \times F \times \delta \tag{2-20}$$

trong đó:

$Q_p$ : lưu lượng đỉnh lũ ứng với tần suất thiết kế P%, m<sup>3</sup>/s.

$H_p$ : lượng mưa ngày lớn nhất ứng với tần suất thiết kế P% của trạm đại biểu cho lưu vực tính toán, mm. Trong tính toán cần cập nhật chuỗi số liệu mưa của trạm đại biểu đến thời điểm tính;

$\varphi$ : hệ số dòng chảy lũ lấy theo bảng 2-4, tùy thuộc vào loại đất cấu tạo nên lưu vực, lượng mưa ngày thiết kế ( $H_p$ ) và diện tích lưu vực (F);

$A_p$ : mô đuyên dòng chảy đỉnh lũ ứng với tần suất thiết kế là tỷ số giữa mô đuyên đỉnh lũ ứng với tần suất thiết kế P% với  $\varphi H_p$ . Khi  $\delta = 1$  trị số  $A_p$  biểu thị bằng tỷ số:

$$A_p = \frac{q_p}{\varphi H_p}$$

$A_p$ : xác định theo phụ lục 2-4, tùy thuộc vào đặc trưng địa mạo thuỷ văn của lòng sông  $\Phi_{ls}$ , thời gian tập trung dòng chảy trên sườn dốc  $\tau_{sd}$  và vùng mưa;

$\delta$ : hệ số xét tới ảnh hưởng làm giảm nhỏ lưu lượng đỉnh lũ do ao hồ xác định theo bảng 2-3 hoặc xác định theo công thức:

$$\delta = \frac{1}{1 + cf_a}$$

$f_a$ : tỷ lệ diện tích ao hồ;

c: hệ số phụ thuộc vào lớp dòng chảy lũ. Đối với các vùng mưa lũ kéo dài hệ số c có thể lấy bằng 0,10. Trong trường hợp thời gian mưa lũ ngắn có thể lấy c bằng 0,20;

F: diện tích lưu vực, km<sup>2</sup>;

#### **Trình tự tính toán $Q_p$ theo công thức (2-20).**

+ Xác định diện tích lưu vực;

Dựa trên các loại bản đồ địa hình tỷ lệ 1/50.000, 1/25.000, 1/10.000, 1/5000 và bình đồ vị trí dự án tiến hành xác định các đặc trưng địa lý thuỷ văn.

- + Tính lượng mưa ứng với các tần suất thiết kế;
- + Xác định dòng chảy lũ  $\varphi$  theo bảng 2-4, tùy thuộc vào loại đất cấu tạo nên lưu vực, lượng mưa ngày thiết kế ( $H_p$ ) và diện tích lưu vực ( $F$ );
- + Xác định thời gian tập trung nước trên sườn dốc  $\tau_{sd}$ ;

Thời gian tập trung nước trên sườn dốc  $\tau_{sd}$  xác định theo phụ lục 2-4, phụ thuộc vào hệ số địa mạo thủy văn của sườn dốc  $\phi_{sd}$  và vùng mưa.

Hệ số đặc trưng địa mạo sườn dốc  $\phi_{sd}$  xác định theo công thức:

$$\phi_{sd} = \frac{(1000L_{sd})^{0,6}}{m_{sd} J_{sd}^{0,3} (\varphi H_p)^{0,4}} \quad (2-21)$$

trong đó:

$L_{sd}$ : chiều dài bình quân sườn dốc lưu vực, km;

- Đối với lưu vực hai sườn dốc thì:

$$L_{sd} = \frac{F}{1,8(L + \sum l)} \quad (2-22)$$

- Đối với lưu vực một sườn dốc thì:

$$L_{sd} = \frac{F}{0,9(L + \sum l)} \quad (2-23)$$

$L$ : chiều dài lòng chính, km;

$\sum l$ : tổng chiều dài các sông nhánh trên lưu vực, km;

$m_{sd}$ : hệ số nhám sườn dốc, phụ thuộc vào đặc điểm bề mặt sườn lưu vực xác định theo bảng 2-6;

$J_d$ : độ dốc sườn dốc tính theo ‰;

+ Xác định hệ số đặc trưng địa mạo thủy văn của lòng sông  $\phi_{ls}$  theo công thức sau:

$$\phi_{ls} = \frac{1000L}{m_{ls} J_{ls}^{1/3} F^{1/4} (\varphi H_p)^{1/4}} \quad (2-24)$$

trong đó:

$m_{ls}$ : hệ số nhám lòng sông, phụ thuộc vào đặc điểm sông suối lưu vực xác định theo bảng 2-7;

$J_{ls}$ : độ dốc lòng sông chính (‰);

+ Xác định trị số  $A_p$  theo phụ lục 2-4, tùy thuộc vào đặc trưng địa mạo thủy văn của lòng sông  $\phi_{ls}$ , thời gian tập trung dòng chảy trên sườn dốc  $\tau_{sd}$  và vùng mưa đã xác định được ở trên. Đối với các lưu vực nhỏ, khi lòng sông không rõ ràng, môđun dòng chảy lũ  $A_p$  lấy theo phụ lục 2-4 ứng với  $\phi_{ls} = 0$ ;

+ Thay các trị số tính được ở trên vào công thức (2-20) xác định được  $Q_p$ .

**Bảng 2-2**

**Bảng phân cấp đất theo hàm lượng cát**

Loại	Tên đất	Hàm lượng cát (%)
1	Đất không thấm, đá, nhựa đường, nham thạch không nứt	0 ÷ 0,2
2	Đất sét bị vôi hoá, đất sét rừng màu xám bị vôi hoá	2,1 ÷ 12
3	Đất đen dày, đất thịt, đất đen trong rừng pôtzôn hoá	12,1 ÷ 30
4	Đất đen bình thường, đất màu hạt dẻ, xanônet pha cát	31 ÷ 62
5	Đất đen pha cát, cát pha pôtzôn hoá	63 ÷ 83
6	Đất màu hạt dẻ đậm, đất xám pha cát.	84 ÷ 100

**Bảng 2-3**

**Hệ số triết giảm dòng chảy do hồ ao và đầm lầy δ**

Vị trí hồ ao, đầm lầy	Diện tích hồ hoặc đầm lầy (%)									
	2	4	6	8	10	15	20	30	40	50
Ở hạ lưu	0,85	0,75	0,65	0,55	0,50	0,40	0,35	0,20	0,15	0,10
Ở thượng lưu	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25

**Bảng 2-4**

**Hệ số dòng chảy φ**

Cấp đất	Lượng mưa H (mm)	Hệ số dòng chảy với các cấp diện tích F (km <sup>2</sup> )												
		F<0.1					0,1<F<1,0		1.0<F<10			10<F<100		F>100
		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
I	<100	0,960	0,940	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	0,920	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	0,950	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
II	<100	0,940	0,890	0,860	0,800	0,770	0,740	0,650	0,600	0,580	0,550	0,530	0,530	0,500
	101-150	0,950	0,930	0,900	0,850	0,810	0,770	0,720	0,630	0,620	0,600	0,550	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	0,750	0,720	0,730	0,730	0,730	0,650
	251-300	0,950	0,930	0,921	0,910	0,900	0,850	0,850	0,770	0,740	0,740	0,690	0,690	0,670
	301-350	0,950	0,930	0,921	0,912	0,900	0,855	0,870	0,780	0,760	0,750	0,710	0,710	0,690
	351-400	0,950	0,930	0,922	0,912	0,902	0,880	0,890	0,790	0,770	0,770	0,730	0,730	0,700
	401-450	0,950	0,930	0,922	0,913	0,902	0,885	0,895	0,800	0,790	0,780	0,750	0,750	0,710
	451-500	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,940	0,800	0,800	0,790	0,750	0,750	0,710
	501-550	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,940	0,800	0,800	0,800	0,760	0,760	0,710
	551-600	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,940	0,800	0,800	0,800	0,760	0,760	0,710
	>600	0,950	0,930	0,923	0,913	0,910	0,890	0,940	0,800	0,800	0,800	0,760	0,760	0,710
	III	<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
101-150		0,900	0,840	0,800	0,760	0,680	0,640	0,620	0,580	0,560	0,550	0,520	0,500	0,460
151-200		0,900	0,880	0,850	0,820	0,780	0,750	0,720	0,660	0,630	0,600	0,600	0,570	0,550
201-250		0,900	0,880	0,822	0,823	0,790	0,780	0,740	0,700	0,670	0,670	0,650	0,600	0,580
251-300		0,900	0,880	0,822	0,825	0,790	0,790	0,760	0,740	0,700	0,700	0,690	0,650	0,610
301-350		0,900	0,880	0,828	0,828	0,800	0,800	0,780	0,760	0,720	0,710	0,710	0,670	0,640
351-400		0,900	0,880	0,828	0,830	0,820	0,820	0,810	0,770	0,740	0,730	0,720	0,690	0,650
401-450		0,900	0,880	0,860	0,840	0,840	0,840	0,830	0,770	0,750	0,750	0,730	0,710	0,670
451-500		0,900	0,880	0,860	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
IV		<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
	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	0,450	0,380	0,340	0,320	0,300
	201-250	0,760	0,680	0,630	0,540	0,500	0,500	0,500	0,460	0,490	0,430	0,380	0,360	0,340
	251-300	0,770	0,710	0,660	0,580	0,580	0,540	0,540	0,490	0,510	0,460	0,410	0,400	0,360
	301-350	0,770	0,730	0,660	0,580	0,580	0,540	0,560	0,490	0,540	0,460	0,410	0,430	0,370
	351-400	0,780	0,750	0,700	0,650	0,640	0,570	0,570	0,530	0,550	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	0,550	0,530	0,470	0,470	0,410
	451-500	0,790	0,770	0,730	0,680	0,680	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
	V	-	-	-	0,250	-	-	-	0,200	-	0,150	-	0,100	-



**Bảng 2-5**

**Bảng phân cấp đất theo cường độ thấm và hàm lượng cát**

TT	Tên đất	Hàm lượng cát (%)	Cường độ thấm (mm/ph)	Cấp đất
1	Át phan, đất không thấm, nham thạch không nứt		0 ÷ 0,1	1
2	Đất sét, sét màu, đất muối chất sét cát khi ẩm có thể vè thành sợi, uốn cong không đứt	2	0,1	1
		10	0,3	2
3	Đất hoá tro, hoá tro mạnh	10	0,3	2
4	Đất tro chất sét (khi ẩm có thể vè thành sợi, uốn cong có vết rạn)	0,15	0,60	3
		0,14	0,50	3
		0,15	0,60	3
5	Sét cát đất đen, đất rừng màu tro nguyên thổ rừng có cỏ, đất hóa tro vừa (khi ẩm có thể vè thành sợi, uốn cong có vết rạn)	30	0,85	3
6	Đất đen màu mỡ tầng dầy	14	0,05	3
		30	0,85	3
7	Đất đen thường	15	0,60	3
		30	0,85	3
8	Đất màu lê, màu lê nhạt	17	0,70	3
		30	0,90	3
9	Đất canxi đen ở những cánh đồng có màu tro đen chứa nhiều chất mục thực vật. Nếu lớp thực vật trên mặt mỏng thì liệt vào loại 4, nếu dày thuộc loại 3	17	0,70	3
		60	0,90	4
		60	1,20	4
10	Đất cát sét, đất đen cát sét, đất rừng, đất đồng cỏ (khi ướt có thể vè thành sợi)	45	1,00	4
		60	1,25	4
		70	1,50	5
11	Đất cát không bay được (không vè thành sợi được)	80	2,00	5
		90	2,50	6
12	Cát thô và cát có thể bay được (khi sờ tay vào có cảm giác nhắm mắt có thể phân biệt được hạt cát, không vè thành sợi được)	95	3,00	6
		100	5,00	6

**Bảng 2-6**

**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
- Bề mặt nhẵn (át phan, bê tông,...)	0,50		
- Đất đồng bằng loại hay nứt nẻ, đất san phẳng đầm chặt.	0,40	0,30	0,25
- Mặt đất thu dọn sạch, không có gốc cây, không bị cày xới, vùng dân cư nhà cửa không quá 20%, mặt đá xếp.	0,30	0,25	0,20
- Mặt đất bị cày xới, nhiều gốc bụi, vùng dân cư có nhà cửa trên 20%.	0,20	0,15	0,10

**Bảng 2-7**

**Hệ số nhám lòng sông  $m_{ls}$ .**

Tình hình lòng sông từ thượng nguồn tới mặt cắt tính toán	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 trung bình, quanh co, bị tắc nghẽn, lòng sông có cỏ mọc, có đá, chảy không lạng, suối không có nước thường xuyên, mùa lũ dòng nước cuốn theo nhiều sỏi cuội, bùn cát	9
- Sông vùng núi, lòng sông nhiều đá, mặt nước không phẳng, suối chảy không thường xuyên, quanh co, lòng sông tắc nghẽn.	7

➤ Công thức cường độ giới hạn (Đại học Xây dựng Hà Nội).

Đối với các lưu vực nhỏ  $F \leq 30 \text{ km}^2$ , thời gian tập trung nước nhanh, lưu lượng tính toán xác định theo lượng mưa ngày sẽ kém chính xác. Có thể xác định lưu lượng thiết kế dựa vào cường độ mưa ứng với thời gian tập trung nước. Công thức tính toán có dạng sau đây:

$$Q_p = 16,67 \times a_p \times F \times \delta \times \varphi \times \alpha \tag{2-25}$$

trong đó :

F: diện tích lưu vực,  $\text{km}^2$ ;

$\varphi$ : hệ số dòng chảy lũ xác định theo bảng 2-4, tùy thuộc vào loại đất cấu tạo nên lưu vực, lượng mưa thiết kế và diện tích lưu vực (F);

$\delta$ : hệ số triết giảm do hồ ao và đầm lầy xác định theo bảng 2-3;

$\alpha$ : hệ số xác định theo bảng 2-9;

$a_p$ : 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:

$$t_c = \frac{18,6L_{sd}^{0,4}}{f(I_{sd}^{0,4})(100m_{sd})^{0,4}} \tag{2-26}$$

Đại lượng  $\frac{18,6}{f(I_{sd}^{0,4})}$  xác định theo bảng 2-8 hoặc các phương pháp đã biết:

**Bảng 2-8**

$I_{sd} \%$	2	5	10	30	60	80	100	400	800
$18,6/f(I_{sd}^{0,4})$	15,4	15,2	14,7	13,3	12,0	11,4	10,8	8,2	7,6

trong đó:

$L_{sd}$ : chiều dài trung bình của sườn dốc lưu vực tính theo công thức (2-22) hoặc (2-23);

$I_{sd}$ : độ dốc của sườn dốc lưu vực, tính theo trị số trung bình của 4 ÷ 6 điểm xác định độ dốc, theo hướng dốc lớn nhất, %;

$m_{sd}$ : hệ số nhám sườn dốc, phụ thuộc vào đặc điểm bề mặt sườn lưu vực xác định theo bảng 2-6;

Cường độ mưa tính toán ứng với thời gian hình thành dòng chảy tính gần đúng theo công thức (2-27) và (2-28) hoặc chính xác hơn dựa vào tài liệu thống kê để xác định trị số  $a_p$ .

$$a_p = \frac{\Psi \cdot H_p}{t_c} \tag{2-27}$$

trong đó:

$H_p$ : lượng mưa ngày lớn nhất có tần suất  $P\%$ , mm;

$\Psi$ : toạ độ đường cong mưa xác định theo phụ lục 2- 5.

$$a_p = \frac{A + B \lg n}{t_c^n} \tag{2-28}$$

A, B, n - hệ số phụ thuộc vào vùng thiết kế, xác định theo phụ lục 2-10.

$t_c$  - thời gian hình thành dòng chảy, phút.

**Bảng 2-9**

**Xác định hệ số  $\alpha$**

F (km <sup>2</sup> )	$\alpha$	F (km <sup>2</sup> )	$\phi$	F (km <sup>2</sup> )	$\alpha$	F (km <sup>2</sup> )	$\alpha$
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	0,41	60	0,22		

• Đối với lưu vực có diện tích lớn hơn 100km<sup>2</sup> có thể sử dụng công thức triết giảm, công thức Xôkôlôpxki.

➤ Công thức triết giảm.

$$Q_p = q_{100} \left( \frac{100}{F} \right)^n \lambda_p \cdot F \cdot \delta \tag{2-29}$$

trong đó:

$q_{100}$ : mô đuyên đỉnh lũ ứng với tần suất 10% được qui về diện tích lưu vực bằng 100km<sup>2</sup>, xác định theo  $q_{100}$  (l/skm<sup>2</sup>) theo phụ lục 2-6. Lúc tính cho một lưu vực cụ thể,  $q_{100}$  lấy bằng trị số bình quân giữa các đường đồng mức;

n: hệ số triết giảm mô đuyên đỉnh lũ theo diện tích, xác định theo phụ lục 2-6;

F: diện tích lưu vực tính toán, km<sup>2</sup>;

$\lambda_p$ : hệ số chuyển tần suất 10% sang tần suất  $P\%$ , xác định theo phụ lục 2-6;

$\delta$ : hệ số xét tới ảnh hưởng của đầm, hồ ao, xác định theo bảng 2-3.

➤ Công thức Xôkôlôpxki.

$$Q_p = \frac{0,278(H_T - H_0)}{t_i} \cdot \alpha \cdot f \cdot F \cdot \delta + Q_{ng} \tag{2-30}$$

trong đó:

F: diện tích lưu vực, km<sup>2</sup>;

$\alpha$ : hệ số dòng chảy xem bảng 2-10;

$H_T$ : lượng mưa thời đoạn tính toán ứng với thời gian tập trung dòng chảy, mm;

$H_0$ : lớp nước mưa tổn thất ban đầu, mm (xác định theo bảng 2-10);

f: hệ số hình dạng lũ, ở sông không có bãi f=1,20; sông có bãi thoát được dưới 25% Q thì f=1,0; sông có bãi thoát được trên 50% Q thì f=0,75; ngoài ra có thể tham khảo bản đồ phân khu f ở phụ lục 2-11.

$Q_{ng}$ : lưu lượng nước trong sông trước khi có lũ, có thể lấy bằng lưu lượng nước bình quân nhiều năm đối với lưu vực lớn, hoặc có thể bỏ qua đối với lưu vực nhỏ;

$t_l$ : thời gian lũ lên, theo đề nghị của Xôkôlốpki lấy bằng thời gian tập trung dòng chảy trong sông. Khi không có tài liệu mưa và dòng chảy thì có thể tính theo công thức:

$$t_l = \frac{K_n \cdot L}{3,6v_{tb}} \quad (h) \quad (2-31)$$

trong đó:

L: chiều dài dòng chính tính từ nguồn tới mặt cắt tính toán, km;

$K_n$ : hệ số, đối với mưa rào ngắn  $K_n = 1,0$ ; đối với mưa có thời gian lớn hơn ngày đêm  $K_n = 1,3 \div 1,6$ ;

$v_{tb}$ : vận tốc trung bình dòng chảy trong thời gian lũ lên, lấy bằng (0,6 - 0,7) vận tốc bình quân lớn nhất ở mặt cắt sông tính toán ( $\bar{v}_{max}$ ) xác định theo tài liệu quan trắc ở lưu vực tương tự, m/s;  $v_{tb} = (0,6 \div 0,7)\bar{v}_{max}$

$H_T$ : lượng mưa thiết kế tính theo thời gian tập trung dòng chảy  $\tau$ :

$$H_T = H_\tau = \Psi_\tau H_{np} \quad (2-32)$$

$\Psi_\tau$ : toạ độ đường cong triết giảm mưa ứng với thời gian mưa thiết kế lấy bằng  $\tau$ , xem phụ lục 2-5;

$H_{np}$ : lượng mưa ngày ứng với tần suất thiết kế P.

Đối với lưu vực vừa và lớn cần xét triết giảm của lượng mưa theo diện tích.

$$H'_T = \frac{H_T}{1 + K_T F^m} \quad (mm) \quad (2-33)$$

$K_T$  và m xác định theo T

$$T \leq 1440 \text{ ph} \quad \Rightarrow \quad K_T = 0,001 \text{ và } m = 0,80$$

$$T > 1440 \text{ ph} \quad \Rightarrow \quad K_T = 0,002 \text{ và } m = 0,60$$

$$F \leq 100 \text{ km}^2 \quad \Rightarrow \quad H'_T = H_T$$

$\delta$ : hệ số triết giảm đỉnh lũ do hồ ao đầm lầy, rừng;

$$\delta = 1 - 0,6 \lg(1 + f_a + 0,2f_l + 0,05f_r) \quad (2-34)$$

$f_a, f_l, f_r$ : tỷ lệ hồ ao, đầm lầy, rừng so với diện tích lưu vực tính theo %.

**Bảng 2-10**

**Bảng tra  $\alpha, H_0$**

Khu	Địa danh	$\alpha$	$H_0(mm)$
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 Đáy	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 từ sông Chu - sông Hương	0,92	21
9	Lưu vực các sông từ Thu Bồn - sông Cái	0,86	16
10	Lưu vực các sông Sê San và sông Srêpôk	0,76	21
11	Lưu vực các sông Đồng Nai, sông Bé	0,64	25

**b. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế theo lưu vực tương tự.**

Khi lưu vực có điều kiện tương tự về sự hình thành lũ thì môđun đỉnh lũ, hay lưu lượng nước tạo nên từ diện tích đơn vị của hai lưu vực sẽ tương đương. Như vậy có thể lấy đặc trưng lũ của lưu vực tương tự tính cho lưu vực tính toán.

Lưu lượng thiết kế theo công thức:

$$Q_P = q_{Pt} \left( \frac{F_a}{F} \right)^n \cdot \frac{\delta}{\delta_u} F \tag{2-35}$$

trong đó:

$q_{Pt}$ : môđun đỉnh lũ của lưu vực tương tự tính theo tài liệu thực đo,  $m^3/s/km^2$ ;

$F_a, F$ : diện tích của lưu vực tương tự và lưu vực tính toán,  $km^2$ ;

Lưu vực tương tự ngoài các yêu cầu như mục §2.1.4 cần có lượng mưa ngày ứng với tần suất thiết kế không khác xa với lượng mưa ngày tương ứng của lưu vực nghiên cứu.

Hệ số xét tới ảnh hưởng điều tiết của hồ tính theo công thức:

$$\delta = 1 - 0,8 \log (1 + 0,1f_{hd}) \tag{2-36}$$

Trong đó:  $f_{hd}$  - diện tích hồ ao, đầm lầy chiếm trên lưu vực tính theo phần trăm của diện tích lưu vực.

**c. Tính lưu lượng đỉnh lũ thiết kế theo phương pháp hình thái đoạn sông**

Phương pháp hình thái được áp dụng khi biết mực nước tính toán, mặt cắt ngang sông, độ dốc dòng chảy và hệ số nhám lòng sông. Nội dung tính toán như sau:

- *Chọn mặt cắt lưu lượng*: mặt cắt ngang chọn ở đoạn sông thẳng, không ảnh hưởng của nước dềnh từ sông khác, của thủy triều, của đập nước. Mặt cắt chọn ở những nơi có bãi sông hẹp hoặc không có bãi, tốt nhất là mặt cắt ngang có dạng hình lòng chảo hướng nước chảy thuận lợi, vuông góc với hướng nước chảy. Mặt cắt lưu lượng nên chọn trùng với mặt cắt sông tại vị trí công trình thoát nước nếu như đáp ứng được các yêu cầu nêu trên. Trường hợp mặt cắt ngang sông không đảm bảo các yêu cầu trên thì có thể chọn mặt cắt lưu lượng ở phía thượng và hạ lưu cầu. Thông thường nên đo 3 mặt cắt và lấy các trị số trung bình để tính toán.

- *Xác định độ dốc dọc sông*: Độ dốc dọc về nguyên tắc xác định theo tài liệu đo mực nước đồng thời tại mặt thượng lưu, mặt cắt tính lưu lượng và mặt cắt hạ lưu về mùa lũ. Tuy nhiên trong điều kiện khó khăn không tổ chức được đo đạc được về mùa lũ thì có thể sử dụng độ dốc mặt nước lũ điều tra được tại những vị trí thượng và hạ lưu tuyến công trình hoặc khảo sát độ dốc dọc sông theo trực động lực của dòng chảy.

- *Xác định vận tốc dòng chảy và lưu lượng*: Vận tốc dòng chảy được xác định bằng công thức sau:

+ Công thức Sêdi - Maninh.

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2} \tag{2-37}$$

+ Công thức Sêdi - Badanh.

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{h}}} \sqrt{h.i} \tag{2-38}$$

trong đó:

V: vận tốc trung bình dòng chảy, m/s.

h: chiều sâu trung bình của dòng chảy, m.

$\gamma$ , n: hệ số nhám tính theo Badanh và Maninh tham khảo bảng 2-11.

i: độ dốc mặt nước sông ứng với cấp mực nước tính toán.

**Bảng 2-11**

**Hệ số nhám của sông thiên nhiên.**

TT	Hệ số nhám lòng sông	1/n	N	$\gamma$
1	Sông thiên nhiên có những điều kiện đặc biệt (bờ nhẵn nhụi, dòng thẳng không trở ngại, nước chảy dễ dàng.	40,0	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	0,035	2,00
3	Sông vùng đồng bằng luôn có nước chảy và tương đối sạch, hướng dòng 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 theo mùa, lòng sông là đất, nước chảy dễ dàng	25,0	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 cỏ mọc che lấp. Bãi của sông lớn và trung có cỏ mọc, bụi cây hay sù với số lượng trung bình.	20,0	0,050	3,75
5	Sông chảy có mùa cực kỳ trở ngại, khúc khuỷu, bãi sông không bằng phẳng, cây cỏ mọc nhiều, lòng sông có chóc nước xói. Sông miền núi có những đá cuội và đá to, mặt nước sông không phẳng.	15,0	0,060	5,50
6	Sông có bãi, cây cỏ mọc đặc biệt rậm rạp (nước chảy chậm) và có những vực do xói sâu, rộng	12,5	0,080	7,00
7	Sông miền núi có nhiều đá lớn, nước chảy sinh bọt tung toé, mặt nước khúc khuỷu...	12,5	0,080	7,00
8	Bãi sông như trên nhưng hướng nước chảy xiên chiều. 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.	10,0	0,100	9,00
9	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.	7,5	0,133	12,0
10	Sông có bùn đá trôi, bãi sông cây lớn mọc rậm	5,0	0,200	20,0

*Lưu ý:*

*Số liệu hệ số nhám ở bảng trên chỉ phù hợp với sông ổn định. Với những sông có lượng ngậm cát lớn, xói bồi nhiều, độ nhám của các sông này có đặc thù riêng; ảnh hưởng của thực vật trên bãi sông có quan hệ mật thiết với tỷ lệ giữa độ sâu và độ cao của cây, số liệu bảng trên không phản ánh được điều này nên cần chú ý khi lựa chọn hệ số nhám.*

Lưu lượng nước ứng với mực nước điều tra được xác định theo công thức sau:

$$Q = \omega_{ch} \frac{1}{n_{ch}} h_{ch}^{2/3} i^{1/2} + \sum_1^n \omega_b \frac{1}{n_b} h_b^{2/3} i^{1/2} \quad (2-39)$$

trong đó:

Q: lưu lượng tính toán, m<sup>3</sup>/s;

$\omega_{ch}$ ,  $\omega_b$ : diện tích mặt cắt ướt ở lòng chủ và ở bãi, m<sup>2</sup>;

$h_{ch}$ ,  $h_b$ : chiều sâu trung bình dòng chảy ở lòng chủ và ở bãi, m.

Nếu sông hẹp, chiều rộng sông nhỏ hơn 10 lần chiều sâu nước chảy ( $B < 10h$ ) thì trong các công thức trên phải thay  $h = R = \frac{\omega}{\chi}$ ; trong đó  $\chi$  - chu vi ướt, R - bán kính thủy lực.

Để xác định lưu lượng thiết kế cần điều tra được 3 mực nước lũ lịch sử, trên cơ sở 3 mực nước lũ lịch sử đó bằng phương pháp hình thái đoạn sông xác định được 3 lưu lượng tương ứng. Lưu lượng thiết kế ứng với tần suất P% được xác định theo công thức sau đây:

$$Q_{P\%} = Q_{i\%} \frac{K_{P\%}}{K_{i\%}} \quad (2-40)$$

trong đó:

$Q_{i\%}$ : lưu lượng ứng với mực nước lịch sử có tần suất i%.

$K_{P\%}$ ,  $K_{i\%}$ : hệ số phụ thuộc và hệ số biến động  $C_v$  và hệ số lệch  $C_s$  ứng với tần suất P% và i% xác định theo phụ lục 2-2. Trị số  $C_v$  và  $C_s$  được xác định từ điều kiện phải thỏa mãn bất đẳng thức sau:

$$\frac{K_{i\%}}{K_{j\%}} = \frac{Q_{i\%}}{Q_{j\%}}$$

Trong đẳng thức trên vế phải đã được xác định, vế trái xác định bằng cách giả thiết trị số  $C_v$  và tỷ số  $C_s/C_v$  và theo phụ lục 2-2 tra hệ số  $K_{i\%}$  và  $K_{j\%}$ .

## § 2.3. Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế

### 2.3.1. Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi có đủ tài liệu quan trắc mực nước.

Khi có liệt quan trắc mực nước liên tục trong nhiều năm, chọn mỗi năm một trị số mực nước lớn nhất ( $H_{max}$ ). Tính đường tần suất lý luận, cách làm như đã trình bày trong phần tính lưu lượng đỉnh lũ mục §2.2.1 để tìm ra mực nước thiết kế  $H_p$ .

Một số lưu ý:

- Khi tính các thông số cho liệt quan trắc mực nước cần chú ý là giá trị trị số trung bình ( $H_{tb}$ ) và hệ số biến động ( $C_v$ ) phụ thuộc vào mốc cơ bản qui định. Mốc càng thấp thì trị số  $H_{tb}$  càng lớn và hệ số  $C_v$  càng bé. Để tăng độ nhạy của hệ số biến động  $C_v$  khi xây dựng đường tần suất và giảm khối lượng tính toán có thể trừ các trị số mực nước trong liệt thực đo 1 hàng số A (trị số A có thể lấy để cho H có thể giảm nhỏ nhưng không âm). Trị số mực nước thiết kế tính theo liệt mới được chuyển về mốc cũ theo công thức:

$$H_p = H_p^* + A \quad (2-41)$$

$H_p$ : trị số mực nước thiết kế ứng với P%, m;

$H_p^*$ : trị số mực nước theo liệt mới ứng với P%, m.

- Khi chuyển mực nước tính toán từ trạm đo về vị trí tuyến công trình cùng nằm trên một con sông có thể tùy theo khoảng cách từ trạm đo và tuyến công trình, lượng nước gia nhập vào khu giữa 2 tuyến đó, độ dốc mặt nước, địa mạo lòng sông mà chọn một trong các phương pháp sau đây:

- Theo đường cong quan hệ  $Q = f(H)$ ;
- Theo đường quan hệ mực nước tương ứng;
- Theo độ dốc mặt nước.

Các mực nước thiết kế phải ăn khớp với mực nước của các trạm đo mực nước khác dọc trên chiều dài sông.

- Đường cong  $Q = f(H)$  có thể sử dụng trong việc chuyển mực nước ở những đoạn sông dài không có hoặc ít sông nhánh, với điều kiện trạm đo có nhiều tài liệu quan trắc và quan hệ  $Q = f(H)$  là đáng tin cậy. Trên đoạn sông đó cần có một vài trạm đo mực nước tạm thời có tài liệu quan trắc đồng thời cùng với trạm chính có tài liệu quan trắc dài;

- Có thể sử dụng mực nước tương ứng vào việc chuyển mực nước, nếu xu thế của quan hệ này ở đoạn trên ổn định rõ ràng và các mực nước tương ứng quan trắc được phải khống chế ít nhất là 80% biên độ dao động mực nước ở trạm chính trong thời gian nhiều năm. Đường quan hệ mực nước tương ứng xây dựng theo tài liệu  $H_{max}$  trong năm và một số đặc trưng khác;

- Chuyển mực nước theo độ dốc có thể tiến hành đối với những đoạn sông không dài (khoảng từ 1 ÷ 3km tùy theo từng vùng) theo công thức sau đây:

$$H_{PB} = H_{PA} \pm J.L \quad (2-42)$$

trong đó:

$H_{PA}$ : mực nước cao nhất thiết kế ứng với tần suất P%, m; xác định theo số liệu đo ở trạm A;

$H_{PB}$ : mực nước thiết kế tương ứng ở vị trí B có cùng mốc cao độ với trạm A, m;

J: độ dốc mặt nước giữa hai tuyến AB.

L: khoảng cách giữa hai tuyến AB, m.

Nếu trạm A ở thượng lưu vị trí B thì trong công thức là dấu (-), hạ lưu dấu (+).

Khi sử dụng phương pháp này cần xét sự thay đổi độ dốc theo điều kiện lòng sông. Khi lòng sông từ tuyến A mở rộng dần về hạ lưu đến tuyến B độ dốc có thể tăng lên ở các mức nước cao. Trong trường hợp lòng sông thu hẹp dần độ dốc sẽ giảm khi cao trình mực nước tăng. Ngoài ra, đối với sông miền núi có nhiều ghềnh thác thì không được áp dụng công thức (2 - 38).

### 2.3.2. Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi chuỗi quan trắc ngắn

Khi chuỗi số liệu mực nước cao nhất không thoả mãn yêu cầu để lập đường tần suất thì dùng quan hệ mực nước của trạm khác có số liệu quan trắc dài hơn để bổ sung dãy số. Tài liệu đo đồng bộ để lập tương quan phải khống chế được mực nước thấp và mực nước cao. Hệ số tương quan  $\gamma \geq 0,80$ .

Trường hợp không thoả mãn điều kiện trên có thể xây dựng đường tần suất bằng dãy số liệu ngắn n năm và kết quả hiệu chỉnh theo hệ số  $k_a$  của sông tương tự có dãy số dài:



$$k_a = \frac{H_{paN} - H_{0a}}{H_{pan} - H_{0a}} \quad (2-43)$$

trong đó:

$H_{paN}$ : mực nước ứng với tần suất  $P\%$  tính theo liệt quan trắc  $N$  năm, m;

$H_{pan}$ : mực nước ứng với tần suất  $P\%$  tính theo liệt quan trắc  $n$  năm, m;

$H_{0a}$ : mực bình quân trong mùa kiệt (lấy bình quân trong nhiều năm), m.

Mực nước trạm tính toán theo công thức:

$$H_{PN} = k_a (H_{Pn} - H_0) - H_0 \quad (2-44)$$

$H_{PN}$ ,  $H_{Pn}$ ,  $H_0$ : các mực nước ở trạm cần tính toán.

### 2.3.3. Tính mực nước đỉnh lũ thiết kế khi không có tài liệu quan trắc.

Nếu quan hệ mực nước và lưu lượng là đường đơn trị thì tần suất của mực nước cao nhất và của lưu lượng lớn nhất là bằng nhau.

Để xác định mực nước lớn nhất khi không có số liệu thực đo có thể dùng lưu lượng lớn nhất ứng với tần suất tính toán rồi từ quan hệ lưu lượng mực nước tra ra mực nước tương ứng. Lưu lượng lớn nhất tính theo mục §2.2.3. Đường quan hệ lưu lượng mực nước xác định bằng phương pháp thủy lực theo số liệu hình thái lòng sông của đoạn sông tính toán.

### 2.3.4. Tính mực nước thiết kế qua vùng nội đồng.

Khái niệm vùng nội đồng ở đây được hiểu là vùng nằm bên trong “đê”, với đặc điểm nằm trong phạm vi từng “ô” tương đối riêng biệt và bị “đê” ngăn không liên quan với chế độ thủy văn của các sông, biển... ở phía ngoài. Chế độ thủy văn của vùng nội đồng hoàn toàn phụ thuộc vào chế độ mưa của vùng đồng bằng và hệ thống tiêu thoát nước.

Cho tới nay ở nước ta công thức tính mực nước ứng nội đồng lớn nhất ứng với các tần suất để phục vụ thiết kế tuyến đường vẫn chưa chính thức đưa vào qui trình hay hướng dẫn kỹ thuật. Để khắc phục vấn đề này có thể tham khảo công thức kinh nghiệm do KS. Ngô Huy Đối (TEDI) thành lập để tính mực nước ứng nội đồng.

$$H_{\max P} = H_{\max i} \pm 10^{-3} (X_{nP} - X_{ni})_{\max} K \quad (2-45)$$

trong đó:

$H_{\max P}$ : mực nước ứng với tần suất thiết kế, m;

$H_{\max i}$ : mực nước ứng cao nhất trong lịch sử, xác định theo tài liệu quan trắc hoặc điều tra, m;

$X_{nP}$ : lượng mưa thời đoạn thiết kế tính theo phương pháp thống kê xác suất của trạm mưa đại biểu cho khu vực ngập lụt, mm;

$X_{ni}$ : lượng mưa thời đoạn của năm xảy ra ngập ứng lớn nhất, được chọn ra trong những lượng mưa 1, 3, 5, 7... ngày lớn nhất của trạm đo mưa đại biểu cho khu vực, mm;

$K$ : hệ số;  $K = 1 + \beta$

$\beta$ : hệ số hiệu chỉnh lớp nước cần tiêu trên ruộng lúa, xác định theo tiêu chuẩn thiết kế hệ số tiêu cho ruộng lúa của Bộ Thủy lợi (trước đây) - 14TCN60-88;

$$\beta = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3$$

$\beta_1$ : hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng choán chỗ của cây lúa làm cho mực nước ruộng tăng lên hơn so với mức bình thường xem bảng 2-12;

**Bảng 2-12**

**Bảng tra hệ số  $\beta_1$**

Giống lúa	Giai đoạn sinh trưởng		
	Cây bén chân	Đẻ nhánh	Làm đồng
Giống lúa cũ	0,07	0,10	0,13
Giống lúa mới	0,09	0,16	0,19

$\beta_2$ : hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của bờ ruộng, bờ mương, đường xá... tới lượng mưa rơi xuống ruộng, ở những nơi đã xây dựng qui hoạch thủy lợi  $\beta_2 = 0,03 \div 0,05$ ;

$\beta_3$ : hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của sự tập trung bắt buộc các lượng mưa rơi xuống trên các diện tích không chứa nước hoặc ruộng hoa màu lân cận vào ruộng lúa rồi tiêu đi.  $\beta_3$  thay đổi theo từng trường hợp cụ thể;

$$\beta_3 = C \frac{\Omega_k}{\Omega_l}$$

C: hệ số dòng chảy lấy từ 0,80 ÷ 0,90

$\Omega_k$ : diện tích không chứa nước;

$\Omega_l$ : diện tích ruộng lúa;

( $\Omega_k, \Omega_l$  được xác định trên bản đồ, bình đồ và kết hợp với thực địa).

*Lưu ý: Xác định theo công thức (2-45) vẫn còn nhiều hạn chế. Thực tế cho thấy các công trình giao thông đi qua vùng đồng bằng phân nhiều cắt qua các công trình tưới tiêu thuộc hệ thống thủy nông của ngành thủy lợi. Do đã có sự can thiệp của con người để chủ động tưới tiêu cho toàn vùng nên mực nước xuất hiện ở vùng này không còn mang tính ngẫu nhiên nên việc tính mực nước ứng với tần suất thiết kế theo công thức (2-45) là không phù hợp. Đối với trường hợp này nên dùng tài liệu điều tra kết hợp với tài liệu qui hoạch về tưới tiêu của thủy lợi để xác định mực nước thiết kế.*

**2.3.5. Tính mực nước thiết kế qua vùng thung lũng và chảy tràn trước núi**

Ở nước ta có rất nhiều nơi có các dải đồng bằng nhỏ hẹp kéo dài từ chân núi về phía hạ lưu. Khu vực này vào mùa lũ dòng chảy từ trên núi đổ xuống, sau khi ra khỏi chân núi nước chảy tràn lan trên vùng đất tương đối bằng phẳng gây nên ngập úng một vùng rộng lớn. Khu vực này có thể gọi là vùng chảy tràn trước núi.

Tính mực nước thiết kế đối với vùng này có thể tham khảo công thức kinh nghiệm do KS. Ngô Huy Đối (TEDI) thành lập như sau:

$$H_{\max P} = H_{\max i} \pm \frac{10^{-3} \alpha (1 + \beta) (h_{nP} - h_{ni}) F}{F_{ng}} \tag{2-46}$$

trong đó:

$H_{\max P}$ : mực nước thiết kế, m;

$H_{\max i}$ : mực nước ngập cao nhất tại khu vực tính toán, xác định theo tài liệu quan trắc hay điều tra, m;

F: diện tích toàn lưu vực, km<sup>2</sup>;

$F_{ng}$ : diện tích thung lũng hoặc vùng chảy tràn trước núi,  $km^2$ ;

$h_{np}$ : lượng mưa thời đoạn thiết kế ứng với  $P\%$  của trạm đại biểu cho lưu vực,  $mm$ ;

$h_{ni}$ : lượng mưa thời đoạn tính toán của năm xảy ra ngập lớn nhất, được chọn ra trong những lượng mưa ngày lớn nhất của trạm mưa đại biểu cho lưu vực,  $mm$ ;

$\alpha$ : hệ số dòng chảy xem bảng 2-10;

$\beta$ : hệ số hiệu chỉnh lớp nước cần tiêu trên ruộng lúa, xác định theo tiêu chuẩn thiết kế hệ số tiêu cho ruộng lúa của Bộ Thủy lợi trước đây - 14TCN60-88;

$$\beta = \beta_1 + \beta_2$$

$\beta_1$ : hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng choán chỗ của cây lúa làm cho mực nước ruộng tăng lên hơn so với mức bình thường xem bảng 2-12;

$\beta_2$ : hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của bờ ruộng, bờ mương, đường xá... tới lượng mưa rơi xuống ruộng, ở những nơi đã xây dựng qui hoạch thủy lợi  $\beta_2 = 0,03 \div 0,05$ .

### § 2.4. Tính tổng lượng lũ và đường quá trình lũ thiết kế

Khi tính toán lượng trữ nước trong các hồ chứa, tính toán thiết kế trong các công trình tháo lũ, phân lũ, giao thông không những cần biết lưu lượng đỉnh lũ mà phải nghiên cứu cả quá trình lũ.

#### 2.4.1. Xác định tổng lượng lũ thiết kế

Lượng lũ có thể xác định cho 1 trận lũ đơn, một đợt lũ liên tục hoặc thời đoạn cố định nào đó tùy theo yêu cầu cần thiết kế. Khi tính tổng lượng lũ không cần tách riêng nước mặt và nước ngầm.

Đối với các trận lũ dài ngày tổng lượng lũ được xác định theo lưu lượng bình quân ngày như sau:

$$W = 86400 \sum_{t_1}^{t_2} Q_i \tag{2-47}$$

trong đó:  $Q_i$ : lưu lượng lũ bình quân ngày trong đợt lũ kéo dài từ  $t_1$  đến  $t_2$ .

Đối với các trận lũ ngắn, tổng lượng lũ được xác định theo đường quá trình lũ trích trong sổ đặc trưng lũ.

##### a. Tính tổng lượng lũ khi có đủ tài liệu quan trắc

- Chọn thời đoạn thiết kế theo quy mô và kích thước của công trình.
- Tính giá trị  $W_T$  lớn nhất.

$$W = \sum_{i=0}^{n-1} \left( \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \Delta t_{i+1} \quad (m^3) \tag{2-48}$$

$$\Delta t_{i+1} = t_{i+1} - t_i$$

trong đó:

$Q_i$ : lưu lượng điểm thứ  $i$ ,  $m^3/s$ ;

$t_0, t_n$ : thời điểm bắt đầu và kết thúc trận lũ hoặc bắt đầu và kết thúc thời khoảng  $T$ .

Để cho  $W_T$  lớn nhất trong thời đoạn  $T$  cần chọn hai giá trị đầu và cuối khoảng có  $Q_i \cong Q_{i+1}$ .

- Vẽ đường tần suất lý luận  $W_T$  và xác định lượng lũ ứng với các tần suất thiết kế. Các bước tính và vẽ đường tần suất lý luận như trình bày ở mục §2.2.1.

**b. Tính tổng lượng lũ khi thiếu tài liệu quan trắc**

Trong trường hợp thiếu tài liệu thực đo thì lựa chọn lưu vực tương tự có tài liệu đo đạc và tương quan  $Q_m \sim W_m$  chặt chẽ để xác định  $W_{mp}$  cho lưu vực nghiên cứu.

**c. Tính tổng lượng lũ khi không có tài liệu quan trắc**

Trường hợp không có tài liệu quan trắc có thể xác định tổng lượng lũ từ tài liệu mưa.

Đối với lưu vực nhỏ có diện tích từ 1 đến 50km<sup>2</sup>, có thể dùng lượng mưa ngày để tính tổng lượng lũ.

$$W_p = 10^3 H_p \cdot \varphi \cdot F \quad (10^6 m^3) \quad (2-49)$$

Đối với lưu vực nhỏ hơn 1km<sup>2</sup>, tổng lượng lũ tính theo lượng mưa rơi trong thời gian 150 phút.

$$W_p = 10^3 \Psi_{150} \cdot H_p \cdot \varphi \cdot F \quad (10^6 m^3) \quad (2-50)$$

$\Psi_{150}$  xem trong Phụ lục 2- 5.

Hệ số dòng chảy  $\varphi$  trong cả hai trường hợp lấy theo  $\varphi$  ứng với  $F > 100km^2$  trong bảng 2-4.

**d. Tính tổng lượng lũ theo lưu vực tương tự**

Trong trường hợp có lưu vực tương tự có thể xây dựng quan hệ tương quan giữa đỉnh và lượng lũ sau đó xác định lũ thiết kế trên đường quan hệ này ứng với lưu lượng  $Q_p$  đã xác định.

**2.4.2. Xây dựng đường quá trình lũ thiết kế**

Đường quá trình lũ phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố phức tạp như các yếu tố khí hậu và mật độ lưu vực. Sự ảnh hưởng tổ hợp các yếu tố này rất phức tạp nên dạng đường quá trình lũ cũng mang tính ngẫu nhiên như đỉnh lũ và tổng lượng lũ, do đó có thể dùng phương pháp xác suất thống kê để xác định.

Các đặc trưng hình dạng đường quá trình như sau:

- Hệ số đầy ( $\gamma'$ ):

$$\gamma' = \frac{\bar{Q}_{max}}{\bar{Q}} = \frac{\bar{q}_{max} \cdot T}{0,0116 \cdot h} \quad (2-51)$$

- Hệ số hình dạng ( $\lambda^*$ )

$$\lambda^* = \frac{\bar{q}_{max} \cdot t_1}{0,0116 \cdot h} = \gamma' \cdot \frac{t_1}{T} \quad (2-52)$$

- Hệ số không cân đối ( $k_s$ )

$$k_s = \frac{h_1}{h} \quad (2-53)$$

trong đó:

$\bar{Q}_{max}; \bar{q}_{max}$ : lưu lượng, mô đuyên dòng chảy bình quân ngày lớn nhất, m<sup>3</sup>/s;

$\bar{Q}$ : lưu lượng bình quân của trận lũ, m<sup>3</sup>/s;

$t_1, T$ : thời gian lũ lên và thời gian cả trận lũ, ngày ;

$h_1, h$ : lớp nước trong khoảng thời gian lũ lên và cả trận lũ, mm.

**a. Phương pháp đại biểu theo mẫu.**

Đối với một lưu vực nhất định điều kiện địa lý tự nhiên ít thay đổi nên trong trường hợp mưa lớn cường độ tập trung thì dạng đường quá trình lũ ít thay đổi. Điều này cho phép chọn đường quá trình lũ của các trận lũ lớn đã xảy ra làm đường quá trình lũ điển hình để thu phóng thành đường quá trình lũ thiết kế.

Đường quá trình lũ đại biểu quyết định dạng đường quá trình lũ thiết kế sau này nên cần phải dựa vào các yếu tố sau để chọn:

- Đường quá trình lũ đại biểu phải chọn từ những trận lũ đã xuất hiện trong thực tế và đã đo đạc được một cách chính xác.
- Trận lũ chọn làm đại biểu có đỉnh lũ hoặc tổng lượng lũ bằng hoặc xấp xỉ trị số đỉnh lũ hoặc tổng lượng lũ ứng với tần suất thiết kế.
- Thoả mãn yêu cầu thiết kế.
- Sau khi thu phóng đường quá trình mô hình lũ điển hình thành đường quá trình lũ thiết kế các đặc trưng hình dạng đường quá trình trên không được biến đổi quá lớn.

Để chuyển đường quá trình lũ điển hình thành đường quá trình lũ thiết kế có thể dùng một trong các phương pháp sau:

- Khi đường quá trình đều đặn có một đỉnh.

Sử dụng hệ số thu phóng lưu lượng ( $k_Q$ ) và hệ số thu phóng thời gian ( $k_T$ );

$$k_Q = \frac{\bar{Q}_{\max P}}{\bar{Q}_{\max Pm}} \tag{2-54}$$

$$k_T = \frac{\bar{q}_m \cdot h_P}{h_m \cdot \bar{q}_P} \tag{2-55}$$

Toạ độ của đường quá trình lũ thiết kế ( $Q_{iP}, t_{TP}$ ) như sau:

$$\bar{Q}_{iP} = \bar{Q}_{im} \cdot k_Q \tag{2-56}$$

$$T_{iP} = T_{im} \cdot k_T \tag{2-57}$$

Đường quá trình thiết kế xây dựng theo phương pháp này vẫn giữ nguyên được hệ số đầy đủ và hệ số không cân đối như của đường điển hình.

- Khi đường quá trình lũ có dạng phức tạp, nhiều đỉnh.

Trường hợp này tách phần có lưu lượng lớn (sóng lũ chính) và xác định lớp dòng chảy trong đợt lũ chính  $h_m^*$ . Để thu phóng đường quá trình lũ, ở đây cần sử dụng 3 hệ số:

- Hệ số thu phóng đỉnh  $k_1$ :

$$k_1 = \frac{\bar{Q}_{\max P}}{\bar{Q}_{\max Pm}} \tag{2-58}$$

- Hệ số thu phóng tung độ sóng lũ chính  $k_2$ :

$$k_2 = \frac{h_P^* - 86,4 \bar{q}_P}{h_m^* - 86,4 \bar{q}_m} \times \frac{F}{F_m} \tag{2-59}$$

- Hệ số thu phóng phần còn lại của đường quá trình  $k_3$ :

$$k_3 = \frac{h_p - h_p^*}{h_m - h_m^*} \times \frac{F}{F_m} \quad (2-60)$$

Hoành độ đường quá trình trong trường hợp này giữ nguyên như cũ.

- Khi đường quá trình lữ phức tạp và không có số liệu về đợt lũ chính ( $h_m^*$ ).

Trong trường hợp này thì có thể dùng hai hệ số thu phóng sau:

- Tung độ đợt lũ chính, thu phóng với  $k_1$ .
- Tung độ phần còn lại của quá trình thu phóng với  $k_4$ .

$$k_4 = \frac{h_p - h_p^* \frac{\bar{q}_p}{\bar{q}_m}}{h_m - h_m^*} \times \frac{F}{F_m} \quad (2-61)$$

trong đó:

$\bar{Q}_{\max p}$ ;  $\bar{Q}_{\max pm}$ : lưu lượng bình quân ngày lớn nhất, các ký hiệu P, m biểu thị trị số thiết kế và trị số lấy ở đường quá trình điển hình,  $m^3/s$ ;

$\bar{q}_p$ ;  $\bar{q}_m$ : mô đuyên dòng chảy bình quân ngày lớn nhất,  $m^3/s/km^2$ ;

$h_p^*$ ,  $h_m^*$ : lớp dòng chảy đợt lũ chính, mm;

$h_p$ ,  $h_m$ : lớp dòng chảy toàn trận lũ, mm.

- Đối với các lưu vực lớn do dòng chảy lũ đơn kéo dài trong nhiều ngày.

Có thể dùng dạng đường cong sau đây:

$$y = 10^{-a \left( \frac{1-x}{x} \right)^2} \quad (2-62)$$

trong đó:

y: tung độ của đường quá trình lũ tính toán, biểu thị bằng tỷ số so với lưu lượng bình quân ngày lớn nhất ứng với tần suất thiết kế  $\bar{Q}_{\max P}$ .

$$y = \frac{Q_i}{\bar{Q}_{\max P}} \quad (2-63)$$

x: hoành độ của đường quá trình lũ tính toán, biểu thị bằng tỷ số so với thời gian nước lên  $T_1$ .

$$x = \frac{T_i}{T_1} \quad (2-64)$$

a: thông số phụ thuộc vào hệ số hình dạng  $\lambda^*$  lấy theo  $k_3$  mượn của lưu vực tương tự.

Thời gian  $T_1$  tính theo công thức:

$$T_1 = \frac{0,0116 \lambda^* h_p}{\bar{q}_p} \quad (2-65)$$

Toạ độ x, y của phương trình xác định theo phụ lục 2 - 7.

Đường quá trình lũ thiết kế sẽ bằng:

$$Q_{iP} = \bar{Q}_{max} \cdot y \quad (2-66)$$

$$T_{iP} = T_1 \cdot x \quad (2-67)$$

Đối với lưu vực nhỏ hơn 100km<sup>2</sup>, để xây dựng đường quá trình lũ thiết kế cũng có thể dùng phương trình trên đây, song để xác định tung độ đường quá trình và thời gian lũ lên cần sử dụng lưu lượng tức thời lớn nhất và môđun tức thời tương ứng.

Thời gian lũ lên T<sub>1</sub>(h) tính theo công thức:

$$T_1 = \frac{0,278 \cdot \lambda^* \cdot h_p}{q_p} \quad (2-68)$$

$$\text{hoặc } T_1 = \frac{16,67 \lambda^* \cdot h_p}{q_p} \text{ (ph)}$$

Hệ số k<sub>3</sub> trong trường hợp này mượn của lưu vực tương tự.

### **b. Phương pháp mô hình hình học**

Những sông vừa và nhỏ sóng lũ thường có dạng một đỉnh cân đối, quá trình lũ thường được khái quát bằng một mô hình hình học.

Đ.L. Xôkôlốpski kiến nghị sơ đồ hoá quá trình lũ một đỉnh theo phương trình dạng parabol.

- Nhánh lên: 
$$Q_t = Q_m \left( \frac{t}{t_l} \right)^m \quad (2-69)$$

- Nhánh xuống: 
$$Q_t = Q_m \left( \frac{t_x - t}{t_x} \right)^n \quad (2-70)$$

trong đó:

Q<sub>t</sub>: lưu lượng thời điểm t. Đối với nhánh lên t kể từ lúc bắt đầu lên, nhánh xuống t kể từ đỉnh lũ, m<sup>3</sup>/s;

Q<sub>m</sub>: lưu lượng đỉnh lũ tính theo các công thức ở mục §2.2. Thời gian lũ lên lấy bằng thời gian chảy tự của đỉnh lũ τ, m<sup>3</sup>/s;

$$\tau = \frac{L}{3,6v} \quad (\text{giờ})$$

$\bar{v}$ : tốc độ chảy tự trung bình của đỉnh lũ lấy bằng 0,7V<sub>max</sub>;

V<sub>max</sub>: lưu tốc trung bình của tuyến tính toán, tương ứng với lưu lượng đỉnh lũ Q<sub>m</sub> đã tính được. V<sub>max</sub> cũng có thể tính theo lưu lượng điều tra lũ.

$$t_x = \gamma \cdot t_l; \quad \gamma = \frac{t_l}{t_x}$$

m, n: chỉ số lũy thừa của đường cong nhánh lên và nhánh xuống; m, n, γ có thể xác định theo tài liệu thực đo của quá trình một con lũ đơn. Trong trường hợp không có số liệu thực đo thì m, n và γ được xác định từ lưu vực tương tự.

G.A.Aléxhâyép dùng đường cong Guđrich để mô hình hoá quá trình lũ đơn. Phương trình tính toán quá trình lũ có dạng tổng quát sau:

$$Q_t = Q_m \cdot 10^{-\frac{a(1-x)^2}{x}} \quad (2-71)$$

Ở đây:

$x = \frac{t_i}{t_l}$  là hoành độ của đường quá trình lũ thiết kế tính theo phần trăm của thời gian lũ lên  $t_i$ ;

a: tham số đặc trưng cho hình dạng của quá trình lũ, phụ thuộc vào hệ số hình dạng quá trình lũ f như bảng 2-13:

**Bảng 2-13**

**Tham số đặc trưng cho hình dạng lũ**

F	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,3	1,5	1,9	2,6
A	0,21	0,32	0,46	0,62	0,80	1,01	1,24	1,52	2,11	3,22	5,11	9,41

Hệ số hình dạng lũ được tính theo công thức:

$$f = \frac{Q_m \cdot t_l}{W} \quad (2-72)$$

f được xác định theo con lũ đơn thực đo hoặc lưu vực tương tự. Độ chính xác của phương pháp này phụ thuộc vào mức độ chính xác của việc xác định  $t_l$ .

*Đường quá trình tam giác.*

Để xây dựng đường quá trình tam giác, ngoài 2 đặc trưng đỉnh lũ thiết kế ( $Q_p$ ) và lưu lượng lũ thiết kế ( $W_p$ ), cần biết thêm tỷ số giữa thời gian nước xuống ( $T_r$ ) và thời gian nước lên ( $T_l$ ).

Tỷ số  $\beta = \frac{T_r}{T_l}$  có thể xác định theo kinh nghiệm.

Đối với lưu vực ít điều tiết  $\beta = 2,0$ ;

Đối với lưu vực điều tiết nhiều  $\beta = 3,0$ .

Cũng có thể xác định  $\beta$  theo lưu vực tương tự.

Thời gian lũ tính theo công thức:

$$T = \frac{W_p}{1800Q_p} = \frac{0,555F \cdot h}{Q_p} \quad (h) \quad (2-73)$$

trong đó:

h: lớp nước lũ thiết kế, mm;

F: diện tích lưu vực, km<sup>2</sup>.

## § 2.5. Xác định mực nước thông thuyền, mực nước thi công mực nước thấp nhất

### 2.5.1. Xác định mực nước thông thuyền.

Mực nước thông thuyền theo Phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa TCVN 5664-92 là mực nước cao có tần suất 5%. Trường hợp đặc biệt có thể dùng mực nước cao có tần suất 10% hoặc mực nước khác do cấp có thẩm quyền quyết định.



Mức nước thông thuyền được xác định tương tự như mức nước đỉnh lũ thiết kế. Chi tiết cách xây dựng đường tần suất mức nước xem §2.3.

### 2.5.2. Xác định mức nước thi công.

Mức nước thi công được dự báo để phục vụ lập kế hoạch thi công nhằm đảm bảo an toàn cho người và phương tiện thi công. Lựa chọn mức nước thi công là giải bài toán mà chỉ tiêu về kinh tế lại mâu thuẫn với chỉ tiêu an toàn. Do vậy, tùy thuộc vào từng công trình cụ thể mà đặt ra chỉ tiêu an toàn để xác định mức nước thi công. Thực tế hiện nay người ta vẫn thường dùng mức nước cao ứng với tần suất  $P = 10\%$  và mức nước thấp ứng với  $P = 90\%$  để xác định mức nước thi công.

#### a. Trường hợp sử dụng số liệu thực đo.

Đối với những công trình sử dụng được số liệu mức nước thực đo của trạm quan trắc thì mức nước thi công có thể dự báo cho mức nước cực trị tháng, mức nước cực trị tuần. Cách xác định mức nước lớn nhất tháng ứng với  $10\%$  ( $H_{\max 10\%}$ ) và mức nước thấp nhất tháng ứng với  $90\%$  ( $H_{\min 90\%}$ ) tương tự như mức §2.3. Trên cơ sở mức nước đó xây dựng biểu đồ dự báo mức nước phục vụ thi công theo tháng (H-t).

#### b. Trường hợp không có số liệu thực đo.

Trong trường hợp không có số liệu thực đo thì có thể dựa vào mức nước điều tra: mùa lũ, mùa kiệt; mức nước lũ cao nhất, mức nước lũ trung bình nhiều năm, mức nước thấp nhất, cao độ bờ sông, bãi sông,... để tiến hành phân tích, tính toán. Thông thường mức nước lũ trung bình nhiều năm tương đương với lũ tần suất khoảng  $P = 40 \div 60\%$ , mức nước ngang với cao độ bãi già (sông vùng đồng bằng) tương đương với mức nước tạo lòng có tần suất khoảng  $P = 10 \div 15\%$ .

*Lưu ý: Tùy thuộc vào từng công trình cụ thể, khi tính mức nước thi công trong trường hợp có tài liệu hoặc không có tài liệu thực đo cần xác định được thời gian mùa lũ và mùa kiệt; thời gian xuất hiện lũ tiểu mãn, lũ chính vụ để đưa ra những cảnh báo cần thiết, tránh những thiệt hại đáng tiếc xảy ra trong quá trình thi công.*

### 2.5.3. Xác định mức nước thấp nhất.

Mức nước thấp nhất sử dụng cho các công trình cầu thường được tính toán với tần suất  $P=95\%$ . Tính mức nước thấp nhất thiết kế cũng tương tự như tính mức nước cao nhất thiết kế.

#### a. Trường hợp sử dụng số liệu thực đo.

Trong chuỗi số liệu quan trắc của trạm, chọn mỗi năm một trị số mức nước nhỏ nhất để tính tần suất xuất hiện mức nước nhỏ nhất. Trong trường hợp chuỗi số liệu xuất hiện trị số âm thì phải chuyển thành chuỗi số mức nước dương để tính toán tần suất, sau đó chuyển đổi kết quả ra giá trị thực. Các bước tiến hành tương tự như trình bày ở mức §2.3.

#### b. Trường hợp không sử dụng số liệu thực đo.

Trường hợp không có tài liệu thực đo xác định mức nước thấp nhất theo tài liệu điều tra. Thông thường tham khảo mức nước thấp nhất điều tra được làm mức nước thấp nhất thiết kế.

*Tài liệu sử dụng trong chương II*

[1]. Trường Đại học Thủy lợi. Tính toán thủy văn. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 1985.

- [2]. Qui phạm tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế QP.TL. C-6-77, 1979.
- [3]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô - Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).
- [4]. Đỗ Cao Đàm, Hà Văn Khối và nnk. Thủy văn công trình. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 1993.
- [5]. Lê Văn Nghinh. Nguyên lý thủy văn. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 2000.
- [6]. Lê Văn Nghinh. Tính toán thủy văn thiết kế. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 2003.
- [7]. Đỗ Đình Khôi, Hoàng Niêm. Dòng chảy lũ sông ngòi Việt Nam. Viện khí tượng thủy văn, 1991.
- [8]. Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ - Tiêu chuẩn ngành 22TCN 220 – 95.
- [9]. Trần Đình Nghiên. Thiết kế thủy lực cho dự án cầu đường. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, 2003.
- [10]. Ngô Đình Tuấn. Phân tích thống kê trong thủy văn. Nhà xuất bản Nông nghiệp, 1998.
- [11]. Tiêu chuẩn thiết kế hệ số tiêu cho ruộng lúa QPTL 14TCN60-88.
- [13]. Nguyễn Xuân Trục, Dương Học Hải, Vũ Đình Phụng. Sổ tay thiết kế đường ô tô tập 2. Nhà xuất bản Xây dựng, 2003.
- [14]. Viện thủy lực Đan Mạch. Sơ lược về mô hình NAM.
- [15]. Viện thủy lực Đan Mạch. Giới thiệu về mô hình thủy văn.
- [16]. Hiệp hội các kỹ sư quân sự Hoa Kỳ. Hướng dẫn sử dụng mô hình HEC-HMS.

**Bảng tra trị số  $\Phi$  theo đường Pearson III ( $P_{III}$ ),  $C_v = 1$ ;  $X_p = (\Phi C_v + 1) \bar{X}$**

$C_s$	Tần suất P%													
	0.01	0.1	1.0	3.0	5.0	10	25	50	75	90	95	97	99	99.9
0.00	3.72	3.09	2.33	1.88	1.64	1.28	0.67	0.00	-0.67	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09
0.05	3.83	3.16	2.36	1.90	1.65	1.28	0.66	-0.01	-0.68	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02
0.10	3.94	3.23	2.40	1.92	1.67	1.29	0.66	-0.02	-0.68	-1.27	-1.61	-1.82	-2.25	-2.95
0.15	4.05	3.31	2.44	1.94	1.68	1.30	0.66	-0.02	-0.68	-1.26	-1.60	-1.81	-2.22	-2.88
0.20	4.16	3.38	2.47	1.96	1.70	1.30	0.65	-0.03	-0.69	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81
0.25	4.27	3.45	2.50	1.98	1.71	1.30	0.64	-0.04	-0.70	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.74
0.30	4.38	3.52	2.54	2.00	1.72	1.31	0.64	-0.05	-0.70	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67
0.35	4.50	3.59	2.58	2.02	1.73	1.32	0.64	-0.06	-0.70	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60
0.40	4.61	3.66	2.61	2.04	1.75	1.32	0.63	-0.07	-0.71	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54
0.45	4.72	3.74	2.64	2.06	1.76	1.32	0.62	-0.08	-0.71	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47
0.50	4.83	3.81	2.68	2.08	1.77	1.32	0.62	-0.08	-0.71	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40
0.55	4.94	3.88	2.72	2.10	1.78	1.32	0.62	-0.09	-0.72	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32
0.60	5.05	3.96	2.75	2.12	1.80	1.33	0.61	-0.10	-0.72	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27
0.65	5.16	4.03	2.78	2.14	1.81	1.33	0.60	-0.11	-0.72	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20
0.70	5.28	4.10	2.82	2.15	1.82	1.33	0.59	-0.12	-0.72	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14
0.75	5.39	4.17	2.86	2.16	1.83	1.34	0.58	-0.12	-0.72	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08
0.80	5.56	4.24	2.89	2.18	1.84	1.34	0.58	-0.13	-0.73	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02
0.85	5.62	4.31	2.92	2.20	1.85	1.34	0.58	-0.14	-0.73	-1.16	-1.35	-1.49	-1.70	-1.96
0.90	5.73	4.38	2.96	2.22	1.86	1.34	0.57	-0.15	-0.73	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90
0.95	5.84	4.46	2.99	2.24	1.87	1.34	0.56	-0.16	-0.73	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84
1.00	5.96	4.53	3.02	2.25	1.88	1.34	0.55	-0.16	-0.73	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79
1.05	6.07	4.60	3.06	2.26	1.88	1.34	0.54	-0.17	-0.74	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74
1.10	6.18	4.67	3.09	2.28	1.89	1.34	0.54	-0.18	-0.74	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68
1.15	6.30	4.74	3.12	2.30	1.90	1.34	0.53	-0.18	-0.74	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63
1.20	6.41	4.81	3.15	2.31	1.91	1.34	0.52	-0.19	-0.74	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58
1.25	6.52	4.88	3.18	2.32	1.92	1.34	0.52	-0.20	-0.74	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53
1.30	6.64	4.95	3.21	2.34	1.92	1.34	0.51	-0.21	-0.74	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48
1.35	6.76	5.02	3.24	2.36	1.93	1.34	0.50	-0.22	-0.74	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44
1.40	6.87	5.09	3.30	2.38	1.94	1.34	0.49	-0.22	-0.73	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39
1.45	6.98	5.16	3.30	2.38	1.94	1.34	0.48	-0.23	-0.73	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35
1.50	7.09	5.23	3.33	2.39	1.95	1.33	0.47	-0.24	-0.73	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31
1.55	7.20	5.30	3.36	2.40	1.96	1.33	0.46	-0.24	-0.73	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28
1.60	7.31	5.37	3.39	2.42	1.96	1.33	0.46	-0.25	-0.73	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24
1.65	7.42	5.44	3.42	2.43	1.96	1.32	0.45	-0.26	-0.72	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20
1.70	7.54	5.50	3.44	2.44	1.97	1.32	0.44	-0.27	-0.72	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17
1.75	7.65	5.57	3.47	2.45	1.98	1.32	0.43	-0.28	-0.72	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14
1.80	7.76	5.64	3.50	2.46	1.98	1.32	0.42	-0.28	-0.72	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11

PHỤ LỤC 2-1 (Tiếp theo)

$\Phi$ $C_s$	Tần suất P%													
	0.01	0.1	1.0	3.0	5.0	10	25	50	75	90	95	97	99	99.9
1.85	7.87	5.70	3.52	2.48	1.98	1.32	0.41	-0.28	-0.72	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08
1.90	7.98	5.77	3.55	2.49	1.99	1.31	0.40	-0.29	-0.72	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05
1.95	8.10	5.84	3.58	2.50	2.00	1.30	0.40	-0.30	-0.72	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02
2.00	8.21	5.91	3.60	2.51	2.00	1.30	0.39	-0.31	-0.71	-0.90	-0.95	-0.97	-0.99	-1.00
2.05	8.32	6.04	3.65	2.53	2.01	1.29	0.37	-0.32	-0.70	-0.87	-0.91	-0.93	-0.95	-0.95
2.10	8.43	6.17	3.68	2.54	2.02	1.27	0.35	-0.33	-0.69	-0.84	-0.88	-0.90	-0.91	-0.91
2.15	8.54	6.30	3.73	2.57	2.01	1.26	0.32	-0.34	-0.68	-0.82	-0.85	-0.86	-0.87	-0.87
2.20	8.64	6.42	3.78	2.60	2.00	1.25	0.29	-0.35	-0.67	-0.79	-0.82	-0.83	-0.83	-0.83
2.25	8.75	6.55	3.82	2.62	2.00	1.23	0.27	-0.36	-0.66	-0.77	-0.79	-0.80	-0.80	-0.80
2.30	8.86	6.67	3.86	2.63	2.00	1.21	0.25	-0.37	-0.66	-0.75	-0.76	-0.77	-0.77	-0.77
2.35	8.97	6.79	3.92	2.64	2.00	1.19	0.24	-0.38	-0.65	-0.72	-0.74	-0.74	-0.74	-0.74
2.40	9.07	6.92	3.96	2.65	2.00	1.18	0.22	-0.39	-0.64	-0.70	-0.71	-0.71	-0.72	-0.72
2.45	9.18	7.03	4.01	2.66	1.99	1.15	0.20	-0.39	-0.63	-0.68	-0.69	-0.69	-0.69	-0.69
2.50	9.23	7.15	4.05	2.66	1.97	1.13	0.19	-0.40	-0.62	-0.66	-0.67	-0.67	-0.67	-0.67
2.55	9.39	7.23	4.09	2.66	1.97	1.11	0.17	-0.40	-0.60	-0.64	-0.65	-0.65	-0.65	-0.65
2.60	9.50	7.35	4.11	2.66	1.96	1.09	0.15	-0.41	-0.59	-0.62	-0.63	-0.63	-0.63	-0.63
2.65	9.60	7.44	4.15	2.66	1.95	1.08	0.13	-0.41	-0.58	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61	-0.61
2.70	9.70	7.54	4.18	2.66	1.94	1.06	0.11	-0.41	-0.57	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59	-0.59
2.75	9.82	7.64	4.21	2.66	1.93	1.04	0.09	-0.41	-0.55	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57	-0.57
2.80	9.92	7.72	4.24	2.66	1.93	1.03	0.06	-0.42	-0.54	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56	-0.56
2.85	10.00	7.86	4.26	2.66	1.91	1.01	0.05	-0.42	-0.53	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54	-0.54
2.90	10.10	7.97	4.29	2.65	1.90	1.00	0.03	-0.42	-0.52	-0.53	-0.53	-0.53	-0.53	-0.53
2.95	10.30	8.08	4.32	2.65	1.90	0.98	0.02	-0.41	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51
3.00	10.35	8.17	4.34	2.65	1.90	0.96	0.01	-0.41	-0.49	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

**PHỤ LỤC 2-2:**

**Bảng tra hệ số moduyên  $K_p$  của đường tần suất Kriski - Menken (K-M)**

(1)  $C_s = C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,40	1,36	1,34	1,32	1,29	1,27	1,24	1,19	1,17	1,13	1,08	1,06	1,05	1,02	1,00	0,97	0,95	0,93	0,91	0,88	0,84	0,82	0,78	0,76	0,74	0,70
0,2	1,81	1,74	1,71	1,67	1,59	1,55	1,49	1,39	1,34	1,26	1,17	1,13	1,10	1,04	0,99	0,94	0,89	0,86	0,83	0,75	0,68	0,64	0,57	0,53	0,50	0,45
0,3	2,25	2,15	2,11	2,03	1,90	1,84	1,75	1,59	1,52	1,39	1,25	1,19	1,15	1,06	0,99	0,90	0,83	0,78	0,74	0,63	0,53	0,48	0,38	0,34	0,31	0,25
0,4	2,70	2,56	2,49	2,39	2,23	2,15	2,03	1,81	1,70	1,53	1,34	1,26	1,20	1,08	0,97	0,87	0,77	0,71	0,65	0,50	0,38	0,33	0,23	0,18	0,15	0,11
0,5	3,15	2,97	2,89	2,77	2,55	2,45	2,31	2,03	1,90	1,68	1,42	1,33	1,24	1,09	0,96	0,83	0,70	0,62	0,55	0,38	0,26	0,21	0,12	0,09	0,07	0,04
0,6	3,57	3,37	3,27	3,14	2,89	2,76	2,59	2,27	2,10	1,83	1,51	1,41	1,29	1,10	0,93	0,79	0,62	0,53	0,45	0,26	0,15	0,11	0,05	0,03	0,02	0,01
0,7	3,94	3,74	3,62	3,48	3,21	3,06	2,87	2,51	2,31	1,99	1,59	1,47	1,34	1,10	0,89	0,71	0,51	0,42	0,35	0,17	0,08	0,05	0,01	0,00	0,00	0,00
0,8	4,31	4,11	3,98	3,82	3,53	3,37	3,15	2,75	2,52	2,16	1,69	1,52	1,38	1,10	0,83	0,61	0,41	0,31	0,24	0,09	0,04	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
0,9	4,63	4,44	4,30	4,13	3,85	3,68	3,45	3,02	2,76	2,35	1,78	1,58	1,40	1,05	0,76	0,51	0,30	0,21	0,15	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(2)  $C_s = 1,5C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,39	1,36	1,35	1,33	1,28	1,27	1,24	1,19	1,17	1,13	1,10	1,07	1,05	1,03	1,00	0,97	0,95	0,93	0,91	0,87	0,84	0,82	0,78	0,76	0,74	0,72
0,2	1,86	1,79	1,75	1,70	1,61	1,57	1,51	1,40	1,34	1,26	1,17	1,13	1,10	1,04	0,99	0,94	0,89	0,86	0,83	0,75	0,69	0,65	0,58	0,55	0,52	0,47
0,3	2,39	2,25	2,19	2,11	1,96	1,90	1,79	1,62	1,53	1,40	1,25	1,19	1,14	1,07	0,98	0,90	0,83	0,78	0,74	0,63	0,55	0,50	0,41	0,36	0,33	0,28
0,4	2,94	2,75	2,67	2,54	2,34	2,24	2,09	1,85	1,72	1,54	1,32	1,25	1,18	1,06	0,96	0,86	0,76	0,74	0,65	0,52	0,42	0,36	0,27	0,22	0,20	0,15
0,5	3,55	3,31	3,17	3,02	2,74	2,60	2,41	2,10	1,92	1,69	1,41	1,30	1,20	1,06	0,93	0,81	0,69	0,63	0,57	0,41	0,31	0,25	0,16	0,12	0,11	0,07
0,6	4,20	3,89	3,74	3,53	3,17	3,00	2,76	2,34	2,13	1,82	1,48	1,35	1,24	1,06	0,90	0,76	0,62	0,55	0,47	0,31	0,21	0,15	0,08	0,06	0,04	0,02
0,7	4,87	4,52	4,32	4,05	3,62	3,42	3,11	2,61	2,35	1,96	1,55	1,40	1,26	1,05	0,86	0,70	0,55	0,46	0,39	0,22	0,14	0,09	0,04	0,02	0,02	0,00
0,8	5,59	5,14	4,93	4,60	4,08	3,85	3,49	2,87	2,56	2,11	1,61	1,43	1,28	1,03	0,81	0,63	0,46	0,38	0,30	0,15	0,08	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00
0,9	6,37	5,83	5,58	5,21	4,61	4,32	3,90	3,17	2,80	2,27	1,67	1,46	1,30	1,00	0,76	0,56	0,38	0,30	0,23	0,09	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
1,0	7,19	6,54	6,25	5,82	5,15	4,79	4,32	3,47	3,05	2,42	1,72	1,49	1,29	0,95	0,70	0,48	0,30	0,22	0,16	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
1,1	8,01	7,32	6,95	6,58	5,70	5,30	4,73	3,80	3,28	2,56	1,75	1,48	1,26	0,90	0,62	0,40	0,23	0,16	0,11	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,2	8,82	8,11	7,68	7,12	6,23	5,81	5,16	4,10	3,54	2,70	1,77	1,47	1,25	0,84	0,54	0,34	0,17	0,11	0,07	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(3)  $C_s = 2 C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,42	1,38	1,36	1,34	1,30	1,28	1,25	1,20	1,17	1,13	1,08	1,07	1,05	1,02	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,87	0,84	0,82	0,78	0,76	0,75	0,72
0,2	1,92	1,83	1,79	1,73	1,64	1,59	1,52	1,41	1,35	1,26	1,16	1,13	1,09	1,04	0,99	0,94	0,89	0,86	0,83	0,75	0,70	0,66	0,59	0,56	0,54	0,49
0,3	2,51	2,36	2,29	2,19	2,02	1,94	1,83	1,64	1,54	1,40	1,24	1,18	1,13	1,05	0,97	0,90	0,82	0,78	0,75	0,64	0,56	0,52	0,44	0,40	0,37	0,32
0,4	3,20	2,96	2,85	2,70	2,45	2,33	2,16	1,88	1,74	1,53	1,31	1,23	1,17	1,05	0,95	0,85	0,76	0,71	0,66	0,53	0,45	0,39	0,31	0,27	0,24	0,19
0,5	3,98	3,64	3,48	3,27	2,91	2,74	2,51	2,13	1,94	1,67	1,38	1,28	1,19	1,04	0,92	0,80	0,69	0,63	0,57	0,44	0,34	0,29	0,21	0,17	0,15	0,11
0,6	4,85	4,39	4,18	3,89	3,42	3,20	2,89	2,39	2,15	1,81	1,44	1,31	1,21	1,03	0,88	0,75	0,62	0,56	0,49	0,35	0,25	0,20	0,13	0,10	0,08	0,05
0,7	5,81	5,22	4,95	4,57	3,96	3,68	3,29	2,66	2,36	1,94	1,50	1,34	1,22	1,01	0,84	0,69	0,55	0,49	0,42	0,27	0,18	0,14	0,08	0,05	0,04	0,02
0,8	6,85	6,11	5,77	5,30	4,55	4,19	3,71	2,94	2,57	2,06	1,54	1,37	1,22	0,99	0,80	0,63	0,49	0,42	0,35	0,21	0,13	0,09	0,04	0,03	0,02	0,01
0,9	7,89	7,08	6,66	6,08	5,16	4,73	4,15	3,22	2,78	2,19	1,58	1,38	1,22	0,96	0,75	0,57	0,42	0,35	0,28	0,15	0,08	0,05	0,02	0,01	0,01	0,00
1,0	9,21	8,11	7,60	6,91	5,81	5,30	4,61	3,51	3,00	2,30	1,61	1,39	1,20	0,92	0,69	0,51	0,36	0,29	0,22	0,11	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
1,1	10,48	9,17	8,61	7,76	6,47	5,88	5,06	3,79	3,21	2,41	1,62	1,37	1,18	0,87	0,64	0,45	0,31	0,24	0,17	0,07	0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
1,2	11,80	10,26	9,65	8,65	7,10	6,50	5,50	4,05	3,45	2,50	1,62	1,34	1,13	0,81	0,58	0,40	0,26	0,19	0,13	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00

(4)  $C_s = 3 C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,42	1,39	1,36	1,35	1,31	1,29	1,25	1,21	1,17	1,14	1,09	1,07	1,05	1,02	0,99	0,97	0,94	0,93	0,91	0,87	0,84	0,83	0,79	0,77	0,76	0,73
0,2	2,06	1,99	1,88	1,80	1,69	1,63	1,55	1,42	1,36	1,26	1,16	1,12	1,09	1,03	0,98	0,93	0,88	0,86	0,83	0,76	0,71	0,68	0,62	0,59	0,57	0,53
0,3	2,86	2,62	2,50	2,36	2,12	2,02	1,88	1,67	1,54	1,39	1,23	1,17	1,12	1,03	0,96	0,89	0,82	0,79	0,75	0,66	0,59	0,55	0,48	0,45	0,43	0,38
0,4	3,78	3,41	3,23	3,00	2,64	2,48	2,25	1,91	1,75	1,52	1,29	1,21	1,14	1,03	0,93	0,84	0,76	0,72	0,67	0,57	0,49	0,45	0,37	0,34	0,31	0,27
0,5	5,00	4,34	4,10	3,75	3,22	3,00	2,66	2,17	1,94	1,63	1,33	1,23	1,15	1,01	0,90	0,79	0,70	0,65	0,60	0,48	0,41	0,36	0,29	0,25	0,23	0,19
0,6	6,28	5,48	5,06	4,58	3,82	3,50	3,07	2,42	2,14	1,76	1,38	1,26	1,15	1,00	0,86	0,74	0,64	0,58	0,53	0,41	0,33	0,28	0,21	0,18	0,16	0,13
0,7	7,70	6,59	6,07	5,43	4,44	4,00	3,49	2,70	2,35	1,87	1,42	1,27	1,16	0,97	0,82	0,69	0,58	0,52	0,47	0,34	0,26	0,22	0,16	0,12	0,12	0,09
0,8	9,21	7,74	7,11	6,31	5,11	4,58	3,92	2,94	2,51	1,97	1,45	1,29	1,15	0,95	0,78	0,65	0,53	0,47	0,41	0,29	0,21	0,17	0,12	0,09	0,08	0,06
0,9	11,00	9,14	8,32	7,33	5,84	5,21	4,40	3,22	2,70	2,09	1,47	1,28	1,14	0,91	0,74	0,60	0,47	0,41	0,36	0,24	0,17	0,13	0,08	0,06	0,05	0,03
1,0	12,89	10,64	9,66	8,43	6,62	5,85	4,80	3,47	2,89	2,15	1,49	1,28	1,13	0,88	0,70	0,55	0,42	0,36	0,31	0,19	0,13	0,10	0,06	0,04	0,03	0,02
1,1	14,85	12,24	11,02	9,54	7,40	6,50	5,37	3,74	3,05	2,24	1,49	1,27	1,11	0,85	0,66	0,50	0,37	0,31	0,26	0,16	0,10	0,07	0,04	0,03	0,02	0,01
1,2	16,86	13,83	12,43	10,68	8,21	7,16	5,85	3,99	3,23	2,31	1,50	1,27	1,08	0,81	0,61	0,46	0,33	0,27	0,22	0,12	0,07	0,05	0,03	0,02	0,01	0,01

(5)  $C_s = 4 C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,51	1,45	1,40	1,38	1,34	1,30	1,25	1,19	1,17	1,11	1,08	1,06	1,05	1,02	0,99	0,97	0,94	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,78	0,77	0,75
0,2	2,20	2,05	1,97	1,87	1,73	1,67	1,58	1,43	1,36	1,26	1,15	1,11	1,08	1,03	0,98	0,93	0,88	0,86	0,83	0,77	0,72	0,69	0,64	0,61	0,60	0,56
0,3	3,15	2,87	2,72	2,53	2,23	2,10	1,94	1,67	1,55	1,38	1,21	1,15	1,10	1,02	0,95	0,89	0,82	0,79	0,75	0,67	0,61	0,58	0,52	0,49	0,47	0,43
0,4	4,35	3,85	3,60	3,29	2,81	2,60	2,34	1,92	1,75	1,51	1,26	1,19	1,12	1,01	0,92	0,84	0,76	0,72	0,68	0,59	0,52	0,48	0,42	0,39	0,37	0,33
0,5	5,90	5,05	4,70	4,20	3,45	3,13	2,77	2,18	1,93	1,61	1,31	1,21	1,13	0,99	0,89	0,79	0,71	0,66	0,61	0,51	0,44	0,40	0,34	0,30	0,29	0,25
0,6	7,70	6,35	5,75	5,07	4,09	3,69	3,17	2,44	2,11	1,72	1,34	1,23	1,13	0,97	0,85	0,75	0,65	0,60	0,55	0,44	0,37	0,33	0,27	0,24	0,22	0,19
0,7	9,57	7,81	7,00	6,05	4,76	4,25	3,59	2,67	2,28	1,82	1,37	1,23	1,12	0,95	0,82	0,70	0,60	0,55	0,50	0,38	0,32	0,27	0,22	0,19	0,17	0,14
0,8	11,40	9,15	8,20	7,02	5,46	4,81	4,01	2,90	2,45	1,90	1,40	1,24	1,12	0,93	0,78	0,66	0,55	0,50	0,45	0,33	0,26	0,23	0,17	0,15	0,13	0,10
0,9	13,55	10,70	9,46	8,12	6,18	5,38	4,43	3,12	2,60	2,00	1,41	1,25	1,10	0,90	0,75	0,62	0,50	0,45	0,40	0,29	0,22	0,18	0,14	0,11	0,10	0,08
1,0	15,60	12,25	10,90	9,25	6,94	6,02	4,96	3,35	2,77	2,05	1,42	1,24	1,09	0,87	0,71	0,57	0,46	0,40	0,36	0,25	0,18	0,15	0,11	0,08	0,07	0,05
1,1	17,65	13,70	12,10	10,42	7,71	6,65	5,35	3,60	2,92	2,12	1,43	1,24	1,07	0,85	0,67	0,53	0,42	0,37	0,31	0,21	0,15	0,12	0,08	0,06	0,05	0,04
1,2	20,71	15,99	13,99	11,65	8,53	7,31	5,82	3,84	3,07	2,18	1,43	1,22	1,06	0,81	0,63	0,49	0,38	0,32	0,27	0,18	0,12	0,10	0,06	0,05	0,04	0,03

(6)  $C_s = 5 C_v$

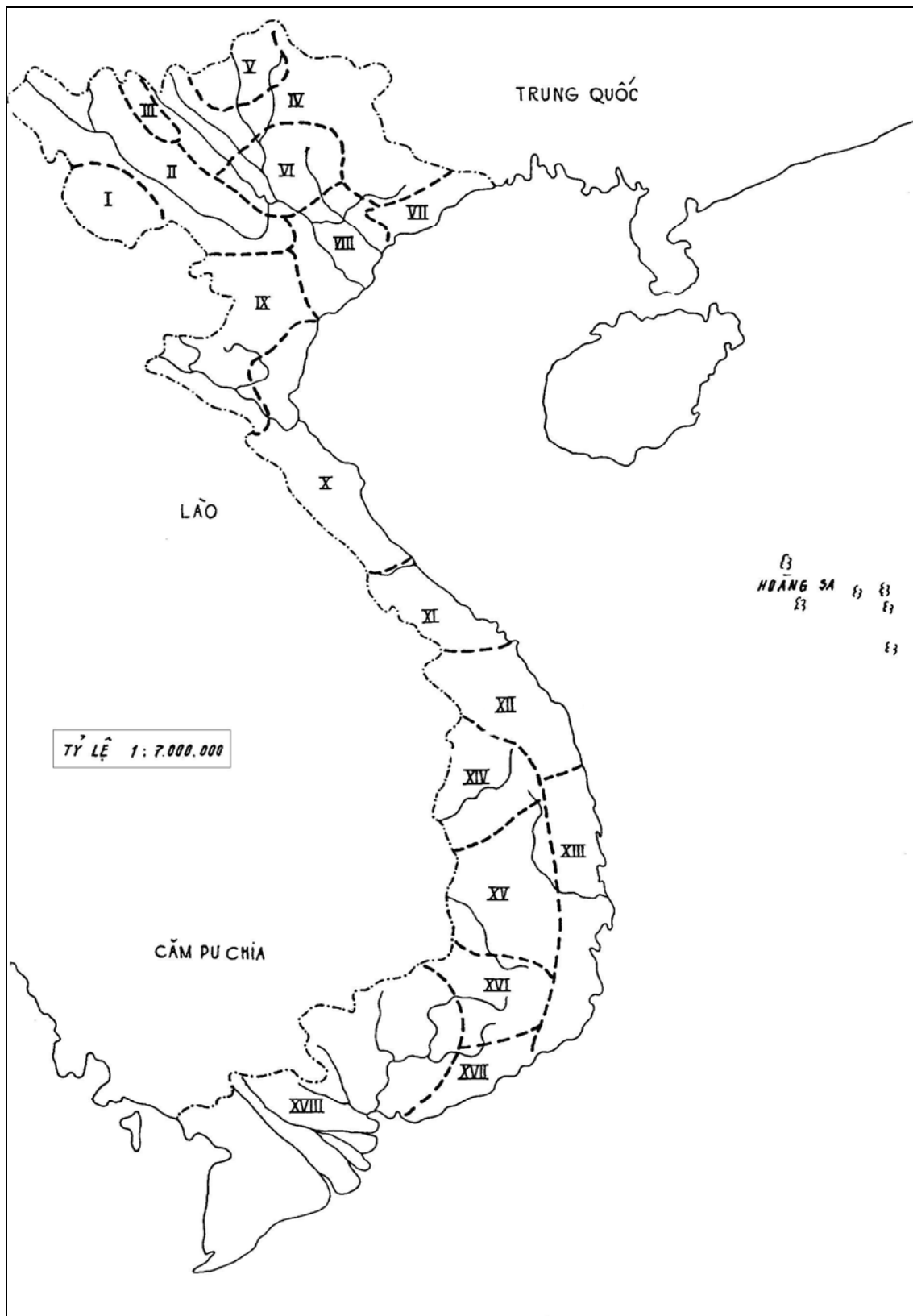
$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,54	1,47	1,43	1,40	1,34	1,31	1,27	1,20	1,17	1,13	1,08	1,06	1,05	1,02	0,99	0,97	0,94	0,93	0,91	0,88	0,84	0,82	0,78	0,76	0,75	0,73
0,2	2,34	2,15	2,06	1,95	1,78	1,70	1,61	1,44	1,36	1,26	1,15	1,11	1,08	1,02	0,97	0,93	0,88	0,86	0,83	0,77	0,73	0,70	0,66	0,63	0,62	0,59
0,3	3,43	3,07	2,87	2,66	2,31	2,16	1,98	1,67	1,55	1,37	1,21	1,15	1,09	1,01	0,94	0,88	0,82	0,79	0,75	0,68	0,63	0,60	0,55	0,52	0,51	0,47
0,4	4,91	4,23	3,90	3,51	2,92	2,69	2,38	1,93	1,74	1,49	1,25	1,17	1,10	1,00	0,92	0,84	0,77	0,73	0,69	0,61	0,55	0,51	0,45	0,42	0,41	0,37
0,5	6,65	5,50	5,05	4,44	3,52	3,21	2,79	2,17	1,90	1,60	1,30	1,20	1,10	0,98	0,88	0,79	0,71	0,67	0,63	0,53	0,47	0,43	0,37	0,34	0,32	0,29
0,6	8,70	6,95	6,24	5,40	4,22	3,77	3,21	2,42	2,08	1,70	1,32	1,20	1,11	0,97	0,85	0,75	0,66	0,62	0,57	0,47	0,40	0,36	0,31	0,28	0,26	0,23
0,7	10,70	8,43	7,51	6,43	4,91	4,34	3,65	2,62	2,22	1,79	1,34	1,20	1,10	0,94	0,82	0,71	0,61	0,56	0,52	0,41	0,34	0,31	0,25	0,23	0,21	0,18
0,8	12,71	9,96	8,82	7,54	5,69	4,93	4,06	2,88	2,41	1,86	1,36	1,22	1,10	0,92	0,78	0,67	0,56	0,51	0,47	0,36	0,29	0,26	0,20	0,18	0,16	0,14
0,9	15,05	11,60	10,25	8,64	6,41	5,52	4,50	3,10	2,54	1,94	1,36	1,22	1,09	0,90	0,75	0,63	0,52	0,47	0,42	0,32	0,25	0,22	0,16	0,14	0,12	0,10
1,0	17,41	13,30	11,71	9,83	7,15	6,17	4,94	3,33	2,71	2,00	1,39	1,22	1,08	0,87	0,71	0,58	0,48	0,42	0,37	0,27	0,21	0,18	0,13	0,11	0,10	0,08
1,1	20,0	15,20	13,25	10,96	7,90	6,85	5,33	3,52	2,85	2,05	1,40	1,20	1,06	0,84	0,68	0,55	0,44	0,39	0,34	0,24	0,18	0,15	0,10	0,09	0,08	0,06
1,2	22,71	17,17	14,81	12,14	8,63	7,35	5,75	3,75	2,98	2,11	1,41	1,20	1,04	0,81	0,65	0,51	0,41	0,36	0,31	0,21	0,15	0,12	0,08	0,07	0,06	0,04

(7)  $C_s = 6 C_v$

$P(\%)$ $C_v$	0,01	0,03	0,05	0,1	0,3	0,5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,5	99,7	99,9
0,1	1,60	1,52	1,47	1,41	1,35	1,32	1,29	1,21	1,18	1,14	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
0,2	2,48	2,25	2,15	2,02	1,83	1,74	1,63	1,45	1,37	1,26	1,14	1,10	1,07	1,02	0,97	0,92	0,88	0,86	0,84	0,78	0,74	0,72	0,67	0,65	0,64	0,61
0,3	3,75	3,25	3,05	2,80	2,38	2,22	2,01	1,68	1,55	1,37	1,19	1,13	1,08	1,01	0,94	0,88	0,83	0,80	0,77	0,70	0,65	0,62	0,57	0,55	0,53	0,50
0,4	5,48	4,54	4,15	3,68	2,98	2,73	2,40	1,92	1,73	1,47	1,23	1,16	1,10	0,99	0,91	0,84	0,77	0,74	0,70	0,62	0,56	0,53	0,48	0,45	0,43	0,40
0,5	7,30	5,90	5,25	4,58	3,64	3,26	2,81	2,14	1,89	1,56	1,27	1,18	1,10	0,98	0,88	0,80	0,72	0,68	0,64	0,55	0,49	0,46	0,40	0,37	0,36	0,33
0,6	9,39	7,37	6,57	5,54	4,31	3,82	3,22	2,38	2,05	1,66	1,30	1,19	1,10	0,96	0,85	0,76	0,67	0,63	0,58	0,49	0,43	0,39	0,33	0,31	0,29	0,26
0,7	11,50	8,90	7,85	6,57	5,00	4,38	3,63	2,60	2,20	1,73	1,32	1,20	1,10	0,94	0,82	0,72	0,63	0,58	0,53	0,43	0,37	0,33	0,28	0,25	0,24	0,21
0,8	13,80	10,50	9,26	7,63	5,66	4,93	4,03	2,82	2,36	1,82	1,34	1,21	1,09	0,92	0,79	0,68	0,58	0,53	0,48	0,38	0,32	0,28	0,23	0,20	0,19	0,16
0,9	16,40	12,30	10,70	8,79	6,38	5,51	4,44	3,04	2,51	1,90	1,36	1,20	1,08	0,89	0,75	0,64	0,54	0,49	0,44	0,33	0,27	0,24	0,19	0,17	0,15	0,12
1,0	18,90	14,10	12,10	10,00	7,16	6,11	4,86	3,26	2,66	1,96	1,37	1,20	1,07	0,87	0,72	0,60	0,49	0,44	0,39	0,29	0,23	0,20	0,15	0,13	0,12	0,09
1,1	21,50	16,00	13,70	11,18	7,91	6,71	5,27	3,46	2,80	2,03	1,37	1,20	1,05	0,85	0,68	0,56	0,45	0,40	0,35	0,26	0,20	0,17	0,12	0,10	0,09	0,08
1,2	24,00	17,80	15,40	12,39	8,67	7,31	5,69	3,67	2,90	2,08	1,38	1,19	1,04	0,82	0,66	0,53	0,42	0,37	0,32	0,22	0,17	0,14	0,10	0,08	0,07	0,06



### Bản đồ phân vùng mưa rào Việt Nam



Vùng mưa	Ranh giới phân vùng mưa rào
I	Lưu vực thượng nguồn sông Mã, sông Chu, sông Cả.
II	Vùng thượng nguồn sông Đà từ biên giới đến Nghĩa Lộ
III	Tâm mưa Hoàng Liên Sơn hữu ngạn sông Thao, từ biên giới đến Ngòi Bút.
IV	Vùng lưu vực sông Kỳ Cùng, sông Bằng Giang, thượng nguồn sông Hồng.
V	Lưu vực sông Gâm, tả ngạn sông Lô.
VI	Thung lũng sông Thao, sông Chảy, hạ lưu sông Lô Gâm.
VII	Các lưu vực bắt nguồn từ dãy Yên Tử đổ ra biển.
VIII	Vùng ven biển từ Hải Phòng đến Thanh Hoá.
IX	Các lưu vực phần trung du sông Mã, sông Chu ra đến biển.
X	Vùng ven biển từ Thanh Hoá đến Đồng Hới.
XI	Vùng ven biển từ Đồng Hới đến Đà Nẵng.
XII	Vùng ven biển từ Đà Nẵng đến Quảng Ngãi.
XIII	Vùng ven biển từ Quảng Ngãi đến Phan Rang.
XIV	Các lưu vực sông phía bắc Tây Nguyên.
XV	Các lưu vực sông phía nam Tây Nguyên.
XVI	Các lưu vực sông từ Ban Mê Thuột tới Bảo Lộc.
XVII	Vùng ven biển từ Phan Rang đến Vũng Tàu.
XVIII	Vùng Đồng bằng Nam Bộ.

PHỤ LỤC 2-4

Mô duyn định lũ  $A_{P\%}$  theo  $\phi_{ls}$ , vùng mưa và thời gian nước chảy trên sườn dốc  $\tau_{sd}$ .

Vùng mưa	$\tau_{sd}$	$\phi_{ls} = \frac{1000L}{m_{ls} J_{ls}^{1/3} F^{-1/4} (\varphi H_P)^{1/4}}$															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
I	20	0,2800	0,2600	0,2180	0,1520	0,1120	0,0920	0,0760	0,0640	0,0540	0,0470	0,0400	0,0350	0,0300	0,0180	0,0150	0,0130
	30	0,2100	0,1900	0,1600	0,1360	0,1040	0,0850	0,0720	0,0610	0,0520	0,0450	0,0380	0,0330	0,0290	0,0170	0,0140	0,0125
	60	0,1500	0,1430	0,1250	0,1110	0,0910	0,0760	0,0650	0,0550	0,0470	0,0400	0,0340	0,0300	0,0260	0,0160	0,0130	0,0120
	90	0,1140	0,1120	0,1020	0,0930	0,0170	0,0650	0,0560	0,0480	0,0410	0,0350	0,0310	0,0270	0,0240	0,0150	0,0120	0,0115
	180	0,0720	0,0710	0,0570	0,0630	0,0550	0,0480	0,0430	0,0370	0,0330	0,0290	0,0250	0,0220	0,0210	0,0140	0,0115	0,0110
II	20	0,1170	0,1140	0,1040	0,0930	0,0870	0,0650	0,0550	0,0470	0,0400	0,0340	0,0300	0,0260	0,0240	0,0180	0,0150	0,0140
	30	0,1000	0,0980	0,0910	0,0830	0,0700	0,0600	0,0520	0,0440	0,0380	0,0330	0,0280	0,0250	0,0230	0,0175	0,0140	0,0130
	60	0,0820	0,0810	0,0760	0,0700	0,0600	0,0520	0,0450	0,0390	0,0340	0,0300	0,0270	0,0240	0,0220	0,0160	0,0130	0,0125
	90	0,0670	0,0660	0,0630	0,0590	0,0520	0,0460	0,0400	0,0350	0,0310	0,0270	0,0250	0,0220	0,0200	0,0150	0,0120	0,0120
	180	0,0520	0,0510	0,0480	0,0460	0,0410	0,0360	0,0320	0,0280	0,0250	0,0220	0,0200	0,0180	0,0170	0,0140	0,0110	0,0110
III	20	0,1590	0,1530	0,1370	0,1220	0,0985	0,0831	0,0708	0,0618	0,0544	0,0492	0,0450	0,0410	0,0378	0,0281	0,0218	0,0183
	30	0,1320	0,1290	0,1160	0,1040	0,0866	0,0740	0,0650	0,0573	0,0507	0,0462	0,0420	0,0390	0,0358	0,0272	0,0211	0,0180
	60	0,0950	0,0920	0,0870	0,0790	0,0695	0,0611	0,0530	0,0497	0,0447	0,0410	0,0380	0,0350	0,0325	0,0252	0,0197	0,0170
	90	0,0730	0,0680	0,0659	0,0612	0,0549	0,0500	0,0443	0,0414	0,0384	0,0355	0,0330	0,0307	0,0292	0,0228	0,0185	0,0160
	180	0,0580	0,0540	0,0517	0,0490	0,0450	0,0420	0,0383	0,0360	0,0330	0,0303	0,0300	0,0268	0,0256	0,0205	0,0165	0,0150
IV	20	0,2730	0,2140	0,1880	0,1630	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	0,2000	0,1840	0,1630	0,1420	0,1153	0,0950	0,8160	0,0703	0,0615	0,0545	0,0479	0,0429	0,0390	0,0269	0,0212	0,0182
	60	0,1290	0,1240	0,1170	0,1070	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	0,1020	0,0930	0,0890	0,0840	0,0735	0,0645	0,0579	0,0508	0,0460	0,0410	0,0370	0,0340	0,0315	0,0230	0,0189	0,0164
	180	0,0720	0,0710	0,0670	0,0630	0,0555	0,0503	0,0456	0,0413	0,0378	0,0328	0,0315	0,0310	0,0275	0,0210	0,0178	0,0155
V	20	0,1200	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	0,1120	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	0,0980	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
	90	0,0830	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

PHỤ LỤC 2 - 4 (TIẾP)

Vùng mưa	$\tau_{sd}$	$\phi_{ls} = \frac{1000L}{m_{ls} J_{ls}^{1/3} F^{1/4} (\phi H_P)^{1/4}}$															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
VI	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	0,0944	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
VII	20	0,1060	0,1050	0,1000	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	0,0970	0,0960	0,0910	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	0,0850	0,0840	0,0800	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	0,0710	0,0700	0,0670	0,0632	0,0565	0,0506	0,0455	0,0407	0,0400	0,0330	0,0298	0,0271	0,0247	0,0168	0,0127	0,0117
	180	0,0570	0,0560	0,0540	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
VIII	20	0,1620	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	0,1460	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	0,1190	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
	90	0,1010	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	0,0620	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
IX	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	0,0178
	90	0,0905	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
X	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	0,0262	0,0243	0,0242	0,0216	0,0173	0,0130	0,0115

PHỤ LỤC 2- 4 (TIẾP)

Vùng mưa	$\tau_{sd}$	$\phi_{ls} = \frac{1000L}{m_{ls} J_{ls}^{1/3} F^{1/4} (\phi H_P)^{1/4}}$															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
	20	0,0888	0,0862	0,0800	0,0714	0,0607	0,0524	0,4610	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
XI	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
	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
XII	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
	20	0,1540	0,0149	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
XIII	60	0,0975	0,0954	0,0878	0,0808	0,0694	0,0611	0,0534	0,0477	0,0427	0,0383	0,0315	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
	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
	20	0,2300	0,2150	0,2070	0,1750	0,1190	0,0937	0,0756	0,0622	0,0517	0,0435	0,0370	0,0315	0,0273	0,0185	0,0140	0,0120
	30	0,1780	0,1710	0,1500	0,1310	0,1050	0,0855	0,0703	0,0585	0,0493	0,0415	0,0353	0,0303	0,0263	0,0178	0,0132	0,0112
XIV	60	0,1370	0,1340	0,1220	0,1100	0,0920	0,0757	0,0633	0,0533	0,0437	0,0383	0,0326	0,0284	0,0250	0,0170	0,0125	0,0103
	90	0,1100	0,1070	0,0970	0,0900	0,0760	0,0646	0,0552	0,0467	0,0405	0,0350	0,0305	0,0266	0,0236	0,0160	0,0118	0,0095
	180	0,0860	0,0660	0,0630	0,0510	0,0530	0,0464	0,0410	0,0363	0,0317	0,0280	0,0247	0,0220	0,0197	0,0140	0,0100	0,0085
	20	0,2610	0,2510	0,2330	0,2100	0,1530	0,1210	0,0965	0,0786	0,0719	0,0630	0,0508	0,0440	0,0375	0,0259	0,0211	0,0191
	30	0,2250	0,2200	0,1910	0,1660	0,1330	0,1060	0,0875	0,0730	0,0632	0,0590	0,0478	0,0420	0,0370	0,0252	0,0206	0,0189
XV	60	0,1580	0,1170	0,1360	0,1100	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	0,1050	0,1030	0,0940	0,0870	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	0,0740	0,0730	0,0687	0,0640	0,0570	0,0514	0,0463	0,0421	0,0386	0,0350	0,0321	0,0295	0,0274	0,0202	0,0172	0,0155

PHỤ LỤC 2-4 (TIẾP)

Vùng mưa	$\tau_{sd}$	$\phi_{ls} = \frac{1000L}{m_{ls} J_{ls}^{1/3} F^{1/4} (\phi H_P)^{1/4}}$															
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	220
	20	0,3000	0,2900	0,2490	0,2290	0,1840	0,1550	0,1290	0,0106	0,0900	0,0768	0,0674	0,0593	0,0530	0,0403	0,0298	0,0231
	30	0,2520	0,2430	0,2150	0,2000	0,1660	0,1380	0,1140	0,0960	0,0820	0,0717	0,0627	0,0555	0,0507	0,0368	0,0287	0,0227
XVI	60	0,1940	0,1890	0,1730	0,1550	0,1300	0,1100	0,0920	0,0790	0,0692	0,0617	0,0552	0,0493	0,0445	0,0324	0,0270	0,0218
	90	0,1480	0,1430	0,1300	0,1190	0,0990	0,0870	0,0740	0,0660	0,0590	0,0530	0,0469	0,0428	0,0392	0,0290	0,0242	0,0205
	180	0,0940	0,0920	0,0890	0,0810	0,0710	0,0630	0,0570	0,0520	0,0473	0,0433	0,0397	0,0357	0,0330	0,0265	0,0228	0,0193
	20	0,2000	0,1900	0,1660	0,1460	0,1170	0,0960	0,0800	0,0680	0,0575	0,0490	0,0420	0,0360	0,0305	0,0160	0,0140	0,0125
	30	0,1800	0,1720	0,1540	0,1370	0,1120	0,0920	0,0770	0,0650	0,0560	0,0470	0,0400	0,0345	0,0295	0,0155	0,0135	0,0122
XVII	60	0,1500	0,1470	0,1340	0,1210	0,1000	0,0840	0,0700	0,0539	0,0500	0,0430	0,0370	0,0315	0,0270	0,0150	0,0130	0,0118
	90	0,1300	0,1280	0,1270	0,1050	0,0860	0,0780	0,0620	0,0530	0,0455	0,0387	0,0335	0,0295	0,0250	0,0145	0,0125	0,0115
	180	0,0850	0,0840	0,0780	0,0720	0,0600	0,0510	0,0440	0,0375	0,0325	0,0290	0,0262	0,0235	0,0210	0,0140	0,0120	0,0110
	20	0,3020	0,2760	0,2360	0,2210	0,0167	0,0139	0,0114	0,9630	0,0819	0,0707	0,0615	0,0543	0,0478	0,0329	0,0254	0,0223
	30	0,2360	0,2290	0,2020	0,1810	0,0150	0,0125	0,0105	0,0978	0,0765	0,0660	0,0580	0,0513	0,0433	0,0312	0,0246	0,0213
XVIII	60	0,1840	0,1790	0,1380	0,1420	0,0118	0,0100	0,0857	0,0746	0,0647	0,0567	0,0505	0,0541	0,0409	0,0285	0,0228	0,0200
	90	0,1290	0,1260	0,1140	0,0980	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	0,0920	0,0890	0,0820	0,0750	0,0652	0,0580	0,0513	0,0467	0,0428	0,0390	0,0357	0,0326	0,0303	0,0232	0,0190	0,0172

## PHỤ LỤC 2-5

## Toạ độ đường cong mưa của các phân vùng mưa rào Việt Nam

Vùng mưa	Rang giới vùng mưa	Đặc trung	Thời đoạn													
			10	15	20	30	45	60	90	120	240	480	540	720	1080	1440
I	Lưu vực thượng nguồn các sông Mã, sông Chu, sông Cả	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,180 0,300	0,220 0,244	0,260 0,2167	0,340 0,189	0,430 0,1539	0,490 0,136	0,610 0,113	0,660 0,0917	0,800 0,0556	0,940 0,0326	0,950 0,0293	0,960 0,0222	0,980 0,0151	1,07 0,0124
II	Vùng thượng nguồn sông Đà từ biên giới đến Nghĩa Lộ	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,130 0,2167	0,180 0,200	0,220 0,1834	0,250 0,1389	0,330 0,1222	0,350 0,0972	0,400 0,0741	0,440 0,0815	0,580 0,0403	0,770 0,0267	0,790 0,0244	0,880 0,0204	0,900 0,0139	1,09 0,0126
III	Tâm mưa Hoàng Liên Sơn hữu ngạn sông Thao, từ biên giới đến Ngòi Hút	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,070 0,1167	0,090 0,1005	0,120 0,097	0,140 0,0778	0,200 0,0741	0,220 0,0611	0,270 0,0500	0,300 0,0417	0,440 0,0305	0,630 0,0218	0,680 0,0210	0,780 0,0181	0,830 0,0128	1,07 0,0124
IV	Vùng lưu vực sông Kỳ Cùng, sông Bằng Giang, thượng nguồn sông Hồng	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,150 0,250	0,210 0,2334	0,240 0,200	0,320 0,1778	0,380 0,141	0,470 0,1306	0,550 0,1018	0,600 0,0834	0,920 0,050	0,820 0,0285	0,830 0,0256	0,880 0,0104	0,930 0,0144	1,06 0,0123
V	Lưu vực sông Gâm, tả ngạn sông Lô	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,1005 0,1675	0,120 0,1334	0,150 0,125	0,226 0,1256	0,300 0,111	0,378 0,105	0,460 0,0852	0,537 0,0746	0,700 0,0486	0,924 0,032	0,935 0,0288	0,952 0,022	0,985 0,0152	1,055 0,122
VI	Thung lũng sông Thao, sông Chảy, hạ lưu sông Lô - Gâm	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,120 0,200	0,140 0,155	0,180 0,152	0,260 0,1445	0,300 0,112	0,380 0,1056	0,470 0,0871	0,590 0,082	0,780 0,0542	0,920 0,03195	0,950 0,0293	0,990 0,0229	1,030 0,0159	1,20 0,0139
VII	Các lưu vực bắt nguồn từ dãy Yên Tử đổ ra biển	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,098 0,1634	0,110 0,122	0,176 0,120	0,214 0,1189	0,240 0,090	0,322 0,0895	0,419 0,0776	0,508 0,0706	0,682 0,0474	0,857 0,0297	0,890 0,0275	0,912 0,0211	0,950 0,0147	1,11 0,0128
VIII	Vùng ven biển từ Hải Phòng đến Thanh Hóa	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,125 0,2084	0,160 0,1778	0,200 0,1667	0,268 0,1484	0,320 0,1185	0,408 0,1134	0,504 0,0933	0,594 0,0825	0,734 0,0516	0,890 0,0309	0,920 0,0284	0,994 0,0230	1,040 0,0160	1,16 0,0134
IX	Các lưu vực phân trung du sông Mã, sông Chu ra đến biển	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,100 0,1667	0,120 0,1334	0,150 0,125	0,220 0,1224	0,250 0,0926	0,320 0,0889	0,390 0,0722	0,460 0,0639	0,590 0,0410	0,810 0,0281	0,830 0,0256	0,890 0,0206	0,930 0,0143	1,05 0,0122
X	Vùng ven biển từ Thanh Hóa đến Đông Hới	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,080 0,1334	0,110 0,122	0,130 0,108	0,190 0,1056	0,230 0,0852	0,300 0,08335	0,380 0,0704	0,460 0,0639	0,640 0,0445	0,820 0,0285	0,835 0,0257	0,900 0,0208	0,965 0,0149	1,16 0,0134
XI	Vùng ven biển từ Đông Hới đến Đà Nẵng	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,060 0,100	0,080 0,0889	0,102 0,085	0,130 0,0922	0,170 0,0629	0,187 0,0519	0,260 0,0481	0,305 0,0424	0,415 0,0288	0,617 0,0214	0,670 0,0206	0,827 0,01915	0,935 0,0144	1,04 0,01204
XII	Vùng ven biển từ Đà Nẵng đến Quảng Ngãi	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,078 0,130	0,102 0,1134	0,118 0,0984	0,115 0,0639	0,2054 0,0759	0,240 0,0667	0,3025 0,0560	0,335 0,0465	0,500 0,0347	0,660 0,0229	0,710 0,0219	0,825 0,0190	1,060 0,0164	1,095 0,0127
XIII	Vùng ven biển từ Quảng Ngãi đến Phan Rang	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,098 0,1634	0,28 0,1423	0,1450 0,121	0,795 0,108	0,245 0,0908	0,302 0,0839	0,380 0,0704	0,440 0,0611	0,630 0,0437	0,770 0,0267	0,830 0,0256	0,870 0,0201	0,970 0,01497	1,09 0,0126
XIV	Các lưu vực sông ở Bắc Tây Nguyên	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,160 0,2667	0,232 0,257	0,295 0,2459	0,360 0,200	0,420 0,156	0,590 0,164	0,665 0,1232	0,680 0,0945	0,790 0,0549	0,890 0,0309	0,960 0,0302	0,940 0,0217	0,965 0,0149	1,005 0,01163
XV	Các lưu vực sông ở Nam Tây Nguyên	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,255 0,425	0,310 0,3445	0,463 0,386	0,510 0,2834	0,540 0,200	0,570 0,1584	0,610 0,113	0,690 0,0958	0,766 0,0530	0,820 0,0285	0,840 0,0259	0,905 0,0209	0,960 0,0148	1,02 0,0118
XVI	Các lưu vực sông từ Ban Mê Thuột tới Bảo Lộc	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,230 0,3834	0,320 0,3556	0,417 0,3475	0,530 0,2945	0,700 0,2593	0,780 0,2167	0,830 0,154	0,850 0,118	0,760 0,0604	0,950 0,033	0,965 0,0298	0,980 0,0227	0,990 0,0153	1,030 0,0119
XVII	Vùng ven biển từ Phan Rang tới Vũng Tàu	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,205 0,342	0,220 0,2445	0,250 0,2084	0,330 0,1834	0,380 0,141	0,480 0,1334	0,580 0,107	0,660 0,0917	0,730 0,0507	0,890 0,0309	0,910 0,0281	1,035 0,0239	1,045 0,01613	1,050 0,0121
XVIII	Vùng đồng bằng Nam Bộ	$\Psi_{\tau_a}$ 16,67.δ $\tau_a$	0,190 0,3167	0,285 0,315	0,330 0,275	0,430 0,239	0,520 0,193	0,610 0,1695	0,715 0,1324	0,935 0,102	0,780 0,054	0,880 0,0306	0,900 0,0278	0,980 0,0227	1,030 0,0159	1,15 0,0133

**Hệ số chuyển tần suất  $\lambda_p$ , trị số  $q_{100}$  và hệ số mũ  $n$  trong công thức triết giảm tại vị trí các trạm quan trắc trên các sông suối ở Việt Nam**

N <sup>o</sup>	Lưu vực sông	Trạm	Hệ số $\lambda$ ứng với các tần suất				Trị số $q_{100}$ (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Số mũ N
			1%	5%	10%	25%		
1	Kỳ Cùng	Lạng Sơn	1,375	1,130	1	0,793	152,0	1,67
2	Bắc Giang	Văn Mịch	1,687	1,215	1	0,682	91,0	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	89,0	2,58
5	Quang Sơn	Bản Giốc	1,498	1,153	1	0,781	56,0	1,64
6	Tiên Yên	Bình Liêu	1,744	1,216	1	0,717	652,0	2,85
7	Câu	Thác Riêng	1,627	1,189	1	0,754	101,0	2,35
8	Câu	Thác Bưởi	1,863	1,256	1	0,676	98,7	1,48
9	Đa	Gia Tiên	1,728	1,197	1	0,753	86,0	4,43
10	Công	Tân Cương	1,330	1,115	1	0,804	141,0	2,74
11	Thương	Chi Lăng	1,890	1,258	1	0,662	188,2	5,10
12	Thương	Câu Sơn	1,279	1,100	1	0,836	244,2	2,03
13	Trung	Hữu Lũng	1,503	1,160	1	0,765	63,0	1,84
14	Cắm Đàn	Cắm Đàn	1,616	1,188	1	0,707	206,0	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	0,64
18	Ngòi Bo	Tà Thành	1,768	1,190	1	0,727	464,5	2,79
19	Ngòi Thia	Ngòi Thia	1,350	1,282	1	0,633	287,0	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	0,75
22	Nậm Bùn	Nà Hừ	1,640	1,190	1	0,746	47,0	7,05
23	Nậm Pô	Nậm Pô	1,653	1,206	1	0,706	158,0	2,96
24	Nậm Mứ	Nậm Mứ	1,551	1,173	1	0,750	73,0	1,40
25	Nậm Mạ	Pa Há	1,211	1,073	1	0,878	184,0	3,19
26	Nậm Mú	Bản Củng	1,374	1,122	1	0,814	126,0	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	35,0	1,77
29	Nậm Sập	Thác Mộc	1,611	1,191	1	0,723	81,2	3,90
30	Suối Sập	Phiêng Hiêng	1,237	1,082	1	0,861	117,0	4,65
31	Lô	Đạo Đức	1,534	1,161	1	0,789	370,0	1,64
32	Lô	Vụ Quang	1,267	1,090	1	0,865	18,1	0,78
33	Ngòi Sảo	Ngòi Sảo	1,737	1,216	1	0,717	219,0	4,62
34	Gâm	Bảo Lạc	1,631	1,193	1	0,754	237,5	1,71
35	Năng	Đầu Đẳng	1,744	1,215	1	0,715	30,0	1,57
36	Ngòi Quảng	Thác Hốc	1,492	1,150	1	0,796	132,0	2,43



PHỤ LỤC 2- 6 (TIẾP)

N <sup>o</sup>	Lưu vực sông	Trạm	Hệ số λ ứng với các tần suất				Trị số q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Số mũ N
37	Cháy	Cốc Ly	1,442	1,131	1	0,819	70,0	1,30
38	Nghĩa Đô	Vĩnh Yên	1,439	1,136	1	0,812	208,0	14,28
39	Phó Đáy	Quảng Cư	1,449	1,139	1	0,808	48,0	1,86
40	Mã	Xã Là	1,604	1,194	1	0,728	270,0	1,54
41	Nậm Ty	Nậm Ty	1,939	1,236	1	0,715	29,0	2,30
42	Bưởi	Vụ Bản	1,602	1,194	1	0,728	215,0	2,11
43	Âm	Lang 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	0,95
45	Nậm Mỏ	Mường Xén	1,551	1,168	1	0,772	41,0	1,41
46	Khe Choang	Cốc Nà	1,868	1,253	1	0,684	222,0	3,22
47	Hiếu	Quy Châu	1,459	1,147	1	0,786	150,0	1,70
48	Hiếu	Nghĩa Khánh	1,593	1,186	1	0,731	109,0	1,25
49	Ngàn Sâu	Hoà Duyệt	1,488	1,153	1	0,798	153,0	1,57
50	Ngàn Trười	Hương Đại	1,438	1,143	1	0,771	515,0	3,27
51	Ngàn Phố	Sơn Diệm	1,470	1,144	1	0,796	299,0	2,23
52	Rào Cái	Kẻ Gỗ	1,298	1,106	1	0,830	616,0	5,56
53	Gianh	Đồng Tâm	1,563	1,178	1	0,740	416,0	1,88
54	Rào Trỏ	Tân Lâm	1,743	1,216	1	0,760	899,0	2,88
55	Đại Giang	Tám Lu	1,555	1,177	1	0,745	466,0	1,90
56	Kiến Giang	Kiến Giang	1,324	1,104	1	0,830	567,0	3,95
57	Bến Hải	Gia Vòng	1,840	1,250	1	0,661	727,0	4,69
58	Cái	Thành Mỹ	1,726	1,220	1	0,700	303,0	1,58
59	Trà Khúc	Sơn Giang	1,455	1,146	1	0,776	19,35	0,41
60	Vệ	An Chỉ	1,501	1,169	1	0,782	23,25	0,81
61	Côn	Cây Muồng	1,644	1,202	1	0,712	336,0	1,70
62	La Ngà	Tà Pao	1,430	1,132	1	0,821	236,0	2,07
63	Bé	Phước Long	1,440	1,138	1	0,798	186,0	1,87
64	Bến Đá	Cần Đăng	1,790	1,235	1	0,704	583,0	4,47
65	Krông Ana	Giang Sơn	1,571	1,178	1	0,741	23,6	1,33
66	Krông Ana	Krôngbuk	1,351	1,119	1	0,820	86,0	2,94



## PHỤ LỤC 2-7

Tung độ y của đường quá trình lũ ứng với hệ số hình dạng  $\lambda^*$  khác nhau

$\lambda^*$ x	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	2,4	2,6	
0,1	0,023	0,002	0	0	0																	
0,2	0,21	0,091	0,034	0,011	0,003	0	0	0	0													
0,3	0,45	0,29	0,18	0,099	0,050	0,022	0,009	0,003	0,001	0	0	0	0									
0,4	0,66	0,51	0,39	0,28	0,19	0,12	0,076	0,043	0,024	0,013	0,006	0,003	0,001	0	0	0	0	0				
0,5	0,78	0,69	0,59	0,49	0,40	0,31	0,24	0,18	0,13	0,088	0,059	0,039	0,025	0,015	0,009	0,005	0,003	0,002	0	0	0	0
0,6	0,88	0,82	0,75	0,69	0,61	0,54	0,47	0,39	0,33	0,27	0,22	0,18	0,14	0,12	0,088	0,066	0,049	0,036	0,017	0,009	0,004	
0,7	0,94	0,91	0,87	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59	0,54	0,48	0,43	0,39	0,34	0,30	0,26	0,22	0,19	0,14	0,094	0,062	
0,8	0,97	0,96	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75	0,72	0,69	0,66	0,62	0,59	0,55	0,52	0,46	0,40	0,34	
0,9	0,99	0,99	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,84	0,82	0,79	
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
1,1	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,85	0,82	
1,2	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,83	0,80	0,78	0,76	0,73	0,70	0,68	0,65	0,60	0,54	0,49	
1,3	0,97	0,95	0,93	0,91	0,88	0,85	0,82	0,78	0,75	0,71	0,68	0,64	0,60	0,56	0,52	0,48	0,44	0,41	0,34	0,28	0,22	
1,4	0,95	0,92	0,89	0,85	0,81	0,77	0,72	0,67	0,62	0,57	0,52	0,48	0,43	0,38	0,34	0,30	0,26	0,23	0,17	0,12	0,084	
1,5	0,92	0,88	0,84	0,79	0,74	0,68	0,62	0,56	0,50	0,44	0,39	0,34	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,12	0,075	0,046	0,027	
1,6	0,90	0,85	0,79	0,73	0,66	0,59	0,52	0,46	0,39	0,34	0,28	0,23	0,19	0,15	0,12	0,092	0,071	0,054	0,030	0,016	0,008	
1,7	0,87	0,81	0,74	0,66	0,59	0,51	0,44	0,37	0,30	0,25	0,20	0,15	0,12	0,089	0,066	0,047	0,034	0,024	0,011	0,005	0,002	
1,8	0,84	0,77	0,69	0,60	0,52	0,44	0,36	0,29	0,23	0,18	0,13	0,10	0,072	0,050	0,035	0,023	0,015	0,010	0,004	0,001	0	
1,9	0,81	0,73	0,65	0,55	0,46	0,37	0,29	0,23	0,17	0,13	0,089	0,063	0,043	0,028	0,018	0,011	0,007	0,004	0,001	0		
2,0	0,78	0,69	0,59	0,49	0,40	0,31	0,24	0,18	0,13	0,088	0,059	0,039	0,025	0,015	0,009	0,005	0,003	0,002	0			
2,2	0,73	0,61	0,50	0,40	0,30	0,22	0,15	0,10	0,066	0,042	0,025	0,014	0,008									
2,4	0,67	0,54	0,42	0,32	0,22	0,15	0,096	0,058	0,034	0,019	0,010	0,005	0,002									
2,6	0,62	0,48	0,35	0,25	0,16	0,10	0,060	0,032	0,017	0,008	0,004	0,002	0,001									
2,8	0,57	0,42	0,29	0,19	0,12	0,068	0,036	0,018	0,008	0,004	0,001	0,001	0									
3,0	0,53	0,37	0,24	0,15	0,086	0,045	0,022	0,010	0,004	0,002	0	0										
3,5	0,43	0,26	0,15	0,079	0,037	0,016	0,006	0,002	0	0												
4,0	0,34	0,19	0,092	0,041	0,016	0,005	0,002	0														
5,0	0,21	0,091	0,034	0,011	0,003	0	0															
6,0	0,13	0,044	0,012	0,003	0																	
8,0	0,052	0,010	0,002	0																		
$k_s$	0,19	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,002	0,37	0,38	0,38	0,39	0,40	0,40	0,41	0,41	0,42	0,42				

## PHỤ LỤC 2-8

**Thời gian nước chảy trên sườn dốc  $\tau_{sd}$  tra theo hệ số địa mạo thủy văn của sườn dốc và vùng mưa**

Vùng $\phi$	Vùng mưa																	
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII
1,0	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	9,3	9,2
1,5	10	10	10	9	10	10	18	8,5	10	10	10	13	10	9	8,7	9	9,4	9,3
2,0	17	15	17	9,5	14	10	25	9	13	15	20	20	15	9,3	9,3	9,5	9,7	9,5
2,5	24	22	20	10	20	15	32	10	15	18	28	23	20	9,5	9,5	9,6	10	9,7
3,0	35	28	25	18	30	22	37	20	18	25	35	30	25	11	10	12	20	12
4,0	40	37	32	22	35	30	42	30	25	40	55	35	30	20	20	20	25	20
5,0	53	45	50	30	44	38	50	40	30	45	65	50	40	30	25	30	35	23
6,0	62	60	60	45	60	50	55	55	40	60	72	60	55	35	32	37	40	30
7,0	70	70	72	60	75	70	65	65	65	75	80	75	65	50	50	50	60	40
8,0	75	78	80	68	85	78	75	70	70	85	90	80	70	70	65	65	70	60
9,0	80	87	90	80	90	82	85	80	80	90	95	87	82	80	70	78	80	70
10	90	95	100	86	95	88	90	90	95	95	110	105	90	85	80	80	90	80
12	100	115	120	95	100	93	100	115	115	110	130	120	100	90	90	90	97	83
15	130	150	150	120	120	120	125	135	135	135	160	150	125	115	125	115	120	100
17	160	165	180	165	170	150	165	190	170	170	200	190	160	160	150	140	145	130
20	200	220	230	200	200	185	205	235	220	220	230	235	200	200	190	175	190	165
25	260	280	265	235	260	230	250	305	290	265	300	300	250	250	250	225	240	230
30	325	360	365	320	320	310	320	370	370	335	400	380	330	320	320	285	320	300
35	370	430	435	400	370	370	400	480	430	345	470	450	400	400	400	355	380	370
40	470	530	520	470	480	470	570	495	520	410	560	540	510	480	490	425	465	460

**Hệ số chuyển tần suất  $\lambda_p$**

Vùng mưa	Tần suất P%			
	P=1%	P=2%	P=3%	P=4%
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
XVII	1	0,96	0,89	0,72

,

**Hệ số khí hậu A, B, n của 18 vùng khí hậu (trạm đại diện)**

Vùng	T (phút)	n	A	B	Vùng	T (phút)	n	A	B
I Nghĩa Lộ	≤ 90'	0,443	3,332	6,017	X Vinh	≤ 120'	0,284	1,790	3,182
	> 90'	0,762	14,500	25,035		> 120'	0,653	10,600	18,902
II Hoà Bình	≤ 60'	0,647	3,293	10,175	XI Đồng Hới	≤ 120'	0,375	2,742	2,182
	> 60'	0,627	7,060	20,262		> 120'	0,448	3,898	2,782
III Tuyên Quang	≤ 120'	0,405	1,305	2,060	XII Q.Nam Đà Nẵng	≤ 120'	0,405	3,123	3,141
	> 120'	0,491	1,945	3,096		> 120'	0,522	5,502	5,134
IV Lạng Sơn	≤ 90'	0,440	4,190	2,527	XIII Nha Trang	≤ 120'	0,377	2,507	4,507
	> 90'	0,772	18,249	11,041		> 120'	0,611	7,684	13,824
V Hà Giang	≤ 90'	0,270	2,108	1,455	XIV PleiKu	≤ 90'	0,354	3,455	4,320
	> 90'	0,630	9,898	7,135		> 90'	0,841	27,939	34,936
VI Việt Trì	≤ 120'	0,360	1,842	3,250	XV Ban Mê Thuột	≤ 30'	0,320	4,147	4,246
	> 120'	0,691	8,900	16,883		> 30'	0,822	21,665	22,183
VII Hong Gai	≤ 120'	0,372	1,886	3,561	XVI Đà Lạt	≤ 60'	0,334	2,778	4,180
	> 120'	0,707	12,057	22,768		> 60'	0,961	26,652	46,611
VIII Hà Nội	≤ 120'	0,387	2,584	4,527	XVII Phan Rang	≤ 120'	0,497	4,565	4,247
	> 120'	0,711	12,787	21,014		> 120'	0,790	18,671	17,370
IX Thanh Hoá	≤ 120'	0,300	1,854	3,413	XVIII TP. Hồ Chí Minh	≤ 90'	0,486	7,304	2,773
	> 120'	0,630	1,884	16,555		> 90'	0,861	39,472	14,923

Ghi chú:

Cường độ mưa vùng “i” với tần suất P% được xác định như sau:

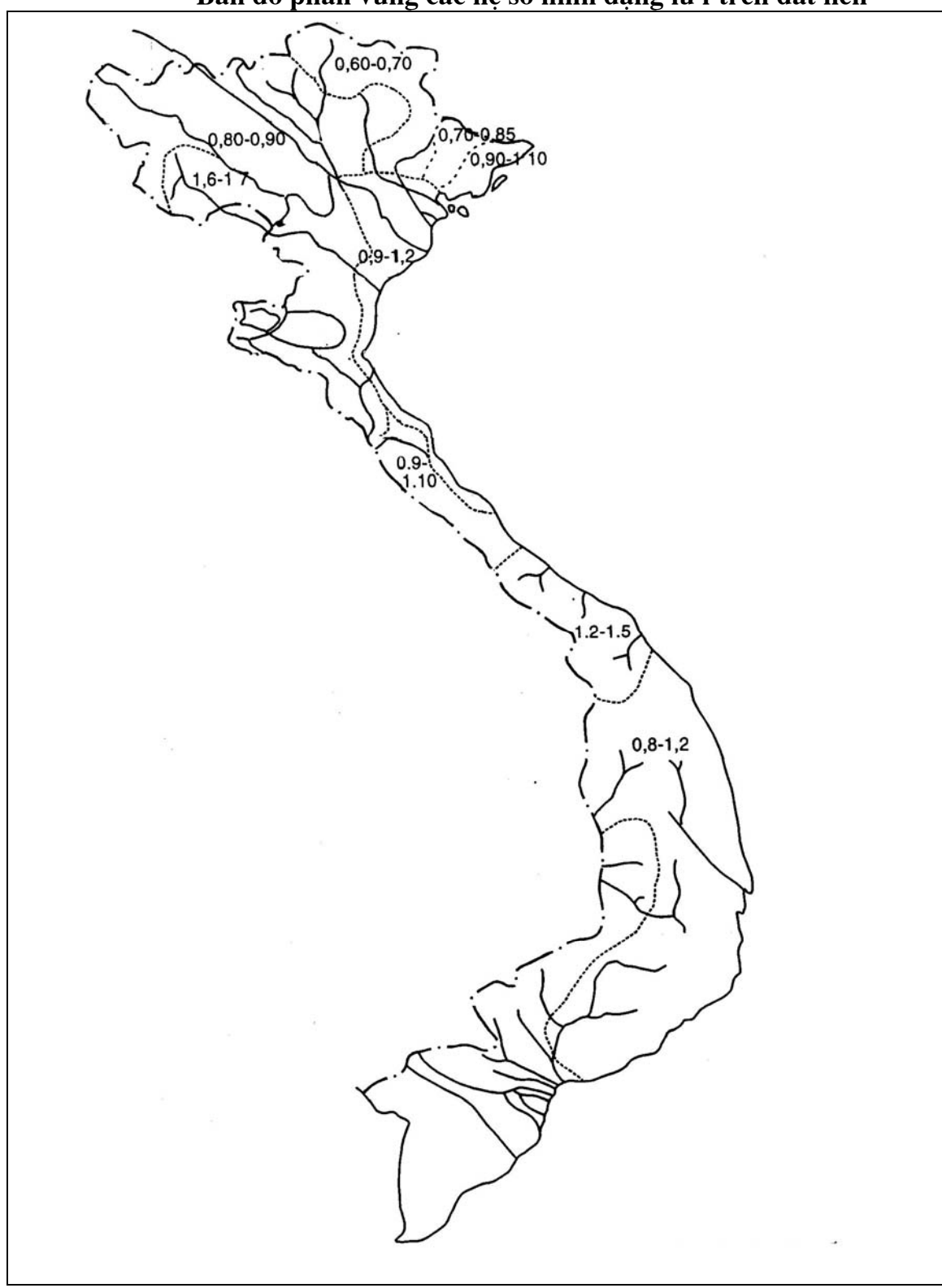
$$a_i = \frac{H_{P_i}}{H_p} . a$$

trong đó:

a: cường độ mưa của trạm đại diện  $a = \frac{A + B \log N}{t^n}$

$H_p, H_{P_i}$ : lượng mưa ngày tần suất P% ứng với trạm đại diện và với địa danh vùng “i”.

**Bản đồ phân vùng các hệ số hình dạng lũ f trên đất liền**



## **Giới thiệu một số mô hình toán thủy văn, thủy lực ứng dụng trong tính toán dòng chảy lũ**

*Trong phần này giới thiệu đến bạn đọc một số mô hình toán thủy văn, thủy lực tính toán dòng chảy lũ đang được ứng dụng rộng rãi trên thế giới và ở Việt Nam. Nội dung của phần giới thiệu là đưa ra xuất xứ và khả năng ứng dụng của từng loại mô hình. Tùy thuộc vào bài toán cụ thể và mục đích sử dụng, người tính cần tìm hiểu kỹ hơn về từng loại mô hình ở các tài liệu khác.*

### **1. Mô hình toán thủy văn.**

Việc tìm kiếm những dạng mô hình toán thủy văn có khả năng mô phỏng tốt các quá trình hình thành dòng chảy sông ngòi ở nước ta để tính toán, dự báo dòng chảy từ mưa, khôi phục các chuỗi số liệu dòng chảy theo các chuỗi số liệu mưa quan trắc được, là một trong những vấn đề được nhiều người làm công tác thủy văn ở Việt Nam quan tâm. Trong những năm gần đây, nhiều công trình nghiên cứu ứng dụng các mô hình TANK, SSARR, HEC, NAM, MIKE... vào các bài toán thủy văn đã cho thấy các mô hình này có những khả năng ứng dụng tốt, đặc biệt đối với các lưu vực vừa và nhỏ ở nước ta thường có sườn ngấn và dốc, chế độ dòng chảy chịu sự quy định khá chặt chẽ của chế độ mưa.

#### **1.1 Mô hình TANK.**

Là dạng mô hình bể chứa, tổng hợp dòng chảy trên lưu vực, được Sugawara (Nhật Bản) đưa ra từ năm 1956 và đã qua nhiều lần hoàn thiện. Hiện nay mô hình được sử dụng rộng rãi trên thế giới và ở nước ta. Mô hình TANK được ứng dụng trong các bài toán khôi phục dòng chảy từ tài liệu mưa thực đo, cũng như dự báo dòng chảy lũ cho các lưu vực vừa và nhỏ phục vụ cho công tác quy hoạch, thiết kế và quản lý tài nguyên nước. Hiện nay nhiều cơ quan ứng dụng mô hình LTANK (được cải tiến từ mô hình TANK do PGS Nguyễn Văn Lai và Thạc sĩ Nghiêm Tiến Lam viết bằng ngôn ngữ VISUAL BASIC chạy trên môi trường EXCEL7.0 với giao diện rất tiện ích đối với người sử dụng).

Tuy nhiên do mô hình có khá nhiều thông số, việc xác định các thông số đòi hỏi nhiều kinh nghiệm và yêu cầu các tài liệu khí tượng thủy văn và lưu vực khá chi tiết.

#### **1.2 Mô hình SSARR (Stream flow synthesis and Reservoir Regulation).**

Là mô hình tổng hợp dòng chảy và điều hành hồ chứa do Hiệp hội kỹ sư Hoa Kỳ xây dựng từ năm 1958 và đã qua nhiều lần cải tiến, phát triển. Đây là mô hình nhận thức thông số tập trung gồm ba thành phần:

- Mô hình lưu vực: Mô phỏng quá trình biến đổi mưa hoặc tuyết rơi trên lưu vực thành quá trình dòng chảy tại cửa ra lưu vực.
- Mô hình hệ thống sông: Mô phỏng quá trình chuyển động nước trong lòng dẫn trên từng đoạn sông.
- Mô hình điều tiết hồ chứa: Mô phỏng quá trình điều tiết hồ chứa trên hệ thống có các hồ chứa.

Đây là một mô hình tương đối hoàn chỉnh nên được nhiều nước trên thế giới ứng dụng để dự báo ngắn hạn cho vùng sông không ảnh hưởng triều, không có nước vật. Về lý thuyết, phạm vi sử dụng mô hình này là không hạn chế về diện tích lưu vực nhưng thực tế thường được sử dụng cho các lưu vực vừa và nhỏ. Mô hình cho phép xác định được nhiều đặc trưng lưu vực và ảnh hưởng của các hồ chứa trên lưu vực. Tuy nhiên mô hình chưa mô tả được hiện tượng phức tạp và có tác động tương hỗ lẫn nhau như nước vật, chảy tràn bờ, điều tiết của các bãi sông, chuyển động của nước trên các khu ngập rộng lớn. Đồng thời



yêu cầu tài liệu rất chi tiết và việc kiểm định mô hình đòi hỏi người sử dụng phải có nhiều kinh nghiệm trong xử lý.

### **1.3 Mô hình HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System)**

Đây là mô hình thủy văn mưa - dòng chảy của Hiệp hội các kỹ sư quân sự Hoa Kỳ, rất phổ biến ở nước ta, có thể ứng dụng cho nhiều vùng địa lý khác nhau nhằm giải quyết bài toán trên phạm vi rộng. Nó bao gồm cung cấp nước ở lưu vực sông lớn, dòng chảy lũ, dòng chảy ở đô thị nhỏ hoặc dòng chảy lưu vực tự nhiên. Các biểu đồ trong chương trình có thể sử dụng trực tiếp hoặc có thể dùng kết hợp với các phần mềm khác.

### **1.4 Mô hình NAM (NedbØr-AfstrØmnings-Model hay Precipitation-Runoff- Model).**

Mô hình mưa rào - dòng chảy NAM thuộc loại mô hình tất định nhận thức thông số tập trung của Viện Thủy lực Đan Mạch đã được ứng dụng ở rất nhiều nước trong khu vực châu Á như Thái Lan, Malaysia, Philippin, Ấn Độ, Srilanka... và Việt Nam. Mô hình này có thể được dùng trong bài toán phân tích thủy văn, dự báo dòng chảy lũ và dòng chảy kiệt, khôi phục chuỗi số liệu dòng chảy. Về cấu trúc mô hình NAM cũng là mô hình dạng bể chứa giống mô hình TANK, tuy nhiên thông số hiệu chỉnh mô hình ít hơn.

## **2. Mô hình toán thủy lực hệ thống sông.**

Để có được các đặc trưng thủy văn tại vị trí công trình ở hạ lưu, đối với những lưu vực thiếu tài liệu thực đo, thường sử dụng mô hình thủy lực như KRSAL, MIKE, DURFLOW... để tính cho hệ thống sông, trong đó có sử dụng kết quả của mô hình thủy văn làm đầu vào. Tuy nhiên việc ứng dụng mô hình thủy lực phức tạp hơn và đòi hỏi phải có nhiều số liệu hơn, đặc biệt là cần số liệu địa hình tỷ mỉ và chính xác.

Hiện nay ở nước ta đang sử dụng nhiều mô hình toán thủy lực khác nhau để mô phỏng dòng chảy trong các hệ thống sông. Nhiều nhất và được ứng dụng rộng rãi nhất là các mô hình toán, thủy lực dòng chảy hở một chiều để xác định lưu lượng Q và mực nước Z trong bài toán truyền triều, truyền lũ trên hệ thống sông, kênh. Có thể kể đến các mô hình KOD-01 của GS.TSKH Nguyễn Ân Niên, mô hình VRSAP và VRSAPK của cố GS. Nguyễn Như Khuê, mô hình FWQ86M của PGS. Nguyễn Tất Đắc, mô hình WENDY của Hà Lan, mô hình SOGREAH tính lũ sông Cửu Long... Ngoài ra còn có các loại mô hình toán thủy lực khác như mô hình HGKOD của PGS Nguyễn Thế Hùng dùng để tính bài toán thủy lực hai chiều đứng, mô hình KOD-02 của GS.TSKH Nguyễn Ân Niên dùng để tính truyền lũ tràn trên đồng bằng.

### **2.1 Mô hình VRSAP.**

Mô hình VRSAP (Vietnam River System And Plains) mà tiền thân của nó là mô hình KRSAL do cố GS. Nguyễn Như Khuê xây dựng, được sử dụng rộng rãi nhất ở nước ta trong những năm gần đây. Đây là mô hình toán thủy lực của dòng chảy một chiều trên toàn hệ thống sông có nối với đồng ruộng và các khu chứa nước khác. Dòng chảy trong các đoạn sông được mô tả bằng hệ phương trình Saint-Venant đầy đủ. Mô hình VRSAP có xét đến sự gia nhập dòng chảy của mưa trong tính toán thủy lực các hệ thống sông hay tính tiêu nước cho hệ thống thủy nông. Mô hình này sau khi được cải tiến về mặt giao diện và bổ sung phần tính truyền mặn trên hệ thống sông.

Mô hình VRSAP đã được sử dụng để tính toán cho các hệ thống sông Hồng, sông Thái Bình, sông Cửu Long, sông Cả, sông Hương, sông Nhật Lệ... Ngoài ra, mô hình VRSAP còn được ứng dụng rất có hiệu quả để tính toán thủy lực tưới, tiêu các hệ thống

thủy nông, quy hoạch và lập dự án quản lý, khai thác hệ thống thủy nông, quản lý lưu vực và tài nguyên nước.

## **2.2 Mô hình KOD-01 và KOD-02**

Mô hình KOD-01 và KOD-02 của GS.TSKH Nguyễn Ân Niên dùng để tính thủy lực dòng chảy hở một và hai chiều trên hệ thống sông có công trình điều tiết và đồng ruộng. Hệ phương trình Saint-Venant được sử dụng ở dạng rút gọn. Sơ đồ tính là sơ đồ hiện tam giác hỗn hợp. Sơ đồ này cho phép giải các bài toán dòng không ổn định một chiều như tính toán truyền triều, truyền lũ, phân phối nước, tiêu nước... cho mạng lưới sông, ô chứa công trình điều tiết với độ phức tạp bất kỳ. Mô hình có thể phục vụ tính toán quy hoạch dự báo lũ và phân phối nước, phục vụ thiết kế và quản lý hệ thống kênh tưới, tiêu và các mục đích khác trong công tác thủy lợi ở nước ta.

## **2.3 Mô hình HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System)**

Một trong những mô hình thuận tiện khi sử dụng là mô hình HEC-RAS do Trung tâm Thủy văn Công trình thuộc Hiệp hội Kỹ thuật quân sự Mỹ (Hydrologic Engineering Center of US Army Corps of Engineers) xây dựng. Mô hình có ưu điểm nổi bật là cho kết quả rõ ràng, có hình vẽ sơ đồ mạng lưới sông, các mặt cắt của từng nút sông. Các quan hệ  $Q \sim t$  và  $z \sim t$  được trình bày ở dạng bảng biểu và đồ thị, đường mặt nước trong sông được mô tả rõ ràng. Các công trình trên sông như cống, tràn được mô tả chi tiết với nhiều tính năng tiện lợi cho người sử dụng. Mô hình HEC-RAS là mô hình tính dòng chảy một chiều của hệ thống sông. Mô hình có hạn chế là không xét đến lượng mưa rơi xuống các khu chứa sau đó gia nhập dòng chảy và không có các loại ruộng hở như mô hình VRSAP.

## **2.4 Mô hình MIKE**

Gần đây, một mô hình đã gây được nhiều chú ý là mô hình thủy động lực MIKE của Viện thủy lực Đan Mạch (DHI). Mô hình áp dụng với chế độ sóng động lực hoàn toàn ở cấp độ cao. Trong chế độ này MIKE có khả năng tính toán với dòng nhanh, lưu lượng thủy triều, hiệu quả nước động thay đổi nhanh, sóng lũ, lòng dẫn dốc. Chế độ dòng chảy cho một đoạn sông đơn được mô tả bằng hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng Saint - Venant và giải hệ theo phương pháp sai phân hữu hạn 6 điểm ẩn. Mô hình có giao diện thân thiện, tiện cho người sử dụng, cho kết quả rõ ràng. Hiện nay mô hình này vẫn phải có khoá cứng do đó chưa được sử dụng rộng rãi.

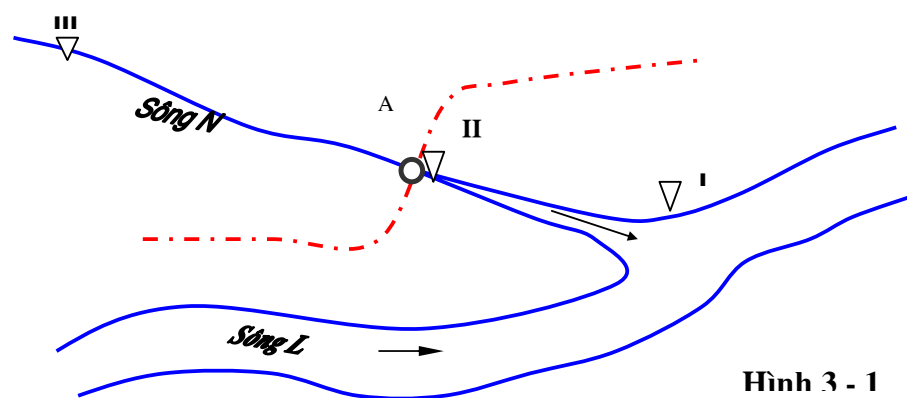
## CHƯƠNG III - TÍNH TOÁN THUYẾT VẤN TRONG TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT

### § 3.1. Tính toán dòng chảy khi vị trí cầu bị ảnh hưởng nước dâng sông lớn

#### 3.1.1. Đặt vấn đề

Khi tuyến đường chạy dọc theo sông, thường thường cầu cống đều bị ảnh hưởng nước tràn ngược do nước sông lớn (L) dâng lên và chảy ngược vào sông nhánh (N). Sông N là một nhánh của sông L ở tả ngạn sông L, đỉnh lũ của sông L thường rất cao. Nước dồn từ sông L vào sông N, lan tới trên vị trí A là nơi tuyến đường băng qua. Do đó cầu xây dựng tại A sẽ phải làm việc trong khu vực nước tràn ngược

Nước ở sông N chảy tới cầu A có thể bị nước dâng giữ lại toàn phần hay cục bộ trong một thời gian nào đó. Phần nước ứ tích lại tạo nên khu chứa nước trước cầu. Trong trường hợp nước dâng lên mạnh, hướng nước của sông L có thể ngược lại hướng nước của sông N. Vì thế thể tích nước qua cầu không những chỉ do lưu lượng dòng chảy sông N hình thành mà còn phải kể cả lưu lượng của sông L dồn ngược qua cầu nữa.



Hình 3 - 1

#### 3.1.2. Tính lưu lượng thiết kế khi có số liệu quan trắc thủy văn

##### a. Tài liệu ban đầu:

- Số liệu mực nước giờ của trận lũ điển hình, tại tim cầu:
  - Trường hợp 1: nếu thượng hạ lưu cầu có trạm thủy văn quan trắc mực nước trong nhiều năm, thì tại cầu cần tổ chức quan trắc mực nước của một mùa lũ. Sau đó lập tương quan mực nước giữa vị trí cầu và trạm thủy văn để kéo dài mực nước tại cầu ra thời kỳ nhiều năm.
  - Trường hợp 2: nếu thượng hạ lưu cầu không có trạm thủy văn, thì với cầu đặc biệt lớn, cần tiến hành quan trắc mực nước tại cầu ít nhất trong một mùa lũ. Còn đối với cầu nhỏ, cầu trung và cầu lớn thông thường thì lưu lượng thiết kế tính theo trường hợp không có tài liệu quan trắc (được trình bày ở mục 3.1.3)

- Bình đồ địa hình hoặc bản đồ tỷ lệ 1/5000; 1/10000. Phạm vi của bản đồ phải bao quát hết phạm vi ảnh hưởng nước dâng của sông lớn về phía thượng lưu công trình.

##### b. Công thức tính lưu lượng:

Trường hợp bất lợi nhất của chế độ thủy lực tại cầu là: sông nhánh phát sinh đỉnh lũ lớn nhất, trong khi lưu vực sông nhánh ở thượng lưu cầu nước sông lớn đã tràn đầy và

bắt đầu rút mạnh. Đó chính là tổ hợp giữa giá trị cực đại của nước dâng sông lớn với đỉnh lũ bản thân sông nhánh cùng thoát qua cầu về hạ lưu. Khi đó  $dh/dt$  (tốc độ nước rút) có trị số âm nên có công thức tính lưu lượng như sau:

$$Q_c = \Omega \frac{dh}{dt} + Q_p \quad (3-1)$$

trong đó:

$\Omega \frac{dh}{dt} = Q_{\text{dềnh sông lớn}}$ , xác định trên đồ thị (4), cụ thể xem đồ thị hình 3 - 2;

$Q_p$ : lưu lượng lũ bản thân sông nhánh ứng với tần suất thiết kế,  $m^3/s$ .

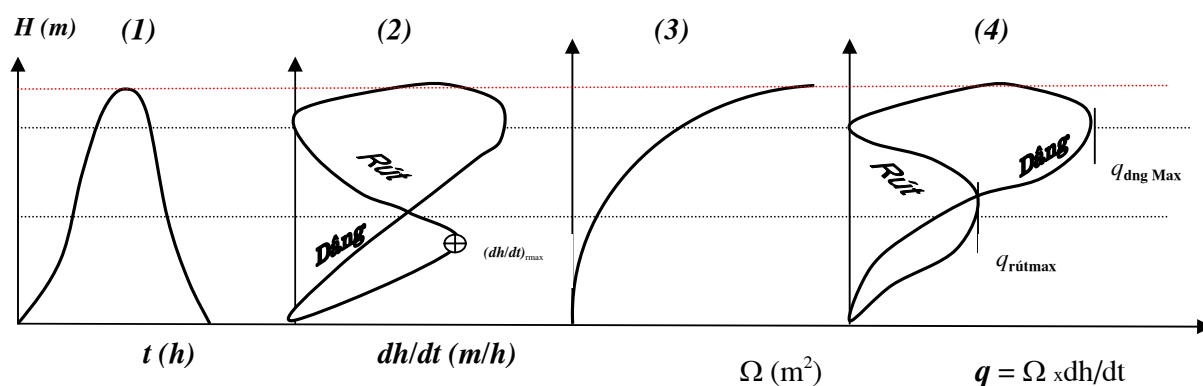
**c. Trình tự tính lưu lượng thiết kế:**

**Bước 1:** Tính lưu lượng nước dâng sông lớn  $\Omega \frac{dh}{dt}$  :

- Xây dựng đồ thị xác định lưu lượng nước dâng sông lớn :

Chọn một trận lũ điển hình có sự tổ hợp lũ lớn nhất giữa sông lớn và sông nhánh trong thời kỳ quan trắc để xây dựng các biểu đồ sau:

- Vẽ đường quá trình mực nước  $H=f(t_{\text{giờ}})$ : đồ thị (1)
- Vẽ đường quan hệ  $H=f(dh/dt)$ : đồ thị (2)
- Vẽ đường quan hệ  $H=f(\Omega)$  : đồ thị (3)
- Vẽ đường quan hệ  $H=f(q = \Omega dh/dt)$ : đồ thị (4)



**Hình 3 -2**

**Hướng dẫn vẽ đồ thị:**

+ **Đồ thị (1):** là đường quá trình mực nước giờ của trận lũ thiết kế. Trận lũ thiết kế được thu phóng từ trận lũ điển hình (trận lũ điển hình là trận lũ tổ hợp lớn nhất giữa lũ sông nhánh và sông lớn).

+ **Đồ thị (2):** xác định từ đồ thị (1) bằng cách chia thời gian lũ dâng và lũ rút thành các cấp thời gian  $dt = 1$  giờ. Trên trục tung ( $H$ ) xác định được  $dh$  tương ứng với  $dt$  đã lựa chọn ở trục hoành. Với nhánh nước dâng mang  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  dấu dương, ngược lại nhánh nước rút  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  mang dấu âm. Với nhiều cặp  $H_i, \left(\frac{dh}{dt}\right)_i$  ta vẽ được đường  $H = f\left(\frac{dh}{dt}\right)$ .

*Chú ý:*

- Thu phóng đường quá trình lũ xem Chương II.
- Đường  $H = f\left(\frac{dh}{dt}\right)$  hình thành 2 nhánh nước dâng và nước rút riêng biệt.
- Đồ thị (2): hình thành 2 cực đại, nhánh nước dâng  $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{dang\ max}$  và nhánh nước

rút  $\left(\frac{dh}{dt}\right)_{rut\ max}$

+ **Đồ thị (3):** dựa vào bình đồ địa hình hoặc bản đồ tỷ lệ 1/5000, 1/10000 xác định diện tích mặt nước dềnh khu vực phía thượng lưu cầu ( $\Omega$ ) tương ứng với các cấp mực nước trên đồ thị (1). Như vậy ứng với mỗi mực nước  $H_i$  xác định được  $\Omega_i$  tương ứng. Với nhiều cặp  $H_i, \Omega_i$  ta vẽ được đường quan hệ  $H=f(\Omega)$ .

+ **Đồ thị (4):** ứng với mỗi mực nước trên đồ thị (1) xác định trên đồ thị (2) được 2 trị số  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  nhánh nước dâng và  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  nhánh nước rút và trên đồ thị (3) xác định được 1 trị số  $\Omega_i$  tương ứng. Nhân  $\Omega_i$  với  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  của nhánh nước dâng được  $q_i = \Omega_i \left(\frac{dh}{dt}\right)_i$  và  $\left(\frac{dh}{dt}\right)$  của nhánh nước rút được  $-q = \Omega_i \left(-\frac{dh}{dt}\right)_i$ . Với nhiều cặp  $\Omega_i, \left(\frac{dh}{dt}\right)_i$  của hai nhánh nước dâng và nước rút ta vẽ được đồ thị  $H = f(q)$ .

*Chú ý:*

- Đồ thị (4): hình thành 2 cực đại, nhánh nước lên ( $q_{dang\ max}$ ) và nhánh nước rút ( $q_{rut\ max}$ );
- Mực nước tương ứng với trị số cực đại của lưu lượng nước rút ( $q_{rut\ max}$ ) là mực nước dùng để tính khẩu độ cầu.

- Xác định lưu lượng nước dềnh thiết kế:

Trên đồ thị (4), ở nhánh nước rút trị số cực đại ( $q_{rut\ max}$ ), chính là lưu lượng dềnh sông lớn thiết kế tại vị trí cầu.

**Bước 2:** Tính lưu lượng lũ bản thân sông nhánh ứng với tần suất thiết kế ( $Q_p$ ):

Các trường hợp tính toán như sau:

- Trường hợp 1:

Nếu tại vị trí cầu có trạm quan trắc lưu lượng và số năm quan trắc đủ dài thì lưu lượng thiết kế tính theo phương pháp thống kê xác suất, cách tính được trình bày trong Chương II. Trị số lưu lượng này chính là lưu lượng thiết kế cầu, bao gồm lưu lượng lũ bản thân sông nhánh và lưu lượng nước dềnh sông lớn.

- Trường hợp 2:

Nếu tại vị trí cầu số năm quan trắc ngắn (không bảo đảm điều kiện nêu ở trường hợp 1), thì phải kéo dài chuỗi lưu lượng ra thời kỳ nhiều năm. Phương pháp kéo dài xem hướng dẫn ở Chương II. Sau đó tiếp tục tính theo trường hợp 1.

- Trường hợp 3:

Tại vị trí cầu không quan trắc lưu lượng, nhưng thượng hoặc hạ lưu cầu có trạm quan trắc lưu lượng. Trong trường hợp này lại phải phân ra hai trường hợp:

- Trường hợp a: trạm thủy văn này vẫn nằm trong phạm vi ảnh hưởng nước dâng sông lớn;
- Trường hợp b: trạm thủy văn nằm ngoài phạm vi ảnh hưởng nước dâng sông lớn.

Mỗi trường hợp có cách tính sau:

- Trường hợp a: Lưu lượng thiết kế tại cầu tính theo phương pháp lưu vực tương tự, theo tài liệu quan trắc của trạm thủy văn thượng lưu hoặc trạm thủy văn hạ lưu. Phương pháp tính lưu lượng theo lưu vực tương tự xem Chương II.

- Trường hợp b: lưu lượng thiết kế tính theo công thức (3-1)

trong đó:

Trị số  $\Omega \left( \frac{dh}{dt} \right)$  cách tính theo đồ thị (4), đã trình bày ở trên.

Trị số  $Q_p$ : cách tính như trường hợp a, nhưng kết quả lưu lượng tính toán là lưu lượng lũ bản thân sông nhánh tại vị trí cầu.

### 3.1.3. Tính lưu lượng thiết kế khi không có số liệu quan trắc thủy văn

#### a. Công thức tính lưu lượng thiết kế

Áp dụng công thức của Bônđacốp:

$$Q_l = Q_p + Q_d \tag{3 - 2}$$

$$Q_d = \frac{h\Omega\alpha}{T}$$

trong đó:

h: tốc độ rút lớn nhất trong 1 ngày hoặc 1 giờ, m/ngày hoặc m/h;

T: thời gian, bằng 86400s (h tính theo ngày) hoặc 3600s (h tính theo giờ);

$\alpha$ : hệ số không đều, trong 1 ngày  $\alpha = 1,5$ ; trong 1 giờ  $\alpha = 1,2$ ;

$\Omega$ : diện tích mặt nước ở thượng lưu cầu ứng với mực nước thiết kế,  $m^2$ .

$Q_p$ : lưu lượng đỉnh lũ thiết kế của bản thân lưu vực sông nhánh tính tới cầu,  $m^3/s$ ;

#### b. Trình tự tính toán:

- Xác định lưu lượng đỉnh lũ thiết kế của bản thân lưu vực sông nhánh tính tới cầu ( $Q_p$ ):

$Q_p$  xác định theo phương pháp gián tiếp từ mưa rào ra dòng chảy, khi:

- Diện tích lưu vực  $F \leq 100km^2$ ,  $Q_p$  tính theo "Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ 22TCN 220 – 95".

- Diện tích lưu vực  $F > 100km^2$ ,  $Q_p$  theo công thức Đ.L.Xôkôlôpski, công thức triết giảm v.v... Cách tính cụ thể xem Chương II.

- Xác định diện tích mặt nước khu vực chịu ảnh hưởng nước dâng sông lớn phía thượng lưu cầu ứng với mực nước dâng thiết kế ( $\Omega$ ).

- Có thể dựa vào bản đồ (dựa vào đường đồng mức) để xác định phạm vi ảnh hưởng ứ dâng.

- Khi không có bản đồ, hoặc bản đồ không thoả mãn cho việc xác định phạm vi ứ dềnh thì phải điều tra phạm vi ứ dềnh ngoài thực địa. Sau đó dùng máy kinh vĩ và mia để xác định phạm vi ứ dềnh, theo phương pháp đo đường sườn khép kín.

- Xác định cường suất lũ rút h

- Trường hợp trên sông lớn có trạm thủy văn, với điều kiện quy luật biến đổi mực nước của trạm thủy văn cũng phù hợp với quy luật mực nước dềnh của sông lớn ở khu vực cầu, thì có thể dùng số liệu quan trắc mực nước của trạm thủy văn này để xác định h.

- Trường hợp không có số liệu quan trắc mực nước: căn cứ vào số liệu điều tra mực nước ngoài thực địa, qua thăm hỏi nhân dân về quá trình diễn biến của trận lũ lịch sử tại khu vực cầu làm căn cứ xác định h.

### 3.1.4. Tính mực nước thiết kế

#### a. Công thức tính

Phần lớn các trường hợp đều không thu thập được tài liệu quan trắc thủy văn nên vấn đề tính toán gặp rất nhiều khó khăn. Thông thường trên sông lớn và sông nhánh chỉ có thể điều tra được một vài mực nước lũ lịch sử và mực nước trung bình hàng năm, vị trí điều tra nằm ngoài phạm vi ứ dềnh. Khi đó phải dựa vào cách xác định mực nước sẽ xảy ra dưới cầu trong trường hợp bất lợi nhất (lũ sông lớn và sông nhánh cùng rút). Có thể dùng phương pháp đơn giản sau đây của Tôpêliuliman, để tính ra mực nước dềnh dưới cầu  $H_c$

Công thức Tôpêliuliman như sau:

$$i_o \frac{l_A}{h_o} = f\left(\frac{Z_1}{h_o}\right) - f\left(\frac{Z_A}{h_o}\right) \tag{3-3}$$

trong đó:

$i_o$ : độ dốc bình quân lòng sông nhánh;

$l_A$ : khoảng cách từ cầu đến cửa sông, m;

$Z_1$ : hiệu số giữa mực nước dôn ngược và mực nước tương ứng với  $h_o$  tại cửa sông, m;

$Z_A$ : hiệu số giữa mực nước dôn ngược và mực nước tương ứng với  $h_o$  tại tim cầu, m;

$h_o$ : độ sâu bình quân của sông nhánh, không kể nước dôn ngược, m

$$h_o = \frac{\omega_{BT}K_T + \omega_{BP}K_P + \omega_{ch}}{B_{BT}K_T + B_{BP}K_P + B_{ch}} \tag{3-4}$$

$\omega_{BT}, \omega_{BP}$ : diện tích bãi trái, bãi phải,  $m^2$ ;

$B_{BT}, B_{BP}$ : chiều rộng bãi trái, bãi phải, m;

$\omega_{ch}, B_{ch}$ : diện tích và chiều rộng dòng chủ,  $m^2$ ;

$K_T, K_P$ : tỷ số giữa lưu tốc bãi trái với lưu tốc dòng chủ và lưu tốc bãi phải với lưu tốc dòng chủ;

$f(Z_1/h_o)$  và  $f(Z_A/h_o)$ : hai hàm số tính sẵn của Tôpêliuliman, xác định theo bảng 3-1.

Căn cứ vào các công thức trên sẽ tìm ra  $Z_A$  và  $Z_A+h_o$  tức là mực nước dưới cầu kể cả nước dôn ngược;

L: khoảng cách đoạn sông nhánh bị ảnh hưởng ứ dềnh của sông lớn tính từ cửa sông trở lên;

Coi mặt nước dềnh là hình parapol tiếp tuyến tại M với mặt nước sông nhánh, tại N với mặt nằm ngang. Như vậy có thể tính L theo công thức gần đúng sau:

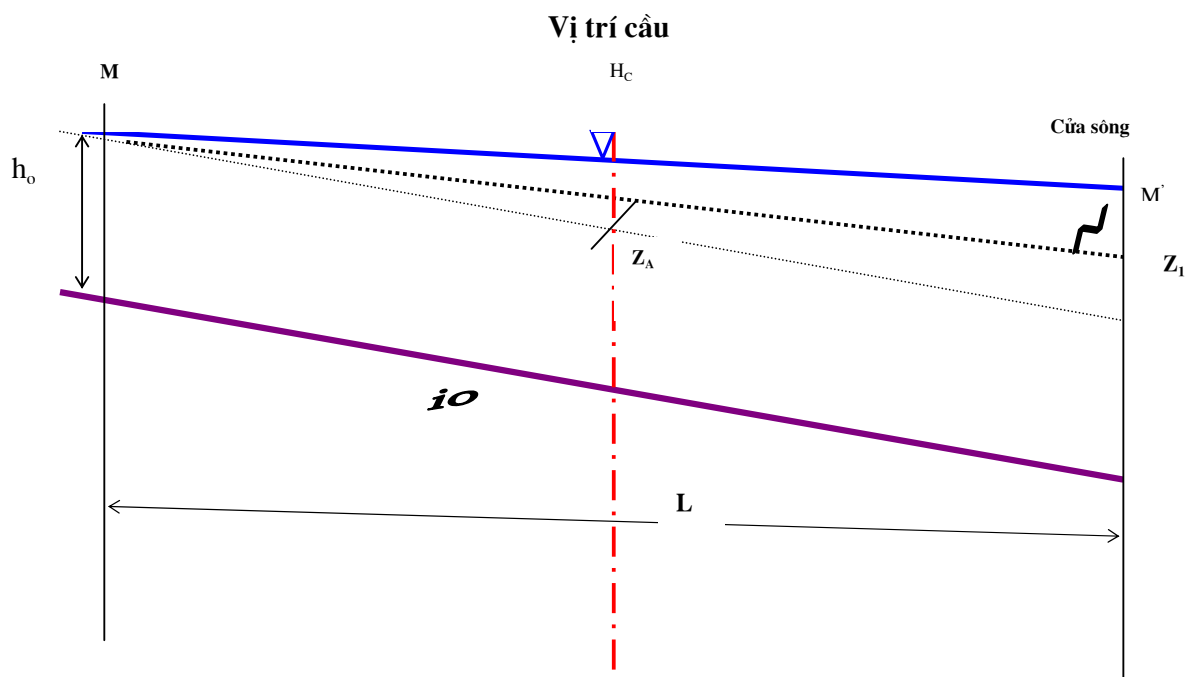
$$L=2Z_1/i_0 \tag{3-5}$$

Xem minh hoạ hình 3-3.

**Bảng 3-1**

**Bảng trị số đường cong ứ dềnh  $f(z/h_0)$  lập theo phương pháp Tôpêliuliman**

$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$	$Z/h_0$	$f(Z/h_0)$
1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0.010	0.0067	0.170	1.0608	0.330	1.3964	0.490	1.6468	0.650	1.8631	0.810	2.0615	0.970	2.2496
0.015	0.1452	0.175	1.0740	0.335	1.4050	0.495	1.6540	0.655	1.8695	0.815	2.0675	0.975	2.2554
0.020	0.2444	0.180	1.0869	0.340	1.4136	0.500	1.6610	0.660	1.8759	0.820	2.0735	0.980	2.2611
0.025	0.3222	0.185	1.0995	0.345	1.4221	0.505	1.6682	0.665	1.8823	0.825	2.0795	0.985	2.2688
0.030	0.3863	0.190	1.1119	0.350	1.4306	0.510	1.6753	0.670	1.8887	0.830	2.0855	0.990	2.2725
0.035	0.4411	0.195	1.1244	0.355	1.4390	0.515	1.6823	0.675	1.8951	0.835	2.0915	0.995	2.2782
0.040	0.4889	0.200	1.1361	0.360	1.4473	0.520	1.6893	0.680	1.9014	0.840	2.0975	1.000	2.2839
0.045	0.5316	0.205	1.1497	0.365	1.4556	0.525	1.6963	0.685	1.9077	0.845	2.1035	1.100	2.3971
0.050	0.5701	0.210	1.1595	0.370	1.4638	0.530	1.7032	0.690	1.9140	0.850	2.1095	1.200	2.5083
0.055	0.6053	0.215	1.1709	0.375	1.4720	0.535	1.7101	0.695	1.9203	0.855	2.1154	1.300	2.6879
0.060	0.6376	0.220	1.1821	0.380	1.4801	0.540	1.7170	0.700	1.9266	0.860	2.1213	1.400	2.7264
0.065	0.6677	0.225	1.1931	0.385	1.4882	0.545	1.7239	0.705	1.9329	0.865	2.1272	1.500	2.8337
0.070	0.6958	0.230	1.2040	0.390	1.4962	0.550	1.7308	0.710	1.9392	0.870	2.1331	1.600	2.9401
0.075	0.7222	0.235	1.2448	0.395	1.5041	0.555	1.7376	0.715	1.9455	0.875	2.1390	1.700	3.0458
0.080	0.7472	0.240	1.2254	0.400	1.5111	0.560	1.7444	0.720	1.9517	0.880	2.1449	1.800	3.1508
0.085	0.7708	0.245	1.2358	0.405	1.5197	0.565	1.7512	0.725	1.9579	0.885	2.1508	1.900	3.2553
0.090	0.7933	0.250	1.2461	0.410	1.5275	0.570	1.7589	0.730	1.9641	0.890	2.1567	2.000	3.3594
0.095	0.8148	0.255	1.2563	0.415	1.5353	0.575	1.7647	0.735	1.9703	0.895	2.1625	2.100	3.4631
0.100	0.8353	0.260	1.2664	0.420	1.5430	0.580	1.7714	0.740	1.9765	0.900	2.1683	2.200	3.5664
0.105	0.8550	0.265	1.2763	0.425	1.5507	0.585	1.7781	0.745	1.9827	0.905	2.1742	2.300	3.6694
0.110	0.8739	0.270	1.2861	0.430	1.5583	0.590	1.7848	0.750	1.9888	0.910	2.1800	2.400	3.7720
0.115	0.8922	0.275	1.2958	0.435	1.5659	0.595	1.7914	0.755	1.9949	0.915	2.1858	2.500	3.8745
0.120	0.9098	0.280	1.3054	0.440	1.5734	0.600	1.7980	0.760	2.0010	0.920	2.1916	2.600	3.9768
0.125	0.9296	0.285	1.3149	0.445	1.5809	0.605	1.8046	0.765	2.0071	0.925	2.1974	2.700	4.0789
0.130	0.9434	0.290	1.3243	0.450	1.5884	0.610	1.8112	0.770	2.0132	0.930	2.2032	2.800	4.1808
0.135	0.9595	0.295	1.3336	0.455	1.5958	0.615	1.8178	0.775	2.0193	0.935	2.2090	2.900	4.2826
0.140	0.9751	0.300	1.3428	0.460	1.632	0.620	1.8243	0.780	2.3243	0.940	2.2148	3.000	4.3843
0.145	0.9903	0.305	1.3519	0.465	1.6106	0.625	1.8308	0.785	2.0315	0.945	2.2206	3.500	4.8891
0.150	1.0051	0.310	1.3610	0.470	1.6179	0.630	1.8373	0.790	2.0375	0.950	2.2264	4.000	5.3958
0.155	1.0195	0.315	1.3700	0.475	1.6252	0.635	1.8438	0.795	2.0435	0.955	2.2322	4.500	5.8993
0.160	1.0335	0.320	1.3789	0.480	1.6324	0.640	1.8503	0.800	2.0495	0.960	2.2380	5.000	6.4020
0.165	1.0473	0.325	1.3877	0.485	1.6396	0.645	1.8567	0.805	2.0555	0.965	2.2438		



**Hình 3 - 3** Đường mặt nước khu vực ảnh hưởng ứ dềnh sông lớn, trên sông nhánh



## b. Thí dụ tính toán

- Đầu bài:

Trên sông nhánh, điều tra và tính toán ra được mực nước ứng với tần suất 1% của bản thân là 96,21m tại cửa sông và 97,02m tại cầu. Độ dốc bình quân lòng sông nhánh là  $i_0=0,000336$ . Khoảng cách từ cầu đến cửa sông là: 2400m. Trên sông nhánh tại cửa sông đo được mặt cắt ngang sông.

Trên sông lớn, tại mặt cắt L xác định được mực nước ứng với tần suất thiết kế, chuyển về cửa sông nhánh là: 99,34m

Yêu cầu xác định mực nước dềnh sông lớn tại cầu ứng với tần suất

- Bài giải:

Như vậy  $Z_1 = 99,34 - 96,21 = 3,13$  m

Tính  $h_0$  tại cửa sông nhánh:

Căn cứ vào mặt cắt ngang sông nhánh tại cửa sông đã đo, áp dụng công thức (3- 4), tính được  $h_0 = 4,68$ m

$$\text{Lập tỷ số: } \frac{Z_1}{h_0} = \frac{3,13}{4,68} = 0,6$$

Tra biểu Töpeliuliman (bảng 3-1) được:  $f\left(\frac{Z_1}{h_0}\right) = 1,888$

Lắp các trị số đã có vào công thức (3-3) được:

$$0,000336 \frac{2400}{4,68} = 1,8887 - f\left(\frac{Z_A}{h_0}\right)$$

$$\text{suy ra: } f\left(\frac{Z_A}{h_0}\right) = 1,8887 - 0,1725 = 1,716$$

- Tra bảng 3-1, tìm ngược lại có:

$$\frac{Z_A}{h_0} = \frac{Z_A}{4,68} = 0,54$$

- Từ đó rút ra  $Z_A = 4,68 \cdot 0,54 = 2,53$ m

- Và cao độ mực nước tại tim cầu kể cả nước dôn ngược là:  $H_c = 97,02 + 2,53 = 99,25$ m

- Chiều dài đường nước dềnh ngược là :  $L = 2,3,13/0,000336 = 18700$ m.

## § 3.2. Tính toán lưu lượng ở vị trí cầu trong miền ảnh hưởng của hồ đập

### 3.2.1. Cầu nằm ở thượng lưu đập vĩnh cửu

#### a. Trường hợp 1:

Nếu thể tích chứa nước trước cầu không nhiều hoặc mực nước bình thường của hồ chứa nước thấp hơn mực nước thiết kế trong trường hợp tự nhiên của dòng sông ở vị trí cầu thì khi đó vẫn có thể tính toán theo lưu lượng thiết kế bản thân của dòng sông.

#### b. Trường hợp 2:

Khi lưu lượng thiết kế của hồ chứa nước đáng tin cậy mà cầu nằm trong khu vực ảnh hưởng nước dâng của hồ, song cầu cách đập tương đối xa, thì lưu lượng tại vị trí cầu có thể dựa vào lưu lượng thiết kế của hồ chứa nước, điều chỉnh thêm theo công thức sau:

$$Q_{cau} = Q_{dap} \left( \frac{F_{cau}}{F_{dap}} \right)^{0,50} \quad (3-6)$$

trong đó:

$Q_{cau}$  : lưu lượng tại vị trí cầu ứng với tần suất thiết kế, m<sup>3</sup>/s;

$Q_{dap}$ : lưu lượng thiết kế của hồ chứa, có cùng tần suất với tần suất lưu lượng thiết kế cầu, số liệu này thu thập từ các cơ quan chức năng thiết kế hoặc quản lý đập, m<sup>3</sup>/s;

$F_{cau}; F_{dap}$ : diện tích lưu vực tính tới cầu và tới đập, km<sup>2</sup>;

### 3.2.2. Cầu nằm ở hạ lưu đập vĩnh cửu

#### a. Trường hợp 1:

Khi vị trí cầu cách đập nước rất gần, ở giữa không có dòng nhánh lớn chảy vào, thì lưu lượng thiết kế dưới cầu có thể lấy bằng lưu lượng thoát qua đập có cùng tần suất với tần suất thiết kế cầu

#### b. Trường hợp 2:

Đối với hồ chứa nước, nếu sau khi hồ chứa nước bị bồi đầy, không có biện pháp xử lý, không sử dụng hồ nữa, thì lưu lượng thiết kế cầu tính theo điều kiện thiên nhiên (coi như không có hồ).

#### c. Trường hợp 3:

Nếu vị trí cầu cách đập tương đối xa, giữa có nhiều dòng nhánh gia nhập, thì lưu lượng thiết kế tại cầu có thể tính theo công thức sau:

- Phương pháp chập đường quá trình

- Trên cùng một hệ trục tọa độ: vẽ đường quá trình thoát lũ của hồ và đường quá trình lưu lượng lũ của lưu vực phía hạ lưu hồ, từ đó tính được lưu lượng thiết kế.

- Nếu khoảng cách giữa vị trí đập đến cầu là L, thì thời gian truyền lũ từ điểm bắt đầu đường quá trình lũ thoát qua hồ chứa với đường quá trình lũ của lưu vực hạ lưu đập tại cầu sẽ là  $t = L/V$ , trong đó: V là lưu tốc bình quân lòng sông trong đoạn sông từ đập tới cầu. Vì thế trị số sau khi chập đường quá trình không nằm trong đỉnh cao nhất của 2 đường quá trình.

Phương pháp này tương đối chính xác và hợp lý, nhưng trường hợp thông thường đường quá trình lưu lượng lũ ở khu vực tụ nước phía hạ lưu hồ rất khó thu thập nên ứng dụng bị hạn chế. Vì vậy kiến nghị vẽ theo công thức đường quá trình khái quát của Đ.L.Xôcôlôpski:

- Nhánh lên: 
$$Q_t = Q_m \left( \frac{t}{t_l} \right)^m \quad (3 - 7)$$

- Nhánh xuống: 
$$Q_t = Q_m \left( \frac{t_x - t}{t_x} \right)^n \quad (3 - 8)$$

trong đó:

$Q_t$ : lưu lượng thời điểm t. Đối với nhánh lên t kể từ lúc bắt đầu lên đến đỉnh lũ, nhánh xuống t kể từ đỉnh lũ đến chân lũ, m<sup>3</sup>/s;

$Q_m$ : lưu lượng đỉnh lũ tính theo các công thức ở mục §2.2. Thời gian lũ lên lấy bằng thời gian chảy tụ của đỉnh lũ  $\tau$ , m<sup>3</sup>/s;

$$\tau = \frac{L}{3,6v} \quad (\text{giờ})$$

$\bar{v}$ : tốc độ chảy tụ trung bình của đỉnh lũ lấy bằng  $0,7V_{\max}$ ;

$V_{\max}$ : lưu tốc trung bình của tuyến tính toán, tương ứng với lưu lượng đỉnh lũ  $Q_m$  đã tính được.  $V_{\max}$  cũng có thể tính theo lưu lượng điều tra lũ.

L: chiều dài dòng chính, km;

m, n: số mũ  $m = 1 \sim 2$ ;  $n = 2 \sim 3$

$t_x$ : thời gian lũ rút,  $t_x = k_n t_1$ . Trong đó  $k_n$  là tỷ số giữa thời gian lũ dâng trên thời gian lũ rút, có thể căn cứ vào đường quá trình lũ thực đo. Nếu không có đường quá trình lũ thực đo thì có thể xác định theo kinh nghiệm: lưu vực không có rừng hoặc sông nhỏ, đất ít ngấm nước  $k_n = 2,0 \sim 2,5$ ; lưu vực có rừng hoặc sông nhỏ đất ngấm nhiều  $k_n = 2,5 \sim 3,5$ ; sông vừa, bãi bình thường  $k_n = 3 \sim 4$ ; sông lớn bãi rộng  $k_n = 4 \sim 6$

- Phương pháp hệ số giảm nhỏ:

Trước hết tìm 
$$K = \frac{Q_c}{Q_n} \quad (3 - 9)$$

trong đó:

$Q_c$ : lưu lượng thiết kế sau khi các dòng nhánh đã nhập lại thành dòng chính, m<sup>3</sup>/s ;

$\Sigma Q_n$ : tổng lưu lượng thiết kế có cùng tần suất của các dòng nhánh, lúc chưa xây hồ.

**Chú ý:** *K luôn luôn nhỏ hơn 1 sau khi xây hồ chứa nước. Giả thiết trị số này vẫn không thay đổi, thì lưu lượng thiết kế tại vị trí cầu có thể tính theo công thức:*

$$Q'_p = K(\Sigma Q_T + Q_c) \quad (3 - 10)$$

trong đó:

$Q_c$ : lưu lượng khu giữa (từ đập đến cầu), m<sup>3</sup>/s ;

$\Sigma Q_T$ : tổng lưu lượng tháo từ hồ qua đập, m<sup>3</sup>/s. Số liệu này do cơ quan có tư cách pháp nhân của thủy lợi, thủy điện cung cấp. Nếu không có số liệu thiết kế thì  $Q_T$  có thể tính gần đúng theo công thức sau:

$$Q_T = Q_p[1 - (W_m/W_c)] \quad (3 - 11)$$

$Q_p$ : lưu lượng thiết kế trong điều kiện tự nhiên, m<sup>3</sup>/s;

$W_m$ : dung tích điều tiết lũ của hồ. Trị số này dựa vào bình đồ địa hình của hồ lập đường cong quan hệ mực nước với dung tích hồ chứa. Nếu do khó khăn không có bình đồ địa hình thì có thể tính theo công thức đơn giản sau:

$$W_m = B_B H_H L_B / 4 = B_0 H_0 L_0 / 4 \quad (3 - 12)$$

$B_H$ : chiều rộng mặt nước hồ ở vị trí đập ứng với mực nước thiết kế, m;

$H_H$ : chiều sâu lớn nhất ở mặt cắt vị trí đập ứng với mực nước thiết kế, m;

$B_B$ : chiều dài ngập của hồ nước ứng với mực nước thiết kế, m;

$B_0, H_0, L_0$ : chiều rộng mặt nước, chiều sâu lớn nhất và chiều dài ngập tương ứng với mực nước dâng bình thường, m;

$W_c$ : tổng thể tích dòng chảy (cách xác định  $W_c$  khi có tài liệu quan trắc lưu lượng, dựa vào đường  $Q=f(t)$  thiết kế để xác định, trường hợp không có tài liệu quan trắc  $W_c$  xác định theo phương pháp gián tiếp từ mưa ra dòng chảy (xem chương II).

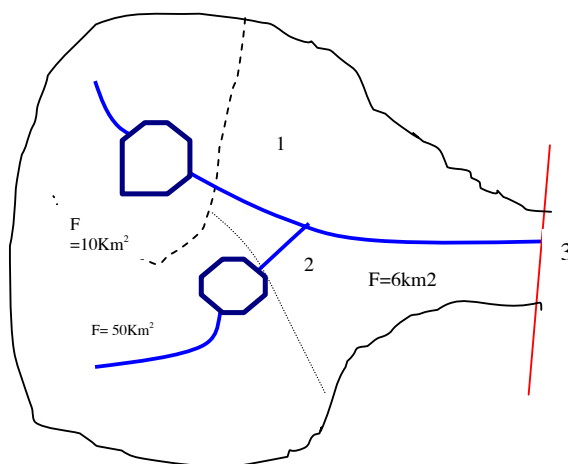
Phương pháp này rất đơn giản, có ý nghĩa sử dụng nhất định, nhưng trong đó giả định trị số K không thay đổi trước và sau khi xây hồ là không phù hợp với tình hình thực tế. Vì sau khi xây hồ trên dòng nhánh thời gian kéo dài liên tục của đỉnh lũ trên đường quá trình chảy ra tương đối dài (gần giống hình thang) lưu lượng lớn nhất ở vị trí cầu xấp xỉ với tổng số lưu lượng đỉnh lũ của các dòng nhánh. Còn ở trường hợp tự nhiên, do thời gian kéo dài liên tục, đỉnh lũ mà các dòng nhánh tương đối ngắn thì đường biểu diễn quá trình lưu lượng không đồng nhất nên lưu lượng trên dòng chính sau khi hợp dòng thường nhỏ hơn tổng lưu lượng đỉnh lũ của các dòng nhánh

- Trị số K khi đó phải nhỏ hơn trị số K sau khi xây hồ, còn lưu lượng thiết kế tìm được có xu thế nhỏ đi.

**Thí dụ:**

Phân bố dãy hồ chứa nước trong lưu vực thành hình quạt như hình 3 - 4, lần lượt tìm được lưu lượng lớn nhất  $P = 2\%$ , sau khi được điều tiết hồ chứa nước ở 3 mặt cắt 1, 2, 3... ghi các số liệu đã biết và các kết quả tính toán vào bảng sau:

Số hiệu mặt cắt	Diện tích lưu vực $F(\text{km}^2)$	Lưu lượng lớn nhất $Q(\text{m}^3/\text{s})$	Tổng thể tích dòng chảy $W(\text{m}^3)$	Dung tích điều tiết của hồ $W_m(\text{m}^3)$	Lưu lượng sau khi điều tiết $Q_T(\text{m}^3/\text{s})$
1	10,00	16,50	182	132	4,50
2	30,00	35,00	810	585	9,80
3 (bộ phận)		12,00	52		12,00
		$\Sigma Q = 63,50$			$\Sigma Q = 26,30$
Tổng cộng	46,00	47,00	1044		



**Hình 3 - 4**

Bố trí dãy hồ chứa nước trong lưu vực thành hình quạt

Lưu lượng ở mặt cắt 1 sau khi điều tiết trong hồ:

$$Q_{T1} = 16,5(1 - 132/182) = 4,50\text{m}^3/\text{s}$$

Lưu lượng ở mặt cắt 2:

$$Q_{T2} = 35,00(1 - 585/810) = 9,80\text{m}^3/\text{s}$$

Hệ số giảm nhỏ:

$$K = Q/\Sigma Q = 47/63,5 = 0,74$$

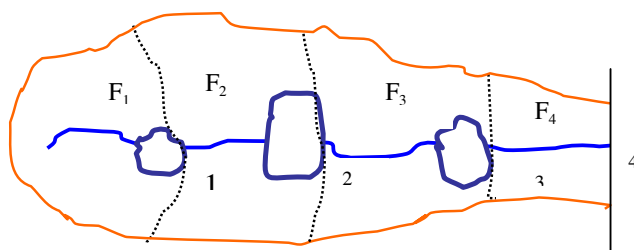
Lưu lượng tại mặt cắt 3:

$$Q'_p = 0,74(4,5+9,8+12,0) = 19,50\text{m}^3/\text{s}$$

Nếu vị trí hồ nước phân bố thành hình thang (xem hình 3-5) và nếu ngành thủy lợi không có tài liệu mà lại cần tiến hành kiểm toán thì tính lưu lượng lớn nhất phải tiến hành liên tục các mặt cắt từ thượng lưu về hạ lưu.

*Các bước tính toán:*

Trước hết phải dựa vào công thức (3-11), tính lưu lượng  $Q_{c2}$  gây ra do  $Q_{T1}$  hợp với khu tụ nước  $F_2$ . Tiếp tục theo phương pháp trên tính lưu lượng lớn nhất  $Q_{T2}$  của hồ thứ 2, tính lưu lượng lớn nhất  $Q_{T3}$  của hồ thứ 3, cho tới mặt cắt 4 mới thôi. Hệ số giảm nhỏ phải xác định riêng cho từng lần tính.



**Hình 3 - 5** Bố trí dãy hồ chứa nước thành hình bậc thang

Khi bố trí dãy hồ kiểu hỗn hợp thì phương pháp tính cũng giống như trên. Lúc tính cần phải phân bố hồ chứa làm hai loại: loại hình quạt và loại hình thang, rồi theo biện pháp trên lần lượt xác định lưu lượng lớn nhất của từng loại, sau đó mới tổng hợp lại để xử lý.

- Phương pháp tỷ lệ diện tích

Đối với khu vực hồ chứa nước nhỏ có tác dụng tạm chậm lũ, có thể dùng quan hệ tỷ lệ giữa diện tích tụ nước khống chế của hồ nước với diện tích tụ nước khống chế của vị trí cầu để tính. Dựa vào phương pháp này tính được lưu lượng thiết kế chảy dưới cầu sau khi điều chỉnh hồ nước theo công thức sau:

$$Q'_p = Q_p K_n \tag{3-13}$$

$$K_n = 1 - \frac{(1 - K_k) F_k}{F} \tag{3-14}$$

trong đó:

$Q_p$ : lưu lượng thiết kế tại vị trí cầu trong điều kiện thiên nhiên,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$K_n$ : hệ số điều tiết lưu lượng tại vị trí cầu;

$F_k$ : diện tích tụ nước khống chế của hồ,  $\text{km}^2$ ;

$F$ : diện tích tụ nước toàn phần phía thượng lưu vị trí cầu,  $\text{km}^2$ ;

$K_k$ : hệ số điều tiết lưu lượng của hồ nước, bằng tỷ số giữa lưu lượng ở hồ thoát ra với lưu lượng nước chảy vào hồ, căn cứ vào tài liệu thực tế để xác định hoặc tra bảng 3 – 2.

**Bảng 3-2**

$\frac{100F_k}{F}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100
$K_k$	0,99	0,97	0,96	0,94	0,93	0,91	0,90	0,88	0,87	0,85	0,82	0,79	0,76	0,75	0,70

Trong ba phương pháp nói trên thì phương pháp chập đường quá trình là tương đối thích hợp, còn 2 phương pháp khác sử dụng trong trường hợp thiếu tài liệu (mà diện tích tụ nước không lớn lắm mới có thể áp dụng).

**3.2.3. Cầu ở hạ lưu hồ chứa nước tạm thời**

**a. Đặt vấn đề**

Khi vị trí cầu ở hạ lưu hồ chứa nước loại vừa và nhỏ có tiêu chuẩn thiết kế thấp thì sẽ ảnh hưởng đến an toàn cho tuyến đường và công trình thoát nước ở hạ lưu. Gặp trường hợp này phải bàn bạc với đơn vị có liên quan, nếu có thể thì nâng cao tiêu chuẩn tần suất lũ thiết kế của đập để thỏa mãn được yêu cầu của tuyến đường. Nếu nâng cao tiêu chuẩn thiết kế đập nước có khó khăn thì đối với cầu cống ngoài việc thiết kế và kiểm toán theo trường hợp thiên nhiên của dòng sông ra còn phải xét tới ảnh hưởng khi đập bị vỡ.

Khi đập nước tạm thời bị vỡ thì lưu lượng sẽ tăng lên rất lớn, do đó cần căn cứ vào tình hình cụ thể ở thực địa để xét kỹ ảnh hưởng đó. Không nhất thiết phải theo lưu lượng sau khi đập bị vỡ toàn bộ để thiết kế khẩu độ cầu nếu giá thành quá cao. Nguyên tắc chủ yếu là phải bảo đảm an toàn cho các công trình. Nếu điều kiện cho phép, có thể xét cải vị trí tuyến đường. Đối với các hồ chứa nước loại nhỏ không có tài liệu thiết kế, mà qua kiểm toán có thể nâng mực nước trong hồ lên một giới hạn nhất định và nâng cao được khả năng phòng lũ thì có thể xét đến đập nước không bị vỡ. Về những trường hợp này, nhất là đối với cầu cống trên đường cũ và cầu trên các đường thứ yếu cần chú ý đầy đủ hơn.

**b. Tính lưu lượng tại vị trí đập bị vỡ ( $Q_n$ )**

$$Q_n = B_n H_H^{3/2} K_{np} \tag{3-15}$$

trong đó:

$B_n$ : chiều dài đập nước ven theo đường mép nước phía thượng lưu, khi hồ chứa nước tới mực nước cực hạn, m;

$H_H$ : chênh lệch mực nước thượng hạ lưu trước khi vỡ đập, m;

$K_{np}$ : tỷ số xét tới chiều dài có thể vỡ và chiều dài đập  $B_n$ , đồng thời xét tới hệ số bóp hẹp mặt bên, quy định như sau:

- Đập cấp V mới xây dựng, điều kiện sử dụng tốt:  $K_{np} = 0,50$ ;
- Đập đất cũ không có đặng cấp và đập đất cấp V sử dụng không tốt:  $K_{np} = 0,75$ ;
- Đập đất nhỏ chắn nước dùng cho sinh hoạt không có thiết kế:  $K_{np} = 0,90$ .

**c. Tính lưu lượng tại vị trí cầu khi đập bị vỡ ( $Q_{nH}$ )**

- Công thức Litstovan:

$$Q_{nH} = \frac{WQ_n}{W_o + Q_n L_p \tau} \tag{3-16}$$

trong đó:

$W_0$ : dung tích hồ chứa ứng với  $H_{max}$ ,  $m^3$ ; xác định dựa vào bình đồ đường đồng mức hoặc lấy ở đơn vị quản lý hồ v.v... Nếu thiếu tài liệu có thể dùng công thức gần đúng sau:

$$W_0 = B_\delta H_H L_\delta / 4 \tag{3-17}$$

$B_\delta$ : chiều rộng mặt nước hồ chỗ mặt cắt đập, m;

$H_H$ : ý nghĩa như trên;

$L_\delta$ : chiều dài đập nước, m;

$\tau$ : hệ số sóng vỡ ở đập điều kiện chảy về hạ lưu, tra bảng 3 - 3 và 3 - 4.

$L_p$ : khoảng cách từ đập đến cầu theo lòng suối, m.

**Bảng 3-3**

**Dòng sông có nước chảy thường xuyên**

Thứ tự	Loại sông	Độ dốc đoạn sông truyền sóng	Trị số $\tau$
1	Sông nhỏ nước cạn	0,0001 ÷ 0,0005	1,50
2	Sông vừa nước cạn	0,00005 ÷ 0,0001	1,25
3	Sông nhỏ vùng đồng bằng	0,0005 ÷ 0,005	1,00
4	Sông vừa vùng đồng bằng	0,0001 ÷ 0,0005	0,80
5	Sông nhỏ vùng trung du	0,005 ÷ 0,05	0,65
6	Sông vừa vùng trung du	0,0005 ÷ 0,005	0,50
7	Sông nhỏ vùng núi	0,05 ÷ 0,01	0,40
8	Sông vừa vùng núi	0,005 ÷ 0,05	0,35

**Bảng 3-4**

**Dòng sông có nước chảy theo mùa**

Thứ tự	Độ dốc của đoạn sông truyền sóng	Trị số $\tau$
1	0,0005 ÷ 0,001	1,25
2	0,001 ÷ 0,005	1,00
3	0,005 ÷ 0,01	0,90
4	0,01 ÷ 0,05	0,80

- Theo phương pháp Andrâyep

Khi vỡ đập, sóng lũ chuyển dịch về hạ lưu. Tùy theo khoảng cách từ đập tới công trình, chỗ vỡ đập càng xa, chiều dài sóng càng dài thêm, chiều cao sóng càng giảm đi, lưu lượng lớn nhất vỡ đập ( $Q_n$ ) cũng giảm theo.

Lưu lượng lớn nhất vỡ đập ở mặt cắt bất kỳ phía hạ lưu chỗ đập bị vỡ tính theo công thức sau:

$$Q_x = \frac{Q_n}{\sqrt{1 + \frac{2Q_n^2 n^2}{W^2 I_0^2} X}} \tag{3 - 18}$$

trong đó:

$Q_n$ : lưu lượng vỡ đập,  $m^3/s$ ;

$n$ : hệ số nhám;

$W$ : thể tích nước thoát đi do vỡ đập,  $m^3$ ;

$I_0$ : độ dốc mặt nước lũ;

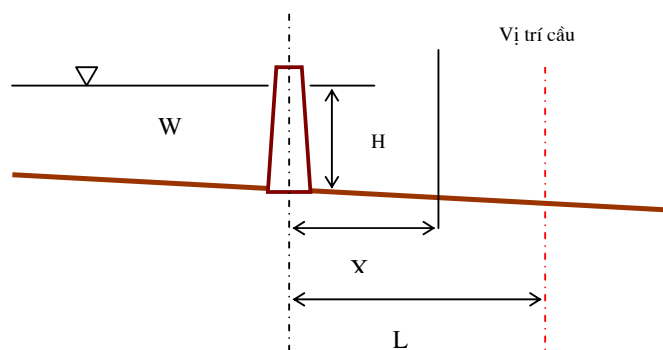
$X$ : khoảng cách từ chỗ đập bị vỡ đến điểm tính toán, m.

Sau khi vỡ đập, sóng lũ truyền tới khoảng cách nhất định, lưu lượng nước lúc vỡ đập ( $Q_x$ ) ở chỗ đó xấp xỉ lưu lượng thiết kế  $Q$  khi không vỡ đập. Khoảng cách lâm giới ( $X_{min}$ ) này có thể tính theo 2 trường hợp sau:

- Khi vỡ đập, lòng sông phía hạ lưu không có nước hoặc nước rất ít, từ công thức trên lấy  $Q_x = Q$  ( $Q$ : lưu lượng thiết kế khi không xét tới vỡ đập), có:

$$X_{min} = \frac{W^2 I_o^2 \left( \frac{1}{Q^2} - \frac{1}{Q_n^2} \right)}{2n^2} \quad (3-19)$$

Nếu khoảng cách giữa vị trí cầu với vị trí đập lớn quá  $X_{min}$  thì thiết kế khẩu độ cầu không xét tới ảnh hưởng vỡ đập (xem hình 3 - 6).



Hình 3 - 6

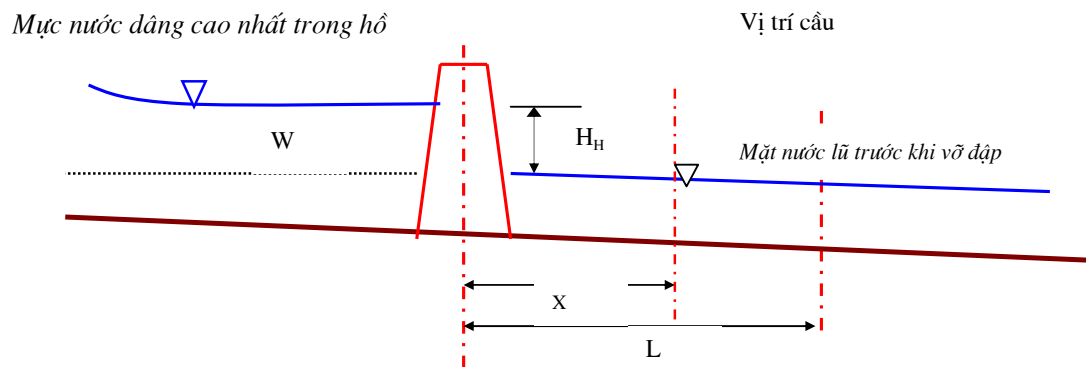
Khi vỡ đập, nếu lòng sông hạ lưu đập nước phát sinh lũ cùng một lúc thì đỉnh lũ giảm xuống, lưu lượng vỡ đập và thể tích đỉnh lũ thoát đi cũng tương ứng giảm đi. Giả định  $Q_x \approx 0,05Q$ , khi đó ảnh hưởng đỉnh lũ vỡ đập rất nhỏ nên:

$$X_{min} = W^2 I_x^2 [(400/Q_2) - (1/Q_n^2)] / (2n^2) \approx 200W^2 I_o^2 / (Q^2 n^2) \quad (3-20)$$

Ở trường hợp này,  $W$  là thể tích trong phạm vi cột nước  $H_H$  (như hình 3-7). Nếu như khoảng cách giữa vị trí cầu và vị trí đập nhỏ quá  $X_{min}$  thì lưu lượng thiết kế cầu là:

$$Q_p = Q + Q_x$$

Chiều dài đoạn tiêu năng nước rút khi đập vỡ khoảng  $10H_H$ , đoạn tiêu năng nước rút có thể hình thành hố xói, nên kiến nghị bố trí vị trí cầu cách đập nước tạm thời không được nhỏ hơn  $20H_H$ .



Hình 3 - 7



### 3.2.4. Cầu nằm ở thượng lưu đập nước tạm thời

Khi vị trí cầu ở thượng lưu hồ chứa nước tạm thời thì phải xét ảnh hưởng vỡ của hồ chứa nước. Khi khảo sát phải nghiên cứu điều tra tỷ mỉ đặc trưng của hồ chứa nước và hợp tác chặt chẽ với các ngành có liên quan, rồi căn cứ vào đó xác định lưu lượng thiết kế cầu cống.

Tính lưu lượng mặt cắt vị trí cầu ( $Q_{n\sigma}$ ) ở thượng lưu hồ chứa nước tạm thời theo công thức sau:

$$Q_{n\sigma} = \frac{W_1(Q_n - q_n)}{W_o - W_2} \quad (3 - 21)$$

trong đó:

$W_o$  và  $Q_n$ : ý nghĩa như trên;

$W_1$ : dung tích hồ chứa ở thượng lưu vị trí cầu,  $m^3$ ;

$W_2$ : dung tích hồ chứa ở hạ lưu vị trí cầu khi cao độ mực nước bằng cao độ thấp nhất đáy sông ở mặt cắt vị trí cầu,  $m^3$ ;

$q_n$ : lưu lượng vỡ của hồ chứa nước tính theo công thức (3-16), trong công thức này tính chênh lệch cột nước ( $H_H$ ) dựa vào cao độ thấp nhất chỗ mặt cắt vị trí cầu, với mặt cắt đập nước,  $m^3/s$ .

Nếu trị số  $W_2$  với  $q_n$  không lớn (khi chênh lệch cao độ thấp nhất chỗ mặt cắt vị trí cầu với mặt cắt đập rất nhỏ), có thể đơn giản công thức (3-21) theo dạng sau đây:

$$Q_{n\sigma} = W_1 Q_n / W_o \quad (3 - 22)$$

## § 3.3. Tính toán dòng chảy trong khu vực ảnh hưởng của thủy triều

Triều dâng và triều rút làm thay đổi mực nước và lưu lượng trong sông. Ngoài ra còn làm thay đổi lưu tốc và hướng chảy. Khi triều dâng tạo nên dòng chảy chậm tạm thời và có hướng ngược lại. Khi triều xuống nước rút tốc độ tăng lên.

Dòng triều lên thay đổi ngược với dòng triều xuống không cùng lúc trên toàn mặt cắt mà từ đáy lên mặt, từ bờ đến giữa dòng. Trong một số giờ của pha triều dâng rút có thể quan sát thấy hai dòng chảy ngược nhau.

### 3.3.1. Tính lưu lượng và mực nước tính toán, khi không có tài liệu quan trắc

a. Lưu lượng triều dâng ( $Q_d$ ):

$$Q_d = Q_{p\%} - \frac{W_o}{3600\Delta t_d} \quad (3 - 23)$$

b. Lưu lượng triều rút ( $Q_r$ ):

$$Q_d = Q_{p\%} + \frac{W_o}{3600\Delta t_r} \quad (3 - 24)$$

trong đó :

$Q_p$ : lưu lượng bản thân ứng với tần suất thiết kế,  $m^3/s$ ;

$\Delta t_d$ : thời gian trung bình triều dâng trong mùa lũ, không nhỏ hơn 15 ngày đêm, h;

$\Delta t_r$ : như trên đối với triều rút, h;

$W_o$ : thể tích triều dâng,  $m^3$ , xác định theo công thức sau:

$$W_o = 0,33L_d h_d (B_c + B_L) + K_d \quad (3 - 25)$$

$L_d$ : chiều dài ảnh hưởng lên thượng lưu vị trí cầu lúc triều dâng cao, m;

$h_d$ : độ cao triều dâng trên mực nước trung bình, trong thời kỳ 15 ngày ở mặt cắt vị trí cầu, m;

$B_c$ : chiều rộng ngập tràn của sông trong thời kỳ triều dâng lớn nhất ở mặt cắt vị trí cầu, m;

$B_L$ : chiều rộng ngập tràn của sông ở mặt cắt thượng lưu vị trí cầu một khoảng  $L_d$ , m;

$K_d$ : thể tích triều dâng trên sông nhánh, xác định theo công thức:

$$K_d = 0,33 \sum_{i=1}^n (B_{ci} + b_i) l_i \Delta h_i \quad (3 - 26)$$

$B_{ci}$ : chiều rộng ngập tràn của sông nhánh ở cửa sông, m;

$b_i$ : chiều rộng ngập tràn ở chỗ giao thoa sông triều trên sông nhánh, m;

$l_i$ : chiều dài lan ảnh hưởng triều dâng theo sông nhánh, m;

$\Delta h_i$ : Độ cao triều dâng ở cửa sông nhánh, m.

*Chú ý: trong công thức (3-25) và (3-26) khi tính gần đúng có thể lấy  $B_c = B_L$ ;  $B_c = b_i$*

- Cao độ mực nước lũ lớn khi triều dâng ( $H_d$ ), xác định theo công thức sau:

$$H_d = H_p + K_h (h_{\max} - h_{\min} + \Delta h_d) \quad (3 - 27)$$

trong đó:

$H_p$ : mực nước lớn nhất ứng với tần suất thiết kế, tính theo chỉnh lý thống kê liệt nhiều năm của mực nước lớn nhất hàng năm do tác động của tổ hợp lũ và triều, m;

$K_h$ : hệ số xét tới khả năng không trùng lặp hàng năm của đỉnh lũ và triều, phụ thuộc vào số năm quan trắc, tra bảng 3 – 5.

$h_{\max}$ ;  $h_{\min}$ : độ chênh lệch mực nước lớn nhất và nhỏ nhất của triều dâng, m;

$\Delta h_d$ : sự tăng sóng triều phụ thuộc vào lực gió cùng hướng, lấy bằng  $(0,70 \div 1,20)h_d$ .

**Bảng 3-5**

**Bảng tra  $K_h$**

Số năm quan trắc	<5	5 ÷ 10	10 ÷ 30	30 ÷ 50	>50
$K_h$	0,40	0,30	0,20	0,10	0

### 3.3.2. Tính lưu lượng thiết kế cầu trên sông ảnh hưởng thủy triều khi có tài liệu quan trắc

#### a. Vẽ đường cong quan hệ $Q_p = f(H)$

Ở sông có ảnh hưởng thủy triều hoàn toàn khác với sông ở trạng thái tự nhiên khi mực nước cao nhất sinh ra lưu lượng lớn nhất, vì mặt cắt thoát nước rất lớn, lưu tốc tương ứng giảm nhỏ, nên chưa chắc đã là trường hợp khống chế nguy hiểm nhất đối với khẩu độ cầu. Ngược lại khi lưu lượng tính toán tương đối nhỏ, ở mực nước thấp hơn, có thể trở thành lưu lượng tính toán khống chế khẩu độ cầu. Cùng một lưu lượng có thể xuất hiện ở giới hạn dưới trong phạm vi biên độ mực nước, lưu tốc tương ứng lớn nhất xuất hiện trường hợp bất lợi nhất với khẩu độ cầu. Do đó đem mực nước ở giới hạn dưới tương ứng

với các loại lưu lượng nổi thành đường cong quan hệ  $Q \sim H$ , sẽ được đường cong lưu lượng tính toán.

Phương pháp vẽ đường cong lưu lượng tính toán là chấm tất cả các điểm quan hệ giữa mực nước lưu lượng, sau đó vẽ đường bao ngoài ở phía bên phải các điểm, được đường cong lưu lượng tính toán,  $Q_p=f(H)$ .

**b. Xác định lưu tốc tính toán**

Theo công thức:

$$V_p = \frac{Q_p'}{\omega_p + \sum \omega_n \frac{W_n}{W_p}} \tag{3 - 28}$$

trong đó:

$\omega_p, \omega_n$ : diện tích thoát nước lòng, bãi sông ứng với mực nước thiết kế,  $m^2$ ;

$W_p, W_n$ : suất phân phối lưu lượng lòng và bãi sông,  $W = C\sqrt{R}$  ;

C: hệ số Sêdi,  $C = (1/n)R^y$ ; y lấy theo Maninh  $y = 1/6$ ;

n: hệ số nhám lòng và bãi sông, tra bảng;

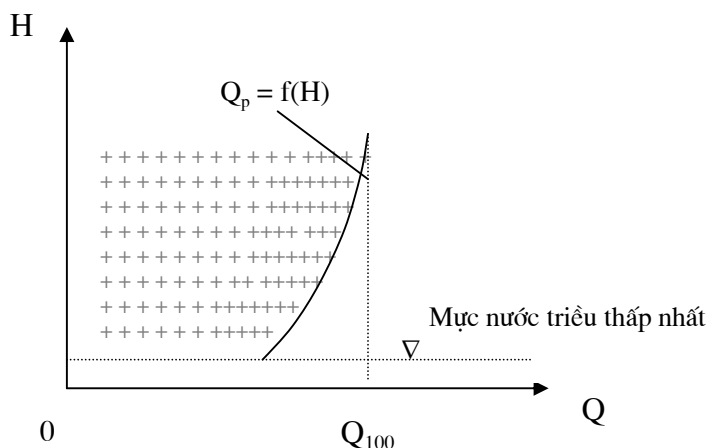
R: bán kính thủy lực,  $R = \omega/\chi$  . Trong đó:  $\omega$  - diện tích,  $\chi$  - chu vi ướt;

Cuối cùng có  $W = (1/n)R^{2/3}$

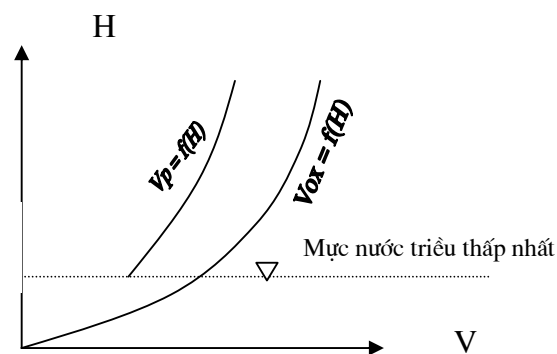
$Q_p'$ : lưu lượng tương ứng với H, tra trên đường quan hệ  $Q=f(H)$  (hình 3-8)

Từ đó tính ra được đường cong quan hệ giữa lưu tốc với mực nước. Có thể xuất hiện 3 trường hợp sau:

- Khi nước rất sâu, lưu lượng nhỏ, tất cả lưu tốc các điểm trên đường  $V = f(H)$  đều nhỏ hơn lưu tốc không xói cho phép của đất,  $V_p < V_{ox}$ , xem hình 3-9.



Hình 3 - 8



Hình 3-9

$$V_{ox} = V_1 h^{0.2} \tag{3 - 29}$$

trong đó:

$V_1$ : lưu tốc cho phép không xói của đất, khi chiều sâu là 1 mét, tra bảng 1 và 2 phụ lục 4 -1, chương IV;

h: chiều sâu thủy trực, m;

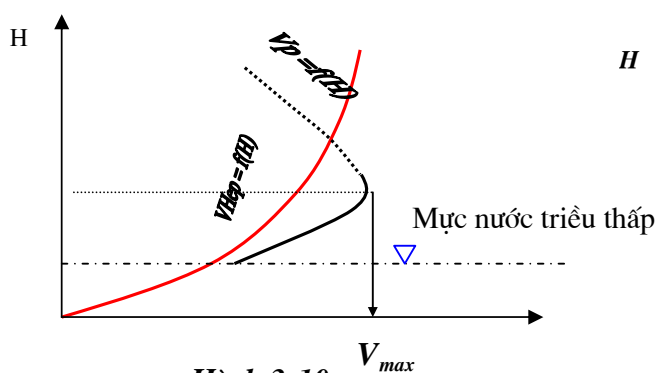
Như vậy lưu tốc tính toán nên dùng  $V_{ox}$ .

- Khi thủy triều thấp, nước không sâu lắm, lưu lượng tương đối lớn. Khi thủy triều cao nước rất sâu, lưu lượng ngược lại không lớn lắm, đồng thời một bộ phận lưu tốc trên đường cong  $V_p=f(H) >$  lưu tốc không xói của đất,  $V_p > V_{ox}$ .

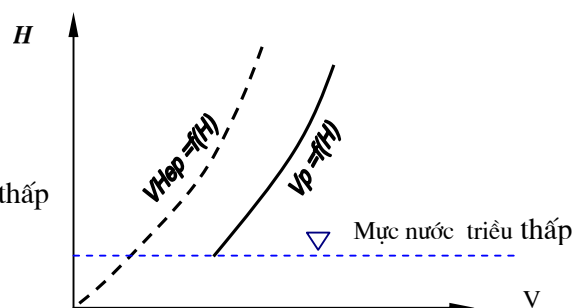
Như vậy:

+ Khi mực nước tính toán  $H_p > H_K$ : lưu tốc tính toán nên dùng lưu tốc lớn nhất  $V_{ox}$  trên đường cong  $V_{ox} = f(H)$ .

+ Khi  $H_p \leq H_K$ : lưu tốc tính toán dùng lưu tốc tương ứng với mực nước tính toán trên đường cong  $V_p=f(H)$ , xem hình 3-10.



Hình 3-10



Hình 3-11

- Khi ảnh hưởng thủy triều tương đối nhỏ, độ sâu và lưu tốc gần bờ như ở trạng thái thiên nhiên. Như vậy tất cả lưu tốc trên đường cong  $V_p=f(H)$  đều lớn hơn lưu tốc không xói cho phép của đất  $V_p > V_{ox}$ .

Lưu tốc thiết kế dùng lưu tốc  $V_p$  trên đường cong  $V_p=f(H)$  tương ứng với mực nước tính toán (xem hình 3-11).

### § 3.4. Biện pháp điều chỉnh lưu lượng trong tình hình đặc biệt

#### 3.4.1. Nguyên tắc nhập cầu cống và tính toán lưu lượng

Hai hoặc một số cầu cống gần nhau khi điều kiện địa hình cho phép mà phương án nhập cầu, cống về phương diện kinh tế và kỹ thuật hợp lý hơn, thì có thể dùng phương pháp cải mới hoặc lợi dụng hố lấy đất, hay rãnh thoát nước, đem nước của suối nhỏ dẫn vào suối lân cận.

##### a. Nguyên tắc nhập cầu cống.

- Lưu lượng của suối bị cải không lớn;
- Khoảng cách cải dịch không xa;
- Có đủ độ dốc trong đoạn cải suối ( $I \geq 2 \div 3\%$ );
- Lưu tốc không lớn, khi thay đổi hướng nước không phát sinh xói nghiêm trọng, ảnh hưởng an toàn của nền đường;
- Lượng hàm cát trong mùa lũ không lớn. Sau khi đào lòng suối không bị cát bồi lấp;

- Khi lưu vực đào có khối lượng đào đá cứng rất lớn làm cho giá công trình tăng nhiều, hoặc địa chất quá xấu (rời rạc) làm cho sông đào dễ xói và biến hình;
- Trường hợp thông thường đối với cải suối không cần gia cố, nhưng cạnh đó có đá thì nên lát từng đoạn một để đề phòng xói cục bộ.

**b. Công thức tính toán lưu lượng nhập sông suối**

$$Q = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots) \quad (3 - 30)$$

trong đó:

- Q: lưu lượng thiết kế tại công trình thoát nước khi nhập, m<sup>3</sup>/s;
- Q<sub>0</sub>: lưu lượng thiết kế của sông, suối làm cầu, cống, m<sup>3</sup>/s;
- Q<sub>1</sub>; Q<sub>2</sub>... : lưu lượng thiết kế của các sông bị nhập, m<sup>3</sup>/s.

**3.4.2. Ước tính truyền lũ**

Khi địa hình thượng hạ lưu khu vực tụ nước có sự khác biệt rõ rệt, nghĩa là đỉnh lũ ở cửa núi lớn mà ở đoạn bằng phẳng phía hạ lưu có hiện tượng đỉnh lũ đổ tràn, lưu lượng thiết kế nên triết giảm theo lý luận truyền lũ.

Đầu tiên tìm thời gian truyền lũ từ mặt cắt thượng lưu đến mặt cắt hạ lưu:

$$\tau = \tau_\lambda L_1 \quad (\text{ph}) \quad (3- 31)$$

trong đó:

- L<sub>1</sub>: khoảng cách giữa 2 mặt cắt, km;
- τ<sub>λ</sub> : thời gian cần thiết của con lũ đi 1km theo sông tính bằng phút (tra bảng 3- 6).

Tại vị trí mặt cắt hạ lưu, thời gian bắt đầu có lũ so với mặt cắt thượng lưu chậm một thời gian là τ. Thời gian τ tính theo lưu lượng bình quân của lũ, lưu lượng bình quân là lưu lượng lớn nhất trong đường quá trình lưu lượng nhân với hệ số bằng 0,60. Có thể tính theo khoảng cách thẳng giữa 2 điểm nhân với suất đường cong là 1,25. Giả định mặt cắt thoát nước dạng hình tam giác có mái dốc bờ là 1:5.

Trong phạm vi L<sub>1</sub> giữa 2 mặt cắt giả định ở lòng sông chứa được thể tích chảy là L<sub>1</sub>W (1000m<sup>3</sup>), W: là diện tích bình quân của 2 mặt cắt thượng hạ lưu. Thể tích này chính là yếu tố thúc đẩy hiện tượng đổ tràn của con lũ. Lúc đó thời gian thông qua của đỉnh lũ nên tăng thêm:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{t + \tau}{t} \quad (3- 32)$$

trong đó:

t: toàn bộ thời gian từ lúc bắt đầu có dòng chảy tới đỉnh lũ. Để cho thể tích nước lũ không thay đổi nên giảm nhỏ tung độ của lưu lượng :

$$\beta = \frac{t}{t + \tau} \quad (3 - 33)$$

Phương pháp này không những thích hợp với tình hình trên mà khi có 2 hoặc trên 2 cầu cống nhập một. Trong trường hợp này nếu sông men theo tuyến có thể chứa một bộ phận nước lũ và có hiện tượng đổ tràn của đỉnh lũ thì cũng có thể áp dụng.

**Bảng 3 – 6**

**Bảng tra trị số của  $\tau_\lambda$ : thời gian cần thiết chảy của mỗi 100m (phút)**

Thứ tự	Q (m <sup>3</sup> /s)	m <sub>L</sub>	Độ dốc bình quân ( hoặc số mét cao trên 1km)											
			1	2	3	5	7	10	15	20	30	40	60	100
1	3	25	4,6	3,5	2,9	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	1,1	0,97	0,85
		20	5,5	4,1	3,6	2,9	2,6	2,3	1,9	1,8	1,5	1,5	1,2	0,95
		15	6,6	5,1	4,4	3,6	3,2	2,8	2,4	2,2	1,8	1,8	1,5	1,20
		10	6,6	6,9	6,0	4,9	4,3	3,8	3,3	3,0	2,5	2,3	2,0	1,60
2	5	25	4,1	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,85	0,75
		20	4,8	3,6	3,2	2,6	2,3	2,0	1,7	1,6	1,3	1,20	1,0	0,80
		15	5,9	4,5	3,9	3,2	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,50	1,3	1,0
		10	5,9	6,1	5,2	4,3	3,8	3,4	2,9	2,6	2,2	2,0	1,7	1,4
3	7	25	3,7	2,8	2,4	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	1,0	0,90	0,78	0,70
		20	4,4	3,8	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	1,2	1,10	0,93	0,78
		15	5,4	4,1	3,6	2,9	2,6	2,3	2,0	1,8	1,5	1,40	1,2	0,94
		10	5,4	5,6	4,8	3,9	3,5	3,1	2,7	2,4	2,0	1,80	1,6	1,30
4	10	25	3,4	2,6	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,1	0,93	0,84	0,70	0,63
		20	4,0	3,0	2,6	2,2	1,9	1,5	1,4	1,3	1,1	0,97	0,85	0,71
		15	5,0	3,7	3,3	2,7	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	1,20	1,1	0,85
		10	5,0	5,1	4,4	3,7	3,2	2,9	2,4	2,2	1,8	1,70	1,4	1,20
5	15	25	3,0	2,3	2,0	1,5	1,5	1,3	1,2	1,0	0,85	0,75	0,65	0,55
		20	3,60	2,8	2,4	1,9	1,7	1,5	1,3	1,2	1,1	0,90	0,77	0,64
		15	4,50	3,4	2,9	2,4	2,2	1,9	1,6	1,3	1,3	1,10	0,95	0,77
		10	4,50	4,6	3,9	3,3	2,9	2,6	2,2	2,0	1,7	1,50	1,30	1,10
6	20	25	2,8	2,1	1,9	1,5	1,4	1,2	1,1	0,93	0,79	0,70	0,60	0,50
		20	3,4	2,6	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,94	0,84	0,72	0,58
		15	4,2	3,2	2,7	2,2	2,0	1,7	1,5	1,4	1,2	1,0	0,88	0,74
		10	5,6	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,0	1,8	1,6	1,4	1,20	1,00
7	50	25	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	0,94	0,85	0,75	0,60	0,55	0,46	0,40
		20	2,7	2,1	1,8	1,4	1,3	1,1	0,95	0,86	0,75	0,65	0,56	0,45
		15	3,3	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,90	0,82	0,66	0,57
		10	4,4	3,4	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,4	1,03	1,1	0,96	0,82
8	100	25	1,9	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,50	0,45	0,40	0,30
		20	2,3	1,8	1,5	1,2	1,1	0,94	0,82	0,72	0,62	0,55	0,46	0,35
		15	2,7	2,1	1,9	1,5	1,4	1,2	1,0	0,90	0,80	0,70	0,57	0,50
		10	3,7	2,8	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	1,2	1,10	0,95	0,82	0,67
9	200	25	1,5	1,2	1,1	0,86	0,77	0,67	0,58	0,52	0,44	0,40	0,35	0,29
		20	1,9	1,4	1,3	1,0	0,91	0,79	0,68	0,61	0,52	0,47	0,40	0,34
		15	2,3	1,8	1,6	1,3	1,1	0,97	0,84	0,76	0,64	0,58	0,50	0,41
		10	3,2	2,4	2,1	1,7	1,5	1,03	1,2	1,0	0,90	0,79	0,68	0,56
10	500	25	1,10	0,93	0,85	0,69	0,62	0,54	0,46	0,41	0,36	0,31	0,28	0,22
		20	1,20	1,10	1,00	0,81	0,73	0,66	0,56	0,49	0,43	0,38	0,33	0,26
		15	1,70	1,40	1,30	1,00	0,88	0,78	0,69	0,60	0,53	0,46	0,40	0,33
		10	2,30	2,00	1,40	1,40	1,20	1,10	0,72	0,82	0,70	0,62	0,54	0,45
11	1000	25	0,96	0,81	0,72	0,59	0,52	0,45	0,40	0,35	0,31	0,28	0,23	0,19
		20	1,10	0,98	0,85	0,68	0,61	0,53	0,46	0,41	0,36	0,32	0,27	0,22
		15	1,40	1,10	1,00	0,86	0,76	0,65	0,59	0,57	0,44	0,38	0,33	0,28
		10	0,90	1,60	1,40	1,10	0,97	0,98	0,72	0,69	0,59	0,53	0,45	0,38

Ghi chú: m<sub>L</sub> là hệ số nhám lòng sông

**Thí dụ:**

$$Q_{1\%} = 100\text{m}^3/\text{s}; L_1 = 4,3\text{km}; m_1 = 20; i_0 = 7\text{‰}; t = 68\text{phút.}$$

Giải: Tra bảng 3 – 6 được  $\tau_{\lambda_{100}} = 1,1\text{phút}/100\text{m}$

Vậy thời gian để con lũ đi được 1 km (1000m) là  $\tau_{\lambda_{1000}} = 1,1.(1000/100) = 11\text{ phút}$

$$\text{Hay } \tau_{\lambda_{1\text{km}}} = 1,1.10 = 11\text{ phút}$$

$$\tau = 11. 4,3 = 47,3\text{phút}$$

$$\beta = 68/(68+47,3) = 0,59. \text{ Tính được: } Q'_{1\%} = 0,59 \times 100 = 59\text{m}^3/\text{s}$$

**3.4.3. Tính lưu lượng thiết kế sông máng**

Hệ thống nông giang, gồm sông máng chính, kênh mương. Khi tuyến đường cắt qua đó cần phải bố trí cầu cống hoặc xê dịch mương máng, thì tài liệu thiết kế sẽ thu thập ngay ở cơ quan thủy lợi địa phương như: Q, H, V, diện tích, thời gian tưới, yêu cầu về khẩu độ và trị số tổn thất cột nước cho phép, kích thước mương máng và cao độ lòng mương máng v.v...

Nếu không có biện pháp nào thu thập tài liệu này, phải điều tra khảo sát ngay tại hiện trường để lấy được số liệu tính toán Q, H, V thiết kế.

Công thức tính lưu lượng mương máng, theo sổ tay tính toán thủy văn cầu cống Trung Quốc:

$$Q = \frac{m\omega}{60 \times 60 \times 24 \times T \times n \times 15} = \omega K \tag{3 - 34}$$

trong đó:

m: định mức lượng nước cần thiết cho một tấn lúa, theo lớp đất;

T: thời gian cần thiết cho diện tích được tưới, ngày đêm;

$\omega$ : diện tích được tưới trong thời gian T, ha;

$n = Q'/Q$ : lưu lượng tính toán theo số ha được tưới/lưu lượng theo điều tra hình thái

n: có thể dùng hệ số có ích ở các mương máng lân cận, hoặc ở cơ quan quản lý thủy nông.

*Chú ý: số liệu của các thông số trong công thức trên khai thác tại các cơ quan quản lý thủy lợi.*

**3.4.4. Tính lưu lượng ở khu vực có hiện tượng cacstơ**

Hiện tượng cacstơ phân nhiều xuất hiện ở khu vực núi đá vôi. Khi dòng chảy qua khu vực có cacstơ thì một bộ phận hoặc toàn bộ nước chảy vào hang cacstơ trở thành dòng chảy ngầm, vì vậy lưu lượng phía hạ lưu khu vực có cacstơ nhỏ đi rõ rệt.

Tim lưu lượng nước chảy ra từ cacstơ có thể dùng phương pháp của Viện thiết kế 2 Trung Quốc biên soạn được giới thiệu dưới đây:

Đầu tiên phải xác định được mực nước lũ lịch sử của một năm nào đó ở khu vực hạ lưu cacstơ. Cửa hang cacstơ có bị ngập hay không, đồng thời thượng hạ lưu hang cacstơ cần đo mặt cắt hình thái để tính toán lưu lượng.

Giả thiết:

$Q_1$ : lưu lượng phía thượng lưu hang cacstơ, tính theo phương pháp hình thái hay lưu vực.

$Q_2$ : lưu lượng khe suối phía hạ lưu hang cacstơ, dùng phương pháp hình thái tính ra.

Như vậy lưu lượng còn lại trong lưu vực sẽ là :  $Q = Q_1 - Q_2$

Nếu cửa vào và cửa ra của hang cacstơ chênh nhau rất lớn mà cửa vào nước ngập còn nông, thì cho  $Q_0$  là một hằng số. Ngược lại độ chênh nhau giữa 2 cửa vào và cửa ra của hang cacstơ chênh nhau không lớn mà nước ngập ở cửa vào tương đối sâu thì phải điều tra nhiều trận lũ lịch sử để tìm ra quan hệ giữa lưu lượng cacstơ với chiều sâu nước  $Q_0 = f(H)$ .

Do ảnh hưởng của cacstơ nên những giá trị  $C_v$ ,  $C_s$ ,  $Q_{bq}$  của dòng sông phía hạ lưu vùng cacstơ đều có thay đổi lớn, cho nên không thể dùng phương pháp thông thường để tính lưu lượng theo tần suất thiết kế. Chỉ có thể sau khi tính được, dùng lưu lượng ứng với tần suất thiết kế phía thượng lưu hang cacstơ rồi trừ đi lưu lượng thoát ra từ cacstơ làm lưu lượng thiết kế phía hạ lưu.

### § 3.5. Nghiệm chứng lưu lượng tính toán

Dòng chảy trên lưu vực nhỏ là số liệu cơ bản để tính khẩu độ cầu nhỏ, cống. Chọn được phương pháp tính toán với tham số sử dụng thích hợp có liên quan rất nhiều đến giá thành cầu cống và an toàn vận chuyển. Vì biện pháp tính toán hiện nay là dựa vào đặc tính khí hậu, địa mạo, địa hình và địa chất v.v... nên kết quả không thể phù hợp với tình hình thực tế. Do đó trong sử dụng cần phải nghiệm chứng thêm với tình hình cụ thể tại hiện trường, ở đây giới thiệu phương pháp nghiệm chứng thường dùng và biện pháp tính toán điều chỉnh lưu lượng lý luận.

#### 3.5.1. Biện pháp nghiệm chứng bằng điều tra hình thái

*a. Lòng lạch để nghiệm chứng bằng điều tra hình thái cần có các điều kiện sau:*

- Có thể điều tra mực nước lũ chính xác và xác định được tần suất tương ứng của nó;
- Mực nước lũ không ngập bãi hoặc ngập rất ít;
- Đoạn sông tương đối thẳng;
- Mặt cắt lòng sông không có trường hợp xói bồi hàng năm;
- Hạ lưu không có hiện tượng nước chảy ngược hoặc có kè đập, vật nổi làm tắc dòng nước;
- Không có hiện tượng dòng bùn đá.

*b. Các bước nghiệm chứng điều tra như sau:*

- Điều tra mực nước lũ lịch sử và xác định tần suất tương ứng bằng cách hỏi nhân dân.

Có hai phương pháp xác định tần suất lũ lịch sử:

- Tính theo công thức tần suất kinh nghiệm;
- Dùng tần suất lượng mưa làm tần suất lưu lượng đỉnh lũ nếu trong lưu vực hoặc gần đó có tài liệu lượng mưa.
- Tính lưu lượng lũ lịch sử

Căn cứ vào mặt cắt ngang suối, độ dốc lòng suối và hệ số nhám, dùng công thức Sêdi -Manning tính lưu lượng lũ lớn nhất lịch sử.



- Lấy lưu lượng lũ lớn nhất lịch sử làm cơ sở xác định lưu lượng thiết kế.

Căn cứ vào tài liệu điều tra hình thái, so với lưu lượng lý luận cùng tần suất có thể biết được phạm vi sai số từ đó mà điều chỉnh lưu lượng lý luận.

### 3.5.2. Phương pháp nghiệm chứng lưu lượng lớn nhất lịch sử chảy qua cầu cống cũ

#### a. Nghiệm chứng lòng lạch có cầu cống cũ cần những điều kiện sau:

- Điều tra chính xác chiều cao nước tích trước cầu và tần suất tương ứng của nó;
- Cầu cống bóp hẹp dòng nước nhiều, khi có lũ lớn sẽ phát sinh dòng chảy lâm giới;
- Trường hợp dưới cầu cống không bị bồi hoặc xói v.v...
- Hạ lưu không có hiện tượng nước tràn ngược, không có đập, không có vật nổi trôi, hoặc nguyên nhân nào đó tắc đoạn sông dẫn đến nước dâng cao;
- Không có dòng bùn đá;
- Cầu cống nằm trong phạm vi đoạn đường có thể đặt thủy chí để đo nghiệm chứng;
- Nước lũ tràn ra lòng lạch, hoặc tràn ít.

#### b. Các bước nghiệm chứng như sau:

- Điều tra thu thập tài liệu:
  - Điều tra mực nước lũ cao nhất lịch sử phía thượng lưu cầu (chỗ 1/4 nón, hoặc đầu cuối tường cánh, chỗ chân dốc nền đường);
  - Năm phát sinh mực nước lũ cao nhất lịch sử và tần suất tương ứng của nó;
  - Loại cầu cống, khẩu độ tĩnh cao, độ dốc lòng sông, cao độ cửa ra vào, tình hình xây lát dưới cầu và chiều dài cống v.v...
  - Các lần xảy ra sự cố, chi tiết tình hình xói lở, ngập lụt.
- Tính lưu lượng lũ lớn nhất lịch sử

Phương pháp tính xem phần có liên quan trong biện pháp kiểm toán khẩu độ cầu, cống cũ. Biện pháp tính đổi lưu lượng giống phương pháp nghiệm chứng điều tra hình thái.

### 3.5.3. Điều chỉnh lưu lượng lý luận

Ở khu vực khí hậu, địa chất, địa hình, địa mạo gần giống nhau chọn ít nhất từ 10 đến 15 cầu cống, đo chiều sâu bình quân nước lớn nhất ứng với tần suất thiết kế lần lượt tính tỷ số lưu lượng quan trắc và lưu lượng lý luận cùng tần suất:  $\alpha = Q_H/Q_m$  và tỷ số bình quân  $\alpha_{cp}$  tính đổi thành tỷ số theo tần suất 1% làm số điều chỉnh lưu lượng lý luận M (hệ số tính đổi theo tần suất 1% xem bảng 3-7).

Lưu lượng ở khu vực cùng loại (khu vực có khí hậu, địa chất, địa hình, địa mạo tương tự) đều dùng cùng một số điều chỉnh. Sau khi xác định hệ số điều chỉnh rồi, có thể dựa vào đó để kiểm toán xem khẩu độ cầu nhỏ, cống cũ và cao độ nền đường có đủ hay không.

Nếu lưu lượng điều chỉnh không vượt quá năng lực thoát nước bình thường của công trình từ 20-25% trở lên và nếu trạng thái kỹ thuật của công trình còn tốt, không cần phải thay đổi cơ bản thì có thể giữ nguyên khẩu độ cũ. Ngoài ra có thể giảm bớt chiều cao dự trữ của nền đường vượt quá mực nước lũ cao nhất nhưng không giảm quá 0,25m.

Nếu kết quả tính được không phù hợp với điều kiện trên, cần phải mở rộng khẩu độ cầu cho thích hợp, hoặc dùng biện pháp nâng cao năng lực thoát nước của công trình.

Đối với tất cả các công trình bị nước lũ xói mòn, hay nền đường ngập tràn và cả các công trình vì tình trạng kỹ thuật cần phải thay đổi cơ bản thì phải xác định lưu lượng theo như ở tuyến mới và kết hợp với mục điều chỉnh trị số lưu lượng, xác định lại khẩu độ thoát nước.

**Bảng 3- 7**

**Hệ số tính đổi theo tần suất 1%**

P %	$C_v$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5
	$C_s$	0,8	1,1	1,3	1,5	1,7	1,85	2,0	2,3	2,6	2,9
20		1,37	1,57	1,77	1,98	2,20	2,39	2,57	3,04	3,50	4,19
10		1,25	1,37	1,49	1,60	1,71	1,80	1,90	2,09	2,28	2,50
5,0		1,16	1,23	1,29	1,35	1,41	1,45	1,49	1,58	1,65	1,73
4,0		1,13	1,20	1,25	1,30	1,34	1,37	1,41	1,47	1,53	1,59
3,0		1,11	1,16	1,19	1,23	1,26	1,28	1,31	1,36	1,41	1,46
2,0		1,07	1,09	1,11	1,13	1,15	1,16	1,18	1,20	1,22	1,24

**Thí dụ:**

Cho 10 cầu cống cũ ở các lưu vực của một tuyến đường, trị số  $\alpha = Q_H/Q_m$  và số liệu tính toán như bảng sau:

Ký hiệu công trình	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\alpha = Q_H/Q_m$	0,25	0,50	0,30	0,15	0,10	0,15	0,66	0,35	0,80	0,20
$K = \alpha/\alpha_{cp}$	0,74	1,47	0,88	0,44	0,29	0,44	1,77	1,03	2,35	0,59
$K - 1$	-0,26	0,47	-0,42	-0,56	-0,71	-0,56	0,77	0,03	1,35	-0,41
$(K - 1)^2$	0,07	0,22	0,01	0,31	0,50	0,31	0,59	0,00	1,82	0,17

ở bảng trên có:

$$\Sigma\alpha = 3,4 \quad ; \quad \Sigma (K_i - 1)^2 = 4,6 \quad ; \quad \alpha_{cp} = 3,4/10 = 0,34; \quad C_v = [\Sigma (K_i - 1)^2/(n-1)]^{0,5} = 0,67$$

Giả thiết tần suất bình quân các mực nước quan trắc trên là 5%, căn cứ vào bảng 3-7 xác định được hệ số tính đổi là 1,44. Vậy hệ số điều chỉnh lưu lượng lý luận của khu vực này là:

$$M = 1,44 \times 0,34 = 0,49$$

Tần suất tính toán là 1%

$$\text{Lưu lượng điều chỉnh là: } Q' = MQ_{1\%}$$

**Tài liệu sử dụng trong Chương III:**

- [1]. Sổ tay tính toán thủy văn cầu đường. Viện thiết kế GTVT dịch từ nguyên bản tiếng Trung Quốc.
- [2]. Quy định về Khảo sát và Thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt. Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô (trước đây), Matxcova 1972 (NIMP 72).
- [3]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).
- [4]. Giáo trình thủy văn công trình. Trường Đại học GTVT Hà Nội.

## CHƯƠNG IV – PHÂN TÍCH THUYẾT LỰC CÔNG TRÌNH CẦU THƯỜNG THƯỜNG

### § 4.1. Yêu cầu cơ bản khi định các phương án khẩu độ cầu

Công trình cầu qua sông phải được thiết kế thoả mãn các yêu cầu về kinh tế, kỹ thuật, địa hình, địa chất, thủy văn, môi trường v.v.... Để định được phương án khẩu độ cầu hợp lý cần xem xét rất nhiều vấn đề. Dưới đây chỉ tóm tắt một số điểm chính cần lưu ý.

- Bảo đảm an toàn cho giao thông trên cầu và bản thân cầu khi xảy ra lũ thiết kế;
- Tránh do làm cầu mà nước sông dâng quá lớn phía thượng lưu cầu, gây ảnh hưởng đến sinh hoạt đời sống của con người và độ an toàn các công trình khác;
- Bảo đảm thuyền bè qua lại trên sông bình thường ở mức cho phép;
- Khẩu độ cầu không nên làm nhỏ hơn chiều rộng lòng chủ để tránh phải đắp và xử lý nền đường đầu cầu trong phạm vi lòng chủ, tránh gây nên những biến đổi lớn về chế độ thủy lực và môi trường khu vực cầu;
- Đối với sông có nhiều bãi rộng và lạch sâu, nên dùng sơ đồ nhiều cầu thay cho sơ đồ một cầu để tránh nước dâng quá cao, nền đường phải làm việc trong điều kiện bất lợi;
- Nên bố trí cầu vuông góc với dòng chảy;
- Nên bố trí cầu ở đoạn sông hẹp, lòng sông thẳng đều, ổn định, mặt cắt ngang sông gọn để với một diện tích thoát nước cần thiết, khẩu độ cầu có chiều dài ngắn nhất trong điều kiện địa chất hai mố ổn định nhất;
- Cần xét tới quá trình diễn biến lòng sông (xem Chương VI), chủ động đề xuất giải pháp xây dựng công trình hướng dòng, công trình bảo vệ bờ (xem chương VII) nếu cần thiết.

### § 4.2. Xác định khẩu độ cầu thông thường

#### 4.2.1. Yêu cầu khẩu độ cầu

Về mặt thủy văn, thủy lực, trị số khẩu độ cầu đề xuất phải thoả mãn các yêu cầu cơ bản:

- Cầu phải thoát hết được lưu lượng lũ thiết kế với độ dâng nước cho phép có thể ở phía thượng lưu cầu;
- Yêu cầu chi phí xây dựng công trình hướng dòng, công trình gia cố bảo vệ mố, trụ cầu, bảo vệ bờ sông, bảo vệ mái đê (nếu có) là ít nhất.

#### 4.2.2. Tài liệu ban đầu để xác định khẩu độ cầu

- Tài liệu địa hình: bình đồ khu vực cầu, mặt cắt dọc tìm cầu các phương án;
- Tài liệu thủy văn, thủy lực: lưu lượng lũ thiết kế và mực nước tương ứng, mực nước lũ thiết kế, sự phân bố lưu lượng, vận tốc dòng nước ở lòng chủ và bãi sông;
- Tài liệu địa chất: bình đồ vị trí lỗ khoan, chỉ tiêu cơ lý các lớp đất dưới đáy sông.

#### 4.2.3. Công thức xác định diện tích thoát nước cần thiết dưới cầu có dạng:

Công thức xác định diện tích thoát nước cần thiết dưới cầu có dạng:

$$\omega_c = Q / \mu P V_{ch} \tag{4-1}$$

trong đó:

$\omega_c$ : diện tích cần thiết thoát nước dưới cầu trước khi xói ứng với mực nước tính toán, m<sup>2</sup>;

Q: lưu lượng tính toán ứng với tần suất thiết kế, m<sup>3</sup>/s;

$\mu$ : hệ số thu hẹp dòng chảy do mố và trụ cầu, xác định theo bảng 4-1;

P: hệ số xói cho phép lớn nhất lấy theo bảng 4-2;

$V_{ch}$ : tốc độ trung bình dòng chảy ở lòng sông lúc tự nhiên ứng với lũ thiết kế, dựa vào tài liệu thực đo hoặc công thức kinh nghiệm, m/s. Có thể tham khảo giá trị  $V_{ch}$  theo kinh nghiệm của Listovan ở bảng 4-3.

**Bảng 4-1**

**Hệ số thu hẹp dòng chảy  $\mu$  do mố và trụ cầu**

Thứ tự	$V_{ch}$ (m/s)	Khẩu độ thoát nước (m)												
		≤ 10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
1	< 1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	1	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
4	2	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
5	2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
6	3	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
7	3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
8	≥ 4	0,85	0,88	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

**Bảng 4-2**

**Hệ số xói cho phép P**

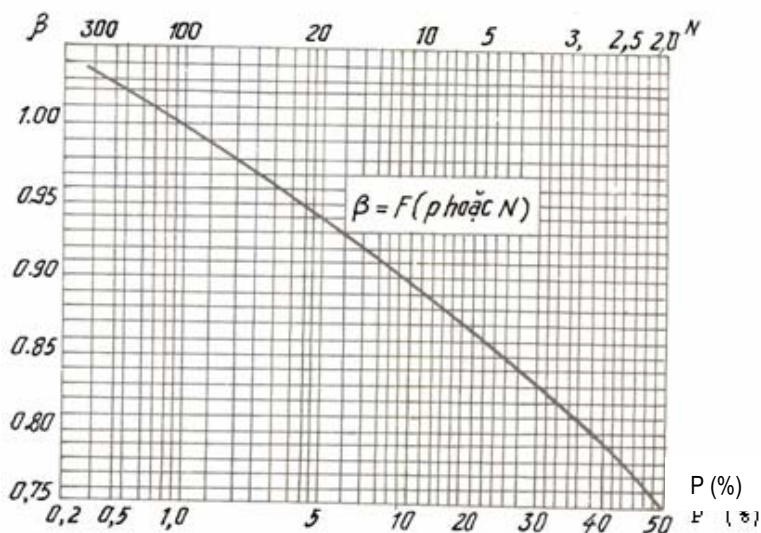
Lưu lượng nguyên tố tại cầu khi chưa xói và đào rộng lòng sông, q (m <sup>3</sup> /sm)	≤ 2	3	5	10	15	≥ 20
Hệ số xói cho phép P	2,20	2,10	1,70	1,40	1,30	1,25

**Bảng 4-3**

**Tốc độ trung bình dòng chảy lòng sông ở điều kiện tự nhiên ứng với lũ tần suất 1%**

TT	Đặc trưng đất lòng sông		Tốc độ trung bình của dòng chảy ở lòng sông với độ sâu khác nhau $V_{ch}$ (m/s)										
	<i>Đất không dính</i>		$h_{bq}$ (m)										
	Mô tả	d (mm)	2	3	4	5	6	8	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 cát pha sét	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 nhỏ và lẫn sỏi	1,00	0,89	1,05	1,19	1,29	1,38	1,55	1,71	1,84	1,95	2,04	
4	Cát to lẫn sỏi	2,50	1,11	1,30	1,45	1,59	1,69	1,88	2,05	2,20	2,34	2,46	
5	Đá sỏi lẫn cát to	6	1,36	1,57	1,74	1,90	2,01	2,22	2,42	2,57	2,72		
6	Đá cuội nhỏ lẫn sỏi và cát	15	1,70	1,95	2,12	2,28	2,41	2,64	2,84	3,02	3,20		
7	Cuội nhỏ lẫn sỏi cát	25	2,05	2,33	2,56	2,74	2,90	3,14	3,37	3,57			
8	Cuội lớn lẫn sỏi	60	2,46	2,77	3,00	3,19	3,35	3,64	3,90	4,12			
9	Sỏi nhỏ lẫn sỏi cuội	140	3,00	3,36	3,62	3,85	4,03	4,39	4,65				
10	Sỏi lớn lẫn cuội	250	3,57	3,96	4,24	4,51	4,70	5,04	5,43				
11	Cuội trung bình và nhỏ	450	4,19	4,60	4,88	5,15	5,35	5,70					
12	Cuội lớn	750	4,90	5,31	5,60	5,87	6,07	6,45					
	<i>Đất dính</i>												
	Mô tả	$\gamma_{khô}$ (T/m <sup>3</sup> )											
13	Sét nhão và sét pha cát	1,00	0,82	0,97	1,10	1,22	1,31	1,49	1,65	1,77	1,89	2,00	
14	Sét vừa và sét pha cát	1,40	1,11	1,28	1,41	1,53	1,63	1,80	1,95	2,07	2,18		
15	Sét mịn và sét pha cát	1,80	1,48	1,67	1,80	1,92	2,03	2,21	2,36	2,48			

*Ghi chú:* Khi đổi thành tần suất lũ thiết kế khác, số ghi trong biểu phải nhân với hệ số  $\beta$ . Trị số  $\beta$  được xác định qua biểu đồ trên hình 4-1.



**Hình 4-1:** Biểu đồ xác định hệ số  $\beta$  cho các tần suất thiết kế

Trường hợp cầu hợp với hướng nước chảy của lòng sông một góc chéo  $\alpha$  thì chiều dài thoát nước cần thiết theo phương chéo  $L_{ch}$  cần được hiệu chỉnh cho góc chéo đó:

$$L_{ch} = L_c / \cos\alpha \tag{4-2}$$

### § 4.3. Xói dưới cầu

#### 4.3.1. Phân biệt ba loại xói có thể gây nguy hiểm cho cầu vượt sông

Đối với cầu vượt sông, xói toàn diện dưới cầu thường bao gồm ba loại cơ bản:

- Xói tự nhiên: do sự biến dạng (xói và bồi) tự nhiên của lòng sông, không phụ thuộc vào sự có mặt của công trình trên sông mà phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác như chế độ thủy văn, điều kiện địa chất, sự khai thác nguồn nước v.v...;
- Xói chung: do dòng chảy trên sông bị cầu thu hẹp (hiện nay có nhiều tài liệu thường gọi là “xói thu hẹp”; để thống nhất tên, sau đây vẫn gọi là “xói chung” như đã dùng);
- Xói cục bộ: do trụ và mố cầu cản dòng nước, xảy ra ở sát chân công trình, hố xói có dạng hẹp và sâu.

Nếu ba loại xói này xảy ra đồng thời tại một nơi, thí dụ tại chân trụ cầu thì ảnh hưởng của xói theo nguyên lý cộng tác dụng là tổng số học của ba loại xói thành phần. Chiều sâu dòng nước sau xói cục bộ tại trụ là:

$$h_{xtr.} = h_{xtn.} + \Delta h_{xch.} + \Delta h_{xcb.} \quad (4-3)$$

trong đó:

$h_{xtr.}$ : chiều sâu dòng nước tại trụ sau xói cục bộ tính từ mực nước thiết kế, m;

$h_{xtn.}$ : chiều sâu dòng nước tại trụ sau xói tự nhiên (đã xét tới khả năng biến dạng tự nhiên của lòng sông) tính từ mực nước thiết kế, m;

$\Delta h_{xch.}$ : chiều sâu xói chung do cầu thu hẹp dòng chảy, m;

$\Delta h_{xcb.}$ : chiều sâu hố xói cục bộ tại chân trụ, m.

#### 4.3.2. Nguyên nhân gây xói và cách xác định chiều sâu của ba loại xói

##### a. Xói tự nhiên

Các yếu tố gây ra sự thay đổi lâu dài cao độ lòng sông có thể là đê, hồ chứa, sự thay đổi địa hình trong quá trình sử dụng đất trên lưu vực (quá trình đô thị hoá, việc tàn phá rừng v.v...), việc kênh hoặc cứng hoá đoạn cong (tự nhiên và nhân tạo), sự thay đổi cao độ lòng sông ở hạ lưu, sự hạ thấp dần dần lòng sông, sự làm lệch hướng dòng chảy ở nơi phân lưu hoặc nhập lưu đối với đoạn sông, sự bào mòn tự nhiên hệ thống sông, sự chuyển động của đoạn cong, vị trí cầu làm ảnh hưởng tới hình dạng sông. Các tác động hình thái trực tiếp cũng có thể do hoạt động của con người gây nên.

Để có được chiều sâu xói tự nhiên, có thể liên hệ với tất cả các cơ quan liên quan tới sông ngòi để tìm hiểu những tài liệu về quá trình lòng sông đã và đang thay đổi, và dự báo sự thay đổi tiềm ẩn của nó trong tương lai.

Nếu không có tài liệu hiện có hoặc cần dự báo cho tương lai, có thể đánh giá sự thay đổi cao độ lòng sông lâu dài qua phân tích các nguyên tắc cấu trúc sông ngòi (xem Chương VI).

##### b. Xói chung

Xói chung ở lòng dẫn tự nhiên hoặc ở khu vực cầu có liên quan tới sự chuyển động của vật liệu đáy và bờ sông trên toàn bộ hoặc phần lớn bề rộng sông, là kết quả gia tăng của tốc độ dòng chảy và ứng suất tiếp ở đáy sông.

Sự thu hẹp dòng chảy do nền đường dẫn đầu cầu choán vào bãi hoặc lòng chính là nguyên nhân chủ yếu nhất của xói chung.

Các yếu tố khác có thể gây ra xói chung là: sự thu hẹp dòng chảy tự nhiên; nền đường đắp dẫn vào cầu làm thu hẹp dòng chảy; cỏ, rác chắn dòng chảy; hoặc lớp phủ thực vật mọc trên phần lòng dẫn hoặc bãi sông v.v...

Xói chung xảy ra khi mặt cắt dòng chảy lũ bị thu hẹp do cả hai nguyên nhân: tự nhiên hoặc do cầu. Vì dòng chảy có tính liên tục nên khi giảm nhỏ tiết diện dòng chảy, sẽ

làm tăng lưu tốc trung bình và ứng suất tiếp đáy trên đoạn sông bị thu hẹp. Vì thế, khi có sự gia tăng lực đào xói ở khu vực thu hẹp dòng chảy thì sẽ có các vật liệu đáy bị dòng nước mang đi nhiều hơn là được mang từ thượng lưu về. Khi cao độ đáy sông hạ xuống, diện tích thoát nước tăng lên, lưu tốc dòng nước và ứng suất tiếp đáy sẽ giảm đi cho đến khi đạt được sự cân bằng tương đối: lượng vật liệu đáy được dòng nước mang đến tương đương với lượng vật liệu đáy bị dòng nước mang đi; hoặc ứng suất cắt đáy được giảm đi tới trị số mà ở đó không có vật liệu đáy bị dòng nước mang đi.

Có hai dạng đối với xói chung và xói cục bộ là xói nước trong và xói nước đục.

Xói nước trong xảy ra khi không có chuyển động bùn cát đáy trong dòng chảy thượng lưu cầu hoặc vật liệu đáy được vận chuyển từ thượng lưu về ở dạng lơ lửng ít hơn khả năng mang bùn cát của dòng chảy. Ở trụ hoặc mố, sự gia tăng dòng chảy và các xoáy được tạo ra do sự choán chỗ làm cho vật liệu đáy xung quanh chúng chuyển động.

Các tình trạng xói nước trong điển hình bao gồm: sông, suối có vật liệu đáy ở dạng thô; sông, suối có độ dốc bằng phẳng trong quá trình dòng chảy ở mực nước thấp; có sự lắng đọng cục bộ của vật liệu đáy lớn hơn những phần tử lớn nhất mà dòng nước có thể vận chuyển đi (đá đổ là trường hợp đặc biệt của tình trạng này); đáy sông, suối được cấu tạo bằng lớp vật liệu thô; các lòng dẫn hoặc khu vực bờ sông, suối có thực vật che phủ.

Xói nước đục xảy ra khi có vận chuyển vật liệu đáy từ đoạn sông ở thượng lưu về khu vực cầu.

Trong quá trình xảy ra lũ, các cầu vượt qua dòng sông có vật liệu đáy thô thường có: xói nước trong ở lưu lượng thấp, xói nước đục ở lưu lượng cao, và sau đó xói nước trong ứng với lưu lượng thấp hơn trong giai đoạn nước rút. Xói nước trong đạt tới giá trị cực đại của nó qua thời kỳ dài hơn là xói nước đục. Sở dĩ như vậy là vì xói nước trong phần lớn xảy ra trong dòng chảy có vật liệu thô.

Dấu hiệu phân loại nói trên có thể được áp dụng đối với lòng sông không có cây cối mọc hoặc cho khu vực bãi để xác định xem xói là xói nước trong hay xói nước đục. Đối với phần lớn trường hợp, sự có mặt của lớp phủ thực vật trên phần bãi đóng vai trò như một “cái túi” bảo vệ có hiệu quả bờ sông khỏi bị xói mòn. Tương tự đối với bãi sông, nói chung tốc độ trước khi thu hẹp là nhỏ và vật liệu đáy mịn đến mức ở phần lớn khu vực bãi sông, theo kinh nghiệm được coi là xói nước trong.

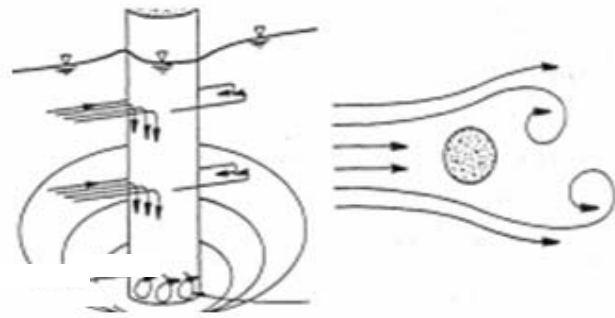
Phương pháp xác định chiều sâu xói chung dưới cầu được trình bày ở mục § 4.4.

### ***c. Xói cục bộ***

Cơ chế cơ bản gây ra xói cục bộ ở trụ hoặc mố cầu là sự hình thành các xoáy (xoáy nước có hình móng ngựa, còn gọi là “xoáy móng ngựa”, hình 4-2) ở móng của chúng. Xoáy móng ngựa được tạo nên do dòng nước phía thượng lưu xô vào mặt cản làm tăng dòng chảy quanh mũi trụ hoặc mố. Hoạt động của xoáy làm di chuyển vật liệu đáy quanh móng mố, trụ. Mức mang bùn cát ra khỏi vùng móng lớn hơn mức mang bùn cát đến, kết quả là một hố xói được hình thành. Khi chiều sâu xói tăng lên, cường độ của xoáy móng ngựa giảm đi làm giảm mức vận chuyển bùn cát.

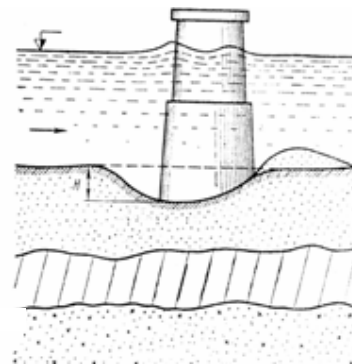
Cuối cùng, đối với xói cục bộ nước đục, sự cân bằng được thiết lập giữa dòng chảy có mang vật liệu đến và đi và quá trình xói chấm dứt. Đối với xói nước trong, quá trình xói chấm dứt khi ứng suất tiếp đáy gây bởi xoáy móng ngựa tương đương với ứng suất tiếp tới hạn của hạt bùn cát ở đáy hố xói.

**Hình 4-2:** Sơ họa về cơ chế xói cục bộ ở chân trụ cầu hình trụ.



Ngoài các xoáy móng ngựa, xung quanh trụ còn có các xoáy thẳng đứng ở hạ lưu trụ được gọi là “xoáy rẽ nước”. Cả hai loại xoáy móng ngựa và xoáy rẽ nước làm chuyển động vật liệu ra khỏi khu vực móng trụ. Tuy nhiên, cường độ của xoáy rẽ nước giảm nhanh khi khoảng cách hạ lưu của trụ tăng. Do vậy ở ngay phía sau của một trụ dài theo hướng chảy, thường có bồi lắng vật liệu như mô tả trên hình 4-3.

**Hình 4-3:** Sự bồi lắng vật liệu ở hạ lưu chân trụ cầu trong quá trình xói cục bộ



Đối với mố cầu, xói cục bộ xảy ra ở chân mố cầu khi mố choán vào dòng nước. Sự thu hẹp dòng chảy tạo thành các xoáy nước theo phương ngang bắt đầu từ điểm cuối thượng lưu của mố chạy dọc chân đế mố, và một xoáy nước theo phương đứng làm khuấy động ở điểm cuối hạ lưu mố. Xoáy nước ở chân mố rất giống với xoáy móng ngựa ở trụ cầu.

Theo tài liệu [7], các yếu tố chính ảnh hưởng tới chiều sâu xói cục bộ ở trụ và mố cầu có thể tóm tắt như sau:

- Tốc độ của dòng chảy đến: tốc độ nước chảy càng lớn, chiều sâu xói cục bộ càng lớn.
- Chiều sâu của dòng chảy: tăng một giá trị chiều sâu có thể tăng chiều sâu xói đến 2 lần.
- Bề rộng trụ: bề rộng trụ càng lớn, chiều sâu xói cục bộ càng lớn.
- Chiều dài của trụ nếu phương dọc trụ xiên với phương dòng chảy: gấp đôi chiều dài trụ có thể tăng chiều sâu xói cục bộ từ 30 đến 60%, tùy thuộc vào góc xiên.
- Đặc trưng của vật liệu đáy: vật liệu đáy là dính hoặc không dính có ảnh hưởng tới thời gian đạt tới chiều sâu xói lớn nhất, nhưng chiều sâu xói sau một thời gian dài đều có trị số tương đương nhau. Đáy sông là cát có thời gian đạt xói lớn nhất có thể chỉ sau một số giờ do chỉ một trận lũ gây ra; trong khi đó, với đáy sông là vật liệu dính, để đạt đến xói lớn nhất phải mất thời gian lâu hơn, thậm chí phải sau nhiều năm, sau nhiều trận lũ lớn.



- Hình dạng mũi mố, trụ: có thể làm tăng chiều sâu xói tới 20%.
- Tình trạng đáy sông: xói ở đáy sông có hình dạng bằng phẳng có chiều sâu xói nhỏ hơn xói ở đáy sông có các sóng cát từ 10 đến 30%.
- Vật cản (cây trôi, bè rác v.v...): số liệu đo đạc hiện trường cho thấy khi có cây trôi mắc vào trụ hoặc cọc, chiều sâu xói có thể tăng lên đến hơn 3 mét.

Phương trình xác định chiều sâu xói cục bộ của trụ và mố cầu theo tài liệu [7] được trình bày ở mục § 4.5.

## § 4.4. Phân tích xói chung

### 4.4.1. Xói chung ở dòng nước đục

Xói chung ở dòng nước đục dưới cầu được xác định theo phương trình đã được cải biến từ phương trình nguyên dạng của Laursen (năm 1960). Phương trình tính xói chung ở dòng nước đục (bỏ qua sự thay đổi về độ nhám) có dạng:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \quad (4-4)$$

$$y_x = y_2 - y_0 \quad (4-5)$$

trong đó:

- $y_x$ : chiều sâu xói trung bình, m;
- $y_1$ : chiều sâu trung bình ở lòng dẫn phía thượng lưu, m;
- $y_2$ : chiều sâu trung bình ở đoạn thu hẹp, m;
- $y_0$ : chiều sâu hiện tại ở đoạn thu hẹp trước khi xói, m;
- $Q_1$ : lưu lượng ở thượng lưu lòng dẫn có vận chuyển bùn cát, m<sup>3</sup>/s;
- $Q_2$ : lưu lượng ở đoạn lòng dẫn bị thu hẹp, m<sup>3</sup>/s;
- $W_1$ : bề rộng đáy của lòng dẫn đoạn thượng lưu, m;
- $W_2$ : bề rộng đáy của lòng dẫn ở đoạn bị thu hẹp có trừ đi bề rộng các trụ, m;
- $k_1$ : số mũ được xác định theo bảng sau.

**Bảng 4-4**

### Xác định số mũ $k_1$ qua phương thức vận chuyển bùn cát

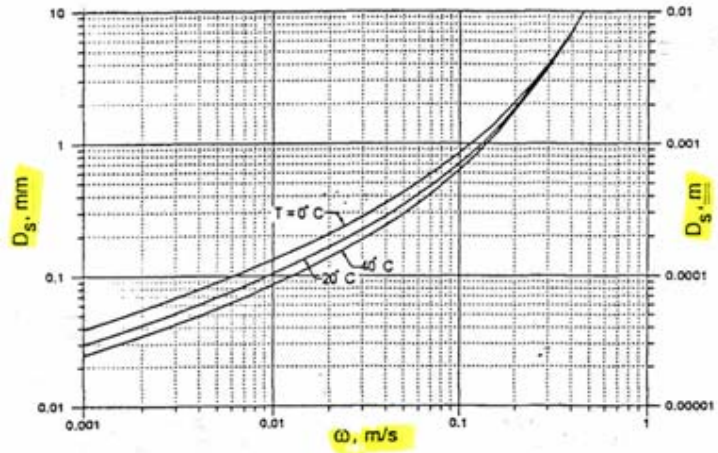
$U_*/\omega$	$k_1$	Phương thức vận chuyển bùn cát đáy
< 0,50	0,59	Phần lớn lưu lượng bùn cát là bùn cát đáy
0,50 đến 2,00	0,64	Một phần lưu lượng bùn cát ở dạng lơ lửng
> 2,00	0,69	Phần lớn lưu lượng bùn cát ở dạng lơ lửng

$U_* = (gy_1 S_1)^{0,5}$  là tốc độ động lực do ứng suất tiếp đáy dòng chảy tạo ra ở đoạn thượng lưu, m/s;

$\omega$ : độ thô thủy lực (tốc độ lắng chìm) của bùn cát đáy theo hạt có đường kính  $D_{50}$ , m/s, được tra trên hình 4-4;

$g$ : gia tốc rơi tự do,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ;

$S_1$ : độ dốc đường năng lượng ở lòng dẫn, m/m.



**Hình 4-4:** Đồ thị xác định độ thô thủy lực của hạt bùn cát.

#### 4.4.2. Xói chung ở dòng nước trong

Với xói chung ở dòng nước trong, tiết diện của mặt cắt thu hẹp được tăng cho đến khi đạt tới giới hạn, mà ở đó tốc độ của dòng chảy hoặc ứng suất tiếp đáy là tương đương với tốc độ tới hạn hoặc ứng suất tiếp đáy tới hạn của kích thước hạt nào đó của bùn cát đáy. Vì bề rộng của đoạn thu hẹp bị khống chế nên chiều sâu cần phải tăng lên cho đến khi đạt được các điều kiện giới hạn.

Theo nguyên lý trên, sau khi cải biến phương trình nguyên dạng của Laursen (năm 1963) đã thu được phương trình sau để xác định xói nước trong ở đoạn sông bị thu hẹp:

$$y_2 = \left( \frac{0,025Q^2}{D_m^{2/3}W^2} \right)^{3/7} \quad (4-6)$$

$$y_x = y_2 - y_0 \quad (4-7)$$

trong đó:

$y_x$ : chiều sâu xói trung bình, m;

$y_2$ : chiều sâu trung bình ở đoạn thu hẹp sau xói chung, m;

$Q$ : lưu lượng dòng chảy qua đoạn thu hẹp,  $m^3/s$ ;

$D_m$ : đường kính của hạt vật liệu đáy nhỏ nhất trong bùn cát đáy không bị cuốn đi ( $D_m = 1,25 D_{50}$ ) ở đoạn thu hẹp, m;

$W$ : bề rộng đáy ở đoạn thu hẹp đã trừ đi chiều rộng trụ, m;

$y_0$ : chiều sâu hiện tại ở đoạn thu hẹp trước xói, m.

*Lưu ý khi tính xói nước trong: Phương trình xói nước trong giả định rằng vật liệu đáy là đồng nhất. Đối với xói nước trong ở các lớp vật liệu đáy có phân tầng, nếu dùng lớp vật liệu có đường kính hạt  $D_{50}$  nhỏ nhất có thể cho kết quả dự báo xói chung thiên an toàn. Có thể dùng phương trình xói nước trong phân tích xói chung lần lượt với  $D_m$  của các lớp vật liệu đáy liên tiếp, sau đó lựa chọn kết quả sử dụng.*

#### 4.4.3. Sử dụng công thức tính xói chung

Xói chung có thể được dự báo nhờ sử dụng hai phương trình cơ bản: phương trình xói nước đục và phương trình xói nước trong. Dù cho bất kỳ trường hợp nào thì điều cần thiết cũng vẫn là xác định xem dòng chảy ở lòng chủ hoặc dòng chảy ở trên phần bãi thượng lưu cầu (đoạn dòng chảy tiến vào cầu) có mang vật liệu đáy (nước đục) hay không (nước trong); sau đó áp dụng phương trình thích hợp có các biến số được xác định tùy

thuộc vào bộ phận có xói chung (lòng chủ hoặc bãi sông). Chiều sâu xói nước đục có thể được giới hạn nếu có số lượng đáng kể hạt vật liệu đáy có kích thước lớn làm thô hoá đáy sông.

Do vậy, khi phân tích nên dùng thêm phương trình xói nước trong để tính, sau đó chọn trị số nhỏ hơn của hai chiều sâu xói làm kết quả.

Tuy nhiên, nếu sự vận chuyển bùn cát đáy từ thượng lưu đoạn thu hẹp là nhỏ hơn về số lượng hoặc chỉ có vật liệu mịn bị rửa trôi chảy qua đoạn thu hẹp ở dạng lơ lửng, thì việc dùng phương trình xói nước trong cũng sẽ là phù hợp.

Để xác định xem dòng chảy từ thượng lưu về cầu có mang vật liệu đáy hay không, phải tính toán tốc độ tới hạn  $V_c$  để làm hạt có đường kính  $D_{50}$  khởi động và so sánh nó với tốc độ trung bình  $V$  của dòng chảy trong lòng chủ hoặc khu vực dòng chảy trên bãi ở thượng lưu khẩu độ cầu. Nếu  $V_c > V$ , sẽ có xói nước trong; nếu  $V_c < V$ , sẽ có xói nước đục. Công thức xác định tốc độ tới hạn  $V_c$  có dạng sau:

$$V_c = 6,19 y^{1/6} D_{50}^{1/3} \tag{4-8}$$

*Một số lưu ý khi phân tích xói chung:*

- Vị trí của mặt cắt thượng lưu để chọn  $y_1$ ,  $Q_1$  và  $W_1$  được xác định tùy vào sự bố trí cầu và đặc điểm dòng chảy. Đây là vấn đề khá phức tạp đã và đang được nghiên cứu trên các mô hình vật lý và mô hình toán. Một cách gần đúng, có thể chọn mặt cắt dòng chảy ở trên mép thượng lưu của cầu một khoảng cách tương đương với khẩu độ cầu.
- Thông thường  $Q_2$  có thể là lưu lượng tương đương với tổng lưu lượng, trừ trường hợp tổng lưu lượng lũ bị giảm đi qua cầu phụ, do nước tràn qua nền đường dẫn vào cầu hoặc là ở khu vực dòng chảy bị ngăn cản.
- $Q_1$  là dòng chảy trong lòng chủ thượng lưu cầu, không bao gồm dòng chảy qua bãi.
- $W_1$  và  $W_2$  thường không dễ xác định. Trong một số trường hợp có thể dùng chiều rộng mặt lòng chủ. Dù chiều rộng mặt hoặc chiều rộng đáy được sử dụng thì điều quan trọng vẫn chỉ là để cập  $W_1$  và  $W_2$  là chiều rộng đáy hoặc chiều rộng mặt.
- Chiều rộng trung bình của khẩu độ cầu  $W_2$  thường lấy bằng chiều rộng đáy đã trừ đi chiều rộng các trụ.
- Phương trình Laursen sẽ dự báo thiên an toàn chiều sâu xói dưới cầu nếu cầu được xây dựng ở cuối thượng lưu của đoạn thu hẹp tự nhiên hoặc sự thu hẹp là do mố và trụ. Tuy nhiên, cho đến nay nó vẫn được coi là phương trình tốt nhất có được để dự báo xói chung dưới cầu.

### § 4.5. Phân tích xói cục bộ

#### 4.5.1. Xói cục bộ ở trụ cầu

##### a. Trường hợp thông thường

Phương trình dự báo xói cục bộ trụ cầu đã và đang được các tổ chức tư vấn thiết kế công trình giao thông trên thế giới sử dụng rộng rãi là của Richardson (năm 1990) ở Trường Đại học Colorado, Hoa Kỳ. Phương trình này dùng chung cho cả hai trường hợp xói cục bộ ở dòng nước trong và dòng nước đục có dạng:

$$y_{xcb} = 2,0K_1K_2K_3K_4a^{0,65}y_1^{0,35}Fr_1^{0,43} \tag{4-9}$$

trong đó:

- $y_{xcb}$ : chiều sâu hố xói cục bộ, m;
- $y_1$ : chiều sâu dòng chảy ngay trước trụ, m;
- $Fr_1$ : hệ số Froude ngay trước trụ,  $Fr_1 = V_1 / (gy_1)^{0,5}$ ;
- $K_1$ : hệ số hiệu chỉnh cho hình dạng mũi trụ (xem hình 4-5) như trong bảng 4-5.

**Bảng 4-5**

**Hệ số hiệu chỉnh  $K_1$  đối với hình dạng mũi trụ**

Dạng mũi trụ	Hệ số $K_1$
Mũi vuông	1,1
Mũi tròn	1,0
Trụ tròn	1,0
Nhóm trụ tròn	1,0
Mũi nhọn	0,9

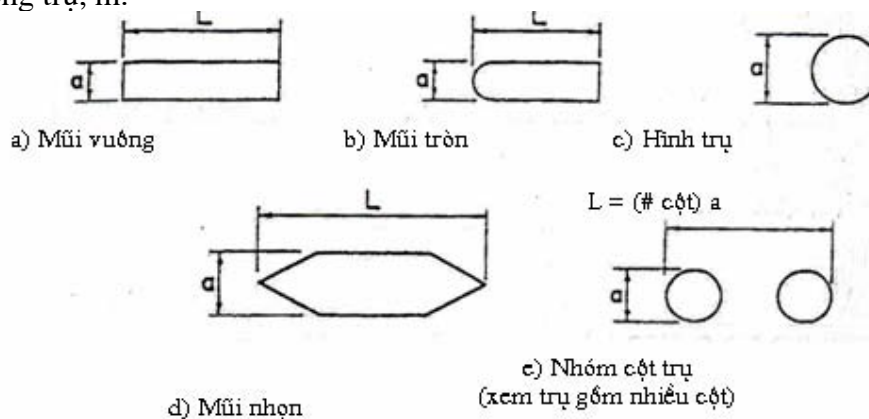
Lưu ý: Hệ số  $K_1$  hiệu chỉnh cho hình dạng mũi trụ được xác định như trên cho trường hợp góc xô của dòng nước vào trụ  $\theta \leq 5^\circ$ . Trường hợp  $\theta > 5^\circ$ , vì hệ số  $K_2$  sẽ chiếm ưu thế nên khi đó sử dụng  $K_1 = 1$  để tính toán.

$K_2$ : hệ số hiệu chỉnh đối với góc chéo  $\theta$  của dòng chảy được xác định theo bảng 4-6 và có thể tính được theo biểu thức:

$$K_2 = (\cos\theta + (L/a) \sin\theta)^{0,65} \tag{4-10}$$

trong đó:

L: chiều dài trụ, m;  
a: bề rộng trụ, m.



**Hình 4-5:** Hình dạng mũi trụ cầu

Lưu ý:

Các giá trị của hệ số  $K_2$  chỉ được áp dụng khi các điều kiện hiện trường là chiều dài toàn bộ của trụ hợp một góc với dòng chảy. Dùng hệ số này trực tiếp từ bảng trên sẽ dẫn đến dự báo quá mức cần thiết về xói nếu: (1) một phần của trụ được che chở khỏi sự ảnh hưởng trực tiếp của dòng chảy bằng một mố hoặc một trụ khác; hoặc (2) một mố hoặc một trụ khác làm chệch hướng dòng chảy đi theo hướng song song với trụ. Đối với những trường hợp này, phải hiệu chỉnh để giảm giá trị của  $K_2$  bằng cách lựa chọn cho đúng chiều dài ảnh hưởng thực của trụ với dòng nước khi có góc chéo.

**Bảng 4-6**

**Hệ số hiệu chỉnh  $K_2$  do góc chéo của dòng chảy**

Góc $\theta$ (độ)	L/a = 4	L/a = 8	L/a = 12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

$K_3$ : hệ số hiệu chỉnh đối với tình trạng đáy sông, lấy theo bảng 4 - 7.

Hệ số hiệu chỉnh  $K_3$  theo tình trạng đáy sông

Tình trạng đáy sông	Chiều cao sóng cát (m)	$K_3$
Xói nước trong		1,1
Đáy sông bằng phẳng hoặc có các sóng cát ngược		1,1
Đáy sông có các sóng cát nhỏ	$0,6 \leq H < 3$	1,1
Đáy sông có các sóng cát vừa	$3 \leq H < 9$	1,2 đến 1,1
Đáy sông có các sóng cát lớn	$H \geq 9$	1,3

$K_4$ : hệ số hiệu chỉnh để giảm bớt chiều sâu hố xói cục bộ đối với trường hợp đáy sông có vật liệu thô đường kính  $D_{50} \geq 60$  mm có khả năng thô hoá đáy hố xói. Yếu tố hiệu chỉnh này là kết quả từ nghiên cứu gần đây của Molinas ở Trường Đại học Colorado. Kết quả của nghiên cứu này cho thấy: khi tốc độ tiến vào khu vực cầu  $V_1$  nhỏ hơn tốc độ tới hạn  $V_{c90}$  của đường kính hạt vật liệu đáy  $D_{90}$ , sẽ có sự cấp phối về kích thước vật liệu đáy, hạt  $D_{90}$  sẽ giới hạn được chiều sâu xói. Phương trình xác định  $K_4$  do Jones phân tích và đưa ra như sau:

$$K_4 = [1 - 0,89 (1 - V_R)^2]^{0,5} \tag{4-11}$$

trong đó, tỷ số tốc độ  $V_R$  được xác định qua biểu thức:

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_i}{V_{c90} - V_i} \right] \tag{4-11a}$$

$V_1$ : tốc độ dòng chảy tiến vào cầu trước trụ, m/s;

$V_i$ : tốc độ khởi động của hạt bùn cát khi dòng chảy tiến tới trụ, m/s; được tính qua công thức:

$$V_i = 0,645 \left[ \frac{D_{50}}{a} \right]^{0,053} V_{c50} \tag{4-11b}$$

$V_{c90}$ : tốc độ tới hạn đối với hạt vật liệu đáy  $D_{90}$ , m/s;

$V_{c50}$ : tốc độ tới hạn đối với hạt vật liệu đáy  $D_{50}$ , m/s;

a: bề rộng trụ, m;

$$V_c = 6,19 y^{1/6} D_c^{1/3} \tag{4-11c}$$

$D_c$ : kích thước hạt tới hạn đối với tốc độ tới hạn  $V_c$ , m.

Giới hạn các giá trị của  $K_4$  và kích thước vật liệu đáy được cho trong bảng 4-8.

Bảng 4-8

Giới hạn đối với vật liệu đáy và các giá trị  $K_4$

Kích thước vật liệu đáy nhỏ nhất (m)	Hệ số	Trị số $K_4$ nhỏ nhất	$V_R > 1,0$
$D_{50} \geq 0,06$	$K_4$	0,7	1,0

**b. Trường hợp đặc biệt**

- Xói cục bộ ở trụ có bệ trụ lộ ra

Phân tích xói cục bộ cho trường hợp trụ có bệ trụ (hay mũ cọc) bị lộ ra, hoặc có thể bị lộ ra (xem hình 4-6) như sau.

Dùng chiều rộng trụ là 'a' trong phương trình tính xói cục bộ nếu đỉnh bệ trụ ở tại hoặc dưới đáy sông;

- Nếu bệ trụ nhô ra trên đáy sông thì tính toán lần thứ hai với việc sử dụng chiều rộng bệ trụ làm trị số 'a', dùng chiều sâu  $y_f$  và tốc độ trung bình ở vùng dòng chảy  $V_f$  bị choán bởi bệ trụ (được trình bày dưới đây) làm trị số 'y' và 'v' tương ứng trong phương trình tính xói.

Sau đó, dùng kết quả lớn hơn của hai kết quả tìm được.

Xác định tốc độ trung bình của dòng chảy  $V_f$  ở trường hợp bệ trụ bị lộ ra qua phương trình sau:

$$\frac{V_f}{V_1} = \frac{\ln[10,93 \frac{y_f}{k_s} + 1]}{\ln[10,93 \frac{y_1}{k_s} + 1]} \quad (4-12)$$

trong đó:

$V_f$ : tốc độ trung bình ở khu vực dòng chảy dưới đỉnh bệ trụ, m/s;

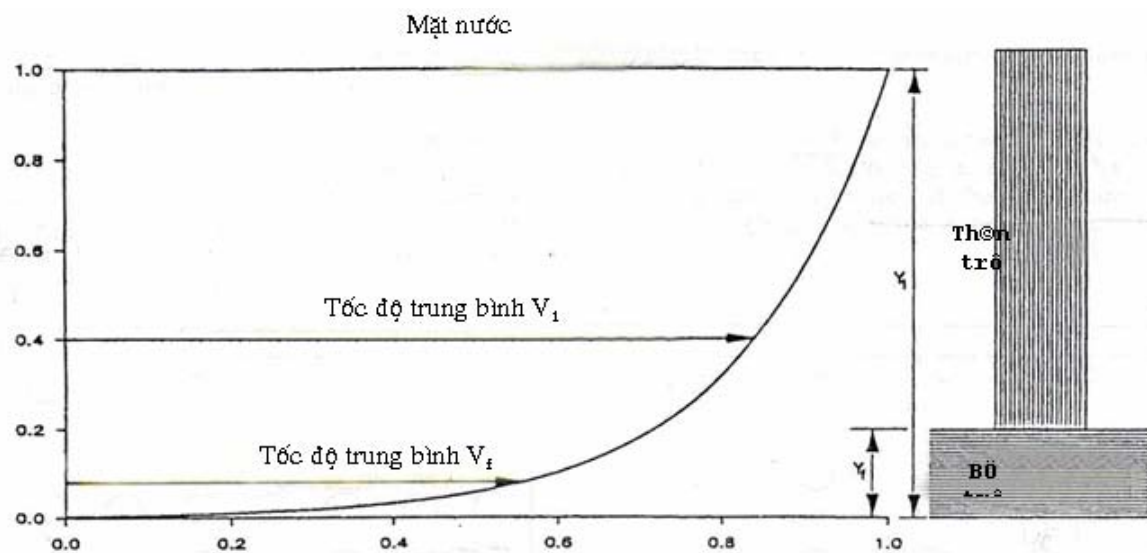
$V_1$ : tốc độ trung bình ở thuỷ trực của dòng chảy tiến vào trụ, m/s;

$y_f$ : khoảng cách từ đường xói (sau xói tự nhiên và xói chung) đến đỉnh bệ trụ, m;

$k_s$ : độ nhám hạt vật liệu đáy (lấy là  $D_{84}$  của vật liệu đáy), m;

$y_1$ : chiều sâu dòng chảy ở thượng lưu trụ, bao gồm cả chiều sâu xói tự nhiên và chiều sâu xói chung, m.

Các trị số  $V_f$  và  $y_f$  sẽ được đưa vào phương trình 4-9 để tính toán.



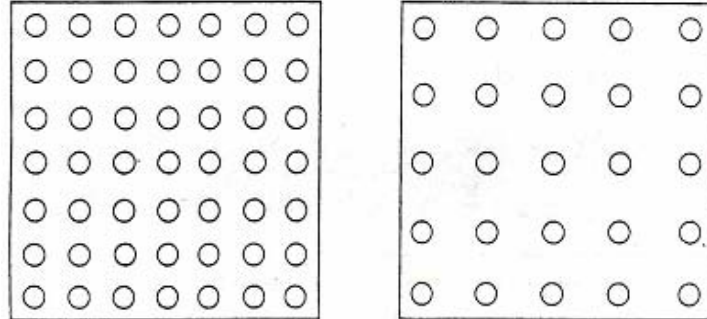
**Hình 4-6:** Sơ đồ để xác định tốc độ và chiều sâu đối với bệ trụ lộ ra

➤ Xói cục bộ ở trụ có nhóm cọc lộ ra

Nguyên tắc xác định chiều rộng đặc trưng của nhóm cọc bị lộ ra hoặc có thể bị lộ ra trong dòng chảy (do kết quả của xói tự nhiên và xói chung) khi các cọc có khoảng hở bên (hình 4-7) như sau: nhóm cọc nhô lên trên đáy sông được tính toán thiên an toàn bằng cách biểu thị chúng như một chiều rộng tương đương với diện tích nhô lên của các cọc, không kể các khoảng hở giữa chúng.

Thí dụ: 5 cọc hình trụ đường kính 0,41 m có khoảng hở 1,8 m (hình 4-7) sẽ có chiều rộng tính toán 'a' = 2,05 m. Chiều rộng của trụ tổng hợp này sẽ được dùng trong Phương trình 4-9 để xác định chiều sâu xói cục bộ. Hệ số hiệu chỉnh  $K_1$  trong phương trình 4-9 đối với trường hợp nhiều cọc tròn này sẽ là 1, bất kể hình dạng nhóm cọc là thế nào. Nếu nhóm cọc là hình vuông như hình 4-7 hay hình chữ nhật thì dùng các kích thước như là trụ đơn và trị số  $L/a$  thích hợp để xác định hệ số  $K_2$  theo bảng 4-6 hoặc tính theo phương trình 4-10.

**Hình 4-7:** Sơ đồ để xác định chiều rộng tính toán của nhóm cọc.



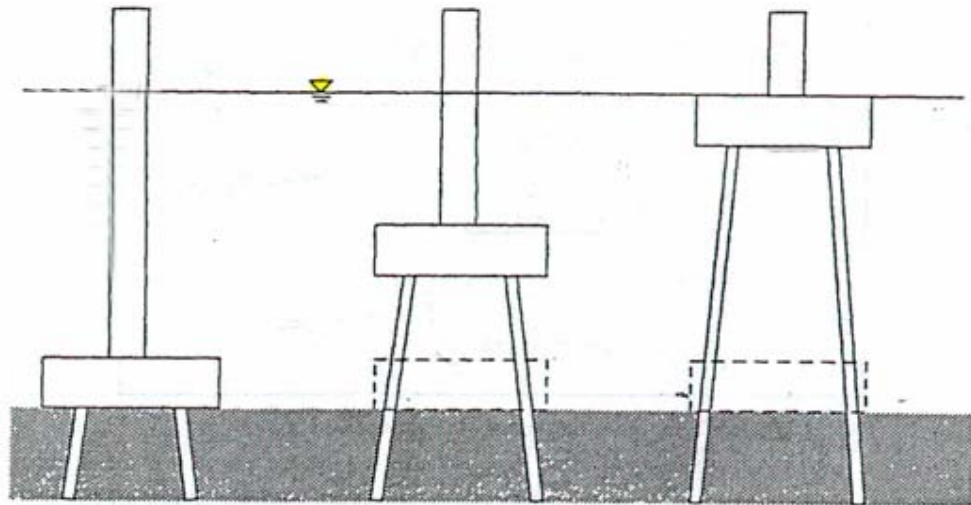
- Xói cục bộ ở trụ có bệ trụ đặt ở mặt nước hoặc trong dòng chảy

Đối với các trường hợp bệ trụ đặt ở gần mặt nước hoặc trong dòng chảy như mô tả trên hình 4-8, khuyến cáo nên tính xói cục bộ gây ra bởi:

- Nhóm cọc bị lộ ra;
- Bệ trụ (hay mũ cọc); và
- Trụ, nếu trụ bị ngập một phần trong dòng chảy.

Chiều sâu xói cục bộ an toàn sẽ là chiều sâu lớn nhất tính được từ ba giả định trên.

*Lưu ý: Khi tính xói cục bộ trụ cầu do bệ trụ gây ra, hãy giả định rằng bệ trụ được đặt trên đáy sông, xác định  $V_f$  từ phương trình 4-12 và dùng các trị số của  $V_f$  và  $y_f$  vào phương trình 4-9. Tính xói cục bộ đối với trụ và nhóm cọc bị lộ ra như đã trình bày ở trên.*



**Hình 4-8:** Sơ đồ mô tả bệ trụ đặt ở đáy sông, trong dòng nước và ở mặt nước

- Xói cục bộ ở trụ cầu có bề rộng rất lớn

Bề rộng trụ có ảnh hưởng trực tiếp đến chiều sâu xói cục bộ. Khi chiều rộng trụ tăng, chiều sâu xói sẽ tăng. Tuy nhiên những nghiên cứu trong máng thí nghiệm về xói

cục bộ trụ cầu có chiều rộng trụ lớn ở dòng chảy nông cho thấy, phương trình dự báo xói cục bộ của Trường Đại học Colorado cho kết quả thiên lớn. Kết quả đo đạc hiện trường về xói cục bộ ở các trụ cầu cát (cầu nâng hạ được) cũng chỉ rõ điều đó. Chắc chắn phải có một giới hạn tăng chiều sâu xói khi chiều rộng trụ tăng. Nhưng dù sao thì cho đến nay vẫn chưa có được những thông tin tin cậy để đánh giá sự giảm chiều sâu xói tính theo phương trình này đối với các trụ có chiều rộng lớn trong vùng nước nông. Đây cũng là một vấn đề cần phải tiếp tục nghiên cứu và đối chứng đối với các công thức tính xói cục bộ trụ cầu của tất cả các phương pháp hiện có.

**Bình luận:** *Gặp trường hợp tính xói cho trụ có chiều rộng trụ lớn (ý kiến chung là khi  $a > 10\text{ m}$ ), người tính nên xem xét toàn bộ các điều kiện phân tích xói (hướng và vận tốc dòng chảy, địa hình, địa chất, hình dạng trụ v.v...) để tính toán và lựa chọn kết quả phù hợp nhất với thực tế.*

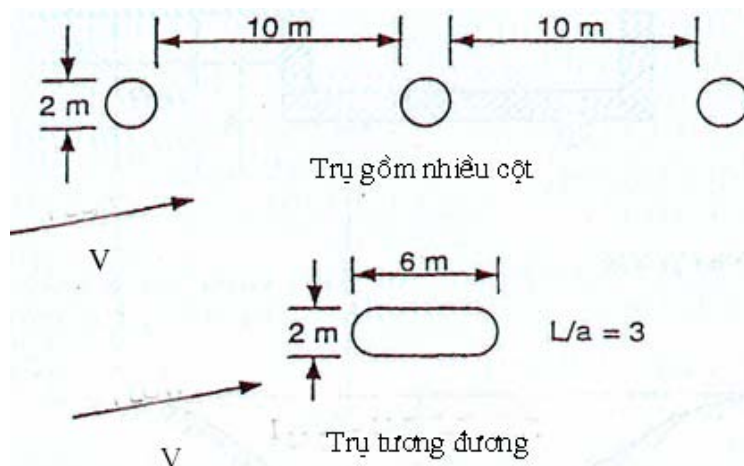
➤ Xói cục bộ đối với trụ gồm nhóm cột chéo góc với dòng chảy

Đối với trụ gồm nhóm cột (hình 4-5, e) đặt chéo góc với dòng chảy, chiều sâu xói sẽ phụ thuộc vào khoảng hở giữa các cột.

Khi áp dụng phương trình 4-9 cho trụ gồm nhóm cột có khoảng hở nhỏ hơn 5 lần đường kính mỗi cột, chiều rộng trụ 'a' là chiều rộng nhô ra tổng cộng của tất cả các cột trên một hàng chéo góc với dòng chảy (hình 4-9). Ví dụ, trụ gồm ba cột hình trụ đường kính 2m có khoảng hở 10m sẽ có một trị số 'a' ở trong khoảng từ 2 đến 6m, tùy thuộc vào góc xô của dòng chảy. Bề rộng trụ tổng hợp này sẽ được dùng trong phương trình 4-9 để xác định chiều sâu xói cục bộ. Hệ số hiệu chỉnh  $K_1$  trong phương trình 4-9 cho trụ gồm nhiều cột sẽ là 1. Hệ số  $K_2$  cũng có thể bằng 1 vì khi đó ảnh hưởng của góc chéo sẽ được xem xét là bằng phần nhô ra dòng chảy của các trụ trực giao với dòng chảy.

Nếu trụ gồm nhiều cột có khoảng hở bằng hoặc lớn hơn 5 lần đường kính mỗi cột; và nếu cỏ rác không thành vấn đề, có thể giới hạn chiều sâu xói đến trị số lớn nhất bằng 1,2 lần xói cục bộ của trụ gồm một cột.

Chiều sâu xói đối với trụ gồm nhiều cột sẽ được phân tích theo cách trên, ngoại trừ khi muốn nhấn mạnh ảnh hưởng của rác chèn vào khoảng hở giữa các cột. Nếu cỏ rác là vấn đề cần xem xét thì có thể coi các cột và cỏ rác chèn vào các khoảng hở như là một trụ dài và đặc. Giá trị thích hợp  $L/a$  và góc xô của dòng chảy khi đó sẽ được dùng để xác định hệ số  $K_2$  trong Bảng 4-6 hoặc theo phương trình 4-10.



**Hình 4-9:** Sơ đồ trụ có hàng cột chéo góc với dòng chảy.

**c. Xác định chiều rộng đỉnh hố xói**

Chiều rộng đỉnh hố xói trong đất không dính về một phía của trụ hoặc bệ trụ được xác định bằng phương trình:

$$W = y_x (K + \cot\theta) \tag{4-13}$$



trong đó:

W: chiều rộng đỉnh của hố xói về mỗi phía của trụ hoặc bệ trụ, m;

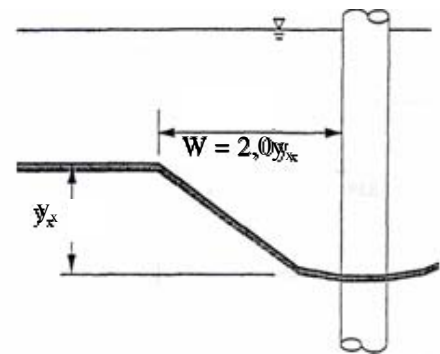
$y_x$ : chiều sâu xói, m;

K: chiều rộng đáy của hố xói như một phân số của chiều sâu xói;

$\theta$ : góc nghiêng của vật liệu đáy ở trong khoảng từ  $30^\circ$  đến  $44^\circ$ .

Góc đặc trưng của vật liệu cốt kết trong không khí thay đổi từ  $30^\circ$  đến  $44^\circ$ . Do vậy, khi  $K = 1$  (chiều rộng đáy của hố xói tương đương với chiều sâu xói  $y_x$ ) thì chiều rộng đáy trong cát không dính sẽ thay đổi từ 2,07 đến  $2,80y_x$ ; khi  $K = 0$ , chiều rộng đáy sẽ thay đổi từ 1,07 đến  $1,8y_x$ . Từ đó, chiều rộng đỉnh hố xói có thể thay đổi từ 1,0 đến  $2,8y_x$  và sẽ phụ thuộc vào chiều rộng đáy hố xói và sự cấu thành của vật liệu đáy. Nhìn chung khi hố xói càng sâu thì chiều rộng đáy hố xói càng nhỏ. Ở trong nước, góc nghiêng của vật liệu không dính là nhỏ hơn so với các giá trị đã cho trong không khí. Do vậy, người ta khuyến cáo sử dụng công thức tính chiều rộng đỉnh hố xói  $W = 2,0y_x$  trong thực tế như mô tả trên hình 4-10.

**Hình 4-10:** Sơ đồ xác định chiều rộng đỉnh hố xói.



#### 4.5.2. Phân tích xói cục bộ ở móng cầu

##### a. Phương trình Froehlich

Theo kết quả phân tích số liệu của 170 lần đo đặc xói nước đục trong máng thí nghiệm và bằng phương pháp phân tích hồi quy, Froehlich đã tìm được phương trình xác định chiều sâu xói cục bộ ở móng cầu [7] như sau:

$$y_x = 2,27K_1K_2(L')^{0,43}y_a^{0,57}Fr^{0,61} + y_a \quad (4-15)$$

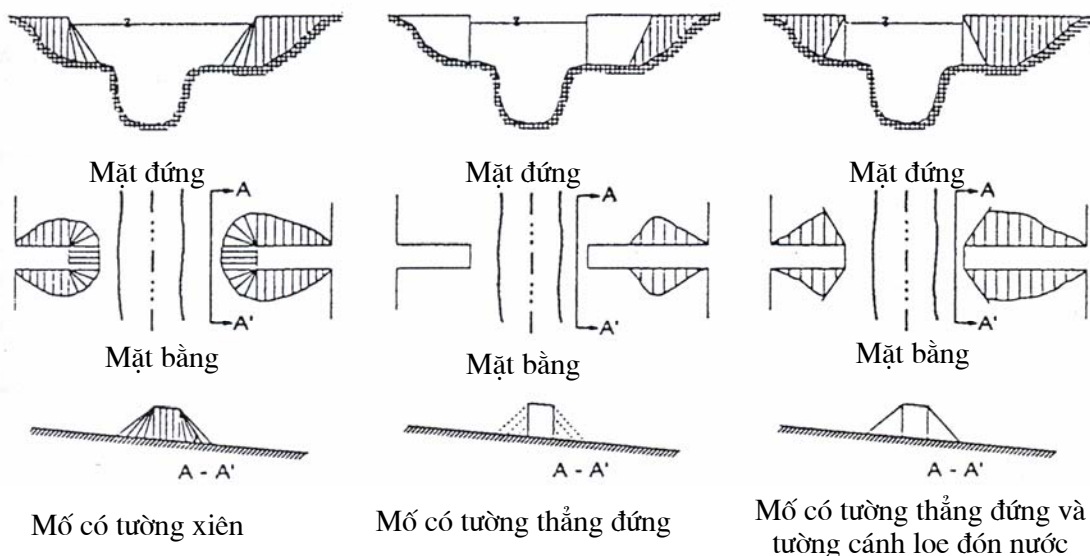
trong đó:

$y_x$ : chiều sâu xói, m;

$K_1$ : hệ số xét đến hình dạng móng (hình 4-11) như trong bảng sau.

Hệ số hình dạng mố  $K_1$

Mô tả	$K_1$
Mố có tường thẳng đứng	1,00
Mố tường thẳng đứng có tường cánh lọc đón nước	0,82
Mố xiên	0,55



Hình 4-11: Sơ đồ các dạng mố cầu phổ biến để lựa chọn hệ số  $K_1$

$K_2$ : hệ số xét đến góc của phương nền đắp với phương dòng chảy được tính qua biểu thức:  $K_2 = (\theta/90)^{0,13}$  ( $\theta < 90^\circ$  nếu nền đắp có hướng xuống hạ lưu;  $\theta > 90^\circ$  nếu nền đắp có hướng ngược lên thượng lưu, xem hình 4-12 để xác định góc  $\theta$ );

$L'$ : chiều dài của mố (nền đắp) nhô ra giao với dòng chảy, m;

$A_c$ : diện tích dòng chảy của mặt cắt ngang thượng lưu cầu mà nền đắp nhô ra,  $m^2$ ;

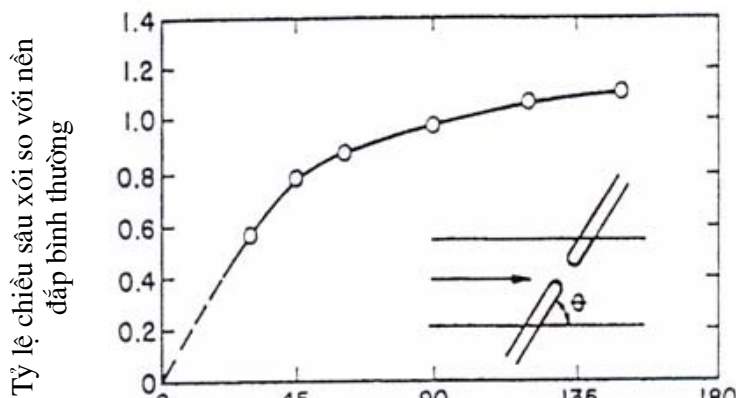
$Fr$ : hệ số Froude của dòng chảy tiến vào thượng lưu mố,  $Fr = V_c/(gy_a)^{0,5}$ ;

$$V_c = Q_c/A_c, \text{ m/s};$$

$$Q_c: \text{dòng chảy bị chặn bởi mố và đường dẫn vào cầu, } m^3/s;$$

$y_a$ : chiều sâu trung bình của dòng chảy trên bãi, m.

Hình 4-12: Hiệu chỉnh xói cục bộ ở mố do góc chéo.



### **b. Phương trình HIRE**

Phương trình HIRE dưới đây có thể sử dụng để phân tích xói cục bộ ở mố cho những cầu có các điều kiện tương tự với điều kiện hiện trường (tỷ số giữa chiều dài mố choán dòng chảy  $L'$  và chiều sâu dòng chảy  $y_1$  lớn hơn 25) mà số liệu đã được thu thập để phân tích và xây dựng nên phương trình:

$$y_x = 4y_1(K_1 / 0,55)Fr^{0,33}K_2 \tag{4-15}$$

trong đó:

$y_x$ : chiều sâu xói, m;

$y_1$ : chiều sâu dòng chảy ở mố trên bãi sông hoặc trong lòng chủ, m;

Fr: hệ số Froude được xác định qua tốc độ và chiều sâu sát thượng lưu mố;

$K_1$  và  $K_2$  đã giải thích ở trên.

### **c. Sử dụng kết quả dự báo xói cục bộ để thiết kế mố cầu**

Vì có rất ít số liệu hiện trường về xói cục bộ ở mố cầu nên cho đến nay, nhìn chung việc xây dựng các phương trình để dự báo chiều sâu xói mố cầu gần như mới chỉ dựa vào các số liệu trong phòng thí nghiệm (\*).

Xói cục bộ mố cầu là vấn đề phức tạp phụ thuộc vào ảnh hưởng của dòng chảy bị choán do mố, đường vào cầu và dòng chảy ở trước mố; mà lưu lượng dòng chảy trước mố trong thực tế không đơn giản là một hàm của hình dạng mố và chiều dài đường đầu cầu. Ngoài ra, chiều sâu xói cục bộ mố cầu còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác như kiểu mố, đặc trưng bùn cát, kiểu biến hình lòng sông, hình dạng mặt cắt ngang sông thượng lưu cầu, phương đặt cầu, tình trạng cây cối mọc trên bãi cản trở dòng chảy v.v... Trong khi đó, phần lớn nghiên cứu trong phòng thí nghiệm cho đến nay cũng chưa tái tạo được các điều kiện tương tự như ở hiện trường nên các phương trình phân tích xói cục bộ mố cầu còn có nhiều hạn chế, đang được tiếp tục nghiên cứu. Kết quả dự báo luôn đưa ra trị số an toàn quá mức, chỉ nên được coi là những trị số tham khảo để đưa ra giải pháp thiết kế mố.

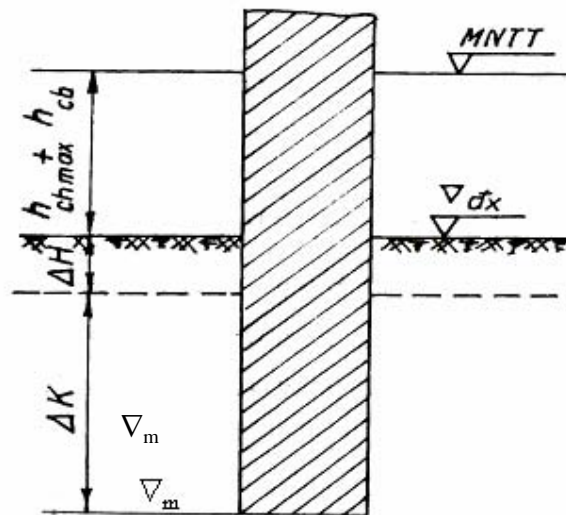
Việc phân tích điều kiện hiện trường để hiệu chỉnh kết quả tính toán cho phù hợp là rất cần thiết. Khả năng di chuyển lòng dẫn theo phương ngang, xói tự nhiên và xói chung là những vấn đề rất đáng quan tâm trong việc thiết kế chiều sâu bệ móng mố gần lòng chủ. Trong thực tế, móng mố thường được thiết kế với chiều sâu nông hơn kết quả dự báo theo các phương trình trên nhờ giải pháp xây lát đá chống xói chân mố. Ngoài ra, có thể thiết kế mố có khả năng chống lại xói tính toán bằng cách xây dựng công trình hướng dòng (xem thêm Chương VII). Yêu cầu kỹ thuật và giá thành là các yếu tố có ý nghĩa quyết định để lựa chọn giải pháp bảo vệ mố.

(\* *Với mục đích cập nhật những kết quả nghiên cứu khoa học mới nhất vào Sổ tay, chúng tôi xin giới thiệu một số công thức **phân tích xói cục bộ mố cầu** của PGS. TS. Trần Đình Nghiên (Trường Đại học Giao thông vận tải) trong Phụ lục 4-1 để bạn đọc có điều kiện nghiên cứu sử dụng.*

## **§ 4.6. Xác 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 chôn trong đất phụ thuộc vào điều kiện địa chất lòng sông sau khi xói.

**Hình 4-13:** Sơ đồ xác định móng trụ cầu tối thiểu



Hình 4-13 cho thấy có thể xác định cao độ tối thiểu của móng trụ cầu theo công thức:

$$\nabla_m = \nabla_{đx} - (\Delta K + \Delta H) \quad (4-16)$$

trong đó:

$\nabla_m$ : cao độ tối thiểu của móng trụ cầu, m;

$\nabla_{đx}$ : cao độ đáy sông sau khi xói, m;

$\Delta K$ : chiều sâu móng trụ chôn trong đất, xác định theo điều kiện ổn định của trụ khi có lũ tính toán và sức chịu đựng của móng, m;

$\Delta H$ : chiều sâu dự trữ do có sai số trong khi tính toán, m.

Đối với sông thẳng vùng đồng bằng, chiều sâu lớn nhất xê dịch có tính chu kỳ trong phạm vi dòng chủ. Do vậy, ở dòng chủ móng trụ được đặt trên cùng một cao độ; còn ở bãi sông, móng trụ được đặt ở cao độ nông hơn dòng chủ:

$$\nabla_{đx} = H_{lt} - [(h'_{ch.max} + \Delta) + h_{cb.}] \quad (4-17)$$

Ở bãi sông:

$$\nabla_{đx} = H_{lt} - [(h'_b + \Delta) + h_{cb.}] \quad (4-18)$$

trong đó:

$H_{lt}$ : mực nước lũ tính toán, m;

$h'_{ch.max}$ : chiều sâu nước sông lớn nhất của dòng chủ sau xói chung, m;

$h'_b$ : chiều sâu nước sông tại bãi sông sau xói chung tại trụ tính toán, m;

$h_{cb.}$ : chiều sâu xói cục bộ tại vị trí tính toán, m;

$\Delta$ : sai số khi xác định xói chung do số liệu dùng tính toán lưu lượng không chính xác. Theo Giáo sư O.V. 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  $\nabla_{đx}$  sẽ tính theo công thức 4-17. Chỉ trong trường hợp đặc

biệt, bãi sông rộng và bờ phân dòng chủ là loại đất ổn định khó xói thì mới xác định  $\nabla_{dx}$  theo công thức 4-18.

Đối với sông quanh co, dòng sông di động thường xuyên (sông có nhiều bãi nổi di động), lạch sâu nhất có thể xuất hiện ở bất kỳ vị trí nào trong sông, do đó đường xói tính toán sẽ tính theo công thức 4-17.

Đối với sông có bãi rộng cần làm nhiều cầu thì ở những cầu thường xuyên có nước chảy, trị số  $\nabla_{dx}$  sẽ tính theo công thức 4-17; còn đối với những cầu chỉ vào mùa mưa lũ mới có nước chảy thì trị số  $\nabla_{dx}$  sẽ tính theo công thức 4-18.

Theo tiêu chuẩn kỹ thuật hiện nay, chiều sâu tối thiểu đáy móng cách đường xói ( $\Delta K + \Delta H$ ) được quy định như sau: nếu chiều sâu đặt móng tính từ mực nước bình thường về mùa kiệt  $\leq 10$  m thì  $(\Delta K + \Delta H) \geq 2,5$  m; nếu chiều sâu móng  $> 10$  m thì  $(\Delta K + \Delta H) \geq 5$  m.

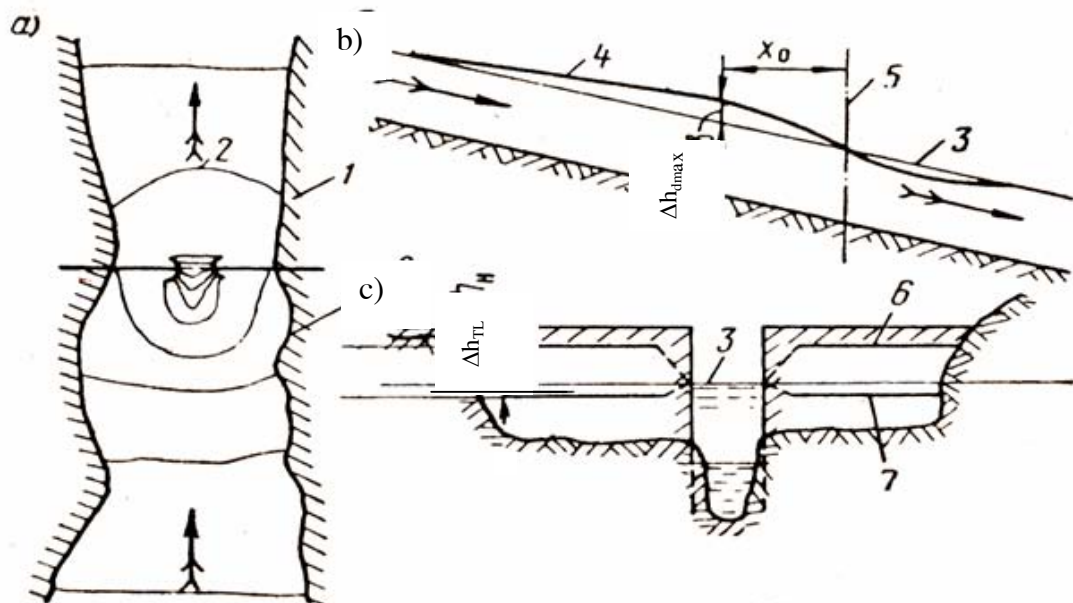
Ngoài những quy định trên cần chú ý là đối với móng cọc, sau khi xói chung và xói cục bộ, chiều sâu cọc chôn trong đất phải lớn hơn 4 m. Nếu lòng sông sau khi xói gặp lớp đá dày thì móng cầu có thể đặt ở độ sâu tối thiểu: đối với móng nặng, chiều sâu móng chôn tối thiểu trong đá là 0,25 m; đối với móng trụ cột, không được nhỏ hơn 0,5 m.

Để xét tất cả các loại biến dạng lòng sông tại trụ cầu, ngoài chiều sâu xói chung do dòng chảy bị thu hẹp ( $\Delta h_{max}$ ) 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  $\Delta h_0$ . Trị số xói do biến dạng tự nhiên của lòng sông được giới thiệu trong § 4-3, mục 4.3.1 và được xét đến trong khi xác định chiều sâu tại lòng chủ ở điều kiện tự nhiên.

## § 4.7. Xác định chiều cao nước dâng lớn nhất khu vực sông chịu ảnh hưởng của cầu và nền đường đắp qua bãi sông

### 4.7.1. Hình dạng đường mặt nước khu vực cầu

Sau khi xây dựng cầu, do dòng chảy bị nền đường đầu cầu và mố, trụ cầu thu hẹp làm nước bị dâng lên, đường mặt nước sẽ có dạng như thể hiện trên hình 4-14. Đối với những cầu có kè hướng dòng, đỉnh ứ dềnh ở phía đầu kè; đối với những cầu không có kè hướng dòng, điểm ứ dềnh ở cách cầu một khoảng tương đương với khẩu độ cầu.



**Hình 4-14:** Sơ đồ đường mặt nước khu vực cầu

- a) Bình đồ khu vực cầu
  - b) Trắc dọc đường mặt nước
  - c) Đường mặt nước thượng hạ lưu đường dẫn vào cầu.
    - 1. Ranh giới ngập
    - 2. Mặt bằng của đường mặt nước
    - 3. Đường mặt nước của dòng chảy chưa bị thu hẹp
    - 4. Đường mặt nước của dòng chảy sau khi bị thu hẹp
    - 5. Tim cầu
    - 6. Đường mặt nước phía thượng lưu cầu
    - 7. Đường mặt nước phía hạ lưu cầu
- $\Delta h_{dmax}$ : độ dềnh nước lớn nhất trước cầu;  
 $x_o$ : khoảng cách từ cầu đến thủy trực mà ở đó độ dềnh nước trước cầu đạt trị số lớn nhất;  
 $\Delta h_{TL}$ : độ dềnh cao nhất ở nền đường bãi sông phía thượng lưu.

**4.7.2. Xác định các đặc trưng độ dềnh nước phía thượng lưu cầu**

**a. Xác định độ dềnh nước lớn nhất phía thượng lưu cầu**

Trị số nước dềnh lớn nhất phía thượng lưu cầu  $\Delta h_z$  (m) có thể được xác định theo công thức kinh nghiệm đơn giản sau:

$$\Delta h_z = \eta (V_c^2 - V_o^2) \tag{4-19}$$

trong đó:

$\eta$ : hệ số xác định theo từng loại sông và năng lực thoát của bãi, có thể được lấy theo bảng 4-10.

**Bảng 4-10**

**Xác định hệ số  $\eta$**

TT	Đặc trưng sông ngòi	$\eta$
1	Sông vùng núi có bãi nhỏ, $\Sigma Q_b \leq 10\% Q_{TK}$	0,05
2	Sông vùng đồi, bãi nhỏ, $\Sigma Q_b \leq 30\% Q_{TK}$	0,07
3	Sông đồng bằng, có hai bãi vừa, $\Sigma Q_b \leq 50\% Q_{TK}$	0,10
4	Sông vùng đất trũng, bãi rất lớn, $\Sigma Q_b > 50\% Q_{TK}$	0,15

trong đó:

$Q_b$ ;  $Q_{TK}$ : lưu lượng chảy trên phân bãi và lưu lượng thiết kế cầu,  $m^3/s$ ;

$V_c$ : tốc độ bình quân dưới cầu (m/s) khi lưu lượng thoát qua, được lấy như sau.

- Với đất mềm (bùn cát, cát vừa, đất sét á cát lẫn bùn nhão),  $V_c$  là tốc độ bình quân dưới cầu sau khi xói  $V_{sx}$ , tức là:  $V_c = V_{sx}$ .

- Với đất trung bình (cát, sỏi nhỏ, đất sét, cát mịn v.v...),  $V_c$  là tốc độ bình quân dưới cầu khi xói đạt tới 50%, tức là:  $V_c = V_{sx} \cdot \frac{2P}{P+1}$  hoặc  $V_c = V_{sx} \cdot \frac{1}{2} (P+1)$  (P là hệ số xói tính toán, lấy theo bảng 4-2).

- Đối với đất cứng (sỏi, đá cuội, đất sét mịn),  $V_c$  là lưu tốc bình quân dưới cầu trước xói.

$V_o$ : lưu tốc bình quân ở phần mặt cắt thực dưới cầu khi dòng chảy chưa bị thu hẹp, m/s.

Hệ số  $\eta$  cũng có thể được xác định qua biểu thức:

$$\eta = \frac{K}{2g}; \tag{4-20}$$

trong đó:

$g$ : gia tốc rơi tự do,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ;

$K$ : hệ số được xác định qua biểu thức:

$$K = 1 + (V_{tb} / V_o)^2 a / (Fr / i_o)^{0,5} \tag{4-21}$$

trong đó:

$V_{tb}$ : tốc độ trung bình toàn mặt cắt thực của dòng chảy khi chưa bị thu hẹp, m/s;

$(Fr / i_o)$ : thành phần không thứ nguyên của dòng chảy khi chưa bị thu hẹp;

$$Fr = V_{tb}^2 / gL_{ngập} \tag{4-22}$$

trong đó:

$L_{ngập}$ : chiều rộng ngập tính toán, m; khi dòng chảy bị thu hẹp một phía, lấy toàn bộ chiều rộng ngập, còn khi dòng chảy bị thu hẹp cả hai phía, lấy bằng một nửa chiều rộng ngập;

$i_o$ : độ dốc dọc của đường mặt nước khi dòng chảy chưa bị thu hẹp.

$a$ : hệ số lấy theo bảng 4-11.

**b. Xác định khoảng cách từ cầu lên thượng lưu, nơi có độ dềnh nước lớn nhất**

Khoảng cách từ cầu lên thượng lưu, nơi có độ dềnh nước lớn nhất được xác định theo công thức:

$$x_o = aL_{ngập} (Fr/i_o)^{0,5} \tag{4-23}$$

Các ký hiệu trong công thức đã được giải thích ở trên.

**Bảng 4-11**

**Xác định hệ số a**

Fr/ $i_o$	$Q_{TK}/Q_c$					
	1,25	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00
0,05	1,14	1,21	1,36	1,51	1,66	2,28
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

Trong bảng trên:  $Q_C$ : lưu lượng qua bộ phận mặt cắt chưa bị thu hẹp của mặt cắt thực dưới cầu.

Lưu ý: Trường hợp các trị số  $Q_{TK}/Q_C$  và  $Fr/i_o$  ở ngoài giá trị trong bảng trên, lấy giá trị của  $a$  theo trị số gần nhất.

**c. Xác định độ dềnh nước lớn nhất ở mái dốc đường dẫn lên cầu**

Độ dềnh nước lớn nhất ở mái dốc đường dẫn lên cầu  $\Delta h_{TL}$  được xác định theo công thức:

$$\Delta h_{TL} = \Delta h_{d,max} + x_o i_o + V_o^2 / g \tag{4-24}$$

Các ký hiệu trong công thức đã được giải thích ở trên.

**§ 4.8. Tĩnh không dưới cầu**

**4.8.1. Tĩnh không hay khổ giới hạn gầm cầu**

Tĩnh không dưới cầu (hay khổ giới hạn gầm cầu) là đường giới hạn tối thiểu của khoảng không gian dưới dầm cầu tính theo hướng vuông góc với dòng chảy trong sông, đảm bảo cho thuyền bè qua lại không bị va chạm vào các chi tiết kết cấu của cầu. Các kích thước tối thiểu của khổ giới hạn gầm cầu được quy định theo cấp sông trong Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5664-92. Bảng 4-12 trình bày tổng hợp một số thông số theo phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa.

**4.8.2. Xác định mực nước thông thuyền**

Mực nước thông thuyền theo TCVN 5664-92 là mực nước cao có tần suất 5%, là mực nước cao nhất cho phép thuyền bè có thể qua lại an toàn dưới cầu. Mực nước này dùng để xác định kích thước công trình bắc qua. Trường hợp đặc biệt có thể dùng mực nước cao có tần suất 10% do cấp có thẩm quyền quyết định.

Mực nước thông thuyền được xác định tương tự như mực nước đỉnh lũ thiết kế. Chi tiết cách xây dựng đường tần suất mực nước cao xem § 2.3, Chương II.

**Bảng 4-12**

**Bảng tổng hợp phân cấp đường thủy nội địa**

Cấp sông	Kích thước luồng lạch, m					Kích thước công trình, m			
	Sông thiên nhiên		Kênh đào		Bán kính cong	Cầu			Tĩnh không đáy điện chưa kể phần an toàn từ trường
	Chiều sâu nước	Chiều rộng đáy	Chiều sâu nước	Chiều rộng đáy		Khẩu độ		Tĩnh không	
						Sông	Kênh		
I	> 3,0	> 90	> 4,0	> 50	> 700	80	50	10	12
II	2,0-3,0	70-90	3,0-4,0	40-50	500-700	60	40	9	11
III	1,5-2,0	50-70	2,5-3,0	30-40	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:



1) Trị số (...) được phép dùng khi có sự đồng ý của cơ quan có thẩm quyền.

2) Kích thước lòng lạch được xác định ứng với mực nước mùa cạn có tần suất 95%.

Cho đến nay, do còn có những điểm cần xem xét thêm về phân cấp sông cho một số đoạn sông trên cả nước nên đối với mỗi cầu dự kiến xây dựng qua một đoạn sông cụ thể nào đó, nên đơn vị Tư vấn thiết kế cần có công văn xin ý kiến về yêu cầu thông thuyền dưới cầu của cơ quan quản lý có liên quan đoạn sông đó như Cục Đường sông Việt Nam; Sở Giao thông vận tải các tỉnh, thành phố hoặc Tổng Công ty Điện lực Việt Nam (chẳng hạn cầu qua lòng hồ của nhà máy thủy điện) v.v...

#### *Tài liệu sử dụng trong chương IV*

[1]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).

[2]. Tiến sĩ Trần Đình Nghiên. Thiết kế thủy lực cho dự án cầu đường. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Hà Nội 2003.

[3]. Giáo sư, Tiến sĩ O.V. Andreev. Thiết kế cầu vượt sông. Nhà xuất bản Giao thông vận tải, Matxcova 1980.

[4]. Quy định về Khảo sát và Thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt. Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô (trước đây), Matxcova 1972 (NIMP 72).

[5]. Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN 18-79, Bộ Giao thông vận tải 1979.

[6]. Thiết kế đường thủy, Tài liệu hướng dẫn thiết kế thủy lực cầu, cống và đường tràn, Hiệp hội quản lý giao thông và đường bộ quốc gia Oxtrâylia, Sydney 1994.

[7]. Hướng dẫn phân tích thủy lực công trình - HEC No.18, Phân tích xói dưới cầu, Cục Đường bộ của Bộ Vận tải Hoa Kỳ xuất bản tháng 11 năm 1995.

[8]. Chương trình phân tích sông ngòi HEC-RAS - Trung tâm Thủy lực công trình của Hiệp hội Kỹ sư quân đội Mỹ (cập nhật thông tin đến tháng 12 năm 2005).

[9]. Sổ tay Hướng dẫn bảo vệ môi trường trong xây dựng công trình giao thông đường bộ, do Nhóm chuyên gia Canada về Môi trường giao thông vận tải biên soạn. Nhà xuất bản Giao thông vận tải phát hành năm 2000.

[10]. R.V. Farraday và F.G. Charlton. Các yếu tố thủy lực trong thiết kế cầu. Nhà xuất bản Oxfordshire, 1983.

[11]. PGS. TS Trần Đình Nghiên. Nghiên cứu xói cục bộ mố cầu, Đề tài nghiên cứu khoa học mã số B2004-35-86, hoàn thành tháng 6 năm 2005.

[12]. PGS. TS Trần Đình Nghiên. Nghiên cứu mới về xói cục bộ mố cầu. Tạp chí Cầu đường Việt Nam, các số tháng 8 và 9 năm 2005.

## Giới thiệu một số phương pháp dự báo xói dưới cầu

Dự báo xói chung và xói cục bộ trình bày ở §4.3; §4.4 và §4.5 dựa theo Hướng dẫn "Phân tích xói dưới cầu" [7]. Mặc dù còn những điểm cần phải tiếp tục nghiên cứu, nhưng cho đến nay các phương trình dự báo xói trong Hướng dẫn này vẫn đang được áp dụng rộng rãi trong thiết kế cầu vượt sông ở nhiều nước trên thế giới. Tuy nhiên dự báo xói dưới cầu là một trong những vấn đề khá phức tạp, đã và đang được rất nhiều cơ quan tiếp tục nghiên cứu, mong muốn xây dựng nên những phương pháp phân tích dựa trên cơ sở khoa học thống nhất và cho kết quả sát hơn với thực tế. Phần dưới đây xin giới thiệu những phương trình phân tích xói chung và xói cục bộ dưới cầu đã công bố trong một số tài liệu để khi cần, bạn đọc có thể tìm hiểu áp dụng, xác định thêm kết quả.

### 1. Công thức tính xói chung

Quan sát dòng chảy trên các sông cho thấy một thực tế là: tốc độ chảy của sông thiên nhiên thường lớn hơn nhiều so với tốc độ cho phép không xói của các loại đất cấu tạo lòng sông, nhưng lòng sông vẫn không bị xói sâu thêm. Ví dụ tốc độ cho phép không xói của cát chỉ khoảng từ 0,2 đến 0,6 m/s, trong khi đó tốc độ nước chảy trên đáy sông có cấu tạo là cát thường từ 1,3 đến 1,6 m/s và lớn hơn nhưng lòng sông vẫn không bị xói.

Trên những đoạn sông có cầu vượt cũng có hiện tượng tương tự. Dòng chảy dưới cầu sau khi xói có tốc độ chảy lớn hơn tốc độ không xói cho phép của đất cấu tạo lòng sông, nhưng đáy sông dưới cầu chỉ bị xói đến một mức độ nhất định.

Hiện tượng trên đã được Kỹ sư cầu nổi tiếng người Nga, Giáo sư H.A. Belleliutsky nhận xét vào năm 1875: *mỗi con sông được đặc trưng bằng tốc độ nước chảy, với tốc độ đó lòng sông không bị xói hay bồi*. Đối với đoạn sông có cầu, tốc độ đó là tốc độ nước chảy sau 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 yếu tố khác như độ dốc lòng sông, lượng phù sa và kích thước hạt của nó v.v...

Hiện tượng 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 lòng sông dưới cầu chỉ có thể giải thích bằng sự mất cân bằng lượng phù sa, đã được nhà bác học Eksner người Áo giới thiệu trong Phương trình cân bằng phù sa năm 1926 để tính toán biến dạng phù sa dọc sông [1].

Trong số nhiều phương pháp tính xói chung đã sử dụng, ở đây chúng tôi chỉ lựa chọn và giới thiệu phương pháp của Giáo sư O.V. Andreev. Lý do mà chúng tôi chọn phương pháp này là vì Giáo sư O.V. Andreev *đã phân biệt rõ hai nguyên nhân khác nhau gây ra xói chung ở lòng sông của phần dòng chủ và lòng sông của phần bãi sông dưới cầu*; trên cơ sở đó đưa ra các phương trình dự báo xói chung phù hợp cho mỗi trường hợp.

Theo Giáo sư O.V. Andreev, 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 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 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 của lớp đất. Khác hẳn với điều kiện chảy ở bãi sông, ở lòng sông 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 nên lòng sông, và do đó lớp đất trên cùng của nó luôn luôn ở trạng thái chuyển động, nhưng lòng sông không bị xói sâu vì có sự cân bằng lượng phù sa dọc sông (theo phương trình cân bằng phù sa dọc sông của Eksner).

Phần dưới đây trình bày nội dung phương pháp phân tích xói chung dưới cầu của Giáo sư O.V. Andreev.

**a. Phương pháp tính xói chung theo nguyên lý cân bằng giới hạn lượng phù sa đối với dòng chủ và những phần dòng chảy có vận chuyển phù sa.**

Công thức xác định chiều sâu nước chảy sau xói như sau.

$$h'_{ch} = h_{ch} (Q'_{ch} / Q_{ch})^{8/9} (B_{ch} / B'_{ch})^{2/3} \tag{1}$$

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 1 có dạng:

$$h'_{ch} = h_{ch} (\beta_{ch})^{8/9} (B_{ch} / B'_{ch})^{2/3} \tag{2}$$

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 lòng chủ lúc tự nhiên  $h'_b > h_{ch}$ ) thì thay:

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

vào công thức 2 để tính toán. Trong đó:

$\beta$ : 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,  $m^3/s$ ;

$Q_{ch}$ ;  $Q_{bc}$ : lưu lượng nước chảy qua dòng chủ và bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên,  $m^3/s$ ;

$L_c$ : khẩu độ cầu kể cả trụ,  $m$ ;

$\lambda$ : hệ số thu hẹp do trụ cầu choán vào dòng chảy,  $\lambda = b_{trụ} / l_{nh}$ ;

$b_{trụ}$ : chiều rộng trụ cầu,  $m$ ;

$l_{nh}$ : chiều dài nhịp cầu,  $m$ .

• Nếu sau khi ngừng xói, dòng chủ vẫn giữ nguyên và không dùng biện pháp đào rộng lòng chủ thì  $B'_{ch} = B_{ch}$  và  $\beta_{ch}$  sẽ được xác định theo công thức của Giáo sư, Tiến sĩ Nguyễn Xuân Trúc giới thiệu trong tài liệu [1].

**b. Phương pháp tính xói chung ở phần bãi sông dưới cầu và ở các sông không mang phù sa (khi tốc độ nước chảy nhỏ hơn tốc độ cho phép không xói:  $V < V_{ox}$ )**

Cấu tạo địa chất ở bãi sông thường gồm nhiều lớp. Lớp trên cùng phần lớn 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 Giáo sư O.V. Andreev, xói chung ở bãi sông dưới cầu được tiến hành theo trình tự sau.

• Kiểm tra xem dòng sông sau khi làm cầu bị thu hẹp có xảy ra hiện tượng xói hay không. Điều kiện để có 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:

$V_{oc}; V_{ox}$ : tốc độ cho phép không xói của lớp đất có cây cỏ mọc và không có cây cỏ mọc (xem Bảng 1 và 2), m/s;

$V_{bc}$ : tốc độ phân bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên, m/s;

$\beta_b$ : hệ số tăng lưu lượng ở phân bãi sông dưới cầu so với lúc tự nhiên, xác định theo công thức của Giáo sư, Tiến sĩ Nguyễn Xuân Trục giới thiệu trong tài liệu [1].

- Tính chiều sâu nước ở bãi sông sau khi xói

➤ Nếu địa chất bãi sông đồng nhất cùng đường kính hạt, chiều sâu sau khi xói ở bãi sông  $h'_b$  được xác định theo công thức sau.

$$h'_b = h_b \beta_b V_{bc} / [(1 - \lambda) V_{ox}]$$

Trong đó:  $h_b$  là chiều sâu ở bãi sông trước khi xói;  $V_{ox}$  có thể xác định theo bảng 1 và 2.

**Bảng 1**

**Vận tốc đáy cho phép không xói của đất không dính  $V_{od}$  (m/s)**  
(trong công thức tính trị số vận tốc cho phép không xói  $V_{ox} = (V_{od} / d^{1/6}) h^{1/6}$ )

Loại đất đá	Cỡ hạt	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	0,02 - 0,25	0,65 - 0,70
Sỏi	Nhỏ	2,50 - 5,00	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 - 1,00	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

**Bảng 2**

**Vận tốc trung bình cho phép không xói của đất dính  $V_{ox}$**

Loại đất	Độ nén chặt	Tỷ trọng (T/m <sup>3</sup> )	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	1,65 - 2,05	0,80	1,00	1,20	1,30
	Rất chặt	2,05 - 2,15	1,10	1,30	1,50	1,70

➤ Nếu cấu tạo địa chất lòng sông gồm nhiều lớp, có thể xác định chiều sâu nước sau khi xói bằng phương pháp đồ giải (hình 1). 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  $q_{ox} = f(h_i)$  tùy thuộc loại đất theo các biểu thức:

Đối với đất dính:

$$q_{ox} = h_i V_{ox}$$

Đối với đất không dính:

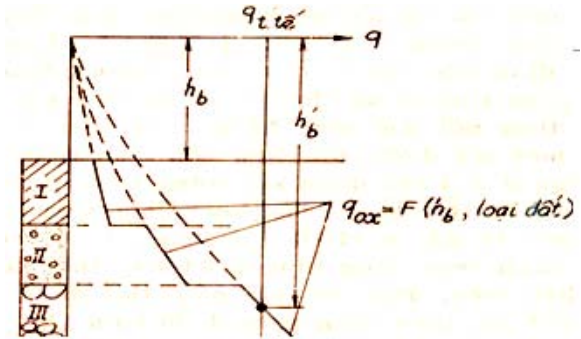
$$q_{ox} = (V_{od} / d^{1/6}) h_i^{7/6}$$

Trong đó, tỷ số  $(V_{od} / d^{1/6})$  được lấy theo bảng 1,  $V_{od}$  là vận tốc đáy cho phép không xói.

- Vẽ đường lưu lượng nguyên tố thực tế tại bãi sông  $q_{t.l\epsilon} = f(h_b)$  theo công thức:

$$q_{t.l\epsilon} = h_b \beta_b V_{bc} / (1 - \lambda)$$

- Dựa vào giao điểm của đường  $q_{ox} = f(h_i)$  và đường  $q_{t.l\epsilon} = f(h_b)$ , xác định được chiều sâu xói ở bãi sông.



**Hình 1:** Sơ đồ xác định chiều sâu sau xói chung  $h'_b$  ở bãi sông

## 2. Công thức tính xói cục bộ

Nếu việc nghiên cứu dự đoán xói chung trong những năm gần đây có những tiến bộ rất lớn, các nhà khoa học đã cơ bản thống nhất được về mô hình lý luận tính toán xói chung trong các tài liệu hướng dẫn phương pháp xác định khẩu độ cầu và xói trong khu vực cầu thì việc phân tích xói cục bộ tại trụ cầu hiện vẫn là vấn đề chưa được nghiên cứu thỏa đáng. Tính xói cục bộ và biện pháp chống lại nó đang trở thành đề tài được nhiều nhà khoa học ở trong và ngoài nước quan tâm. Hiện tượng xói cục bộ tại trụ cầu được giải thích theo các nguyên nhân khác nhau, kết quả cũng khác nhau tương đối nhiều [1]. Tất cả các phương pháp tính toán xói cục bộ hiện nay có chung những nhược điểm cơ bản là thiếu mô hình lý luận thống nhất và vững chắc, dựa vào thực nghiệm hoặc kết hợp giải tích và thực nghiệm để xây dựng các tham số tính toán trong công thức, và cuối cùng là thiếu số liệu đo xói thực tế để kiểm tra độ tin cậy của chúng. Dưới đây giới thiệu một số công thức tính xói cục bộ.

### a. Công thức tính xói cục bộ trụ cầu của Trường Đại học Xây dựng Hà Nội

Năm 1982 Giáo sư, Tiến sĩ Nguyễn Xuân Trục và Kỹ sư Nguyễn Hữu Khải của Trường Đại học Xây dựng Hà Nội đã giới thiệu công thức xác định trị số xói cục bộ lớn nhất tại trụ cầu căn cứ vào kết quả xói thực tế ở một số cầu đang khai thác như sau.

- Khi tốc độ dòng chảy đến trụ nhỏ hơn tốc độ không xói của đất cấu tạo lòng sông  $V < V_{ox}$  (hay gặp ở các trụ cầu xây dựng trên phân bãi sông hay trên các kênh đào):

$$h_{cb} = 0,97K_d b^{0,83} h^{0,17} (V/V_{ox})^{1,04}$$

- Khi  $V \geq V_{ox}$  (đối với các trụ ở dòng chủ):

$$h_{cb} = 0,52K_d b^{0,88} h^{0,12} (V/V_{ox})^{1,16}$$

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, được lấy bằng  $0,1K_\xi$ ;

$K_g$ : hệ số hình dạng của Iaratslaxev xác định theo Phụ lục 5;

$h$ : 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 1 và 2;

$b$ : chiều rộng tính toán của trụ, m.

**b. Công thức tính xói cục bộ trụ và mố cầu của Phó giáo sư - Tiến sĩ Trần Đình Nghiên**

- Xói cục bộ trụ cầu

Sau quá trình nghiên cứu cơ chế xói cục bộ đối với trụ tròn hoặc trụ tròn đầu, Phó giáo sư - Tiến sĩ Trần Đình Nghiên ở Trường Đại học Giao thông vận tải Hà Nội đã xây dựng công thức lý thuyết, đồng thời kiến nghị công thức thực hành tính xói cục bộ ở trụ cầu đối với cả hai loại xói nước đục và xói nước trong [2] như sau.

$$h_{cb} = K \sqrt{hh_x} (V/V_{ng})^n K_\alpha K_\phi$$

trong đó:

$h_{cb}$  và  $h_x$ : chiều sâu xói cục bộ và chiều sâu xói chung tại vị trí trụ, m;

$h$ : chiều sâu dòng chảy, m;

$K_\alpha$  và  $K_\phi$ : hệ số xét tới ảnh hưởng của hướng dòng chảy và hình dạng trụ;

$K = 1,24$ ;  $n = 0,77$  khi  $V < V_o$ ; và khi  $V > V_o$  nhưng  $V/V_{ng} \leq 1$  (xói nước trong);

$K = 1,11$ ;  $n = 1$  khi  $V > V_o$  nhưng  $V/V_{ng} > 1$  (xói nước đục).

$V$ : vận tốc dòng chảy đến trụ, m/s;

$V_{ng}$ : tốc độ ngừng xói phụ thuộc vào dòng nước là trong hay đục, m/s, được xác định theo công thức:

$$V_{ng} = \sqrt[3]{g\omega h} (h/d)^{0,06}$$

trong đó:

$\omega$ : độ thô thủy lực của hạt đáy sông có đường kính  $d_{50}$ , m/s;

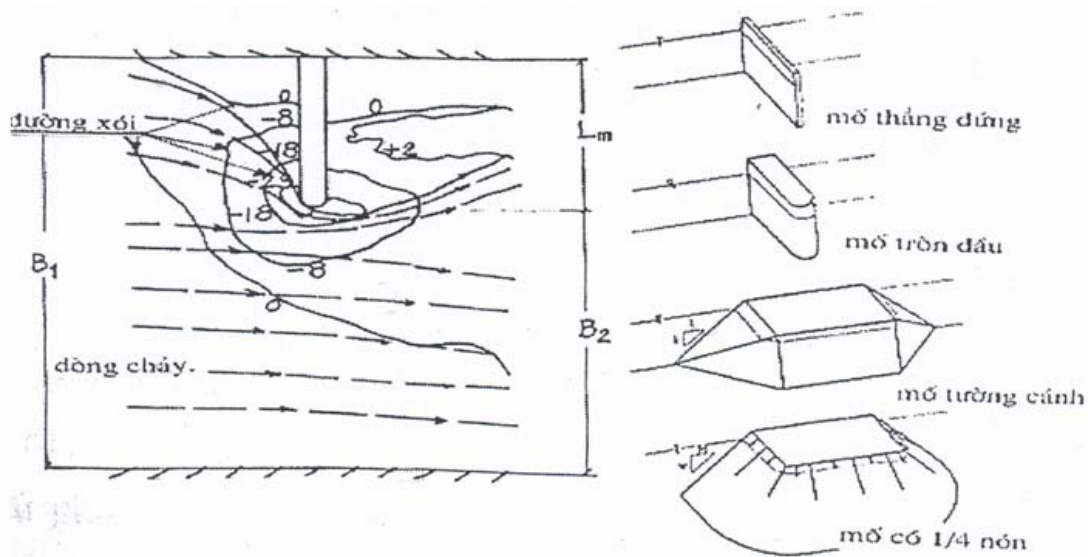
$d$ : đường kính  $d_{50}$  của hạt đáy sông, m;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  là gia tốc rơi tự do,

$V_o = 3,6 \sqrt[4]{hd}$  là tốc độ không xói của hạt đất, m/s.

- Xói cục bộ mố cầu

Trong đề tài nghiên cứu gần đây nhất [11]; [12], Phó giáo sư - Tiến sĩ Trần Đình Nghiên trên cơ sở kết quả thí nghiệm đối với xói lớn nhất tương ứng với tốc độ dòng chảy  $V$  xấp xỉ và bằng tốc độ khởi động của hạt  $V_c$ , và các kết quả khi  $V > V_c$  của các tác giả khác đối với một số dạng mố (hình 2), đã sử dụng các hàm tương quan có dạng khác nhau giữa chiều sâu xói cục bộ lớn nhất  $h_c$  với diện tích choán dòng chảy  $L_m h_{th}$  của mố để phân tích số liệu thí nghiệm và đưa ra các công thức đánh giá xói cục bộ mố cầu đối với cả hai trường hợp xói nước trong và xói nước đục như sau.



**Hình 2:** Sơ đồ mố, dòng chảy và vùng xói đối với mố tròn đầu

- Mố thẳng đứng vuông đầu:

$$h_c = 1,38h_{th}(L_m / h_{th})^{0,63}$$

- Mố thẳng đứng tròn đầu:

$$h_c = 1,18h_{th}(L_m / h_{th})^{0,52}$$

- Mố tường cánh:

- Khi  $L_m/h_{th} = 0,75 \div 20,4$ :

$$h_c = 1,03h_{th}(L_m / h_{th})^{0,59}$$

- Khi  $L_m/h_{th} = 19,6 \div 69$ :

$$h_c = 0,078h_{th}(L_m / h_{th}) + 4,26$$

- Mố có 1/4 nón :

$$h_c = 0,25h_{th}(L_m / h_{th}) + 0,64$$

trong đó:

$h_c$ : chiều sâu xói cục bộ lớn nhất tại mố cầu, m;

$h_{th}$ : chiều sâu dòng chảy thượng lưu mố trước lúc xói cục bộ, m;

$L_m$ : chiều dài mố và nền đường đầu cầu nhô ra giao với dòng chảy ứng với mực nước tính toán, m.

**c. Một số công thức tính nhanh xói cục bộ trụ cầu đơn giản**

Với mục đích thiết thực, sau đây chúng tôi giới thiệu một số công thức tính chiều sâu xói cục bộ đã công bố ở tài liệu [10]. Sử dụng các công thức này giúp dự báo nhanh xói cục bộ trụ cầu và kết quả tìm được có thể dùng làm trị số tham khảo.

- Xói cục bộ ở trụ có dạng hình trụ

- Xói cục bộ trong đất không dính

Bảng 3 sau đây giới thiệu một số công thức tính xói cục bộ trụ cầu áp dụng trong đất không dính.

**Bảng 3**

**Công thức tính chiều sâu xói cục bộ trụ cầu áp dụng trong đất không dính**

Tên công thức	Công thức	Gợi ý điều kiện áp dụng
Shen I	$h_{xcb} = 1,17U_o^{0,62}b^{0,62}$	Nước trong, đáy sông là cát
Shen II	$h_{xcb} = 1,59U_o^{0,67}b^{0,67}$	Dòng chảy mang bùn cát, đáy sông là cát, $Fr > 0,5$
Laursen	$h_{xcb} = 1,11y_o^{0,5} b^{0,5}$	Dòng chảy mang bùn cát, đáy sông là cát, $Fr < 0,5$
Blench	$h_{xcb} = 1,8y_o^{0,75} b^{0,25} - y_o$	Dòng chảy mang bùn cát, đáy sông là cát với: $0,001 < D_{50} < 0,004$ và $Fr < 0,3$

Trong các công thức trên:

$h_{xcb}$ : chiều sâu hố xói cục bộ, m;

$b$ : chiều rộng trụ, m;

$U_o$ : tốc độ dòng chảy đến trụ, m/s;

$y_o$ : chiều sâu dòng chảy thượng lưu trụ, m;

$Fr = U_o / (gy_o)^{0,5}$  là hệ số Froude, trong đó gia tốc rơi tự do  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

➤ Xói cục bộ trụ cầu trong đất dính

Đối với đất dính, có thể sử dụng một số công thức đơn giản để đánh giá xói cục bộ trụ cầu dựa trên cơ sở chiều rộng trụ như trong bảng 4.

**Bảng 4**

**Công thức tính chiều sâu xói cục bộ trụ cầu áp dụng trong đất dính**

Hình dạng trụ trên mặt bằng	Độ nghiêng mặt trụ	$h_{xcb}$ (m)
Tròn	Thẳng đứng	1,5b
Chữ nhật	Thẳng đứng	2,0b
Hình hạt đậu	Thẳng đứng	1,2b
Chữ nhật với các mũi nửa hình tròn	Thẳng đứng	1,5b
Chữ nhật với các mũi nửa hình tròn	Mặt nghiêng vào phía trong, hướng lên đỉnh trụ một góc lớn hơn $20^\circ$ so với phương thẳng đứng	1,0b
Chữ nhật với các mũi nửa hình tròn	Mặt nghiêng ra phía ngoài, hướng lên đỉnh trụ một góc lớn hơn $20^\circ$ so với phương thẳng đứng	2,0b

- Xói cục bộ ở trụ cầu không có dạng hình trụ

Đánh giá xói cục bộ ở trụ không có dạng hình trụ có thể được thực hiện bằng cách đưa thêm các yếu tố hiệu chỉnh phù hợp vào công thức tính xói cục bộ đối với trụ hình trụ đã trình bày ở trên.

Các trụ không có dạng hình trụ có thể được thiết kế hướng mũi sắc hơn về phía dòng chảy đến so với các trụ có dạng hình trụ. Nó sẽ có hiệu quả làm giảm chiều dài của xoáy móng ngựa và do vậy giảm chiều sâu xói. Đối với các trụ có mũi tù, kết quả đảo ngược đã được chứng minh. Các yếu tố hiệu chỉnh đối với các trụ không có dạng hình trụ được đưa ra trong bảng 5 và được thể hiện ở hệ số  $f_2$ .

**Bảng 5**

**Yếu tố hình dạng trụ  $f_2$**



Hình dạng trụ trên mặt bằng	Chiều dài/ chiều rộng	Hệ số $f_2$
Tròn	1,0	1,0
Hình hạt đậu	2,0	0,91
	3,0	0,76
	4,0	0,67
		0,73
	7,0	0,41
Mũi parabol		0,80
Mũi tam giác góc $60^\circ$		0,75
Mũi tam giác góc $90^\circ$		1,25
Mũi elip	2,0	0,91
	3,0	0,83
Mũi cung nhọn	4,0	0,86
		0,92
Mũi chữ nhật	2,0	1,11
	4,0	1,40
	6,0	1,11

Yếu tố xét đến hướng xiên của dòng chảy đến được thể hiện ở hệ số  $f_3$  theo hình 3.

Như vậy đối với trụ cầu không có dạng hình trụ, chiều sâu xói cục bộ  $h_{cbkht}$  được tính theo công thức:

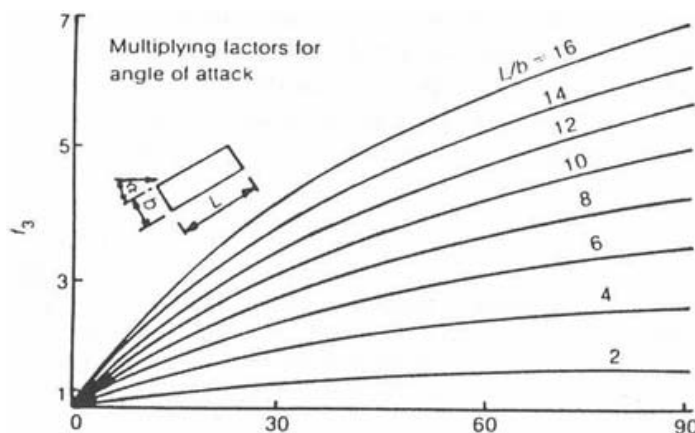
$$h_{cbkht} = h_{cb} f_2 f_3$$

Trong đó,  $h_{cb}$ : chiều sâu xói cục bộ ở trụ cầu có dạng hình trụ được tính như đã trình bày ở trên.

- Xói cục bộ ở trụ gồm các nhóm cọc

Các trụ cầu phân lớn được đặt trên các nhóm cọc. Mũi cọc thường ở dưới đường xói chung và nói chung có kích thước trên mặt bằng lớn hơn trụ. Phân tích xói cục bộ cho trường hợp này tốt nhất là thực hiện theo § 4.5, trường hợp đặc biệt thứ hai.

**Hình 3:** Hệ số hiệu chỉnh đối với góc xiên của dòng chảy so với phương dọc trụ.



Ghi chú: Trong tài liệu [1], Giáo sư, Tiến sĩ Nguyễn Xuân Trúc còn giới thiệu một số công thức tính xói cục bộ của:

- M.M. Zuravlev và Latuscov;
- I. A. Iaratslasev; và
- Các công thức theo Tiêu chuẩn BCN 62-69 của Liên xô trước đây.

Bạn đọc có thể tìm hiểu, lựa chọn để sử dụng.

## Phân tích thủy lực cầu vượt sông trên mô hình HEC-RAS

### 1. Giới thiệu

Mô hình phân tích sông (River Analysis System - RAS) do Trung tâm Thủy văn công trình (Hydrologic Engineering Center - HEC), sau đây gọi là Mô hình HEC-RAS của Cục Kỹ thuật công trình Quân đội Mỹ thiết kế dùng để phân tích thủy lực các công trình xây dựng có liên quan tới dòng chảy sông ngòi như cầu; cống; đường tràn...

Mô hình HEC-RAS là hệ thống phần mềm tổng hợp, được thiết kế để sử dụng trong môi trường nhiều chức năng có ảnh hưởng lẫn nhau.

Các mô-đun trong Mô hình HEC-RAS đều được xây dựng dựa trên những cơ sở lý thuyết có liên quan tới những khả năng tính toán khác nhau. Nhưng trong tất cả các mô-đun đều có sử dụng chung hai phương trình cơ bản là phương trình năng lượng và phương trình động lượng.

Đối với công trình cầu vượt dòng nước, để phục vụ dự báo xói chung do cầu thu hẹp dòng chảy và xói cục bộ tại chân trụ và mố cầu, trong Mô hình HEC-RAS còn sử dụng các phương trình nửa thực nghiệm. Dưới đây chúng tôi xin giới thiệu tóm tắt các phương trình dùng trong Mô hình HEC-RAS có liên quan tới việc tính toán xây dựng đường mặt nước ở đoạn sông có cầu và phân tích xói dưới cầu.

### 2. Cơ sở lý thuyết phân tích thủy lực đoạn sông có cầu trong Mô hình HEC-RAS

#### a. Các phương trình phân tích đường mặt nước

Về lý thuyết, đường mặt nước trong Mô hình HEC-RAS được tính toán từ mặt cắt này đến mặt cắt khác (hình 1) bằng việc giải Phương trình năng lượng theo trình tự tính lặp (phương pháp bước nhảy tiêu chuẩn). Phương trình năng lượng được viết như sau:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

trong đó:

$Y_1, Y_2$ : chiều sâu nước ở các mặt cắt;

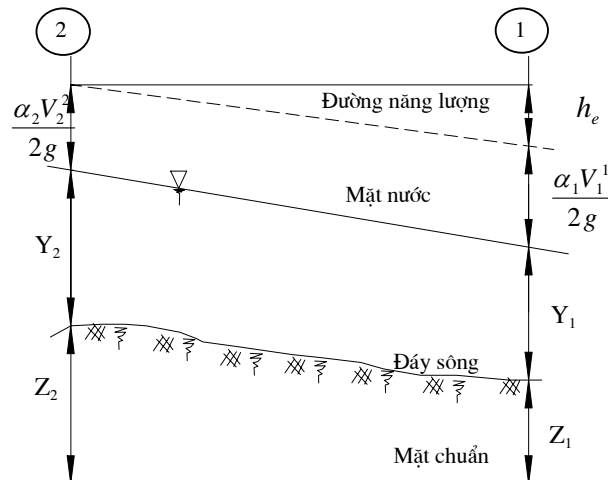
$Z_1, Z_2$ : cao độ lòng chủ;

$V_1, V_2$ : tốc độ trung bình;

$\alpha_1, \alpha_2$ : hệ số sửa chữa tốc độ;

$g$ : gia tốc trọng trường;

$h_e$ : tổn thất cột nước năng lượng giữa hai mặt cắt, bao gồm tổn thất ma sát và tổn thất thu hẹp hoặc mở rộng của dòng chảy.



**Hình 1:** Sơ đồ các yếu tố trong phương trình năng lượng

Phương trình năng lượng chỉ áp dụng được trong các điều kiện dòng chảy có sự biến đổi dần dần, từ chế độ dòng chảy dưới tới hạn sang trên tới hạn hoặc từ trên tới hạn xuống dưới tới hạn có sự thay đổi chậm. Khi đường mặt nước vượt qua dòng chảy tới hạn, có sự thay đổi đột ngột như ở những nơi có nước nhảy thủy lực, dòng chảy thấp dưới cầu

và ở các khu nhập lưu (ngã ba sông) thì về nguyên tắc, phương trình năng lượng coi như không áp dụng được nữa. Lúc đó HEC-RAS sẽ sử dụng phương trình động lượng để tính toán. Phương trình động lượng xuất phát từ định luật 2 Niuton theo phương dòng chảy có dạng:

$$\Sigma F_x = m \cdot a \tag{2}$$

trong đó:

- $\Sigma F_x$ : tổng các lực theo phương x;
- m: khối lượng nước;
- a: gia tốc chuyển động của khối nước.

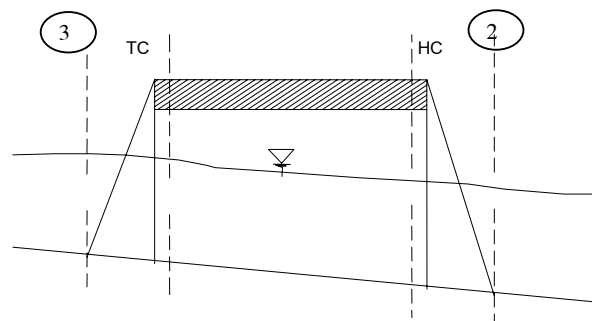
Từ phương trình (2) có thể biểu diễn sự thay đổi động lượng của một khối nước giới hạn bởi hai mặt cắt ngang sông (1) và (2) trong một đơn vị thời gian bằng phương trình sau:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta V_x \tag{3}$$

trong đó:

- $P_1; P_2$ : áp lực thủy tĩnh ở mặt cắt;
- $W_x$ : trọng lực của khối nước theo phương x;
- $F_f$ : lực do ma sát trong từ mặt cắt 2 đến mặt cắt 1;
- Q: lưu lượng nước;
- $\rho$ : trọng lượng riêng của nước;
- $\Delta V_x$ : biến thiên vận tốc từ mặt cắt 2 đến mặt cắt 1.

Đường mặt nước qua cầu được tính toán dựa trên cơ sở cân bằng động năng từ mặt cắt 2 tới mặt cắt 3 theo ba bước tương ứng với ba đoạn: từ mặt cắt 2 tới mặt cắt hạ lưu cầu HC; từ mặt cắt HC tới mặt cắt thượng lưu cầu TC, và từ mặt cắt TC tới mặt cắt 3 (hình 2).



**Hình 2: Mặt cắt thượng, hạ lưu cầu**

Ngoài hai phương trình cơ bản (1) và (3) nêu trên, để phân tích đường mặt nước ở đoạn sông có cầu, trong Mô hình HEC-RAS còn sử dụng một phương trình thực nghiệm - Phương trình Yarnell năm 1934. Tuy không nhạy cảm nhiều với khẩu độ cầu về các đặc điểm bề rộng thoát nước, hình dạng mố nhưng phương trình này lại rất nhạy cảm về ảnh hưởng của bề rộng choán dòng chảy của trụ. Vì vậy nó rất thích hợp khi được dùng để xem xét ảnh hưởng của trụ cầu tới đường mặt nước ở khu vực cầu.

**b. Các phương trình phân tích xói dưới cầu**

Phân tích xói dưới cầu trong Mô hình HEC-RAS về cơ bản được thực hiện theo các phương trình đã giới thiệu ở § 4.4 và § 4.5 của Chương IV. Trừ phân xói tự nhiên (người tính phải tự phân tích, tổng hợp đưa ra kết luận dựa vào tài liệu điều tra diễn biến lòng sông thực tế qua nhiều năm), còn lại xói chung (xói thu hẹp) do cầu thu hẹp dòng chảy và xói cục bộ tại chân trụ và mố cầu đều có thể thực hiện được trên Mô hình HEC-RAS. Kết quả dự báo xói cuối cùng tại các trụ cầu là sự phân tích tổng hợp các trị số xói đó.

**3. Sử dụng Mô hình HEC-RAS trong phân tích thủy lực cầu vượt sông**

### **a. Yêu cầu số liệu**

Các tài liệu chủ yếu phục vụ phân tích thủy lực cầu vượt sông trên Mô hình HEC-RAS bao gồm:

- Tài liệu địa hình, địa mạo

Ngoài tài liệu địa hình thông thường cần có như bản đồ tỷ lệ các loại (1/250 000; 1/100 000; 1/50 000 v.v...), bình đồ khu vực cầu, mặt cắt tim cầu, cần phải đưa vào Mô hình một số mặt cắt utor trên đoạn sông. Các mặt cắt này được bố trí ở cả hai phía thượng và hạ lưu cầu. Dựa vào kết quả điều tra hiện trường, người sử dụng đánh giá và khai báo các hệ số nhám (n); các thông số về hệ thống đê điều; công trình choán nước (nếu có) v.v... vào chương trình.

- Dòng chảy

Các đặc trưng ban đầu của dòng chảy ổn định phải được đưa vào HEC-RAS để tính toán đường mặt nước bao gồm: **chế độ chảy, điều kiện biên và lưu lượng tính toán.** (Mô-đun "Dòng chảy không ổn định" lần đầu tiên đã được đưa vào trong HEC-RAS 3.0, tháng 1 năm 2001).

Phân dưới đây giới thiệu tóm tắt các đặc trưng ban đầu của dòng chảy ổn định.

#### ➤ Chế độ chảy

Có ba chế độ chảy là chảy êm, chảy xiết và chảy phân giới. Trong đó, điều kiện chung thường xảy ra nhất là các trường hợp chảy êm (*ứng với  $Fr < 1$* ).

#### ➤ Điều kiện biên

Có ba loại yêu cầu điều kiện biên tương ứng với ba chế độ chảy nêu trên là:

- Đối với chế độ dòng chảy êm, điều kiện biên chỉ phải đưa vào ở các điểm nút hạ lưu của hệ thống sông.
- Đối với chế độ dòng chảy xiết, yêu cầu chỉ phải đưa điều kiện biên vào ở các điểm nút thượng lưu của hệ thống sông.
- Đối với chế độ dòng chảy phân giới, yêu cầu phải đưa điều kiện biên vào tất cả các điểm đầu và cuối của hệ thống sông.

Người dùng phải lựa chọn khai báo một trong các yêu cầu về điều kiện biên nói trên vào chương trình. Có 4 dạng điều kiện biên sẵn có cho người dùng lựa chọn tùy theo nguồn tài liệu có thể có là: *mức nước đã biết; chiều sâu tới hạn; chiều sâu bình thường hoặc đường quan hệ mực nước với lưu lượng.*

#### ➤ Lưu lượng tính toán

Lưu lượng tính toán được đưa vào từng mặt cắt ngang để phân tích đường mặt nước. Ít nhất phải có một điều kiện dòng chảy để đưa vào cho mỗi đoạn sông. Khi một giá trị lưu lượng được đưa vào ở điểm nút thượng lưu của đoạn sông nào, thì nó được coi như không đổi ( $Q = \text{hằng số}$ ) cho toàn đoạn sông đó cho đến khi có dòng chảy khác bổ sung vào. Lưu lượng tính toán do người sử dụng đưa vào chương trình qua các phương pháp phân tích từ số liệu thực đo, từ điều kiện mưa trên lưu vực hay các phương pháp đã biết khác. Trong mô-đun dòng chảy ổn định, HEC-RAS không bao hàm việc tính lưu lượng từ diện tích gia tăng cho mỗi đoạn sông.

- Tài liệu địa chất và hình dạng mố, trụ cầu

Tài liệu địa chất và hình dạng mố, trụ để đưa vào chương trình phục vụ tính xói dưới cầu là: đường kính hạt vật liệu đáy ứng với hàm lượng lũy tích 50% và 90% ( $D_{50}$  và  $D_{90}$ ) của đường cong lũy tích thành phần hạt và các yếu tố hình học của mố, trụ.

### a. Phân tích thủy lực

- Xác định các thông số mở rộng và thu hẹp dòng chảy khu vực cầu

Sau khi đã khai báo các tài liệu địa hình, điều kiện dòng chảy và điều kiện hình học của cầu, chương trình được thực hiện để cung cấp cho người tính một số thông số thủy lực (chiều sâu dòng chảy, số Froude v.v...). Thông qua các phương trình hồi quy, người sử dụng sẽ xác định bốn thông số đặc trưng của mô hình là: chiều dài đoạn sông và hệ số thu hẹp ( $L_c$  và  $C_c$ ), chiều dài đoạn sông và hệ số mở rộng ( $L_e$  và  $C_e$ ) sao cho phù hợp nhất với điều kiện thực tế trên cơ sở những tiêu chuẩn so sánh.

- Hiệu chỉnh mô hình và phân tích thủy lực

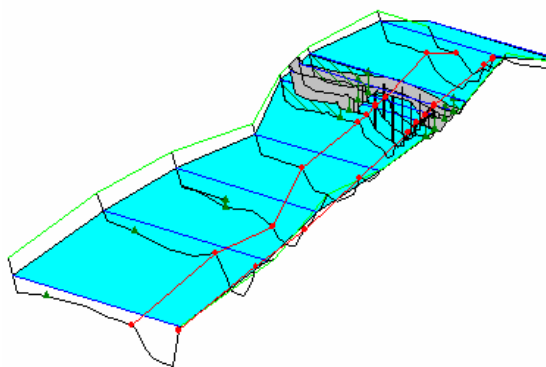
Các thông số đặc trưng xác định được từ bước trên được lần lượt khai báo để mô hình hoá mô hình phù hợp hơn so với mô hình lần đầu. Sau đó các chức năng phân tích thủy lực sẽ chính thức được thực hiện theo yêu cầu của người sử dụng.

- Phân tích xói dưới cầu

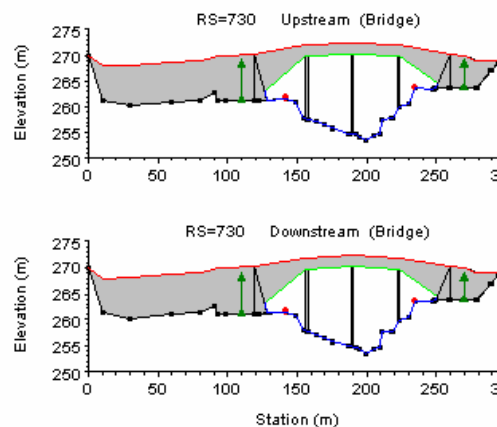
Trên cơ sở kết quả phân tích thủy lực và tài liệu địa chất đáy sông đã khai báo, chương trình sẽ cho phép phân tích xói dưới cầu. Người sử dụng có thể yêu cầu xác định trị số xói sâu nhất hoặc trị số xói ứng với điều kiện thực tế từng mố, trụ.

- In xuất kết quả

Kết quả tính toán xong có thể in xuất bao gồm: mạng lưới sông, các mặt cắt ngang, trắc dọc, đường mặt nước trước và sau khi làm cầu, đường đáy sông dưới cầu sau xói..., các kết quả tính toán thủy lực dưới dạng sơ đồ và bảng biểu. Một số hình ảnh dưới đây giới thiệu kết quả phân tích thủy lực và xói dưới một cầu vượt sông.



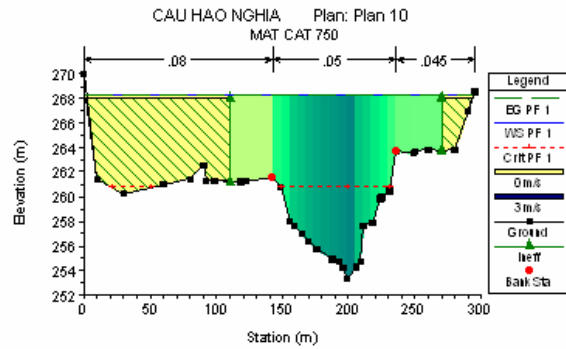
**Hình 3a:** Hình ảnh phối cảnh đoạn sông có cầu



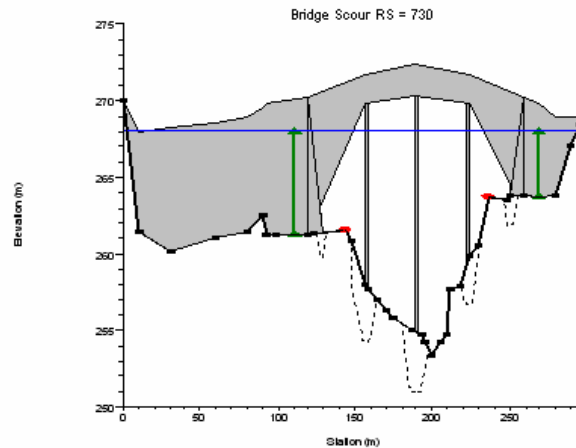
**Hình 3b:** Mặt cắt thượng, hạ lưu và sự thu hẹp dòng chảy trước và sau cầu

**Hình 3:** Mô hình đoạn sông và cầu

**Hình 4:** Hình ảnh phân bố vận tốc tại mặt cắt tim cầu



**Hình 5:** Hình ảnh xói chung và xói cục bộ dưới cầu



Nhờ những chức năng liên hoàn mà Mô hình HEC-RAS có thể được sử dụng để phân tích thủy lực cho các giai đoạn thiết kế cầu vượt sông. Những điểm ưu việt của Mô hình HEC-RAS là ở chỗ:

- Nhờ quan sát trực tiếp hình ảnh và bảng biểu trên màn hình mà người sử dụng có thể nhận biết được những điểm không phù hợp (hình dạng, cao độ các điểm khống chế mặt cắt ngang/ dọc; sự di chuyển liên tục của các bó dòng; các đặc trưng thủy lực...) và có biện pháp sửa chữa mô hình cho hợp lý, phù hợp nhất với thực tế.
- Các yếu tố thủy lực được xem xét đầy đủ, liên tục trên một đoạn sông đủ dài, không bị bó hẹp trong phạm vi một mặt cắt nên tránh được những ảnh hưởng cục bộ ảnh hưởng tới đường mặt nước và đặc biệt là đến kết quả phân tích xói dưới cầu.
- Khả năng phân tích liên hoàn từ quá trình phân tích thủy lực đến xói dưới cầu tạo điều kiện rất thuận lợi cho người sử dụng.
- Trên cơ sở số liệu đầu vào đầy đủ, Mô hình HEC-RAS có thể giúp Chủ nhiệm đồ án giả định nhiều phương án cầu vượt sông, phân tích và xác định được các yếu tố thủy lực cơ bản như đường mặt nước trước và sau khi làm cầu, phân bố vận tốc dòng chảy, khả năng xói lở dưới cầu... của từng phương án. Các kết quả đó giúp Chủ nhiệm đồ án có thêm cơ sở để lựa chọn phương án tối ưu trước khi đi vào các vấn đề thiết kế chi tiết.

Từ năm 1998 Mô hình HEC-RAS đã được sử dụng trong nhiều dự án công trình giao thông nói chung và dự án cầu vượt sông nói riêng ở Việt Nam. Thực tế đã cho thấy, HEC-RAS là phần mềm (\*) có nhiều tiện ích, phù hợp để phân tích thủy lực trong thiết kế cầu vượt sông.

(\*) Đến cuối tháng 12 năm 2005, phần mềm HEC-RAS đã được nâng cấp thành phiên bản HEC-RAS 3.1.3. Bạn đọc có thể truy nhập tìm hiểu, liên hệ khai thác và sử dụng theo địa chỉ sau.

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/hecras-whatsnew.html>

## Ví dụ phân tích xói dưới cầu

### 1. Tài liệu

Cầu C bắc qua sông S được bố trí theo sơ đồ nhịp (40 x 10 + 45 + 80 + 120 + 80 + 45 + 40 x 4) m. Cầu có phương dọc đặt chéo với phương dòng chảy một góc  $\alpha = 15^\circ$  và năm trụ ( $T_{10}$ ,  $T_{11}$ ,  $T_{12}$ ,  $T_{13}$  và  $T_{14}$ ) xây dựng trong lòng sông, các trụ và mố khác đều được đặt trên cạn. Các dữ kiện để phân tích xói dưới cầu bao gồm:

- Lưu lượng lũ thiết kế:	$Q_{\max.1\%} =$	4000	m <sup>3</sup> /s
- Độ dốc mặt nước:	$S_1 =$	0,0000143	
- Mực nước phân tích xói (*):	$H =$	1,00	m

(\*) Một cách gần đúng, thường dùng mực nước cao có tần suất thiết kế tương ứng với lưu lượng lũ cùng tần suất để dự báo xói. Trường hợp khu vực cầu có ảnh hưởng của thủy triều hoặc nước dâng từ sông khác, có khi lưu lượng lũ thiết kế lại xảy ra ở mực nước thấp hơn mực nước cao có cùng tần suất. Vì vậy, cần phân tích lựa chọn mực nước cao tương ứng với lưu lượng lũ thiết kế (bất lợi) để phân tích xói dưới cầu.

- Chiều sâu trung bình dòng chảy ở thượng lưu cầu:	$y_1 =$	14,00	m
- Chiều sâu hiện tại ở đoạn bị thu hẹp trước khi xói:	$y_0 =$	14,20	m
- Chiều rộng lòng sông (ứng với mực nước tính xói):			
Tại mặt cắt thượng lưu cầu:	$W_1 =$	350	m
Tại mặt cắt bị thu hẹp dưới cầu (**):	$W_2 =$	329,50	m

(\*\*) Chiều rộng lòng sông đã trừ đi chiều rộng các trụ choán vào dòng chảy.

- Đoạn sông bắc cầu tương đối thẳng và ổn định, không có bãi, đáy sông khá bằng phẳng, lòng sông dưới cầu là cát mịn có đường kính hạt như sau:

$D_{50} =$	0,025	mm
$D_{84} =$	0,075	mm
$D_{90} =$	0,095	mm

- Tốc độ dòng chảy (\*\*\*):

(\*\*\*) Các đặc trưng tốc độ dòng chảy (bình quân mặt cắt và bình quân thủy trực) do tính phân phối lưu lượng lũ thiết kế theo mặt cắt ướt thủy lực dưới cầu (kể cả kết quả xác định được qua mô hình thủy lực các loại) mà có. Trong ví dụ này không trình bày cách xác định các đặc trưng tốc độ dòng chảy.

Tốc độ dòng chảy trung bình trên toàn mặt cắt:	$V =$	0,96	m/s
Tốc độ dòng chảy trung bình trước trụ $T_{11}$ (****):	$V_{11} =$	0,55	m/s

(\*\*\*\*)  $T_{11}$  là trụ được chọn để minh họa phân tích xói cục bộ trụ cầu.

- Căn cứ bố trí chung của cầu và trụ, xác định được trụ  $T_{11}$  có kích thước và điều kiện sau.

Trụ gồm hai cột tròn (theo chiều dòng chảy), đường kính thân cột:

$$D = 2 \quad \text{m}$$

Bệ trụ (mũ cọc) hình chữ nhật, có:

$$\text{Chiều dày:} \quad t = 3,00 \quad \text{m}$$

Chiều rộng:	B =	6,50	m
Chiều dài:	L =	22,50	m
Số cọc khoan nhồi dưới bệ (theo mặt chính diện cầu):	$n_1 =$	2	
Số cọc khoan nhồi dưới bệ (theo phương dòng chảy):	$n_2 =$	6	
Đường kính cọc khoan nhồi:	$\Phi =$	1,50	m
Chiều sâu dòng chảy trước trụ:	$y_{11} =$	7	m

## 2. Phân tích xói dưới cầu

### a. Xói tự nhiên

Thông tin từ các cơ quan quản lý đường sông và điều tra hiện trường cho thấy không có sự xói bồi nghiêm trọng nào xảy ra trên khu vực đoạn sông bắc cầu. Hai bờ sông và lòng sông khá ổn định. Vậy có thể bỏ qua chiều sâu xói tự nhiên.

### b. Xói chung

Đoạn sông không có bãi, nên lưu lượng ở đoạn thượng lưu cầu và lưu lượng ở đoạn lòng dẫn bị thu hẹp do cầu là như nhau:  $Q_1 = Q_2 = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Tốc độ tối hạn của hạt cát  $V_c$  được tính theo công thức 4-8:

$$V_c = 6,19y^{1/6}D_{50}^{-1/3} = 6,19 \times 14^{1/6} \times 0,000025^{1/3} = 0,28 \text{ m/s}$$

Có  $V_c/V = 0,28/0,96 = 0,29$ , vậy xảy ra xói nước đục. Sử dụng công thức 4-4 để phân tích xói chung dưới cầu:

$$y_2 = y_1 [Q_2/Q_1]^{6/7} [W_1/W_2]^{k_1}$$

$$y_2 = 14 [4000/4000]^{6/7} [350/329,50]^{k_1}$$

$$y_2 = 14,60 \text{ (m)}$$

Trong đó hệ số  $k_1$  được xác định như sau: Có  $U_* = (gy_1 S_1)^{0,5} = (9,81 \times 14 \times 0,0000143)^{0,5} = 0,044 \text{ (m/s)}$ ; với  $D_{50} = 0,025 \text{ mm}$ , theo biểu đồ hình 4-4 xác định được  $\omega = 0,001 \text{ m/s}$  và tỷ số  $U_* / \omega = 44 > 2$ ; theo bảng 4-4 có hệ số  $k_1 = 0,69$ .

Vậy chiều sâu trung bình xói chung dưới cầu là:

$$y_{x.ch.} = y_2 - y_0 = 14,60 \text{ m} - 14,20 \text{ m}$$

$$y_{x.ch.} = 0,40 \text{ m}$$

### c. Xói cục bộ

- Xói cục bộ trụ cầu

Xói cục bộ tại trụ  $T_{11}$  được phân tích với 3 giả định:

- Xói chung chưa để lộ đỉnh bệ trụ;
- Xói chung đã để lộ bệ trụ, đường xói chung ở dưới đỉnh bệ 0,50 m; và
- Xói chung đã để lộ nhóm cọc.

➤ Trường hợp xói chung chưa để lộ đỉnh bệ trụ

Với giả định này, chỉ xét xói cục bộ đối với thân trụ. Dùng công thức 4-9 để tính chiều sâu hố xói cục bộ.

$$y_{xcb} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0,65} y_1^{0,35} Fr_1^{0,43}$$

Xác định các hệ số:

Hệ số  $K_1 = 1$ , trụ tròn



Hệ số  $K_2$ :

$$L = 2 \times 2,00 = 4 \text{ m}; \quad a = 2 \text{ m}$$

Dùng công thức 4-10 với góc chéo  $\alpha = 15^\circ$  xác định được  $K_2 = 1,29$

Hệ số  $K_3 = 1,1$  với tình trạng đáy sông tương đối bằng phẳng

Hệ số  $K_4 = 1$  vì  $D_{50} = 0,025 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$

Hệ số  $Fr_1$ :

$$Fr_1 = V_1 / (gy_1)^{0.5} = 0,55 : (9,81 \times 7)^{0.5} = 0,066$$

Thay các giá trị vào biểu thức tính xói cục bộ tìm được chiều sâu hố xói cục bộ là:

$$y_{xcb} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0.65} y_1^{0.35} Fr_1^{0.43}$$

$$y_{xcb} = 2,0 \times 1 \times 1,29 \times 1,1 \times 1 \times 2^{0.65} \times 7^{0.35} \times 0,066^{0.43}$$

$$y_{xcb} = 2,75 \text{ (m)}$$

➤ Trường hợp xói chung đã lộ bệ trụ, đường xói chung ở dưới đỉnh bệ 0,50 m

Với giả định này, phải xét xói cục bộ đối với bệ trụ. Dùng công thức 4-9 để tính chiều sâu hố xói cục bộ.

Xác định các hệ số:

$$\text{Hệ số } K_1 = 1$$

Hệ số  $K_2$ :

$$L = 22,50 \text{ m} \quad a = 6,50 \text{ m}$$

Dùng công thức 4-10 với góc chéo  $\alpha = 15^\circ$  xác định được  $K_2 = 1,50$

Hệ số  $K_3 = 1,1$  với tình trạng đáy sông tương đối bằng phẳng

Hệ số  $K_4 = 1$  vì  $D_{50} = 0,025 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$

Hệ số  $Fr_f$ :

Căn cứ điều kiện giả định, đối chiếu với hình 4-6 biết  $y_f = 0,50 \text{ m}$

Có  $D_{84} = 0,075 \text{ mm}$ , hay  $k_s = 0,000075 \text{ m}$ , với  $V_{11} = 0,55 \text{ m/s}$ , theo công thức 4-12 xác định được:  $V_f = 0,45 \text{ m/s}$

Có  $y_f = 0,50 \text{ m}$ ;  $V_f = 0,45 \text{ m/s}$ , tìm được:

$$Fr_f = V_f / (gy_f)^{0.5} = 0,45 : (9,81 \times 0,50)^{0.5} = 0,20$$

Thay các giá trị vừa tìm vào công thức 4-9 (trong đó dùng  $y_f$  và  $Fr_f$  thay cho  $y_1$  và  $Fr_1$ ), xác định được chiều sâu hố xói cục bộ là:

$$y_{xcb} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0.65} y_f^{0.35} Fr_f^{0.43}$$

$$y_{xcb} = 2,0 \times 1 \times 1,50 \times 1,1 \times 1 \times 6,50^{0.65} \times 0,50^{0.35} \times 0,20^{0.43}$$

$$y_{xcb} = 4,38 \text{ (m)}$$

➤ Trường hợp xói chung đã để lộ nhóm cọc

Với giả định này, phải xem xét xói cục bộ đối với nhóm cọc đã bị xói chung để lộ ra trong dòng chảy. Vẫn dùng công thức 4-9 để tính chiều sâu hố xói cục bộ.

Xác định các hệ số:

$$\text{Hệ số } K_1 = 1, \text{ trụ tròn}$$

Hệ số  $K_2$ :

$$L = 6 \times 1,5 \text{ m} = 9 \text{ m}$$
$$a = 2 \times 1,50 \text{ m} = 3,00 \text{ m}$$

Dùng công thức 4-10 với góc chéo  $\alpha = 15^\circ$  xác định được  $K_2 = 1,43$

Hệ số  $K_3 = 1,1$  với tình trạng đáy sông tương đối bằng phẳng

Hệ số  $K_4 = 1$  vì  $D_{50} = 0,025 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$

Hệ số  $Fr_1 = V_1 / (gy_1)^{0,5} = 0,55 : (9,81 \times 7)^{0,5} = 0,066$

Thay các giá trị vào biểu thức tính xói cục bộ, tìm được chiều sâu hố xói cục bộ là:

$$y_{xch} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 a^{0,65} y_1^{0,35} Fr_1^{0,43}$$

$$y_{xch} = 2,0 \times 1 \times 1,43 \times 1,1 \times 1 \times 3^{0,65} \times 7^{0,35} \times 0,066^{0,43}$$

$$y_{xch} = 3,95 \text{ (m)}$$

*Nhận xét: Trong ba giả định trên, khả năng xói cục bộ tại trụ đối với trường hợp bê trụ lộ ra là sâu nhất. Vì vậy có thể chọn chiều sâu hố xói  $y_{xch} = 4,38 \text{ m}$  làm kết quả để thiết kế trụ  $T_{11}$ .*

- Xói cục bộ mố cầu

Hai mố cầu đều được đặt trên cạn nên không cần xem xét tới xói mố.

#### **d. Tổng hợp xói**

- Chiều sâu xói tổng cộng tại trụ cầu

Chiều sâu xói tổng cộng tại trụ  $T_{11}$  là:

$$\Sigma y_{xói} = y_{xtn.} + y_{xch.} + y_{xcb.} = 0,00 + 0,40 + 4,38$$

$$\Sigma y_{xói} = 4,78 \text{ (m)}$$

Chiều sâu dòng nước sau xói cục bộ sẽ là:

$$h_{xtr.} = 7,00 + 4,78 = 11,78 \text{ (m)}$$

- Chiều rộng miệng hố xói

Chiều rộng đỉnh hố xói  $W$  (m) được xác định theo công thức gần đúng đã giới thiệu trong § 4.5; mục 4.5.1.c.

$$W = 2,0y_x$$

Với  $y_x = 4,78 \text{ m}$  là chiều sâu xói, theo công thức trên xác định được chiều rộng miệng hố xói về mỗi phía tại chân trụ  $T_{11}$  có khả năng đạt tới  $W = 9,56 \text{ m}$ . Theo sơ đồ kết cấu nhịp của bố trí chung cầu, chiều rộng này không làm ảnh hưởng tới sự ổn định của các trụ liền kề.

- Thể hiện xói lên mặt cắt dọc tim cầu

Sau khi đã có kết quả phân tích xói dưới cầu như trên, có thể mô tả định lượng hình ảnh xói lên mặt cắt dọc tim cầu theo các trị số: chiều sâu xói bao gồm xói tự nhiên (nếu có), xói chung, xói cục bộ; chiều rộng miệng hố xói.

### Ví dụ tính độ dềnh nước phía thượng lưu cầu

#### 1. Tài liệu

Cầu M bắc qua đoạn sông T có sơ đồ nhịp  $(33+42+63+42+33) = 213$  m.

Ở điều kiện tự nhiên, đoạn sông có: lưu lượng lũ thiết kế  $Q_{\max.1\%} = 2480$  m<sup>3</sup>/s; mực nước tính toán tương ứng  $H_{TT} = 2,45$  m; diện tích thoát nước  $A_{tn} = 1195$  m<sup>2</sup>; độ dốc mặt nước  $I_o = 0,0001$ ; chiều rộng toàn bộ mặt cắt ngang sông dưới cầu  $B = 384$  m, trong đó bãi trái rộng 139 m, lòng chủ rộng 104 m và bãi phải rộng 141 m.

Phân phối lưu lượng lũ thiết kế trên toàn mặt cắt ngang sông dưới cầu xác định được: trong phạm vi cầu, ở điều kiện tự nhiên có lưu lượng  $Q_{\text{cầu o}} = 2438$  m<sup>3</sup>/s chảy qua diện tích mặt cắt ướt  $A_{\text{cầu o}} = 1024$  m<sup>2</sup>.

Tổng diện tích choán nước của các trụ ứng với mực nước tính toán:  $\Sigma A_{\text{trụ}} = 35$  m<sup>2</sup>.

Yêu cầu: xác định các đặc trưng độ dềnh nước phía thượng lưu cầu.

#### 2. Tính toán

##### a. Độ dềnh nước lớn nhất phía thượng lưu cầu

Độ dềnh nước lớn nhất thượng lưu cầu được xác định theo công thức 4-19 kết hợp công thức 4-20 như sau.

$$\Delta h_{d. \max.} = K(V_{\text{cầu}}^2 - V_{\text{cầu o}}^2) / 2g \quad (1)$$

Xác định hệ số K qua Công thức 4-21 dưới đây.

$$K = 1 + (V_o / V_{\text{cầu o}})^2 a / (Fr / i_o)^{0,5} \quad (2)$$

Tốc độ trung bình của dòng chảy trên toàn mặt cắt thực  $V_o$  khi chưa có cầu:

$$V_o = 2480 : 1195$$

$$V_o = 2,08 \text{ (m/s)}$$

Tốc độ trung bình dòng chảy trên phần mặt cắt thực trong phạm vi cầu  $V_{\text{cầu o}}$  khi dòng chảy chưa bị thu hẹp:

$$V_{\text{cầu o}} = 2438 : 1024$$

$$V_{\text{cầu o}} = 2,38 \text{ (m/s)}$$

Chiều rộng ngập tràn tính toán  $L_{\text{ngập}}$ :

$$L_{\text{ngập}} = 384 : 2$$

$$L_{\text{ngập}} = 192 \text{ (m)}$$

Xác định hệ số Froude theo Công thức 4-22 như sau.

$$Fr = V_o^2 / gL_{\text{ngập}} = 2,08^2 / 9,81 \times 192 = 0,0023$$

$$Fr = 0,0023$$

Xác định hệ số  $a = f(Fr/i_o; Q_{TK}/Q_{\text{cầu o}})$ : Có  $Fr/i_o = 0,0023 / 0,0001 = 23$  và  $Q_{TK}/Q_{\text{cầu o}} = Q_{\max.1\%} / Q_{\text{cầu o}} = 2480 / 2438 = 1,02$ ; theo bảng 4-11 tra được:  $a = 0,73$ .

Thay các giá trị đã tìm được vào (2), xác định hệ số K:

$$K = 1 + (2,08 : 2,38)^2 \times 0,73 : (0,0023 : 0,0001)^{0,5}$$

$$K = 1,116$$

Tốc độ trung bình dòng chảy dưới cầu  $V_{\text{cầu}}$  khi dòng chảy đã bị cầu thu hẹp:

$$V_{\text{cầu}} = 2480 : (1024 - 35) = 2,51 \text{ (m/s)}$$

Thay các giá trị đã tìm được vào (1), xác định độ dềnh nước cao nhất phía thượng lưu cầu:

$$\Delta h_{d. \max.} = 1,116 \times (2,51^2 - 2,38^2) / 2 \times 9,81$$

$$\Delta h_{d. \max.} = 0,04 \text{ (m)}$$

**b. Khoảng cách từ cầu đến nơi có độ dềnh nước lớn nhất**

Khoảng cách  $x_o$  từ cầu đến nơi có độ dềnh nước lớn nhất phía thượng lưu được xác định theo công thức 4-23 như sau.

$$x_o = a \times L_{\text{ngập}} (Fr / i_o)^{0,5} \quad (3)$$

Thay các giá trị đã tìm vào (3), xác định được:

$$x_o = 0,73 \times 192 \times (0,0023 / 0,0001)^{0,5}$$

$$x_o = 672 \text{ (m)}$$

**c. Độ dềnh nước lớn nhất ở mái dốc đường dẫn lên cầu**

Độ dềnh nước lớn nhất  $\Delta h_{TL}$  ở mái dốc đường dẫn lên cầu được xác định theo công thức 4-24 như sau.

$$\Delta h_{TL} = \Delta h_{d. \max.} + x_o i_o + V_o^2 / g \quad (4)$$

Thay các giá trị đã tìm vào (4), xác định được:

$$\Delta h_{TL} = 0,04 + 672 \times 0,0001 + 2,08^2 : 9,81$$

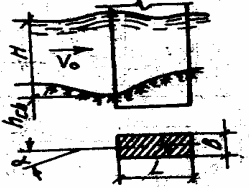
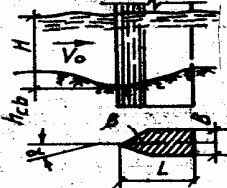
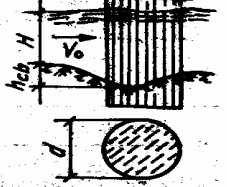
$$\Delta h_{TL} = 0,55 \text{ (m)}$$



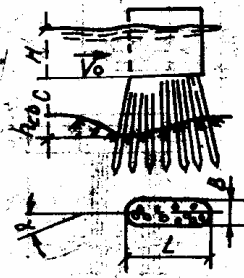

HỆ SỐ HÌNH DẠNG TRỤ CẦU  $K_{\xi}$

Thứ tự	Loại trụ	$K_{\xi}$						Chiều rộng trụ tính toán
		$C/H$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	
1		$\alpha^\circ$						
		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				
<p>Chú ý : Khi tính nước chảy xiên góc với hướng của trụ thì nếu <math>\frac{H}{B} &lt; 1</math> cần phải xác định trị số <math>B_t</math> theo công thức <math>B_t = B_0(\sin\alpha - \cos\alpha)</math></p>								
2		12,4						<p>Khi tính nước chảy thẳng góc với trụ :</p> $B_t = B + (B_H - B) \frac{C}{H}$ <p>Khi nước chảy xiên góc</p> $B_t = L \sin\alpha + B_0 \cos\alpha$ $B_0 = B + (B_H - B) \frac{C}{H}$
		Xem chú ý của loại 1						
3		$\alpha^\circ$	0°	10°	20°	30°	40°	
		$K_{\xi}$	8,5	8,9	9,0	10,2	11,3	
		<p>Khi nước chảy thẳng góc với trụ :</p> $B_t = B$ <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ</p> $B_t = (L - B) \sin\alpha + B$						
Xem chú ý của loại 1								

PHỤ LỤC 4-5 (tiếp theo)

Thứ tự	Loại trụ	$K_{\xi}$	Chiều rộng trụ tính toán								
4		12,4	Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$  Khi nước chảy xiên góc với trụ : $B_t = L \sin \alpha + B \cos \alpha$								
Xem chú ý của loại 1											
5		<table border="1" data-bbox="701 850 1264 932"> <tr> <td><math>\alpha^\circ</math></td> <td>120°</td> <td>90°</td> <td>60°</td> </tr> <tr> <td><math>K_{\xi}</math></td> <td>12,2</td> <td>10,0</td> <td>7,3</td> </tr> </table>	$\alpha^\circ$	120°	90°	60°	$K_{\xi}$	12,2	10,0	7,3	Khi nước chảy thẳng góc với trụ : $B_t = B$  Khi nước chảy xiên góc với trụ : $B_t = (L - B) \sin \alpha + B$
$\alpha^\circ$	120°	90°	60°								
$K_{\xi}$	12,2	10,0	7,3								
6		10,0	$B = d$								

PHỤ LỤC 4-5 (tiếp theo)

Thứ tự	Loại trụ	$K_{\xi}$	Chiều rộng trụ tính toán																																				
7		$K_{\xi} = f\left(\frac{C}{B}, \alpha^{\circ}\right)$ <table border="1" data-bbox="709 438 1291 730"> <thead> <tr> <th><math>\alpha^{\circ} \backslash C/B</math></th> <th>0</th> <th>2</th> <th>4</th> <th>8</th> <th>12</th> </tr> </thead> <tbody> <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> </tbody> </table>	$\alpha^{\circ} \backslash C/B$	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 :  <math>B_t = B</math></p> <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ :  <math>B_t = (L - B)\sin\alpha + B</math></p>
$\alpha^{\circ} \backslash C/B$	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		$K_{\xi} = 5,5$	$B_t = B$																																				



Thứ tự	Loại trụ	$K_E$	Chiều rộng trụ tính toán					
9		$b = 90^\circ$						
		$\alpha^\circ \backslash C/H$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
		0°	10,0	10,9	11,9	12,2		
		10°	10,2	11,1	12,1			
		20°	10,6	11,4				
		30°	12,1					
		40°						
			Xem quy định đối với loại 1					
10		$\beta = 90^\circ$						
		$\alpha^\circ \backslash C/H$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
		0°	10,0	10,9	11,9	12,2		
		10°	10,2	11,1	12,1			
		20°	10,6	11,4				
		30°	12,1					
				40°				
					$\beta = 60^\circ$			
		$\alpha^\circ \backslash C/H$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
		0°	7,3	9,1	11,2	12,0		
		10°	7,5	9,4	11,5	12,2		
		20°	7,6	9,8	11,9			
30°	8,8	11,2						
40°	9,7							
			<p>Khi nước chảy thẳng góc với trụ</p> $B_t = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ <p>Khi nước chảy xiên góc với trụ</p> <p>nếu <math>\frac{C}{H} \leq 0,3</math></p> $B_t = (L - B_o) \sin \alpha + B_o$ $B_o = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$ <p>nếu <math>\frac{C}{H} &gt; 0,3</math></p> $B_t = L \sin \alpha + B_o \cos \alpha$ $B_o = B + (B_M - B) \frac{C}{H}$					



## CHƯƠNG V - TÍNH TOÁN THUỶ LỰC CÔNG TRÌNH CẦU TRONG TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT

### § 5.1. Tính khẩu độ nhiều cầu trên 1 sông

Khi tuyến đường qua đoạn sông có bãi rộng mà trên bãi có rất nhiều dòng nhánh, phải căn cứ vào điều kiện cụ thể của đoạn sông đó để chọn phương án thiết kế nhiều cầu trên 1 sông hoặc 1 cầu trên 1 sông.

Thường thường khi lòng sông và lưu lượng nước lũ tương đối ổn định, tỷ số phân phối lưu lượng giữa dòng chính, dòng nhánh và dòng trên bãi sông thay đổi rất ít, thì có thể bắc nhiều cầu trên 1 sông. Trường hợp dòng chính có xu thế chuyển dịch ngang nếu như lưu tốc không lớn lắm, lượng hàm cát trong nước lũ ít, mà lòng sông tương đối sâu khi dùng biện pháp chỉnh trị để ổn định vị trí lòng sông, khống chế tỷ số phân phối lưu lượng giữa dòng chính, dòng nhánh và bãi sông, thì cũng có thể dùng phương án nhiều cầu trên 1 sông. Nhưng ở đoạn sông mà lòng thay đổi bất thường, bãi và cồn cát chuyển dịch mạnh không theo quy luật nào, không được dùng phương án nhiều cầu trên 1 sông mà phải bố trí hệ thống công trình chỉnh trị để cố định vị trí lòng sông và dùng phương án 1 cầu.

Nếu bố trí cầu cống phụ trên bãi sông phải dùng biện pháp phòng hộ, bắt dòng chính phát triển theo hướng đã định để bảo đảm an toàn cho nền đường và cầu cống phụ.

Trên 1 sông hợp nhiều cầu làm một không hẳn bao giờ cũng tốt, việc đó không những làm thay đổi trạng thái thiên nhiên của dòng nước mà còn có thể có nhược điểm như yêu cầu khối lượng lớn công trình chỉnh trị, làm tắc các dòng nhánh ảnh hưởng đến việc tưới tiêu phục vụ nông nghiệp, nâng cao mực nước ứ dềnh trước cầu và đường đầu cầu, thậm chí còn làm ngập làng mạc đồng ruộng hoặc uy hiếp đê điều v.v...

Bởi vậy, để chọn phương án làm nhiều cầu hay 1 cầu trên 1 sông cần có so sánh về kinh tế - kỹ thuật.

#### 5.1.1. Những điểm cần chú ý khi tính khẩu độ nhiều cầu trên 1 sông

- Vị trí cầu phải đặt ở nơi mà dòng chính và dòng nhánh bãi sông ở chỗ tương đối sâu, cố gắng phân bố các cầu cho đều và giữa các cầu phải có khoảng cách thích hợp.

- Căn cứ vào mặt cắt ngang sông tại vị trí cầu và mặt cắt phụ ở thượng hạ lưu, lấy đường phân nước thiên nhiên ở chỗ địa hình nhô cao lên giữa 2 cầu làm điểm phân giới lưu lượng. Nếu đường phân nước thiên nhiên không rõ ràng, có thể vạch một đường thích hợp giữa hai cầu làm đường phân nước nhân tạo, dựa vào đó mà phân phối tính lưu lượng cho các cầu.

- Do có chênh lệch trong các cách phân phối lưu lượng cho các cầu, cần tăng lưu lượng thiết kế các cầu cho chúng để mỗi cầu đều thích hợp với điều kiện phân phối bất lợi nhất.

Xác định hệ số tăng lưu lượng thường dùng phương pháp sau:

Phương pháp 1: Căn cứ vào mặt cắt ngang sông tại vị trí cần đo ngày gần đây nhất theo mực nước thiết kế, tính lưu lượng thoát qua các cầu  $Q_m$ , và tìm được tỷ số phân phối lưu lượng cho các cầu bằng công thức:

$$P_1 = \frac{Q_m}{\sum_1^n Q_m} \%$$

Phương pháp 2: Tính tỷ số phân phối lưu lượng thiết kế cho các cầu dựa vào mực nước thiết kế và mặt cắt ngang phụ ở thượng lưu vị trí cầu:

$$P_2 = \frac{Q'_m}{\sum_1^n Q'_m} \%$$

Phương pháp 3: Tính tỷ số phân phối lưu lượng lớn nhất cho các cầu theo tài liệu thực đo nhiều năm tại mặt cắt ngang phụ ở thượng lưu vị trí cầu:

$$P_3 = \frac{Q''_m}{\sum_1^n Q''_m} \%$$

Với kết quả tính được theo các cách phân phối nói trên, chọn ra tỷ số lớn nhất cho từng cầu và đem cộng lại, ta được hệ số tăng cường tổng lưu lượng tính toán.

Trong thí dụ ở bảng dưới ta được hệ số tăng cường lưu lượng bằng 1,17; do đó lưu lượng thiết kế sẽ thành  $Q_p = 1,17 \cdot Q_1$

Tuy nhiên mực nước thiết kế vẫn dùng mực nước tương ứng lưu lượng thiết kế trước lúc tăng cường.

Phương pháp phân phối	Tỷ số phân phối lưu lượng cho các cầu (%)				Tổng cộng %
	Cầu 1	Cầu 2	Cầu 3	Cầu 4	
Phương pháp 1 $P_1$	32	18	42	8	100
Phương pháp 2 $P_2$	30	25	35	10	100
Phương pháp 3 $P_3$	36	18	32	14	100
Dùng hệ số tăng cường	36	25	42	14	117

- Vị trí cầu phải cố hết sức đặt thẳng góc với hướng nước lũ. Chiều cao ứ dềnh của các cầu đều phải lấy bằng nhau.

- Lưu tốc thiết kế của các cầu trên bãi có quan hệ tới ứ dềnh trước cầu. Để mực nước ở thượng hạ lưu đường khỏi chênh lệch quá đáng mà ảnh hưởng tới tính ổn định của nền đường bãi sông, thì tốt nhất là không cho ứ dềnh quá 0,9m. Nếu lưu tốc ở nhịp cầu trên bãi sông tương ứng với mức dềnh cao nhất thiết kế vượt lưu tốc không xói cho phép của đất ở bãi sông, cần so sánh các phương án cho xói với phương án không cho xói (phòng xói) dưới cầu. Do trên bãi sông phù sa từ thượng lưu trôi về ít nên thường độ sâu xói dưới các cầu ở bãi sông rất lớn nên đối với cầu khẩu độ nhỏ tốt nhất là dùng biện pháp gia cố dưới cầu.

- Trong mọi trường hợp, các cầu đều phải bố trí kè dẫn nước.

### 5.1.2. Tính khẩu độ cầu

Khi thiết kế nhiều cầu trên 1 sông, thường gặp 2 trường hợp: (1) cho xói địa chất lòng sông dưới các cầu; (2) ở lòng chính cho phép xói địa chất dưới cầu, còn ở bãi sông không cho phép xói dưới cầu. Sau đây là những phương pháp tính:

#### a. Lòng sông của cầu lớn và cầu trung đều cho phép xói

- Dùng công thức (5-1) vẽ đường cong quan hệ giữa chiều cao ứ dềnh của các cầu và diện tích làm việc dưới cầu.

$$\Delta Z = \eta \left[ \left( \frac{Q_m}{\omega_m} \right)^2 - \left( \frac{Q_m}{\Omega_m} \right)^2 \right] = f(\omega_m) \tag{5-1}$$

trong đó:

$\eta$ : hệ số, xác định riêng cho mỗi cầu theo bảng 4-10;

$Q_m$ : lưu lượng thiết kế phân phối cho từng cầu nhất định, m<sup>3</sup>/s;

$\omega_m$ : diện tích làm việc dưới cầu ứng với mực nước thiết kế, m<sup>2</sup>;

$\Omega_M$ : diện tích mặt cắt ngang dòng sông ở trạng thái thiên nhiên ứng với lưu lượng thiết kế ở cầu đó, m<sup>2</sup>.

- Trong nhóm đường cong  $\Delta Z = f(\omega_m)$ , căn cứ vào trị số ứ dềnh cao nhất  $\Delta Z$ , xác định  $\Delta Z$  theo biên bản ký kết với các ngành hữu quan hoặc theo điều kiện cho phép ngập ở phía thượng lưu cầu và chiều cao vai đường, sơ bộ chọn ra kích thước khẩu độ các cầu, sau đó tính xói dưới cầu tìm được diện tích sau xói của các cầu  $\omega'_m$ . Tra lại trên đường cong  $\Delta Z = f(\omega_m)$  được trị số  $\Delta Z$  tương ứng. Lấy trị số  $\Delta Z_{\min}$  (nhỏ nhất trong những trị số ứ dềnh của các cầu) làm trị số chung,  $\omega'_m$  của các cầu tương ứng với  $\Delta Z_{\min}$  làm diện tích cuối cùng, dùng để xác định kích thước cuối cùng khẩu độ cầu.

- Xác định được khẩu độ cầu với điều kiện là chiều cao ứ dềnh của các cầu phải đều bằng nhau, thì lưu lượng thực tế qua các cầu sẽ theo tỉ số phân phối đã định lúc trước. Vậy dùng công thức (5-1) để có đường cong  $\Delta Z = f(Q_m)$  của các cầu và đã biết tổng số lưu lượng trên các đường cong quan hệ trên đó ta tìm được dễ dàng lưu lượng phân phối cuối cùng và trị số nước dềnh cuối cùng cho các cầu.

**b. Lòng sông của cầu lớn và cầu trung cho phép xói hoặc không cho phép xói**

- Vẫn theo phương pháp trên, vẽ các đường cong  $\Delta Z = f(\omega_m)$  trước khi xói của các cầu. Theo trị số ứ dềnh đã dùng, tra trên đồ thị được diện tích làm việc tương ứng của các cầu và sơ bộ chọn ra kích thước khẩu độ các cầu.

- Cầu lớn và cầu trung cho phép xói thì lần lượt tính xói để tìm  $\omega'_m$  và  $\Delta Z$  tương ứng của các cầu rồi chọn  $\Delta Z_{\min}$  làm trị số dùng chung, từ đó tra trên đường cong quan hệ  $\Delta Z = f(\omega_m)$  tìm diện tích làm việc cần thiết của các cầu và xác định lại khẩu độ của chúng.

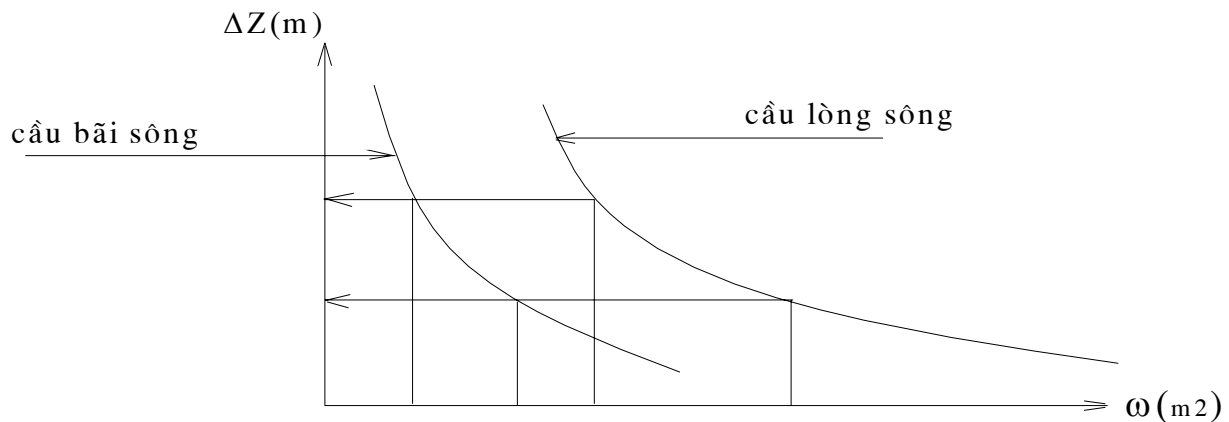
- Vẽ đường cong quan hệ giữa chiều cao ứ dềnh và lưu lượng thoát qua các cầu, lần lượt tìm hai trị số phân phối lưu lượng trước khi xói và sau khi xói.

- Đối với cầu không cho phép xói khi xác định lưu tốc thiết kế xây lát phải dùng lưu tốc dưới cầu ứng với lưu lượng phân phối cho cầu đó lúc chưa xói.

**Ví dụ:**

Tài liệu gốc: Trên vị trí X có thiết kế 2 cầu .

Một cầu ở lòng sông, một cầu ở bãi sông, nước chảy thẳng góc cầu trên bãi sông phải xây lát, hai cầu đều có kê hướng nước với kích thước đầy đủ. Tài liệu tính toán của 2 cầu sau khi đã phân phối lưu lượng thiết kế và tăng cường như bảng sau:



Hình 5 - 1

Tài liệu tính toán	Cầu bãi sông	Cầu lòng sông
Lưu lượng phân phối, m <sup>3</sup> /s	190	910
Hệ số tăng cường.	1,1	1,1
Lưu lượng thiết kế sau khi tăng cường Q <sub>m</sub> , m <sup>3</sup> /s	210	1000
Diện tích mặt cắt lòng sông thiên nhiên Ω, m <sup>2</sup>	700	1400
Hệ số η	0,1	0,1
Loại đất	Dùng đá phiến lát khan	Cát to lẫn cuội sỏi
Chiều sâu bình quân trước xói H, m	2,5	5,50
Chiều cao ứ dềnh quy định lớn nhất ΔZ, m	0,30	0,30

Theo công thức (5-1) lập đường cong ΔZ = f(ω<sub>m</sub>) của hai cầu, hình 5-1.

➤ Tính cầu ở bãi sông

$Q_m/\Omega = 210/700 = 0,30$  ;  $(Q_m/\Omega)^2 = 0,09$ , đồng thời giả thiết tính chiều cao ứ dềnh Δz của các khẩu độ cầu như bảng sau:

Hạng mục tính toán	Dầm bê tông cốt thép chữ T						
	2x16m	3x16m	4x16m	5x16m	6x16m	7x16m	8x16m
ω <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	66	103	141	178	215	256	294
Q <sub>m</sub> /ω <sub>m</sub> (m/s)	3,18	2,04	1,49	1,18	0,98	0,82	0,72
(Q <sub>m</sub> /ω <sub>m</sub> ) <sup>2</sup>	10,10	4,16	2,22	1,39	0,96	0,67	0,52
ΔZ(m)	1,00	1,00	0,21	0,13	0,09	0,06	0,04

➤ Tính cầu ở lòng sông

$$\frac{Q_m}{\Omega} = \frac{1000}{1400} = 0,714; \quad \left(\frac{Q_m}{\Omega}\right)^2 = 0,51$$

Hạng mục tính toán	Dầm bê tông cốt thép chữ T						
	6x16m	7x16m	8x16m	9x16m	10x16m	11x16m	12x16m
$\omega_m(m^2)$	455	536	620	705	786	874	954
$Q_m/\omega_m$	2,20	1,87	1,61	1,42	1,27	1,14	1,05
$(Q_m/\omega_m)^2$	4,85	3,5	2,59	2,02	1,61	1,30	1,10
$\Delta Z(m)$	0,43	0,30	0,21	0,15	0,11	0,08	0,06

Khi ứng với  $\Delta Z = 0,30m$  cầu ở bãi sông cần có diện tích làm việc là  $\omega_m = 120m^2$ ; cầu ở lòng sông  $\omega_m = 536m^2$  (tương đương với dầm bê tông cốt thép chữ T 7 x16m).

➤ Tìm diện tích  $\omega_m$  sau khi xói của cầu ở lòng sông và  $\Delta Z$  tương ứng

Dùng công thức chương IV để tính xói, đồng thời coi đất cầu này là loại thổ nhưỡng tương đối chặt để xét. Tính xói khi nước dâng theo 50% trị số xói tính toán toàn bộ. Sau khi xét xói 50% rồi, diện tích thoát nước của cầu lòng sông  $\omega'_m = 612m^2$ . Tra hình vẽ 5-1 được  $\Delta z = 0,21m$  tương ứng, cầu bãi sông khi ở mực nước dâng đó, diện tích làm việc tăng lên  $\omega'_m = 141m^2$ . Do đó quyết định cầu lòng sông dùng dầm bê tông cốt thép chữ T 7x 16m; cầu bãi sông vì không xét tới xói lở, cho nên cần dùng dầm bê tông cốt thép chữ T 4x16m.

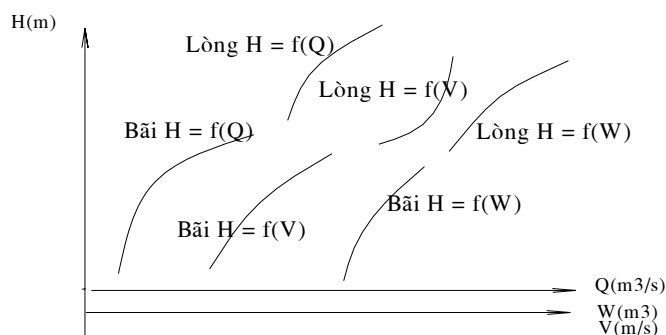
➤ Dùng công thức 5-1 lập đường cong  $\Delta Z = f(Q_m)$  của hai cầu.

- Trước tiên vẽ đường cong quan hệ  $H = f(Q, V, \Omega)$  của mặt cắt thiên nhiên lòng sông và bãi sông trước khi làm cầu (tức đường cong quan hệ chiều sâu nước bình quân, lưu lượng, lưu tốc, mặt cắt thoát nước) như hình 5 - 2.

- Lần lượt tìm các số liệu quan hệ giữa trị số nước dâng và lưu lượng của cầu bãi sông và cầu lòng sông (trước và sau lúc xói) – xem bảng trang sau.

Vẽ đồ thị quan hệ như hình 5 - 3.

- Trong hình vẽ 5 - 3 lấy tổng lưu lượng bằng 1210m<sup>3</sup>/s làm tiêu chuẩn tra được lưu lượng phân phối sau xói:



Hình 5 - 2

Cầu lòng sông:  $Q_m = 1030m^3/s$ ;

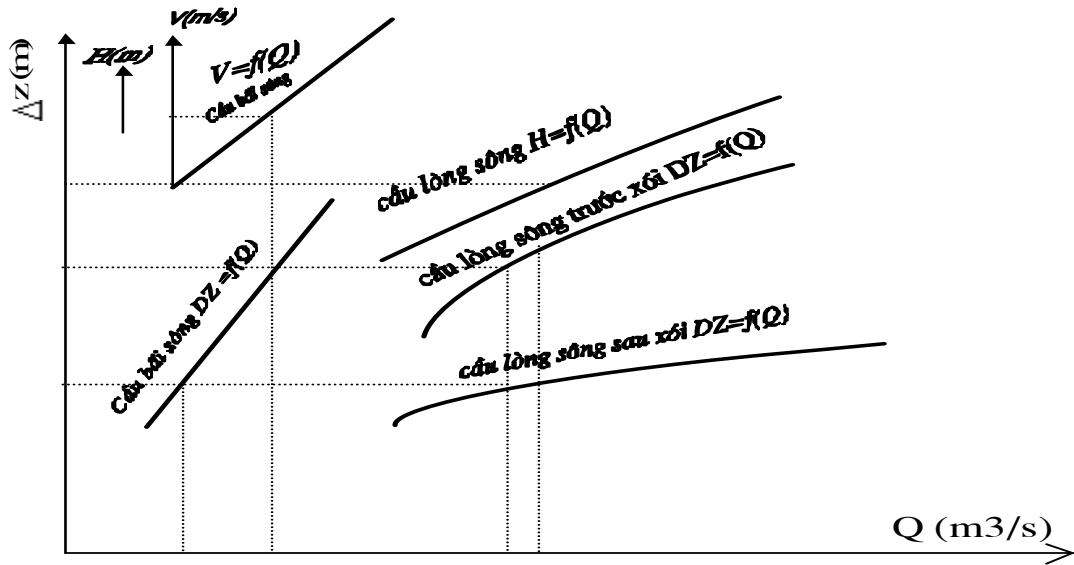
Cầu bãi sông:  $Q_m = 180m^3/s$ ;

Khi đó nước dâng:  $\Delta Z = 0,18m$ .

Khi tìm đường xói lớn nhất ở cầu lòng sông thì lấy chiều sâu xói chung của cầu đó là  $H_p = 6,8m$  và lấy  $Q_m = 1030m^3/s$  để tính xói cục bộ rồi xác định hợp lý chiều sâu chôn móng, đồng thời tra trên hình 5-3 được trị số phân phối lưu lượng trước xói như sau:



Cầu lòng sông  $Q_m = 930\text{m}^3/\text{s}$ , cầu bãi sông  $Q_m = 280\text{m}^3/\text{s}$ . Chiều cao nước dềnh  $\Delta z = 0,28 < 0,30\text{m}$ .



Hình 5-3

Cầu trên bãi sông dùng dầm bê tông cốt thép chữ T 4 x16m (không xói)

Nước sâu bình quân H (m)	Lưu lượng $Q_m$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$W_m$ ( $\text{m}^2$ )	$Q_m/W_m$ (m/s)	$(Q_m/W_m)^2$	$Q_m/\Omega$ (m/s)	$(Q_m/\Omega)^2$	$\Delta Z$ (m)
15	87	0,931	0,931	0,867	0,193	0,037	0,08
2,0	113,8	1,22	1,22	1,488	0,248	0,062	0,14
3,0	293	167	1,755	3,08	0,349	0,122	0,30
3,5	388	193	2,01	4,04	0,396	0,157	0,39

Cầu ở lòng sông dùng dầm bê tông cốt thép chữ T 7 x16m (trước lúc xói)

Nước sâu bình quân H (m)	Lưu lượng $Q_m$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$W_m$ ( $\text{m}^2$ )	$Q_m/W_m$ (m/s)	$(Q_m/W_m)^2$	$Q_m/\Omega$ (m/s)	$(Q_m/\Omega)^2$	$\Delta Z$ (m)
4,0	572	398	1,44	2,074	0,561	0,314	0,176
4,5	707	448	1,577	2,485	0,615	0,378	0,211
5,0	850	493	1,730	2,998	0,667	0,444	0,255
6,0	1172	585	2,006	4,025	0,766	0,587	0,344
6,5	1346	634	2,120	4,494	0,811	0,657	0,384

Cầu ở lòng sông dùng dầm bê tông cốt thép chữ T 7 x16m (sau khi xói)

Nước sâu bình	Lưu lượng $Q_m$	Chiều sâu $H_p$ (m)	$W'm$ ( $\text{m}^2$ )	$Q_m/W'm$ (m/s)	$(Q_m/W'm)^2$	$(Q_m/\Omega)^2$	$\Delta Z$ (m)
---------------	-----------------	---------------------	------------------------	-----------------	---------------	------------------	----------------

quân H (m)	(m <sup>3</sup> /s)						
4,0	572	4,47	450	1,27	1,613	0,314	0,13
4,5	707	5,18	516	1,37	1,877	0,378	0,15
5,0	850	5,93	590	1,44	2,076	0,444	0,163
5,5	1000	6,63	660	1,515	2,20	0,510	0,178
6,0	1172	7,45	741	1,58	2,50	0,587	0,191
6,5	1346	8,22	818	1,64	2,706	0,657	0,205

Dùng  $Q_m = 280\text{m}^3/\text{s}$  làm lưu lượng thiết kế xây lát ở cầu bãi sông, tra hình 5-3 được lưu tốc tương ứng  $V_m = 1,7\text{m/s}$ . Vì lưu tốc này lớn hơn lưu tốc không xói cho phép của đất thực tế, cho nên gia cố bằng lát khan 1 lớp đá học.

## § 5.2. Tính khẩu độ cầu trên sông rộng chảy tràn lan

Khi khảo sát thiết kế thường thường gặp phải sông rộng chảy tràn lan. Đối với sông này việc tính lưu lượng, khẩu độ và xói không được dùng các phương pháp tính như sông thông thường đã đề cập trong chương IV, mà phải dùng phương pháp đặc biệt để xử lý, nếu không sẽ phát sinh sai số lớn. Căn cứ vào tính chất sông rộng chảy tràn khác nhau, có thể phân làm 3 loại:

- Sông bãi rộng vùng đồng bằng;
- Sông chảy tràn lan vùng trước núi;
- Sông ở vùng hồ ao, đầm lầy nội địa.

Sau đây sẽ lần lượt giới thiệu phương pháp thiết kế khẩu độ cầu của ba loại đó.

### 5.2.1. Sông bãi rộng vùng đồng bằng

#### a. Đặc trưng thủy văn hình thái

Sông bãi rộng vùng đồng bằng nói chung đều là sông bãi rất lớn, lòng sông tương đối hẹp và chỉ chiếm một phần rất nhỏ trong toàn bộ phạm vi chiều rộng ngập tràn, độ dốc lại tương đối nhỏ ( $I < 1\text{‰}$ ), lúc bình thường nước chỉ chảy trong lòng sông uốn khúc, khi lũ nước tràn ra ngoài lòng sông, lưu tốc bãi sông rất nhỏ, thậm chí có chỗ nước không chảy, lưu tốc lòng sông so với bãi sông lớn hơn nhiều lần, còn lưu lượng lòng sông nhỏ hơn lưu lượng bãi sông rất nhiều.

#### b. Xác định độ nhám và độ dốc bãi sông

Khi tính lưu lượng, lưu tốc ở sông bãi rộng vùng đồng bằng theo phương pháp hình thái cần đặc biệt chú ý tới việc chọn độ nhám ở bãi sông. Vì độ nhám bãi sông có ảnh hưởng rất lớn, nếu chọn không thích hợp thì việc tính mực nước, lưu tốc, lưu lượng và xác định khẩu độ cầu sẽ bị sai nhiều.

Khi căn cứ vào địa mạo để xác định độ nhám ở bãi sông cần chú ý tới sự thay đổi về địa hình và địa mạo ở thượng, hạ lưu mặt cắt hình thái xem có ảnh hưởng đến sự thanh thoát của dòng nước hay không?

Theo công thức Sêdi - Maning tính lưu tốc bãi sông cần phải điều tra hiện trường hoặc đối chiếu với lưu tốc thực địa. Khi điều tra thấy trên bãi sông có một số chỗ bắt đầu sinh ra xói, chứng tỏ rằng lưu tốc đã xấp xỉ và có chỗ vượt quá lưu tốc cho phép không xói của bãi sông. Nếu bãi sông không có cây cối phủ kín có thể xác định lưu tốc cho phép không xói theo công thức, hoặc tra bảng. Nếu bãi sông có cây cối mọc um tùm thì lưu tốc lớn nhất trên bãi có thể đạt tới 1,5 – 2,0m/s. Nếu lưu tốc tính toán có mâu thuẫn với lưu tốc điều tra hoặc lưu tốc thực đo thì phải chỉnh lại hệ số nhám trong tính toán cho thống nhất.

Ngoài ra độ dốc mặt nước ở bãi sông trong trường hợp chung thì giống độ dốc mặt nước ở lòng sông. Nhưng ở chỗ sông uốn khúc đôi khi lũ trên bãi sông sẽ hình thành dòng chảy thẳng, độ dốc mặt nước bãi sông tính theo công thức sau:

$$I_n = I_p \frac{L_p}{L_n} \tag{5-2}$$

trong đó:

$I_p, I_n$ : độ dốc lòng sông và độ dốc bãi sông;

$L_p$ : cự ly lòng sông theo hướng chảy cong, m;

$L_n$ : chiều dài bãi sông theo hướng chảy thẳng, m.

### c. Tính khẩu độ cầu

Đối với sông bãi rộng vùng đồng bằng vì lưu tốc lòng sông so với bãi sông quá lớn, nếu lấy lưu tốc lòng sông làm lưu tốc thiết kế thì khẩu độ sẽ nhỏ quá. Do đó kiến nghị dùng hai phương pháp sau đây để xác định khẩu độ cầu.

- Phương pháp 1: Căn cứ hệ số bóp hẹp lưu lượng định khẩu độ cầu

Xác định hệ số bóp hẹp lưu lượng theo công thức sau:

$$\beta_o = \frac{Q_p}{Q_M \mu(1 - \lambda)} \tag{5-3}$$

Giả thiết hệ số bóp hẹp lưu lượng cho phép giống hệ số xói cho phép P thì có thể căn cứ vào biểu tra hệ số xói cho phép để xác định trị số  $\beta_o$ , sau đó dùng công thức sau để tính lưu lượng thoát qua khẩu độ cầu trong điều kiện thiên nhiên:

$$Q_M = \frac{Q_p}{\beta_o \mu(1 - \lambda)} \tag{5-4}$$

Khi xác định khẩu độ cầu trước hết phải xác định vị trí cầu, sau đó bắt đầu từ tim cầu lũy tích dần dần lưu lượng bộ phận ra hai bên cầu, tới khi lũy tích lưu lượng bằng  $Q_M$ , thì lúc đó chiều rộng mặt nước tìm được chính là khẩu độ thoát nước cần tìm

- Phương pháp O.V. Andreev

Khi thiết kế cầu qua sông vùng đồng bằng, O.V. Andreev chia thành 3 trường hợp:

Trường hợp 1:

Cầu chỉ qua phần lòng sông, công thức tính khẩu độ cầu như sau:

$$L = \frac{B}{1 - \lambda} \left( \frac{1}{\tau_p} \right)^{4/3} \tag{5-5}$$

trong đó:

L: tổng chiều dài khẩu độ thoát nước, m;

B: chiều rộng lòng sông thiên nhiên, m;

P: hệ số xói tra bảng chương IV;

$$\tau_p = Q_{ch}/Q_p;$$

$Q_{ch}$ : lưu lượng lòng sông ở trạng thái thiên nhiên,  $m^3/s$ ;

$Q_p$ : lưu lượng lòng sông sau khi làm cầu,  $m^3/s$ ; ở trường hợp 1 và 3 thì  $Q_{ch}$  bằng lưu lượng thiết kế toàn bộ cầu  $Q_p$ ;

$\lambda$ : hệ số thu hẹp do trụ cầu chiếm,  $\lambda = b_{trụ} / l_{nhịp}$ ;

$b_{trụ}$ : chiều rộng trụ cầu, m;

$l_{nhịp}$ : chiều dài của nhịp cầu, m.

Theo công thức (5-5) tìm được trị số L bằng hoặc nhỏ hơn chiều rộng lòng sông, có nghĩa là hệ số xói  $P \geq 1/[\tau(1-\lambda)^{3/4}]$  thì chiều dài khẩu độ cầu  $L < B$ . Nhưng ở sông vùng đồng bằng, nói chung khẩu độ cầu không được nhỏ hơn chiều rộng lòng sông, do đó trường hợp 1 rất ít gặp trong ứng dụng thực tế. Nếu trị số L tính toán lớn hơn chiều rộng lòng sông, thì không thuộc trường hợp 1, mà phải xử lý theo 2 trường hợp sau đây:

Trường hợp 2:

Cầu qua cả lòng và bãi sông, mà lòng sông không bị mở rộng. Trước hết tính hệ số tăng lưu lượng lòng sông cho phép theo công thức sau:

$$\beta_{ch} = P (1-\lambda)^{3/4} \tag{5-6}$$

Rồi theo công thức (5-7), (5-8) tính hệ số tăng lưu lượng tương ứng của mặt cắt và bãi sông như sau:

$$\beta_b = [\beta_{ch}^2 + (\beta_{ch}^2 - 1)F(\eta, x, a)]^{0.50} \tag{5-7}$$

$$\beta_{ch} = \beta_b - \frac{1}{\tau} \left( \frac{\beta_b}{\beta} - 1 \right) \tag{5-8}$$

trong đó:

P: hệ số xói lòng sông tra bảng (chương IV);

$$f(\eta, a, x) = \frac{a \cdot f(x)(\eta^2 - 1)}{\mu^2 + a \cdot f(x)}$$

$f(x) = 1/(1+2x)$ , nếu trong tính toán giả thiết sau khi làm cầu một vài năm mới xây dựng kè điều chỉnh thì  $x$  sẽ triệt tiêu và  $f(x) = 1$ ;

$\eta = V_{ch}/V_{bc}$ : tỉ số giữa tốc độ nước chảy tại dòng chủ chia cho tốc độ tại phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên;

$x = l_{kt}/l_0$ : 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;

$$l_0 = B_0 - L_c$$

$B_0$ : chiều rộng của sông về mùa lũ, m;

$L_c$ : khẩu độ cầu có kể cả trụ cầu, m;

$$a = \frac{1,1V_{ch}^2}{g \cdot I \cdot L_0}$$

I: độ dốc lòng sông tự nhiên;

g: gia tốc trọng trường, lấy bằng  $9,81\text{m/s}^2$ ;

$\beta$ : hệ số tăng lưu lượng toàn bộ:

$$\beta = \frac{Q}{Q_{ch} + Q_{bc}}$$

Q: lưu lượng toàn bộ,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$Q_{ch}$ ,  $Q_{bc}$ : phần lưu lượng nước chảy qua dòng chủ và phần bãi sông dưới cầu lúc tự nhiên,  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$$Q_{bc} = \frac{Q - Q_{ch}}{B_0 - B_{ch}} (L_c - B_{ch})$$

$\tau$ : tỉ số giữa lưu lượng dòng chủ chia cho lưu lượng toàn bộ,  $\tau = Q_{ch}/Q$ .

Phương pháp xác định khẩu độ cầu giống như trường hợp 1 nói trên.

Chiều sâu xói chung ở bãi sông nếu nhỏ hơn chiều sâu nước bình quân ở lòng sông trước khi làm cầu, tức là lòng sông sau khi làm cầu không bị mở rộng, lúc đó tính khẩu độ cầu theo trường hợp 2. Nếu chiều sâu xói chung lớn hơn chiều sâu nước bình quân ở lòng sông trước khi làm cầu, tức là lòng sông sau khi làm cầu đã bị mở rộng, thì phải xử lý theo trường hợp 3.

Trường hợp 3:

- Nếu bãi sông dưới cầu sau khi bị xói đều biến thành lòng sông thì phương pháp xác định khẩu độ cầu giống như trường hợp 1. Theo công thức (5-5) tính tổng chiều dài khẩu độ cầu, B trong công thức này đổi thành chiều rộng lòng sông sau khi mở rộng.

- Nếu bãi sông dưới cầu sau khi xói có 1 bộ phận biến thành lòng sông, trước hết dựa vào trường hợp 2 sơ bộ quyết định khẩu độ và tính chiều sâu xói các đường thủy trực bãi sông, xác định phạm vi mở rộng lòng sông, sau đó tính hệ số tăng lưu lượng cho phép ở lòng sông theo công thức sau:

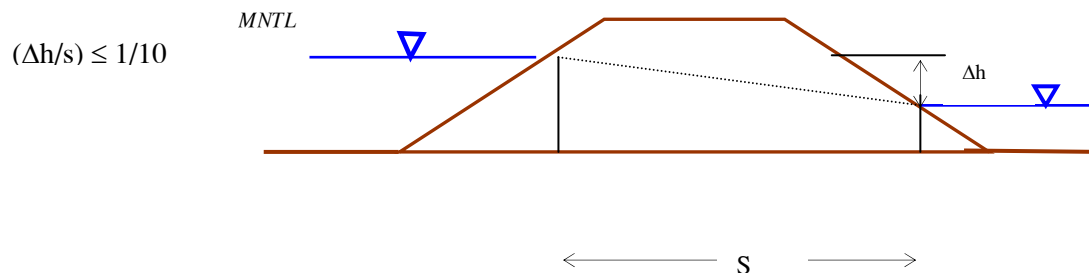
$$\beta_{ch} = P \left[ \frac{B (1 - \lambda)}{B_{\mu}} \right]^{3/4} \tag{5-10}$$

trong đó:

$B_{\mu}$ : chiều rộng lòng sông dưới cầu sau khi mở rộng, m;

Căn cứ vào công thức tìm hệ số tăng lưu lượng cho phép ở lòng sông, rồi dựa vào công thức (5-7) và công thức (5-8) xác định lại hệ số tăng lưu lượng toàn mặt cắt và khẩu độ (phương pháp giống trường hợp 2). Khi khẩu độ cầu tìm được và khẩu độ định lúc đầu chênh nhau quá 5% phải xác định lại phạm vi mở rộng lòng sông và tính toán lại theo trình tự nói trên, tới khi nào khẩu độ tìm được với khẩu độ ban đầu chênh nhau khoảng 5% mới thôi.

Đối với sông bãi rộng vùng đồng bằng, sau khi xác định khẩu độ cầu bằng phương pháp hệ số tăng lưu lượng nói trên, vẫn phải kiểm toán mực nước. Chênh lệch lớn nhất ở thượng hạ lưu nền đường không nên quá 0,90m. Vì nền đường bãi sông thường làm bằng đất thấm nước, để bảo đảm nền đường an toàn, độ dốc thủy lực thấm thấu phải < 1/10.



Hình 5 -4

Xác định mực nước chênh nhau giữa 2 phía nền đường theo công thức sau:

$$\Delta h = \Delta Z + i_b(L_n - a) + i_\delta(b + d) + i_H L_n \leq 0,90 \text{ m} \quad (5 - 11)$$

trong đó:

$\Delta Z$ : chiều cao nước dềnh trước cầu, cách tính theo chương IV, m;

$i_b$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía thượng lưu,  $i_b \approx i$ ;

$i_\delta$ : độ dốc thiên nhiên dòng nước;

$i_H$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía hạ lưu, khi không có kè  $i_H = 0,5i_\delta$

$L_n$ : khoảng cách từ cao độ vai đường cần thiết tìm được đến mép trước mố cầu gần nhất, m;

a: hình chiếu kè hướng dòng phía thượng lưu trên tim nền đường, m;

b: hình chiếu kè hướng dòng phía thượng lưu trên đường pháp tuyến của tim nền đường, m;

d: hình chiếu kè hướng dòng phía hạ lưu trên đường pháp tuyến của tim nền đường, m.

Ở sông bãi rộng vùng đồng bằng trong trường hợp thông thường đều phải bố trí kè hướng dòng để tránh ảnh hưởng dòng nước chảy ngang và giảm bớt xói chân nền đường.

### 5.2.2. Sông chảy tràn lan vùng trước núi

#### a. Đặc trưng thủy văn hình thái lòng sông

Dòng sông vùng núi chảy luôn luôn cuốn theo lượng phù sa rất lớn, khi tới khu vực trước núi không bị thung lũng sông giới hạn nước chảy khuếch tán, độ dốc giảm dần, lưu tốc nhỏ đi, lượng phù sa cuốn theo dòng nước tích lại rất nhiều tạo thành quạt bồi ở giữa cao, 2 bên thấp, sau khi nước lũ thoát qua cửa núi sẽ chảy tự do tạo nên dòng nước chảy tràn vùng trước núi.

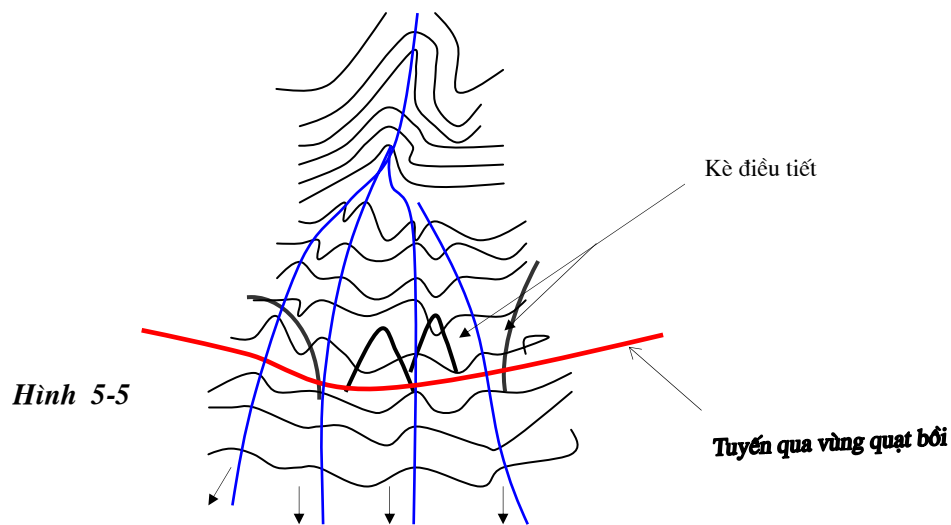
Dòng nước chảy tràn trước núi vì nằm sát cửa núi nên độ dốc lớn, bề mặt thường là tầng bồi tích cuội hay sỏi có lẫn đất và cát. Phía cuối quạt bồi bằng phẳng hơn, lưu tốc rất nhỏ, mặt đất là lớp cát bồi tích, khi lũ nước chảy tràn lan ngập rất rộng. Trường hợp thông thường lòng sông ở khu vực chảy tràn trước núi đều có xu hướng bồi cao dần dần, đặc biệt là sau những lần lũ bùn đá lớn lòng sông bồi cao lên rõ rệt. Lưu lượng của vùng chảy tràn phía trước núi rất lớn ở sát cửa núi, sau đó do các yếu tố thấm thấu, khuếch tán, truyền lũ v.v... thì lưu lượng chảy về phía hạ lưu càng nhỏ dần, thậm trí có hiện tượng dòng chảy bị đứt quãng.

#### b. Bố trí cầu và công trình điều tiết

Ở vùng chảy tràn lan phía trước núi, do lòng sông không ngừng bồi cao, lưu lượng luôn luôn thay đổi nên chọn vị trí cầu là vấn đề rất phức tạp. Nếu bố trí vị trí cầu ở giữa quạt bồi đối diện với cửa núi thì do quạt bồi ở giữa cao, hai bên thấp, nước sẽ dồn vào chỗ trũng nên việc thoát nước qua cầu rất ít tác dụng và nước đọng ở chỗ trũng không tiêu được. Nếu vị trí cầu đặt ở chỗ thấp về hai phía quạt bồi, dòng chủ thường thường xói thẳng vào nền đường, ảnh hưởng tới an toàn của tuyến đường. Do đó tốt nhất nên tránh khu vực quạt bồi. Nếu do điều kiện bắt buộc phải đặt vị trí cầu trên quạt bồi tích thì cần có công trình kiên cố, không cho lưu lượng thay đổi và lòng chủ di chuyển. Khi bố trí cầu ở gần cửa núi thì vị trí cầu phải đối diện với cửa núi đồng thời dùng kè bó dòng nối liền từ cửa núi tới cầu và kéo dài thêm một đoạn xuống hạ lưu để tránh dòng nước bị khuếch tán sau khi chảy qua cầu, làm cho phù sa bồi ở cạnh khẩu độ cầu. Chiều cao kè bó dòng ngoài việc căn cứ vào mực nước thiết kế bình thường còn cần phải căn cứ vào tài liệu điều tra để xét tới tình hình bồi của lòng sông sau này.

Độ dốc cân bằng chuyển cát lòng sông sau khi ngừng bồi tích, có thể dùng độ dốc của đoạn không bị bồi tích gần đó. Khi khảo sát thiết kế phải dựa vào tài liệu điều tra được, xác định độ dốc cân bằng chuyển cát dòng sông và đường mặt nước, đồng thời cần thêm một độ cao an toàn thích đáng để xác định cao độ đỉnh đập. Kích thước mặt cắt kè thất nước có thể tham khảo số liệu liên quan ở chương VII hoặc các tài liệu khác để thiết kế; mặt kè tiếp xúc với nước cần xét tới xói mặt dốc và lỗ chân kè, căn cứ lưu tốc lớn nhỏ mà tiến hành thiết kế phòng hộ.

Khi cầu cách cửa núi tương đối xa, nếu dùng biện pháp làm kè bó dòng nối tới cửa núi thì rõ ràng không hợp lý về kỹ thuật và kinh tế thì có thể dùng phương án nhiều cầu qua các chi lưu chính. Lúc này tuyến đường phải thẳng góc với quạt bồi, tức là tuyến đường phải song song với đường đồng mức có góc chuyển hướng bằng góc khuếch tán dòng nước (xem hình 5-5). Vị trí tuyến đường như vậy rất tiện cho việc xử lý vấn đề điều tiết dòng nước đồng thời làm cho chỗ trũng không bị bồi tích.





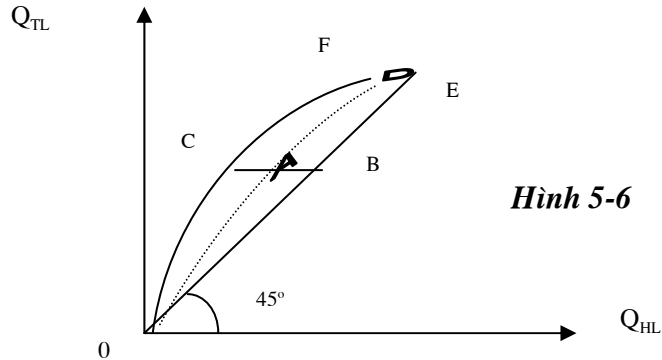
Ở giữa vị trí cầu có thể bố trí kè hướng dòng bịt kín kiểu chữ nhân ( $\lambda$ ), Kè hướng dòng 2 bên cần kéo dài ra ngoài đường tràn ngập thiết kế, chiều cao và mặt cắt kè hướng dòng xem phần công trình điều tiết chương VII. Trong phạm vi quạt bồi không được phép đào, đồng thời còn phải dự tính được khả năng bồi cao sau này.

Đối với việc thiết kế tĩnh không dưới cầu, cao độ vai đường, cao độ đỉnh kè hướng dòng hoặc kè chắn nước đều phải dự trữ chiều cao bồi tích cần thiết. Độ dốc đáy sông dưới cầu phải bảo đảm khớp với thượng, hạ lưu để thoát phù sa được dễ dàng.

**c. Tính lưu lượng**

Ở khu vực chảy tràn trước núi trong trường hợp thông thường đều không có trạm thủy văn (Trạm thủy văn thường bố trí ở đoạn sông phía thượng lưu cửa núi, hoặc ở đoạn sông phía hạ lưu chỗ các dòng nhánh hợp lại). Mặt khác ở khu vực chảy tràn lan do dòng sông không theo quy luật nào, mực nước tính toán hệ số nhám, độ dốc v.v... đều rất khó định được chính xác nên dùng phương pháp hình thái tính lưu lượng nước tràn sẽ rất khó khăn.

Muốn tìm lưu lượng tương đối chính xác có thể dùng biện pháp sau đây: Tại hai vị trí ở cửa núi và đoạn sông ở hạ lưu phải thu thập tài liệu lưu lượng thực đo nhiều năm đồng thời của các trạm thủy văn hoặc lưu lượng tính toán bằng phương pháp hình thái, chấm đường cong quan hệ lưu lượng tương ứng ở hai chỗ (xem đường cong OCF hình 5-6). Nói chung sau khi lũ thoát qua cửa núi, đỉnh lũ truyền xuống phía dưới bị nhiều tổn thất như triết giảm do nước tích, thấm thấu vào lòng sông, mương tưới vào đồng ruộng v.v... nếu không có chi nhánh lớn đổ vào thì lưu lượng ở hạ lưu so với lưu lượng ở thượng lưu thường nhỏ hơn. Những năm ít nước, lưu lượng ở hạ lưu nhỏ hơn nhiều lần so với lưu lượng ở thượng lưu. Còn năm nhiều nước thì lưu lượng dần dần tiến tới bằng nhau. Sau đó căn cứ vào lưu lượng lớn nhất lịch sử thu thập được ở cửa núi, xác định lưu lượng lớn nhất tại vị trí cầu theo phương pháp triết giảm lũ (tham khảo chương III).



Hình 5-6

Đem lưu lượng này chấm trên hình 5- 6 được điểm A, điểm này ở giữa đường 45° và đường cong OCF; AB/AC biểu thị tỷ số tổn thất lưu lượng ở cửa núi đến vị trí cầu với tổn thất lưu lượng giữa vị trí cầu đến mặt cắt hạ lưu. Nếu AB/AC tìm được trên đồ thị khác nhiều so với tình hình thực tế của tổn thất lưu lượng giữa thượng và hạ lưu vị trí cầu, có thể điều chỉnh vị trí điểm A cho hợp lý.

Cuối cùng giữa đường cong OCF và đường thẳng 45° vẽ đường cong nội suy OAD qua điểm A. Tức là đường cong quan hệ giữa lưu lượng ở vị trí cầu với lưu

lượng ở cửa núi. Như vậy lưu lượng thiết kế ở vị trí cầu có thể theo lưu lượng cùng tần suất ở cửa núi, tra trên đường cong OAF.

Khi vị trí cầu cách cửa núi rất gần, giữa khẩu độ cầu và cửa núi nối bằng kè bó dòng thì lưu lượng vị trí cầu có thể trực tiếp dùng lưu lượng ở cửa núi. Khi vị trí cầu cách cửa núi tương đối xa và bố trí nhiều khẩu độ cầu, trước tiên theo phương pháp trên tìm tổng lưu lượng tính gộp các cầu, rồi dựa vào công thức sau tính lưu lượng mỗi cầu:

$$Q_i = Q_p \frac{C_i (R_i I_i)^{0.5} K}{\sum [W_c (RI)^{0.5}]}$$

(5-12)

trong đó:

$Q_p$ : tổng lưu lượng thiết kế tính gộp các cầu, m<sup>3</sup>/s;

$Q_i$ : lưu lượng thiết kế mỗi cầu, m<sup>3</sup>/s;

K: hệ số tăng cường khi xét tới trị số phân phối lưu lượng không ổn định (phương pháp xác định xem ↓5.1);

$W_i, C_i, R_i, I_i$ : là diện tích thoát nước, hệ số Sedi, bán kính thủy lực và độ dốc mặt nước của các cầu. Việc xác định các yếu tố thủy lực này có thể dựa vào mặt cắt hình thái thẳng góc với lưu hướng và mực nước lũ lịch sử điều tra được để tính toán.

Giữa 2 cầu có thể căn cứ vào chỗ địa hình lồi lõm trên mặt cắt làm đường phân giới lưu lượng. Khi điều tra mực nước lũ lịch sử cần chú ý trên mặt nước có độ vòng hoặc độ dốc ngang, do đó phải tiến hành điều tra trên từng dòng nhánh, không nên chỉ lấy mực nước lũ điều tra tại 1 vị trí làm mực nước chung cho toàn mặt cắt.

#### **d. Tính khẩu độ**

Trước khi tính khẩu độ phải căn cứ vào lưu lượng thiết kế của các cầu tìm được theo công thức Sedi - Maning tính ra mực nước thiết kế. Khi dùng kè bó dòng nối liền khẩu độ cầu và cửa núi, chiều rộng lòng sông giữa khẩu độ cầu và kè thất nước không được bó hẹp và cần dùng cầu tương đối rộng. Nếu vị trí cầu cách cửa núi tương đối xa mà dùng phương án bắc nhiều cầu có thể theo phương pháp tính khẩu độ nhiều cầu trên 1 sông ở §5.1 để xác định khẩu độ. Khi tính cần chú ý: Nếu tuyến đường không thẳng góc với lưu hướng các dòng nhánh trước hết phải dựa vào mặt cắt phụ ở thượng lưu thẳng góc với lưu hướng để tính được khẩu độ cần thiết, sau đó xét chảy xiên mà xác định khẩu độ tại vị trí cầu. Đồng thời từ mực nước tính toán ở mặt cắt thượng lưu, tìm ra mực nước thiết kế dưới các cầu theo độ dốc lòng sông.

### **5.2.3. Sông ở vùng hồ ao, đầm lầy nội địa**

#### **a. Miêu tả đặc trưng**

Khu vực trũng nước nông có lau sậy... mọc um tùm gọi là vùng đầm lầy. Khu vực trũng giữa có vũng nước sâu, không có cỏ mọc gọi là ao hồ. Xung quanh ao hồ thường có rất nhiều dòng nhánh chảy vào. Nói chung nước chứa trong hồ ao không chảy ra ngoài, nhưng có một số hồ ao khi mực nước lũ dâng cao tới mức nào đó thì chảy vào hồ ao thấp hơn cạnh đó hoặc tràn ra sông lớn.

Sông nội địa khi chảy qua vùng núi thì có lòng sông sâu rõ ràng, tới vùng bằng phẳng, lòng sông rộng nông và uốn khúc, khi lũ nước chảy tràn lan, độ dốc thoải, lưu tốc và lưu lượng so với vùng núi giảm đi, nhưng khi dòng nước chảy vào khu vực ao hồ lòng sông mất đi, mặt nước rất rộng, độ dốc rất nhỏ, lưu tốc, lưu lượng cũng nhỏ hơn.

**b. Xác định mực nước thiết kế**

Nếu không có tài liệu quan trắc thủy văn, có thể tham khảo công thức (2 – 45).

**c. Xác định lưu lượng thiết kế**

Khu vực hồ ao đầm lầy thường không có người ở, tài liệu của trạm thủy văn thiếu, điều tra mực nước lũ lịch sử lại rất khó khăn. Do bãi sông rộng nên nếu mực nước chỉ sai một chút thì sẽ ảnh hưởng rất nhiều đến lưu lượng. Dưới đây giới thiệu một số phương pháp tính, khi ứng dụng nên đối chiếu lẫn nhau.

- Phương pháp hình thái:

Tiến hành khảo sát hình thái tại chỗ cửa núi phía thượng lưu để xác định lưu lượng lớn nhất lịch sử. Dựa vào trị số  $C_v$ ,  $C_s$  của vùng đó tính đổi thành lưu lượng theo tần suất thiết kế rồi dùng phương pháp triết giảm truyền lũ (xem chương III), tính ra lưu lượng ở chỗ sông đổ vào hồ.

Nếu điều kiện cho phép, đo mặt cắt hình thái cạnh bờ hồ và tính lưu lượng để đối chiếu.

- Phương pháp tính theo công thức Đ.L.Xôkôlôpxki

Sau khi điều tra và tính được lưu lượng lớn nhất lịch sử cửa núi rồi xác định hệ số dòng chảy theo công thức:

$$\alpha = \frac{Q.t_l}{0,278(H_T - H_o)F.f_\delta} \tag{5-13}$$

Ý nghĩa các ký hiệu đã nêu trong công thức Đ.L.Xôkôlôpxki chương II. Từ hệ số dòng chảy của lũ lịch sử nói trên có thể tính đổi thành hệ số dòng chảy tần suất lũ thiết kế theo công thức sau:

$$\alpha' = \alpha \frac{\alpha_p}{\alpha_n} \tag{5-14}$$

trong đó:

$\alpha_p$ : hệ số dòng chảy khu vực tương ứng với tần suất lũ thiết kế, tra bảng 2 - 11;

$\alpha_n$ : hệ số dòng chảy khu vực tương ứng với tần suất lũ lịch sử, tra bảng 2 - 11.

Căn cứ vào hệ số dòng chảy  $\alpha'$  tính lưu lượng ứng với tần suất thiết kế chỗ cửa núi theo công thức Đ.L.Xôkôlôpxki.

Cũng có thể tính lưu lượng ở cạnh hồ ao theo công thức Đ.L.Xôkôlôpxki nhưng khi xác định trị số  $\alpha$  dùng thời gian tập trung nước  $t$  bằng công thức sau:

$$t = 16,67 \left( \frac{L_1}{V_1} \right) + \frac{L_2}{V_2} \tag{5-15}$$

trong đó:

$L_1, L_2$ : chiều dài lưu vực từ đỉnh phân thủy tới cửa núi và từ cửa núi tới mép hồ, km;

$V_1, V_2$ : lưu tốc bình quân từ đỉnh phân thủy tới cửa núi và từ cửa núi tới mép hồ, m/s;

Kết quả tìm được bằng những phương pháp trên phải so sánh lẫn nhau để quyết định trị số lưu lượng chảy vào hồ ao sử dụng cho thiết kế.

• Nếu tuyến đường đi qua giữa hồ, phải xét tới tác dụng triết giảm lũ chứa ở hồ, lưu lượng ở vị trí cầu tính theo công thức sau:

$$Q'_p = Q_p - \eta (Q_p + Q_c + Q_o) \tag{5-16}$$

trong đó:

$Q'_p$ : lưu lượng ở vị trí cầu, m<sup>3</sup>/s;

$Q_p$ : lưu lượng chảy vào hồ, m<sup>3</sup>/s;

$\eta$ : tỉ số giữa diện tích chứa nước ở hồ về phía thượng lưu cầu với diện tích chứa nước toàn bộ hồ;

$Q_c$ : lưu lượng của các sông khác cùng chảy vào hồ (thông thường có thể xét điều kiện bất lợi nhất tức là giả định các sông khác không chảy về đồng thời  $Q_c = 0$ );

$Q_o$ : lưu lượng ở hồ tràn ra khi lũ, m<sup>3</sup>/s.

#### **d. Tính khẩu độ**

Trước khi tính khẩu độ cần căn cứ vào lưu lượng, hệ số nhám, mặt cắt và độ dốc lòng sông theo công thức Sêđi - Maning tính mực nước bình thường. Nhưng khi nước lũ về, mực nước sẵn có trong hồ có thể dâng cao tới mức nước lũ, nên dòng nước ở trạng thái chảy vật.

Điều kiện bất lợi nhất để tính khẩu độ vẫn thường xảy ra ở trường hợp mực nước bình thường.

Lấy mực nước bình thường làm mực nước tính toán thì các bước xác định khẩu độ như sau:

Thông thường trong tính toán cầu lớn và cầu trung, không xét tới triết giảm lưu lượng do tích nước trước cầu gây nên, còn dòng sông nội địa, tổng thể tích dòng chảy tương đối nhỏ, mà thể tích chứa nước hồ tương đối lớn, vì vậy khi tính khẩu độ cần phải xét tới triết giảm lưu lượng do tích nước trước cầu.

- Tính mực nước chứa và lưu lượng thoát dưới cầu như sau:

$$Q_c = Q_p \left( 1 - \frac{W_{ak}}{W} \right) = f(H) \tag{5-17}$$

trong đó:

$Q_c$ : lưu lượng thoát qua cầu sau khi điều tiết,  $m^3/s$ ;

$Q_p$ : lưu lượng thiết kế,  $m^3/s$ ;

$W$ : tổng thể tích dòng chảy (xem mục §2.4 chương II);

$W_{ak}$ : thể tích lớp nước phía trên mực nước bình thường ở thượng lưu cầu,  $m^3$ .

Tính đồ thị quan hệ  $Q_c = f(H)$  như bảng sau:

Mực nước trước cầu H (m)	$\Delta_z$ (m)	$W_{ak}$ ( $10^5 m^3$ )	$W_{ak}/W$	$1 - W_{ak}/W$	$Q_c$ ( $m^3/s$ )

- Công thức tính chiều cao nước dâng cho phép như sau:

$$\Delta_z \leq 0,9 - i_b (L_n - a) - i_\delta (b + d) - i_n L_n \tag{5-18}$$

trong đó:

$i_b = \varphi \cdot i_\delta$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía thượng lưu cầu:

$\varphi$ : hệ số tra theo bảng 5 – 2 ;

$i_\delta$ : độ dốc dòng nước thiên nhiên;

$i_n$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía hạ lưu  $i_n = 0,5i_\delta$ ;

$L_n$ : cự li từ cao độ vai đường cần thiết đến mép trước mố cầu gần nhất, m;

$a$ : hình chiếu kè hướng dòng, phía thượng lưu trên trục nền đường, m;

$b$ : hình chiếu kè hướng dòng, phía thượng lưu trên đường pháp tuyến của trục nền đường, m;

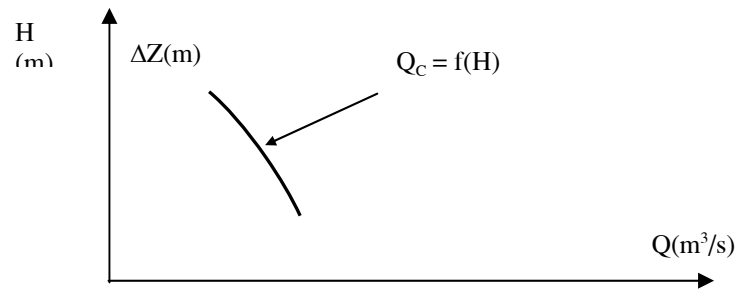
d: hình chiếu kê hướng dòng, phía hạ lưu trên đường pháp tuyến của trục nền đường;

$h_1$ : chiều sâu bình quân đoạn bãi sông dưới cầu trong điều kiện thiên nhiên, m;

**Bảng 5-2**

**Bảng tra hệ số  $\varphi$**

$h_1/(h_1 + \Delta_z)$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30
$\varphi$	0,50	0,35	0,24	0,15	0,09	0,05	0,02	0,01



**Hình 5-7**

- Tính khẩu độ cần thiết theo công thức sau:

$$L_{cb} = \frac{Q}{\mu V_c h_{cp} P} \tag{5-19}$$

trong đó:

$\mu$ : hệ số thất hẹp dòng chảy do trụ cầu, tra bảng chương IV;

$L_{cb}$ : tổng chiều dài khẩu độ tính toán cầu, m;

$Q$ : xác định lưu lượng thoát nước dưới cầu trên hình (5-7) dựa theo trị số  $\Delta_z$  cho phép, m<sup>3</sup>/s;

$h_{cp}$ : chiều sâu nước bình quân dưới cầu, m;

$V_c$ : lưu tốc bình quân lòng sông trong điều kiện tự nhiên, m/s.

$$V_c = \left[ \frac{\Delta Z}{0,15} + V_0^2 \right]^{0,5} \tag{5-20}$$

$V_0$ : lưu tốc bình quân toàn mặt cắt sông trước khi làm cầu, m/s;

$P$ : hệ số xói cho phép tra theo bảng 4 - 2.

### § 5.3. Thiết kế khẩu độ cầu qua dòng bùn đá

#### 5.3.1. Miêu tả đặc trưng

Dòng bùn đá là dòng lũ nước ống chảy từ khe núi ra có mang theo bùn, cát, cuội đá v.v... Theo dung trọng bùn đá  $\gamma_c$  lớn nhỏ có thể phân làm dòng bùn cát dẻo ( $\gamma_c > 1,6$ ) và dòng bùn nhão ( $\gamma_c < 1,5$ ). Dòng bùn cát dẻo có trôi theo đá tảng lẫn đất sét kết lại thành một khối, thường phát sinh chảy từng đợt, khi ngừng di chuyển tụ lại không khuyếch tán. Dòng bùn nhão cuốn trôi bùn cát lẫn cuội sỏi lớn và chảy rối khi điều kiện lòng sông không tốt, thường xảy ra hiện tượng cát đá làm tắc và bồi tích.

Ở thung lũng sông vùng núi có dòng bùn đá, khi dòng lũ bùn đá chảy qua cửa núi, do độ dốc lòng sông nhỏ dần, lưu tốc giảm đi, bùn đá bị cuốn trong dòng chảy sẽ lắng xuống nhiều, tạo thành một khu vực bồi tích hình quạt, ở giữa cao, hai bên thấp.

Hướng chảy chủ yếu của dòng bùn đá nói chung là thuận theo cửa núi từ giữa chỗ cao đẩy dần xuống hạ lưu, đặc trưng chủ yếu của nó là xu hướng phát triển bồi cao và mở rộng. Ở khu vực khí hậu khô, lượng mưa tập trung, quạt bồi có thể phát triển đều hàng năm hay phát triển cách quãng.

Lòng lạch trên quạt bồi phát triển hàng năm thì luôn đổi dòng, khi nước nhỏ có thể có hiện tượng bào sâu dần, khi lũ lại phát triển thành một quạt bồi mới, trên mặt đất không có cỏ mọc, phần nhiều là đá dăm sắc cạnh hoặc đá tảng; trên mặt quạt bồi phát triển cách quãng, trông như cố định, vành đai rõ, có cỏ mọc hoặc trồng trọt, nhà cửa định cư, lòng lạch đã bào thành máng trũng tương đối ổn định, nhưng gặp trận mưa rào tập trung có thể phát triển đột biến. Đối với quạt bồi phát triển hàng năm dễ phân biệt, nhưng đối với quạt bồi phát triển cách quãng, do thường coi nhẹ nên dễ nhầm lẫn với thung lũng sông giữa núi.

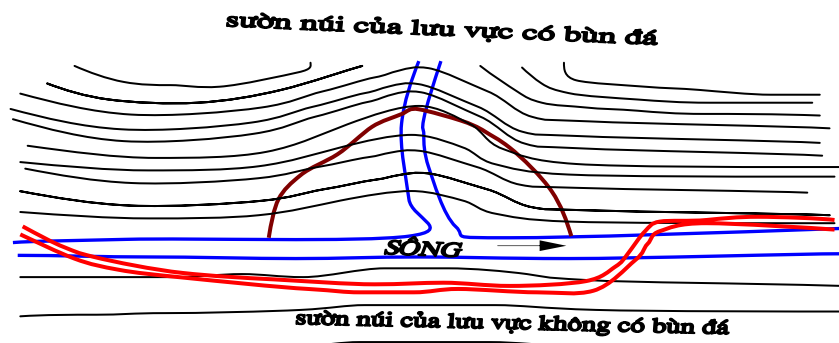
Khi khảo sát ngoại nghiệp, đối với loại lũng sông này cần điều tra kỹ, thu thập đầy đủ tài liệu thủy văn, địa chất và tài liệu về sự phá hoại của dòng bùn đá v.v... phân tích kỹ quy luật phát triển theo lịch sử để chọn phương án cầu và quyết định khẩu độ được chính xác.

#### 5.3.2. Nguyên tắc bố trí vị trí cầu

Chọn chính xác vị trí cầu vượt qua dòng bùn đá, có ý nghĩa quan trọng đối với việc sử dụng thường xuyên công trình sau này và bảo đảm vận doanh an toàn, do đó cần hết sức thận trọng. Thông thường tuyến đường nên tránh đi qua khu vực có dòng bùn dẻo nghiêm trọng.

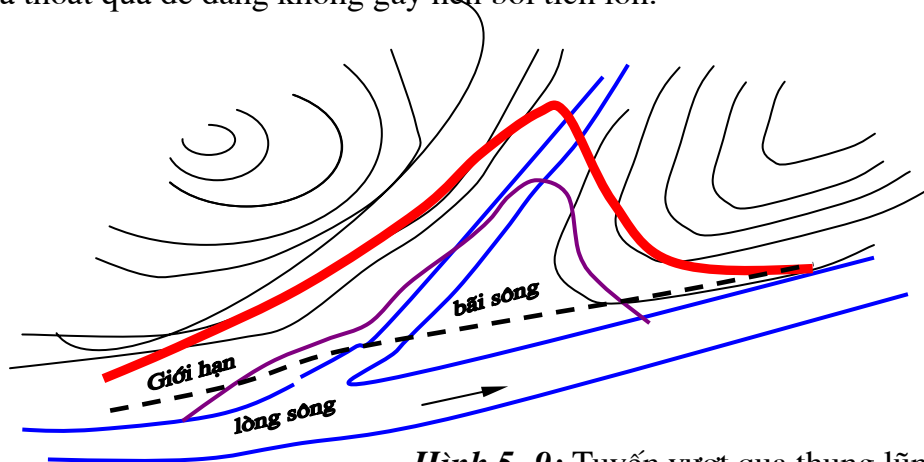
Nguyên tắc bố trí cầu như sau:

- Nếu tuyến đường đi qua



khu vực dòng bùn đá, để bảo đảm nền đường và cửa sông an toàn, cần tăng thêm kinh phí về bảo dưỡng công trình, đồng thời phải xét tới các phương án tuyến khác đi vòng ra ngoài phạm vi dòng bùn đá, qua so sánh về kinh tế và kỹ thuật để lựa chọn cho thích hợp. Khi chọn phương án đi vòng tránh sang bên kia như hình (5 - 8), cần chú ý quạt bồi có thể ép chặt dòng nước sông lớn, làm cho dòng chủ sát bờ đó, gây xói nền đường và cầu cống, cho nên tận dụng tôn cao tuyến đường bên phía dốc núi, đặt ở đoạn ổn định hoặc trên lớp đá.

- Khi vượt qua quạt bồi hoặc giải bồi, ở khu vực bùn đá trôi, cần lựa chọn sao cho tuyến đường ở ven theo đường đồng mức khi vượt qua mỗi khe núi (hình 5-9). Như vậy có khi dùng cầu một nhịp vì ở đó lòng sông cố định, có thể tránh được nguy hiểm do thay đổi dòng, xói lở nền đường, hoặc nền đường bị cát đá vùi lấp và bị biến dạng. Nếu định tuyến như trên có khó khăn, cần phải chọn băng qua đoạn bùn cát chảy thông thoát. Khi lưu tốc dòng bùn rất lớn cần tận dụng khả năng dịch về phía hạ lưu, vùng có lưu tốc yếu để giảm bớt xói lở nền đường đầu cầu. Nếu dòng nước có lẩn nhiều phù sa phải chọn đoạn tương đối dốc, để bảo đảm phù sa thoát qua dễ dàng không gây nên bồi tích lớn.



Hình 5 -9: Tuyến vượt qua thung lũng sông bùn đá

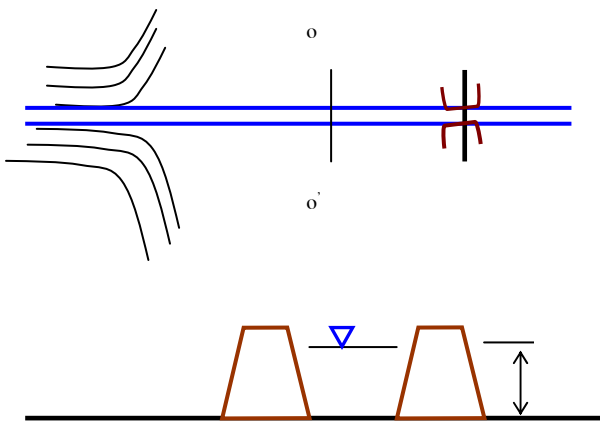
- Tuyến đường băng qua quạt bồi hoặc dải bồi, cần phải bảo đảm nền đường có đủ độ cao, không được đào. Vì xu thế dòng chủ của dòng lũ bùn đá luôn luôn thuận theo hướng cửa núi từ đỉnh quạt bồi chảy xuống, do đó cần phải bố trí cầu ở chỗ dòng chủ lớn nhất đối diện với cửa núi, đồng thời cũng phải bố trí cầu cống ở những chỗ trũng giữa dải quạt bồi để thoát nước tích hoặc nước trên mặt đất.

Không nên dịch vị trí cầu từ dòng chủ, chỗ bùn đá trôi mạnh sang phía trũng, vì sau khi cải dòng bùn đá đến chỗ trũng tốc độ bồi tích vẫn mạnh sẽ tạo thành mặt quạt bồi mới làm tắc cầu. Khi tuyến vượt qua liên tục nhiều dòng nhánh, nguyên tắc là phải bố trí từng cầu riêng, bắt buộc dĩ mới phải hợp nhất các dòng nhánh lại. Trong trường hợp điều kiện địa hình, địa mạo, dòng chảy v.v... thuận lợi, có thể bịt kín một số dòng nhánh, nhưng cần phải xây dựng công trình hướng dòng và phải tăng cường phòng hộ các công trình hướng dòng.

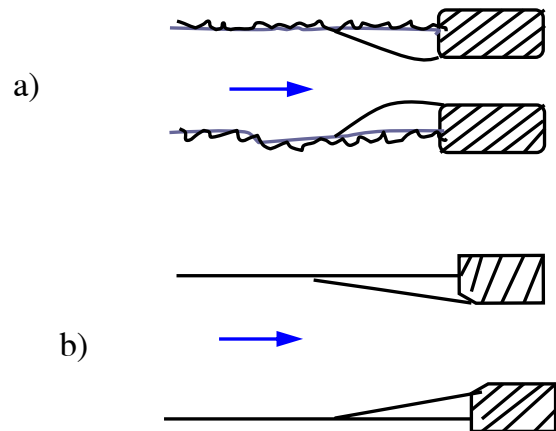


- Khi chọn vị trí cần phải căn cứ vào tài liệu điều tra và kết hợp với tình hình cụ thể để đồng thời bố trí công trình hướng dòng cho hợp lý, còn đối với cầu và nền đường, phải có biện pháp phòng hộ thích hợp. Khi lòng sông tương đối dốc, lưu tốc rất lớn nói chung không được dùng kè hướng dòng quá dài, vì kè hướng dòng lớn, dài dễ bị rò gây nguy hiểm, bảo dưỡng không tiện.

Khi dốc dọc lòng sông, tương đối thoải, trong dòng nước có lẫn ít cát và tạp chất mà lưu lượng lại lớn, muốn cho dòng nước khỏi chảy tràn rộng khắp quạt bồi, gây nguy hiểm cho nền đường thì có thể làm lòng sông nhân tạo, bắt nước chảy vào nhịp cầu, đồng thời phải chú ý kéo dài ra một đoạn nhất định ở cửa ra (hình 5-10) để đề phòng bị mở rộng đột nhiên gây hiện tượng bồi lấp làm tắc cầu. Lòng sông nhân tạo phải thẳng hoặc cong dần dần, để tiện cho dòng bùn đá chảy đều vào nhịp cầu.



Hình 5-10: Lòng sông khống chế bằng đê



Hình 5-11: Liên kết giữa mố cầu và lòng sông

### 5.3.3. Xác định lưu lượng và khẩu độ

#### a. Tính lưu lượng

Dưới đây giới thiệu phương pháp thường dùng hiện nay:

- Phương pháp 1:

$$Q_{bd} = Q_{\delta} \cdot \frac{1 + \rho(1 - \varepsilon)}{\gamma_H(100 - \rho)} \quad (5-21)$$

trong đó:

$Q_{bd}$ : lưu lượng dòng bùn đá,  $m^3/s$ ;

$Q_{\delta}$ : lưu lượng mưa rào,  $m^3/s$ ;

$\varepsilon$ : độ hỏng của vật bồi tích khi khô;

$\gamma_H$ : tỷ trọng vật bồi tích, căn cứ vào điều tra thực địa mà xác định;

$\rho$ : tỷ lệ % trọng lượng vật bồi tích lơ lửng dòng bùn đá  $\rho = 53AI^{0,39}$

A: hệ số biểu thị mức độ xói lở sườn dốc của dòng bùn đá, đối với ta luy khó xói mòn (như có cỏ tốt, đá hoặc đá sỏi sông rất tốt) dùng 0, 6; ta luy trung bình có thể bị xói dùng 1,0; ta luy dễ bị xói (hạt rất nhỏ rời rạc lộ ra ngoài) dùng 1:4;

I: độ dốc bình quân sườn dốc của dòng bùn đá, ‰.

- Phương pháp 2:

$$Q_{bd} = Q(1 + \varphi) + q \tag{5-22}$$

trong đó:

$\varphi$ : hệ số dòng bùn đá: 
$$\varphi = \frac{\gamma_C - 1}{\gamma_H - \gamma_C}$$

$\gamma_C$ : dung trọng dòng bùn đá, t/m<sup>3</sup>, có thể tính theo công thức sau:

$$\gamma_C = \frac{\gamma_H X_H + 1}{X_H + 1} \text{ hoặc } \gamma_C = 1 + X_H' + \lambda_H X_H' \tag{5-23}$$

$\gamma_H$ : dung trọng vật bồi tích, t/m<sup>3</sup>;

$X_H$ : tỷ số giữa thể tích nước trong với thể tích vật cuốn theo dòng lũ bùn, do hỏi nhân dân địa phương, hoặc lấy mẫu ngay thực địa;

$X_H'$ : tỷ số giữa thể tích vật cuốn theo dòng lũ bùn đá với thể tích dòng bùn đá, do hỏi nhân dân địa phương, hoặc lấy mẫu ngay thực địa;

q: lưu lượng tăng thêm, ở trường hợp có ứ tắc và thiếu tài liệu thực đo, có thể lấy bằng 30% lưu lượng mưa rào.

- Phương pháp 3:

$$Q_{bd} = V_{bd} \cdot W_{bd} \tag{5-24}$$

$$V_{bd} = \frac{m \cdot R^{2/3} I^{1/2}}{a} \tag{5-25}$$

trong đó:

a: hệ số sức cản: 
$$a = \left( \frac{\gamma_H (\gamma_C - 1)}{\gamma_H - \gamma_C} \right)^{0,5} + 1$$

(5-26)

m: trị số nhám xét tới đặc trưng tình hình dòng bùn đá, dựa theo kết quả thống kê của Viện thiết kế I Trung Quốc lấy m = 15,3;

$W_{bd}$ : diện tích mặt cắt thoát nước ở lòng sông của dòng bùn đá;

$\gamma_H$ : dung trọng vật bồi tích, t/m<sup>3</sup>;

- Phương pháp 4:

$$Q_{bd} = Q_{\delta} e^{0,8 \left( \frac{\gamma_C}{\gamma_b} - 1 \right)} \quad (5 - 27)$$

trong đó:

e = 2,72;

$\gamma_b$ : dung trọng dòng nước thông thường;

Công thức tính theo các phương pháp nói trên không thích hợp cho trường hợp dòng bùn dẻo. Phương pháp 1 dùng tính lưu lượng bùn đá có diện tích tụ nước nhỏ, phương pháp 2 thường áp dụng cho sông vừa; phương pháp 3 và 4 áp dụng cho sông tương đối lớn.

### **b. Xác định khẩu độ**

Vì dòng bùn đá khi chảy có cuốn theo một lượng lớn đá tảng bùn cát, lưu tốc cân bằng động lực lớn hơn lưu tốc dòng nước bình thường, cho nên dễ gây tác hại nhiều đến nền đường, cầu cống. Khi xác định khẩu độ cầu, diện tích công tác dưới cầu phải đầy đủ để bảo đảm cho các vật bị cuốn theo vùng nước thoát qua cầu được dễ dàng.

Cần chú ý những điểm sau:

- Ở khu vực bùn đá trôi bố trí cầu tốt hơn là cống, khẩu độ cầu không nên bóp hẹp, nói chung phải bằng chiều rộng lòng sông thiên nhiên ứng với mực nước thiết kế ở chỗ cửa vào, đồng thời nên chọn khẩu độ cầu 1 nhịp.
- Dưới cầu cần bảo đảm tĩnh không đầy đủ. Khi khảo sát phải điều tra kỹ quy luật biến đổi về bồi tích và bào mòn của lòng sông, tĩnh không dưới cầu phải xét tới chiều cao bồi tích bình quân nhiều năm và chiều cao có thể bồi tích nhiều nhất mỗi lần, chọn trị số lớn nhất trong đó để tìm mực nước thiết kế. Đáy dầm cao hơn mực nước này trên 1m. Về chiều sâu chôn móng, ngoài phần bị xói ra còn phải xét tới độ sâu bị bào mòn lớn nhất mỗi lần.
- Khi vượt qua quạt bồi, không được phép đào dưới cầu.

- Đối với khẩu độ cầu có dòng bùn nhão, lưu tốc bình quân dưới cầu khi có lũ, chỗ cửa ra, cửa vào không được nhỏ quá trị số sau đây (căn cứ vào đề nghị của G.U.Samóps)

$$V_{bd} = 3,83d^{1/3}h^{1/6} \quad (5 - 28)$$

$V_{bd}$ : lưu tốc bình quân tối hạn, m/s;

$d$ : đường kính bình quân của nhóm hạt phù sa bị chuyển dịch, m; trong vật hỗn hợp của đất bồi, khi lũ nhỏ dùng nhóm hạt tương đối nhỏ, còn lũ lớn dùng nhóm hạt lớn.

$h$ : chiều sâu nước bình quân khi lũ nhỏ và lũ lớn, m.

- Khẩu độ cầu qua dòng bùn đá chảy rối, công thức tính xói chung và lưu tốc cân bằng động lực như sau:

$$h_{sx} = [\alpha h^{5/3} / (0,68 d^{0,28} \beta \psi)]^{1/1+x} \quad (5 - 29)$$

$$V_{cb} = 0,68d^{0,28} \beta \psi h_1^x \quad (5 - 30)$$

trong đó:

$h_{sx}$ : chiều sâu nước sau khi xói, m;

$\psi$ : hệ số tăng cường lưu tốc cân bằng động lực xác định theo dung trọng  $\gamma_c$  của dòng bùn đá, tra bảng (5-3);

$V_{cb}$ : lưu tốc cân bằng động lực xuyên qua các lớp đất;

$h, h_1, d, \beta, x, \alpha$  đã trình bày trong công thức tính xói chung theo Litstovan (chương IV).

**Bảng 5-3**

**Bảng tra hệ số  $\psi$**

$\gamma_c$	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40
$\psi$	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,42	1,50	1,60

- Khẩu độ cầu vượt qua vùng bùn dẻo nên làm một nhịp, không nên bó hẹp và cần bố trí mố cầu và 1/4 nón ở ngoài phạm vi vùng bùn đá.

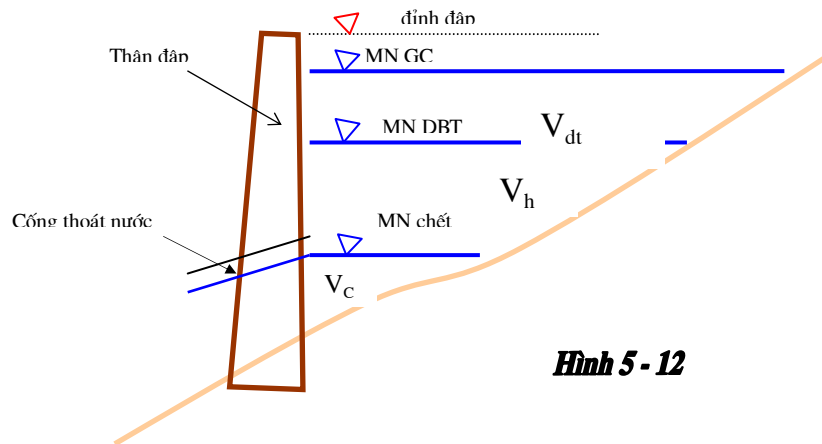
#### § 5.4. Thiết kế khẩu độ cầu ở khu vực hồ chứa nước

Mục đích chủ yếu xây hồ chứa nước là nhằm khống chế nhân tạo và lợi dụng lòng sông, trữ nước lại khi mưa nhiều, đến mùa cạn sẽ phân phối sử dụng số nước dự trữ đó. Xây dựng hồ chứa nước là biện pháp khai thác tài nguyên thiên nhiên của nước ta hiện nay và là một biện pháp phòng chống lũ. Vì hồ chứa nước có ý nghĩa rất lớn về mặt kinh tế, nên khi xây dựng hồ chứa, đường xá cần có sự điều chỉnh cục bộ. Khi tuyến đường đi qua thượng lưu dòng sông, dòng sông đã

xây hồ chứa nước rồi thì hồ chứa sẽ giữ tất cả, hoặc một phần nước mưa lại, điều đó rất có lợi cho việc thoát lũ của cầu cống. Nếu tiêu chuẩn thiết kế hồ chứa nước quá thấp hoặc chất lượng thi công quá kém, sẽ uy hiếp cầu cống.

Cần phải tiến hành nghiên cứu, phân tích các mặt trên cơ sở toàn bộ lợi ích chung về kinh tế – xã hội để xử lý vấn đề thiết kế cầu cống ở khu vực hồ chứa nước.

#### 5.4.1. Khái niệm chung về hồ chứa nước



**Hình 5-12**

a. ***Yếu tố cơ bản trong hồ chứa nước:*** xem hình 5-12.

- Công trình thoát nước

Công trình thoát nước là kết cấu để thoát một khối lượng nước trong hồ ra, rất nhiều trường hợp không dùng lối chảy tự nhiên. Công trình thoát nước này có thể là loại cho dòng nước chảy có áp, như: ống nước trong thân đập hoặc ống nước vòng quanh thân đập v.v... hoặc là loại cho nước chảy tự do, như đường tràn lũ v.v... Lưu lượng thoát qua công trình, chủ yếu quyết định bởi diện tích mặt cắt ngang của đập (khi đập có cửa thì dựa vào kích thước đóng mở) và đầu nước. Đầu nước là độ chênh lệch giữa mực nước trong hồ cao hơn mực nước ở khẩu độ thoát nước. Trường hợp cửa ra của khẩu độ thoát nước bị ngập, lưu lượng thoát nước còn quyết định bởi mực nước hạ lưu. Khi khai thác hồ chứa, tất cả lưu lượng thoát ra ở từng thời gian phải thích ứng với đường biểu diễn lợi dụng nước, vì thế những công trình này phải làm cửa đập để khống chế nhân tạo.

- Mực nước chết và dung tích chết

- Mực nước tương ứng với cao độ đáy cống thoát nước trong hồ, gọi là mực nước chết (MNC) hay mực nước chết là mực nước thấp nhất mà người ta chỉ cho phép tháo nước ở hồ tới mức đó.

- Dung tích chết ( $V_c$ ) của hồ là dung tích kể từ đáy hồ đến cao trình mực nước chết.

- Mực nước dâng bình thường, dung tích hữu ích

- Mục nước dâng bình thường (MNDBT) là mực nước cao nhất trong hồ chứa nước, dùng để tính toán các công trình thủy lợi đầu mối có tính đến mức an toàn bình thường theo tiêu chuẩn kỹ thuật. Mục nước dâng bình thường là thông số quan trọng nhất, nó định ra các chỉ tiêu làm việc của hồ chứa cũng như định ra kích thước của các công trình, mức độ ngập và vốn đầu tư vào việc xây dựng công trình đầu mối và hồ chứa nước.

- Phần dung tích hồ chứa nằm trong phạm vi từ mực nước chết đến mực nước dâng bình thường gọi là dung tích hữu ích của hồ chứa ( $V_{hi}$ ).

Dung tích hữu ích được dùng để điều tiết dòng chảy, bằng cách tháo nước theo chu kỳ và sau đó chứa nước vào hồ.

- Mục nước gia cường và dung tích gia cường:

- Mục nước gia cường (MNGC) là mực nước cao hơn mực nước bình thường cho phép hồ chứa giữ lại trong thời kỳ tháo nước lũ của những năm đặc biệt nhiều nước (điều kiện khai thác đặc biệt bất thường).

- Dung tích gia cường, hay còn gọi là dung tích dự trữ ( $V_G$ ), là dung tích trong phạm vi từ MNDBT đến MNGC, dung tích này dùng để giảm (cắt) những lưu lượng lũ lớn.

**b. Tiêu chuẩn thiết kế hồ chứa nước**

Theo quy phạm hiện hành của Việt Nam - Công trình thủy lợi các quy định chủ yếu về thiết kế (TCVN 5060-90) như các bảng sau đây:

**Bảng 5 - 4**

**Phân cấp công trình thủy lợi (TCVN 5060-90)**

Đập vật liệu địa phương			Đập BT và BTCT, đá xây, kết cấu dưới nước của nhà máy thủy điện, âu thuyền, công trình nâng tầu, tường chắn đất và những công trình BT và BTCT khác tham gia vào việc tạo tuyến áp lực			Cấp công trình
Dạng đất nền						
Đá	Cát sỏi đất sét tầng ở trạng thái cứng và nửa cứng	Đất sét bão hoà nước ở trạng thái dẻo	Đá	Cát sỏi, đất sét tầng ở trạng thái cứng và nửa cứng	Đất sét bão hoà nước ở trạng thái dẻo	
Chiều cao công trình (m)						
$\geq 100$	$>75$	$>50$	$>100$	$>50$	$>25$	I
$>70 \div 100$	$>35 \div 75$	$>25 \div 50$	$>60 \div 100$	$>25 \div 50$	$>20 \div 25$	II
$>25 \div 70$	$>15 \div 35$	$>15 \div 25$	$>25 \div 60$	$>10 \div 25$	$>10 \div 20$	III
$>10 \div 25$	$>8 \div 15$	$>8 \div 15$	$>10 \div 25$	$>5 \div 10$	$>5 \div 10$	IV
$\leq 10$	$\leq 8$	$\leq 8$	$\leq 10$	$\leq 5$	$\leq 5$	V

*Ghi chú:*

- Nếu sự cố của công trình dâng nước có thể gây hậu quả có tính chất tai họa cho các thành phố, khu công nghiệp và quốc phòng, các tuyến đường giao thông, các khu dân cư ở hạ lưu công trình đầu mối, thì cấp công trình xác định theo bảng 5 - 4, được phép nâng lên cho phù hợp với quy mô hậu quả khi có luận chứng thích đáng.

- Nếu sự cố công trình dâng nước không gây hậu quả đáng kể đến hạ lưu (khi công trình nằm ở vùng thưa dân hoặc ở gần biển), cấp của chúng xác định theo bảng 5 - 4, được phép hạ xuống 1 cấp.

**Bảng 5 - 5 (TCVN 5060-90)**

Nhà máy thủy điện có công suất, 10 <sup>3</sup> KW	Hệ thống thủy nông(10 <sup>3</sup> ha)		Công trình cấp nước có lưu lượng, m <sup>3</sup> /s	Cấp công trình lâu dài	
	Tưới	Tiêu		Chủ yếu	Thứ yếu
>300÷1000				I	III
>50÷300	>50	>50	>15÷20	II	III
>2÷50	>10÷50	>10÷50	>5÷15	III	IV
>0,2÷2	>2÷10	>2÷10	>1÷5	IV	IV
≤ 0,2	≤ 2	≤ 2	≤ 1	V	V

*Ghi chú:*

- Nhà máy thủy điện có công suất lắp máy >1000000KW thuộc cấp đặc biệt. Khi thiết kế phải xây dựng tiêu chuẩn thiết kế riêng.

- Cấp của âu tầu và công trình nâng tầu được ấn định theo sự thỏa thuận giữa Bộ Nông nghiệp & Phát triển nông thôn và Bộ Giao thông vận tải.

- Cấp của công trình thủy lợi tạm thời theo quy định ở điều 1.6 , Tiêu chuẩn Việt Nam - Công trình thủy lợi các quy định chủ yếu về thiết kếTCVN5060-90.

- Cấp của công trình giao thông cắt qua thân đê cũng được xác định như cấp của các công trình dâng nước, nhưng không thấp hơn cấp của tuyến đê đó.

Tần suất lưu lượng, mực nước lớn nhất để tính ổn định, kết cấu cho các công trình thủy lợi lâu dài (chính) trên sông và trên tuyến áp lực của hồ chứa nước, dâng nước, tháo nước, dẫn nước khi chưa có công trình điều tiết nhiều năm ở thượng nguồn được xác định theo bảng 5 – 6.

**Bảng 5 - 6 (TCVN 5060-90)**

Cấp công trình	Tần suất lưu lượng, mực nước lớn nhất để tính ổn định, kết cấu công trình, %
I	0,10
II	0,50

III	1,00
IV	1,50
V	2,00

**5.4.2. Tính khẩu độ cầu cống trong phạm vi ảnh hưởng hồ chứa nước**

**a. Cầu nằm ở thượng, hạ lưu đập nước vĩnh cửu và tạm thời**

Sau khi xác định được lưu lượng và mực nước thiết kế đã đề cập ở chương III, khẩu độ cầu xác định như sông thông thường, đã đề cập trong chương IV.

**b. Cầu nằm trong khu vực hồ**

Nói chung, đối với hồ chứa nước được xây dựng để phục vụ yêu cầu thủy lợi, thủy điện, hoặc yêu cầu tổng hợp khi tuyến đường qua đây nên tránh đi qua hồ.

Trường hợp nếu bắt buộc phải đi qua hồ thì phải được sự đồng ý của ngành chủ quản các công trình này. Các thông số thủy văn thủy lực của hồ (mực nước, lưu lượng, lưu tốc, khẩu độ thoát nước v.v...) làm cơ sở để thiết kế công trình thoát nước và nền đường, do ngành chủ quản hồ đập cung cấp.

**§ 5.5. Tính khẩu độ cầu, khi vị trí cầu bị ảnh hưởng thủy triều**

**5.5.1. Theo hướng dẫn khảo sát và thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt (NIMP 72) của Liên Xô (trước đây),**

**a. Dự kiến khẩu độ cầu trong trường hợp bất lợi nhất (khi triều rút)**

$$L = B_p + \Delta B \sum \frac{Q_b}{V_b H_b} \tag{5 - 31}$$

trong đó:

$B_p$ : chiều rộng lòng sông ứng với mực nước tính toán, m;

$\Delta B$ : hệ số có khả năng giảm tối đa khẩu độ cầu trong phân bãi sông, phụ thuộc vào tỷ số  $\Sigma Q_b / Q_{rút}$  (xem bảng 5 – 7);

$Q_b$ : lưu lượng bãi (trái hoặc phải) ở thời kỳ triều rút, m<sup>3</sup>/s;

$V_b$ : lưu tốc trung bình trên bãi, trong thời kỳ triều rút, m/s;

$H_b$ : chiều sâu nước trung bình trên bãi ở mực nước tính toán, m.

**Bảng 5 – 7**

$\Sigma Q_b / Q_{rút}$	90	80	70	60	50	40	30	20	10
------------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----



$\Delta B$	0,92	0,90	0,89	0,86	0,84	0,80	0,74	0,60	0,30
------------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Ghi chú: Khi bãi sông nông và dài, cho khẩu độ trên bãi quá lớn sẽ không phù hợp với thực tế

**b. Nếu trong miền triều dâng, rút lòng sông sụt lở thì khẩu độ cầu xác định theo công thức:**

$$L = \frac{Q_{rút}}{(1 - \lambda)V_o H_{sl}} \quad (5 - 32)$$

trong đó:

$\lambda = b/l$  (với b: chiều rộng trụ; l: chiều dài tĩnh của nhịp;

$V_o$ : lưu tốc không xói, m/s; tra bảng chương IV;

$H_{sl}$ : chiều sâu thiên nhiên trung bình của lòng sông sụt lở, m;

$Q_{rút}$ : lưu lượng lớn nhất trong thời gian triều rút, m<sup>3</sup>/s.

### 5.5.2. Theo Sổ tay tính toán thủy văn cầu đường Trung Quốc

$$L = \frac{\omega_\mu - \omega_o}{h} \quad (5 - 33)$$

$$\omega_\mu = \frac{Q_p}{P\mu(1 - \lambda)V_p} = \frac{Q_p}{\delta V_p h} \quad (5 - 34)$$

$$L = \frac{Q_p}{\delta V_p h} - \frac{\omega_o}{h} = L' - \Delta L_o \quad (5 - 35)$$

Tính thử dần khẩu độ cần thiết ứng với các mực nước tính toán theo bảng sau:

H (m)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	$\delta$	$V_p$ (m/s)	$L'$ (m)	$W_o$ (m <sup>2</sup> )	$\Delta L$ (m)	L (m)	Ghi chú

Cách ghi bảng:

h: chiều sâu bình quân của bãi giả định tùy ý phạm vi thay đổi từ 0.5 đến mực nước tương ứng với  $Q_{1\%}$ , cách 0.5m tính một lần;

$Q_p$ : lưu lượng tính toán căn cứ vào trị số  $h$ , xem chương III;

$$\delta = P \cdot \mu \cdot (1 - \lambda)$$

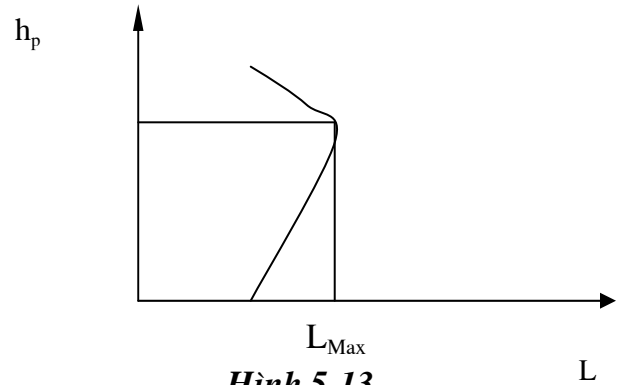
ý nghĩa:  $P, \mu, \lambda$  giống chương IV;

$V_p$ : lưu tốc tính toán xác định theo trường hợp 3, xem chương III;

$$L' = Q_p / (\delta V_p h)$$

$$\Delta L = \omega_o / h$$

$$L = L' - \Delta L$$



Hình 5-13

Dựa vào trị số  $h_1$ ,  $L$  tính được theo biểu trên vẽ đường cong quan hệ như hình 5-13;

Chọn khẩu độ cầu tính toán  $L_p \geq L_{max}$ .

## § 5. 6. Tính khẩu độ cầu, khi vị trí cầu bị ảnh hưởng nước dềnh sông lớn

Theo sổ tay tính toán thủy văn cầu đường Trung Quốc:

$$L = \frac{1}{\varepsilon V_p} \left[ \frac{\Omega \left| \frac{\Delta h}{\Delta t} \right|}{h} + \frac{Q_p' - \omega_o \varepsilon V_p}{h} \right] \quad (5 - 36)$$

trong đó:

$Q_p'$ : lưu lượng thiết kế,  $m^3/s$ , xác định ở chương III;

$\Omega$ : diện tích mặt nước dềnh phía thượng lưu cầu ứng với mực nước thiết kế,  $m^2$ ;

$\Delta h / \Delta t$ : trị số lớn nhất, xác định trên đường  $H \sim (\Delta h / \Delta t)$ , ở nhánh nước rút;

$\omega_o$ : diện tích thoát nước lòng sông tại vị trí cầu ứng với mực nước tự nhiên bình thường,  $m^2$ ;

$\varepsilon$ : hệ số thất hẹp dòng chảy do nền đường đắp đầu cầu;

$h$ : chiều sâu nước tính toán,  $m$ ;

$V_p$ : lưu tốc tính toán,  $m/s$ ;

$$V_p = \frac{Q_p}{\omega_p + \sum \omega_n \frac{W_n}{W_p}} \quad (5 - 37)$$

- $\omega_p$ : diện tích thoát nước ở lòng chủ ứng với mực nước thiết kế, m<sup>2</sup>;
- $\omega_n$ : diện tích thoát nước ở bãi sông ứng với mực nước thiết kế, m<sup>2</sup>;
- $W_n = (C h^{0.5})_n$ : suất phân phối lưu lượng trên bãi sông;
- $W_p = (C h^{0.5})_p$ : suất phân phối lưu lượng ở lòng chủ.

## § 5.7. Tính khẩu độ cầu trong điều kiện dòng chảy điều tiết ở trong kênh

### 5.7.1. Các thông số thiết kế

Dòng chảy trong kênh nhân tạo chủ yếu là dòng chảy đều, ổn định. Các thông số thủy văn, thủy lực và kích thước kênh nói chung, khẩu độ công trình thoát nước bắc qua kênh nói riêng do các cơ quan quản lý chức năng cung cấp. Trong trường hợp không có tài liệu thì có thể dùng phương pháp tính toán được giới thiệu trong các giáo trình thủy lực dùng cho sinh viên các trường đại học ngành xây dựng công trình.

### 5.7.2. Những yêu cầu khi thiết kế công trình thoát nước qua kênh

- Nếu kênh đào nằm trong nền đất đắp, thì khẩu độ cầu nhỏ nhất lấy bằng chiều rộng kênh theo mép nước hai bờ.
- Dao động mực nước trong kênh có thể đồng thời với dao động mực nước của ao hồ chứa ở ngoài kênh. Nếu trong hồ chứa có trạm quan trắc dài ngày thì trong tính toán dùng mực nước theo tần suất của cầu. Khi thiếu hoặc không đủ số liệu quan trắc, để tính toán dùng mực nước lớn nhất xác định theo ngân vết hoặc điều tra ở dân địa phương
- Theo quy định với những kênh thủy lợi chỉ nên bắc cầu một nhịp để khỏi phá hủy chế độ dòng chảy của kênh. Khi bố trí trụ giữa phải được sự thoả thuận của cơ quan khai thác kênh.
- Lưu lượng tính toán của kênh tưới phụ thuộc vào lưu lượng ở công trình đầu mối lấy nước, hoặc các công trình cấp nước tưới dọc kênh. Tài liệu lưu lượng thiết kế kênh do các cơ quan chức năng của ngành thủy lợi cấp.

## § 5.8. Kiểm toán công trình cầu hiện tại

Cầu cũ ở nước ta phần nhiều thiếu tài liệu tính toán thủy văn. Vấn đề là cần xét xem khẩu độ cầu và độ sâu chân móng cầu, bố trí vị trí cầu và công trình hướng dòng đã hợp lý chưa và nền đường bãi sông có an toàn không? Những vấn đề này có ý nghĩa rất quan trọng đối với việc phòng lũ phá hoại cầu cũ và bảo đảm xe chạy không bị gián đoạn.

Nguyên tắc kiểm toán thủy văn cầu lớn, cầu trung phải dựa trên kết quả điều tra, khảo sát tại thực địa để phân tích xem cầu có thể chịu đựng được các trận lũ lịch sử hay không, nếu không chịu được cần dựa vào đó để có biện pháp thiết kế xử lý phù hợp.

### 5.8.1. Xác định các đặc tính dòng chảy

#### *a. Thu thập tài liệu:*

- Điều tra mực nước:

Đối với mỗi trận lũ lớn lịch sử phải điều tra những tài liệu sau:

- Mực nước dưới cầu: điều tra mực nước lũ cao nhất ở cả 2 mố cầu phía bờ trái và bờ phải;
- Độ dốc ngang mặt nước: ven theo thượng hạ lưu nền đường bãi sông điều tra vết lũ để vẽ được độ dốc ngang mặt nước phía thượng và hạ lưu;
- Dọc theo sông, điều tra vết lũ ven theo hai bờ trái phải để vẽ được độ dốc dọc mặt nước lũ. Phạm vi đo vẽ phía thượng hạ lưu gấp trên 3 lần chiều rộng ngập tràn, phía hạ lưu bằng 1 lần chiều rộng ngập tràn.
- Mặt cắt dưới cầu và chiều sâu hố xói cục bộ thực đo của nhiều lần lũ, đồng thời đo một mặt cắt ngang lòng sông ở hạ lưu cách vị trí cầu bằng một lần chiều rộng ngập tràn (sau này gọi là mặt cắt thiên nhiên phía hạ lưu);
- Thu thập tài liệu thủy văn có liên quan gồm: mực nước, lưu lượng, lưu tốc mặt cắt, địa hình, lượng bùn cát v.v... của trạm thủy văn ở gần vị trí cầu;
- Thu thập và đo đạc bản đồ địa hình về diễn biến của đoạn sông bắc cầu qua các năm, các trận lũ lịch sử;
- Đo đạc hoặc điều tra tài liệu, lưu hướng, lưu tốc và độ sâu xói v.v... ở kè hướng dòng và nền đường bãi sông;
- Thu thập tài liệu thiết kế và tài liệu địa chất về cầu nền đường bãi sông và công trình chính trị v.v...

#### *b. Xác định lưu lượng thiết kế*

Dựa vào tài liệu lưu lượng nhiều năm của trạm thủy văn hoặc dựa vào lưu lượng tính toán theo phương pháp hình thái tìm được lưu lượng thiết kế. Phải bố trí mặt cắt hình thái ở phía thượng lưu vị trí cầu ngoài khu vực nước vật, bố trí mặt cắt

phía hạ lưu vị trí cầu ở ngoài khu vực khuếch tán, chiều dài khu vực khuếch tán gấp 1 lần chiều rộng ngập tràn.

**c. Xác định mực nước thiết kế**

Nếu có tài liệu lưu lượng mực nước tương đối nhiều, có thể vẽ đường cong quan hệ lưu lượng với mực nước ở mặt cắt vị trí cầu. Sau đó trên đường cong quan hệ này xác định được mực nước tương ứng với lưu lượng tính toán.

Nếu thiếu tài liệu lưu lượng mực nước, có thể dựa vào tài liệu 1 trận lũ lớn nhất theo công thức (5 - 38) tính hệ số phân phối lưu tốc dưới cầu:

$$\alpha = \frac{Q_p}{h_{cp}^{5/3} L_{Lv} \mu} \tag{5 - 38}$$

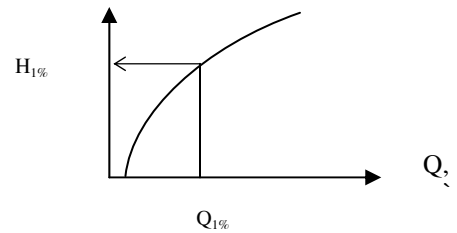
trong đó:

- $Q_p$ : lưu lượng tính toán, m<sup>3</sup>/s;
- $h_{cp}$ : chiều sâu bình quân dưới cầu, m;
- $L_{Lv}$ : chiều dài làm việc của cầu, m.

Tính lưu lượng thoát nước ở các mực nước theo công thức:

$$Q = \alpha h_{cp}^{5/3} L_{Lv} \mu = f(h)$$

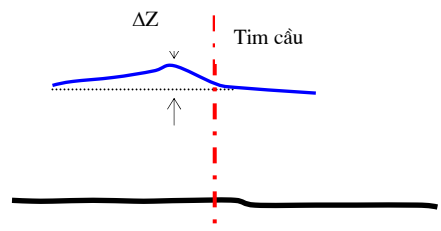
Dựa vào công thức trên lập đường cong quan hệ lưu lượng mực nước, để xác định mực nước tính toán. Kiểm tra xem tính không từ mực nước thiết kế này cách đáy dầm có phù hợp với yêu cầu của quy trình không. Nếu không đủ tính không cần phải có biện pháp giải quyết.



**Hình 5-14**

**5.8.2. Kiểm toán khẩu độ cầu**

Kiểm tra khẩu độ cầu có đủ không, chủ yếu phải dựa vào chênh lệch mực nước giữa thượng hạ lưu cầu lớn hay nhỏ để quyết định. Nếu chênh lệch mực nước vượt quá trị số cho phép, thì khẩu độ cầu còn thiếu. Phương pháp tính chênh lệch mực nước khi có lũ thiết kế thoát qua như sau:



**Hình 5-15**

Xác định trị số  $\Delta Z$  của lũ lịch sử trên bản vẽ độ dốc dọc mặt nước (xem hình 5-15). Sau đó tính trị số ứ dềnh như công thức sau:

$$\eta = \frac{\Delta Z}{V_{\mu}^2 - V_o^2} \tag{5 - 39}$$

$$V_{\mu} = \frac{Q_p}{\mu \omega_{\mu} (1 - \lambda)} \tag{5 - 40}$$

trong đó:

$V_{\mu}$ : lưu tốc dưới cầu khi có lũ lịch sử thoát qua, m/s;

$Q_p, \mu, \lambda$  : ý nghĩa như trên;

$\omega_{\mu}$ : diện tích thoát nước dưới cầu ứng với  $H_{TK}$ , m<sup>2</sup>;

$V_o$ : lưu tốc bình quân toàn mặt cắt sông (tính theo mặt cắt thiên nhiên hạ lưu), m/s;

Căn cứ vào hệ số dềnh này có thể tìm được chiều cao ứ dềnh phát sinh khi lưu lượng thiết kế thoát qua dưới cầu theo công thức (5 - 41) như sau:

$$\Delta Z = \eta(V_{\mu}^2 - V_o^2) \tag{5 - 41}$$

Tính cao độ mặt nước dọc theo thượng hạ lưu nền đường khi có lũ lịch sử thoát qua theo công thức sau:

- Cao độ mặt nước phía thượng lưu:

$$H_b = H_{p\%} + \Delta Z + I_B (L_n - a) + I_{\delta} b \tag{5 - 42}$$

- Cao độ mặt nước phía hạ lưu:

$$H_H = H_{p\%} - I_H L_n - I_{\delta} d \tag{5 - 43}$$

trong đó:

$H_p$ : mực nước thiết kế, m;

$\Delta Z$ : chiều cao nước dềnh trước cầu, m;

$I_B$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía thượng lưu cầu;

$$I_B = \varphi i_{\delta}$$

$i_{\delta}$ : độ dốc thiên nhiên dòng nước;

$\varphi$ : hệ số tra bảng 5 - 2;

$L_n$ : khoảng cách từ cao độ vai đường cần thiết, đến mép trước mố cầu gần nhất, m;

a: hình chiếu kè hướng dòng phía thượng lưu lên trục nền đường, m;

b: hình chiếu kè hướng dòng phía thượng lưu lên đường pháp tuyến của trục nền đường, m;

$i_H$ : độ dốc dòng nước ven theo nền đường phía hạ lưu,  $i_k = 0.50i_\delta$ ;

d: hình chiếu kè hướng dòng phía hạ lưu lên đường pháp tuyến của trục nền đường, m.

Dựa vào hai công thức trên có thể vẽ được độ dốc ngang mặt nước tính toán ở phía thượng hạ lưu nền đường. Đường mặt nước ngang tính toán phải phù hợp với đường mặt nước ngang thực đo. Nếu không phù hợp thì nhân độ dốc mặt nước ngang tính toán với hệ số điều chỉnh K.

44) - Độ dốc ngang mặt nước phía thượng lưu:  $I_b = \varphi i_\delta K_b$  (5 -

45) - Độ dốc ngang mặt nước phía hạ lưu:  $I_H = 0,5i_\delta K_h$  (5-

Căn cứ vào độ dốc ngang mặt nước đã điều chỉnh, tìm được cao độ vai đường cần thiết của nền đường bãi sông theo biện pháp ở §7.1. So sánh cao độ này với cao độ vai đường thực tế, xác định xem có cần thiết tôn cao nền đường không?

Mặt khác tìm đường mặt nước ngang phía thượng hạ lưu men theo nền đường khi có lũ tính toán và tính được chênh lệch mực nước, phía thượng hạ lưu. Chênh lệch mực nước này phải nhỏ hơn trị số cho phép (0,9m). Nếu vượt quá trị số cho phép, phải mở rộng khẩu độ cầu để giảm bớt chiều cao ứ dềnh.

### 5.8.3. Kiểm toán xói chung

Dựa vào những công thức đã ghi ở chương IV, kiểm toán chiều sâu xói chung dưới cầu khi có lũ lịch sử thoát qua, trong lúc tính cần đặc biệt chú ý chiều sâu đường thủy trục h và chiều sâu bình quân  $h_{cp}$  ở dưới cầu trước khi xói, nên dùng trị số mặt cắt ban đầu trước khi làm cầu. Nếu không có mặt cắt ban đầu có thể thay bằng mặt cắt thiên nhiên phía hạ lưu. So sánh chiều sâu xói chung, tính bằng các công thức và chiều sâu xói thực đo, trong đó lấy công thức phù hợp với tài liệu thực đo nhất để tính chiều sâu xói chung khi lưu lượng thoát qua và kiểm toán hệ số xói:

$$P = \frac{h_p}{h}$$

Nếu trị số P vượt quá qui định, phải xét tới mở rộng khẩu độ cầu.

### 5.8.4. Kiểm tra xói cục bộ:

Tính độ sâu xói cục bộ khi lũ lịch sử thông qua cũng theo các công thức tính xói cục bộ ở chương IV, rồi so sánh với chiều sâu xói cục bộ thực đo để chọn công thức tính toán phù hợp với thực tế, dựa vào đó tính chiều sâu xói cục bộ ứng với lũ theo tần suất thiết kế.

Dựa vào kết quả tính xói chung và xói cục bộ ứng với lũ thiết kế như trên, kiểm tra độ sâu chôn móng hoặc độ dự trữ có đủ không?

Nếu không đủ phải dùng biện pháp phòng hộ hoặc mở rộng khẩu độ cầu.

#### **5.8.5. Kiểm tra nền đường đầu cầu và công trình kè hướng dòng:**

Cầu lớn, cầu trung cũ bị nước phá hỏng, có khi không phải nguyên nhân do không đủ khẩu độ, mà do lòng sông biến đổi, lưu hướng thay đổi, dòng chủ xói vào nền đường.

Do đó kiểm tra thủy văn cầu lớn, cầu trung, ngoài việc kiểm tra mực nước lưu lượng, khẩu độ và chiều sâu xói ra, phải đặc biệt chú ý kiểm tra và diễn biến lòng sông biện pháp bố trí công trình chỉnh trị, phòng hộ nền đường bãi sông v.v...có thích hợp không?

Dựa vào bản đồ địa hình và hình vẽ mặt cắt đáy sông thực đo của các lần lũ lịch sử (kể cả nhiều trận lũ phát sinh trước khi làm cầu) nghiên cứu xu thế và tốc độ phát triển diễn biến lòng sông sau này, quy luật thay đổi bồi cao hoặc xói sâu lòng sông và chiều hướng thay đổi lưu hướng để phân tích về mực nước, tĩnh không, độ sâu chôn móng công trình chỉnh trị v.v... xem có thích hợp với sự thay đổi lòng sông sau này (như bồi cao lòng sông và thay đổi lưu hướng v.v...). Nếu không thích hợp phải có biện pháp cải thiện như mở rộng khẩu độ, xây thêm và gia cố công trình chỉnh trị hoặc tăng cường phòng hộ nền đường bãi sông v.v...

Trước khi cải thiện công trình chỉnh trị và phòng hộ nền đường bãi sông, phải kiểm tra lưu hướng và lưu tốc của lũ thực đo kết hợp với kiểm tra công trình chỉnh trị cũ và phòng hộ nền đường. Sau đó tính được lưu hướng, lưu tốc ở trạng thái lũ thiết kế và dựa vào đó để xác định biện pháp xử lý.

*Tài liệu sử dụng trong Chương V:*

[1]. Sổ tay tính toán thủy văn cầu đường (Viện TKGTVT dịch từ bản tiếng Trung Quốc).

[2]. Quy định về Khảo sát và Thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt. Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô (trước đây), Matxcova 1972 (NIMP 72).

[3]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).

[4]. Quy phạm tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế: QPTL –C6-77.

[5]. Giáo trình thủy văn công trình – Trường Đại học Thủy lợi.

[6]. Tiêu chuẩn Việt Nam. Công trình thủy lợi và các quy định chủ yếu về thiết kế (TCVN 5060 – 90).

[7]. Cẩm nang thủy công, Bộ Thủy lợi.

[8]. Tính toán thủy lực kinh tế kỹ thuật các kênh (tài liệu dịch của Liên Xô).



[9]. Giáo trình thủy lực.

[10]. Tiêu chuẩn thiết kế hệ số tiêu cho ruộng lúa của Bộ Thủy lợi (14 TCN 60 – 88).



## CHƯƠNG VI - DỰ BÁO QUÁ TRÌNH DIỄN BIẾN LÒNG SÔNG

### § 6.1. Định nghĩa, nguyên nhân, phân loại diễn biến lòng sông

#### 6.1.1 Định nghĩa

Diễn biến lòng sông là những biến đổi về hình dạng, kích thước trên mặt bằng, trên mặt cắt dọc và trên mặt cắt ngang của lòng dẫn dưới tác động của dòng nước, trong điều kiện tự nhiên hoặc khi có tác động của các yếu tố nhân tạo hay các yếu tố thiên tạo đột xuất.

Diễn biến lòng sông có nghĩa rộng và nghĩa hẹp.

- Diễn biến lòng sông theo nghĩa rộng là cả quá trình lịch sử hình thành và phát triển lòng sông, bao gồm toàn bộ thung lũng sông. Vấn đề này thuộc phạm trù địa sử học, địa mạo học.

- Diễn biến lòng sông theo nghĩa hẹp chỉ hạn chế trong những biến đổi cận đại và bản thân lòng dẫn. Đây là đối tượng chính của động lực học dòng sông.

Nhưng những biến đổi cận đại và bản thân lòng dẫn được triển khai trên nền các biến đổi lịch sử và của các bộ phận của thung lũng sông. Vì vậy, chúng có mối liên hệ nội tại với nhau.

#### 6.1.2 Nguyên nhân của diễn biến lòng sông

Nguyên nhân cơ bản của diễn biến lòng sông là *sự mất cân bằng trong tải cát*. Trong bất kỳ một đoạn sông nào, hoặc trong bất kỳ một vùng cục bộ nào đó của đoạn sông, dưới một điều kiện nhất định, dòng chảy có một sức tải cát nhất định. Nếu lượng bùn cát đến tương ứng với sức tải cát, thì dòng chảy ở trạng thái tải cát cân bằng, lòng dẫn sẽ không xói cũng không bồi. Khi lượng bùn cát đến lớn hơn sức tải cát của dòng chảy, số bùn cát mà dòng chảy không thể mang thêm sẽ được bồi lắng dần xuống làm cho lòng dẫn nâng cao. Khi lượng bùn cát đến nhỏ hơn sức tải cát của dòng chảy, số bùn cát thiếu hụt sẽ được dòng chảy bào xói lòng dẫn để bổ sung, làm cho lòng dẫn hạ thấp.

Diễn biến lòng sông cũng như các quá trình chuyển động cơ học khác, cân bằng chỉ là tương đối, không cân bằng mới là tuyệt đối. Lòng dẫn, từng giờ, từng phút luôn luôn ở trong trạng thái biến hoá và phát triển. Ngay trong cái gọi là "cân bằng tải cát", trong toàn đoạn sông, trong một thời gian nào đó lòng dẫn được coi là ổn định, nhưng ở từng nơi, sóng cát vẫn tồn tại, về thực chất tải cát vẫn không cân bằng.

### 6.1.3 Phân loại diễn biến lòng sông

Khi phân tích diễn biến lòng sông thường chia ra diễn biến trên mặt bằng, diễn biến trên mặt cắt dọc, diễn biến trên mặt cắt ngang, nhưng thực chất ba loại này đan xen nhau, ảnh hưởng lẫn nhau, khống chế lẫn nhau.

**a. Diễn biến trên mặt cắt ngang:** là do sự mất cân bằng tải cát phương ngang gây nên. Sự mất cân bằng tải cát trên phương ngang chính là do hoàn lưu. Khi trong dòng chảy tồn tại hoàn lưu, dòng nước mặt không đi theo phương chuyển động chung mà chảy xiên sang một bờ, còn dòng nước đáy thì chuyển động sang một bờ khác, ngược với dòng nước mặt. Bờ có dòng nước mặt xô vào thì bị xói, bờ tiếp nhận dòng nước đáy thì được bồi. Ngoài hoàn lưu ra, sóng cát cũng tạo ra chuyển dịch bùn cát theo phương ngang.

**b. Diễn biến mặt bằng:** chủ yếu là sự dịch chuyển trên mặt bằng, đường bờ, của lạch sâu, của các khối bồi lắng, có khi là liên tục, có khi là đột biến, có khi là có chu kỳ... do chịu tác động tổng hợp rất nhiều yếu tố.

**c. Diễn biến mặt cắt dọc:** là do sự mất cân bằng trong tải cát phương dọc, có nguyên nhân từ thiên nhiên như sự thay đổi theo thời gian và theo dọc đường của lượng bùn cát, sự thay đổi dọc đường của độ dốc và chiều rộng thung lũng sông, sự nâng lên hạ xuống của vỏ trái đất, của mực nước biển v.v... cũng có nguyên nhân từ con người như xây dựng các đập ngăn sông, các công trình chỉnh trị.

**d.** Trên quan điểm thời gian và phương hướng phát triển, có thể chia ra **diễn biến đơn hướng** trong thời gian dài và **diễn biến có tính chất chu kỳ** trong thời gian ngắn.

- Diễn biến đơn hướng trong thời gian dài như lòng sông miền núi ngày càng hạ thấp, lòng sông đồng bằng ngày càng nâng cao, tam giác châu ngày càng kéo dài ra biển v.v... Loại biến hình này tiến hành chậm chạp, thông thường khi giải quyết các vấn đề công trình có thể không xét đến, trừ những trường hợp đặc biệt.

- Diễn biến có tính chất chu kỳ như sự nâng lên hạ xuống của cao trình ngưỡng cạn trong một năm; sự hình thành, phát triển và suy vong của các đoạn cong, đoạn phân lạch; chuyển động của sóng cát v.v... trong quá trình phát triển, hình thái sông thường dao động quanh một vị trí trung bình, nhưng không phải lặp lại một cách máy móc trở về hoàn toàn trạng thái cũ. Diễn biến chu kỳ diễn ra nhanh chóng, ảnh hưởng lớn đến mọi hoạt động kinh tế của con người, nên cần đặc biệt chú ý.

### 6.1.4. Các yếu tố ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông

Các yếu tố ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông rất phức tạp, có thể nêu lên các yếu tố chủ yếu sau:

**a. Ảnh hưởng đến quá trình lịch sử hình thành lòng sông bao gồm:**

Vận động cấu tạo của vỏ trái đất, tác dụng của dòng chảy, tác dụng của khí hậu, thời tiết. Trong đó, tác dụng của dòng chảy là chủ yếu. Các yếu tố khác không thể tác dụng riêng rẽ để hình thành dòng sông, mà chỉ phối hợp hỗ trợ cho dòng chảy.

**b. Ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông hiện tại bao gồm:**

- Lượng nước đến và chế độ phân phối của nó;
- Lượng cát đến và chế độ phân phối của nó;
- Độ dốc thung lũng sông;
- Tình hình địa chất;
- Các hoạt động của con người.

## § 6.2. Các yếu tố đặc trưng hình thái sông

Bề mặt các lục địa được chia thành vô số những lưu vực sông lớn, nhỏ khác nhau. Đáy của mỗi lưu vực, phần có dòng nước chảy giữa 2 đường bờ là *lòng dẫn cơ sở* của dòng sông. Phần lưu vực cao hơn, tiếp giáp với lòng dẫn cơ sở, tham gia vào việc dung nạp và thoát nước trong mùa lũ được gọi là *bãi sông* (hay thêm sông).. Một con sông có nơi *bắt nguồn* và *cửa sông*. Nơi bắt nguồn có thể là từ các khe, suối vùng rừng núi, có thể là từ một con sông khác lớn hơn. Cửa sông có thể là nơi hợp lưu với một con sông khác, có thể là nơi đổ vào hồ, vào biển. Sông mà dòng nước của nó đổ vào một con sông khác lớn hơn, thì gọi là *phụ lưu*. Sông mà dòng nước của nó bắt nguồn từ con sông khác thì gọi là *chi lưu*. Có những con sông là chi lưu của sông này, nhưng lại là phụ lưu của sông khác. Như sông Đuống, sông Luộc là những chi lưu của sông Hồng, nhưng đều là phụ lưu của sông Thái Bình. Sông Đào là chi lưu của sông Hồng, nhưng là phụ lưu của sông Đáy.

Từ nguồn nhìn về phía cửa, tức là nhìn xuôi theo chiều dòng nước, phía tay trái người nhìn là *bờ trái* (tả ngạn), phía tay phải người nhìn là *bờ phải* (hữu ngạn); phía sau lưng là thượng lưu, phía trước mặt là hạ lưu. Không nên lầm lẫn giữa thượng lưu, hạ lưu với *thượng du, hạ du*. Thượng, hạ lưu là thuật ngữ dùng để phân chia hai phía của một mặt cắt phân giới; còn thượng, hạ du và cả trung du nữa là cách phân đoạn ba phần từ nguồn đến cửa của một con sông, mà thường là đối với những con sông chảy qua 3 vùng: vùng rừng núi, vùng gò đồi và vùng đồng bằng. Nhưng thượng, hạ du cũng có thể hiểu theo nghĩa là phần sông từ một vị trí nào đó lên nguồn hoặc xuống cửa, còn thượng hạ lưu thường chỉ một đoạn sát trên, hoặc sát dưới công trình.

Các đặc trưng hình thái của một con sông bao gồm: loại hình sông, mặt cắt ngang, mặt cắt dọc và tuyến chảy trên mặt bằng cùng các khối bồi lắng trong lòng sông. Chúng ta lần lượt điểm qua các đặc trưng đó.

### 6.2.1. Phân loại sông

Có nhiều cách phân loại sông, tùy theo quan điểm và chỉ tiêu đặt ra của nhà nghiên cứu. Theo diện tích lưu vực có thể chia ra thành sông lớn, sông nhỏ; theo chế độ dòng chảy và vùng địa lý đi qua có thể chia ra sông vùng núi, sông vùng trung du và sông vùng đồng bằng; theo tính chất diễn biến của hình thái lòng sông mà có thể chia ra sông ổn định và sông không ổn định... Ở đây chúng ta quan tâm đến cách phân loại để xác định loại hình lòng sông, phục vụ cho thiết kế, thi công và khai thác các công trình cầu qua sông.

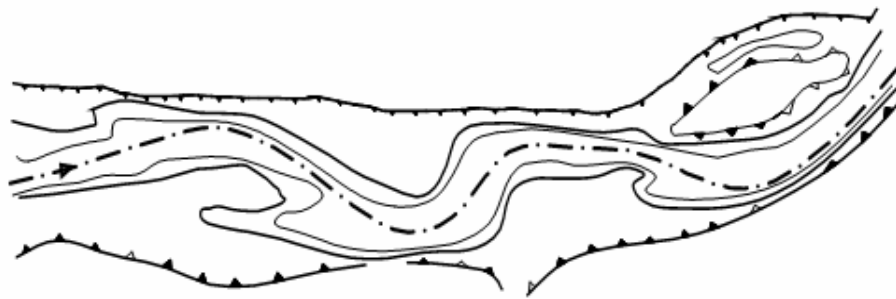
Lòng dẫn do dòng nước thiên nhiên tạo ra có hình thái rất phức tạp. Chúng thường có tuyến quanh co, uốn khúc trên mặt bằng, kích thước ngang (chiều rộng, độ sâu) thay đổi với một biên độ khá lớn. Mặt cắt ngang lòng dẫn thường không đối xứng, mặt cắt dọc có độ dốc thay đổi dọc đường. Sự phức tạp, không quy tắc của lòng dẫn tạo ra sự phức tạp, tính không gian của dòng nước trong đó.

Mặc dù các yếu tố ngẫu nhiên có một vai trò quan trọng trong sự hình thành và phát triển của lòng sông, nhưng hình dạng cơ bản của nó vẫn được quyết định bởi những yếu tố tất nhiên. Vì vậy, từ tính chất muôn hình muôn vẻ của dòng sông, các nhà khoa học đã dựa vào những chỉ tiêu, quan điểm của mình để phân chia lòng sông thành một số loại hình cơ bản. Sự phân chia loại hình lòng sông không đặt ra cho toàn bộ chiều dài từ nguồn đến cửa một con sông, mà đặt ra cho từng đoạn sông ngắn.

Dựa trên hình dạng mặt cắt lòng sông giữa hai đường mép bãi và tính chất của quá trình diễn biến trong vùng đồng bằng trầm tích, người ta chia lòng sông thành 3 loại hình cơ bản sau: *đoạn sông thẳng, đơn lạch; đoạn sông phân lạch và đoạn sông uốn khúc.*

#### **a. Đoạn sông thẳng, đơn lạch:**

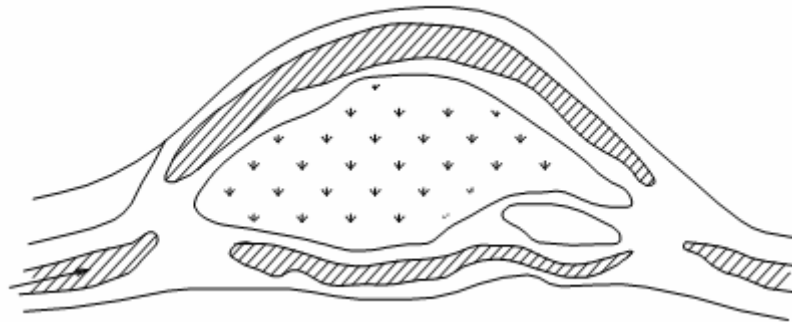
Đặc điểm ngoại hình của đoạn sông này là có các khối bồi lắng liền bờ (bãi bên) sắp xếp so le hai bên. Mùa kiệt, dòng chảy quanh co giữa các bãi bên so le đó. Nhưng mùa nước trung, khi nước ngập bãi bên, dòng chảy có đường viền tương đối thẳng, và khi đó các bãi bên di chuyển, bồi dần về hạ lưu, để đổi chỗ cho lạch sâu (hình 6-1 cho ví dụ về một đoạn sông thẳng, đơn lạch).



**Hình 6-1:** Đoạn sông thẳng, đơn lạch

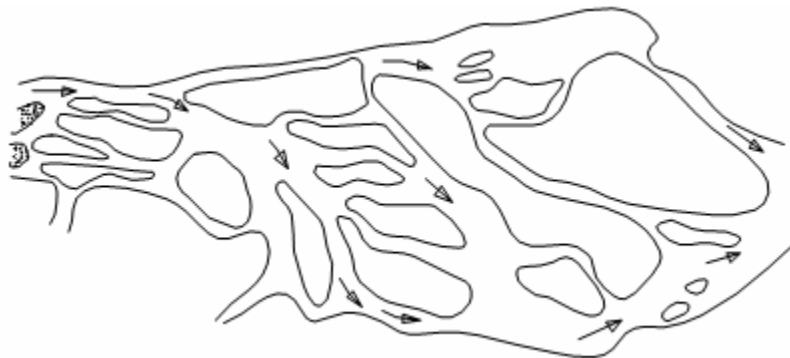
### ***b. Đoạn sông phân lạch***

Đoạn sông phân lạch thường xuất hiện trên các sông tương đối lớn. Đặc điểm nổi bật của đoạn sông này là trên mặt bằng có đường viền hình dạ dày, thắt nút hai đầu và phình rộng ở giữa. Nơi phình rộng sông chia làm nhiều lạch, thường là  $2 \div 3$  lạch, trong đó có một lạch chính, giữa các lạch là bãi giữa. Bãi giữa thường có cao trình ngang bãi sông, ngập trong mùa lũ, lộ ra trong mùa nước trung và kiệt. Trên mặt bãi giữa có thể có thực vật sinh trưởng, thậm chí có làng xóm, dân cư. Ví dụ đoạn sông Hồng chảy qua Hà Nội là đoạn sông phân lạch, có bãi giữa là Trung Hà. Hình 6-2 thể hiện một đoạn sông phân 2 lạch điển hình.



**Hình 6-2:** Đoạn sông phân lạch

Khi trong đoạn sông chia ra rất nhiều lạch, bãi giữa là những cồn cát non, phân bố tản mạn, lạch chính không ổn định, thì gọi là đoạn sông du đặng. Hạ du sông Hoàng (Trung Quốc) là một đoạn sông du đặng nổi tiếng (xem hình 6-3).



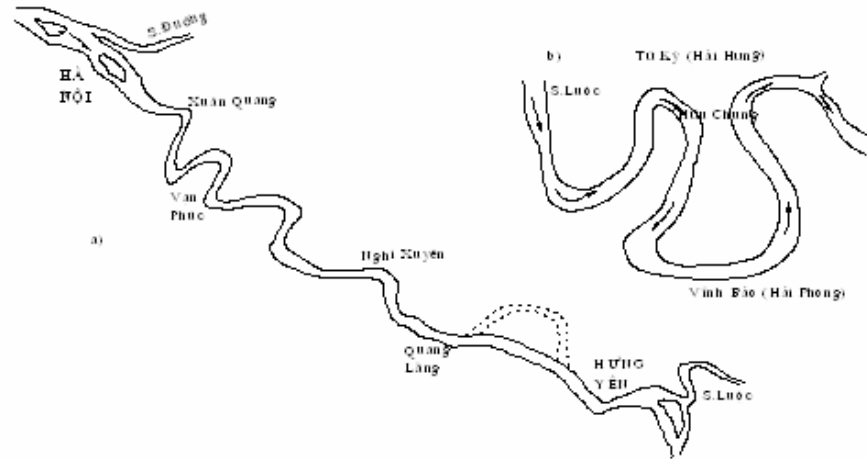
**Hình 6-3:** Đoạn sông du đặng

### ***c. Đoạn sông uốn khúc***

Đoạn sông uốn khúc tồn tại phổ biến nhất, bất cứ sông lớn, hay sông nhỏ. Tuyến dòng chảy mùa nước trung có dạng đồ thị hình sin, gồm nhiều khúc cong nối tiếp nhau. Trong một khúc cong, có bờ lồm, bờ lồi. Bờ lồm thường dốc, có lạch sâu ép sát. Bờ lồi thường thoải, có bãi bên hình lưỡi trai. Giữa hai khúc cong ngược chiều liền nhau là đoạn thẳng chuyển tiếp, có ngưỡng cạn hình yên ngựa. Khúc

cong có chiều dài lớn, bán kính cong bé, tạo thành hình nút thắt với eo sông hẹp, thì gọi là *vòng sông*.

Hình 6-4a thể hiện một đoạn sông uốn khúc, hình 6-4b thể hiện một vòng sông.



**Hình 6-4:** a) Đoạn sông Hồng từ Hà Nội đến Hưng Yên;  
b) Vòng sông Hữu Chung trên sông Luộc.

Chú ý rằng, sự phân loại trên thích hợp trong điều kiện vận động hoàn toàn tự do của dòng sông, không bị cưỡng bức tự nhiên hoặc nhân tạo. Đối với một đoạn sông, loại hình sông có thể chuyển đổi khi có sự thay đổi lớn của các điều kiện ảnh hưởng. Sự chuyển đổi diễn ra theo một quá trình và có thể theo một chu kỳ nào đó.

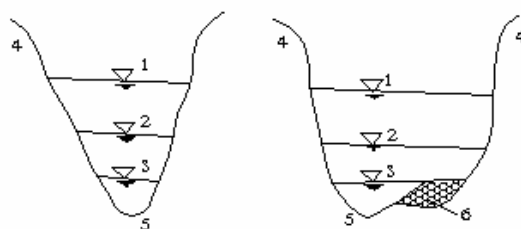
### 6.2.2. Các yếu tố trên mặt cắt ngang

Mặt cắt ngang lòng sông được tạo thành do kết quả của quá trình tác động tương hỗ giữa dòng nước và lòng dẫn với các điều kiện địa hình, địa chất của nó, chịu ảnh hưởng rất lớn của hình dạng và cấu trúc thung lũng sông.

#### a. Ở vùng rừng núi

Nơi dòng chảy tạo lòng sông bằng tác dụng chủ yếu là cắt gọt, xâm thực địa hình nguyên sinh, thì mặt cắt ngang thường có hình dạng chữ V hoặc chữ U phát triển không hoàn toàn như hình 6-5 thể hiện.





1.2.3- Mức nước lũ, mùa trung, mùa kiệt;  
4- Đốc thung lũng; 5- Đáy sông; 6- Bãi cuội sỏi.

**Hình 6-5:** Mặt cắt ngang lòng sông miền núi

Trong trường hợp này, hai bờ sông thường dốc, mặt dốc thẳng hoặc cong. Ở nơi có địa chất phân tầng và tính năng chống xói khác nhau, xuất hiện mặt cắt ngang dạng bậc thang, giữa có đáy và bờ không có ranh giới rõ rệt.

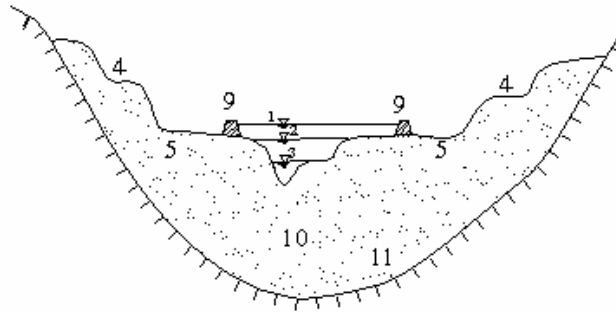
Mặt cắt ngang lòng sông miền núi có mặt nước hẹp, giữa các mùa nước lòng sông thường không có phân giới địa hình. Trong một số đoạn có bãi bên bằng cuội, sỏi. Mức nước mùa kiệt thường ngang với cao trình đỉnh bãi cuội, sỏi đó.

Tỷ lệ chiều rộng và chiều sâu trong mặt cắt ngang sông vùng núi thường nhỏ xa 100, có chỗ chỉ  $10 \div 20$ . Tỷ lệ đó, ở nơi thung lũng hẹp thường giảm nhỏ khi mực nước lên cao, ở những nơi khác không thay đổi nhiều, khi mực nước lên xuống.

#### ***b. Ở vùng đồng bằng trầm tích***

Mặt cắt ngang thung lũng sông thường có độ dốc thoải, dốc và đáy khó phân biệt, chỉ nhận thấy phân giới ở những vùng hẹp. Các yếu tố mặt cắt ngang dòng sông đồng bằng được thể hiện trên hình 6-6.

Đặc điểm rõ nhất của mặt cắt ngang sông đồng bằng là có thêm bãi sông rộng, chỉ bị ngập trong mùa lũ. Trong thời gian nước lũ tràn bãi, bùn cát bồi lắng tập trung ở dải gần bờ, nên mặt bãi có độ dốc ngang: sát bờ địa thế cao như một tuyến đê tự nhiên, càng xa mặt bãi càng thấp, hình thành vùng ao hồ, đầm lầy.



- 1.2.3 - Mức nước mùa lũ, mùa trung, mùa kiệt;  
4 - Dốc thung lũng dạng bậc trầm tích;  
5 - Phân giới giữa dốc thung lũng và bãi sông;  
6 - Bãi sông; 7 - Bãi bên; 8 - Mép bờ; 9 - Đê;  
10 - Tầng trầm tích; 11 - Đá gốc.

**Hình 6-6:** Mặt cắt ngang sông đồng bằng

Trên mặt cắt ngang lòng sông đồng bằng có thể nhận biết các cấp bậc lòng sông mùa nước. Cao trình mép bãi bên ngang với mực nước mùa kiệt; cao trình thêm bãi sông ngang với mực nước mùa trung (ứng với lưu lượng tạo lòng); mùa lũ, mực nước cao hơn mặt bãi sông, nếu có đê, dòng nước chảy giữa hai tuyến đê. Phần lòng sông dưới mực nước mùa kiệt gọi là *lòng sông mùa kiệt*, phần lòng sông giữa mực nước kiệt và cao trình mặt bãi sông gọi là *lòng sông mùa nước trung*, phần lòng sông trên mặt bãi sông gọi là *lòng sông mùa lũ*.

Chú ý rằng, mặt cắt ngang được xác định vuông góc với phương dòng chảy, nhìn từ thượng lưu về hạ lưu. Vì vậy, ở những đoạn sông phân lạch, mặt cắt ngang có thể không cùng nằm trên một đường thẳng mà trên một đường gãy khúc. Mặt cắt ngang được vẽ trên cơ sở những số liệu đo đạc định kỳ tại các mặt cắt cố định hoặc từ các bình đồ có điểm đo đủ dày, tỷ lệ 1:5000 hoặc lớn hơn.

Mặt cắt ngang lòng sông thường có hình dạng phức tạp, độ sâu biến đổi nhiều trên phương ngang. Độ sâu trung bình mặt cắt dưới một mực nước nào đó

được tính bằng tỷ số giữa diện tích mặt cắt ướt và chiều rộng mặt nước hợp lý. Ở những đoạn sông rộng và nông, độ sâu trung bình thường được dùng để thay thế cho bán kính thủy lực trong tính toán gần đúng.

### 6.2.3. Các yếu tố trên mặt bằng

Mặt bằng lòng sông được thể hiện trên các bình đồ khảo sát theo các tỷ lệ quy định, được xác định bằng các đường đồng mức địa hình (theo một hệ thống cao đạc chuẩn), trên nước và dưới nước. Trong bình đồ để nghiên cứu lòng sông, đường đồng mức có độ chênh cao lớn nhất là 1 m.

Các yếu tố trên mặt bằng của lòng sông bao gồm: Đường trũng, trục động lực, chiều dài, hệ số uốn khúc, bán kính cong... các khối bồi lắng và lạch sâu.

**a. Đường trũng** là đường cong trơn thuận, đi qua các điểm thấp nhất của đáy sông theo lạch chính.

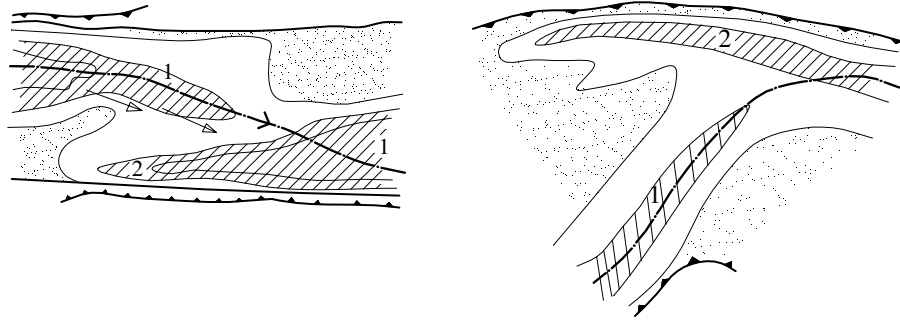
**b. Trục động lực** là đường cong nối các điểm có lưu tốc trung bình thủy trực lớn nhất qua các mặt cắt, thường được coi là gần đúng theo đường có lưu tốc mặt lớn nhất. Trục động lực thường bám sát đường trũng, nhưng có những nơi tách rời nhau, vì ngoài yếu tố độ sâu, lưu tốc còn phụ thuộc độ dốc và hệ số nhám. Các mùa nước khác nhau có trục động lực khác nhau, có khi lệch xa nhau khá xa, thậm chí gần vuông góc với nhau.

**c. Chiều dài** của đoạn sông thường được tính theo đường trũng (trong mùa lũ thường tính theo chiều dài tuyến đê).

**d. Tỷ số giữa chiều dài của đoạn sông và chiều dài đoạn thẳng nối trực tiếp hai điểm đầu và cuối của đoạn sông gọi là hệ số uốn khúc.** Trong một khúc cong, hệ số uốn khúc lớn hơn 3 được gọi là vòng sông.

**e. Bán kính cong** có ý nghĩa trong đường thủy là bán kính cong của đường tim lạch sâu, thường được thay bằng bán kính cong đường trũng tại đỉnh cong. Khi nghiên cứu quan hệ hình thái lòng sông, bán kính cong thường đo theo trục hình học lòng sông, tức là đường chia đôi chiều rộng mặt nước ngang thêm bãi sông.

**f. Phần lòng sông thấp hơn độ sâu trung bình mặt cắt toàn đoạn thì gọi là lạch sâu.** Trên bình đồ thường được nhận ra bởi các đường đồng mức khép kín có mặt độ dày. Trên các sơ đồ, khu vực lạch sâu thường được gạch chéo. Trên cùng một mặt cắt ngang có thể có nhiều lạch sâu, nhưng chỉ có một lạch sâu nằm trên đường trũng, gọi là *lạch sâu chính*. Lạch sâu chính không nhất thiết là lạch có độ sâu lớn nhất. Trong các trường hợp như trong hình 6-7 thể hiện, các đoạn lạch sâu không nằm trên đường trũng gọi là *lạch thừa* hoặc *lạch cụt*.

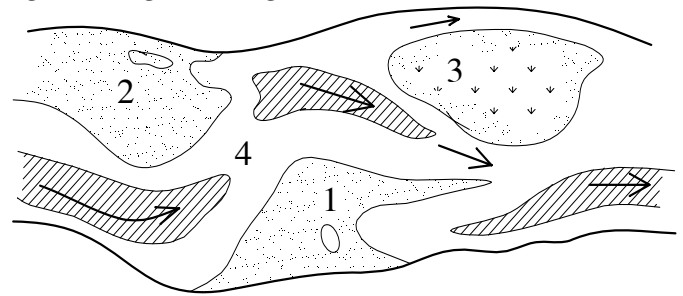


1 - Lạch sâu chính; 2 - Lạch thừa.

**Hình 6-7:** Lạch sâu chính và lạch thừa

**g. Các khối bồi lắng liền một phía bờ,** cao trình thấp, ít có thực vật sinh trưởng gọi là bãi bên. Hầu hết bãi bên có đường viền ngoài cong thoải như hình lưỡi trai. Khi bãi bên có phần ngoài nhỏ hẹp kéo dài song song với bờ, nhưng không liền bờ như trong hình 3-8 thể hiện thì gọi là doi cát.

**h. Các khối bồi lắng giữa hai lạch sâu** và không liền bờ gọi là bãi giữa. Bãi giữa có cao trình thấp, ngang với cao trình bãi bên không có thực vật sinh trưởng thì gọi là bãi giữa non. Bãi giữa có cao trình ngang với bãi tràn hai bên bờ, có thực vật sinh trưởng gọi là bãi đảo.



1- Doi cát; 2- Bãi bên; 3- Bãi giữa; 4- Ngưỡng cạn.

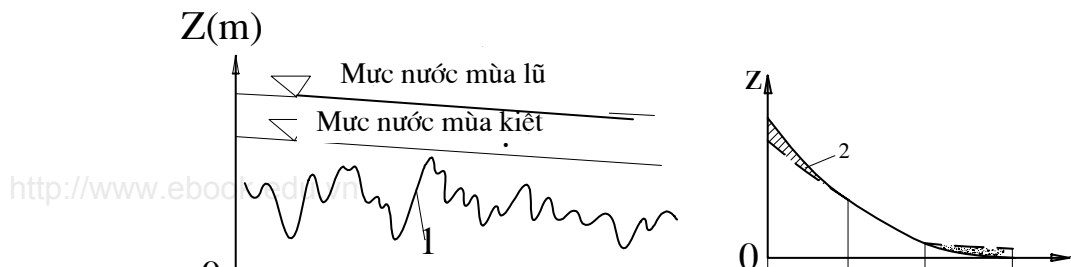
**Hình 6-8:** Doi cát

**i. Các khối bồi lắng nối liền hai bờ,** hoặc nối liền một bờ và bãi giữa, hoặc nối liền hai bãi bên, ngăn cách hai lạch sâu thượng, hạ lưu, gọi là ngưỡng cạn. Ngưỡng cạn có nhiều loại, sẽ được thảo luận chi tiết ở các phần sau. Trong sơ đồ, các khối bồi lắng được biểu thị bằng vùng các dấu chấm nhỏ.

### 6.2.4. Các yếu tố trên mặt cắt dọc

Mặt cắt dọc lòng sông được vẽ theo đường trung. Đường đáy sông vẽ chi tiết thì rất phức tạp, cao trình biến đổi trong một biên độ rất lớn, có khi hàng chục mét, vực sâu đỉnh cạn xen kẽ nhau theo hình răng cưa không đều. Nếu vẽ mặt cắt dọc lòng sông từ nguồn đến cửa, đáy sông trung bình có dạng một đường cong lõm như hình 6 - 9 thể hiện.

Độ dốc dọc đáy sông ở vùng đầu nguồn rất lớn và giảm dần về hạ du. Do đó, sông thượng du (vùng I) quá trình xói sâu chiếm ưu thế, sông vùng hạ du (vùng III) quá trình bồi đắp chiếm ưu thế, sông vùng trung du (vùng II), tương đối ổn định.



1 - Đường đáy đường sông thực tế một đoạn sông;

2 - Đường đáy sông trung bình từ nguồn đến cửa.

### **Hình 6-9:** Mặt cắt dọc lòng sông

Địa hình và cấu tạo địa chất của đáy có thể đưa đến những đột biến ra khỏi đường cong liên tục, tạo ra thác, ghềnh. Những công trình nhân tạo như đập nước, công trình thủy.... cũng có thể gây ra những biến đổi lớn trên mặt cắt dọc sông.

Một mặt cắt dọc sông nào đó được hình thành trên cơ sở một mặt *chuẩn xâm thực*. Mặt chuẩn xâm thực thường được xác định bằng mực nước trung bình ở cửa sông, hoặc những chướng ngại tự nhiên trên sông. Mặt chuẩn xâm thực thay đổi, thì mặt cắt dọc lòng sông này thay đổi. Mặt chuẩn xâm thực hạ thấp thì sẽ sản sinh quá trình xói ngược dòng. Ngược lại, mặt chuẩn xâm thực nâng lên thì sẽ sản sinh quá trình bồi lắng để tái tạo trạng thái cân bằng mới.

Hình vẽ một mặt cắt dọc thường bao gồm đường đáy sông, các đường mặt nước đặc trưng có thể có đường bờ, hoặc đường đỉnh đê, có vẽ hướng dòng chảy từ trái sang phải.

## **§ 6.3. Tính chất của diễn biến lòng sông**

Diễn biến lòng sông vô cùng phức tạp, đa dạng, cần nghiên cứu từ nhiều phương hướng: thủy văn, thủy hình thái, thủy động lực học và trước hết là cần xây dựng một sơ đồ khoa học chi tiết cho các quá trình đó. Các nhà nghiên cứu khác nhau, trong các thời kỳ khác nhau, đã có những nhận xét tổng quan về tính chất của diễn biến lòng sông. Những nhận xét quan trọng có thể tập hợp thành 5 điểm được trình bày dưới đây.

### **6.3.1. Tác động giữa dòng nước và lòng dẫn là tương hỗ**

Có thể biểu diễn bằng sơ đồ sau:

Dòng nước       $\rightleftarrows$       Lòng dẫn

Chuyển động của dòng nước trong lòng sông luôn luôn quyết định trạng thái của lòng sông đó: độ dốc trung bình đáy, kích thước và hình dạng mặt cắt ngang, đường viền trên mặt bằng, độ nhám đáy và bờ. Mặt khác, lòng dẫn với địa hình và độ nhám của nó do dòng chảy tạo ra lại không ngừng tác động trở lại làm thay đổi kết cấu dòng chảy. Hai quá trình này diễn ra không ngừng để tạo ra một

thế cân bằng động. Yếu tố tích cực trong khối mâu thuẫn thống nhất này là dòng nước.

### **6.3.2. Tính hạn chế của các tổ hợp yếu tố tự nhiên trong diễn biến lòng sông**

Quá trình lâu dài của sự tác động tương hỗ giữa môi trường nước chuyển động và môi trường rắn hạt rời đã tác động một cách có lựa chọn đến các trạng thái chuyển động có thể xảy ra. Một số trong các thông số chuyển động, trong quá trình phát triển lòng sông, bị làm yếu đi, trong khi đó một số thông số khác xác lập được mối quan hệ nào đó. Kết quả là, trong thực tế chỉ tồn tại một số dạng lòng sông nhất định.

Ví dụ: tất cả lòng sông thiên nhiên đều có chiều rộng lớn hơn nhiều so với chiều sâu; tất cả cồn cát đáy trong sông đều có mặt đón nước thoải, mặt khuất nước dốc; lưu tốc dòng chảy trong sông đồng bằng chỉ hạn chế trong khoảng  $0,5 \div 1,5\text{m/s}$  v.v...

### **6.3.3. Tính không liên tục trong diễn biến lòng sông**

Chuyển động bùn cát tạo lòng được tiến hành chủ yếu bằng cách dịch chuyển không liên tục của các khối bồi lắng: sóng cát, bãi bồi, ngưỡng cạn, bãi giữa, doi cát v.v...

### **6.3.4. Sự biến hình lòng dẫn luôn luôn đi sau sự thay đổi của dòng nước**

Quá trình lòng sông diễn ra chậm chạp. Những biến đổi có thể nhận biết của hình dạng lòng sông được diễn ra trong thời đoạn lớn hơn so với chiều dài của pha dao động dòng chảy. Vì vậy trong lòng dẫn luôn luôn có những dấu vết của pha dao động dòng chảy trước đó. Dấu vết của dòng chảy mùa cạn có thể bị xóa trong mùa lũ tiếp đó, nhưng những dấu vết của dòng chảy mùa lũ không thể xóa đi trong mùa nước cạn sau đó.

### **6.3.5. Tính tự điều chỉnh trong diễn biến lòng sông**

Sau khi lòng dẫn biến đổi, xói hoặc bồi, điều kiện dòng chảy sẽ có những thay đổi tương ứng, làm cho sức tải cát của dòng chảy cũng thay đổi theo. Kết quả bồi lắng sẽ làm cho mặt cắt lòng dẫn tại đoạn sông đó thu nhỏ, độ dốc tăng lên. Tại đoạn sông phía trên do nước dâng, diện tích mặt cắt tăng lên, độ dốc giảm nhỏ. Vì vậy lượng bùn cát đến sẽ giảm, trong lúc sức tải cát tăng lên, lòng dẫn sẽ phát triển theo xu thế giảm nhỏ, đi đến ngăn chặn bồi lắng tiếp tục. Kết quả bào xói sẽ làm cho mặt cắt lòng dẫn tại đoạn sông nghiêng cứu mở rộng, độ dốc giảm nhỏ. Tại đoạn thượng lưu do mực nước hạ thấp, diện tích mặt cắt ướ giảm nhỏ, độ dốc tăng lên, và vì vậy lượng bùn cát đến sẽ tăng lên trong lúc sức tải cát giảm xuống. Lòng dẫn sẽ phát triển theo xu thế hạn chế, đi đến ngăn chặn không cho bào xói tiếp tục. Nói tóm lại, những biến hình lòng dẫn do tải cát không cân bằng tạo ra sẽ phát triển theo xu thế chấm dứt biến hình, hướng đến tình thế cân bằng tải cát.

### § 6.4. Phương trình biến hình lòng sông

Những phương trình về quy luật chuyển động của dòng nước, rồi của chuyển động bùn cát, lẽ ra đã có thể giải quyết những vấn đề của động lực dòng sông, nếu lòng dẫn không thay đổi. Độ biến động của lòng dẫn buộc chúng ta phải đưa vào trong thành phần các phương trình động lực học dòng sông một điều kiện biên đặc biệt để xác lập quan hệ giữa sự biến đổi của lòng dẫn và chuyển động của bùn cát. Điều kiện biên này được gọi là phương trình biến hình lòng sông, nó thực chất là một phương trình liên tục của chuyển động bùn cát.

Lấy từ một đoạn sông, một lăng thể dòng chảy dài  $dx$ , rộng  $dy$  và độ sâu  $h = z' - z_0$  như hình 6-10 thể hiện để khảo sát điều kiện cân bằng bùn cát.

#### 6.4.1. Khảo sát trong hệ tọa độ vuông góc [3]

Ta xét trường hợp chuyển động dòng chảy ổn định, một chiều và biến đổi dần.

Trước hết, giả thiết rằng chỉ có chuyển động bùn cát theo phương dọc, không có chuyển động bùn cát theo phương ngang. Lưu lượng bùn cát ở đây được hiểu rằng là lượng vận chuyển bùn cát tổng cộng của bùn cát đáy và bùn cát lơ lửng.

Lưu lượng bùn cát đi qua mặt thượng lưu vào lăng thể  $q_s dy$ , trong đó  $q_s$  là lưu lượng đơn vị của bùn cát. Lưu lượng bùn cát từ lăng thể đi qua

mặt hạ lưu là  $\left( q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) dy$ .

Trong quãng thời gian  $dt$ , hiệu số giữa thể tích bùn cát vào và ra khỏi lăng thể là:

$$\left[ q_s - \left( q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) \right] dy dt = - \frac{\partial q_s}{\partial x} dx dy dt$$

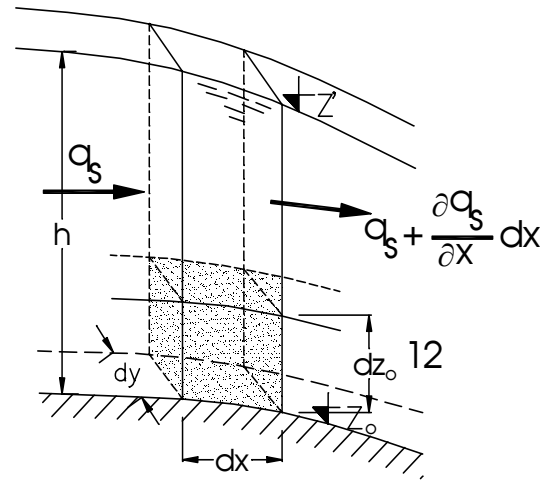
Hiệu số này phải bằng sự biến đổi của thể tích bùn cát dưới đáy của lăng thể  $D_1$  cộng với sự biến đổi của thể tích bùn cát ở trạng thái lơ lửng trong lăng thể  $D_2$ .

$$D_1 = (1 - \varepsilon) dz_0 dx dy = (1 - \varepsilon) \frac{\partial z_0}{\partial t} dt dx dy,$$

trong đó:  $\varepsilon$  là hệ số rỗng của bùn cát ở đáy.

$$D_2 = \frac{\partial (hs)}{\partial t} dt dx dy,$$

trong đó:  $S$  là hàm lượng bùn cát trung bình trên phương thẳng đứng.



Hình 6-10: Sơ đồ để thành lập phương trình

$$\text{Vì vậy: } -\frac{\partial q_s}{\partial x} dx dy dt = (1-\varepsilon) \frac{\partial z_0}{\partial t} dx dy dt + \frac{\partial(hs)}{\partial t} dx dy dt.$$

Chia tất cả cho dx dy dt, đưa tất cả số hạng về bên trái ta có:

$$\boxed{\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1-\varepsilon) \frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{\partial(hs)}{\partial t} = 0}$$

(6-1)

Phương trình này biểu thị dưới dạng vi phân quan hệ giữa biến hình đáy và chuyển động bùn cát, chính là phương trình tổng quát của biến hình lòng sông. Trong điều kiện hàm lượng bùn cát lơ lửng nhỏ, hoặc không biến đổi theo thời gian, có thể bỏ qua số hạng  $\frac{\partial(hs)}{\partial t}$ .

### 6.4.2. Khảo sát trong hệ tọa độ tự nhiên [3]

Khi tiến hành tính toán cho lòng sông thiên nhiên, tiện lợi nhất là sử dụng hệ tọa độ tự nhiên l, b. Nếu mặt bằng dòng chảy là uốn khúc, lại cần xét đến sự chuyển động phương ngang của bùn cát. Trong trường hợp không xét đến sự thay đổi theo thời gian của bùn cát lơ lửng ta có:

$$\frac{\partial q_{sl}}{\partial l} \pm \frac{\partial q_{sb}}{\partial b} + (1-\varepsilon) \frac{\partial z_0}{\partial t} = 0 \tag{6-2}$$

Trong đó  $q_{sl}$  và  $q_{sb}$  là thành phần theo phương dọc và phương ngang của lưu lượng bùn cát. Dấu cộng trước đạo hàm  $\frac{dq_{sb}}{db}$  tương ứng với sự di chuyển ngang của bùn cát theo chiều dương của trục b, dấu trừ tương ứng với chiều âm trục b.

Tích phân phương trình (6-2) theo b trong phạm vi giữa 2 đường dòng của mặt bằng dòng chảy  $\Delta b = b_{i+1} - b_i$ ; và bỏ qua sự biến đổi của độ cao theo phương ngang của đáy, ta có:

$$\frac{\partial(\Delta Q_{sl})}{\partial l} \pm [q_{sb}(b_{i+1}) - q_{sb}(b_i)] + (1-\varepsilon) \Delta b \frac{\partial z_0}{\partial t} = 0 \tag{6-3}$$

trong đó:

$\Delta Q_{sl}$  : lưu lượng bùn cát theo phương dọc trong bố dòng;

$q_{sb}(b_{i+1}), q_{sb}(b_i)$ : lưu lượng đơn vị của bùn cát theo phương ngang tại đường dòng i + 1 và đường dòng i;

l: trục đối xứng theo bố dòng.



Xét rằng trị số  $q_{sb}$  cũng không lớn và khó tính toán, trong thực tế, biến hình trên mặt phẳng của lòng dẫn có thể sử dụng phương trình biến hình ở dạng đơn giản sau:

$$\frac{\partial(\Delta Q_s)}{\partial l} + (1 - \varepsilon)\Delta b \frac{\partial z_0}{\partial t} = 0 \tag{6-4}$$

Trong phương trình này chỉ số 1 trong lưu lượng bùn cát được lược bỏ.

Để thu được phương trình biến hình cho toàn dòng, cần tích phân phương trình (6-2) theo phương ngang từ mép nước bờ này sang mép nước bờ kia. Bỏ qua sự thay đổi cao trình đáy trên phương ngang mặt cắt là không nên. Nhưng điều đó kéo theo sự cần thiết phải chú ý đến cả sự thay đổi chiều rộng mặt nước theo thời gian. Ký hiệu cận trên và dưới của tích phân là  $b_1(t)$  và  $b_2(t)$  và cao trình đáy ở các điểm mép nước chính là bằng cao trình mặt nước:

$$Z_0(b_1) = Z_0(b_2) = Z'(t)$$

Kết quả tích phân theo  $b$  của đạo hàm  $\frac{dz_0}{dt}$  được biểu thị như sau:

$$\int_{b_1(t)}^{b_2(t)} \frac{\partial z_0}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{b_1}^{b_2} z_0 db - Z \frac{\partial}{\partial t} (b_2 - b_1) = \frac{\partial}{\partial t} (B Z_{oa}) - Z' \frac{\partial B}{\partial t}$$

trong đó,  $Z_{oa} = \frac{1}{B} \int_{b_1}^{b_2} z_0 db$  là cao trình trung bình đáy trên mặt cắt ngang.

Do hiệu  $Z' - Z_{oa}$  là độ sâu trung bình dòng chảy  $h_a$  nên có thể viết:

$$\int_{b_1(t)}^{b_2(t)} \frac{\partial z_0}{\partial t} = B \frac{\partial Z_{oa}}{\partial t} - h_a \frac{\partial B}{\partial t}$$

Với kết quả đó, ta có phương trình biến hình cho toàn dòng với dạng sau:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial l} + (1 - \varepsilon) \left( B \frac{\partial Z_{oa}}{\partial t} - h_a \frac{\partial B}{\partial t} \right) = 0 \tag{6-5}$$

trong đó,  $Q_s$  là lưu lượng bùn cát cho toàn dòng.

$$\forall i: \frac{\partial B}{\partial t} = \frac{\partial \omega}{\partial t} - B \frac{\partial h_a}{\partial t} = \frac{\partial \omega}{\partial t} - B \frac{\partial (Z' - Z_{oa})}{\partial t}$$

trong đó,  $\omega = B h_a$  là diện tích mặt cắt ướt, do đó (6-5) được viết thành:

$$\boxed{\frac{\partial Q_s}{\partial l} + (1 - \varepsilon) \left( B \frac{\partial Z'}{\partial t} + \frac{\partial \omega}{\partial t} \right) = 0} \tag{6-6}$$

Đạo hàm  $\frac{\partial B}{\partial t}$  có thể khác không, do biến hình bờ cũng như sự lên xuống của mực nước. Trong điều kiện có biến hình bờ, phương trình biến hình một chiều nên bổ sung thêm số hạng biểu thị sự xâm nhập của bùn cát từ 2 bờ vào dòng chảy, và phương trình (6-6) biến thành:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial l} - q_{sb} + (1 - \varepsilon) \left( B \frac{\partial Z'}{\partial t} + \frac{\partial \omega}{\partial t} \right) = 0 \tag{6-7}$$

trong đó,  $q_{sb} \geq 0$  là thể tích bùn cát từ 2 bờ đi vào dòng chảy trong một đơn vị thời gian trên 1 đơn vị chiều dài lòng dẫn.

Trong một kích thước xác định của hạt bùn cát, lưu lượng bùn cát đáy hầu như hoàn toàn quyết định bởi trị số vận tốc dòng chảy ở mặt cắt đã cho. Đặt  $d = \text{const}$ , do  $g_s \sim v^n$ , trong đó  $n = 4 \div 6$ , từ (6-1) ta có thể viết:

$$\frac{\partial z_o}{\partial t} \sim - \frac{\partial v^n}{\partial x} \tag{6-8}$$

Từ đây ta thấy rằng, điều kiện để đáy sông bị xói  $\left( \frac{\partial z_o}{\partial t} < 0 \right)$  là  $\frac{\partial v}{\partial x} > 0$ , tức lưu tốc tăng dần theo dòng chảy; điều kiện để đáy sông được bồi  $\left( \frac{\partial z_o}{\partial t} > 0 \right)$  là  $\frac{\partial v}{\partial t} < 0$ , tức là sự giảm dần theo dọc đường của lưu tốc dòng chảy.

Trong chuyển động đều, theo (6-8) bùn cát chỉ chuyển động có tính chất tranzit, không gây ra biến hình lòng dẫn. Nhưng chúng ta không thể sử dụng được kết luận này, vì trong tự nhiên tồn tại rất nhiều yếu tố ngẫu nhiên, chuyển động đều trong lòng dẫn biến động chỉ giữ được trong một đoạn rất ngắn, trong một thời gian hạn chế.

Ứng dụng phương trình biến hình để tính toán luôn luôn phải sử dụng một lòng sông tự nhiên lý tưởng nào đó. Ví dụ, tính toán chuyển động của sóng cát theo phương trình biến hình, chúng ta buộc phải coi chuyển động đó là phẳng, bỏ qua sự biến đổi của sóng cát theo phương ngang.

Khi tính toán biến hình đáy trên một đoạn dài hơn chiều dài sóng cát, chúng ta phải "quên" đi sự tồn tại của sóng cát và tính toán theo một bề mặt đáy trơn tru giả tưởng.

## § 6.5. Các phương pháp phân tích, dự báo diễn biến lòng sông

### 6.5.1. Khái quát

Diễn biến lòng sông vùng đồng bằng trầm tích là vô cùng phức tạp. Theo đặc trưng thời gian có biến hình dài kỳ và biến hình ngắn hạn; theo đặc trưng không gian có biến hình trên phạm vi rộng và biến hình cục bộ; theo đặc trưng hướng phát triển có biến hình đơn hướng và biến hình phức quy; theo yếu tố ảnh hưởng có biến hình tự nhiên và biến hình nhân tạo.

Yếu tố ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông có thể khái quát là lượng nước từ thượng lưu đến và quá trình biến đổi của nó; lượng bùn cát từ thượng lưu đến thành phần và quá trình biến đổi của chúng; cao trình mặt chuẩn xâm thực ở cửa ra; điều kiện biên lòng dẫn v.v...

Vì vậy đòi hỏi tính toán định lượng một cách chính xác về diễn biến lòng sông ở thời điểm hiện nay còn gặp rất nhiều khó khăn, nhưng có thể dựa vào một số phương pháp để tiến hành phân tích định tính hoặc ước tính định lượng một cách sơ lược.

Thông thường, phân tích, dự báo diễn biến lòng sông được tiến hành theo 3 phương pháp sau:

- *Phương pháp phân tích các tài liệu thực đo*: Dựa theo các số liệu đo đạc địa hình, địa chất, thủy văn nhiều năm, phân tích vị trí, quy mô, tốc độ xói, bồi trên mặt bằng, trên mặt cắt dọc, mặt cắt ngang, tìm ra quy luật thống kê và xu thế phát triển của đoạn sông nghiên cứu.

- *Phương pháp mô hình vật lý*: Thu nhỏ đoạn sông nghiên cứu lại trong một khu vực có các trang thiết bị thí nghiệm, tái diễn dòng chảy trong sông thiên nhiên theo các định luật tương tự, để quan sát, đo đạc, và từ các số liệu đo đạc tìm ra quy luật diễn biến của đoạn sông.

- *Phương pháp mô hình toán*: Dựa vào các hệ phương trình thích hợp cho dòng chảy và bùn cát tại đoạn sông nghiên cứu, xác định các điều kiện biên, điều kiện ban đầu hợp lý, tìm các lời giải giải tích hoặc lời giải số trị cho các vấn đề nghiên cứu.

- *Phương pháp phân tích ảnh viễn thám*: Dựa vào ảnh viễn thám thu thập các thời kỳ khác nhau, có thể đánh giá về sự diễn biến xói lở của bờ, sự tồn tại hay mất đi của các cồn trên sông, sự di chuyển của lòng sông.

Lợi thế lớn nhất của phương pháp thực đo là không bị hạn chế bởi điều kiện biến đổi dần của dòng chảy, và có thể nghiên cứu nó theo không gian 3 chiều. Nhưng nó chỉ thích hợp cho việc nghiên cứu các quá trình diễn biến trong điều kiện đã có tiền lệ trong quá khứ, không thể hoàn toàn dựa vào nó để dự báo tác động của các công trình trong tương lai. Hơn nữa, trong điều kiện số liệu thực đo hoặc quá ít, hoặc không đồng bộ thì sử dụng phương pháp này sẽ không đủ tin cậy.

Phương pháp mô hình vật lý cũng có những lợi thế của phương pháp hình thái, hơn nữa nó có thể đặt công trình trong tương lai vào mô hình để nghiên cứu ảnh hưởng của nó sẽ gây ra. Nhưng hạn chế của phương pháp này là rất khó thỏa mãn các điều kiện tương tự, nhất là các điều kiện tương tự về bùn cát, nên có thể có những sai lệch nhất định giữa mô hình và nguyên hình.

Phương pháp mô hình toán với sự giúp đỡ của máy tính điện tử có nhiều ưu điểm cả về khoa học lẫn kinh tế, cho phép ta mô tả những gì đã xảy ra trong quá khứ và những gì sẽ xảy ra trong tương lai với những điều kiện thay đổi tùy ý. Nhưng hiện nay, phương pháp này chỉ có độ tin cậy chấp nhận được khi hạn chế trong bài toán 1D và phần nào là 2D, trong điều kiện phải có số liệu đầu vào chất lượng cao. Các hệ phương trình vật lý mô tả hiện tượng phân lớn đều được lập trong điều kiện biến đổi dần của dòng chảy, các hệ số sức cản đều được xác định trong điều kiện dòng chảy ổn định, đều, không phù hợp với sông thiên nhiên. Theo mức độ phát triển ngày càng cao của khoa học kỹ thuật, phương pháp mô hình toán sẽ được hoàn thiện dần và trở thành một phương pháp quan trọng để nghiên cứu diễn biến lòng sông.

Trước mắt không nên chỉ dựa hoàn toàn vào một phương pháp nào, mà nên tùy điều kiện cụ thể, kết hợp nhiều phương pháp khác nhau để nghiên cứu diễn biến lòng sông.

Mục đích của việc nghiên cứu dự báo diễn biến lòng sông là xác định xu thế diễn biến của lòng dẫn trong điều kiện hiện trạng và tương lai. Là cơ sở cho công tác thiết kế qui hoạch lập dự án các công trình vượt sông, chỉnh trị sông và các công trình tác động đến lòng sông, nhằm giảm thiểu những những yếu tố bất lợi đến khai thác tổng hợp dòng sông của các ngành kinh tế hữu quan.

### **6.5.2. Dự báo diễn biến lòng sông bằng phương pháp phân tích số liệu thực đo**

Phân tích số liệu thực đo trong đoạn sông nghiên cứu bao gồm những nội dung sau:

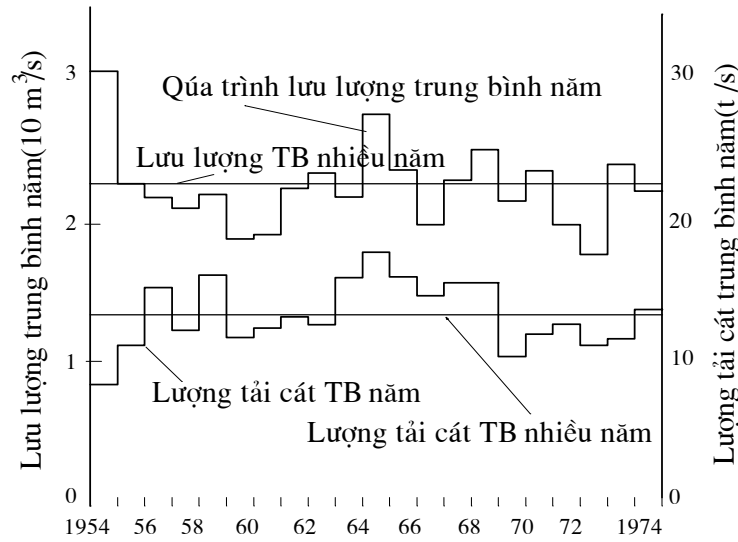
#### ***a. Phân tích số liệu thực đo về thủy văn, bùn cát***

- So sánh tương quan dòng chảy bùn cát trong các năm thủy văn.

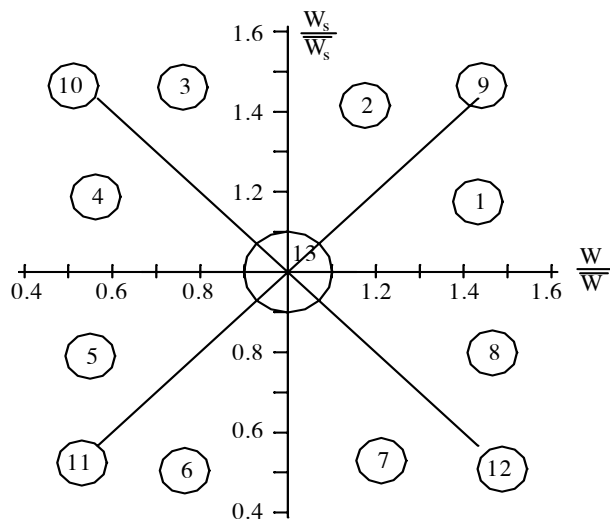
Điều kiện dòng nước và dòng bùn cát từ thượng lưu đến là những yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến diễn biến lòng sông. Trị số, quá trình và tình hình tổ hợp của dòng nước, bùn cát có quan hệ trực tiếp đến kết quả của diễn biến lòng sông. Vì vậy, xác định năm điển hình của thủy văn, bùn cát luôn luôn là cách làm quan trọng để đi tìm nguyên nhân diễn biến lòng sông. Phương pháp phân tích như sau:

Căn cứ vào các số liệu về lưu lượng trung bình nhiều năm, lượng tải cát trung bình nhiều năm, xác định năm cần phân tích thuộc loại năm điển hình nào.

Nếu là năm nước nhiều, bùn cát ít thì có lợi cho xói lở lòng dẫn; nếu là năm bùn cát nhiều, nước ít thì có lợi cho bồi tích; nếu là năm nước và bùn cát đều ở mức trung bình thì lòng dẫn có thể ở trạng thái xói bồi cân bằng. Tiến thêm một bước, phân chia các năm nước nhiều bùn cát nhiều; nước nhiều bùn cát trung bình; nước trung bình bùn cát nhiều; nước trung bình bùn cát ít v.v... Loại năm điển hình khác nhau thì phương hướng diễn biến, biên độ diễn biến sẽ cũng khác nhau rõ rệt. Hình 6-11 là một ví dụ về phân tích số liệu thủy văn, bùn cát trên một đoạn sông X. Từ hình đó có thể thấy, năm 1954 là năm nước nhiều, bùn cát ít điển hình; năm 1972 là năm nước ít, bùn cát ít điển hình; năm 1961 là năm nước trung bình bùn cát trung bình điển hình; năm 1964 là năm nước nhiều bùn cát nhiều điển hình; năm 1966 là năm nước ít bùn cát nhiều điển hình.



**Hình 6-11:** Đường quá trình lưu lượng trung bình năm và lượng tải cát trung bình năm



**Hình 6-12:** Tọa độ năm điển hình nước, bùn cát

Hình 6-12 là tọa độ để phân chia năm điển hình. Hai đường chéo phân giác chia mặt phẳng tọa độ vuông góc thành 8 khu vực, cộng thêm đường phân giác, tên gọi từng vùng giới thiệu trong bảng 6-1.

**Bảng 6-1**

**Bảng phân chia năm điển hình**

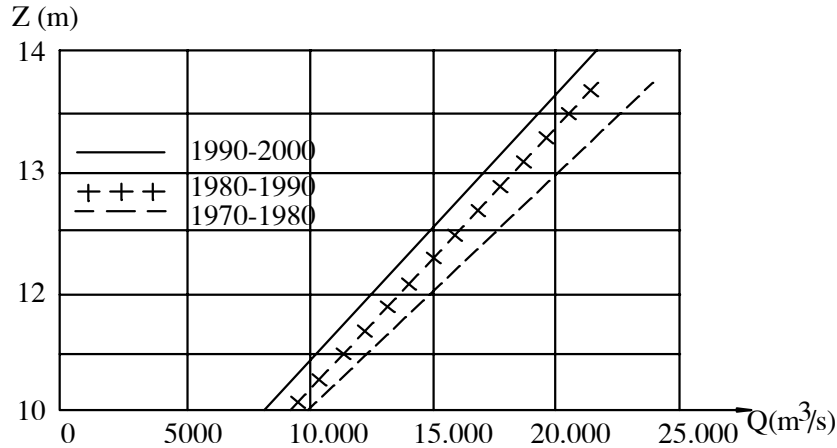
Số hiệu khu vực	Năm điển hình	Số hiệu khu vực	Năm điển hình
1	Nước nhiều, bùn cát thiên nhiều	8	Nước nhiều, bùn cát thiếu ít
2	Nước thiên nhiều, bùn cát nhiều	9	Nước nhiều, bùn cát nhiều
3	Nước thiên ít, bùn cát nhiều	10	Nước ít, bùn cát nhiều
4	Nước ít, bùn cát thiên nhiều	11	Nước ít, bùn cát ít
5	Nước ít, bùn cát thiên ít	12	Nước nhiều, bùn cát ít
6	Nước thiên ít, bùn cát ít	13	Nước trung bình, bùn cát trung bình
7	Nước thiên nhiều, bùn cát ít		

◆ *Phân tích chế độ thủy lực*

Ngoài việc phân tích tình hình dòng nước, bùn cát từ thượng lưu về, nếu trong đoạn sông nghiên cứu còn có số liệu quan trắc chi tiết về thủy văn, bùn cát, có thể tiến hành vẽ bình đồ dòng chảy, phân bố theo thời gian và không gian của lưu tốc, hàm lượng bùn cát, các đường đẳng trị đường kính hạt lòng dẫn. Những số liệu đó giúp chúng ta xác định hệ số nhám cho các đoạn sông ở các mực nước khác nhau; phân chia vùng tăng tốc, giảm tốc của dòng chảy; tính toán phân phối nước và bùn cát trong các đoạn phân lạch, xác định các hệ số, số mũ cho các công thức kinh nghiệm, từ đó có thể giúp ta tìm ra mối liên hệ nội tại giữa hiện tượng xói bồi và các yếu tố ảnh hưởng.

◆ *Xây dựng quan hệ lưu lượng - mực nước*

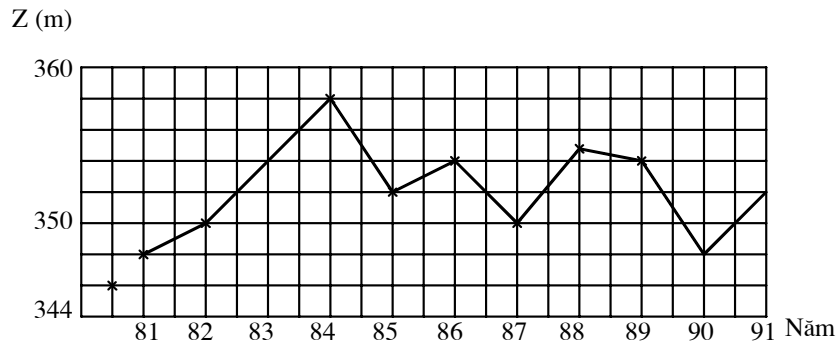
Xây dựng đường quan hệ lưu lượng - mực nước ( $Q \sim H$ ) qua các thời kỳ khác nhau (mỗi thời kỳ có thể lấy khoảng 10 ÷ 20 năm sao cho trong thời kỳ đó bao gồm được các giá trị  $Q_{min}$ ,  $Q_{max}$ ), so sánh các đường cong này cho ta các căn cứ để phán đoán xu thế xói bồi trung bình của lòng dẫn và sự thay đổi khả năng thoát lũ của lòng dẫn. Hình 6-13 thể hiện đường cong quan hệ  $Q \sim H$  qua 3 thời kỳ của trạm Hà Nội (theo số liệu [3]).



**Hình 6-13:** Quan hệ  $Q \sim H$  qua các thời kỳ tại mặt cắt trạm thủy văn Hà Nội

Quan hệ  $Q \sim H$  cũng có thể khảo sát trong thời kỳ một mùa nước, thông qua chấm điểm quan hệ  $(Q - H)$  ngày, riêng cho từng tháng, qua đó có thể nhận xét động thái xói, bồi trong các thời kỳ ngắn.

Căn cứ vào số liệu thực đo mực nước, lưu lượng nhiều năm còn có thể vẽ được đường quá trình mực nước dưới cùng một lưu lượng qua các năm, như hình 6.14 thể hiện.



**Hình 6-14:** Đường quá trình mực nước dưới cùng một lưu lượng mùa kiệt một trạm thủy văn trên sông Y

Thông thường, trong mùa kiệt vì dòng chảy nhỏ, tác dụng tạo lòng yếu, lòng dẫn tương đối ổn định, nếu với cùng một lưu lượng mùa kiệt, mực nước qua các thời kỳ có biến đổi rõ rệt thì chắc chắn lòng dẫn đã có xói, bồi. Qua hình này ta thấy, từ 1981 đến 1984, mực nước dưới cùng một lưu lượng  $415 \text{ m}^3/\text{s}$  đã tăng cao dần, chứng tỏ lòng dẫn bị bồi cao. Thời kỳ từ 1985 trở đi, mực nước lúc lên lúc xuống, chứng tỏ lòng dẫn có hiện tượng xói, bồi xen kẽ.

◆ *Tính toán cân bằng bùn cát*

Trường hợp trên đoạn sông có nhiều trạm thủy văn và có số liệu thực đo về bùn cát trong nhiều năm, có thể căn cứ vào nguyên lý cân bằng chuyển động bùn cát, tính toán chênh lệch lượng tải cát giữa 2 trạm thủy văn thượng lưu và hạ lưu

trong một thời đoạn nào đó, để phán đoán tình hình xói, bồi trung bình trong đoạn sông giữa 2 trạm.

### ***b. Chính lý, phân tích số liệu quan trắc địa hình lòng dẫn***

Cơ sở của phương pháp này là các tài liệu về địa hình, vì chính nó là sản phẩm của một quá trình diễn biến tại một thời điểm nào đó. Cần có được ít nhất là  $3 \div 5$  tài liệu địa hình lòng sông, trong đó có địa hình của năm gần nhất. Các bản đồ địa hình có thể thu được bằng các phương pháp đo đạc thông thường, hoặc từ các ảnh viễn thám, ảnh hàng không, ảnh mặt đất. Bình đồ đoạn sông dùng trong phân tích thường có tỷ lệ 1/5000 hoặc 1/2000, các đường đồng mức cách nhau từ  $(0,5 \div 1,0)$ m, có cùng một hệ thống cao trình và tọa độ các điểm khống chế. Ngoài bình đồ ra còn sử dụng các trắc ngang, trắc dọc thường vẽ theo tỷ lệ trực tung (cao độ) là 1/100, còn trục hoành (khoảng cách) chọn tỷ lệ thích hợp để thể hiện được biến đổi của địa hình trên bản vẽ. Dọc theo trục hoành cần chú thích các số liệu tương ứng.

Số liệu về địa hình không những cần thu thập ở đoạn sông nghiên cứu mà còn cần thu nhập ở đoạn sông mẫu. Đoạn sông được gọi là "mẫu" là đoạn sông có các điều kiện sau:

- Dòng chảy (ít nhất là trong mùa nước trung) không phân lạch, có cùng chế độ thủy văn với đoạn nghiên cứu.
- Đường bờ là một đường cong trơn thuận, không đột biến, không có đoạn thẳng quá dài.
- Đường trũng không có những đoạn rẽ ngang quá gấp.
- Mặt cắt ướt ở mùa nước trung ở vị trí ngưỡng cạn có dạng parabol đối xứng và hẹp hơn ở vị trí có lạch sâu.
- Lòng sông, bờ sông tương đối ổn định trong nhiều năm, có cùng cấu tạo địa chất với đoạn nghiên cứu.

Phân tích diễn biến lòng sông bắt đầu từ xác định lòng sông và tính chất diễn biến lòng sông theo các cách phân loại tương ứng. Sau đó, vạch ra phạm vi lòng dẫn cơ sở và đường trũng trên tài liệu cũ nhất, rồi lần lượt tiến hành cho bình đồ các năm về sau. Trên các bình đồ cần thể hiện đầy đủ các đối tượng nghiên cứu: nếu là đoạn sông thẳng thì đó là bãi bên, ngưỡng cạn; nếu là đoạn sông cong thì đó là bán kính cong, lạch sâu, ngưỡng cạn v.v...

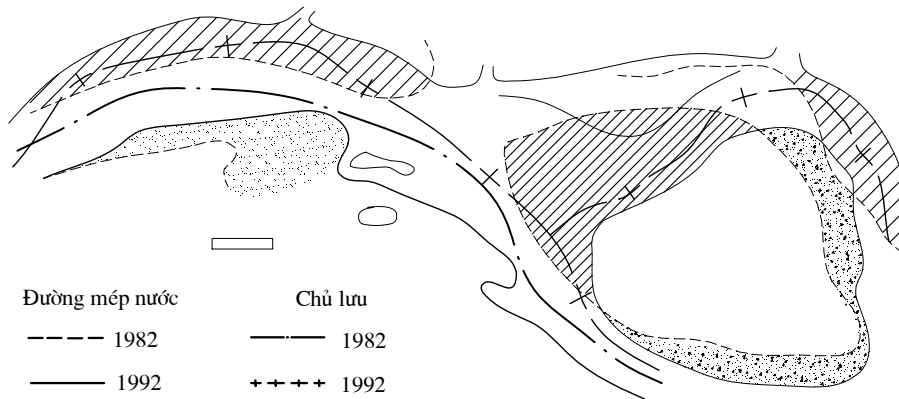
- Phân tích diễn biến trên mặt bằng

Để phân tích, thường tiến hành chụp bình đồ ở những thời kỳ tương ứng hoặc đặt chúng theo thứ tự vào các lưới tọa độ định sẵn. Trên một bình đồ chụp không nên thể hiện quá 2 thời kỳ, chỉ chụp đường mép nước và  $2 \div 3$  đường đồng mức đặc trưng. Từ bình đồ chụp vạch ra ranh giới bồi xói, dùng màu để thể hiện. Từ đó, có thể tính toán khối lượng (thể tích), tốc độ bồi xói.



Trước hết cần kiểm tra các bản đồ địa hình các thời kỳ có cùng tỷ lệ, cùng hệ tọa độ, hệ cao độ hay không, nếu không, cần tiến hành chỉnh lý. Trên các bình đồ, cần tìm ra những mốc địa hình, địa vật chung để làm căn cứ chụp hình.

Hình 6-15 là ví dụ về bình đồ chụp của một đoạn sông trong 2 thời kỳ đo 1982 và 1992.

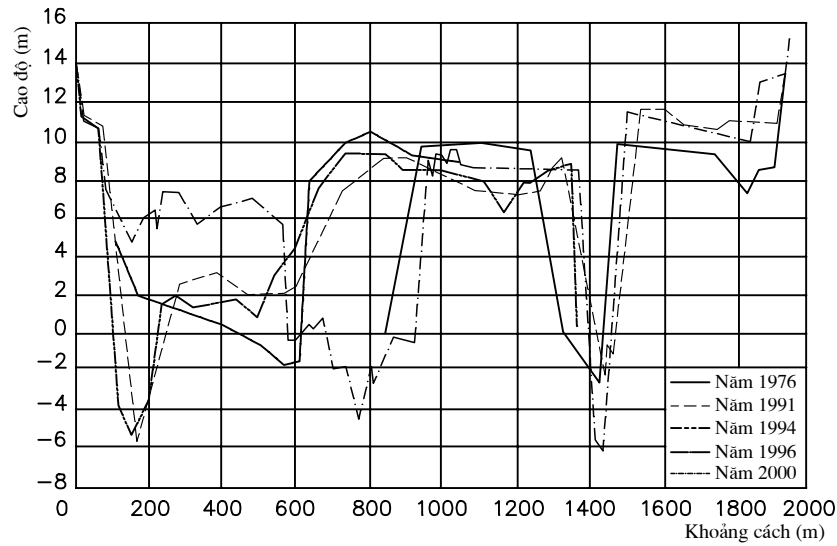


**Hình 6-15:** Bình đồ chụp 1 đoạn sông

So sánh sự thay đổi thể sông (tuyến chủ lưu) giữa 2 thời kỳ có thể thấy, trong 10 năm đoạn bờ lõm, đoạn cong luôn bị sạt lở và tốc độ sạt lở khá lớn, còn phía bờ lồi đối diện thì được bồi đắp nhiều và lấn ra cũng khá nhanh, 2 hiện tượng đó có liên quan mật thiết với nhau. Ngoài ra, tại bãi giữa của đoạn phân lạch, đầu bãi bị xói, đuôi bãi được bồi làm cho bãi dịch chuyển về hạ lưu, nhưng tốc độ xói đầu bãi thì nhanh, còn tốc độ bồi ở đuôi bãi thì chậm, làm cho hình thái mặt bằng của bãi giữa biến đổi, kéo theo sự biến đổi của tuyến chủ lưu. Có thể thấy sự biến đổi của bãi giữa có nguyên nhân từ sự thay đổi tuyến chủ lưu ở đoạn thượng lưu do sạt lở bờ lõm, chủ lưu ngày càng xô mạnh vào đầu bãi giữa.

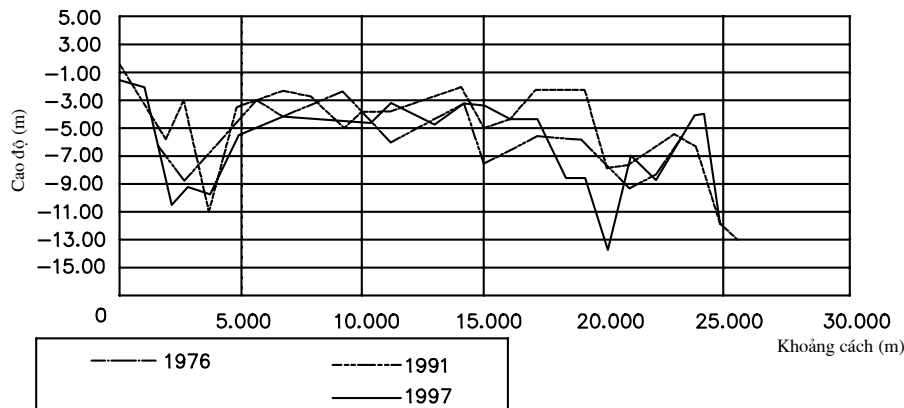
Ngoài ra, còn kết hợp chụp các mặt cắt ngang để phân tích hình thái mặt cắt ngang lòng sông và biến hình xói bồi, làm cơ sở cho việc tính toán khối lượng và phân bố xói bồi trong đoạn sông.

Hình 6-16 thể hiện hình vẽ chụp mặt cắt ngang lòng sông.



**Hình 6-16:** Biến đổi tại một mặt cắt ngang lòng sông Hồng (đoạn qua Hà Nội)

- Phân tích diễn biến trên mặt cắt dọc và ước tính lượng xói bồi
  - Để nghiên cứu sự biến hóa xói bồi theo chiều dọc của lòng sông, có thể chập các đường trung lòng sông (hoặc đường cao trình trung bình lòng dẫn) qua các thời kỳ, thông qua phân tích, đối chiếu để đưa ra các nhận xét về các biến đổi của hố sâu, ngưỡng cạn, như hình 6-17 thể hiện.

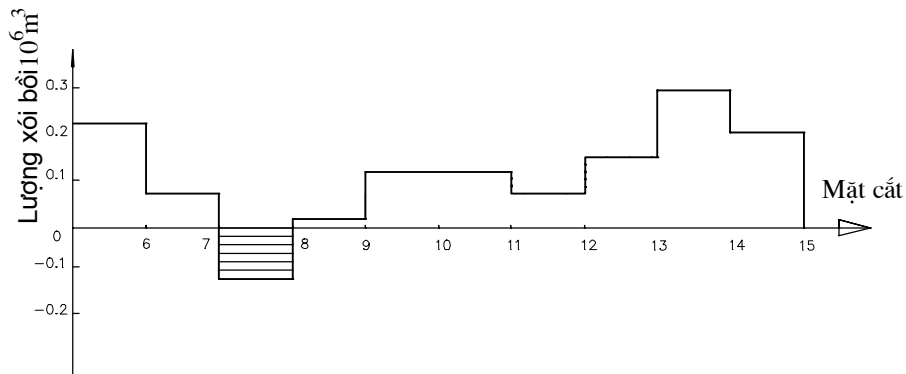


**Hình 6-17:** Diễn biến trên mặt cắt dọc của đáy sông đoạn X

- Với số liệu thực đo các mặt cắt ngang, cũng có thể tính toán lượng xói bồi thông qua so sánh diện tích các mặt cắt ngang dưới cùng một cao trình nước nhất định. Khi đã có lượng xói bồi tại các mặt cắt thì có thể ước tính khối lượng xói bồi trong các đoạn sông mà các mặt cắt ngang đó khống chế.

Hình 6-18 thể hiện biến đổi xói bồi dọc đường của đoạn sông N, thông qua số liệu đo đạc các mặt cắt ngang trong 2 thời kỳ tháng 12 năm 1993 và tháng 3

năm 1994. Từ hình này ta thấy chỉ có đoạn sông từ mặt cắt 7 đến mặt cắt 8 là bị xói chút ít, còn lại ở các đoạn khác đều xảy ra bồi lắng với các mức độ khác nhau.



**Hình 6-18:** Biến hóa xói bồi dọc đường của đoạn sông N

### ***c. Chính lý, phân tích số liệu thực đo về địa chất lòng dẫn***

Số liệu khoan thăm dò địa chất hoặc số liệu phân bố địa chất mặt lòng dẫn đều là những căn cứ quan trọng để phân tích khả năng ổn định, xói, bồi của lòng dẫn. Các mặt cắt địa chất qua toàn bộ lòng sông với các số liệu về phân bố các lớp đất cùng các tính chất cơ lý của nó cho ta căn cứ để phán đoán xu thế phát triển của diễn biến lòng sông và lựa chọn các vị trí, tuyến chỉnh trị, bố trí công trình v.v...

### **6.5.3. Dự báo diễn biến lòng sông bằng các phương pháp mô hình hóa**

Mô hình hóa là phương pháp nghiên cứu quan trọng để khảo sát quá trình diễn biến lòng sông, bao gồm hai phương thức: mô hình hóa bằng số (còn gọi là mô hình toán) và mô hình hóa bằng vật chất thực (còn gọi là mô hình vật lý). Việc ứng dụng vào thực tế đối với mô hình toán đã có lịch sử gần 50 năm và hơn 100 năm đối với mô hình vật lý, nhưng lý thuyết của chúng chỉ được phát triển một cách tương đối hoàn thiện và ứng dụng rộng rãi vào sản xuất trong vòng 40 năm trở lại đây. Gần đây, có xu hướng kết hợp mô hình toán và mô hình vật lý lại để hình thành một môn kỹ thuật chuyên ngành nghiên cứu về diễn biến sông.

Trước mắt, mô hình toán và mô hình vật lý đang là hai phương pháp quan trọng trong nghiên cứu diễn biến lòng sông và các chuyển động dòng chảy, bùn cát tương ứng, mỗi phương pháp đều có phạm trù được ưu tiên sử dụng của mình. Ví dụ: mô hình toán được sử dụng nhiều trong bài toán nghiên cứu bài toán 1D, mô hình vật lý sử dụng nhiều trong nghiên cứu bài toán 3D, còn bài toán 2D đều có thể sử dụng mô hình toán hoặc mô hình vật lý. Ngoài ra, sử dụng loại mô hình nào còn phụ thuộc tầm quan trọng của công trình và giai đoạn nghiên cứu. Đối với những công trình rất quan trọng, có thể cả hai loại mô hình đều được sử dụng ở các trường hợp khác nhau, thậm chí giống nhau, để bổ sung và kiểm tra lẫn nhau. Đối với các công trình không thật sự quan trọng, để rút ngắn thời gian và tiết kiệm đầu

tư, có thể chỉ sử dụng mô hình toán. Trong giai đoạn quy hoạch, sử dụng mô hình toán không những có thể giải đáp các vấn đề nêu trên, mà còn chỉ trong một thời gian ngắn nghiên cứu rất nhiều phương án, tìm ra phương án tối ưu. Trong giai đoạn thiết kế, để đi sâu nghiên cứu một số vấn đề nào đó, đặc biệt là những vấn đề có tính 3D nổi bật, có thể sử dụng mô hình vật lý.

Còn đối với việc quan trắc hiện trường đối với đoạn sông nghiên cứu thì bất kỳ mô hình nào cũng là cần thiết. Mặc dầu số liệu thực đo chỉ có thể cung cấp những nhận thức định tính, nhưng vì đối tượng nghiên cứu là nguyên hình, không tồn tại vấn đề tham số tính toán trong mô hình toán có được lựa chọn thỏa đáng hay không, cũng không tồn tại vấn đề ảnh hưởng của thu nhỏ kích thước trong mô hình vật lý, nên những nhận thức đó là vô cùng quan trọng. Ngoài ra, việc quan trắc hiện trường ở đoạn sông nghiên cứu có thể cung cấp cho mô hình toán và mô hình vật lý các thanh số tính toán và thiết kế, các loại số liệu cần thiết để kiểm định mô hình, là điều không thể thiếu.

Như trên đã nói, hiện nay mô hình toán đang trong quá trình phát triển. Điểm mấu chốt của các nghiên cứu chủ yếu đề cập đến 2 khía cạnh: một là công thức tải cát và công thức sức cản của các hệ phương trình cơ bản, chúng khác với các phương trình khác, không phải là các công thức lý thuyết chặt chẽ, mà mang nhiều tính chất kinh nghiệm. Đặc biệt, là các công thức kinh nghiệm đó thường chỉ thích dụng cho các trường hợp đơn giản (1D, dòng chảy ổn định, bùn cát đồng đều và tải cát cân bằng). Đối với các vấn đề 2D, 3D, trường hợp dòng chảy không đều và không ổn định, bùn cát không đồng đều và tải cát không cân bằng... những công thức đó biến đổi ra sao, mặc dầu đã có những nghiên cứu, nhưng vẫn chưa thật sự sáng tỏ, vì vậy khó làm cho mô hình phù hợp với thực tế. Khía cạnh thứ 2 là, để mở rộng phạm vi sử dụng của mô hình, nâng cao độ chính xác tính toán, bảo đảm tính ổn định và hội tụ của các nghiệm, cũng để giảm thiểu dung lượng bộ nhớ và tăng tốc độ tính toán, về phương pháp tính còn tồn tại nhiều cách lựa chọn, trong việc vận dụng kỹ thuật tính toán còn có nhiều điều phải làm. Những năm gần đây, mô hình toán phát triển thần tốc, chủ yếu thể hiện trong việc đổi mới và cải tiến phương pháp tính toán. Hiển nhiên, để cho mô hình toán về diễn biến lòng sông ngày càng hoàn thiện, 2 điểm mấu chốt nói trên còn cần phải tốn nhiều công sức nghiên cứu.

Khác với mô hình toán, mô hình vật lý tương đối thành thực hơn. Lý thuyết tương tự làm cơ sở cho mô hình vật lý đã gần như định hình. Thí nghiệm mô hình sông lòng cứng đã sớm đạt đến giai đoạn hoàn thiện, độ tin cậy của các kết quả thí nghiệm là không còn phải nghi ngờ nữa. Gần 30 năm lại đây, việc thiết kế và vận hành các mô hình lòng động cũng đã tích lũy được những kinh nghiệm phong phú, kết quả thí nghiệm cũng dần dần có độ tin cậy cao. Công tác nghiên cứu chủ yếu hiện nay là tiếp tục hoàn thiện phương pháp thí nghiệm mô hình lòng động. Vấn đề nghiên cứu trọng điểm là ảnh hưởng của các loại biến thái như biến thái hình học, biến thái độ dốc, biến thái thời gian đối với các kết quả thí nghiệm; lựa chọn và chế tạo các loại cát mô hình nhẹ có tính năng tốt cùng tính chất cơ học của nó.

Cần phải chỉ rõ rằng, trong lĩnh vực diễn biến lòng sông hiện vẫn còn tồn tại một số vấn đề mà cả mô hình toán và mô hình vật lý đều chưa giải quyết được. Ví như nghiên cứu biến hình trên mặt bằng lòng sông, tức là vấn đề dự báo sạt lở bờ sông, cả hai loại mô hình đều chưa có kết quả nào đáng kể.

Mô hình toán và mô hình vật lý, với những điều đã nói trên, như là hai phương pháp độc lập nhau. Thực ra, hai phương pháp có thể kết hợp với nhau để bổ trợ cho nhau. Ví dụ, mô hình toán có thể cung cấp điều kiện biên để mô hình vật lý chỉ phải tiến hành trong một đoạn ngắn, giảm bớt đầu tư. Mô hình vật lý lòng cứng có biên phức tạp có thể cung cấp số liệu về trường lưu tốc tương đối chính xác cho mô hình toán tiến hành tính toán bồi xói, mà tránh phải làm mô hình lòng động tốn kém và khó khăn. Tóm lại, với ý nghĩa là phương pháp nghiên cứu hai loại mô hình toán và mô hình vật lý có thể thâm thấu vào nhau để cùng giải quyết những vấn đề thực tế.

### ***a. Phương pháp mô hình vật lý***

Mô hình vật lý thường dùng trong nghiên cứu diễn biến lòng sông là mô hình thủy lực lòng động hoặc lòng cứng và mô hình mà dòng chảy là dòng khí có áp, gọi tắt là mô hình khí.

Mô hình thủy lực lòng cứng chỉ sử dụng trong trường hợp lòng sông không có biến hình lớn, hoặc có biến hình nhưng không ảnh hưởng lớn đến vấn đề nghiên cứu chủ yếu: ví dụ, trường hợp chỉ quan tâm đến sự thay đổi trường động lực do tác dụng của công trình trên sông và diễn biến lòng sông được tính toán thông qua sự biến đổi của các yếu tố thủy lực đó. Sau đó, mô hình có thể được đắp lại theo kết quả tính toán lý thuyết để tiếp tục nghiên cứu trường động lực trong điều kiện địa hình lý thuyết đó. Mô hình khí thường chỉ hạn chế sử dụng trong các bước quy hoạch, chọn phương án bố trí công trình, chỉ quan tâm đến các kết quả định tính chưa yêu cầu cao về kết quả định lượng.

Cơ sở của phương pháp mô hình vật lý là lý thuyết tương tự.

Nguyên lý cơ bản của lý thuyết tương tự đối với các vấn đề cơ học là: *các hệ thống vật chất chuyển động cơ học trong tự nhiên được gọi là tương tự khi ngoại hình của chúng có tương tự về hình học; thuộc tính của các quá trình vận động sản sinh trong các hệ thống đó phải giống nhau; Những định lượng cùng tính chất đặc trưng cho hiện tượng vận động có cùng một tỷ số.*

Xuất phát từ nguyên lý trên, đối với mô hình thủy lực lòng sông tự nhiên, về nguyên tắc, giữa mô hình và nguyên hình cần phải đạt được tương tự đối với 3 mặt sau:

- **Tương tự hình học:**

Dạng hình học của mô hình và nguyên hình phải tương tự nhau: bất kỳ các độ dài tuyến tính nào của mô hình và nguyên hình đều có cùng một tỷ lệ, tức là:

$$\frac{l_{N1}}{l_{M1}} = \frac{l_{N2}}{l_{M2}} = \dots = \frac{l_{Nn}}{l_{Mn}} = \lambda_l \tag{6-9}$$

trong đó:

$l_{N1}, l_{N2}, \dots, l_{Nn}$ : biểu thị các độ dài tuyến tính của nguyên hình;

$l_{M1}, l_{M2}, \dots, l_{Mn}$ : bậc độ dài tuyến tính của mô hình, (chữ N biểu thị nguyên hình, chữ M biểu thị mô hình, các con số 1, 2 ..., n, biểu thị các vị trí khác nhau);

$\lambda_l$ : hằng số tỷ lệ độ dài, hay hằng số tương tự độ dài.

• **Tương tự về động học:**

Trạng thái chuyển động của mô hình và nguyên hình phải tương tự nhau: tốc độ, gia tốc của bất kỳ các điểm tương ứng trên mô hình và nguyên hình phải song song với nhau và có cùng một tỷ lệ, tức là:

$$\frac{v_{N1}}{v_{M1}} = \frac{v_{N2}}{v_{M2}} = \dots = \frac{v_{Nn}}{v_{Mn}} = \lambda_v \tag{6-10}$$

$$\frac{a_{N1}}{a_{M1}} = \frac{a_{N2}}{a_{M2}} = \dots = \frac{a_{Nn}}{a_{Mn}} = \lambda_a \tag{6-11}$$

trong đó:

v: lưu tốc;

a: gia tốc;

$\lambda_v$  : hằng số tương tự lưu tốc;

$\lambda_a$ : hằng số tương tự gia tốc.

• **Tương tự động lực học:**

Tình trạng tác dụng của các lực trong mô hình và nguyên hình phải tương tự nhau: lực tác dụng lên các điểm tương ứng trên mô hình và nguyên hình phải song song với nhau và có cùng một tỷ số, tức là:

$$\frac{f_{N1}}{f_{M1}} = \frac{f_{N2}}{f_{M2}} = \dots = \frac{f_{Nn}}{f_{Mn}} = \lambda_f \tag{6-12}$$

trong đó:

f: biểu thị lực tác dụng;

$\lambda_f$ : hằng số tương tự học.

Từ các mặt tương tự trên, ta thấy rằng:

- Các yếu tố của mô hình có thể tìm được bằng cách lấy các yếu tố tương ứng của nguyên hình chia cho hằng số tương tự. Ngược lại, các yếu tố của nguyên hình cũng tìm được bằng cách lấy các yếu tố tương ứng của mô hình nhân với hằng số tương tự.

- Hằng số tương tự của cùng một đại lượng ở các điểm khác nhau trong hệ thống đều có cùng một trị số. Hằng số tương tự của các đại lượng khác nhau thì không nhất thiết bằng nhau.

- Hằng số tương tự là tỷ số giữa 2 đại lượng cùng loại, cho nên không có thứ nguyên.

- Gọi x là một đại lượng nào đó,  $\lambda_x$  là hằng số tương tự của đại lượng đó thì sự chuyển hóa của lượng x có thể ứng dụng cho cả lượng vi phân dx, vì lượng vi phân tuy rất nhỏ song vẫn là hữu hạn:  $dx = x_{II} - x_I$ , trong đó II và I là 2 điểm gần nhau trong hệ thống.

Cho nên:

$$\frac{dX_N}{dX_M} = \frac{X_{NII} - X_{NI}}{X_{MII} - X_{MI}} = \frac{X_{NII}}{X_{MII}} = \frac{X_{NI}}{X_{MI}} = \lambda_x \tag{6-13}$$

Tương tự hình học, tương tự động học và tương tự động lực học giữa mô hình và nguyên hình là các điều kiện cụ thể để bảo đảm cho tương tự về quy luật vận động của hệ thống. Các điều kiện tương tự trên không phải hoàn toàn độc lập với nhau để có thể tự do lựa chọn. *Sự tương tự của quy luật chuyển động yêu cầu cùng một hiện tượng vật lý của mô hình và nguyên hình phải được mô tả bằng một phương trình vật lý như nhau.* Chính vì vậy, giữa tương tự hình học, tương tự động học và tương tự động lực học tồn tại một quan hệ ràng buộc với nhau, các hằng số tương tự bị phương trình vật lý khống chế, không thể tự ý lựa chọn.

Ví dụ: Nghiên cứu dòng chảy ổn định không đều trong sông thiên nhiên, dòng chảy trong mô hình cũng phải thỏa mãn phương trình chuyển động sau:

$$-\frac{dZ}{dx} = \frac{d}{dx} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}} \tag{6-14}$$

Ứng dụng phương trình trên cho nguyên hình và mô hình ta có:

$$-\frac{dZ_N}{dx_N} = \frac{d}{dx_N} \left( \frac{v_N^2}{2g} \right) + \frac{v_N^2 n_N^2}{R_M^{4/3}} \tag{6-15}$$

$$-\frac{dZ_M}{dx_M} = \frac{d}{dx_M} \left( \frac{v_M^2}{2g} \right) + \frac{v_M^2 n_M^2}{R_M^{4/3}} \quad (6-16)$$

Khi mô hình và nguyên hình tương tự nhau, ta có:

$$\begin{aligned} Z_N &= \lambda_h Z_M, & x_N &= \lambda_1 x_M, & v_N &= \lambda_v v_M, \\ n_N &= \lambda_n Z_M, & R_N &= \lambda_R R_M, & g_N &= \lambda_g v_M, \end{aligned}$$

Thay các biểu thức trên vào (6-15), ta được:

$$\frac{\lambda_h}{\lambda_1} \left( -\frac{dZ_M}{dx_M} \right) = \frac{\lambda_v^2}{\lambda_1 \lambda_g} \left( \frac{d}{dx_M} \cdot \frac{v_M^2}{2g} \right) + \frac{\lambda_v^2 \cdot \lambda_n^2}{\lambda_R^{4/3}} \left( \frac{v_M^2 \cdot n_M^2}{R_M^{4/3}} \right) \quad (6-17)$$

hoặc:

$$-\frac{dZ_M}{dx_M} = \frac{\lambda_v^2}{\lambda_g \lambda_h} \left( \frac{d}{dx_M} \cdot \frac{v_M^2}{2g} \right) + \frac{\lambda_v^2 \lambda_n^2}{\lambda_R^{4/3} \frac{\lambda_h}{\lambda_1}} \left( \frac{v_M^2 \cdot n_M^2}{R_M^{4/3}} \right) \quad (6-18)$$

So sánh (6-16) và (6-18), ta thấy điều kiện để hai phương trình này thống nhất là:

$$\frac{\lambda_v^2}{\lambda_g \lambda_h} = 1 \quad (6-19)$$

và

$$\frac{\lambda_v^2 \lambda_n^2}{\lambda_R^{4/3} \frac{\lambda_h}{\lambda_1}} = 1 \quad (6-20)$$

Như vậy, (6-19) và (6-20) là những điều kiện tương tự.

Chú ý rằng, khi mô hình đảm bảo tương tự hình học thì  $\lambda_h = \lambda_1$  lúc đó mô hình được gọi là *mô hình chính thái*. Trong trường hợp để bảo đảm tương tự cho các điều kiện khác, phải dùng  $\lambda_h \neq \lambda_1$ , thì mô hình được gọi là *mô hình biến thái* và tỷ số  $\eta = \frac{\lambda_1}{\lambda_h}$  được gọi là hệ số biến thái.

- Điều kiện tương tự (6-19) thường gọi là tương tự Froude, viết tắt Fr = idem.



- Điều kiện tương tự (6-20) thường được gọi là tương tự sức cản.

Các điều kiện tương tự trên có nghĩa là: Trong trường hợp dòng chảy ổn định không đều trong sông thiên nhiên, để bảo đảm tương tự về động lực học giữa nguyên hình và mô hình, tỷ lệ của trọng lực  $\left(\frac{dZ}{dx}\right)$ , lực quán tính  $\left(\frac{1}{2g} \cdot \frac{dv^2}{dx}\right)$  và sức cản  $\left(\frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}\right)$  của các điểm tương ứng trên mô hình và nguyên hình là bằng nhau.

Từ thủy lực ta có:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$$

hoặc:

$$\lambda_c = \frac{\lambda_R^{1/6}}{\lambda_n} = \sqrt{\frac{\lambda_g}{\lambda_\lambda}}$$

(6-21)

Từ (6-21) rút ra  $\lambda_n$  và thay vào (6-20) ta được:

$$\frac{\lambda_v^2 \cdot \lambda_\lambda}{\lambda_g \lambda_R \lambda_l} = 1$$

(6-22)

Thí nghiệm Nicuratsơ đã chỉ rõ: đối với trường hợp chảy tầng, chỉ cần số Re bằng nhau thì hệ số sức cản  $\lambda$  bằng nhau. Đối với trường hợp chảy rối, khi dòng chảy ở khu thành trơn cũng chỉ cần số Re bằng nhau thì hệ số  $\lambda$  cũng bằng nhau, nhưng khi dòng chảy ở khu quá độ, muốn có  $\lambda$  bằng nhau thì không những cần Re bằng nhau mà hệ số nhám tương đối cũng bằng nhau.

Còn khi dòng chảy ở khu bình phương sức cản, chỉ cần hệ số nhám tương đối bằng nhau thì hệ số  $\lambda$  bằng nhau.

Nếu mô hình nghiêm khắc tuân theo tương tự hình học, thì hệ số nhám tương đối sẽ bằng nhau, do đó trong tình hình chung, chỉ cần có Re bằng nhau thì hệ số  $\lambda$  sẽ bằng nhau, còn ở khu bình phương sức cản thì cho dù số Re không bằng nhau hệ số  $\lambda$  cũng bằng nhau.

Đồng thời với mô hình có tương tự hình học thì:

$$\lambda_R = \lambda_h, \lambda_l = \lambda_h / \lambda_l = 1, \lambda_R \lambda_l = \lambda_h$$

Do đó với  $\lambda_\lambda = 1$ , công thức (6-22) sẽ biến thành (6-19). Kết quả đó nói lên rằng: trong tình hình chung, chỉ cần số Re bằng nhau, nếu thỏa mãn điều kiện tương tự Fr (6-19) cũng tức là thỏa mãn điều kiện tương tự sức cản (6-20). Nói một cách khác, trong mô hình có tương tự hình học tuyệt đối, thì chỉ cần bảo đảm 2 điều kiện: Re = idem và Fr = idem là mô hình và nguyên hình và tương tự về động lực học. Còn nếu dòng chảy ở khu bình phương sức cản thì chỉ cần một

điều kiện  $Fr = \text{idem}$  là mô hình và nguyên hình có tương tự về động lực học. Chính vì vậy ta gọi *khu bình phương sức cản là khu tự động mô hình*.

Trong thực tế, mô hình không thể nào bảo đảm được tương tự hình học một cách tuyệt đối. Vì nhiều điều kiện hạn chế, phải sử dụng mô hình biến thái. Có khi mặc dù mô hình không biến thái, nhưng không thể thực hiện được tương tự về độ nhám. Vì vậy hệ số  $\lambda$  không thể bằng nhau, do đó 2 điều kiện (6-19) và (6-20) tồn tại độc lập với nhau.

Xuất phát từ những cơ sở lý thuyết trên, có thể suy diễn ra các điều kiện tương tự cần phải tuân thủ khi thiết kế và tiến hành của thí nghiệm mô hình công trình là.

• **Đối với mô hình lòng cứng:**

- Tương tự liên tục dòng chảy:

$$\frac{\lambda_t \lambda_u}{\lambda_1} = 1 \tag{6-23}$$

hoặc 
$$\frac{\lambda_Q}{\lambda_1 \lambda_h \lambda_u} = 1 \tag{6-24}$$

- Tương tự tỷ số giữa lực quán tính và trọng lực:

$$\frac{\lambda_u^2}{\lambda_h} = 1 \tag{6-25}$$

- Tương tự tỷ số giữa lực quán tính và sức cản:

$$\lambda_{fb} = \frac{\lambda_h}{\lambda_1} = \frac{1}{\eta}; \lambda_{fw} = 1 \tag{6-26}$$

hoặc 
$$\lambda_{nb} = \frac{\lambda_h^{3/2}}{\lambda_2^{1/2}} = \frac{\lambda_1^{1/6}}{\eta^{2/3}}; \lambda_{nw} = \lambda_1^{1/6} \tag{6-27}$$

Ngoài ra, đồng thời phải thỏa mãn 2 điều kiện sau:

+ Điều kiện hạn chế dòng chảy rối:  $Re_M > 1000 \div 2000 \tag{6-28}$

+ Điều kiện hạn chế sức căng bề mặt:  $h_M > 1,5 \text{ cm} \tag{6-29}$

• **Đối với mô hình lòng động:**

Các điều kiện tương tự cho mô hình nghiên cứu biến hình lòng dẫn có dòng chảy mang chủ yếu là bùn cát lơ lửng như sau:

- Tương tự chuyển động bùn cát lơ lửng:

$$\frac{\lambda_u \lambda_h}{\lambda_w \lambda_l} = 1 \tag{6-30}$$

$$\frac{\lambda_{u*}}{\lambda_w} = 1, \text{ tức } \frac{\lambda_u \lambda_h^{\frac{1}{2}}}{\lambda_w \lambda_l^{\frac{1}{2}}} = 1 \tag{6-31}$$

$$\frac{\lambda_w \lambda_v}{\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \lambda_d^2} = 1 \tag{6-32}$$

hoặc

$$\frac{\lambda_w}{\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}^{\frac{1}{2}} \lambda_d^{\frac{1}{2}} \lambda_\zeta} = 1 \tag{6-33}$$

- Tương tự khởi động:

$$\frac{\lambda_{U_C}}{\lambda_u} = 1 \tag{6-34}$$

$$\frac{\lambda_{u_c}}{\left(\frac{\lambda_h}{\lambda_d}\right)^{0,14} \lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}^{\frac{1}{2}} \lambda_d^{\frac{1}{2}} \lambda_\zeta} = 1 \tag{6-35}$$

- Tương tự tải cát:

$$\frac{\lambda_s}{\lambda_{s*}} = 1 \tag{6-36}$$

$$\lambda_{s*} = \frac{\lambda_{\rho_s}}{\lambda_{\frac{\rho_s - \rho}{\rho}}} = 1 \tag{6-37}$$

hoặc

$$\lambda_{S*} = \frac{\lambda_{pS}}{\lambda_{\frac{pS-p}{p}}} \left( \frac{\lambda_h}{\lambda_l} \right)^{\frac{1}{2}} \tag{6-38}$$

- Tương tự biến hình lòng dẫn:

$$\lambda_{l'} = \frac{\lambda_l \lambda_{p'}}{\lambda_u \lambda_s} \tag{6-39}$$

• **Các bước thiết kế mô hình sông lòng cứng [4]**

Để thiết kế và kiểm tra mô hình sông lòng cứng, có thể theo các bước sau đây:

*Bước 1:* Căn cứ vào diện tích phòng thí nghiệm, chọn tỷ lệ mặt bằng  $\lambda_l$  và tỷ lệ đứng  $\lambda_H$ . Nếu làm mô hình không biến dạng thì  $\lambda_l = \lambda_B = \lambda_H$ ; nếu làm mô hình biến dạng thì  $\lambda_l = \lambda_B \neq \lambda_H$ . Tùy theo mục đích nghiên cứu và diện tích phòng thí nghiệm mà chọn biến suất K cho phù hợp.

*Bước 2:* Theo các điều kiện tương tự, xác định các tỷ lệ tương tự còn lại.

*Bước 3:* Kiểm tra trạng thái chảy trong mô hình:

- Dòng chảy rối: số Reynolds  $Re_M > Re_K$  (với  $Re_K$  là số Reynolds phân giới).
- Dòng chảy êm: số Froude  $Fr_M < 1$ .

*Bước 4.* Mở nước, kiểm tra sự tương tự về độ dốc mặt nước giữa nguyên hình và mô hình. Nếu có chênh lệch thì phải điều chỉnh độ nhám lòng mô hình hoặc tỷ lệ lưu lượng.

***Ví dụ thiết kế***

Phòng Thủy công - Viện nghiên cứu Khoa học Thủy lợi đã tiến hành thiết kế mô hình lòng cứng đoạn sông Hồng thuộc Hà Nội từ cống Liên Mạc đến cống Xuân Quang. Năm 1962, đã tiến hành nghiên cứu một đoạn sông dài 11km ở Tổ Thôn (cách trạm bơm Đan Hoài hơn 2km về phía thượng lưu)[4]. Độ dốc mặt nước trung bình của đoạn sông vào khoảng 0,7‰.

1. Căn cứ vào điều kiện sân thí nghiệm ngoài trời, đã chọn làm mô hình biến thái với tỷ lệ mặt bằng  $\lambda_l = 500$  và tỷ lệ đứng  $\lambda_H = 100$ , biến suất của mô hình  $K = 5$ .

Với tỷ lệ đã chọn, sông trong mô hình có chiều dài:

$$l_M = \frac{11000}{500} = 22m$$

Chiều rộng lớn nhất giữa hai tuyến đê ngoài thực tế ở Tổ Thôn là 4,5km, do đó chiều rộng này trên mô hình là:

$$B_M = \frac{4500}{500} = 9m$$

Như vậy, có thể chọn sân mô hình có diện tích là:

$$S = 22 \times 10 \text{ m}^2$$

2. Xác định các tỷ lệ khác của mô hình:

Tỷ lệ tốc độ:  $\lambda_v = \sqrt{\lambda_H} = \sqrt{100} = 10$

Tỷ lệ lưu lượng :  $\lambda_Q = \lambda_v \cdot \lambda_H \cdot \lambda_l = 10 \times 100 \times 500 = 500000$ .

Trong mô hình này, lần lượt thí nghiệm với các cấp lưu lượng chính:

$$Q_{\text{Tạo lòng N}} = 18000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Trung bình N}} = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{kiệt N}} = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$$

Do đó lưu lượng trên mô hình

$$Q_{\text{Tạo lòng M}} = \frac{18000}{500000} = 23,6 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{Trung bình M}} = \frac{5000}{500000} = 10 \text{ l/s.}$$

$$Q_{\text{kiệt M}} = \frac{3200}{500000} = 6,4 \text{ l/s.}$$

3. Sau khi chọn tỷ lệ, phải kiểm tra trạng thái chảy trong mô hình. Dòng chảy trong mô hình phải là dòng chảy rối ( $Re > Re_K$  với  $Re_K$  là số Reynolds phân giới) và êm ( $Fr < 1$ ). Xét trường hợp lưu lượng kiệt ( $Q_N = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$ ) là trường hợp lưu lượng nguy hiểm đối với trạng thái chảy rối. Lấy mặt cắt Chèm có tài liệu đo đạc thực tế ngày 18/9/1962.

Lưu lượng:  $Q_N = 3256 \text{ m}^3/\text{s}$ ; diện tích mặt cắt ngang:  $\Omega_N = 3020 \text{ m}^2$ ; tốc độ dòng chảy trung bình  $\bar{V}_N = 1,08 \text{ m/s}$ ; chiều sâu dòng chảy trung bình:  $\bar{H}_N = 3,71 \text{ m}$ .

Do đó tài liệu tương ứng trong mô hình tại mặt cắt này là:

$$\bar{V}_M = \frac{\bar{V}_N}{\lambda_v} = \frac{1,08}{10} = 0,108 \text{ m/s} = 10,8 \text{ cm/s}$$

$$\bar{H}_M = \frac{\bar{H}_N}{\lambda_H} = \frac{3,71}{100} = 0,0371 \text{ m} = 3,71 \text{ cm}$$

Và số Reynolds trên mô hình là:

$$Re_M = \frac{\bar{V}_M \cdot \bar{H}_M}{\nu} = \frac{10,8 \times 3,71}{0,01} = 4006 > Re_K$$

Như vậy, dòng chảy trong mô hình cũng là dòng chảy rối. Số Froude trong mô hình là:

$$Fr_M = \frac{\bar{V}_M^2}{g\bar{V}_M} = \frac{(10,8)^2}{981 \times 3,71} < 1$$

nên dòng chảy trong mô hình cũng là dòng chảy êm.

4. Kiểm tra đường mặt nước trong mô hình (tức là kiểm tra sự tương tự về độ nhám): Khi mở nước vào mô hình, tiến hành đo đường mặt nước tương ứng với ba cấp lưu lượng trên và so sánh với tài liệu thủy văn thực đo thì thấy đường mặt nước trong mô hình thấp hơn so với đường mặt nước thực tế. Đã tiến hành tăng độ nhám trên mô hình (chủ yếu phân bãi sông) và kiểm tra lại. Nói chung mực nước trong mô hình có nâng cao hơn nhưng cục bộ vẫn có chênh lệch thấp so với thực tế. Do đó đã tăng tỷ lệ lưu lượng trên mô hình thành 26,21 l/s; 11,11 l/s và 7,11 l/s. Khi đó, đường mặt nước trong mô hình được nâng cao xấp xỉ với đường mặt nước thực tế, chênh lệch nhiều nhất là  $\pm 10\text{cm}$  (tương ứng với  $\pm 1\text{mm}$  trên mô hình).

### ***b. Phương pháp mô hình toán***

Trong nghiên cứu tìm giải pháp chỉnh trị sông, đặc biệt là các cửa sông hay dự án xây công trình vượt sông ở những vùng có chế độ thủy văn và thủy lực phức tạp công cụ mô hình toán thường được áp dụng để nghiên cứu các quá trình động lực dòng chảy, dự báo xu thế diễn biến trong tương lai, nó giúp cho việc so sánh lựa chọn giải pháp công trình và phương án bố trí mặt bằng hợp lý.

Hiện nay, bài toán biến hình lòng sông cho dòng chảy không ổn định 1D, 2D đã được nghiên cứu khá hoàn chỉnh, đã có các chương trình tự động hóa tính toán và phần mềm ứng dụng như các phần mềm HEC của Mỹ, MIKE của Đan Mạch, DELF của Hà Lan, TELEMAC của Pháp v.v...

Bài toán 3D đang trong giai đoạn nghiên cứu, bước đầu đã có những thành tựu khả quan, trong đó có thể kể đến phần mềm DELFT-3D, MIKE-3...

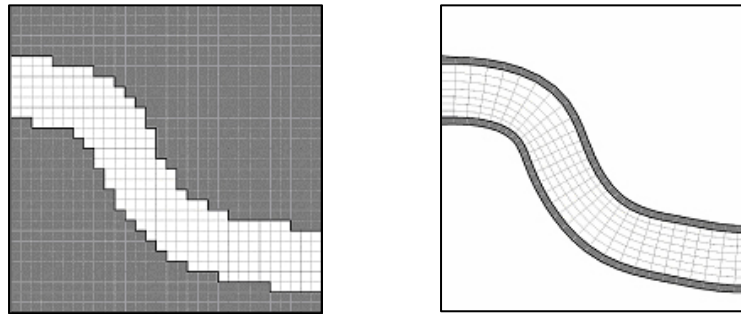
Dự báo diễn biến bằng mô hình toán để phục vụ cho công tác thiết kế các công trình vượt sông đã được sử dụng trong các dự án: cầu Mỹ Thuận (sông Tiền), cầu Thanh Trì, cầu Vĩnh Tuy, cầu Nhật Tân (sông Hồng), cầu Vàm Cống (sông Hậu) ... Dùng mô hình toán để đánh giá diễn biến là một vấn đề lớn, MIKE21 là hệ thống các phần mềm để nghiên cứu trong 4 lĩnh vực chủ yếu (Thủy lực sông - biển và hải văn, sóng, các quá trình sa bồi và thủy lực môi trường). Sau đây xin giới thiệu tóm tắt có tính chất tham khảo, nội dung và khả năng ứng dụng mô hình MIKE 21C

- **Giới thiệu chung**

Đầu tiên, mô hình MIKE 21C chỉ là một tiện ích nhỏ trong các mô đun MIKE21HD và MIKE21ST của bộ mô hình MIKE 21 [6]. Do các yêu cầu tính toán về thủy lực - hình thái cho sông ngòi ngày càng nhiều và với độ chính xác cao, đặc biệt là việc mô phỏng chi tiết hình dạng cong bất kỳ của đường bờ, của bãi sông (bãi bên và bãi giữa) nên MIKE 21C đã được tách ra và được phát triển thành một mô hình độc lập chuyên về tính toán thủy lực - bùn cát và hình thái hai chiều trong sông.

Điểm mới nhất và khác biệt của mô hình MIKE 21C so với các phiên bản chuẩn của mô hình MIKE 21 là việc tạo lưới tính toán: Phiên bản chuẩn của mô hình MIKE 21 dựa trên lưới tính toán hình chữ nhật. Đối với việc mô phỏng vùng biển và những vùng cửa sông, hoặc các đoạn sông thẳng đơn, những lưới như vậy cho độ chính xác vừa đủ. Tuy nhiên, đối với các ứng dụng trong sông, nhất là các đoạn sông cong hoặc tồn tại các bãi bồi giữa sông, yêu cầu phải có sự mô phỏng chính xác đường biên và điều đó đòi hỏi việc sử dụng lưới cong hoặc lưới phi cấu trúc.

Mô hình MIKE 21C đã tạo lưới đường cong trong việc mô phỏng vùng tính toán, việc sử dụng lưới cong so với việc sử dụng lưới chữ nhật có ưu việt là số điểm lưới ít hơn, mô phỏng đường bao tốt hơn và do đó kết quả tính toán có độ chính xác cao hơn. Trong mô hình lưới cong, bước thời gian dài hơn có thể được sử dụng và độ phân rã của đường dòng chảy được cải thiện nhiều hơn bởi vì đường lưới luôn bám sát theo đường dòng chảy. Và cuối cùng, khi chạy mô hình lưới cong, do số điểm được định nghĩa và lưu trữ ít hơn nên hạn chế được dung lượng trữ.



**Hình 6.19:** So sánh lưới hình chữ nhật và lưới cong

Lưới cong được sử dụng trong MIKE 21C có được từ việc giải hệ phương trình:

$$\frac{\partial}{\partial s} \left[ g \frac{\partial x}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{l}{g} \frac{\partial x}{\partial n} \right] = 0 \tag{6-40}$$

$$\frac{\partial}{\partial s} \left[ g \frac{\partial y}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[ \frac{l}{g} \frac{\partial y}{\partial n} \right] = 0 \tag{6-41}$$

trong đó:

x, y: tọa độ Đề các;

s, n : tọa độ cong (ngược chiều kim đồng hồ);

g: hàm tỷ trọng, là tỷ lệ giữa độ dài ô lưới theo phương s và độ dài ô lưới theo phương n.

$$g = \frac{\sqrt{\left[\frac{\partial x}{\partial s}\right]^2 + \left[\frac{\partial y}{\partial s}\right]^2}}{\sqrt{\left[\frac{\partial x}{\partial n}\right]^2 + \left[\frac{\partial y}{\partial n}\right]^2}} \quad (6-42)$$

- **Khả năng ứng dụng của mô hình MIKE 21C [7]**

*Mô hình MIKE 21C có các khả năng ứng dụng sau:*

- Nghiên cứu trường dòng chảy và lũ trên lòng sông và các bãi sông. Một hệ thống lưới cong cho phép độ phân rã thấp hơn của lòng dẫn bởi vì các đường lưới đi theo đường bờ sông. Bởi vậy một mô hình sông hai chiều có thể áp dụng nghiên cứu trên phạm vi 100km (trong điều kiện hình thái lòng dẫn không quá phức tạp và không có phân nhập lưu).

- Nghiên cứu dự báo các sự thay đổi về hình thái với thời đoạn 2 - 3 năm trong các sông có lòng dẫn biến động mạnh liên quan tới việc thiết lập quy hoạch và xây dựng các công trình trên sông.

- Nghiên cứu xác lập các tiêu chuẩn thiết kế cho công trình chỉnh trị sông với các thông số về vận tốc, chiều sâu dòng chảy, chiều sâu xói, diễn biến đường bờ ...

- Dự báo sự thay đổi hình thái trên mặt bằng bao gồm xói lở bờ và ảnh hưởng của việc co hẹp lòng sông tới dòng chảy lũ.

- Phân tích sự lắng đọng và xói của vật liệu bùn cát gần các công trình cửa lấy nước, đập khoá các khu vực phân, nhập khu vực cửa vào các vùng cảng ...

- Thiết kế tối ưu tuyến giao thông và dự báo lượng nạo vét lòng dẫn hàng năm trên các tuyến giao thông.

- **Vấn đề dự báo diễn biến sông của mô hình MIKE 21C [7]**

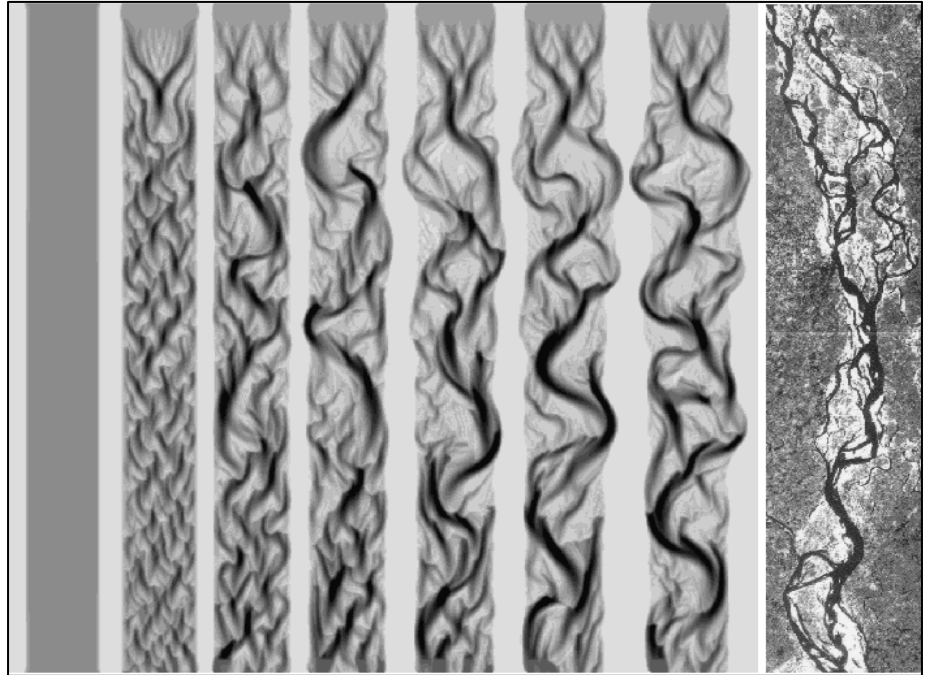
MIKE 21C có khả năng tính toán dự báo diễn biến sông (trường hợp phát triển tự nhiên hay do tác động của công trình ...) theo các thời đoạn khác nhau, nói chung có thể phân chia thành:

- Tính toán dự báo ngắn hạn: Dự báo trong một mùa, hoặc từ 1-3 năm trong các trường hợp tính toán dự báo diễn biến khi có các đợt biến về chế độ thủy văn - dòng chảy trên con sông.

- Tính toán dự báo dài hạn hơn (trên 5 năm): Trong các ví dụ tính toán đã nêu lên khả năng dự báo dài hạn của mô hình (tới 30 năm), trong trường hợp này các yếu tố thủy văn dòng chảy trong tính toán thường mang tính trung bình hay tính đại diện cho cả một thời đoạn (ví dụ: chỉ tính toán dự báo với giá trị lưu lượng tạo lòng hoặc lưu lượng trung bình nhiều năm, hay có thể tính toán với một vài giá trị lưu lượng đại diện cho cả thời kỳ dự báo bao gồm cả lưu lượng lũ lớn, lũ trung bình, lưu lượng kiệt, ...)



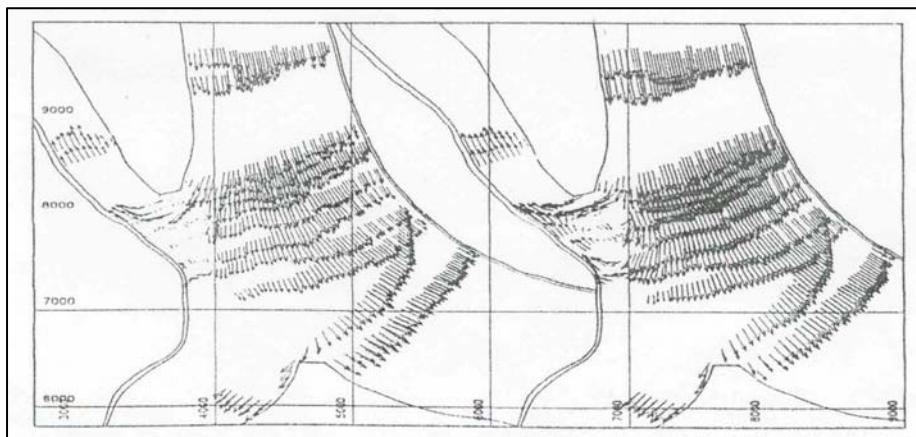
**Hình 6.20:** Mô tả kết quả tính toán dự báo diễn biến cho một đoạn sông ở Bangladeset



- **Một số kết quả nghiên cứu trên thế giới [7]**

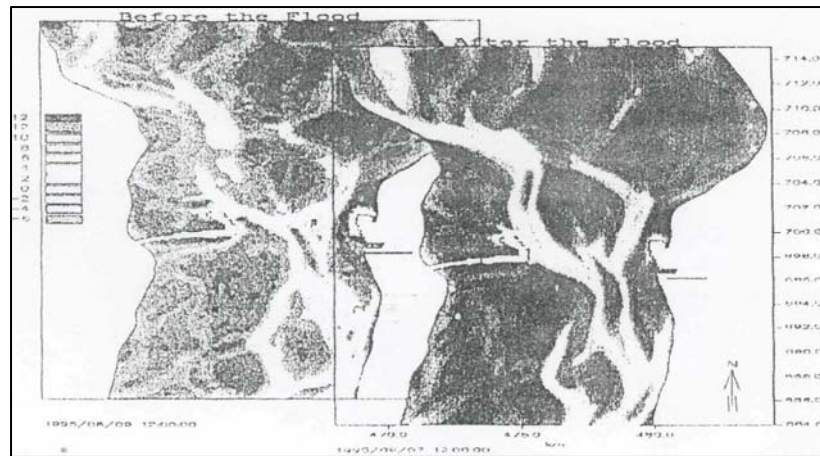
Việc ứng dụng mô hình MIKE 21C đã được phát triển rất mạnh mẽ trong nghiên cứu sông ngòi và nghiên cứu tác động của công trình trên sông đối với diễn biến lòng dẫn nhiều khu vực trên thế giới, đặc biệt trong khoảng 5 năm gần đây mô hình đã ứng dụng trong nhiều dự án thuộc lĩnh vực động lực học sông ở châu Á, sau đây là một vài nét tổng hợp các kết quả nghiên cứu chính dựa trên mô hình MIKE 21C

1. Dự án ổn định nút thắt nhập lưu Chatomuk giữa sông Bassac, Mê Kông, Tonléap của Campuchia: Nghiên cứu đánh giá các đặc trưng thủy lực và biến động hình thái tại đoạn thắt Chatomuk từ đó mô phỏng lại chế độ thủy lực và các biến động hình thái để đề ra các giải pháp ổn định khu vực này



**Hình 6.21:** Mô phỏng trường dòng chảy giữa thực tế (trái) và mô hình

2. Dự án xây dựng cầu qua sông Bramputra - Jamura ở Bangladesh: Đã ứng dụng mô hình MIKE 21C để nghiên cứu dự báo diễn biến hình thái tại lân cận khu vực xây dựng cầu với các dự báo ngắn hạn (1÷3 năm), dài hạn (30 năm).



Hình 6.22: Mô tả kết quả tính toán dự báo diễn biến ngắn hạn (3 năm)

- **Một số kết quả nghiên cứu bước đầu tại Việt Nam**

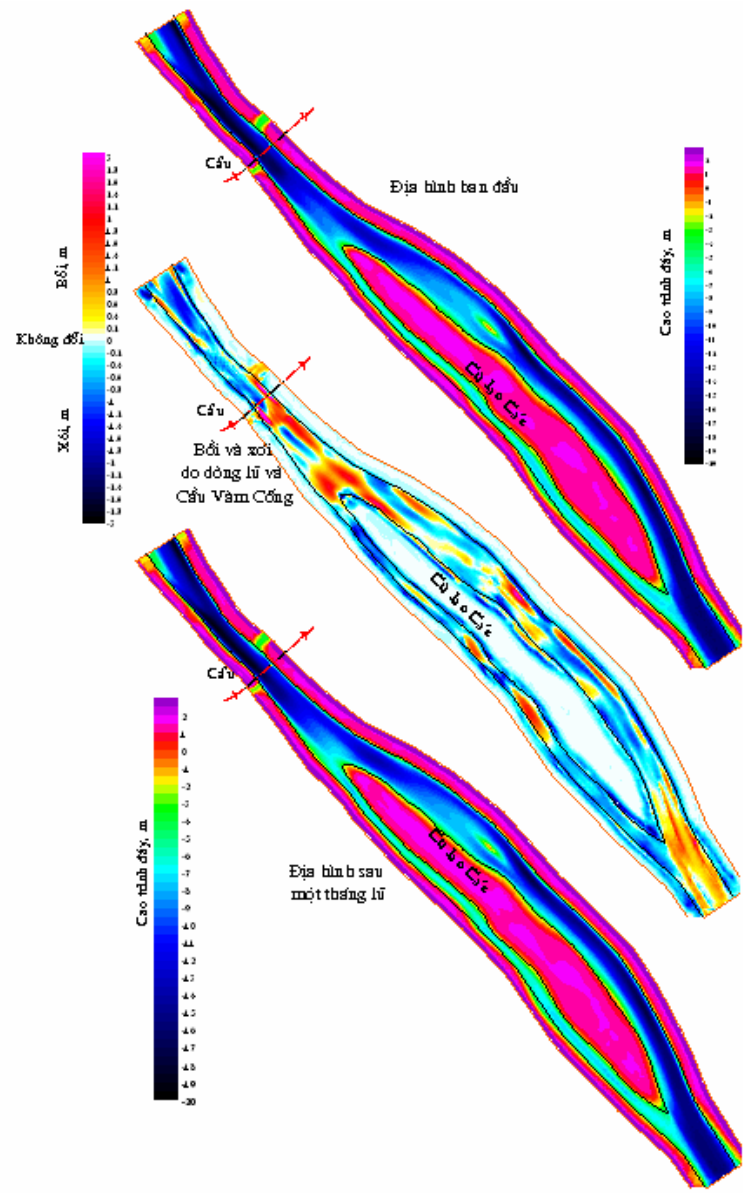
Viện khoa học thủy lợi đã ứng dụng mô hình MIKE 21C để nghiên cứu cho một số đoạn sông sau [7]:

+ Đoạn sông Hồng từ Sơn Tây - Liên Trì: với đặc trưng của đoạn sông cong không hoàn chỉnh.

+ Đoạn sông Hồng qua Hà Nội từ Chèm đến Thanh Trì: Với đặc trưng của đoạn sông vùng ngã ba (nhập lưu).

+ Đoạn sông Thái Bình khu vực thành phố Hải Dương với đặc trưng của đoạn sông cong gấp đồng thời có các tác động công trình trên sông.

Trong khuôn khổ dự án xây dựng cầu Vàm Cống qua sông Hậu, Tổng công ty TVTK GTVT (TEDI) đã sử dụng mô hình MIKE 21C để nghiên cứu chế độ thủy lực, diễn biến lòng dẫn trước và sau khi xây dựng cầu Vàm Cống. Kết quả nghiên cứu trích rút tóm tắt ở hình 6.23 [9].



Hình 6-23: Mô tả kết quả tính toán bồi xói sau một tháng lũ

#### 6.5.4. Dự báo diễn biến lòng sông bằng phương pháp phân tích ảnh viễn thám

Kỹ thuật viễn thám sử dụng một loại thiết bị kỹ thuật chuyên dụng, đặt cách xa mục tiêu để đo đạc và ghi chép các đặc tính của mục tiêu quan trắc, thông qua truyền dẫn, xử lý cung cấp cho hệ thống sử dụng những thông tin cần thiết về đối tượng nghiên cứu.

Chụp ảnh từ máy bay, từ vệ tinh chuyên dụng là phương pháp được sử dụng rộng rãi trong kỹ thuật viễn thám.

Ảnh hàng không, ảnh vệ tinh chụp được toàn cảnh lòng sông, cho phép phát hiện các dấu vết của lòng sông cũ, ở dưới đất không thấy được. Dựa vào các dấu vết này có thể phục hồi được vận động của lòng sông trong một khoảng thời gian dài, giúp đắc lực cho việc phân loại sông và các đặc điểm vận động của lòng sông.

Nội dung và phương pháp tiến hành như sau:

- Thu thập tài liệu:

Thu thập tài liệu bản đồ địa hình và ảnh viễn thám ít nhất theo ba giai đoạn:

- Giai đoạn 1: trùng hoặc gần với thời gian lập dự án
- Giai đoạn 2: Trước giai đoạn 1.
- Giai đoạn 3: Trước giai đoạn 2.

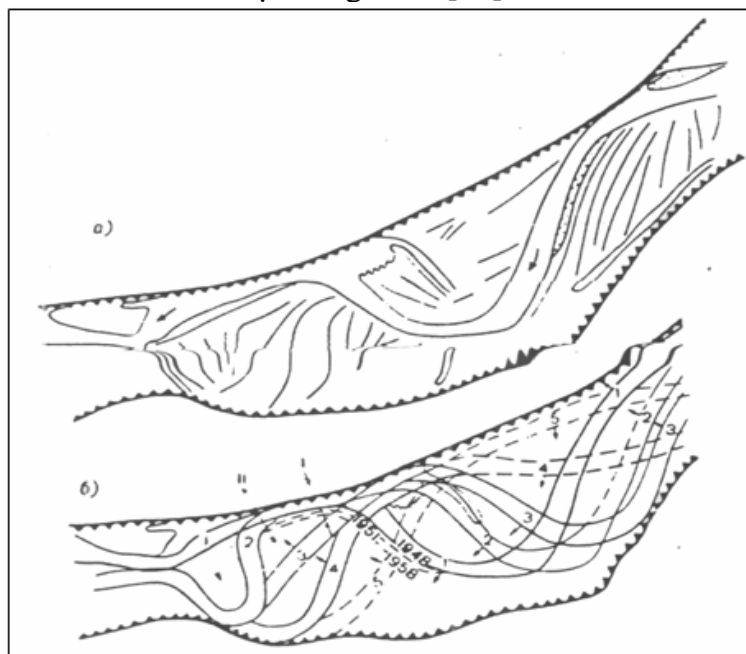
Khoảng cách về thời gian thu thập tài liệu giữa các giai đoạn càng dài càng tốt.

- Trên cơ sở tài liệu thu thập ở giai đoạn 1 lập bản đồ địa hình, bản đồ này gọi là bản đồ nền.
- Trên cơ sở tài liệu thu thập ở giai đoạn 2 lập bản đồ địa hình, bản đồ này dùng để xác định diễn biến tại thời điểm giai đoạn 2.
- Trên cơ sở tài liệu thu thập ở giai đoạn 3 lập bản đồ địa hình, bản đồ này dùng để xác định diễn biến tại thời điểm giai đoạn 3.
- Chuyển vẽ các diễn biến đã thiết lập ở bản đồ giai đoạn 2 và 3 vào bản đồ nền gọi là bản đồ tổng hợp.
- Trên cơ sở bản đồ tổng hợp ta có thể đánh giá về sự diễn biến xói lở của bờ, sự tồn tại hay mất đi của các cồn trên sông, sự di chuyển của lòng sông.

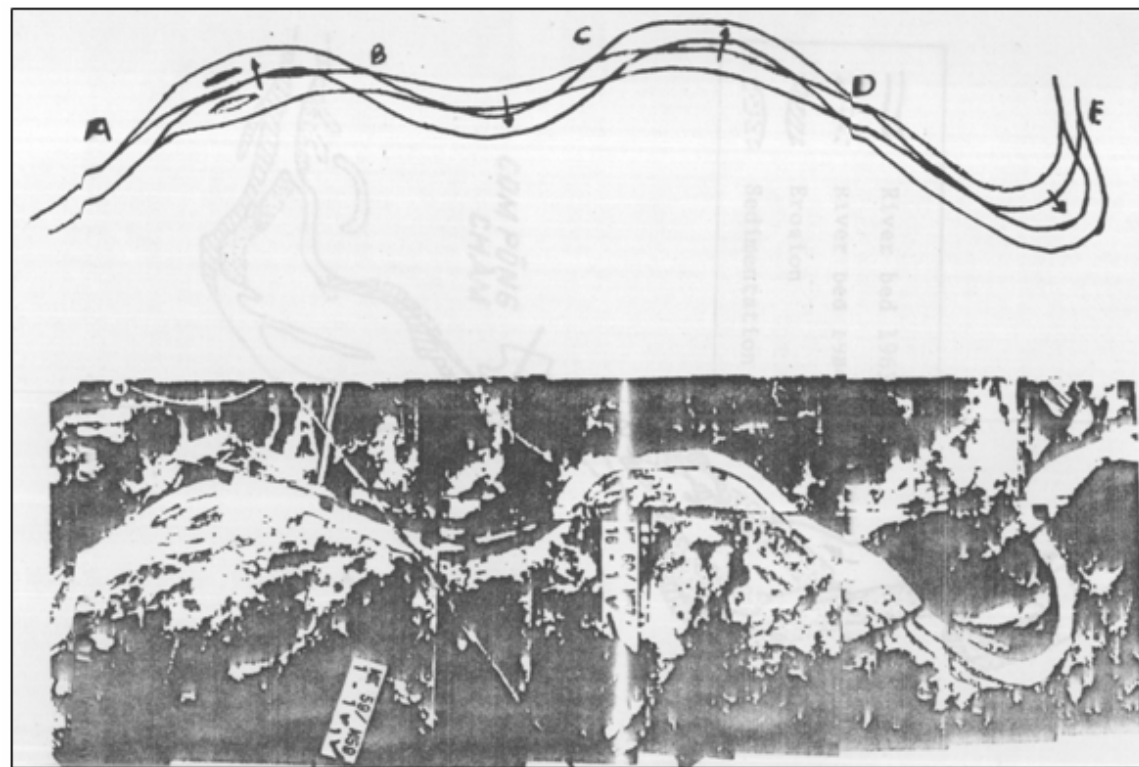
**Ví dụ:** Xác định vị trí lòng sông cũ được bắt đầu từ các dấu vết để lại trên bờ lồi, sát ngay vị trí lòng sông hiện tại. Bằng cách nối những dấu vết đầu tiên tại các đỉnh cong, có thể nhận biết vị trí lòng sông thời gian gần nhất, vẽ song song với đường bờ vừa tìm thấy bên bờ lồi, một khoảng cách bằng chiều rộng của lòng sông sẽ có đường bờ sông phía bờ lồi. Tiếp tục làm như vậy đối với các dấu vết xa bờ lồi hơn dấu vết thứ nhất, sẽ tìm được vị trí lòng sông ở thời điểm xa hơn. Có thể thay hai tuyến bờ bằng một đường trung gian cho đỡ rối. Nếu dấu vết lòng sông

cũ không liên tục, hoặc lòng sông được phục hồi rất khác với lòng sông hiện tại, có thể nghĩ đến hiện tượng cắt dòng khi sông quá cong [10].

Phân tích ảnh hàng không sông Mêkông, vùng hạ lưu Nọng Khai trình bày trên hình 6.25. Đây là một loại sông cong hạn chế. Yếu tố địa chất ở các điểm A, B, C, D hạn chế không cho lòng sông lùi xuống hạ du mà chỉ chuyển dịch ngang. Hệ số cong K của các khúc cong AB, BC, CD còn nhỏ, hiện tượng cắt thẳng chưa thể xuất hiện, bờ lõm còn bị xói làm cho sông cong hơn nữa. Khúc DE khá cong, cắt thẳng sẽ xảy ra sớm hơn các đoạn cong khác [11].



**Hình 6 - 24:** ví dụ phân tích ảnh hàng không



**Hình 6.25:** Phân tích ảnh hàng không đoạn sông Mêkong

### 6.5.5. Dự báo diễn biến lòng sông bằng các công thức kinh nghiệm

#### *a. Dự báo diễn biến lòng sông tại vị trí cầu*

Nếu trong thời hạn phục vụ công trình (thường tính với 100 năm) chiều dài dịch chuyển các đoạn sông  $\geq \lambda_c$  thì tại vị trí cầu sẽ xuất hiện đủ 3 dạng mặt cắt ngang như hình 6 - 26 và chiều sâu lớn nhất có thể xuất hiện ở bất cứ vị trí nào trên dòng chủ.

Trường hợp ngược lại, nếu chiều dài dịch chuyển các đoạn sông  $\lt \lambda_c$  thì phải tính toán dự báo tốc độ dịch chuyển các bờ lở hàng năm ( $\Delta B$ ), nơi có chiều sâu lớn nhất theo chiều rộng sông.

Trị số  $\Delta B$  nói chung nên xác định từ tài liệu đo đạc thực tế trong nhiều năm để xác định vị trí chiều sâu lớn nhất có thể xuất hiện trên mặt cắt ngang sông tại cầu. Trong trường hợp thiếu các số liệu thống kê thực tế thì trị số  $\Delta B$  có thể xác định theo công thức:

$$\Delta B = \frac{(G_c - G_{th})T_{50}}{\gamma_\omega \times h_l}, \text{ m/năm} \quad (6 - 43)$$

trong đó:

$G_c$  ,  $G_{th}$ : lưu lượng phù sa đơn vị (qua 1 mét chiều rộng sông) ở đoạn sông cong và đoạn sông thẳng, kg/s;

$T_{50}$ : thời gian tính toán trong năm có lũ lớn hơn hay bằng trung bình ( $P = 50\%$ ) và tốc độ nước chảy trung bình của đoạn sông cong lớn hơn tốc độ cho phép không xói của đất cấu tạo dòng sông, s;

$\gamma_w$ : trọng lượng của đất lòng sông bão hoà nước,  $\text{kg/m}^3$ ;

$h_i$ : chiều sâu nước chảy trung bình của lạch sông cong trên suốt chiều dài bề lổm tính trung bình trong thời gian tính toán  $T_{50}$ , m.

Trị số  $G_c$  và  $G_{th}$  xác định theo công thức :

$$G_t = 12 \times \left( \frac{v}{v_{ox}} \right)^3 \times d \times (v - v_{ox}) \times \left( \frac{h}{d} \right)^{0.33}, \text{ kg/s.m} \tag{6-44}$$

trong đó

$G_t$ : lưu lượng phù sa đáy tại thủy trực tính toán,  $\text{kg/s.m}$ .

$v$ : lưu tốc trung bình trên thủy trực,  $\text{m/s}$ .

$v_{ox}$ : tốc độ cho phép không xói của phù sa cấu tạo lòng sông,  $\text{m/s}$ .

$d$  : đường kính hạt phù sa bình quân, m ;

$h$ : chiều sâu nước tại thủy trực tính toán, m;

$v_{ox}$  xác định theo công thức :  $v_{ox} = 3,6 \times \sqrt[4]{h \times d}$

Đối với đoạn sông cong, trị số  $v_{ox}$  được nhân với hệ số  $K_{vo}$

$$K_{vo} = \sqrt{\sqrt{1 - \left( \frac{m_0}{m} \right)^2} - 10 \frac{m_0 h_l}{m r_c}} \tag{6 - 45}$$

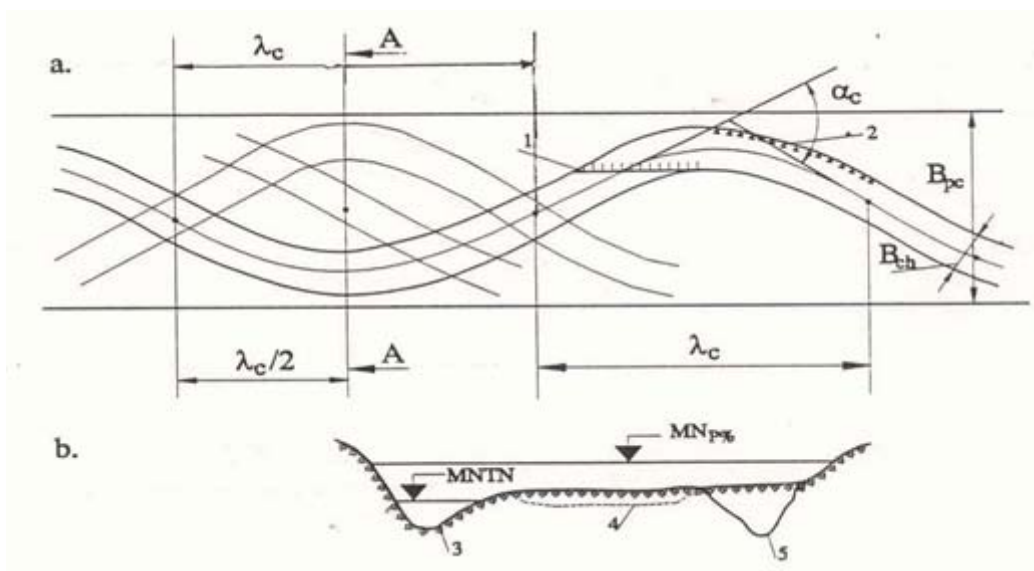
$v_{ox}$ : tốc độ cho phép không xói của phù sa cấu tạo lòng sông,  $\text{m/s}$ ;

$m_0$ : hệ số mái dốc của đất lòng suối tại đoạn cong trong điều kiện bão hoà nước;

$m$ : như trên, nhưng trong điều kiện làm việc dưới nước (không xét lớp cát phù sa bị bồi phẳng trên cùng).

Các kí hiệu khác dùng như cũ.

Thời gian tính toán cầu rất dài ( $\geq 100$  năm), vì vậy để đơn giản tính toán thường có thể chấp nhận giả thiết chiều sâu lớn nhất có thể xuất hiện trên toàn chiều rộng sông  $B_{pc}$  nếu khoảng cách giữa các đỉnh sông cong  $\lambda_c$  không quá lớn.



**Hình 6- 26:** Sông cong phát triển hạn chế

a. Bình đồ

b. Mặt cắt ngang sông tại A-A khi đoạn sông di chuyển một đoạn bằng  $\lambda_c$

1. Bờ bồi; 2. Bờ xói; 3. Mặt cắt bắt đầu di chuyển;

4. Mặt cắt khi di chuyển được  $0,5\lambda_c$ ; 5. Mặt cắt khi chuyển được

$\lambda_c$

**b. Dự báo diễn biến lòng sông trên bình đồ.**

Độ dịch chuyển của tuyến bờ lồi (hay trục dòng chủ) đoạn sông cong được xác định cho mặt cắt ngang sông nào đó theo công thức (6 - 46).

$$y_b \approx C \cdot K_c T \frac{h_{\max} - h_0}{h_{\max,c} - h_0} \quad (6 - 46)$$

trong đó:

$y_b$ : độ dịch chuyển của trục dòng chủ hay bờ lồi của đoạn sông cong tại mặt cắt ngang đang xét, m;

$K_c$ : hệ số tốc độ phát triển sông cong phụ thuộc vào góc chuyển hướng (góc ngoặt)  $\alpha$  lấy theo (bảng 6 - 2) hoặc tốt nhất là theo tài liệu thực tế đo đạc;

T: thời gian số năm tính toán dự báo diễn biến lòng sông trên bình đồ (độ dịch chuyển  $y_b$ ), năm;

$h_{\max}$ : chiều sâu nước chảy lớn nhất của mặt cắt ngang lòng sông đang xét, m;



$h_{max,c}$ : như trên nhưng tại mặt cắt ngang tại đỉnh bờ lồm có độ xê dịch hàng năm lớn nhất (C), m;

$h_0$ : chiều sâu nước chảy trung bình lòng sông của hai điểm chuyển tiếp (điểm uốn b và c hình 6 - 29) của đoạn sông đang xét với các đoạn cong kề đó, m.

Trong công thức trên các chiều sâu  $h_{max}$ ,  $h_{max,c}$  và  $h_0$  được tính từ mực nước trung bình về mùa cạn trong nhiều năm (mực nước thấp nhất).

Trị số  $y_b$  phụ thuộc vào góc ngoặt của đoạn sông cong  $\alpha_c$  vì vậy khi  $T > 30$  năm để nâng cao mức độ tính toán dự báo người ta chia thời gian T thành những thời đoạn nhỏ (thường dùng 10, 20, 30... năm tùy theo tốc độ xê dịch bờ sông và thời gian tính toán T).

Dựa vào các số liệu đo đạc ban đầu xác định các tham số trong công thức 6 - 46, tính giá trị  $y_b$  cho mỗi mặt cắt ngang đoạn sông cong và vẽ đường cong của bờ lồm (hay trục dòng chảy) cho cuối thời đoạn thứ nhất.

Xác định góc ngoặt  $\alpha_c^0$ , theo (bảng 6 - 2) xác định hệ số  $K_c$  theo  $\alpha_c^0$  và tính trị số  $y_b$  ở cuối thời đoạn thứ 2. Tương tự như cách trên, ta xác định độ dịch chuyển  $y_b$  ở cuối thời kỳ tính toán T (hình 6 - 30) và dựa vào các kết quả tính  $y_b$  vẽ dạng đường cong của bờ lồm (hay trục sông) sau mỗi thời đoạn tính toán.

**Bảng 6.2**

**Hệ số tốc độ phát triển sông cong  $K_c$**

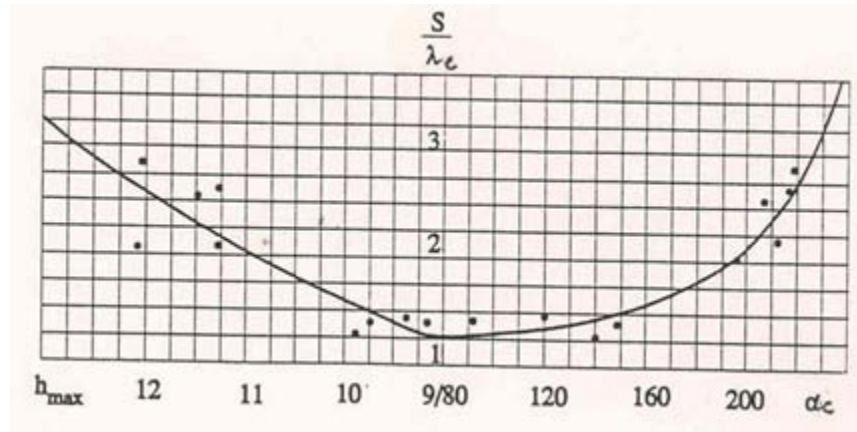
$\alpha_c^0$	$K_c$	$\alpha_c^0$	$K_c$	$\alpha_c^0$	$K_c$	$\alpha_c^0$	$K_c$
70	0,04	130	0,40	155	1,00	190	0,44
90	0,08	135	0,65	165	0,96	200	0,24
110	0,16	137	0,80	175	0,80	210	0,09
120	0,24	145	0,97	185	0,60	230	0,03

Sau khi đã vẽ dạng đường cong của đoạn sông cong sau T năm cần kiểm tra so sánh kết quả tính toán với thực tế đo đạc thông qua biểu đồ quan hệ

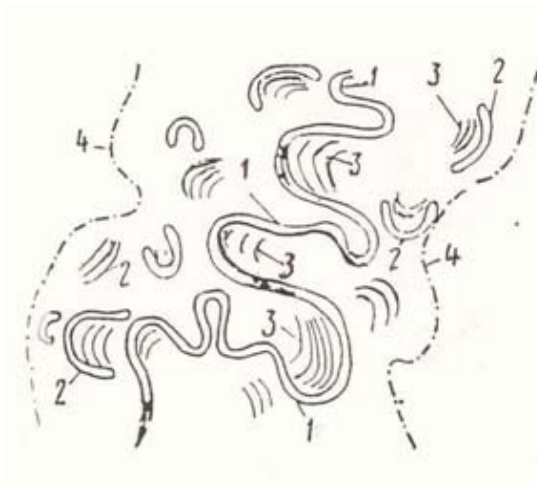
$$\frac{S}{\lambda_c} = f(\alpha_c).$$

Nếu đại lượng  $S/\lambda_c$  xác định từ bình đồ lòng sông cong sau T năm khác nhiều với tài liệu thực tế xác định từ biểu đồ quan hệ  $\frac{S}{\lambda_c} = f(\alpha_c)$  thì phải tính hiệu chỉnh lại trị số C theo các số liệu thực đo.

Để vẽ đường cong quan hệ  $\frac{S}{\lambda_c} = F(\alpha_c)$  người ta thu thập các tài liệu đo đạc các yếu tố S,  $\lambda_c$ ,  $\alpha_c$  của (15 ÷ 20) đoạn sông cong trong khu vực sông gần vị trí cầu và vẽ quan hệ  $\alpha_c, h_{max}$  với  $S/\lambda_c$  như trên hình vẽ 6 - 27.



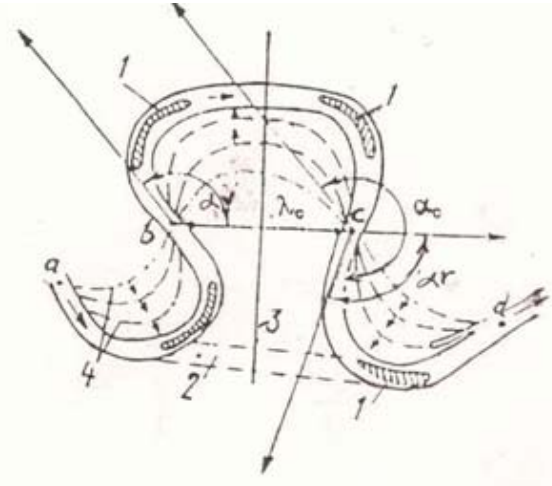
**Hình 6 - 27:** Quan hệ giữa chiều sâu lớn nhất  $h_{max}$  và góc ngoặt của các đoạn sông cong phụ thuộc vào chỉ số phát triển sông cong  $S/\lambda_c$



**Hình 6 - 28:** Bình đồ sông cong

phát triển tự do .

1. Dòng sông cong
2. Sông cũ
3. Bãi bồi
4. Giới hạn bãi sông



**Hình 6 - 29:** Các yếu tố chính của

cong phát triển tự do

1. Đoạn sông sâu
2. Hướng nối liền hai đoạn
3. Tim cầu
4. Bờ sông cũ

**c. Dự báo chiều sâu lớn nhất phát triển ở bề lõm.**

Dự báo chiều sâu lớn nhất phát triển ở bề lõm trong thời gian tính toán bán kính cong ở các đoạn sông cong thay đổi theo thời gian làm cho chiều sâu ở các bề lõm cũng thay đổi theo, nó sẽ tăng khi chỉ số  $B_{pc}/r$  và  $S/\lambda_c$  tăng. Trị số chiều sâu lớn nhất ở bề lõm có thể xác định theo công thức:

$$h'_{max} = h_{max} \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_c} \quad (6 - 47)$$

trong đó:

$h'_{max}$ : chiều sâu lớn nhất dự báo có khả năng phát triển của mặt cắt sông cong,

m;

$h_{max}$ : như trên, nhưng ứng với điều kiện hiện tại, m;

$\epsilon'_c$  và  $\epsilon_c$ : hệ số phụ thuộc vào tỷ số  $B_{pc}/r_c$  lấy theo bảng 6 - 3.

Các kí hiệu khác dùng như cũ .

**Bảng 6 – 3**

**Xác định hệ số  $\epsilon'_c$  và  $\epsilon_c$  phụ thuộc vào  $B_{pc}/r_c$**

$B_{pc}/r_c$	0	0,17	0,20	0,25	0,33	0,50
$\epsilon'_c$ hay $\epsilon_c$	1,27	1,48	1,84	2,20	2,57	3,00

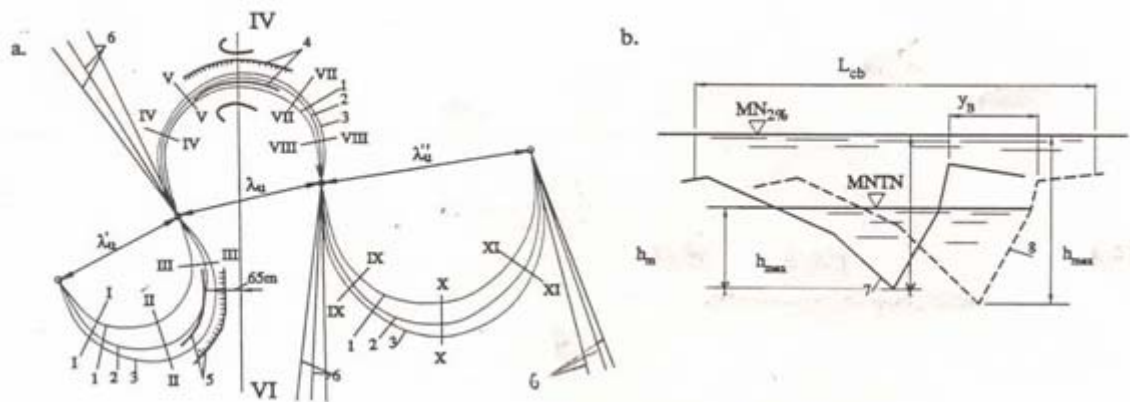
Trong công thức (6 -47) chiều sâu  $h'_{max}$  và  $h_{max}$  được tính từ mực nước thiết kế có tần suất P% .

Kết quả xác định trị số  $h'_{max}$  theo (6 - 47) cần được kiểm tra theo đồ thị quan hệ  $h_{max} = f(S/\lambda_c)$  được xây dựng từ tài liệu thống kê đo đạc thực địa của (15 – 20) đoạn sông cong khu vực sông thiết kế (hình 6 - 27). Nếu có sai số lớn thì phải hiệu chỉnh theo quan hệ thực tế đo được.

Trong trường hợp cấu tạo địa chất của lớp đất xói tới (ứng với chiều sâu  $h'_{max}$ ) khác với cấu tạo địa chất hiện tại (ứng với chiều sâu  $h_{max}$ ) thì có thể có hai trường hợp:

- Nếu tại chiều sâu  $h'_{max}$ , tốc độ nước chảy  $v_{h'_{max}}$  lớn hơn tốc độ cho phép không xói của lớp đất địa chất  $v_{ox}$ , ( $v_{h'_{max}} > v_{ox}$ ) thì xói lở không bị hạn chế do điều kiện địa chất và trị số  $h'_{max}$  được xác định theo công thức (6 - 47).

- Trường hợp ngược lại, nếu chiều sâu  $h'_{max}$  tốc độ  $v_{h'_{max}} > v_{ox}$  thì chiều sâu lớn nhất chỉ phát triển tới lớp địa chất có  $v_{h'_{max}} = v_{ox}$  và phải dựa vào  $v_{ox}$  để tính  $h'_{max}$  địa chất. Sau khi đã xác định các đại lượng  $y_b$ ,  $h_{max}$ ,  $h'_{max}$ , chiều rộng của dòng chủ  $B_{ch}$  và hệ số mái dốc ở bờ lồi và bờ lõm sẽ tiến hành vẽ bình đồ và mặt cắt ngang sông tại vị trí cầu. Sau khi đã xác định các đại lượng  $y_b$ ,  $h_{max}$ ,  $h'_{max}$ , chiều rộng của dòng chủ  $B_{ch}$  và hệ số mái dốc ở bờ lồi và bờ lõm sẽ tiến hành vẽ, bình đồ và mặt cắt ngang sông tại vị trí cầu.



**Hình 6 - 30:** Cầu qua sông cong phát triển tự do

a - Bình đồ phát triển các đoạn sông cong .

b - Mặt cắt ngang sông tại vị trí cầu

1. Hình dạng sông khi khảo sát;    2. Sau 25 năm;    3. Sau 50 năm.

4. Vị trí bờ sông bị biến dạng tại vị trí cầu sau 50 năm.

5. Vị trí bờ sông bị biến dạng ở đoạn cong phía thượng lưu cầu

6. Hướng Vectơ đo góc.

7, 8. Mặt cắt ngang sông lúc ban đầu và sau 50 năm.

**Chú ý:**

- Các công thức và tính toán dự báo quá trình diễn biến lòng sông trình bày ở trên chỉ phù hợp với lòng sông cấu tạo địa chất là các loại đất không dính. Đối với lòng sông cấu tạo là đất dính thì phải dựa vào tài liệu thực tế đo đạc xói và bồi trong nhiều năm để tính toán dự báo các yếu tố của sông cong

- Khác với sông thẳng và sông cong phát triển hạn chế chiều sâu lớn nhất của dòng chủ có thể phát triển ra ngoài bãi sông chứ không phải chỉ trong phạm vi dòng chủ vì các đoạn sông cong phát triển tự do. Đặc điểm đó cần được xét khi tính toán cao độ móng trụ cầu.

**Tài liệu sử dụng trong Chương VI**

[1]. Nguyễn Văn Cung - Lưu Công Đào - Võ Phán và nnk. Giáo trình động lực học sông ngòi. Nhà xuất bản nông nghiệp – 1981

[2]. Lương Phương Hậu - Trần Đình Hợi. Lý thuyết thí nghiệm mô hình công trình thủy. Nhà xuất bản xây dựng, 2003

[3]. Lương Phương Hậu - Trần Đình Hợi. Động lực học dòng sông và chỉnh trị sông. Nhà xuất bản xây dựng, 2004

- [4]. Vũ Thị Nga – Trần Thục. Động lực sông và cửa sông. Nhà xuất bản Đại học quốc gia, 2001
- [5]. Trần Minh Quang. Động lực học dòng sông và chỉnh trị sông. Đại học quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, 2000.
- [6]. Nguyễn Ngọc Quỳnh. Ứng dụng mô hình toán MIKE 21C trong nghiên cứu thủy lực và diễn biến lòng dẫn hệ thống sông Hồng và sông Thái Bình. Đề tài KC-08.11, Hà nội -2003
- [7]. Nguyễn Ngọc Quỳnh. ứng dụng mô hình toán MIKE 21C trong nghiên cứu thủy lực và hình thái sông, chuyên đề tiến sĩ - 2004
- [8]. Tôn Thất Vĩnh. Thiết kế công trình bảo vệ bờ, đê. Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật, 2003
- [9]. Tổng công ty TVTK GTVT. Nghiên cứu trên mô hình toán chế độ thủy lực và vận chuyển bùn cát – Dự án đầu tư xây dựng cầu Vàm Cống – Thuộc dự án đường Hồ Chí Minh.
- [10]. Vũ Tất Uyên. Hướng dẫn bảo vệ bờ sông ở lưu vực sông Mê Kông cho các kỹ sư thực hành. Báo cáo tại hội thảo về quản lý sông ngòi. Nong Khai, 12-1989
- [11]. Viện thủy lực Đan Mạch. Hướng dẫn sử dụng mô hình MIKE21C.
- [12]. Viện thủy lực Đan Mạch – MIKE21C. Sổ tay tham chiếu và tư liệu khoa học.
- [13]. Jansen P. Ph. Các yếu tố cơ bản của công trình thủy, 1978.
- [14]. Przedwojski B., Blazejewski R. và Pilarczyk K.W. Kỹ thuật chỉnh trị sông ngòi. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1995.
- [15]. Quy định về Khảo sát và Thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt, Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô (trước đây), Matxcova 1972 (NIMP 72).

## CHƯƠNG VII - THIẾT KẾ CÁC CÔNG TRÌNH TRONG KHU VỰC CẦU VƯỢT SÔNG

### § 7.1. Nền đường đầu cầu và nền đường bãi sông

#### 7.1.1. Điều tra mực nước lũ nền đường

Công tác điều tra, tính toán mực nước lũ, lưu tốc, lưu lượng, xói bồi v.v... ở nền đường ven sông tùy thuộc vào yêu cầu nhiệm vụ thiết kế. Nhìn chung, công tác điều tra được thực hiện giống như đối với khảo sát công trình cầu và cần có các tài liệu về mực nước thiết kế theo tần suất quy định, lưu tốc, lưu hướng v.v...

Trong một số trường hợp dưới đây có thể chỉ điều tra mực nước lũ lịch sử, dùng phương pháp đơn giản mà tính ra mực nước thiết kế và lưu tốc:

- Nền đường tuy nằm trong phạm vi ngập tràn nhưng không ngập nhiều, hoặc dòng nước không chế cao độ nền đường chỉ là dòng nước trên bãi nên lưu tốc nhỏ, không xói mòn nguy hiểm nên không cần bố trí công trình phòng hộ;
- Ta luy nền đường chỉ cần làm công trình phòng hộ thông thường.

Khi tính đường cong mặt nước lũ ven sông phải căn cứ vào tài liệu quan trắc, tài liệu điều tra và cần chú ý tới tình hình cụ thể của đoạn sông đó.

Sau đây là một số phương pháp lập đường cong mặt mực nước lũ:

#### *a. Phương pháp hình thái*

Chọn một số mặt cắt hình thái đại diện ở đoạn sông điều tra, lần lượt tính được lưu lượng lũ lịch sử, suy ra lưu lượng thiết kế và mực nước tương ứng với nó. Dựa vào vị trí tương ứng vẽ lên trắc dọc lòng sông những mực nước nói trên, rồi lần lượt vẽ đường độ dốc mặt nước theo các năm và theo tần suất quy định, nhờ đó xác định được đường cong mực nước lũ ven sông.

#### *b. Phương pháp tương quan mực nước*

Khi gần đoạn sông khảo sát có tài liệu quan trắc thủy văn nhiều năm đáng tin cậy, giữa đoạn sông đó không có sông nhánh lớn chảy vào, đồng thời có thể điều tra mực nước lũ lịch sử tại các mặt cắt gần vị trí thiết kế công trình thì có thể dùng tài liệu sẵn có ở trạm thủy văn và tài liệu điều tra lịch sử để suy ra mực nước thiết kế và lưu lượng ở những mặt cắt liên quan.

#### **Ví dụ 7-1: Tính đường cong mực nước ven sông bằng phương pháp hình thái**

Ở đoạn sông gần khu vực công trình đo được 4 vết lũ trong cùng một năm và lần lượt đo được trắc ngang lòng sông những nơi đó. Các bước tính toán đường mực nước ven sông thứ tự như sau:

1. Trước tiên giả định lưu lượng  $Q = 7280\text{m}^3/\text{s}$

Tìm lưu tốc  $V_1 = Q/\omega_1 = 7280/2150 = 3,89\text{m/s}$  ghi vào cột (4) và tính  $V_1^2/2g = 3,39^2/(2 \times 9,8) = 0,59$  ghi vào cột (5)

2. Lấy cao độ mực nước  $H_1$  ở điểm cộng thêm  $V_1^2/2g$  được  $(115,40 + 0,59) = 115,99\text{m}$  ghi vào cột (6).

3. Lấy hệ số nhám lòng sông  $n = 0,020$  giữa điểm 1-2 theo công thức Manning tính được trị số dốc  $I_1$ :

$I_1 = (nQ)^2/\omega_1 R_1^{2/3} = (0,020 \times 7280)^2 / (2150 \times 4,25^{2/3}) = 0,000668$  ghi vào cột (9). Tương tự như vậy tính được  $I_2 = 0,000450$ . Lấy trị số bình quân giữa  $I_1$  với  $I_2$

$$I_{1-2} = (I_1 + I_2)/2 = (0,000668 + 0,000450)/2 = 0,000559 \text{ ghi vào cột (10).}$$

4. Dựa vào phương trình Becnui (\*) tìm được chiều cao đường năng ở 2 vế đẳng thức.

$$H_1 = V_1^2/2g + h_f = H_2 + V_2^2/2g \quad (7 - 1)$$

Vế trái phương trình lấy  $H_1 + V_1^2/2g = 115,99\text{m}$ . Trong (cột 6) ở điểm 1 cộng với tổn thất lực cản ma sát  $h_f$ :

$$h_f = (I_1 + I_2)L/2 = 0,16$$

tính được:  $H_1 + V_1^2/2g + h_f = 115,99 + 0,16 = 116,15\text{m}$  tức là chiều cao đường năng ở điểm 2, ghi vào cột (13) của điểm 2 về phía của phương trình là cao độ đường năng của điểm 2. Có thể căn cứ vào trị số  $H_2$  trực tiếp tìm ra  $V_2$  và  $H_2 + V_2^2/2g$  (xem cột 6). Nếu trị số ở hai vế phải trái đẳng thức bằng nhau, trị số Q giả định là phù hợp với yêu cầu, nếu không phải giả định lại trị số Q.

5. Trị số cao độ đường năng giữa điểm 2, 3, 4 theo kết quả kết quả tính toán trong Ví dụ này xấp xỉ nhau, tức là trị số Q giả thiết rất ăn khớp giữa đường mặt nước tính toán với dấu vết lũ điều tra dựa theo lưu lượng này mà suy ra.

Thứ tự điểm m	Cao độ vết tích lũ (m)	$\omega$ (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V <sup>2</sup> /2g (m)	H + V <sup>2</sup> /2g (m)	R	R <sup>2/3</sup>	Độ dốc I		L, m	h <sub>f</sub> (m)	H + V <sup>2</sup> /2g + h <sub>f</sub> (m)
								Các mặt cắt	Bình quân			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	115,40	2,151	3,39	0,59	115,99	4,25	2,62	0,000668	0,000559	285	0,16	116,15
2	115,83	2,920	2,49	0,32	116,15	3,60	2,35	0,000450	0,000299			
3	116,20	4,340	1,68	0,14	116,34	4,58	2,76	0,000148	0,000095	800	0,24	116,39
4	116,53	7,620	0,96	0,05	116,58	5,09	2,96	0,000042		1.790	0,13	116,51

Dùng phương pháp trên tính đường cong mực nước lũ cần phải đối chiếu với hiện trường, nhất là đối với trường hợp ở đoạn sông do cầu thất hẹp lại, chỗ mặt cắt thay đổi nhiều và nơi sông uốn cong hoặc bị chảy ngược do sông lớn ứ dềnh, do ảnh hưởng của hồ chứa v.v... Cần căn cứ vào từng trường hợp khác nhau mà điều chỉnh cục bộ cho phù hợp.

### 7.1.2. Xác định cao độ vai đường đầu cầu thấp nhất

Xác định cao độ vai đường thấp nhất ở đoạn nối sát cầu nên căn cứ vào cấp sông, loại hình kết cấu dầm, mực nước tính toán dưới cầu, chiều cao sóng và vật trôi, v.v...

Có thể phân nền đường dẫn về cầu thành 3 đoạn đặc trưng: I - đoạn xuống dốc từ bờ sông xuống bãi; II - đoạn nền đường đắp qua bãi sông; III - đoạn dốc lên 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. Cao độ tối thiểu đó tính như sau:

$$H_{\min} = MNTT + \Delta Z_N + h_{sl} + \Delta \quad (7 - 2)$$

trong đó:

MNTT: mực nước tính toán theo tần suất lũ thiết kế, m;

$\Delta Z_N$ : chiều cao nước dâng tại nền đường, m:

$$\Delta Z_N = \Delta Z + I(1 + x) \frac{B_o - L_c}{\theta} \quad (7 - 3)$$

$h_{sl}$ : chiều cao sóng leo, m;

$\Delta$ : độ cao dự trữ an toàn, thường lấy bằng 0,5m;

$\Delta Z$ : chiều cao nước dâng lớn nhất tại thượng lưu cầu;

$x$ : 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;

$B_o$ : chiều rộng của sông về mùa lũ, m;

$L_c$ : khẩu độ cầu có kể cả trụ cầu, m;

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:

$$H_{min} = MNTTh + TK + C \quad (7 - 4)$$

trong đó:

$C$ : chiều cao từ đáy dầm tới đáy ray đối với đường sắt hay tới tim phân xe chạy của cầu đối với đường ô tô, m;

$TK$ : tính không dưới cầu lấy theo TCVN 5664 - 1992, m;

$MNTTh$ : mực nước thông thuyền;

Nếu sông không có thuyền bè qua lại thì cao độ tối thiểu của mặt cầu sẽ tính theo công thức:

$$H_{min} = MNNT + TK' + C \quad (7 - 5)$$

trong đó:

$MNNT$ : mực nước tính toán theo tần suất thiết kế, m;

$TK'$ : tĩnh không dưới cầu đối với sông không thông thuyền, m.

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 cắt 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...

### 7.1.3. Tính toán lưu tốc dòng nước của nền đường bãi sông

Lưu tốc bình quân thượng, hạ lưu dọc theo nền đường có thể tính theo công thức gần đúng, theo kiến nghị của Litstovan.



a. **Thượng lưu:** 
$$V_{BQT} = 0,7 \frac{h_1}{h_2} V_{TN} \quad (7 - 6)$$

b. **Hạ lưu:** 
$$V_{BH} = 0,7 V_{TN} \quad (7 - 7)$$

trong đó:

$V_{BT}$ : lưu tốc bình quân trong đoạn bãi sông phía thượng lưu nền đường, m/s;

$V_{BH}$ : lưu tốc bình quân trong đoạn bãi sông phía hạ lưu nền đường là, m/s;

$h_1$ : chiều sâu bình quân ở điều kiện thiên nhiên của bãi sông, m;

$$h_2 = h_1 + \Delta Z \quad (7 - 8)$$

$V_{TN}$ : lưu tốc bình quân trong điều kiện thiên nhiên của đoạn sông trên bãi hoặc trên đường thủy trực, m/s.

Hai công thức trên chỉ có thể dùng cho đoạn bãi sông mà nền đường thượng hoặc hạ lưu có cùng độ dốc mặt nước.

Nếu không có kè hướng dòng thì taluy nền đường phía thượng lưu ở trong đoạn tính từ mép trước mố cầu bằng  $L_{cb}$  (tính không) chịu tác dụng xói tương đương với lưu tốc dưới cầu, vấn đề này cần xét kỹ khi chọn loại gia cố.

Tính độ dốc nước chảy dọc nền đường

- Độ dốc nước chảy dọc nền đường phía thượng lưu ( $i_T$ ), tính theo công thức của M.B.Mikhailốp như sau:

$$i_T = \varphi \cdot i_m \quad (7 - 9)$$

$i_m$ : độ dốc tự nhiên của mặt nước;

$\varphi$ : hệ số bằng tỉ số giữa chiều sâu trung bình  $h_1$  của bãi sông trên chiều sâu ( $h_2$ ) với  $h_2 = h_1 + \Delta Z$ . Trong đó  $\Delta Z$  là chiều cao nước dâng lớn nhất tại thượng lưu cầu (xác định theo chương VI). Trị số  $\varphi$  tra bảng 7 - 1.

**Bảng 7 - 1**

$h_1/h_2$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30
$\varphi$	0,50	0,35	0,24	0,15	0,09	0,05	0,02	0,01

- Độ dốc nước chảy dọc nền đường phía hạ lưu ( $i_h$ ).

$$i_h = 0,5 i_m \quad (7 - 10)$$

- Lưu tốc bình quân thượng, hạ lưu dọc theo nền đường tính theo công thức gần đúng của Lit-stơ-van.

+ Thượng lưu:

$$v_{bt} = 0,7 \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \cdot v_m \quad (7 - 11)$$

+ Hạ lưu:

$$v_{bh} = 0,7 v_m \quad (7 - 12)$$

trong đó:

$v_t$ : lưu tốc bình quân trong đoạn bãi sông thượng lưu, m/s;

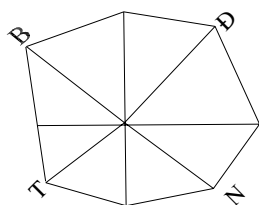
$v_{bh}$ : lưu tốc bình quân trong đoạn bãi sông hạ lưu, m/s;

$h_1, h_2$ : ý nghĩa như trên;

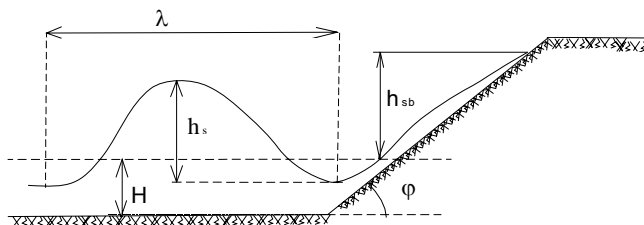
$v_m$ : lưu tốc bình quân dòng chảy ở điều kiện tự nhiên trong đoạn bãi sông, m/s.

### 7.1.4. Tính sóng leo lên mái dốc công trình

Để xác định cao độ nền đường, cao độ kè, chọn biện pháp gia cố... cần phải tính chiều cao sóng leo lên mái dốc công trình.



Hình 7-1  
Hoa hồng gió



Hình 7-2  
Các yếu tố của sóng

Khi tính sóng cần nắm vững một số định nghĩa và kí hiệu sau:

$h_s$  - Chiều cao sóng là khoảng cách thẳng đứng tính từ đỉnh sóng tới chân sóng.

$\lambda$  - Chiều dài sóng là khoảng cách nằm ngang giữa 2 đỉnh hoặc chân sóng cạnh nhau.

$h_s/\lambda$  - Độ dốc sóng.

$D_s$  - Đà sóng là khoảng cách theo mặt nước từ chỗ gió tác động để hình thành và phát triển sóng tới điểm tính toán.

$h_{SL}$  - Chiều cao sóng leo lên mái dốc công trình.

Khi thiết kế các công trình giao thông, trường hợp phổ biến nhất là tính sóng gây lên bởi gió nơi nước nông.

Chiều cao sóng leo tính theo (m) trên mực nước tĩnh xác định theo công thức:

$$h_{SL} = \frac{2K.h_s}{m} \cdot \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h_s}} \quad (7 - 13)$$

trong đó:

$K$  : hệ số phụ thuộc vào vật liệu gia cố mái đường;

$m$ : độ dốc mái công trình;

$K/m$  - Trong công thức (7 -13) được xác định theo bảng 7 - 2.

Bảng 7- 2

Vật liệu	M					
	1	1,5	2	3	4	5
	K/m					
Bê tông	0,90	0,60	0,45	0,30	0,23	0,18
Đá lát	0,80	0,53	0,40	0,26	0,20	0,16
Đá xếp khan	0,65	0,43	0,33	0,22	0,16	0,13
Rọ đá	0,55	0,37	0,27	0,18	0,14	0,11
Đá hộc	0,50	0,33	0,25	0,16	0,12	0,10



**Bảng 7 - 3**

Độ sâu H (m)	Tốc độ gió $W_{10}$ (m/s)																	
	10						20						30					
	Chiều dài sóng chạy D (km)																	
	1	2	4	6	8	10	1	2	4	6	8	10	1	2	4	6	8	10
	$h_s$ (m)																	
0,5	0,19	0,21	0,37	0,38	0,38	0,38	0,37	0,38	0,38	0,39	0,39	0,39	0,37	0,38	0,39	0,39	0,39	0,39
1,0	0,28	0,31	0,36	0,38	0,38	0,38	0,46	0,48	0,75	0,76	0,76	0,76	0,67	0,74	0,75	0,76	0,77	0,77
2,0	0,31	0,41	0,50	0,54	0,58	0,61	0,61	0,70	0,71	0,87	0,84	0,84	0,84	0,96	1,00	1,00	1,01	1,06
3,0	0,31	0,43	0,58	0,65	0,71	0,71	0,63	0,83	0,95	1,05	1,10	1,14	0,89	1,17	1,25	1,29	1,31	1,41
4,0	0,31	0,43	0,59	0,68	0,77	0,81	0,64	0,86	1,10	1,20	1,28	1,38	0,90	1,33	1,43	1,50	1,55	1,69
6,0	0,31	0,43	0,60	0,70	0,79	0,88	0,64	0,88	1,18	1,43	1,55	1,62	0,90	1,39	1,71	1,82	1,90	2,07
8,0	0,31	0,43	0,60	0,70	0,80	0,90	0,64	0,88	1,20	1,47	1,67	1,84	0,90	1,40	1,76	2,07	2,20	2,38
10,0	0,31	0,43	0,60	0,70	0,80	0,91	0,64	0,88	1,20	1,50	1,70	1,90	0,90	1,40	1,80	2,18	2,37	2,66

**Bảng 7 44**

Độ sâu H (m)	Tốc độ gió $W_{10}$ (m/s)																	
	10						20						30					
	Chiều dài sóng chạy D (km)																	
	1	2	4	6	8	10	1	2	4	6	8	10	1	2	4	6	8	10
	$2h_s \sqrt[3]{\lambda / h_s}$ (m)																	
0,5	0,81	0,91	1,74	1,79	1,79	1,79	1,44	1,50	1,50	1,51	1,54	1,54	1,23	1,27	1,30	1,30	1,30	1,30
1,0	1,28	1,58	1,68	1,79	1,79	1,79	1,87	1,98	3,30	3,30	3,36	3,36	2,50	2,80	2,85	2,89	2,93	2,93
2,0	1,44	1,91	2,39	2,60	2,80	2,96	2,61	3,05	3,25	3,60	3,75	4,30	3,28	3,84	4,06	4,06	4,14	4,35
3,0	1,44	2,04	2,80	3,16	3,48	3,65	2,71	3,70	4,29	4,78	5,03	5,21	3,51	4,88	5,27	5,48	5,71	6,06
4,0	1,44	2,04	2,86	3,32	3,80	4,17	2,76	3,85	5,01	5,54	5,94	6,45	3,57	5,66	6,16	6,50	6,75	7,46
6,0	1,44	2,04	2,90	3,43	3,90	4,37	2,76	3,91	5,41	6,69	7,31	7,66	3,57	5,96	7,55	8,11	8,48	9,33
8,0	1,44	2,04	2,90	3,43	3,95	4,48	2,76	3,91	5,51	6,90	7,90	8,76	3,57	6,01	7,82	9,33	9,95	10,81
10,0	1,44	2,04	2,90	3,43	3,95	4,48	2,76	3,91	5,51	7,06	8,05	9,06	3,57	6,01	8,01	9,86	10,81	12,27



Chiều cao sóng  $h_s$  và tích  $2h_s \sqrt{\frac{\lambda}{h_s}}$  cho ở bảng (7 - 3), (7 - 4).

- Tốc độ gió tính toán phải qui đổi tốc độ gió tại về tốc độ gió ở độ cao cách mặt nước 10m, tính theo công thức:

$$W_{10} = W_T \cdot K_b \tag{7 - 14}$$

trong đó:

$W_T$ : tốc độ gió tính toán theo tài liệu của trạm khí tượng ở độ cao H;

$K_b$ : hệ số chuyển đổi từ tốc độ gió đo được ở trạm có độ cao  $H_m$  tới tốc độ gió ở độ cao cách mặt nước 10m.

H, m	2	4	6	10	12	14	17	20	30
$K_b$	1,30	1,15	1,05	1,00	0,99	0,97	0,96	0,95	0,93

- Khi không có số liệu quan trắc hay khi liệt quan trắc nhỏ hơn 10 năm, tốc độ gió tính toán nên lấy bằng:

+  $W_T = 20$  m/s nhưng không nhỏ hơn giá trị thực tế quan sát điều tra, đối với sông và hồ chứa tính với mực nước tính toán hoặc mực nước dâng có tần suất  $P = 0,33\%$ .

+  $W_T = 30$  m/s nhưng không nhỏ hơn giá trị thực tế quan sát điều tra, đối với sông và hồ chứa, với những mực nước khác thấp hơn mực nước dâng và vùng cửa sông khi tính ở mực nước dồn ép do gió.

- Nếu hồ hẹp (hình 7-3 ) khi tỷ số chiều rộng ngập tràn trung bình B trên đà gió D không lớn hơn 0,7 thì đà gió tính toán có thể xác định theo công thức sau:

$$D_{tt} = K_D \cdot D \tag{7 - 15}$$

Ở đây  $K_D$  hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào tỉ số B/D.

B/D	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	$\geq 0,7$
$K_D$	0,30	0,50	0,63	0,71	0,80	0,85	1,00

- Trong các đoạn sông dòng chảy hẹp có đường bao bờ phức tạp hoặc được giới hạn bởi một phần đảo ... chiều dài đà gió được xác định theo trình tự sau:

+ Từ những điểm nghiên cứu vạch những tia sóng chủ yếu. Theo những tia này, sóng phát triển chiều cao lớn nhất ở hướng ngược với gió và theo 2 tia ở 2 bên tạo thành góc  $22^\circ 5'$  đối với tia chủ cho tới chỗ tia này cắt đường bờ sông.

+ Đo chiều dài của những tia này D(km) theo 5 hướng theo hình 7- 4.

+ Đà gió tính toán được xác định theo công thức:

$$D_{tt} = 0,27 \cdot [D_0 + 0,85(D_{+1} + D_{-1}) + 0,5(D_{+2} + D_{-2})] \tag{7 - 16}$$

- Nếu trên bãi có cây hoặc bãi sù cản trở sóng thì chiều cao sóng lên mái dốc có thể giảm do xét hệ số hiệu chỉnh sau.

$$B_{qdr} = \frac{a.B_r}{b^2} \tag{7 - 17}$$

$$B_{qdb} = \frac{0.16B_b}{b^2} \tag{7 - 18}$$

trong đó:

$B_{qdr}$ : chiều rộng qui đổi của dải rừng cây, m;

$B_{qdb}$ : chiều rộng qui đổi của bụi cây, m;

$B_r$ : chiều rộng thực tế của dải rừng cây, m;

$B_b$ : chiều rộng thực tế của bụi cây, m.

a: hệ số, lấy bằng: 1; 1,4 và 1,8 ứng với đường kính trung bình của cây là 0,15; 0,2 và 0,25m;

b: khoảng cách thực tế giữa các cây hoặc bụi cây, m.

Chiều cao sóng có xét tới rừng cây xác định theo công thức:

$$h_{sr} = h_s \cdot K_r \tag{7 - 19}$$

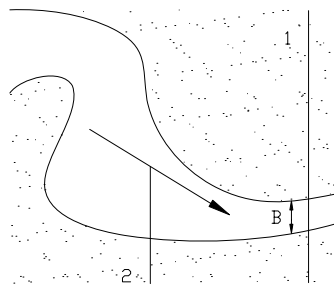
Trong đó hệ số  $K_r$  xác định theo hình 7- 5.

- Trường hợp sóng xiên:  $m > 1$  và  $\beta \geq 30^\circ$  thì trị số sóng leo phải hiệu chỉnh hệ số:

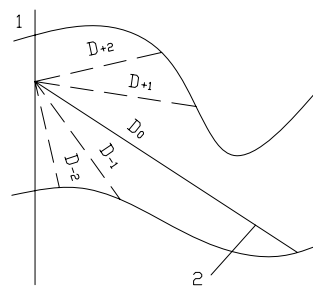
$$K_\beta = \frac{1 + 2 \sin \beta}{3} \tag{7 - 20}$$

trong đó:

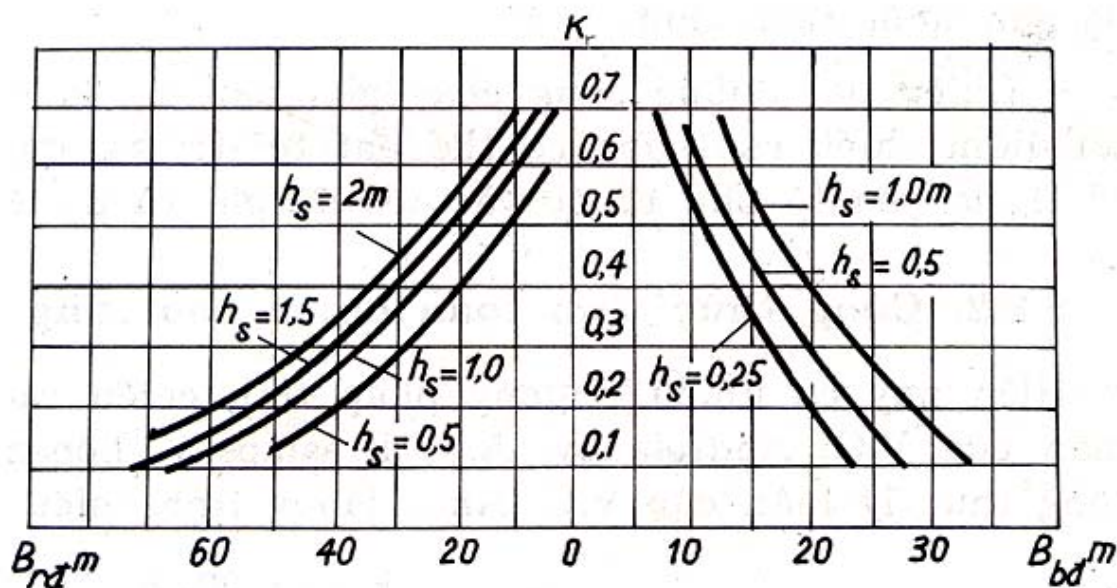
$\beta$ : góc giữa tia sóng và đường mép nước lên mái dốc công trình.



Hình 7.3 Bình diện hồ chứa hẹp  
1 - Tuyến đờng  
2 - Hướng đờ gió tính toán



Hình 7.4 Sơ đồ xác định đờ gió tính toán  
1 - Tuyến đờng  
2 - Hướng đờ gió tính toán



Hình 7 - 5 : Biểu đồ xác định hệ số triết giảm độ cao sóng khi có rừng hoặc bụi cây

## § 7.2. Công trình điều tiết bảo vệ cầu

### 7.2.1. Khái niệm ban đầu

Công trình điều tiết là một bộ phận rất quan trọng trong thiết kế cầu. Tác dụng của nó là làm cho nước chảy vào cầu được thông thoát, phân bố lưu tốc trong phạm vi cầu được đều đặn, từ đó bảo đảm xói đều dưới cầu, tránh hình thành bãi bồi và nước chảy xoáy trong phạm vi cầu (kể cả nền đường bãi sông). Đồng thời công trình điều tiết hợp lý sẽ bảo đảm mặt cắt dưới cầu ổn định, không uy hiếp móng trụ và công trình đầu cầu. Ở dòng sông chuyển dịch cần phải xây dựng công trình nắn dòng thích hợp tránh để khu vực dân cư hoặc trồng trọt cạnh đó bị ảnh hưởng do sự di động của dòng sông. Công trình điều tiết dựa vào tác dụng của dòng nước có thể phân làm hai loại:

- Công trình kiểu không ngập: bố trí để điều tiết lũ thoát qua như kè hướng dòng thẳng và cong như kè chữ T, kè thất dòng.
- Công trình điều tiết kiểu ngập: dùng để điều tiết dòng nước có mực nước trung bình, như kè chữ T ngập nước và các loại công trình thấm nước khác nhau.

### 7.2.2. Chọn hình dạng chung công trình điều tiết và công dụng của nó

Thiết kế công trình điều tiết cần phải dựa vào loại dòng sông, địa mạo, đặc trưng thủy văn và cả tình hình tuyến đường ở khu vực vị trí cầu.



Sau đây sẽ giới thiệu loại công trình điều tiết thường dùng nhất trong thiết kế cầu và tác dụng của nó

**a. Kè hướng dòng kiểu cong và thẳng**

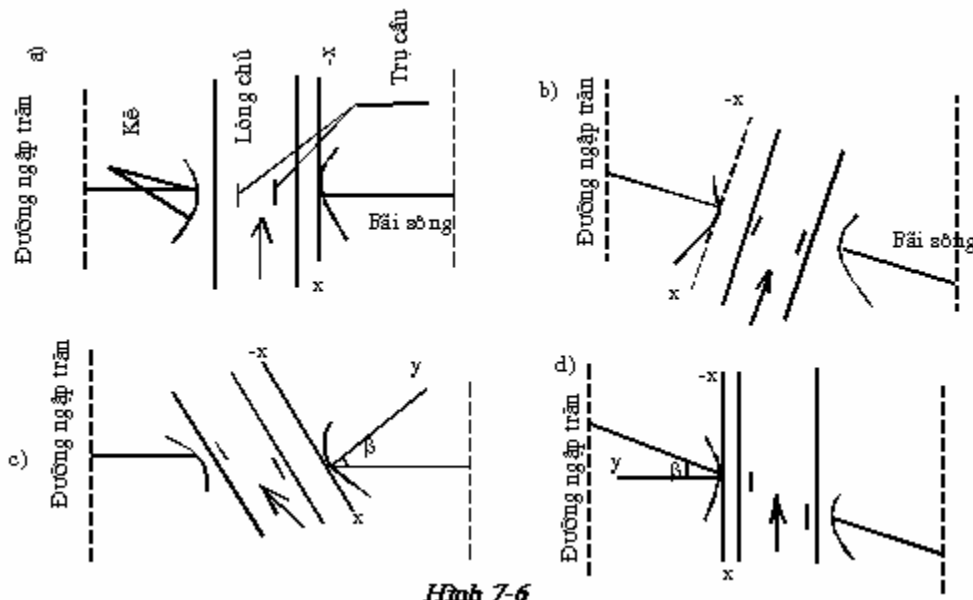
Ở sông đồng bằng vì dòng sông bị khẩu độ cầu bóp hẹp, dòng nước bãi sông bị nền đường đầu cầu cắt ngang men theo nền đường chảy vào cầu, do đó hình thành hiện tượng dòng chảy không đều trong toàn bộ phạm vi khẩu độ cầu. Một trong những công dụng chính của kè hướng dòng là điều chỉnh được hiện tượng lệch dòng dưới cầu, nếu bãi sông hai bên lớn nhỏ không đều, phía bãi sông lớn thường bố trí kè hình cong, còn kè hướng dòng thẳng thường bố trí ở phía bờ lõm.

Kè hướng dòng hình cong có tác dụng hướng dòng nước chảy nhẹ nhàng và đều qua cầu. Còn kè hướng dòng hình thẳng đẩy dòng nước chảy sang bờ đối diện. Về mặt hiệu quả sử dụng thì kè hướng dòng hình cong có bán kính khác nhau là hình thức tương đối hoàn thiện

Khi lưu lượng một bên bãi nhỏ hơn 15% tổng lưu lượng hoặc lưu lượng hai bên bãi nhỏ hơn 20% tổng lưu lượng, nói chung không bố trí kè hướng dòng mà dùng kè quả lê. Khi lưu lượng bãi sông nhỏ hơn 5% thì chỉ cần gia cố 1/4 nón đầu cầu. Khi chiều sâu ở bãi sông không đủ 1m, hoặc lưu tốc bình quân trước xói dưới cầu nhỏ hơn 1m/s, nói chung không cần xây dựng công trình điều tiết.

Nếu do tình hình đặc biệt của địa mạo vị trí cầu mà phải xây dựng công trình điều tiết thì không bắt buộc theo quy định trên.

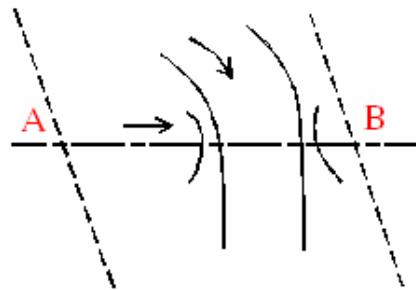
Hình 7 - 6 giới thiệu cách bố trí công trình kè điều chỉnh dòng nước dưới cầu của một số trường hợp khác nhau:



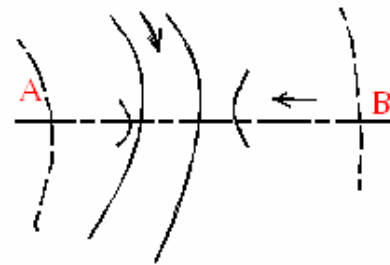
Hình 7-6

Ở các trường hợp trên thường bố trí kè hướng dòng hình cong. Tính hình dáng và kích thước của kè theo phương pháp sau đây:

Nếu cường độ thoát nước ở hai bên khẩu độ cầu chênh nhau khá lớn, để bớt gánh nặng ở bên dòng nước chảy mạnh, hoặc ở trường hợp dốc 1/4 nón mố cầu ở một phía dòng sông bị xói thì thường làm kè hướng dòng thẳng hoặc kè hướng dòng thẳng có hai đầu cong vào. Như hình (7 - 7) kè hướng dòng bố trí ở phía có lưu lượng bãi sông nhỏ, trừ bộ phận đầu ra thì còn lại đều là đường thẳng. Kè hướng dòng đoạn thẳng có hai đầu cong như ở hình (7 - 8) đều bố trí ở phía bãi sông có lưu lượng lớn. Kè hướng dòng thẳng phía thượng lưu hoặc đoạn giữa thẳng của kè phải có chiều dài bằng 1/2 khẩu độ cầu, còn chiều dài kè phía hạ lưu bằng 1/4 khẩu độ cầu. Ngoài ra tùy theo điều kiện cụ thể về địa hình, địa chất, thủy văn mà tăng, giảm chiều dài kè cho phù hợp.



Hình 7-7

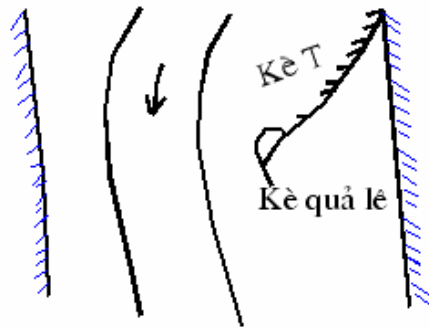


Hình 7-8

#### **b. Kè quả lê, kè chữ T và kè chắn nước:**

Bố trí kè quả lê, kè chữ T và kè chắn nước là để điều tiết dòng nước bãi sông, tránh cho nền đường đầu cầu khỏi bị xói.

Khi cầu thẳng góc với lòng sông, mà nền đường bãi sông là đường cong lõm, để tránh mái dốc nền đường khỏi bị xói và để cải thiện điều kiện chảy trên bãi sông, sao cho dòng nước chảy nhẹ nhàng vào khẩu độ cầu, thì nền đường đầu cầu đoạn này tốt nhất làm kè quả lê, đặc không ngập và kè chữ T với số lượng thích hợp (xem hình 7 - 9, hình 7-10).



Hình 7-9

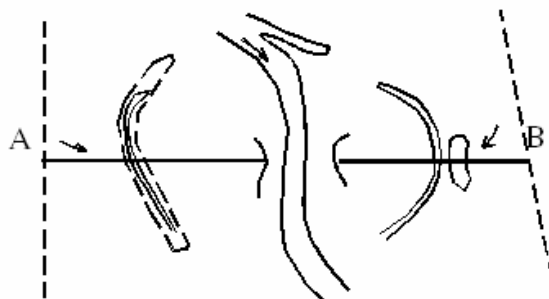


Hình 7-10

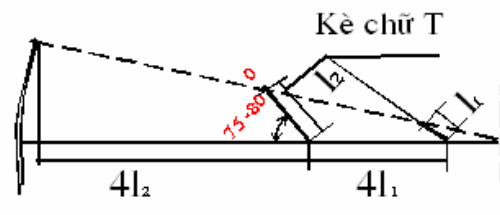
Phần kè quả lê phía bãi sông phải nối tiếp với nền đường đầu cầu. Thường dùng hai cung tròn ngược chiều, giữa là đoạn thẳng. Hình dạng của nó có thể tính theo phương pháp của Andrâyep. Khi cầu vượt qua khúc sông cong ở thượng hạ lưu nền đường có thể phát sinh ra dòng nước chảy dọc với tốc độ lớn. Muốn bảo vệ nền đường tránh bị dòng nước xói, hai bên nền đường có thể bố trí kè chữ T để tăng cường phòng hộ nền đường nơi đó (xem hình 7 - 11).

Khi cầu thẳng góc với dòng sông, phần đầu kè chữ T phải đặt trên đường thẳng kéo từ đầu kè hướng dòng tới điểm nối tiếp giữa nền với đường tràn ngập vì nền đường đoạn này nằm trong phạm vi khi lũ hay bị xói nguy hiểm (xem hình 7-12).

Khi nền đường bãi sông là hình cong lồi ngược chiều dòng nước, tạo thành túi nước thì phải xây kè chắn nước ở đầu cầu để mực nước hai phía nền đường đầu cầu trong phạm vi túi nước không chênh lệch nhiều làm hư hại nền đường.



Hình 7-11



Hình 7-12

**c . Đê dài và nhóm kè chữ T**

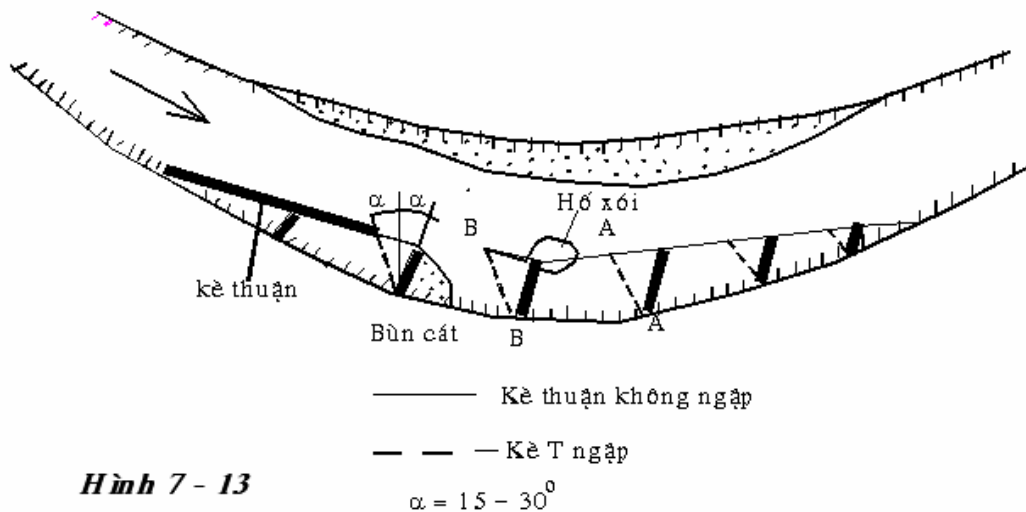
Khi cầu vượt qua dòng sông chuyển dịch có độ dốc tương đối lớn, muốn cho dòng nước cuốn theo phù sa thoát nhẹ nhàng qua khẩu độ cầu hoặc bảo vệ khu vực dân cư và trồng trọt có thể xây đê dài bóp hẹp dần dần miền chuyển dịch rồi nối với khẩu độ cầu. Muốn điều chỉnh dòng nước có hiệu quả ở kè hướng dòng xây thêm một số kè chữ T để chịu lực xung kích của dòng nước.

Khi phạm vi chuyển dịch dòng sông rất lớn, làm kè dài cân kinh phí công trình và kinh phí dưỡng hộ đất, có thể xét việc xây kết cấu phòng hộ kiểu lô cốt

cạnh đầu cầu và nền đường đầu cầu hoặc kè ngăn hình cong, nhưng nền đường đầu cầu chỗ 1/4 nón và cả phần đầu kè nằm trong phạm vi miền chuyển dịch cần phải phòng hộ chắc chắn, bảo đảm chịu được tác động của dòng nước.

Nhóm kè chữ T, ngoài việc dùng để điều tiết dòng nước phối hợp với kè hướng dòng phòng hộ nền đường đầu cầu còn là công trình điều tiết quan trọng để phòng hộ bờ sông và điều chỉnh dòng nước lòng sông. Khi dòng chảy lệch về phía bờ sông mà đất bờ sông rất khó xói thì dùng nhóm kè chữ T ngăn.

Nếu dòng nước thúc vào bờ sông đối diện như ở bờ lõm sông cong, ở bờ đối diện đất tương đối cứng, có thể chọn phương án kè chữ T dài, có khi kè chữ T được dùng phối hợp với kè thường (xem hình 7- 13 ). Bố trí kè chữ T phải dựa vào tuyến nắn dòng sao cho phối hợp đều với bờ sông đã phòng hộ, phần đầu kè phải nằm trên đường cong tròn (tức tuyến uốn nắn dòng), độ cong của nó phải nhỏ hơn độ cong đường bờ sông. Kè chữ T không ngập thường làm thuận dòng, kè T ngập có thể làm ngược dòng nước.



**Hình 7 - 13**

### 7.2.3. Tính kích thước bình diện công trình điều tiết

#### a. Tính kè hướng dòng

Tính kích thước bình diện kè hướng dòng thường có 3 phương pháp sau đây:

*Phương pháp Bôndacôp:*

Trước tiên theo bảng 7- 5 quyết định hình thức kè hướng dòng trên bình diện.

**Bảng  
7- 5**

Đặc tính dòng sông			Kiểu kè hướng dòng	
			Bờ phải	Bờ trái
Chiều rộng	Khi lưu lượng	Dòng chảy thẳng	Cong	Thẳng

hai bên không bằng nhau	bãi phải tương đối lớn	Bờ phải lồi, bờ trái lõm	Cong	Thẳng
		Bờ trái lồi, bờ phải lõm	Thẳng cắm trong lòng	Thẳng
	Khi lưu lượng bãi trái tương đối lớn	Dòng chảy thẳng	Thẳng	Cong
		Bờ phải lồi, bờ trái lõm	Thẳng	Thẳng cắm trong lòng
		Bờ trái lồi, bờ phải lõm	Thẳng	Cong
Chiều rộng hai bên bãi bằng nhau	Dòng chảy thẳng		Cong	Cong
	Bờ phải lồi, bờ trái lõm		Cong	Thẳng cắm trong lòng
	Bờ trái lồi, bờ phải lõm		Thẳng cắm trong lòng	cong
Bãi một bên	Dòng chảy thẳng		Cong	
	Bờ phải lồi, bờ trái lõm		Cong	
	Bờ trái lồi, bờ phải lõm		Thẳng cắm trong lòng	

*Chú thích:*

*Chiều dài kè thẳng hay phân đoạn thẳng cắm vào kè cong phía thượng lưu bằng 1/2 toàn chiều dài khẩu độ cầu, phía hạ lưu bằng 1/4 toàn chiều khẩu độ cầu, ngoài ra còn căn cứ vào thực địa để điều chỉnh.*

- Nếu một bên là bãi, bán kính chủ yếu của kè hướng dòng cong là:

$$R = \lambda L_0 \quad (7-21)$$

trong đó:

$L_0$ : khẩu độ giả định, tính được từ giả định dưới cầu không đào và hệ số xói là 1,1 (lúc ứng dụng có thể dùng khẩu độ thực tế tính toán được  $L_0$ , không cần phải tính theo hệ số xói 1,4 nữa), m;

$\lambda$ : hệ số, số % lưu lượng chảy qua bộ phận cầu ở trạng thái thiên nhiên, so với tổng lưu lượng (xem bảng 7- 6).

- Khi bãi hai bờ không đối xứng

Kích thước bình diện của kè hướng dòng dựa vào tỷ số lưu lượng giữa hai bãi. Bán kính kè hướng dòng cong phía thượng lưu tính theo công thức sau:

$$R = \alpha \lambda L_0 \quad (7-22)$$

Còn kè hướng dòng thẳng, hình chiếu của nó trên trục dòng nước chảy là:

$$A = \beta \lambda L_0 \quad (7-23)$$

trong đó:

$\alpha, \beta$ : hệ số tra bảng 7- 4;

$Q_2$ : lưu lượng bãi sông nhỏ,  $Q_3$  là lưu lượng bãi sông lớn.

**Bảng 7-6**

**Bảng 7-7**

% lưu lượng chảy vào cầu ở trạng thái tự nhiên	$\lambda$		$Q_2/Q_3$	$\alpha$	$\beta$
50	1,0		1,0	0,6	0,6
55	0,9		0,8	0,6	0,6
60	0,7		0,6	0,7	0,6
65	0,6		0,4	0,7	0,6
70	0,5		0,2	0,8	0,3
75	0,3		0,1	0,9	0,3
80	0,2		0	1,0	0,0
90	0,1				
100	0				

**Ví dụ:**

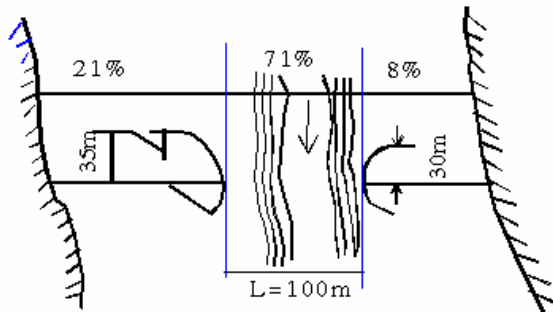
1. Trong hình 7-14 phân phối lưu lượng như sau:

Dòng chủ:	2840m <sup>3</sup> /s	Chiếm 71%
Bãi trái	320 m <sup>3</sup> /s	Chiếm 8%
Bãi phải	840 m <sup>3</sup> /s	Chiếm 21%

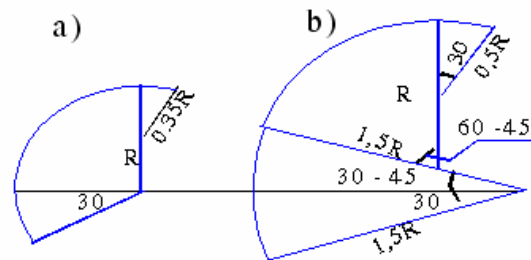
2. Phân phối lưu lượng ở trạng thái thiên nhiên là:  $\frac{Q_2}{Q_3} = \frac{320}{840} = 0,38$

3. Theo bảng 7 - 6 tra được:  $\lambda = 0,50$  và bảng 7-7 được:  $\alpha = 0,70$ ;  $\beta = 0,60$ . Bán kính kê hướng dòng phía thượng lưu là:  $A = 0,60 \times 0,50 \times 100 = 30m$

4. Vẽ hình kê phía thượng lưu có thể vẽ cung tròn góc 90° với bán kính chủ yếu (xem hình 7-15a), hoặc dùng 1.5R quay một góc 30° ÷ 45°, sau đó dùng R quay 60° ÷ 45°, phần đầu kê dùng bán kính là: (1/3 ÷ 1/2)R nối liền, góc quay là 30° (xem hình 7-15b).



**Hình 7 -14**



**Hình 7 -15**

*Phương pháp Andrayep:*

Phương pháp Andrayep là dùng “bảng trị số tọa độ kè hướng dòng đường cong” và công thức bán kính đường cong để tính tọa độ các điểm ở đầu kè (hình 7 - 16).

Các bước tính toán như sau:

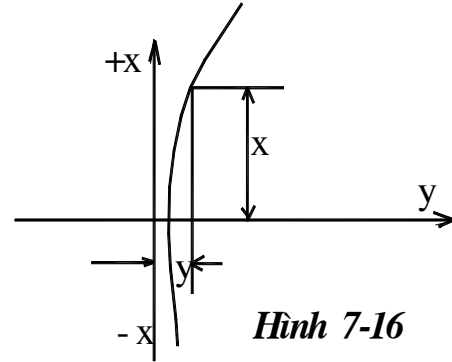
- Tính bán kính đường cong:

$$R = KL_{\min} \quad (7- 24)$$

trong đó:

$L_{\min}$ : khẩu độ nhỏ nhất của cầu (tức chiều dài cầu tính toán), tính theo hệ số xói cho phép lớn nhất và đào dưới cầu nhiều nhất;

K: hệ số xác định theo bảng 7 - 8.



Hình 7-16

Bảng 7 - 8

$Q_b/(Q_p+\Sigma Q_b)$	15	20	30	40	50	60	70	80
K	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35

trong đó:

$Q_p$ : lưu lượng lòng sông, m<sup>3</sup>/s;

$Q_b$ : lưu lượng bãi sông, m<sup>3</sup>/s;

$\Sigma Q_b$ : lưu lượng toàn bộ bãi sông, m<sup>3</sup>/s.

- Theo bảng 7 - 8 tính trị số tọa độ các bộ phận kè hướng dòng, tọa độ đầu kè phía thượng lưu là:

$$X = 2,35R; \quad Y = 1,438R$$

Đem các điểm này vẽ lên bình diện vị trí cầu, nếu do địa mạo đặc biệt cần phải thay đổi kích thước đầu kè (nên đặt phân đầu kè ở địa điểm tương đối cao hoặc tránh sông nhánh v.v...) vẫn dùng trị số trong bảng 7 - 9, nhưng thay đổi trị số cho thích hợp, đồng thời tính trị số tọa độ mới. Như vậy phân đầu kè có thể bố trí ở nơi muốn đặt. Căn cứ vào trị số R chọn được tính ra tọa độ của các điểm trên đường trục của kè theo bảng 7- 9.

- Hình dáng và kích thước kè hướng dòng nói trên chỉ coi là gần đúng, cần căn cứ vào điều kiện cụ thể và dựa vào tài liệu khảo sát: lưu hướng, lưu tốc, cường độ dòng nước bãi sông, vấn đề điều tiết tự nhiên dòng nước như dải đất cao, cây to... để điều chỉnh cho phù hợp.

- Chiều dài đường tim kè hướng dòng phía thượng lưu:

$$S_{gb} = 3,032R \quad (7- 25a)$$

- Chiều dài đường tim kè hướng dòng phía hạ lưu:

$$S_{gn} = 1,180R \quad (7-25b)$$

Vị trí trục x và y như chỉ ra trên hình 7-16. Ở trường hợp cá biệt, cho phép trục y không trùng với đường trục vị trí cầu mà trùng với mép vai hộ đạo nền đường. Do đó giữa cuối kè thượng lưu với chỗ bắt đầu kè hạ lưu nối bằng đường thẳng hoặc đường cong.

**Bảng 7-9**

**Bảng trị số tọa độ kè hướng dòng đường cong**

Tên kè	Tính chất các đoạn	Các điểm trên trục kè	Trị số tọa độ các điểm trên trục kè		Hệ số phân bố lưu tốc không đều khi dòng nước chảy qua kè $\epsilon_g$	Góc lệch giữa công trình và hướng nước chảy $\alpha^\circ$	Ghi chú	
			X/R	Y/R				
Thượng lưu		1	2,530	1,438	3,00	90		
		2	2,366	1,262	2,75	80		
		3	2,228	1,087	2,50	70		
		4	2,207	0,914	2,25	60		
		5	2,084	0,740	2,00	50		
		6	1,909	0,566	1,75	40		
		7	1,657	0,391	1,50	30		
		8	1,278	0,216	1,25	20		
		9	1,000	0,132	1,00	15		
	Cung tròn		10	0,672	0,058	1,00	10	Đường tim cầu
			11	0,336	0,015	1,00	5	
			12	0,000	0,000	1,00	0	
Hạ lưu	Đường thẳng	13	-0,336	0,015	1,00	5	Phần đầu kè phía hạ lưu	
		14	-0,755	0,051	1,00	5		
		15	-1,175	0,088	1,00	5		

*Phương pháp Lachencop:*

• Lachencop, căn cứ vào kết quả thí nghiệm thấy rằng hình dạng kè hướng dòng phía thượng lưu tốt nhất là hình bầu dục. Tỷ số 1/2 trục dài và 1/2 trục ngắn hình bầu dục:

$$K = \frac{a}{b} = 1/5 \div 2,25, \text{ định hệ số } K \text{ dựa vào } Q_b/Q, \text{ tra bảng 7-10}$$

**Bảng 7-10**

$Q_b/Q$	<0,15	0,15 ÷ 0,25	0,26 ÷ 0,35	0,36 ÷ 0,45	≥0,50
---------	-------	-------------	-------------	-------------	-------



K = a/b	1,50	1,67	1,83	2,00	2,25
---------	------	------	------	------	------

Chú thích:  $Q_b$  là lưu lượng bãi sông.

Kích thước uốn vòng b của kè hướng dòng phía thượng lưu (hình 7-17) tính theo công thức sau:

$$b = AL_p \quad (7-26)$$

tong đó:

$L_p$ : chiều rộng lòng sông, m;

A: hệ số tra bảng 7- 11.

Nếu bãi hai phía không đối xứng, kích thước uốn vòng b của kè hướng dòng phía thượng lưu tính theo trị số A (bảng 7-11). Khi hai phía bãi sông đối xứng nhau khi đó tính  $\frac{Q_b}{Q}$

lần lượt dựa vào  $\frac{2Q_{bt}}{Q}$  và  $\frac{2Q_{bp}}{Q}$ .

$Q_{bt}$  và  $Q_{bp}$  lưu lượng bãi trái, bãi phải bị nền đường đầu cầu chắn mất.

Như vậy kích thước uốn vòng của kè hướng dòng tính theo công thức sau:

$$\text{Bãi trái: } b_{bt} = A_{bt} L_p$$

$$\text{Bãi phải: } b_{bp} = A_{bp} L_p$$

- Vẽ kè hướng dòng phía thượng lưu, dùng trị số tọa độ đã ghi ở bảng 7-12 (xem hình vẽ 7-18)

Bán kính chính khúc nhỏ nhất của kè hướng dòng hình bầu dục chỗ đầu kè là:

$$\rho_{\min} = \frac{b}{K} \quad (7-27)$$

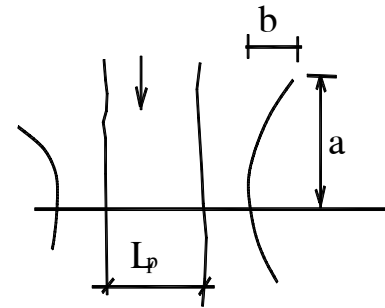
a)

Bán kính chính khúc lớn nhất của kè hướng dòng hình bầu dục chỗ tim kè là:

$$\rho_{\max} = K^2 b \quad (7-27b)$$

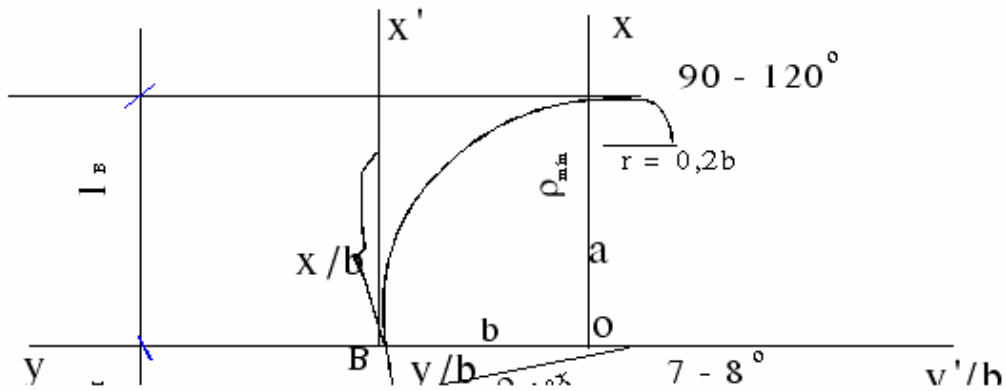
Phần đầu kè phía thượng lưu có thêm đường cong tròn, bán kính là  $= 0,20b$ , góc quay là  $90^\circ \div 120^\circ$ .

- Kè phía hạ lưu làm thành cung tròn, bán kính bằng bán kính chính khúc lớn nhất  $\rho_{\max}$  của kè hướng dòng hình bầu dục phía thượng lưu, góc  $7 \div 8^\circ$ , sau đó kéo dài cắt tuyến đầu cuối rồi uốn tròn, sao cho toàn chiều dài kè hướng dòng phía



Hình 7-17

hạ lưu bằng  $1/2l_B$ , chiều dài kè hướng dòng phía thượng lưu, đầu cuối kè hướng dòng hạ lưu thêm đường cong tròn, bán kính  $r = (1/4 \div 1/6)l_H$ .



**Bảng 7-11**

$Q_b/Q$	$A = b/L_p$		$Q_b/Q$	$A = b/L_p$	
	Bãi sông 2 bên đối xứng	Bãi sông một bên		Bãi sông 2 bên đối xứng	Bãi sông một bên
0,10	0,106	0,112	0,50	0,340	0,533
0,15	0,150	0,170			
0,20	0,186	0,222	0,60	0,390	
0,25	0,215	0,275	0,65	0,415	
0,30	0,240	0,327	0,70	0,440	
0,35	0,265	0,378	0,75	0,465	
0,40	0,290	0,429	0,80	0,490	
0,45	0,315	0,481			

**Bảng 7- 12**

Số thứ tự	$a/b = 1.50$		$a/b = 1.67$		$a/b = 1.83$		$a/b = 2.00$		$a/b = 2.25$	
	$x/b$	$Y'/b$	$x/b$	$y'/b$	$x/b$	$y'/b$	$x/b$	$y'/b$	$x/b$	$Y/b$
1	0,25	0,013	0,20	0,010	0,20	0,006	0,20	0,004	0,20	0,005
2	0,50	0,059	0,40	0,030	0,40	0,028	0,40	0,020	0,40	0,016
3	0,75	0,133	0,60	0,065	0,60	0,058	0,60	0,048	0,60	0,038
4	1,00	0,253	0,80	0,118	0,80	0,100	0,80	0,088	0,80	0,064
5	1,25	0,448	1,00	0,193	1,00	0,163	1,00	0,135	1,00	0,103
6	1,30	0,500	1,20	0,305	1,20	0,244	1,20	0,200	1,20	0,154
7	1,35	0,564	1,40	0,454	1,40	0,356	1,40	0,285	1,40	0,219
8	1,40	0,641	1,50	0,560	1,60	0,514	1,60	0,400	1,60	0,300
9	1,45	0,741	1,60	0,712	1,70	0,629	1,80	0,563	1,80	0,400

10	1,48	0,836	1,62	0,751	1,75	0,706	1,90	0,638	2,00	0,544
11	1,50	1,000	1,64	0,810	1,78	0,767	1,95	0,776	2,10	0,643
12			1,66	0,890	1,80	0,819	1,98	0,874	2,15	0,714
13			1,67	1,000	1,81	0,852	2,00	1,000	2,20	0,795
14					1,83	1,000			2,23	0,851
15									2,25	1,000

**b. Xác định kích thước chủ yếu của kè chữ T**

- Xác định chiều dài và khoảng cách kè chữ T

Kè chữ T là công trình uốn nắn dòng nước thường dùng để phòng hộ nền đường hoặc bờ sông, được bố trí thành từng nhóm nếu bố trí một kè chữ T sẽ gây dòng nước chảy xoáy, xói bờ sông hạ lưu. Quyết định chiều dài kè chữ T là căn cứ vào hình dạng bờ sông phòng hộ và tuyến uốn nắn dòng.

Thiết kế tuyến uốn nắn dòng thường dùng nhiều đường cong liên tục, giữa nối bằng đường thẳng (nhỏ hơn 3 lần chiều rộng sông). Thường có thể căn cứ vào bình đồ dòng sông giữa điểm đầu cuối bờ sông cần phòng hộ, phỏng theo hình dạng 2 bờ nối thành đường cong trơn nhẵn (xem hình 7 - 19), sau đó chọn đường cong thích hợp theo 2 phương pháp sau:

- Phương pháp đường cong hình sin:

$$X_o = KR_o \frac{\pi}{2} \quad (7 - 28)$$

$$Y_o = K^2 R_o$$

- Phương pháp dùng đường cong đàn hồi:

$$X_o = 2KR_o \quad (7 - 29)$$

$$Y_o = \frac{4}{3} K^2 R_o$$

trong đó:

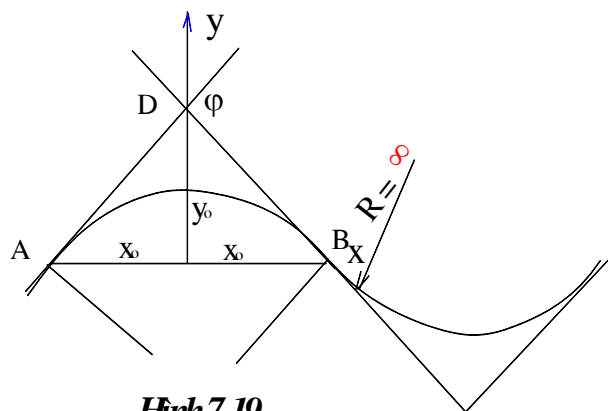
$R_o$ - Bán kính đã chọn, m;  
bán kính nhỏ nhất của nó là 3B  
(gấp 3 lần chiều rộng sông) nói chung dùng  $R_o = (5 - 8)B$

$$K = tg \frac{\varphi}{2}$$

Khoảng cách kè đặc không ngập tính theo công thức sau: (xem hình 7-20)

$$L \leq 6 l_c \sin\alpha \quad (7 - 30a)$$

$$\text{Hoặc } L \leq 6 l_c \cos\beta \quad (7 - 30b)$$

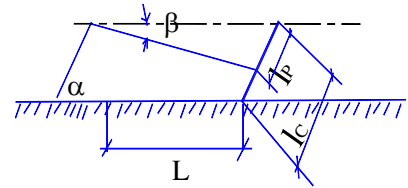


trong đó:

$l_c$ : chiều dài kè T, m;

$\alpha$ : góc kẹp bởi dòng nước với đường tim kè T;

$\beta$ : góc khuyếch tán dòng nước chảy qua kè lệch về phía bờ sông, khoảng  $5^\circ - 15^\circ$ ; ở đoạn đường thẳng, nói chung dùng  $5 - 7^\circ$ .



**Hình 7-20**

Khoảng cách kè T có thể dùng trị số sau:

Đoạn đường thẳng:

$$L = 3l_T + l_H \quad (7 - 31)$$

trong đó:

$L_T$ : chiều dài kè phía thượng lưu, m;

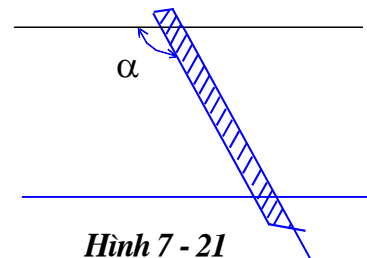
$L_H$ : chiều dài kè phía hạ lưu, m.

Giả thiết khoảng cách kè T ở đoạn bờ lồi bằng 4 - 8 lần chiều dài kè, ở bờ lõm bằng 1 - 25 lần chiều dài kè.

Muốn đảm bảo chân kè an toàn tránh dòng nước xói thì cho chân kè ăn sâu vào bờ khoảng chừng 1/2 chiều dài hữu hiệu của  $L_p$ , Nếu không phải gia cố thêm bờ sông phía thượng lưu, chiều dài của nó từ 0,2 - 0,31 khoảng cách kè. Nếu bờ sông là đất cứng không có đá, chân kè cần cắm vào bờ tối thiểu 3 - 5m.

- Góc giao nhau giữa đường tim kè T với dòng nước.

Góc giao nhau giữa đường tim kè T với dòng nước có liên quan đến tốc độ nước chảy của dòng sông và tình hình nước ngập. Nói chung, bố trí góc kè T có thể xem ở bảng 7 - 13, hình 7 - 21. Nhưng kè T thứ nhất (và khởi điểm đập thuận) phải nằm ở chỗ dòng sông bắt đầu chuyển hướng, góc kẹp giữa nó với dòng nước không lớn quá, không được nhô ra bờ nhiều quá, để dẫn nước được dễ dàng.



**Hình 7 - 21**

**Bảng 7 - 13**

Khu vực	Loại kè và tình hình ngập	Góc giao nhau giữa đường tim đập cắt với dòng nước $\alpha$	Tình hình dòng nước chảy và tình hình bờ sông
Khu vực đôi	Kè T kiểu không ngập	$60^\circ - 75^\circ$	Muốn giảm nhỏ lực xung kích dòng nước phần lớn bố trí thành kè T xuôi $\alpha$ cũng nhỏ tới $35^\circ$

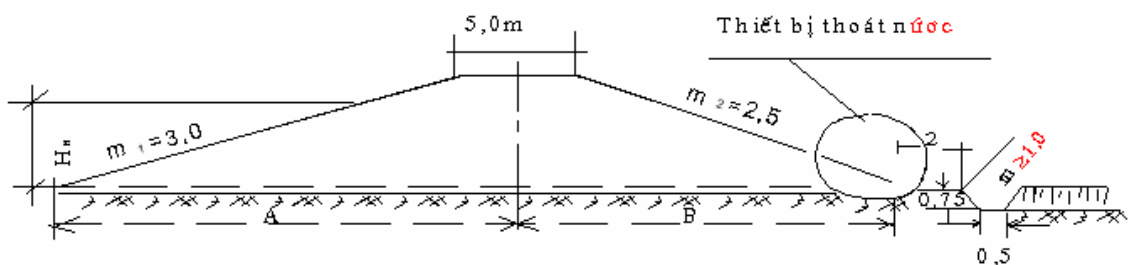
Khu vực đồng bằng	Kè T kiểu ngập	$\geq 90^\circ$	Lực xung kích dòng nước không lớn, muốn cho tốc độ bồi nhanh tạo thành bờ mới thường bố trí kè T ngược
Khu vực đồi	Kè T kiểu ngập	$\geq 90^\circ$	Nước lũ tràn thoát qua thân kè rồi, xói ven theo hướng dốc kè, cho nên kè T tràn bố trí thành kiểu ngược để bờ sông phía hạ lưu vị trí cầu và nền đường khỏi bị xói.
Khu vực đồng bằng	Kè T kiểu ngập	$100^\circ - 105^\circ$	Bờ sông thẳng
		$100^\circ - 102^\circ$	Bờ sông lõm
		$90^\circ$	Bờ sông lồi

### 7.2.4. Xác định mặt cắt kè đập

Đập đất là công trình cấu tạo thường dùng nhất, khi thiết kế cần phải xét tới điều kiện thủy lực tác dụng lên đập dưới tác động của sóng, lực va chạm của vật trôi và tải trọng đặc biệt khác ; ngoài ra cần phải xét mức độ quan trọng của công trình và tính chất dòng sông (thoát lũ hoặc thoát úng) v.v... để quyết định mặt cắt của đập.

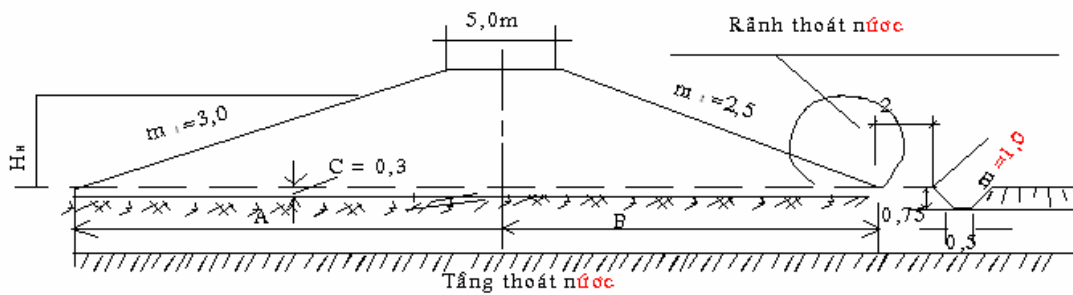
Thường đề phòng lũ, đập chắn lũ có chênh lệch mực nước hai phía của đập tương đối lớn, khi áp lực của nước từ 2 - 4m, không có thiết bị phòng ngấm mà dùng đất sét pha cát và dùng cát để xây thì kích thước mặt cắt xem hình (7 - 22) ; khi chiều cao tích nước nhỏ quá 2m, có thể đổi chiều rộng đỉnh đập trong hình vẽ này là 3m.

**a. Nền đất: đất sét cát, đất sét**



**Hình 7-22a**

**b. Nền: đất cát sét**



Hình 7-22b

**c. Thiết bị thoát nước bằng đá xếp**

- Khi chiều sâu nước phía hạ lưu  $h_h$ , chiều cao lăng thể đá thoát nước bằng:

$$h_g = h_h + C + 0,30 \quad (7-32a)$$

nhưng không được nhỏ quá 1m.

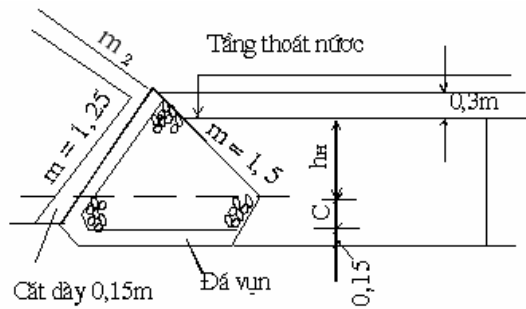
- Phương pháp xây đá phải dựa sát hòn đá tương đối lớn vào taluy ngoài.

**d. Tầng nghiêng thoát nước**

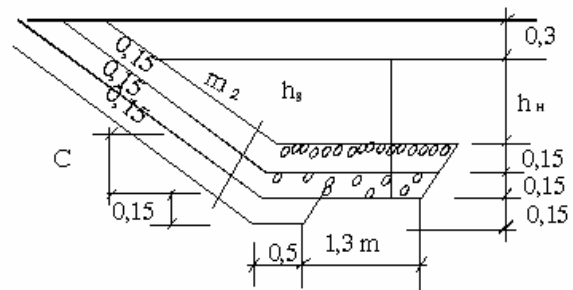
- Khi chiều sâu nước phía hạ lưu là  $h_h$ , chiều cao tầng thoát nước nghiêng bằng:

$$h_g = h_h + C \quad (7 - 32b)$$

Nhưng không được nhỏ quá 1,2m.



Hình 7-22c



Hình 7-22d

**7.2.5. Xác định cao độ đỉnh kè hướng dòng và kè chữ T**

Cao độ đỉnh kè hướng dòng xác định theo cấp tuyến đường. Quy phạm hiện nay quy định là cao độ đỉnh kè phải ở trên cao độ mực nước theo tần suất thiết kế của nền đường + trị số ứ dềnh trước cầu + chiều cao sóng vồ + 0,25m. Độ dốc ở đầu kè và cuối kè tính theo độ dốc thiên nhiên của mực nước thiết kế i).

**Ví dụ:**

- Tài liệu gốc:

Chiều dài kè phía thượng lưu  $l_T = 330\text{m}$ , kè phía hạ lưu  $l_H = 105\text{m}$ , khoảng cách từ chân kè tới kè T thượng lưu  $l_{im} = 860\text{m}$ ,  $i = 0,003$ ,  $h_{sb} = 0,60\text{m}$ ;  $h'_{sb} = 0,40\text{m}$  (xét tới rùng cây), lưu tốc bình quân dưới cầu trước xói:  $V_m = 2,10\text{m/s}$ ; lưu tốc bình quân thiên nhiên khi chưa bị thất hẹp:  $V_o = 0,45\text{m/s}$ , lưu tốc bình quân chảy vòng sau kè T:  $V = 1,10\text{m/s}$ , chiều sâu nước bình quân trên bãi  $h_1 = 1,5\text{m}$ ,  $H_{tt} = 125,08\text{m}$ , góc đoãng của kè T phía hạ lưu  $\alpha = 115^\circ$ ,  $\Delta z = 0,33\text{m}$ .

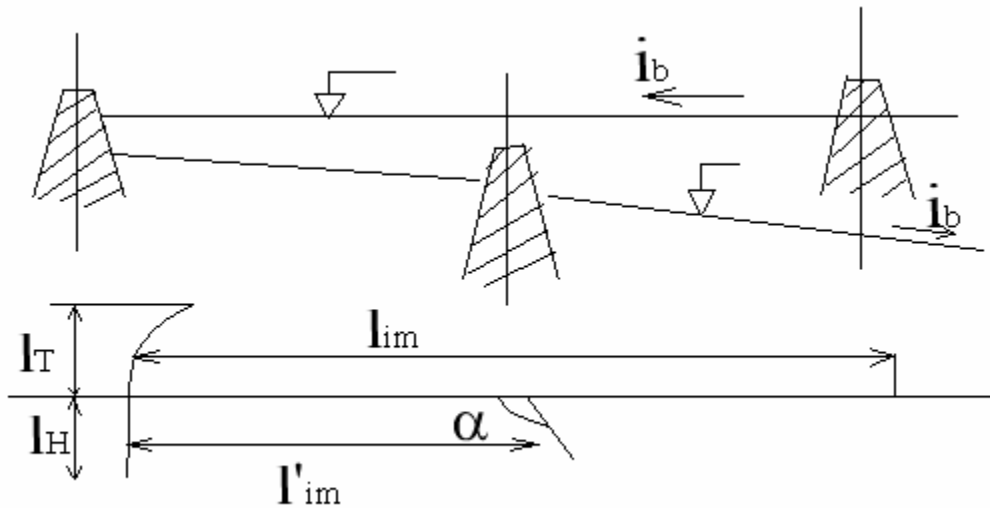
trong đó:

$H_{tt}$ : mực nước tính toán với tần suất thiết kế, m;

$h_{sb}, h'_{sb}$ : chiều cao sóng xâm thực vào bờ nền đường về phía thượng lưu và hạ lưu, m.

$\Delta Z$ : chiều cao nước dâng cao nhất trước cầu, m.

- Bố trí tổng bình đồ cầu xem hình 7 - 23



**Hình 7 - 23**

- Tính toán

+ Độ dốc ngang của dòng nước phía thượng lưu, căn cứ vào công thức của M.B.Mikhailôp:

$$\frac{h_1}{h_1 + \Delta z} = \frac{1,5}{1,5 + 0,33} = 0,82$$

Tra bảng 5 - 2 được  $\varphi = 0,26$  vậy  $i_b = 0,26 \times 0,003 = 0,0008$

+ Cao độ vai kè hướng dòng phía thượng lưu dựa vào mực nước đầu kè để tính (kể cả ứ dềnh)

$$H_{vb} = H_{tt} + \Delta z + i l_T + h_{sb} + 0,25$$

$$= 125,08 + 0,33 + 0,0003 \times 330 + 0,60 + 0,25 = 126,36m$$

+ Cao độ vai kè hướng dòng phía hạ lưu:

$$H_{vH} = H_{tt} + h'_{sb} + 0,25 = 125,08 + 0,40 + 0,25 = 125,73m$$

Cao độ vai kè T phía thượng lưu nền đường:

$$H_{TB} = H_{tt} + \Delta z + i l_T + i_b \cdot l_{im} + h_{sb} + 0,25$$

$$= 125,08 + 0,33 + 0,10 + 0,00008 \times 860 + 0,60 + 0,25 = 126,43m.$$

+ Khi lưu tốc gần kè T vượt quá 0.5m/s, cao độ đỉnh kè phải xét tới cả chiều cao ú lên do nước chảy trên kè. Chiều cao này tính theo công thức gần đúng của Litstovan.

$$\Delta h = 0,1V^2 (1+\cos\alpha)$$

trong đó:

V: lưu tốc cạnh kè T, m/s.

$\alpha$ : góc đoãng của kè T thuận theo dòng nước

Chiều cao ú do nước chảy ở kè T phía hạ lưu:

$$\Delta_h = 0,1 \times 1,10^2 (1 + \cos 115^\circ) = 0,07m$$

+ Cao độ đỉnh kè T phía hạ lưu nền đường:

$$H_{dH} = H_{tt} + \Delta h - i (l_H + l'_{im}) + h'_{sb} + 0,25$$

$$= 125,08 + 0,70 - 0,0003 \times (105 + 580) + 0,40 + 0,25 = 125,59m$$

### 7.2.6. Tính xói ở công trình điều tiết

*a. Xói chung hình thành do dòng nước luôn luôn bị kè hướng dòng bóp hẹp, phương pháp tính toán xem chương IV.*

*b. Xói cục bộ hình thành do lực xung kích của dòng nước đối với ta luy công trình, giả thiết góc xung kích.*

$$h_{ch} = \frac{23 \cdot V_c^2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}{g \sqrt{1+m^2}} - 6 \frac{V_{cp}^2}{g} \tag{7 - 33}$$

trong đó:

$V_{cp}$ : vận tốc cho phép không xói của đất lòng sông, m/s;

g: gia tốc trọng lực,  $g = 9,81m/s^2$ ;

$\alpha$ : góc làm thành giữa hướng nước chảy và kè tại chỗ tính xói;

m: độ dốc mái công trình;

$V_c$ : vận tốc nước chảy tại chỗ tính xói của kè, m/s.



Theo ý kiến của một số tác giả như Anđrayev, Bondakov, 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  $V_c$  có thể tính theo công thức dưới đây:

$$V_c = \frac{Q_b}{B_b \cdot h_c} \times \frac{2\varepsilon_g}{1 + \varepsilon_g} \tag{7 - 34}$$

trong đó:

$h_c$ : chiều sâu nước tại công trình sau khi xói chung, m/s;

$Q_b$ : lưu lượng bãi sông giữa mép lòng chính tới chân kè, m<sup>3</sup>/s;

$B_b$ : chiều rộng thay đổi dòng nước trên bãi sông cạnh công trình (tính từ khoảng cách giữa mép lòng chính tới chân kè, do song song với đường trên cầu), m;

$\varepsilon_g$ : hệ số lưu tốc phân phối không đều trên mặt cắt, đối với kè hướng dòng cong là 1 - 3, đối với phần đầu kè thẳng có thể dùng 4;

$\alpha$ : góc dẫn nước thay đổi giữa đường tim dòng nước với tiếp tuyến của công trình

- Khi  $\alpha < 20^\circ$  thì xói cục bộ do dòng nước chảy đập vào công trình không cần xét;

- Khi  $\alpha = 90^\circ$ , dòng nước đập vào phần đầu kè hướng dòng hoặc phần đầu kè mở hàn, lúc đó  $tg \frac{\alpha}{2} = 1$  và công thức tính xói cục bộ có dạng:

$$h_{ch} = \frac{23V_c^2}{g\sqrt{1 + m^2}} - 6 \frac{V^2 h_{cP}}{g} \tag{7 - 35}$$

Xói cục bộ đầu kè hướng dòng và tứ nón ở cầu (khi không có kè) có thể tính theo công thức (7 - 33) và dùng  $\varepsilon_g = 4$ . Chiều rộng dòng nước bãi sông chỗ tứ nón dùng chiều rộng phần bãi chỗ cầu, nếu dưới cầu không có bãi sông, lưu tốc xói cục bộ có thể thay đổi tính theo công thức sau:

$$V_c = V_p \times \frac{2\varepsilon_g}{1 + \varepsilon_g} \tag{7 - 36}$$

trong đó:  $V_p$ - Lưu tốc tính toán dưới cầu sau xói chung, m/s;

Bố trí công trình chắn nước không ngập trong phạm vi lòng sông (như kè T, kè đỉnh xiên), xói cục bộ chỗ phần đầu tính theo công thức sau:

$$h_{ch} = \frac{23V_c^2 K_1^2 I}{g\sqrt{1+m^2}}$$

(7 -37)

trong đó:  $K_1$ - Hệ số lưu tốc cục bộ tăng do kè T thắt hẹp dòng nước gây nên.

Tra bảng 7 - 14, theo tỷ số  $\frac{l_{KN}}{b}$

trong đó:

$l_{KN}$ : chiều dài kè bị ngập lúc mực nước bình thường, đo từ đầu kè đến đường mép nước 2 bờ khi mực nước thường, m;

b: chiều rộng lòng sông khi mực nước thường, m.

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 (7 - 37) nhưng thay hệ số  $K_1$  bằng hệ số  $K_2$ .

**Bảng 7 -14**

**Biểu hệ số  $K_1, K_2$**

$L_{KN}/b$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
K1	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,75
K2	1,40	1,50	1,80	2,20	2,60	3,00

Có thể tham khảo thêm các công thức giới thiệu trong chương IV về xói cục bộ ở mố cầu để tính toán xói lở ở đầu kè.

### §7.3. Công trình điều tiết dòng sông

Trong thiết kế công trình điều tiết dòng sông, các vấn đề cần xét và tính toán cụ thể đều có liên quan mật thiết đến nền đường bãi sông, công trình cải sông và nắn thẳng, công trình phòng hộ và gia cố.

Ở đây chỉ giới thiệu một số công trình thường dùng trong cầu đường như kè ngang và kè thuận.

#### 7.3.1. Khái niệm

##### a. Tính chất làm việc của công trình điều tiết dòng sông

Công trình điều tiết dòng sông và công trình phòng hộ bờ do tính chất làm việc khác nhau nên về bố trí bình diện hình thức và kết cấu cũng khác nhau. Công trình phòng hộ bờ là dùng trực tiếp bảo vệ, bờ sông hoặc nền đường tránh nước sông uy hiếp, nó căn bản không làm thay đổi tính chất dòng sông, loại kiến trúc này dùng rất nhiều trong công trình chống xói nền đường.

Công trình điều tiết dòng sông chủ yếu là để thay đổi hướng nước chảy, nó làm thay đổi tính chất dòng nước, có khi cả tính chất dòng sông. Đó là công trình có tính chất chủ động, loại công trình này nếu thiết kế được tốt sẽ căn bản triệt được sự uy hiếp của dòng nước đối với nền đường.

#### ***b. Những điều cần chú ý khi bố trí công trình điều tiết***

- Xây dựng công trình điều tiết để bảo vệ nền đường thì thường chỉ tiến hành trên một đoạn sông ngắn. Vì vậy người ta chỉ nghĩ đến việc điều chỉnh dòng nước đi để khỏi uy hiếp nền đường, còn sau khi xây dựng công trình đoạn sông phía thượng hạ lưu trở nên xấu tốt thường rất ít chú ý. Đó là điều không đúng, nhất là đối với sông thông thuyền hoặc sông có liên quan tới hệ thống công trình thủy lợi.

- Đối với sông không thông thuyền chỉ cần thuận theo xu thế của sông, không để lòng bị thất hẹp nhiều gây ảnh hưởng tới an toàn của nền đường hoặc các công trình khác là được.

- Tránh tình trạng xây dựng công trình quá nhiều, thất hẹp dòng sông sẽ dẫn đến mực nước dâng cao, làm ngập lụt ruộng đất và hệ thống tưới.

- Phải xét tới trường hợp sau khi bố trí công trình, dòng nước có khả năng hướng sang bờ bên kia làm xói bờ và ruộng vườn.

- Phải làm sao để công trình điều tiết phát huy được hiệu quả tối đa. Chủ yếu là thiết kế đường hướng dòng cho hợp lý, chọn đường hướng dòng cho thích đáng; bố trí công trình cho chính xác, còn thiết kế kết cấu bản thân kè chỉ là thứ yếu.

- Khi chọn loại hình công trình điều tiết phải căn cứ vào lòng sông rộng hẹp, lưu tốc lớn nhỏ và điều kiện địa chất.

- Khi bố trí công trình điều tiết phải xét tới tính chất của công trình (tạm thời, bán vĩnh cửu hay vĩnh cửu) để chọn vật liệu.

- Khi quyết định loại công trình điều tiết, phải xét điều kiện thi công, nguồn vật liệu để giảm bớt giá thành công trình.

### **7.3.2. Phân loại và đánh giá các công trình điều tiết**

#### ***a. Phân loại công trình điều tiết***

- Công trình đặc:

*Chia theo quan hệ với mực nước*

- Kiểu ngập có kè đáy và kè mực nước trung;
- Kiểu không ngập còn gọi là kè mực nước cao.

*Chia theo vị trí tương ứng với dòng sông*

- Kè thuận: song song với hướng dòng nước, không ngăn trở dòng chảy;

- Kè chữ T: thẳng góc hay chéo góc với dòng nước, ngăn một phần dòng chảy;
- Kè ngăn sông: thẳng góc hoặc chéo góc với dòng nước chắn toàn bộ dòng chảy.

#### *Chia theo vật liệu*

- Kè đất: đắp đất sét cát, đất cát sét, đất sét, cát sỏi, đất lẫn đá cuội;
- Kè đá: Kè đá đổ, kè đá xây;
- Kè rọ đá sắt: lấy thép sợi làm rọ thường dùng chung với cọc gỗ;
- Kè rọ đá tre: lấy tre mây làm rọ;
- Kè bê tông hay bê tông cốt thép.

#### • Công trình rỗng

Cho phép một phần dòng nước chảy qua công trình làm cho lưu lượng và lưu tốc trong lòng sông phân phối lại đầy đường trục sông ra phía ngoài để bảo vệ nền đường.

Dưới đây là các loại đơn giản thường dùng.

- Cây ngầm, có tác dụng làm bùn cát bồi tích, bảo vệ ta luy hay bờ sông khỏi xói;

- Kè nổi dùng những bó cành cây treo trên giá, hay trên giá treo nhiều hàng có để lại một số khoảng trống. Kè nổi có tác dụng làm bùn cát sau khi đi chuyển qua kè bồi tích lại tạo thành bờ sông mới;

- Phên chắn nước - có thể kết bằng cành cây cũng có thể bằng gỗ, có thể làm kiểu cố định hay kiểu di động. Trường hợp không có cây, có thể thay bằng lau sậy. Tác dụng của loại kè này là làm giảm lưu tốc ở đoạn cần phòng hộ.

- Kết cấu giá - loại này có thể làm bằng gỗ, sắt, hoặc bê tông cốt thép, có thể làm thành lăng thể tam diện hoặc tứ diện. Đặc điểm của loại kết cấu này là thi công tiện. Khi bị ảnh hưởng của tải trọng hoặc của dòng nước chân giá sẽ tự cắm xuống lòng sông. Thông thường làm kết hợp với bở đá hoặc rọ đá.

Loại này có đặc điểm là có thể chống chọi với dòng nước có lưu tốc lớn, lượng hàm cát nhiều.

#### ***b. Đánh giá hai loại công trình điều tiết***

- Loại công trình đặc dùng nhiều trong các công trình phòng lũ đường sắt, đặc biệt ở đoạn tuyến ven sông vùng núi có lưu tốc lớn. Vì nó là công trình vĩnh cửu, hay bán vĩnh cửu nên thích hợp với đường sắt luôn luôn không cho phép gián đoạn giao thông. Nó có thể chống chọi với lưu tốc 4 -10m/s, nhưng thi công phức tạp, giá thành cao.

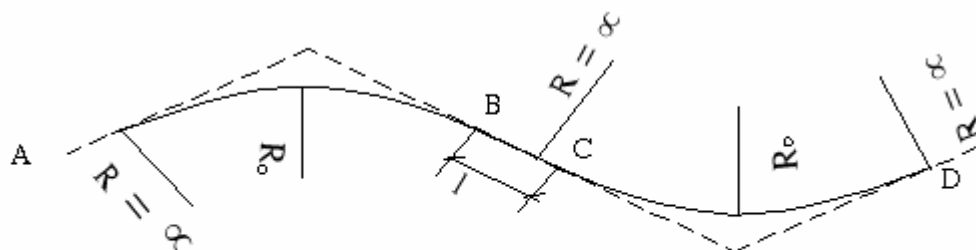
- Loại công trình rỗng: Chỉ dùng được ở những nơi lưu tốc nhỏ (dưới 3m/s), phần nhiều ở những sông vùng đồng bằng có bãi rộng. Ưu điểm của nó là

thi công giản đơn, dễ lấy vật liệu địa phương, giá thành hạ, phân nhiều chỉ dùng để phòng hộ tạm thời, thời hạn sử dụng ngắn và luôn luôn phải bảo dưỡng duy tu.

### 7.3.3. Thiết kế đường hướng dòng

#### a. Ý nghĩa đường hướng dòng và nguyên lý thiết kế:

Khi bố trí bình diện các công trình điều tiết, đầu tiên là phải thiết kế đường hướng dòng, đường hướng dòng thiết kế được chính xác hay không có liên quan đến hiệu quả của cả hệ thống công trình điều tiết. Khi thiết kế đường hướng dòng phải xét tới khả năng biến đổi động lực dòng chảy. Căn cứ vào nguyên lý thẳng thuận với dòng sông thiên nhiên chứ không phải trạng thái ổn định của dòng sông, đường trung tâm hướng dòng (tức đường trục sông), về lý luận tốt nhất là đường cong liên tục, giữa các đường cong có các đoạn thẳng ngắn nối tiếp (hình 7-24) đường biên hướng dòng (đường bờ sông dự định) tốt nhất là đường cong liên tục song song với đường trục hướng dòng.



Hình 7 - 24

l: đoạn quá độ ước bằng 4 lần chiều rộng ổn định của lòng sông

#### b. Cách vẽ đường hướng dòng

- Các điểm cần chú ý:

- Đầu đường hướng dòng nên chọn nơi dòng chảy tương đối thẳng thuận, ví dụ chỗ bắt đầu quá độ từ đoạn sông cong sang đoạn sông thẳng, hay chỗ bắt đầu từ quá độ từ đoạn sông thẳng sang đoạn sông cong, để phối hợp với xu thế của dòng nước đỡ phải làm các công trình hướng dòng kiên cố mà vẫn bảo đảm hướng nước chảy theo ý muốn. Ngoài ra, còn nên chú ý chọn nơi cơ sở có điều kiện địa chất tốt để công trình được ổn định an toàn mà lại kinh tế.

- Vị trí của đường trục sông thiên nhiên và đường bờ sông nên có quan hệ sau: ở đoạn quá độ, cự ly giữa hai mép bờ sông tới đường trục sông để bằng nhau, cự ly giữa bờ lồi đoạn cong tới đường trục ước:  $(\frac{1}{3} - \frac{1}{4})B$  (B- chiều rộng ổn định của sông), đoạn cong chảy xiết lấy  $(\frac{1}{4})B$ , đoạn cong chảy êm lấy  $(\frac{1}{3})B$ .

- Công thức tính: (xem hình vẽ 7 - 25)

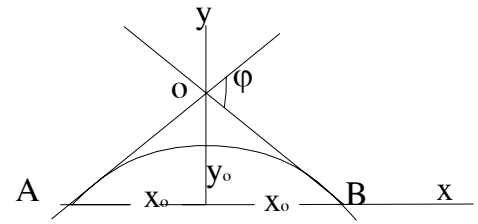
Khi vẽ đường hướng dòng nói chung dùng công thức sau:

$$Y = Y_o \cos \frac{\pi X}{2X_o} \quad (7-38)$$

trong đó:

$$X_o = \frac{\pi}{2} KR_o; Y_o = K^2 R_o$$

$$K = \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}$$



Hình 7-25

$R_o$ - Bán kính đoạn cong, có thể dùng lớn hơn bán kính của dòng sông thiên nhiên. Theo kinh nghiệm  $R_o$  dùng bằng 5 - 8 lần chiều rộng ổn định, không nhỏ hơn 3 lần mà tối đa không vượt quá 20 lần.

Toạ độ đường cong xác định rồi có thể vẽ đường hướng dòng.

Cũng cần chú ý là khi bố trí công trình điều tiết thuận với xu thế dòng sông thiên nhiên mà không đụng chạm đến lòng sông, thì ảnh hưởng tới sự biến hoá của dòng sông tương đối ít, khi đó có thể không cần tính đường hướng dòng. Theo kinh nghiệm đường hướng dòng thiết kế theo đường cong tròn thì không những giản đơn mà còn phù hợp với thực tế khách quan.

- Các bước thiết kế đường hướng dòng.
- Xác định khởi điểm đoạn hướng dòng;
- Đối chiếu với xu thế dòng sông kết hợp với hướng nước ở mức nước hướng dòng, định đường biên hướng dòng bình diện;
- Khi cần thiết phải tiến hành chỉnh lý dòng sông, chiều rộng sông hướng dòng phải thoả mãn điều kiện chiều rộng ổn định của sông;
- Bố trí bình diện công trình điều tiết, xác định đoạn phòng hộ và gia cố.

### 7.3.4. Lựa chọn và bố trí kè

#### a. Chọn mực nước hướng dòng

Mực nước hướng dòng sẽ quyết định theo tình hình dòng nước và hình dạng đoạn cầu được bảo vệ. Căn cứ vào đường hướng dòng đã xác định theo mực nước hướng dòng mà tiến hành bố trí bình diện công trình điều tiết, đồng thời chọn loại kè, tác dụng của các loại kè.

Kè thấp: Bố trí kè thấp nói chung chỉ để phòng xói ta luy nền đường và cơ sở các công trình phòng hộ hoặc chỉnh trị dòng sông ở mực nước thấp. Kè thấp thất dòng nước ít nên hay dùng ở đoạn sông lòng hẹp. Kè thấp còn làm cho dòng nước chảy hỗn loạn, đẩy dòng nước khỏi chân ta luy, làm bồi tích chỗ lòng cầu nên thông thường xây ở chỗ lòng thấp bằng với lòng sông và theo hình thức kè chữ T.

Kè mực nước trung: Có tác dụng chống dòng nước từ mực nước trung trở xuống xói vào bờ, so với kè thấp tác dụng hướng dòng lớn hơn. Dòng sông miền núi do mực nước cao và lòng sông hẹp thường dùng kè ở mức trung để tránh thất hẹp lòng sông quá nhiều. Do lưu lượng ở mực nước trung thường là lưu lượng tạo

lòng nên khi chỉnh trị dòng sông, kè mực nước trung được coi là công cụ chủ yếu để ổn định dòng sông. Gây bồi tích nhanh thành bờ sông mới. Kè mực nước trung có thể làm thuận hướng hoặc ngược với dòng nước.

Kè mực nước cao hay kè không ngập, tác dụng chủ yếu là hướng dòng nước cách xa tuyến đường để phòng nước lũ uy hiếp nên đường. Khi tuyến đường sát lòng sông, kè mực nước cao còn có tác dụng như kè mực nước thấp. Do nó chiếm diện tích lòng sông tương đối nhiều đặc biệt khi dùng ở sông miền núi lòng hẹp, cần kết hợp địa hình địa chất đã tác động hình thức kè, thông thường không nên làm quá dài mà nên làm kè chữ T ngắn hoặc kè thuận.

**b. Lựa chọn công trình điều tiết đơn hoặc tổng hợp.**

Quyết định công trình điều tiết loại đơn hay tổng hợp chủ yếu là do tính chất dòng nước nơi đó mà điều kiện địa hình địa chất. Thông thường hệ thống điều tiết là một tập hợp nhiều loại chỉ khi nào đoạn cầu phòng hộ tương đối ngắn, địa hình dòng sông biến đổi ít, tính chất dòng nước không phức tạp mới dùng loại đơn.

Ưu khuyết điểm của kè chữ T và kè thuận xem bảng sau:

**Bảng 7 - 15**

<b>Loại kè</b>	<b>Ưu</b>	<b>Khuyết</b>
Kè thuận	1-Dòng nước trước kè thẳng thuận, không phá hoại đặc trưng dòng chảy thiên nhiên, có lợi đối với sông thông thuyền. 2 - Yêu cầu về điều kiện địa chất so với kè chữ T thấp hơn, mà khi hoàn thành lập tức phát huy tác dụng. 3 - Nếu điều kiện địa chất giống như kè chữ T, thì phòng hộ mặt ta luy và thiết bị phòng xói chân tương đối ít, đặc biệt khi bố trí kè thuận dọc hồ sông phía lồi.	1-Giá thành cao hơn so với kè chữ T 2-Nếu như đường hướng dòng không thích hợp mà cần sửa chữa sẽ gặp khó khăn hơn so với kè chữ T
Kè chữ T	1 - Có thể cải tiến hướng dòng nước và sau một thời gian nước chảy sẽ tạo thành lòng sông mới 2 - Sửa đổi thiết kế dễ dàng 3 - Nói chung giá thành so với kè thuận thấp hơn	1-Trước khi hình thành bờ sông mới nước chảy hỗn loạn thông thuyền khó khăn 2-Do tác dụng nước dâng thường gây xói lở dòng sông. 3-Yêu cầu về điều kiện địa chất tương đối cao

**c. Bố trí kè chữ T**

- Kè chữ T ngắn

- Thiết kế cự ly giữa các kè: Thông thường cự ly giữa kè là căn cứ vào đường hướng dòng đã xác định, dùng phương pháp đồ giải để tìm, nói chung phải bố trí trên bờ lồi dài hơn bên bờ lõm. Khi tính khối lượng công trình thì đoạn cong lõm của dòng sông miền núi phải dùng 1-2,5 chiều dài kè, ở đoạn thẳng thì 3-4 lần, ở bờ lõm thì 4 - 8 lần. Nếu xác định bằng tính toán thì có thể dùng bằng công thức sau: (xem hình 7 - 26)

$$l = l_p \cos \alpha + l_p \sin \alpha \cot g\beta \quad (7 - 39a)$$

trong đó:

$l_p$ : chiều dài hữu hiệu của kè, m;

$\alpha$ : góc kẹp giữa kè chữ T với bờ sông;

$\Delta\alpha$ : góc khuyếch tán khi dòng nước qua đầu kè, khoảng 5 - 15°.

Trị số  $l_p$  thường dùng  $2/3 l_c$ , mục đích là để giảm xói cho thuận kè phía dưới, bớt được tiêu chuẩn phòng hộ và gia cố. Khi  $l_p = 2/3 l_c$  thì công thức tính toán là:

$$l = \frac{2l_c}{3} (\cos \alpha + \sin \alpha \cot g\beta) \quad (7 - 39b)$$

Khi  $\alpha$  xấp xỉ 90°,  $\beta$  lấy bình quân là 9,5°, thì có thể tính gần đúng.

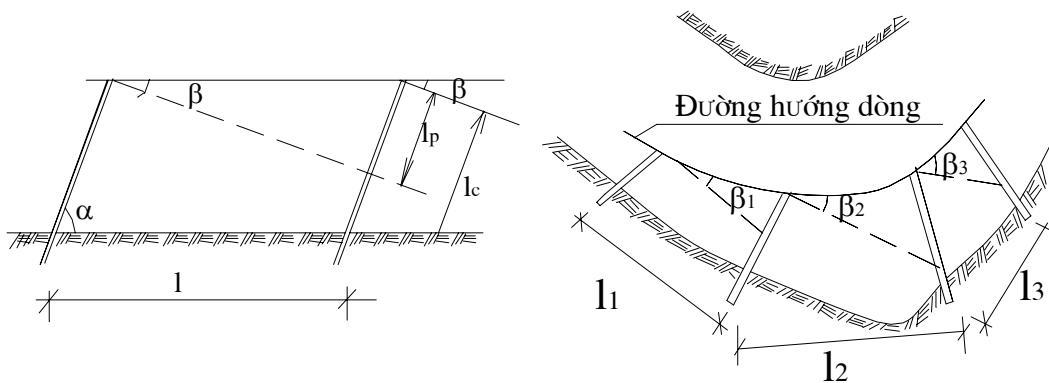
$$l = 4 l_c \quad (7 - 39c)$$

Cũng có thể dùng phương pháp sau để tính cự ly giữa các kè chữ T:

$$l = (12-15)H_{\max} \cos\beta \quad (7-40)$$

trong đó:

$H_{\max}$ : chiều sâu lớn nhất chỗ đầu kè ở mực nước chính từ  $\Delta\alpha$  góc giao giữa dòng nước với đường bờ sông thiết kế, m.



Hình 7 -26

Công thức trên là công thức kinh nghiệm, ưu điểm nó là xét được sự biến đổi của tình hình dòng nước theo chiều xây chỗ đầu kè, nhưng nhược điểm là quan



hệ với chiều dài kè chưa rõ ràng. Khi áp dụng, đối với kè dài dùng hệ số phía trước là 15, khi kè ngắn thì dùng 12.

*Những điều cần chú ý khi bố trí kè chữ T ngắn:*

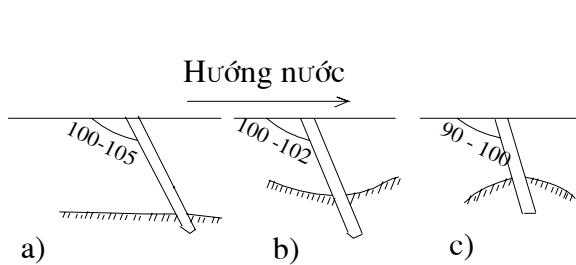
- Khi bố trí cự ly không những chỉ căn cứ vào con số tính toán, cần căn cứ vào đường hướng dòng kết hợp với hướng nước chảy và xét tới ảnh hưởng có thể phát sinh đối với dòng sông sau khi xây kè, dùng phương pháp đồ giải để tính cự ly giữa các kè như hình 7- 26.

- Khi bố trí kè thì làm dần từ thượng lưu về hạ lưu đầu tiên xác định vị trí và chiều dài kè thứ nhất rồi kè thứ 2, thứ 3 v.v...

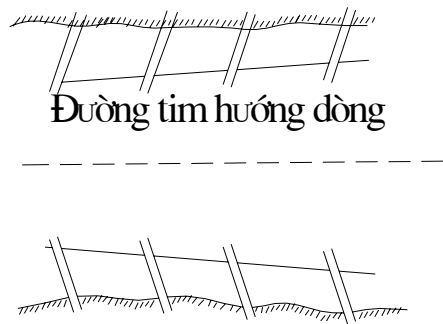
- Vì khó xác định được góc khuyếch tán dòng nước của kè thứ nhất, nên cự ly giữa kè thứ nhất và kè thứ hai nên bố trí ngắn một chút, để cho dòng nước trở lại trạng thái bình thường được nhanh. Cự ly giữa hai kè cuối cùng cũng nên ngắn một chút.

- Khi thiết kế chiều dài kè phải xét để mặt cắt dòng nước không bị thắt hẹp quá nhiều, chiều dài lớn nhất cũng không được quá 1/4 chiều rộng ổn định của dòng sông.

- Đối với kè chữ T ngập nước, hợp lý nhất là kiểu ngược dòng để dòng nước khi vượt qua đỉnh kè không gây xói lở mãnh liệt cho ta luy phía hạ lưu và bờ sông (hình 7 - 27).



**Hình 7 - 27**



**Hình 7-28**

*Ghi chú: Các góc trong hình vẽ không phải là những trị số kinh nghiệm đã khẳng định, cần linh hoạt áp dụng.*

- Ở những vùng đồng bằng hoặc sông bãi rộng vùng đổi dòng nước dễ di chuyển, lưu tốc và xung lực không lớn thì kè chữ T không ngập nước cũng cần bố trí kiểu ngược hướng nước chảy làm cho bồi tích nhanh chóng hình thành bờ mới, nhưng đối với đoạn sông hẹp vùng núi có lưu tốc và xung lực lớn thì kè chữ T không ngập cần bố trí kiểu thuận hướng dòng nước.

- Khi bố trí kè không ngập, thì ở đầu kè và gốc kè thường phát sinh xói lở (nếu là cả hệ thống kè thì kè thứ nhất bị xói mạnh nhất), do đó việc phòng hộ ta luy kè cần phải đặc biệt chú ý.

- Lực xung kích của dòng nước đối với kè và độ dốc ta luy mặt chịu áp lực lớn hay nhỏ, góc hẹp giữa dòng nước với đường tim kè to hay nhỏ đều có quan hệ với nhau, nếu hướng nước chảy thẳng góc với mái ta luy kè thì lực xung kích sẽ lớn nhất.

- Nếu dùng kè chữ T để gia cố 2 bờ ở đoạn thẳng hoặc hơi cong thì phải bố trí kiểu đối xứng như hình (7 - 28).

- Góc kè phải cắm chặt vào bờ sông khoảng 3 - 5m, chỗ đầu kè phải căn cứ vào chiều sâu xói mà thiết kế biện pháp phòng hộ.

- Kè chữ T dài

Kè chữ T dài có thể làm cho dòng chảy cũ biến đổi rõ rệt, và làm cho trực động lực dòng nước hướng sang bờ đối diện.

Do vì kè chữ T dài có thể uốn cong dòng nước nên làm giảm bớt độ dốc của lòng sông (hình 7 - 29).

Thiết kế cự ly giữa các kè: Thiết kế cự ly giữa hai đầu kè chữ T dài vẫn phải dùng công thức sau:

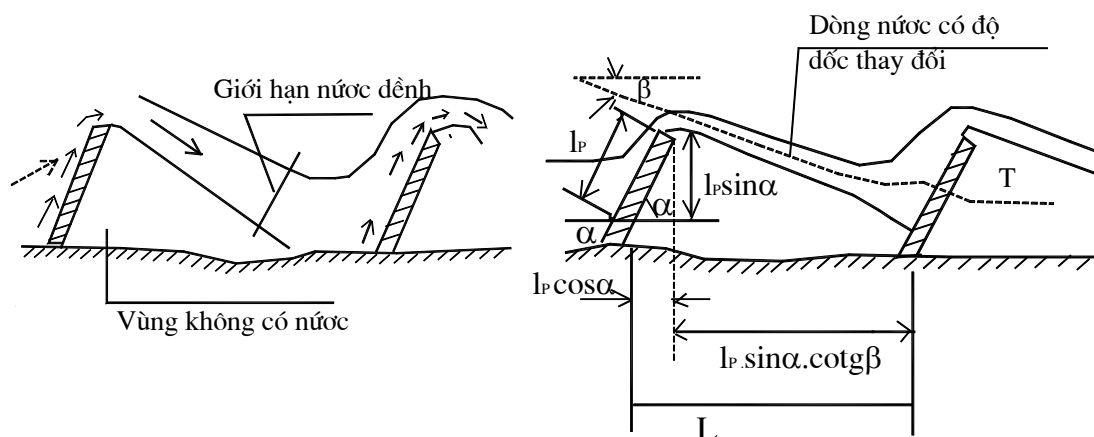
$$L = l_p \cdot \cos\alpha + l_p \cdot \sin\alpha \cdot \cot\beta \quad (7-41)$$

$$l_p = l_c - B_y \cdot K$$

trong đó:

$B_y$ : chiều rộng ổn định của sông, m:  $B_y = \frac{V_p^5 n^4 A^2}{4I^2}$

$K$ : hệ số mỗi con sông có một trị số riêng căn cứ vào đặc điểm sông ngòi, có thể lấy  $K = 0,5 - 1,0$ .



Hình 7 -29

Những điểm cần chú ý khi bố trí kè chữ T dài.

- Do vì kè chữ T dài gây ra hiện tượng nước dâng, nếu cự ly kè quá lớn thì tác dụng nước dâng không tới kè phía trên, cự ly không thể hoàn toàn làm cho dòng nước bị dâng lên, cho nên ở bờ sông vẫn có khả năng xói do hồi lưu.
- Vì kè chữ T dài có thể hướng dòng vào bờ đối diện cho nên khi bố trí phải chú ý không để dòng sông phía thượng hạ lưu trở nên sâu.

#### d. Bố trí kè thuận

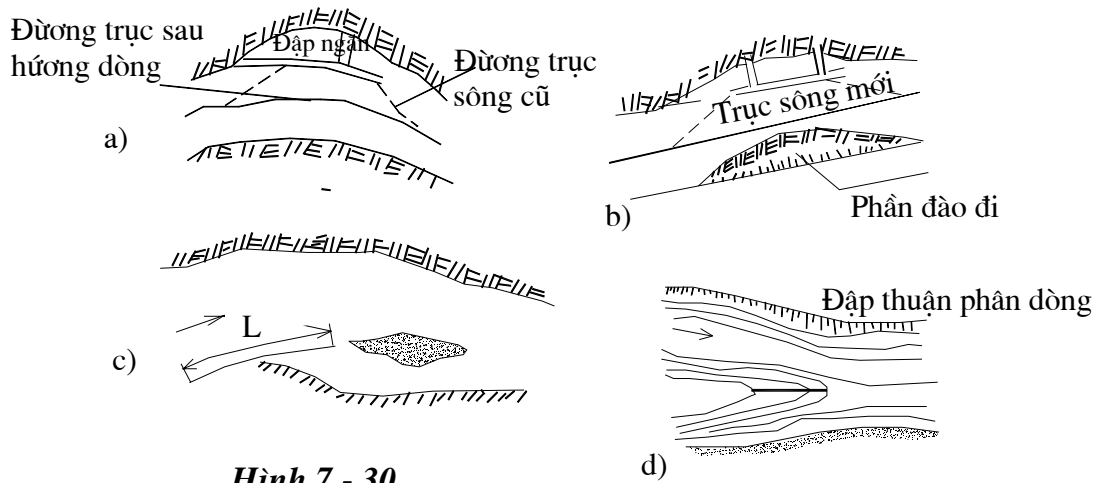
Điều kiện xây dựng kè thuận:

- Mặt cắt lòng sông nhỏ hẹp, không được phép lấn ra quá nhiều.
- Khi xây kè rồi khối lượng công trình gia cố phòng hộ bờ sông và mặt dốc vẫn quá lớn.
- Điều kiện địa chất không thích hợp cho xây dựng kè chữ T.
- Sau khi xây dựng kè trở ngại cho thông thuyền.

Nguyên tắc chung khi bố trí kè thuận.

- Bố trí kè thuận hướng dòng theo hướng đường hướng dòng có thể ở bờ lồi, cũng có thể ở bờ lõm như hình 7 - 30.
- Kè thuận phân dòng bố trí nơi hai sông gặp nhau như hình 7 - 30d, chiều dài cần phải đủ để hướng được dòng nước.
- Đầu kè nên chọn ở đoạn quá độ dòng nước thẳng thuận để tránh xói, góc kè phải cắm chắc vào bờ sông khoảng 3 - 5m.
- Điểm cuối của kè thuận phải nối tiếp thành một khối với bờ sông, nhưng thông thường đều thiết kế thành cửa mở để có lợi cho việc bồi lắng.

- Đối với kè dài mà điều kiện địa chất tốt có thể làm cửa mở ở giữa chùng, tạo điều kiện bồi lắng phía sau kè.



Hình 7 - 30

- Sử dụng liên hợp kè thuận và kè ngán

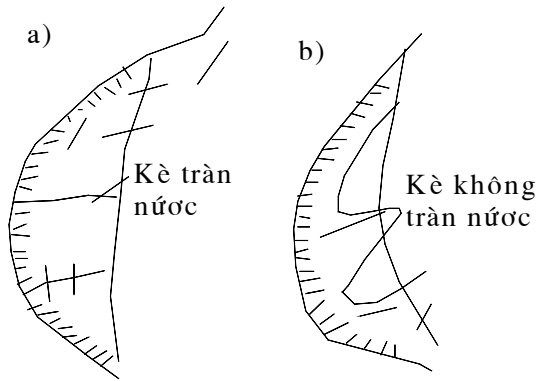
Khi kè thuận thiết kế thành kiểu tràn, cần nghĩ tới việc bố trí kè ngán ở phía sau để tạo điều kiện bồi lắng và tránh ảnh hưởng xói bờ ta luy hoặc bờ sông như hình 7- 31a

Kè ngán có thể thiết kế thành hai loại tràn nước hoặc không tràn nước, loại sau là để dùng khi phòng hộ đoạn tương đối dài và cột nước tràn trên đỉnh đập tương đối lớn như hình 7- 31b.

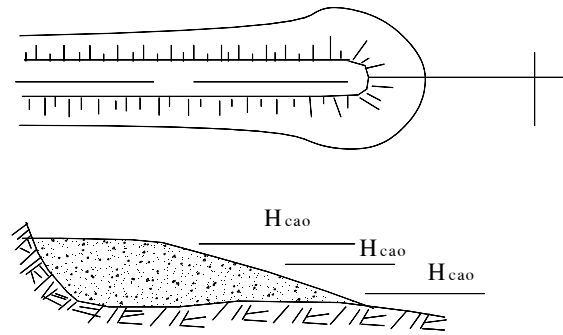
Cự ly giữa các đập ngăn sẽ quyết định theo tình hình thực tế trên nguyên tắc không làm cho nước chảy mạnh, khi kè dài quá 200m thì bố trí cự ly giữa đầu kè  $0,25l$ ; cự ly giữa là  $0,75l$  ( $l$  là chiều dài kè thuận)

#### e. Thiết kế trắc dọc kè

Kè chữ T ngập nước đặc biệt là kè dài thì đỉnh kè phải có một độ dốc dọc khoảng 5 - 10%; để giảm bớt trạng thái hỗn loạn của dòng chảy, tránh thất hẹp lòng sông nhiều có thể căn cứ vào tình hình cụ thể mà thiết kế trắc dọc kè thành một số độ dốc như hình 7 -32.



Hình 7 - 31

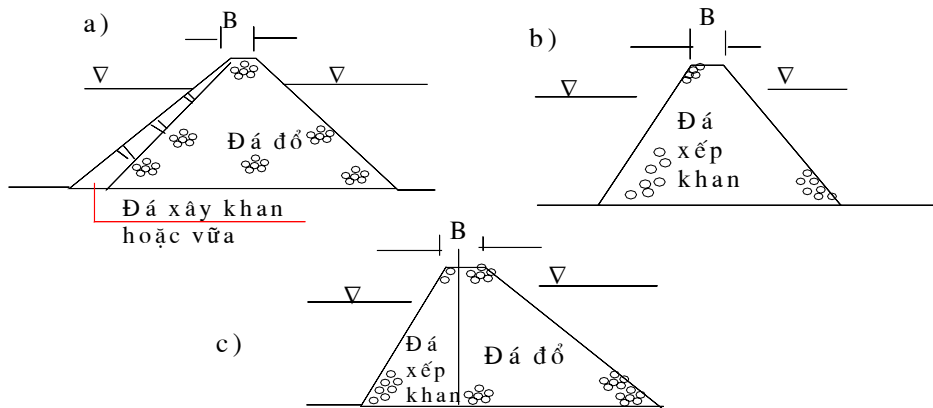


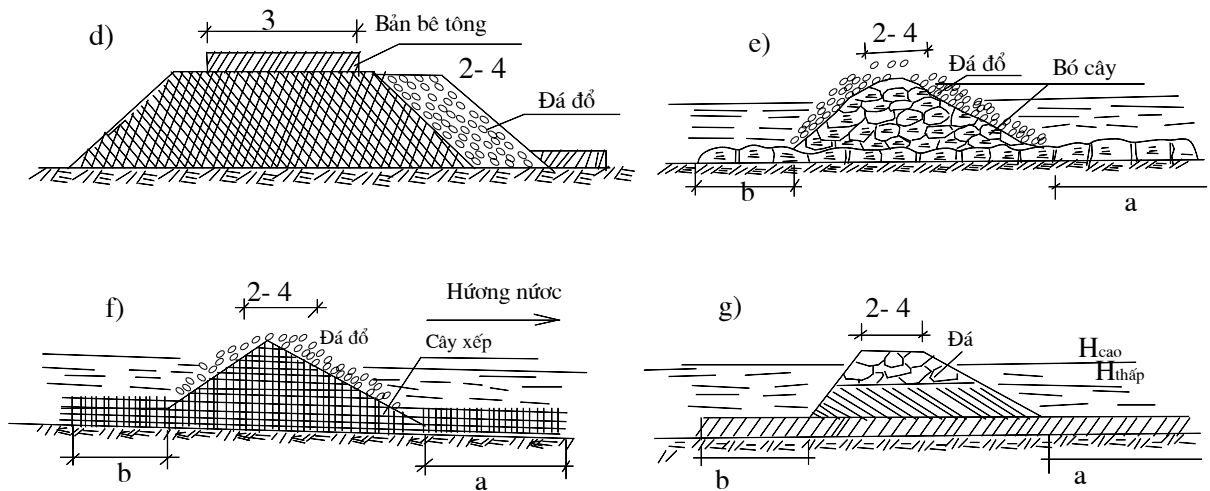
Hình 7 -32

### 7.3.5. Thiết kế mặt cắt kè

Tùy theo vật liệu mà quyết định hình thức kết cấu và kích thước mặt cắt ngang của kè. Nếu đắp bằng đất, chủ yếu là đất thấm nước hoặc cây cối thì mặt cắt tương đối lớn, ta luy tương đối thoải. Nếu đắp bằng đá xây khan, xây vữa hay bê tông thì mặt cắt sẽ nhỏ, ta luy sẽ dốc.

#### a. Một số mặt cắt kè tham khảo





Hình 7 - 33

**b. Các trị số kinh nghiệm về kích thước mặt cắt và độ dốc ta luy của một số kè thường dùng (kè có chiều cao dưới 10m). Xem bảng 7 -16.**

Khi chọn dùng các trị số trong bảng thì lấy trị số nhỏ cho sông vùng đồng bằng, trị số lớn cho sông vùng núi.

Bảng 7 - 16

Loại kè	Chiều rộng đỉnh kè	Ta luy đầu kè	Ta luy phía ngoài	Ta luy phía trong	Ghi chú
Kè đất	2,0-4,0	1: 2,5-1:4	1:2-1:2,5	1:1,5-1:2,5	Nếu là thấp dưới 3m và lưu tốc lớn thì chiều rộng đỉnh kè phải xác định theo tính toán
Kè đá		1:1-1:2	1:0,5 -1:1,3	1:0,5 -1:1,2	Chiều rộng đỉnh kè phải xác định theo tính toán (không kể trường hợp xây vữa)
	2 - 4	1:2,0 -1:4	1:1,75-1: 2,5	1:1,5 -1: 2,5	Chiều rộng đỉnh kè sẽ xác định theo tính toán

**c. Tính toán ổn định mặt cắt kè:**

- Tính toán ổn định theo kè không ngập nước: Thông thường phải kiểm toán ổn định theo hai điều kiện sau:
  - Kiểm toán ổn định ta luy (xem phần nền đường bãi sông).
  - Kiểm toán ổn định trượt.

Lực đẩy tác dụng vào thân kè được tính thông qua: áp lực thủy động thân kè (xem hình 7- 34)

Áp lực thủy động:

$$P = K\gamma_o h_o \frac{V^2}{2g} \sin \theta \quad (7 - 42)$$

trong đó:

$\gamma_o$ : dung trọng nước lữ, tấn/m<sup>3</sup>,  
thường dùng 1 - 1,1;

$h_o$ : chiều sâu ở kè, m;

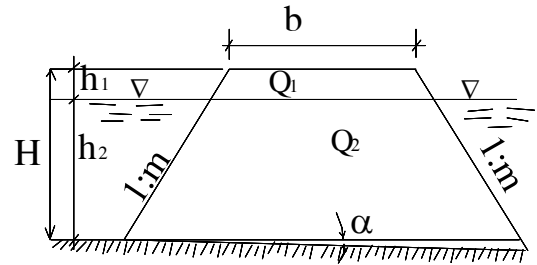
$V$ : lưu tốc thiết kế chỗ vị trí kè, m/s,

thường lấy lưu tốc phía thượng lưu kè, cũng có khi lấy lưu tốc này nhân với hệ số c phụ thuộc vào tình hình thắt hẹp lòng sông ( $c = 1,2 - 1,3$ );

$\theta$ : góc kẹp giữa kè và dòng nước;

$K$ : hệ số động lực có quan hệ với độ dốc ta luy, độ nhám ta luy và mức độ ngấm nước của kè chọn theo bảng dưới;

$g$ : gia tốc trọng lực; 9,81 m/s<sup>2</sup>.



Hình 7 - 34

Bảng 7 - 17

$\theta$ (độ)	K
< 15	1,4sin $\theta$
15 - 25	0,6 - 0,8
25 - 45	1
45 - 90	1,5 - 2,0

Áp lực thủy tĩnh, do chênh lệch mực nước trước và sau kè. Thông thường rất nhỏ nên không tính.

Do trọng lượng bản thân kè mà sinh ra lực trượt (hình 7 - 34)

$$T = (Q_1 + Q_2) \sin \alpha \quad (7 - 43)$$

trong đó:

$Q_1$ : trọng lượng bản thân kè phần trên mặt nước:

$$Q_1 = \gamma_1 [(m + n)h_1 + 2b] \frac{h_1}{2}$$

$Q_2$ : trọng lượng bản thân kè phần dưới mặt nước:

$$Q_2 = \gamma_2 \left\{ [(m + n)H + 2b] \frac{H}{2} - \frac{Q_1}{\gamma_1} \right\} \frac{h_1}{2}$$

$\gamma_1$ : dung trọng vật liệu đắp trong không khí, T/m<sup>3</sup>;

$\gamma_2$ : dung trọng vật liệu đắp trong nước, T/m<sup>3</sup>;

$\alpha$ : góc nghiêng của mặt đất.

Nếu đất bằng thì lực ổn định là lực chống trượt do trọng lượng của bản thân kè sinh ra:

$$N.f = (Q_1 + Q_2)f. \cos\alpha \tag{7 - 44}$$

trong đó:

$f$  : là hệ số ma sát giữa vật liệu đắp và đất đáy móng ở trong nước.

Hệ số ổn định chống trượt của kè là:

$$K = \frac{Nf}{P \pm T} \tag{7 - 45}$$

Trị số K xác định theo quy trình và tình hình thực tế nói chung có thể dùng khoảng 1,5 - 2,0.

Trong công thức (7 - 45) trị số T là (+) khi dốc mặt đất thuận với hướng nước chảy, ngược lại là (-).

➤ Những điểm cần chú ý khi thiết kế mặt cắt:

- Vì phần đầu kè chữ T bị lực xung kích của dòng nước tương đối lớn nên kích thước mặt cắt phải tăng lên.
- Mặt cắt của kè chữ T dài có thể chia ra 4 phần để thiết kế (đầu kè và đoạn chân kè phía trước, đoạn chân kè phía sau và gốc kè).
- Khi lưu tốc nhỏ, góc kẹp giữa dòng nước và kè không lớn mà kè lại ngắn thì mặt cắt có thể thiết kế như nhau.
- Ổn định mà kè phải xác định theo tính toán.
- Tính toán ổn định cho kè kiểu ngập

Tính toán ổn định cho mặt cắt kè kiểu ngập cũng tương tự như tính toán kè kiểu không ngập, chỉ khi tính áp lực thủy động phải dùng lưu tốc tối đa của các loại mực nước, đặc biệt là lưu tốc của mực nước lũ cao nhất khi tràn đỉnh đập, tức là lưu tốc tính đối giữa đỉnh đập với đáy sông (hình 7- 35).

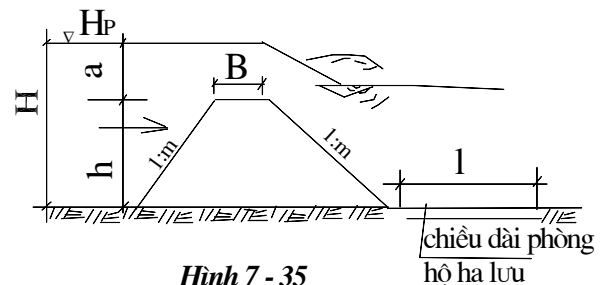
Tính đối theo công thức sau:

$$V_{cp} = 0,837 V_n \tag{7 - 46}$$

trong đó:

$V_n = 20\sqrt{ai}$  - lưu tốc trên mặt, m/s;

$V_{cp}$ : lưu tốc bình quân đỉnh kè, m/s;



Hình 7 - 35



a: chiều sâu tràn, m;

i : độ dốc đáy sông.

Đối với kè mực nước trung thông thường, nếu  $V_{cp}$  tính đối nhỏ hơn lưu tốc bình quân của mặt cắt nơi đó thì dùng lưu tốc mặt cắt để thiết kế.

Chiều dài phòng hộ hạ lưu kè kiểu ngập nước tính theo công thức sau:

$$l = V_{cp} \sqrt{\frac{2(h+a)}{g}} > h \tag{7-47}$$

Cũng có thể dùng:  $l = 2h$ .

**c. Tính chiều cao đỉnh kè, lưu tốc cục bộ đầu kè**

- Tính cao độ đỉnh kè

$$H = H_p + h_{sl} + K \tag{7-48}$$

trong đó

$H_p$ : mực nước thiết kế, m;

$h_{sl}$ : chiều cao sóng leo, m;

K: hệ số an toàn.

- Tính lưu tốc cục bộ

- Đầu kè: Thường dùng công thức gần đúng.

$$V_m = (1,1 - 1,5)V_{cp} \tag{7-49}$$

Thường dùng  $V_m = (1,2 - 1,3)V_{cp}$ ;

$V_{cp}$  : lưu tốc bình quân dùng để thiết kế, m/s.

- Thân kè:

$$V_m = \frac{Q_1}{B_1 + H_1} \left( \frac{2\varepsilon}{\varepsilon + 1} \right) \tag{7-50}$$

trong đó:

$Q_1$ : lưu lượng bãi sông sau khi xây kè,  $m^3/s$ ;

$B_1$ : chiều rộng bãi sông, m;

$H_1$ : chiều sâu bình quân ở bãi sông, m;

$\varepsilon$ : hệ số phân phối lưu tốc, công trình kiểu cong  $\varepsilon = 1 - 3$ ; kiểu thẳng  $\varepsilon = 4$ .

Công thức trên chỉ dùng cho kè xây trên bãi.

#### **d. Thiết kế phòng hộ và gia cố kè**

Đầu kè chữ T bị lực xung kích của dòng nước lớn, bị xói nhiều, nên thông thường dùng gia cố phòng hộ loại nặng, ta luy đầu kè cần phải làm thoải. Khi thiết kế kết cấu phòng xói phải căn cứ vào điều kiện địa chất và tình hình dòng nước phải tính xói chung và xói cục bộ. Đối với gốc kè chủ yếu là xét tác dụng của dòng nước chảy xoáy, nên phải cắm chặt vào bờ sông.

Gia cố mặt ngoài của kè chủ yếu là xét tới lực xung kích của sóng, cây cối. Mặt sau và đỉnh của kè ngập nước cũng cần phải gia cố. Đối với kè không ngập nước thì có thể căn cứ vào chiều dài kè, tình hình dòng nước sau kè mà có thể phân đoạn, dùng các tiêu chuẩn gia cố khác nhau.

#### **7.3.6. Vấn đề duy tu công trình điều tiết**

Các yếu tố tạo lòng của dòng sông thực là phức tạp, cùng một dòng sông ở các mức nước khác nhau tính chất của dòng nước cũng không giống nhau. Các công trình điều tiết trên mỗi con sông, thậm trí trên các đoạn khác nhau của cùng một con sông, cùng phát huy tác dụng không như nhau, cho nên khi thiết kế các công trình điều tiết, đặc biệt trên những con sông chưa hoàn toàn được chinh phục thì hệ thống điều tiết phải thiết kế trên phạm vi rộng nên cần phải nghiên cứu cẩn thận, có quy hoạch.

Trong trường hợp này thông thường không chỉ một lần mà thiết kế cả hệ thống được hoàn hảo. Do đó đối với các công trình điều tiết vĩnh cửu phải phân ra từng thời kỳ để xây dựng mới hợp lý.

Quá trình phân thời kỳ xây dựng cũng là quá trình quan sát nghiên cứu sửa đổi thiết kế (cũng có khi phân thời kỳ xây dựng là xuất phát từ điều kiện kinh tế, nhưng phải trên cơ sở đã bảo đảm điều kiện kỹ thuật). Đầu tiên xây dựng những bộ phận cần thiết mà đã nắm được chắc chắn qua một hai lần lũ, căn cứ vào tình trạng bồi tích mà kiểm nghiệm đường hướng dòng, góc khuyếch tán và cả hình thức công trình đã thiết kế xem có thích hợp hay không, mà xét việc sửa lại thiết kế cũ hoặc bổ xung. Có như vậy, việc bố trí cả hệ thống công trình điều tiết mới hợp lý và kinh tế.

Tất cả các công trình điều tiết đã có đều phải theo một nguyên tắc là:

Chỉ cho phép bản thân công trình phòng hộ khi lũ bị biến hình, nhưng không được từ đó mà cho nền đường hoặc các công trình được phòng hộ bị biến hình theo hoặc bị phá hoại. Bởi vì nếu bản thân công trình điều tiết bị biến hình hoặc bị phá hoại cục bộ thì có thể sửa chữa trong mùa khô nhưng các công trình được phòng hộ bị biến hình hay phá hoại thì sẽ ảnh hưởng trực tiếp tới vận doanh bình thường của con đường.

## §7.4. Công trình cải sông hoặc nắn thẳng

### 7.4.1. Khái lược

Mục đích cải sông trong xây dựng công trình nền đường là: dẫn dòng nước trực tiếp nguy hiểm cho nền đường chảy ra nơi khác, hoặc thoả mãn yêu cầu của nền đường mà chiếm luôn cả lòng sông, bắt sông phải nhường chỗ, đôi khi còn là cắt ngắn tuyến đường, giảm bớt cầu cống, hạ giá thành công trình.

Khi quyết định phương án thiết kế cải sông thì về mặt kỹ thuật phải tính toán kỹ, tức là lòng sông mới thiết kế này phải bảo đảm ổn định, dòng nước không quay trở lại lòng cũ; về mặt kinh tế, phải ưu việt hơn các phương án khác; đối với nông nghiệp, thủy lợi không có ảnh hưởng gì xấu.

Cần thấy là, cải sông để xây dựng nền đường thường làm trong phạm vi nhỏ, ở đoạn sông ngắn, và chỉ cần dựa vào xu thế của sông mà thiết kế cho phù hợp với đặc trưng tự nhiên của dòng sông là được, chưa cần thay đổi tính chất của dòng sông tự nhiên. Còn cải sông để xử lý dòng sông thường làm với quy mô lớn, có ảnh hưởng rộng, thường làm thay đổi cả tính chất dòng sông tự nhiên và có ảnh hưởng lớn tới các ngành kinh tế khác. Cải sông để thiết kế nền đường thường rất đơn giản nhưng ở nơi có hệ thống nông giang lớn hay sông thông thuyền thì phải chú ý cho thích hợp với điều kiện đặc trưng và yêu cầu của cơ quan quản lý địa phương.

### 7.4.2. Lý luận cơ bản về thiết kế cải sông

Sự hình thành lòng sông là do tác dụng lâu dài giữa cấu tạo địa tầng và dòng nước tự nhiên, mà chủ yếu là tác dụng tạo lòng. Chỉ có nắm chắc nhân tố tạo lòng của dòng sông nơi đó mới thiết kế cải sông được tốt.

#### *a. Lưu lượng tạo lòng*

Lưu lượng tạo lòng là lưu lượng để làm cho lòng sông biến đổi. Theo một số chuyên gia của Liên Xô trước đây thì nói chung lưu lượng này tương ứng với mực nước trung bình ngang mép bãi già ở sông ngòi vùng núi, lưu lượng tạo lòng tương đương với lưu lượng lũ có chu kỳ khoảng 6-11 năm. Theo kinh nghiệm của Trung Quốc thì lưu lượng tạo lòng mỗi đoạn dài của mỗi con sông ứng với mực nước xấp xỉ ngang bằng cao độ bình quân bãi già của đoạn đó. Lòng sông ứng với cao độ bình quân bãi sông và lòng sông ở mức nước trung bình gần như nhau, lưu lượng tạo lòng ước bằng lưu lượng lũ có chu kỳ 10-20 năm.

#### *b. Mặt cắt ngang giới hạn của lòng sông*

Trên một đoạn sông, mặt cắt ngang giới hạn của lòng sông là mặt cắt ngang nhỏ nhất cho phép, phù hợp với lòng sông. Trên một con sông mặt cắt giới hạn của mỗi đoạn không nhất thiết bằng nhau, khi thiết kế mặt cắt, có thể so sánh và tham khảo mặt cắt nhỏ nhất đoạn sông có địa tầng cùng loại ở thượng hạ lưu, nhưng không được dùng nhỏ hơn mặt cắt giới hạn. Nếu dùng nhỏ hơn, thì dẫn có công

trình phòng hộ bờ kiên cố, lòng sông tạo ra vẫn không ổn định. Dòng nước không những sẽ gây ra làm cho xói cục bộ quá sâu phá huỷ công trình phòng hộ bờ mà còn thúc vào một bên bờ làm lòng sông cong gập và biến dạng đoạn hạ lưu.

**c. Hệ số ổn định của lòng sông**

Chiều rộng ổn định của lòng sông là chiều rộng lòng sông ứng với mực nước tạo lòng tại đoạn sông thẳng và lấy bằng chiều rộng bình quân của các đoạn sông ở thượng hạ lưu đoạn cải sông mà tình hình địa chất giống như ở đoạn này.

Hệ số ổn định của lòng sông K phụ thuộc chủ yếu vào tỷ số giữa chiều rộng mặt nước đoạn sông ổn định B với chiều sâu bình quân H<sub>cp</sub> và có thể xác định bằng công thức sau:

$$K = \frac{B.M}{H_{cp}} \tag{7- 51}$$

B: chiều rộng ổn định của lòng sông tính theo công thức:

$$B = \frac{A.Q^{0,5}}{I^{0,2}} \tag{7 - 52}$$

Với:

Q : lưu lượng tạo lòng, m<sup>3</sup>/s ;

I : độ dốc dọc mặt nước (hoặc độ dốc dọc lòng sông), trị số I<sup>0.2</sup> = f(I) ;

A : hệ số ổn định mặt cắt (A = 0,7 - 1,7) hoặc dùng A = nK<sub>o</sub> để tính ;

n : hệ số nhám ;

V<sub>p</sub> : lưu tốc không xói (khi chiều sâu 1m) , m/s ;

M: hệ số biến đổi có liên quan tới lưu lượng tạo lòng, với sông nhỏ thì nhỏ, với sông vùng đồng bằng thì lớn hơn, ở miền thượng du thì nhỏ hơn ở miền hạ du và có trị số biến đổi từ: 0,5 - 1,0.

Trị số K biến đổi trong phạm vi từ 8-16 và trung bình là 10; khi dòng sông khó xói, K = 3 - 5.

**d. Độ dốc ổn định là độ dốc không gây xói hay bồi có thể xác định theo công thức sau:**

$$I_y = A \left( \frac{v_p^5 n^4}{\sqrt{Q}} \right)^{10/22} \tag{7 - 53}$$

Nói chung, cải sông đều là cắt cong nắn thẳng, do đó sông rút ngắn lại, độ dốc tăng lên. Dòng chảy vượt quá độ dốc ổn định thường làm xói 2 bờ, sinh ra chảy vòng hay xói phía trên bồi phía dưới. Do đó, phải kiểm tra xem ở đoạn này

lòng sông có xói hai bờ hoặc có bồi tích hay không. Ở đoạn sông cong, dòng nước chảy vòng bị mất mát năng lượng và độ dốc giảm, vậy khi thiết kế nên dựa vào điều kiện địa chất lòng sông, cố gắng để dốc chỗ cửa vào cho dòng nước chảy vào được thuận lợi và nếu cần thiết tại đây có thể làm công trình gia cố phòng xói.

**Bảng 7 - 18**

I	0,010	0,005	0,003	0,001	0,0005	0,00036	0,00011	0,00008
$I^{0,2}$	0,398	0,346	0,251	0,225	0,204	0,164	0,152	0,152

**Bảng 7 - 19**

**Bảng tham khảo trị số A**

Loại sông	$A = \frac{BI^{0,2}}{Q^{0,5}}$		$K = \frac{B.M}{H_{cp}}$				$K_o = \frac{\sqrt{B}}{H_{cp}}$	
			M		K			
	a	B	a	b	a	b	a	b
Sông miền thượng du, lòng có đá tảng, lưu tốc và độ dốc xấp xỉ với lưu tốc lâm giới và độ dốc lâm giới	0,7	0,9	1,0	0,8	16	10	2	3
Sông vùng núi, lòng có đá cát, nước chảy tương đối êm	0,9	1,0	0,8	0,62	10	9	3	5
Sông miền trung du lòng có sỏi sạn, cát, nước chảy êm	1,0	1,1	0,67	0,5	9	5,0	4	5
Sông miền hạ du, lòng có cát mịn bờ sông là sét cát	1,1	1,3	0,57	0,5	4,1	3	2,7	3
Như trên, nhưng bờ sông là cát, cát sét	1,3	1,7	0,54	0,5	8	1,0	8	10

*Chú thích: a: đối với lòng sông mà 2 bờ không bị xói;*

*b: lòng sông mà cả ở bờ lẫn đáy có thể bị xói.*

$$H_{cp} = \left( \frac{nV_p}{\sqrt{I}} \right)^3 \quad (7 - 54)$$

**e. Lưu tốc khống chế mặt cắt**

Lưu tốc khống chế mặt cắt là căn cứ để kiểm tra xem lòng sông có bị xói hay không. Đã biết kích thước bình quân hạt sỏi nhưỡng lòng sông thì có thể tính được lưu tốc bình quân cho phép làm căn cứ để thiết kế. Khi thiết kế mặt cắt, nếu lòng sông là cát sỏi, thì lưu tốc khống chế có thể tính theo công thức sau:

$$V_{bq} = 12\sqrt{d_{bq}} \text{ (m/s)} \tag{7 - 55a}$$

Để dự đoán khả năng di động của các tảng đá cá biệt trong lòng sông có thể dùng công thức:

$$V_{bq} = K\sqrt{d_{bq}} \text{ (m/s)} \tag{7 - 55b}$$

trong đó:

$D_{bq}$ : đường kính bình quân của cát sỏi hay đá tảng, m; trị số này thường vào khoảng 0,25 - 0,33;

$d_{max}$ : đường kính hạt lớn nhất của lòng sông, m;

K: hệ số thường lấy từ 5 - 6,5.

Xác định  $d_{bq}$  rồi có thể trực tiếp tra được lưu tốc cho phép ứng với các mức nước. (Xem bảng ở chương IV).

**f. Mặt bằng dòng sông.**

Vì dòng sông ổn định là dòng sông cong nên khi thiết kế dòng sông mới, đoạn thẳng nối tiếp hai đầu đoạn cong cũng không nên dài quá. Công thức kinh nghiệm sau đây dùng để tính chiều dài đoạn cong ổn định.

$$L = (12 - 14)B \tag{7 - 56}$$

trong đó:

B: chiều rộng ổn định của đoạn sông thẳng (chiều rộng mặt nước), m.

Bán kính đường vòng của mỗi đoạn sông cong R có quan hệ với chiều rộng mặt nước ổn định tại đoạn đó và có thể điều tra thực tế mà tính được. Tốt nhất là:

$$R = (5 - 8) B \tag{7 - 57}$$

$$R_{min} \geq (2,5 - 3) B \text{ và } R_{max} \leq 20 B$$

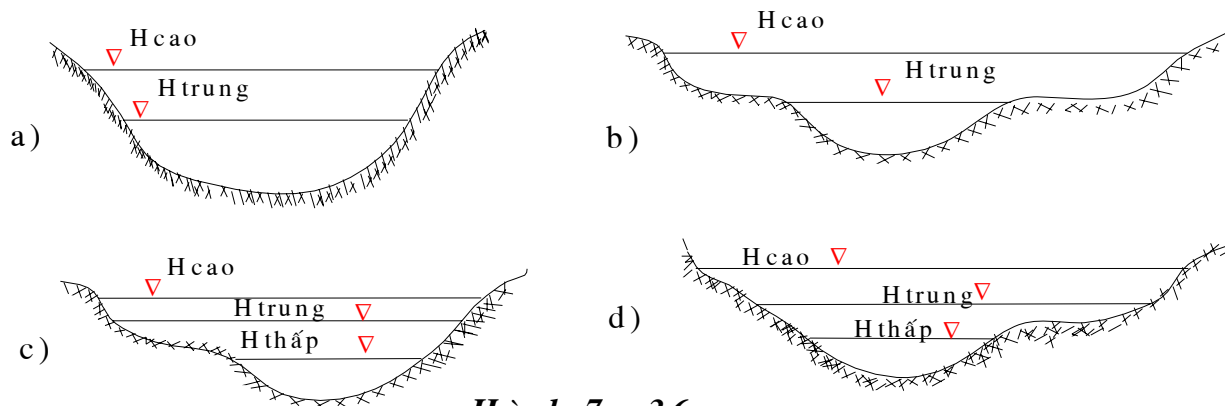
Khi  $R > 20B$ , dòng chảy xói vào bờ không rõ rệt, nhưng R quá to thì dòng nước không ổn định và làm lòng sông bị chuyển dịch.

Chiều rộng sông ở đoạn cong ( $B_K$ ) nói chung chỉ bằng (0,5 - 0,7) chiều rộng sông ở đoạn thẳng B, đoạn cong vừa có thể dùng 0,5B; đoạn cong ngoặt dùng 0,75B.

Chiều dài đoạn thẳng giữa hai đoạn cong có thể thiết kế bằng  $4B$ , nhưng thường không thực hiện được, nếu vượt quá trị số trên phải xét tới vấn đề chuyển dịch của lòng sông

**g. Hình dạng mặt cắt ổn định**

Hình 7- 36a, b là hình dạng mặt cắt đoạn sông thẳng, hình 7-36c và 7 - 36d là hình dạng mặt cắt đoạn sông cong.



**Hình 7 - 36**

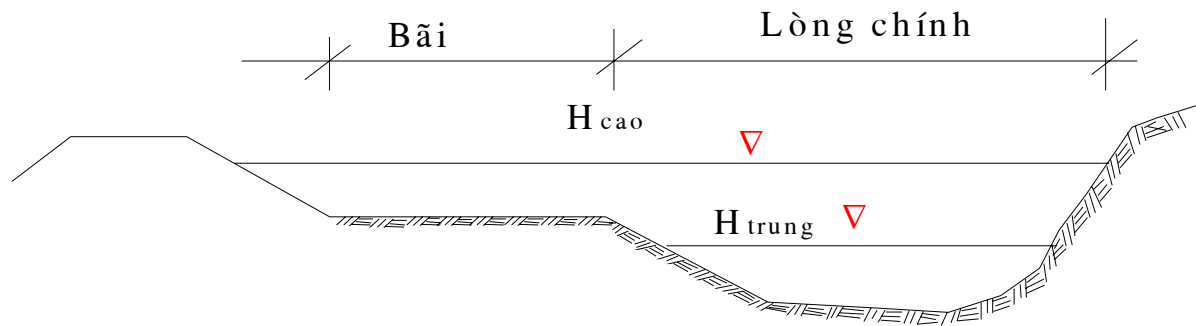
Chiều sâu bình quân  $H_K$  của đoạn sông cong ổn định và chiều sâu bình quân  $H$  của đoạn thẳng có thể tính theo công thức sau:

$$H_K = H(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{r}}) \tag{7 - 58}$$

trong đó:

$\tau$  : trị số kinh nghiệm có quan hệ với  $\frac{B}{r}$  (xem bảng 7 -20).

Để lữ bớt uy hiếp nền đường, bên lồm của đoạn cong có thể thiết kế thành lòng sông phức hợp, có nền bằng đặt ở phía nền đường và lòng sông chính ở cách nền đường xa một chút (hình 7 - 37)



Hình 7 - 37

Bảng 7 - 20

$\frac{B}{\gamma}$	0,16	0,2	0,25	0,33	0,50	0,70
$\tau$	0,6	0,62	0,65	0,75	0,85	2,00

#### h. Quan hệ giữa lòng sông và các mực nước khác nhau

Sông thiên nhiên quan hệ về xói bồi giữa lòng sông và các mực nước tại đoạn thẳng và đoạn cong có khác nhau. Ở đoạn sông bãi rộng, khi nước thấp có phân luồng, khi lũ cao luồng sẽ hợp lại. Hình dạng lòng sông cũng do những nhân tố đó mà biến đổi.

- Xói và bồi.
  - Khi nước thấp lòng sông ở đoạn thẳng sẽ dốc và nông nên sinh ra xói; còn ở đoạn cong, chỗ lòng sâu do ảnh hưởng của nước dềnh tại đoạn thẳng phía hạ lưu nhỏ đi và lưu tốc ở đoạn thẳng cũng nhỏ hơn, nên phù sa từ chỗ đoạn thẳng đưa tới sẽ lắng đọng ở chỗ lòng sâu.
  - Khi lũ lớn thì độ sâu ở lòng sâu và lòng nông không chênh lệch nhau mấy, hướng nước chảy thường chéo với đoạn sông thẳng, lưu lượng phần lớn tập trung về phía bờ lồi của đoạn cong, do đó lưu tốc ở lòng sâu sẽ lớn lên. Vì độ dốc ở lòng sâu lớn hơn ở đoạn thẳng, nên bùn cát sỏi ở đoạn sâu sẽ bồi tích ở đoạn thẳng.
  - Ở đoạn thẳng lúc lũ lên thì bồi, lũ xuống thì xói; ở đoạn cong lúc lũ lên thì xói, lũ xuống thì bồi.
- Độ dốc ổn định của lòng sông có liên quan tới sự phân luồng ở đoạn cong: chỗ bãi rộng, khi nước thấp do sông nông, lòng bị bồi tích, và hình thành luồng cong hoặc phân luồng. Khi lũ, lưu lượng lớn, nước sông sâu thêm trực động lực dòng nước chuyển về trung tâm và chảy thẳng nên tăng xói đáy sông và giảm bớt xói bờ sông. Nhưng nếu bãi sông quá rộng, lưu tốc dòng chính ở mặt cắt không ổn định lại quá lớn thì sinh ra chảy xoáy 2 bờ khiến dòng nước chảy đi xuống làm



xói bờ sông hoặc làm dòng chủ di động, ở đoạn sông bãi rộng nước thường chảy xiết.

### ***i. Quan hệ giữa mặt bằng và hình dạng mặt cắt***

Nói chung, quan hệ này có các quy luật sau:

- Chỗ sâu nhất của lòng sông nằm ở phía hạ lưu dưới đầu đoạn cong và cách đầu đoạn cong đó chừng một phần tư chiều dài đoạn cong, còn chỗ nông nhất lại nằm phía hạ lưu đầu đoạn thẳng nối tiếp hai đoạn cong ngược chiều, chiều dài chuyển dịch về phía hạ lưu từ lòng sông trên tới lòng sâu dưới.

- Trên mặt bằng nếu đoạn sông cong biến đổi nhanh thì chiều sâu cũng biến đổi nhanh, nếu đoạn cong biến đổi chậm thì chiều sâu cũng biến đổi chậm.

- Bán kính đường cong càng nhỏ thì chiều sâu càng lớn.

- Với bán kính nhất định, nếu chiều dài đoạn cong tăng thì chiều sâu thoát tiên tăng rồi sau giảm xuống. Mỗi đoạn sông cong có một chiều sâu lớn nhất ứng với chiều dài đoạn cong đó.

### **7.4.3. Tài liệu cần cho thiết kế**

- Lưu lượng lũ thiết kế lớn nhất xác định theo quy trình, chú ý là lưu lượng này sử dụng kết hợp với tài liệu về (1) loại sông (to hay nhỏ), (2) tình hình địa chất lòng sông, (3) đặc điểm địa phương (tầm quan trọng của lũ đối với khu dân cư, giá trị kinh tế của vùng đó). Với đoạn sông bãi rộng, còn cần thêm lưu lượng tạo lòng hoặc nếu không có thì xét lưu lượng chu kỳ 10-20 năm, mặt cắt địa chất ở điểm đầu và cuối đoạn cải sông và các tài liệu thủy văn khác như: mực nước, độ dốc, lưu tốc...

- Bình đồ địa hình địa chất: Tỷ lệ 1/500 - 1/1000 trên bản đồ cần có tim đường cải sông (nếu chỉ có sơ bộ cũng vẽ vào), đường tim này cần vẽ ở thực địa và liên hệ với tuyến. Ngoài ra, để thấy rõ được xu thế dòng chảy ở thượng hạ lưu đoạn cải sông, cần có bản đồ địa hình với tỷ lệ 1/5000 - 1/10.000;

- Mặt cắt dọc địa chất tim tuyến cải suối: Tỷ lệ cao: 1/200 - 1/500, ngang: 1/500 - 1/1000.

- Mặt cắt khống chế đoạn cải sông (kèm tài liệu địa chất) và mặt cắt nói chung.

- Bản thuyết minh địa chất, chú ý tới thuyết minh về địa chất lòng sông và tình hình, khả năng biến đổi lòng sông.

- Tài liệu thí nghiệm địa chất, nếu cần kiểm toán mái dốc bờ sông.

- Các tài liệu điều tra khác như lưu lượng tạo lòng, chiều rộng ổn định, độ dốc ổn định, mặt cắt giới hạn lòng sông, bán kính tối đa, tối thiểu của sông và chiều sâu xói lớn nhất trong thời kỳ lũ.

#### 7.4.4. Thiết kế cải sông

##### a. Xác định các điểm đầu và cuối đoạn cải sông.

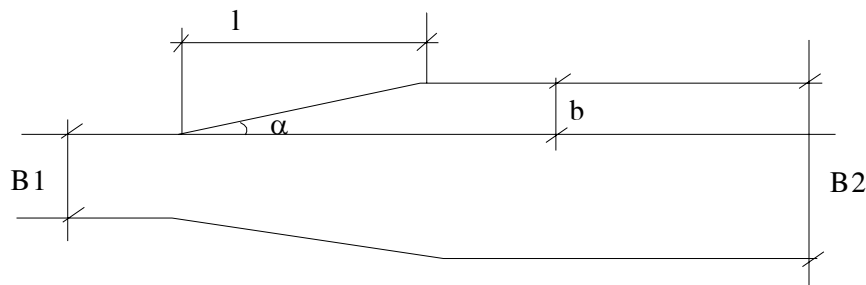
Căn cứ vào điều kiện địa chất, địa hình, vị trí công trình mà xác định các điểm đầu và cuối đoạn cải sông.

Khi xác định đầu và cuối đoạn cải sông, phải chú ý các điểm sau:

- Điểm đầu đoạn cải sông phải chọn cho hợp với xu thế tự nhiên của dòng sông chảy vào lòng chính, không nên gò ép.
- Điểm đầu đoạn cải sông tốt nhất là đoạn chọn ở nơi lòng sông khó bị xói lở, vì chỗ cửa vào thường để dốc hơn.
- Điểm cuối đoạn cải sông cần nối sao cho dòng nước chảy thuận vào sông thiên nhiên để giữ ổn định cho đoạn ở hạ lưu.

##### b. Thiết kế mặt bằng đoạn cải sông

- Ở điểm cuối đoạn cải sông nên bố trí kè hướng dòng để làm dòng nước chuyển hướng được đều, trên lòng cũ phải bố trí đập ngăn, nếu điều kiện cho phép thì phối hợp hai cái làm một.
- Đoạn thẳng nối tiếp 2 đoạn cong, chiều rộng đoạn cong, chiều dài và bán kính đường cong cần thiết kế cho phù hợp với tính chất sông, chủ yếu phải làm kết hợp phân tích tài liệu điều tra thực địa và tính toán để quyết định.
- Thiết kế phải phù hợp với tình hình địa chất, không nên để khối lượng công trình lớn quá và xói quá nhiều;
- Khi thiết kế cải sông nếu cần thay đổi mặt cắt thì phải thoả mãn hình 7 - 38.
- Về thiết kế đường hướng dòng và bố trí công trình điều tiết xem § 7.3.



Hình 7 - 38

##### c. Thiết kế mặt cắt dọc đoạn cải sông

- Khi lòng sông có khả năng bị xói, thì dùng công thức (7 - 53) kiểm tra xem có bị xói không.

- Giữa hai độ dốc dọc khác nhau không cần dùng đường cong để nối tiếp nhưng độ dốc không được chênh nhau nhiều.

- Ở cùng một điều kiện địa tầng, nên thiết kế một độ dốc, dốc dài ngắn sẽ tùy tình hình cụ thể con sông đó nhưng không nên ngắn quá.

#### ***d. Thiết kế mặt cắt ngang đoạn cải sông***

- Kích thước mặt cắt có thể tham khảo mặt cắt lòng sông có cùng điều kiện địa chất ở thượng hạ lưu sông cũ và kết hợp với tính toán để quyết định.

- Nếu lòng sông mới có khả năng bị xói, thiết kế mặt cắt phải dựa vào lưu tốc khống chế. Khi dùng công thức (7 - 55b) để tính lưu tốc khống chế thì trị số K lớn nhỏ sẽ tùy thời gian tác dụng của dòng nước dài ngắn, thông thường dùng bằng 5 và trong điều kiện đặc biệt bằng 6 - 6,5.

- Ở đoạn sông bãi rộng và khi thiết kế lòng sông phức hợp, thì trong tính toán, ngoài lưu lượng lũ lớn nhất ra còn phải tính toán với lưu lượng tạo lòng và dùng công thức (7 - 52) để đối chiếu xem đã phù hợp yêu cầu về chiều rộng ổn định chưa. Nếu chiều rộng thiết kế lớn hơn trị số đó, sẽ sinh ra phân luồng, song chiều rộng và chiều sâu của lòng sông thiết kế không thể chênh lệch quá so với tình hình lòng sông nơi đó.

- Trong trường hợp chung, có thể không theo công thức (7 - 58) để tính chiều sâu đoạn cong.

- Khi giả định chiều sâu để tính mặt cắt, không để thượng lưu hay giữa hai đoạn sông lân cận có chênh lệch quá nhiều sẽ gây ra đường cong nước dềnh.

- Khi kiểm tra xem lòng sông phức hợp có xói không phải xét tới lưu tốc bên bờ khi lũ lớn và cũng phải xét cả lưu tốc của lưu lượng tạo lòng.

- Căn cứ vào điều kiện địa tầng nơi đó, nếu lưu tốc thiết kế đủ để xói thông thỏ những lòng sông thì để tiết kiệm khối lượng thi công, có thể xét đào lòng mới nhỏ bằng (0,5-1 lần) lòng sông thiết kế và để dòng nước tự mình tiếp tục khơi sâu mở rộng dần lòng sông sau này. Song trường hợp này phải xét tới ảnh hưởng của lũ ứ dềnh trước công trình khi chưa kịp xói thông hết lòng lạch thiết kế.

- Mái dốc (ta luy) lòng sông xác định chủ yếu theo điều kiện địa chất. Nếu điều kiện cho phép có thể dựa vào mặt cắt có lợi nhất để xác định mái dốc, khi cần thiết mái dốc sẽ xác định theo kiểm toán.

- Ở các đoạn có mặt cắt khác nhau đều phải tiến hành tính toán thủy lực.

#### ***e. Những điểm cần chú ý khi tính toán thủy lực***

- Tính toán thủy lực cho sông lớn có thể dùng công thức Sêdi - Badanh, đối với sông vừa thì dùng công thức Sêdi -Manning, sông nhỏ thì dùng công thức Se di-Pavolôpski.

- Giữa 2 đoạn sông có mặt cắt khác nhau, nếu thoả mãn tình trạng như ở hình 7- 38, nói chung không cần xét tổn thất cột nước do khuếch tán;

- Ở đoạn chảy biến tốc lấy độ dốc năng lượng  $i_c$  (như ở hình 7 - 40) thay cho  $i$  trong công thức Sêdi và tính lưu lượng theo công thức 7- 68.
- Tổn thất cột nước ở đoạn cong có thể không cần xét.

#### ***f. Những tính toán liên quan khác khi cải sông***

Những tính toán liên quan khác khi cải sông gồm có tính chiều cao sóng vỗ, xói chung, xói cục bộ, đường cong mặt nước...

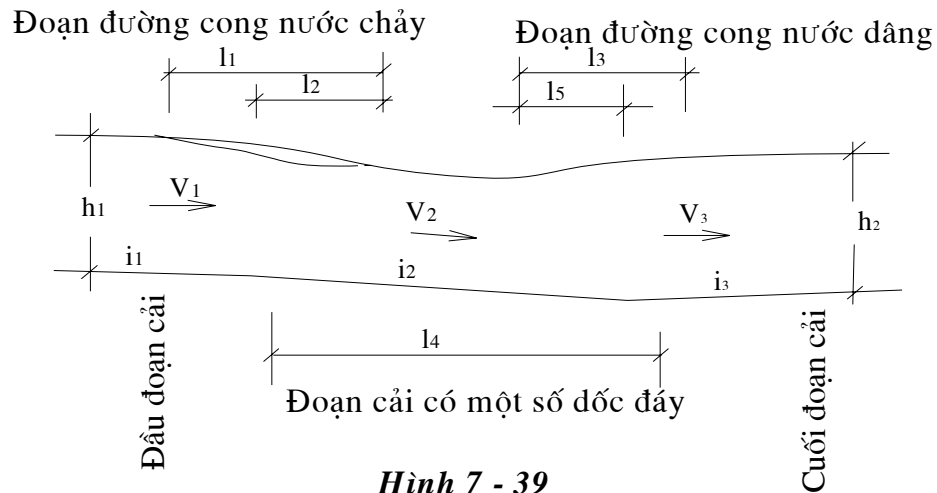
Khi tính đường cong mặt nước cần chú ý các điểm sau (trường hợp thông thường không xét các điểm này, chỉ cần đối với các sông lớn):

Nói chung, cải sông thường là làm đoạn thẳng thay đoạn cong, sau cải sông thì mặt cắt dọc hay đường cong mặt nước có một số dốc đáy (khi cải sông dài), nhưng dốc đáy các đoạn nói chung đều lớn hơn dốc đáy lòng sông thượng hạ lưu tức là  $i_2 > i_1$  và  $i_3$ , đồng thời  $V_2 > V_1$  và  $V_3$ .

Nếu chênh lệch cao độ mặt nước của hai đoạn sông lân cận không nhiều, ảnh hưởng tới cao độ phòng hộ ít có thể không cần tính toán như đường cong mặt nước đoạn chảy biến tốc trong hình 7 - 39 mà có thể coi mặt nước biến đổi theo đường thẳng.

Nếu cần tính đường cong mặt nước thì phải tính  $L_1$  và  $L_3$  như ở hình 7 - 39. Tính chiều dài  $L_2, L_3$  có thể theo phương trình Becnuli (công thức 7 - 71) như hình 7 - 42, chỉ cần biết chiều sâu của hai mặt cắt khác nhau thì có thể tính được chiều dài đường cong đoạn chảy biến tốc và hình dạng đường cong mặt nước.

Nếu cải sông trên một đoạn dài, hình dạng đường cong mặt nước có thể không đồng nhất, do đó khi thiết kế phải căn cứ vào tình hình cụ thể mà phân biệt tính toán.



Hình 7 - 39

$h_1, h_2$  - Chiều sâu bình thường trước và sau cải sông.

$L_1, L_3$  - Đoạn chảy bất đẳng tốc.

**g. Xác định cao độ phòng hộ**

Cao độ phòng hộ = cao độ mức nước tại mặt cắt đó + chiều cao sóng (cả sóng vỡ) + chiều cao an toàn (cho công trình phòng hộ là 0,25m ; cho trực tiếp phòng hộ mái ta luy nền đường là 0,5m).

**7.4.5. Tính toán thủy lực**

**a. Hệ số tính đổi chu kỳ lưu lượng**

Chu kỳ	500	300	100	50	25	20	10
Hệ số tính đổi	1,5	1,25	1,0	0,8	0,6	0,5	0,42

**b. Các công thức tính mặt cắt ướt**

Tính toán thủy lực cải sông là đã biết lưu lượng lũ  $Q$ ; độ dốc đáy sông  $i$ , hệ số nhám lòng  $n$ ; cần tìm mặt cắt ướt hợp lý. Thông thường dùng công thức Sêđi (hay gọi phương pháp độ dốc bình quân).

- Tính cho đoạn chảy đều
- Đối với mặt cắt bất kỳ, công thức tính toán là:

$$V = C\sqrt{Ri} \tag{7 -59}$$

$$Q = V \cdot \omega = \omega \cdot C \cdot \sqrt{Ri} \tag{7 - 60}$$

trong đó:

V : lưu tốc bình quân của mặt cắt, m/s ;

$\omega$  : diện tích mặt cắt nước chảy, m<sup>2</sup> ;

R : bán kính thủy lực của mặt cắt đó, m ;

C : hệ số lưu tốc của mặt cắt đó ;

i : độ dốc mặt nước của mặt cắt đó (nếu chảy đều thì lấy bằng độ dốc đáy).

- Đối với một đoạn sông thì mặt nước giữa hai mặt cắt có thể coi là một đường thẳng và trị số bình quân:

$$V_m = C_m \sqrt{R_m i_m} \tag{7 - 61}$$

$$Q_m = V_m \cdot \omega_m \tag{7 - 62}$$

Xác định trị số C có thể dùng công thức Ma-ninh

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \tag{7 - 63}$$

trong đó: n - hệ số nhám sông;

Dùng công thức này thì công thức (7 – 60) thành:

$$Q = \frac{1}{n} \omega R^{2/3} i^{1/2} \tag{7 - 64}$$

Xác định hệ số C còn có 1 số công thức kinh nghiệm nữa như công thức Pavolópski.

$$C = \frac{1}{n} R^y \tag{7 - 65}$$

$$y = 2,5n - 0,13 - 0,75R(n - 0,1)$$

Phạm vi ứng dụng của công thức là:

$$0,1m < R < 3,0m$$

$$0,011 < n < 0,040$$

Trong phạm vi này tính theo Pavolópski và Maninh không sai quá ± 8%.

Ngoài ra để tính hệ số C còn có công thức Badanh (dùng nhiều cho thiết kế mương máng).

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (7 - 66)$$

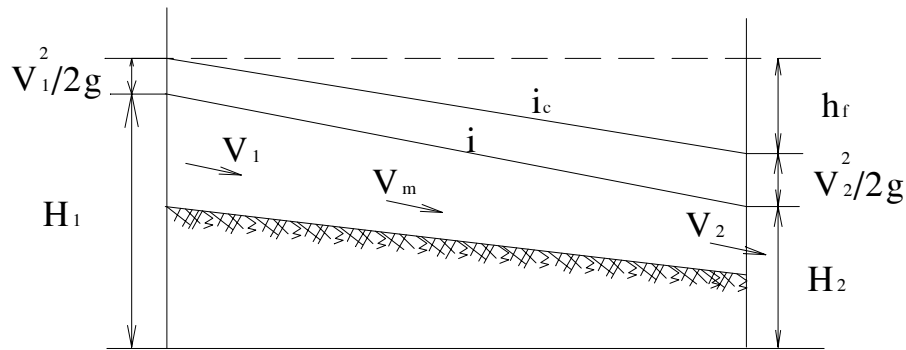
trong đó:

$\gamma$ : hệ số nhám lòng sông (khác với  $n$ );  
 $R$ : bán kính thủy lực, m.

• Tính theo đoạn chảy biến tốc: diện tích các mặt cắt ở đoạn sông biến đổi nhiều, độ nhám, cũng không giống nhau, đặc tính lưu lượng  $K$  giữa hai mặt cũng không giống nhau.

$K = \omega C \sqrt{R}$  và giả định  $K_1, K_2$  là đặc tính lưu lượng của mặt cắt thượng hạ lưu. Đặc tính lưu lượng trung bình  $K_m = \sqrt{K_1 \cdot K_2}$ .

Trị số  $i$  trong công thức Sêdi sẽ thay bằng độ dốc năng lượng  $i_c$  như hình 7 - 40



**Hình 7 - 40**

$$i_c = \frac{h_f}{l} = \frac{\Delta H + \Delta \frac{V^2}{2g} - h_i}{l} \quad (7 - 67)$$

trong đó:

$h_f$ : tổn thất cột nước do ma sát.

$h_i$ : cột nước khôi phục khi động năng chuyển thành thế năng.

Khi:  $V_1 > V_2$

$$h_i = \frac{1}{2} \Delta \frac{V^2}{2g}$$

ngược lại :  $h_i = 0$

$\Delta H$ : chênh lệch mặt nước giữa 2 mặt cắt =  $H_1 - H_2$ ;

$$Q = K_m \sqrt{\frac{\Delta H + \Delta \frac{V^2}{2g} - h_i}{l}} \quad (7 - 68)$$

Công thức 7 - 68 dùng để tính đoạn chảy biến tốc

Nếu mặt cắt thiết kế to dần về phía hạ lưu mà cần tìm cột nước tổn thất  $h_c$  do chảy khuếch tán thì:

$$h_c = \alpha \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (7 - 69)$$

Do đó công thức 7 - 68 trở thành:

$$Q = K_m \sqrt{\frac{\Delta H + (1 - \alpha) \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) - h_i}{l}} \quad (7 - 70)$$

$\alpha = 0 - 1,0$  thường dùng 0,5

### c. Tính và vẽ đường cong mặt nước

- Mục đích vẽ đường cong mặt nước: Đường cong mặt nước là một trong những căn cứ để thiết kế cao độ phòng hộ đoạn chảy biến tốc, nhưng chỉ cần vẽ trong trường hợp 2 đoạn sông liên tiếp có mực nước và lưu tốc có chênh lệch ít.

- Phương pháp tính và vẽ:

Phương pháp tỷ năng mặt cắt: dùng phương trình Bernuli có xét đến sự biến đổi của tỷ năng mặt cắt. Dùng phương pháp này để tính đường cong mặt nước thì tốt nhất là lưu tốc ở mặt cắt đầu và cuối không chênh nhau quá 25% - 30%.

Công thức cơ bản là:

$$h_H + \frac{\alpha V_H^2}{2g} + i_o \Delta l = h_K + \frac{\alpha V_K^2}{2g} + i_f \Delta l \quad (7 - 71)$$

Tỷ năng mặt cắt biến đổi:

$$\left( h_K + \frac{\alpha V_K^2}{2g} \right) - \left( h_H + \frac{\alpha V_H^2}{2g} \right) = \vartheta_K - \vartheta_H = \Delta \vartheta = (i_o - i_f) \Delta l \quad (7 - 72)$$

Cự ly giữa 2 mặt cắt:

$$\Delta l = \frac{\Delta \vartheta}{i_o - i_f} \quad (7 - 73)$$



Tổng chiều dài đường cong mặt nước:

$$l = \sum_{n=1}^m \frac{\Delta \vartheta_n}{i_o - i_f} \quad (7 -$$

74)

l - Phân ra càng nhiều đoạn tính càng chính xác.

trong công thức:

$h_H$  và  $V_H$ : chiều sâu và lưu tốc của mặt cắt đầu tiên, m;

$h_K$  và  $V_K$ : chiều sâu và lưu tốc của mặt cắt cuối, m;

$i_o = \sin\alpha$ : độ dốc thủy lực đáy đoạn sông tính toán;

l: toàn bộ chiều dài đường cong mặt nước, m;

g: gia tốc trọng lực,  $g = 9,81 \text{ m}^3/\text{s}$ ;

$\alpha$ : hệ số phân bố lưu tốc không đều trong mặt cắt lòng sông, mặt cắt hình lăng thể  $\alpha = 1$ , nếu không phải là lăng thể hay trong các trường hợp lưu tốc phân bố không đều  $\alpha = 1,1$ ;

$i_f$ : độ dốc ma sát bình quân của đoạn sông tính toán:

$$i_f = \frac{i_{f_H} + i_{f_K}}{2}$$

$$i_{f_H} = \frac{V_H^2}{C_H^2 R_H}, \quad i_{f_K} = \frac{V_K^2}{C_K^2 R_K} \quad (7 -$$

75)

**Ví dụ:** Căn cứ vào các số liệu cho dưới đây, vẽ đường cong mặt nước của kênh hình thang:

$$Q = 64 \text{ m}^3/\text{s} \quad i = 0,1 \quad m = 1,5$$

$$B_{\text{đáy}} = 10,6 \text{ m} \quad n = 0,014$$

Chiều sâu ở mặt cắt đầu:  $h_1 = 1,5 \text{ m}$

Chiều sâu ở mặt cắt cuối:  $h_n = 0,8 \text{ m}$

Cho  $h_2 = 1,5 \text{ m}$ ,  $h_3 = 1,0 \text{ m}$ ; tính cự ly các mặt cắt  $\Delta l$  rồi tính tổng chiều dài đường cong mặt nước l.

Dựa vào các công thức áp dụng đối với sông hình thang xác định yếu tố thủy lực dòng chảy trong các mặt cắt tương ứng (hình 7 - 41)

Đối với mặt cắt có chiều sâu  $h_1 = 1,5 \text{ m}$

$$\omega_1 = bh_1 + mh_1^2 = 10,6 \times 1,5 + 1,5 \times 1,5^2 = 19,29 \text{ m}^2$$

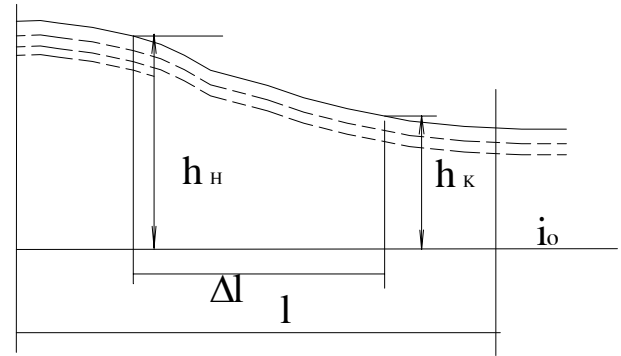
$$\chi_1 = b + 2h_1(1+m^2)^{0,5} = 16 \text{ m}$$

$$R = \frac{\omega_1}{\chi_1} = \frac{19,29}{16} = 1,20m$$

$$C_1 = \frac{1}{n} R_1^y = \frac{1}{0,014} \times 1,2^{1/6} =$$

$$V_1 = \frac{Q}{\omega_1} = \frac{64}{19,29} = 3,32m/s$$

$$\frac{\alpha V_1^2}{2g} = \frac{1,1 \times 3,32^2}{2 \times 9,81} = 0,6m$$



Hình 7 - 41

Tỉ năng mặt cắt:

$$\vartheta_1 = h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = 1,5 + 0,6 = 2,1m$$

Với mặt cắt có  $h_2 = 1,2m$ :

$$\omega_2 = 14,88 m^2, \chi_2 = 14,92m, R_2 = 1,0m$$

$$C_2 = 71,4, V_2 = 4,3m/s$$

$$\alpha \frac{V_2^2}{2g} = 1,03m, \vartheta_2 = 2,23m$$

$$\Delta \vartheta = \vartheta_2 - \vartheta_1 = 2,33 - 2,10 = 0,13m$$

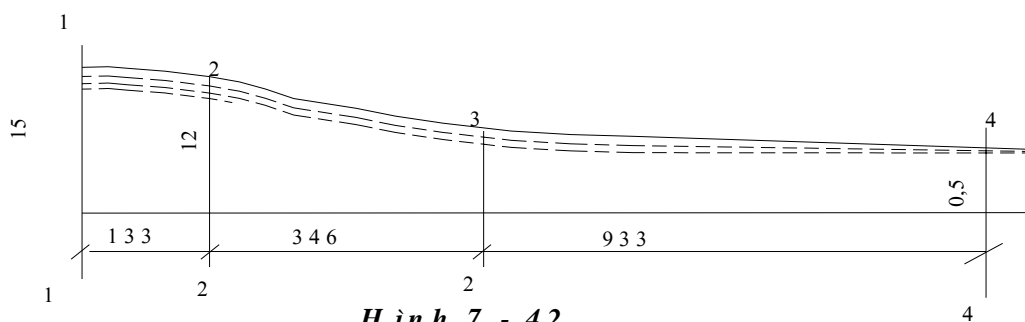
$$V_{cp} = \frac{1}{2}(1,2 + 1) = 1,1m, R_{cp} = \frac{1}{2}(3,32 + 4,3) = 3,81m$$

$$C_{cp} = \frac{1}{2}(73,6 + 71,4) = 72,5$$

$$i_x = \frac{3,81^2}{72,5^2 \times 1,1} = 0,0025$$

$$\text{Được } l_1 = \frac{0,13}{0,1 - 0,0025} = 1,33m$$

Cũng tính tương tự như vậy tìm được cự ly giữa hai mặt cắt có chiều sâu  $h_2, h_3$  và  $h_4$  kết quả ghi ở bảng 7 - 21 và hình 7 - 42.



H ì n h 7 - 42

Bảng 7 - 21

Bảng tính toán chiều dài đường cong mặt nước

Phù hiệu và công thức	Đơn vị	Mặt cắt 1-1	Mặt cắt 2-2	Mặt cắt 3-3	Mặt cắt 4-4
Chiều sâu h	m	1,50	1,20	1,00	0,80
Đáy sông B	m	10,6	10,6	10,6	10,6
Chu vi ướt $\chi$	m	16,0	14,92	14,20	13,48
Diện tích $\omega$	m <sup>2</sup>	19,27	14,88	12,10	9,74
Bán kính thủy lực R	m	1,20	1,00	0,85	0,70
Hệ số lưu tốc C		73,60	71,40	69,50	67,30
Lưu tốc V	m/s	3,32	4,30	5,29	6,78
Động năng $\alpha V^2/2g$		0,60	1,03	1,56	2,58
Tỉ năng $\vartheta = h + \alpha V^2/2g$	m	2,10	2,23	2,56	2,38
Biến đổi tỉ năng	m	0,13	0,33	0,82	
Độ dốc đáy I		0,10	0,10	0,10	
$V_{cp}$	m/s	3,81	4,80	6,3	
$R_{cp}$	m	1,10	0,92	0,70	
$C_{cp}$		72,5	70,5	68	
Độ dốc ma sát bình quân $i_f$		0,0025	0,005	0,10	
$\Delta l$	m	1,33	3,46	9,3	
L	m	14,2			

## §7.5. Công trình bảo vệ bờ sông chống lũ

### 7.5.1. Giới thiệu chung

Muốn để cho công trình nền đường đầu cầu hay mái dốc bờ sông v.v... không bị dòng chảy lũ hoặc các hiện tượng thiên nhiên khác phá hỏng, cần phải làm công trình bảo vệ bờ sông.

Cấu tạo kè lát mái bảo vệ bờ sông gồm ba bộ phận chính: Chân kè, thân kè và đỉnh kè

- Chân kè là phần đáy ở chân mái dốc, có tác dụng chống xói chân mái dốc và làm nền tựa cho chân kè, theo qui định cao độ đỉnh chân kè lấy cao hơn mực nước kiệt với tần suất 95% bằng 0,5 m

- Đỉnh kè là phần nằm ngang phía trên cùng của kè có tác dụng bảo vệ thân kè đối với tác động của dòng chảy mặt và các tác động khác, bề rộng đỉnh kè được lấy bằng 0,5 đến 2 m, cao độ đỉnh kè ( $H_{DK}$ ) xác định theo công thức :

$$H_{DK} = H_{TT} + \Delta h_D + h_{SL} + a \quad (7-76)$$

trong đó

$H_{TT}$ : cao độ mực nước tính toán, m;

$\Delta h_D$ : độ dềnh do cầu làm thắt hẹp dòng chảy, m;

$h_{SL}$ : chiều cao sóng leo lên mái dốc, m;

a: độ an toàn kỹ thuật đối với nền đường dẫn bằng 0,5m; còn đề hướng dòng bằng 0,25 m;

- Thân kè là phần kể từ đỉnh chân kè tới đỉnh kè nó chịu tác động của dòng chảy, sóng, áp lực nước và áp lực dòng thấm.

Vận tốc, chiều sâu dòng nước, địa chất bờ sông, chiều cao sóng, thời gian ngập nước, điều kiện vật liệu địa phương là điều kiện cơ bản và cơ sở để chọn hình thức gia cố.

Khi thiết kế công trình bảo vệ bờ sông, thường dùng các loại phòng hộ gia cố như lát cỏ, xếp bó cây, rọ đá, đá xếp khan hoặc xây vữa, kết cấu bê tông đổ tại chỗ, bán bê tông cốt thép lắp ghép, hay trồng rừng giảm sóng v.v... Trước khi đi vào lựa chọn các dạng kết cấu gia cố bảo vệ có thể tham khảo bảng (7-22).

**Bảng 7-22**

#### a) Vận tốc cho phép không xói của các loại gia cố

T/T	Loại gia cố	Chiều sâu dòng nước, m			
		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 7.5 cm và lớn hơn	Theo bảng 7-22b nhân thêm với hệ số 0,9			
3	Đổ đá 2 lớp trong lưới đan với kích thước khác nhau	Theo bảng 7-22b nhân với hệ số 1,1			
4	Lát đá 1 lớp trên lớp guột hay rơm rạ lớp này $\geq 5$ cm				
	a- loại đường kính 15 cm	2,0	2,5	3,0	3,5
	b - loại đường kính 20 cm	2,5	3,0	3,5	4,0
	c - loại đường kính 25 cm	3,0	3,5	4,0	4,5
5	Lát đá trên lớp đá dăm hay sỏi lớp đá dăm này $\geq 10$ cm				
	a- bằng đá cỡ 15 cm	2,5	3,0	3,5	4,5
	b – bằng đá cỡ 20 cm	3,0	3,5	4,0	4,5
	c – bằng đá cỡ 25 cm	3,5	4,0	4,5	5,0
6	Lát đá cẩn thận các kẽ có chèn chặt đá con, trên lớp đá dăm hay sỏi, lớp đá dăm này $\geq 10$ cm				
	a- bằng đá cỡ 20 cm	3,5	4,5	5,0	5,5
	b – bằng đá cỡ 25 cm	4,0	4,5	5,5	5,5
	c – bằng đá cỡ 30 cm	4,5	5,0	6,0	6,0
7	Lát đá 2 lớp trên lớp đá dăm (hay sỏi) lớp dưới đá cỡ 15 cm, lớp trên 20 cm ( lớp đá dăm lót không bé hơn 10 cm)	3,5	4,5	5,0	5,5
8	Gia cố bằng bó thân cây hay cành cây trên nền đá đầm chặt (để gia cố tạm thời)	-	2,0	2,5	
	a - lớp gia cố 20 - 25 cm b - với các chiều dày khác	N như 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:	2,5	3,0	3,5	-
	a - khi chiều dày là 50 cm b - với các chiều dày khác	N như mục 9a nhân thêm với hệ số điều chỉnh $0,2\sqrt{h_{gc}}$			

10	Lát đá tảng 0.5x0.5x1.0m	4,0	5,0	5,5	6,0
11	Lát đá khan bằng đá vôi có cường độ > 100 kg/cm <sup>2</sup>	3,0	3,5	4,0	4,5
12	Lát đá khan bằng đá cứng với cường độ > 300 kg/cm <sup>2</sup>	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 nhẵn, 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				
	- nt - 150	13	16	19	20
	- nt - 100	12	14	16	18
		10	12	13	15
<i>Ghi chú: các trị số trên không được nội suy, mà phải lấy trị số gần nhất</i>					

**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			

**7.5.2. Thiết kế gia cố thân kè**

Kết cấu và vật liệu làm thân kè phải đảm bảo các yêu cầu: chống được sự kéo trôi của dòng chảy và sóng; chống được xói ngầm bờ sông do dòng thấm; chống được sự phá hoại do các vật trôi.

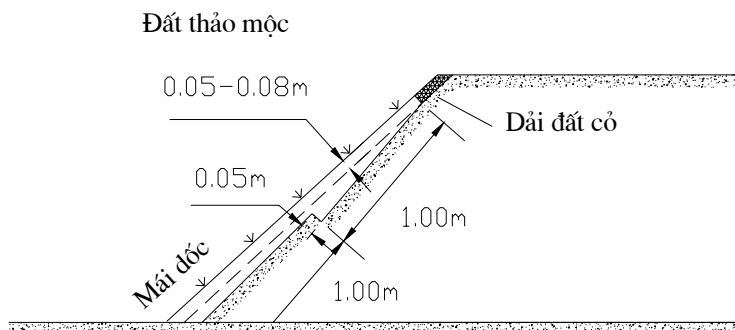
Vật liệu làm thân kè thường dùng là đá học xây khan, đá chít mạch, đá xây vữa bê tông, bê tông nhựa đường, bê tông và bê tông cốt thép ...

Trường hợp bờ cao quá 5m, thường sử dụng hai đến ba loại độ dốc, phần dưới thoải hơn phần trên, ở điểm thay đổi độ dốc có thể đặt bậc cơ rộng tùy theo yêu cầu, thường từ 0.6 đến 1m. Trường hợp bờ xây quá 3m đối với loại kết cấu (đá chít mạch, đá xây...) phải bố trí lỗ thoát nước. Phần thân kè, nơi có nhiều hoạt động kinh tế, sinh hoạt của con người vì vậy phải bố trí các bậc thang lên xuống, và chú ý đến yêu cầu cảnh quan, thẩm mỹ môi trường. Nơi có tàu thuyền neo đậu cần bố trí bích neo, trụ neo...

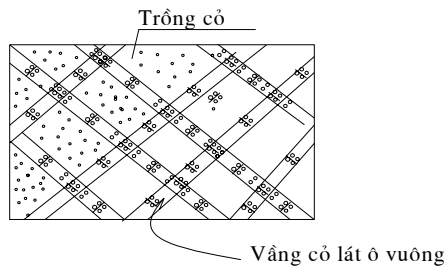
Lớp gia cố bảo vệ mái bờ sông (thân kè) tùy theo điều kiện đất bờ, lực tác dụng và khả năng kỹ thuật - kinh tế để lựa chọn hình thức thích hợp. Sau đây giới thiệu một số loại kết cấu thường dùng ở Việt Nam:

#### **a. Ta luy trồng cỏ**

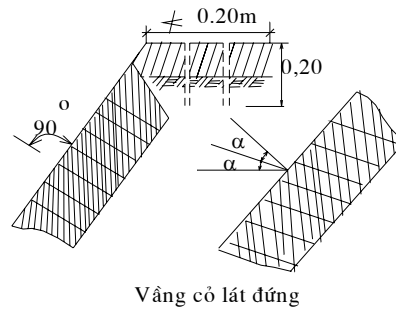
Khi tốc độ dòng chảy nhỏ hơn 1.5 m/s và thời gian ngập nước ít có thể áp dụng biện pháp trồng cỏ, khi sử dụng biện pháp trồng cỏ thì cần xem xét trước đất ở khu vực bờ sông đó có thuận lợi cho cỏ mọc và phát triển không. Nếu nền là đất cát hoặc đất nhiễm mặn thì trước lúc trồng cỏ phải phủ lên mặt mái dốc một lớp đất thảo mộc dày từ 15 đến 20 cm, bình thường thì mái dốc được phủ lên một lớp đất thảo mộc (làm lớp phủ) dày 5 đến 8 cm. Hình 7-43 giới thiệu một số dạng lát mái ta luy trồng cỏ:



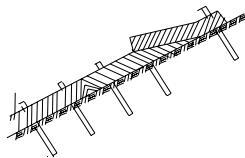
Hình 43a: Gia cố mái dốc bằng cách trồng cỏ



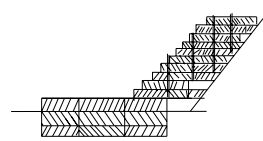
**Hình 7- 43b:** Văng cỏ lát ô vuông



**Hình 7- 43 c:** Văng cỏ lát đứng



**Hình 7- 43 d:** Văng cỏ dài ợp taluy

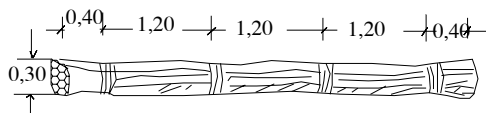


**Hình 7- 43e:** Văng cỏ lát đè lên nhau

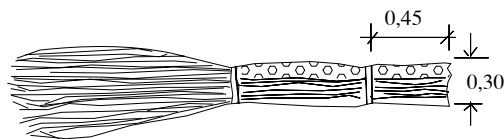
### b. Bó cây

Công dụng chính của bó cây là phòng hộ bờ sông, làm vật liệu cho một số công trình chính trị ngoài ra còn làm vật liệu để tu sửa một số chỗ hỏng trong công trình.

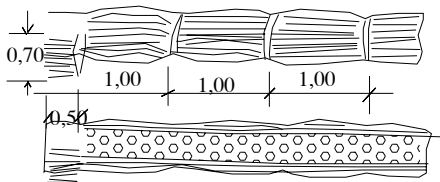
Bó cây làm bằng cành ngọn củ vụn bó thành bó tròn dài, ngoài ra còn có loại cây có đuôi, và bó cây nhét đá (Xem tham khảo một số dạng trong hình 7-44).



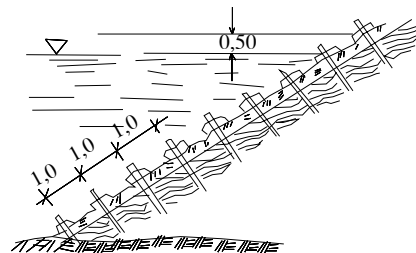
**Hình 7- 44a:** Bó cây thông thường



**Hình 7- 44b:** Bó cây có đuôi



**Hình 7- 44c:** Bó cây nhét đá



**Hình 7- 44d:** Kiểu lát bó cây có đuôi

### c. Đá học

Đá học làm thân kè thường dùng là đá học lát khan, đá chít mạch, đá xây vữa bê tông.



### Đá học lát khan

Hệ số mái dốc thân kè m thường bằng 2 đến 3 và phải dựa vào tính toán ổn định thân kè, đá học phải xếp đứng và chèn chặt, dưới lớp đá học là lớp lọc thường làm bằng đá dăm dày 0,1 đến 0,15 m. Hiện nay việc dùng vải địa kỹ thuật (tên gọi chung các loại vải dệt hoặc không dệt chế tạo từ polyme tổng hợp) để thay thế lớp lọc truyền thống làm bằng cuội sỏi hoặc bê tông xối đang được khuyến khích và sử dụng rộng rãi nhưng vẫn phải bố trí lớp đệm, chú ý rằng vải địa kỹ thuật (ĐKT) dễ bị lão hóa, đặc biệt khi đặt ở vùng nước thay đổi, chịu ảnh hưởng trực tiếp của nhiệt độ và ánh sáng, vải ĐKT có thể bị rách khi đặt trực tiếp dưới lớp đá học và khi nền lún không đều.

Các chức năng của vải ĐKT tùy theo lĩnh vực áp dụng có các chức năng sau:

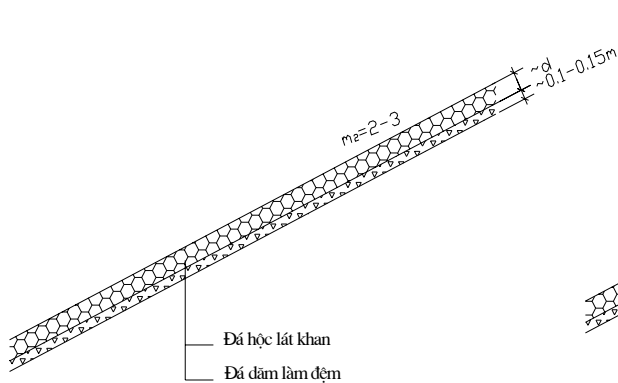
- Chức năng phân cách
- Chức năng lọc
- Chức năng tiêu thoát
- Chức năng gia cường
- Chức năng bảo vệ

Khi dùng vải ĐKT để thay thế tầng lọc ngược truyền thống phải chọn vải ĐKT đạt yêu cầu sau :

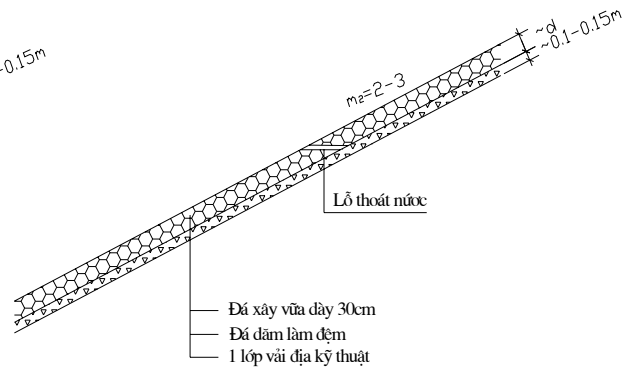
- Chặn đất tốt
- Thẩm nước tốt
- Chống tắc
- Độ bền thi công
- Tuổi thọ

Việc chọn vải ĐKT nào cần phải thông qua tính toán trên cơ sở của tài liệu thủy văn, địa chất cụ thể của khu vực dự án.

Cấu tạo thân kè bằng đá học lát khan và đá xây vữa dùng vải lọc thay thế tầng lọc truyền thống được mô tả trong hình (7-45) và (7-46).



Hình 7-45



Hình 7-46

Đường kính viên đá lát được xác định theo 2 điều kiện:

- Chống được tác động của dòng chảy đường kính viên đá được xác định theo công thức:

$$\eta \cdot U = K \cdot 5,45 \cdot h^{0.14} \cdot d^{0.36} \quad (7-77)$$

trong đó:

$\eta$ : hệ số ổn định cho phép được lấy bằng hệ số ổn định cho phép của đê có cấp tương đương. Trị số hệ số ổn định trên không được vượt quá hệ số ổn định cho phép 20%;

$U$ : lưu tốc bình quân thủy trực lớn nhất thực đo tại vị trí xây dựng, m/s;

$K$ : hệ số xác định theo công thức :

$$K = \sqrt{\frac{m_0 \times \sin \theta}{1 + m^2}} + \sqrt{\frac{m^2 - m_0^2 \times \cos^2 \theta}{1 + m^2}} \quad (7-78)$$

trong đó ;

$m$ : hệ số mái dốc của chân kè hoặc thân kè;

$m_0$ : hệ số mái tự nhiên của đá thả rời trong nước;

$\theta$ : góc hợp bởi đường mép nước và hình chiếu hướng dòng chảy của dòng nước lên mái dốc;

$h$ : chiều sâu của viên đá tính toán, m;

$d$ : đường kính viên đá, m;

Trường hợp dòng nước hút thẳng vào bờ  $K = 0.6 \div 0.9$

- Để chống được tác động của sóng, đường kính viên đá xác định theo công thức :

$$d = \eta \times d_0 \times h_s \times \sqrt[3]{\lambda} \times \frac{\gamma}{\gamma_d - 1} \quad (7-79)$$

trong đó :

d: đường kính viên đá, m;

$\eta$ : hệ số ổn định cho phép được lấy bằng hệ số ổn định cho phép của đê có cấp tương đương. Trị số hệ số ổn định trên không được vượt quá hệ số ổn định cho phép 20%;

$d_0$ : hệ số phụ thuộc vào mái dốc thân kè;

khi  $m = 2$  ,  $d_0 = 0,13$

khi  $m = 3$  ,  $d_0 = 0,11$

$h_s$ : chiều cao sóng leo lên mái dốc thân kè;

Chiều cao sóng leo lên mái dốc thân kè được xác định theo công thức :

$$h_{sl} = 0,0208 \times W^{\frac{5}{4}} \times D^{\frac{1}{3}} \quad (7-80)$$

trong đó:

w: tốc độ gió, m/s;

D: đà gió, Km;

$\gamma_d, \gamma$ : trọng lượng riêng của của đá và của nước, T/ m<sup>3</sup>;

$\lambda$ : tỷ số giữa chiều dài và chiều cao sóng;

Từ kết quả tính toán theo 2 điều kiện trên, chọn trị số đường kính viên đá lớn nhất để thiết kế thân kè.

Khi tính đường kính viên đá và chiều cao sóng leo lên mái dốc công trình ngoài 2 công thức (7-77), (7-79) có thể sử dụng các công thức khác đã giới thiệu trong các quy trình chuyên môn khác như:

- Trên những chỗ nước chảy, kích thước lớp đá trên mặt muốn thật ổn định phải thỏa mãn yêu cầu sau :

$$d \geq \frac{v^2}{14.4} \quad (7-81)$$

d: đường kính viên đá, m;

v: lưu tốc bình quân ở cạnh khối đá, m/s.

- Chiều cao sóng leo lên mái dốc thân kè khi tính toán có thể sử dụng phương pháp đã nêu ở mục 7.1.4

### Đá chít mach

Đường kính viên đá được xác định theo như đá học lát khan đã nêu ở trên, trong đó trị số  $d_0$  được giảm đi 25% so với trị số ở trên và phải bố trí lỗ thoát nước, ngoài ra cần kiểm tra ổn định đáy nổi theo công thức :

$$P_n \leq d_b \cdot \gamma_b \cdot \cos\alpha \quad (7-82)$$

trong đó :

$P_n$ : áp lực đẩy nổi của nước tác dụng lên đá hoặc tấm bê tông, T/ m<sup>2</sup>;

$d_b$ : chiều dày lớp gia cố, m;

$\gamma_b$ : trọng lượng riêng của lớp gia cố, T/ m<sup>3</sup>;

$\alpha$ : góc nghiêng mái bờ so với mặt phẳng ngang.

## 2- Đá xây

Ở những nơi có sóng lớn, dòng chảy mạnh mà không có đá đủ lớn thì phải xây đá. Xây đá thực chất là loại bê tông đổ tại chỗ, cho nên cần tuân theo những chỉ dẫn tương ứng cho loại gia cố này, xây đá yêu cầu đất nền phải rất ổn định, đồng thời rất dễ bị phá hoại bởi tác dụng của nước ngầm từ phía trong. Hình 7-46 mô tả cấu tạo thân kè bằng đá xây vữa.

### ***d Gia cố bằng bê tông và bê tông cốt thép.***

Loại gia cố này thường dùng đến vật liệu đất tiền và đòi hỏi các điều kiện kỹ thuật cao về thi công, cho nên chỉ dùng cho những trường hợp công trình đặc biệt về yêu cầu sử dụng, hoặc có lực của dòng chảy rất mạnh.

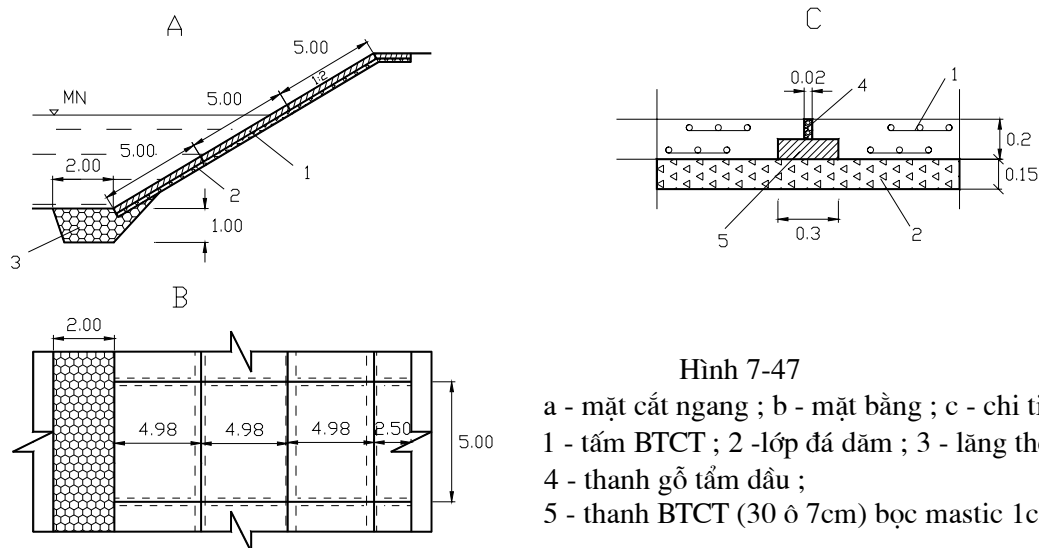
#### *Bê tông đổ tại chỗ:*

Bê tông đổ tại chỗ không có cốt pha chỉ có thể thực hiện được trên mái dốc có độ dốc lớn nhất là 1 : 2,5. Chiều dày lớp gia cố tùy theo trường hợp cụ thể, có thể từ 10 ÷ 20cm. Bê tông gia cố bờ cần kín đặc, bền vững. Tỷ lệ xi măng thường dùng là 200 ÷ 250 kg/ m<sup>3</sup>, có sử dụng phụ gia càng tốt và nên sử dụng đầm rung.

Khoảng cách giữa các khe kết cấu có thể từ 3 ÷ 7 m, với diện tích mỗi ô khoảng 25 ÷ 40 m<sup>2</sup>. Khe kết cấu rộng 2 ÷ 3 cm, chạy ngang, dọc theo đường bờ và mái dốc. Khe nhiệt cách nhau 20 ÷ 30 cm tùy theo chênh lệch nhiệt độ và điều kiện làm việc của công trình.

Chú ý rằng dưới các lớp bê tông, cần có lớp đệm đá dăm và dọc theo các khe, lớp đệm có kết cấu như tầng lọc ngược.

Bê tông cốt thép đổ tại chỗ được sử dụng ở những vùng có sóng gió đặc biệt lớn, trên các kênh vận tải quan trọng. Cốt thép đặt giữa mặt cắt nếu chiều dày lớp gia cố mỏng hơn 15 cm và đặt thành 2 lớp nếu chiều dày lớn hơn. Tỷ lệ cốt thép đối với cả 2 phương lấy khoảng 0,3 ÷ 0,5 %. Khoảng cách giữa các khe lún là 10 ÷ 15 cm, giữa các khe nhiệt là 20 ÷ 25 cm. Để tham khảo trong hình 7 - 47 giới thiệu công trình gia cố bờ bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ.



Hình 7-47

a - mặt cắt ngang ; b - mặt bằng ; c - chi tiết khe nối  
 1 - tấm BTCT ; 2 -lớp đá dăm ; 3 - lăng thể chân bờ  
 4 - thanh gỗ tẩm dầu ;  
 5 - thanh BTCT (30 ô 7cm) bọc mastic 1cm)

### Tấm bê tông đúc sẵn:

Được sử dụng gia cố bờ ngày càng nhiều vì nó có khả năng công nghiệp hoá trong các khâu chế tạo và thi công. Chất lượng của tấm lát được bảo đảm vì chế tạo trong nhà máy, lượng tiêu hao ít hơn so với bê tông đổ tại chỗ.

Xét đến ứng suất phụ nẩy sinh trong lúc vận chuyển, các tấm bê tông đúc sẵn thường phải đặt cốt thép. Hình dạng của tấm có thể là hình chữ nhật, hình lục giác nhưng thông thường nhất là hình vuông. Kích thước mỗi tấm phụ thuộc vào tình hình chịu lực và điều kiện thi công.

Có thể chọn kích thước tấm bê tông như sau :

- Bê tông thường : 0,5 x 0,5 x 0,1 m hoặc 1 x 1 x 0,2 m
- Bê tông cốt thép : 2 x 2 x 0,1 m

Đối với kè cấp III ( tương đương với đê cấp đặc biệt ), chịu tác động mạnh của dòng chảy và sóng, cần kiểm tra độ dày tấm bê tông theo công thức :

$$d_b = 0,108 \times h_{sl} \times \eta \times \sqrt[3]{\frac{\gamma}{\gamma_b - \gamma} \times \frac{L}{m \times B}} \quad (7 - 83)$$

trong đó :

$d_b$ : chiều dày tấm bê tông, m;

$h_{sl}$ : chiều cao sóng, m;

$\gamma_b, \gamma$ : trọng lượng riêng của bê tông và của nước, T/ m<sup>3</sup>;

m: hệ số mái dốc;

B: chiều rộng tấm bê tông, m;

L: chiều dài tấm bê tông theo chiều vuông góc với đường bờ, m;

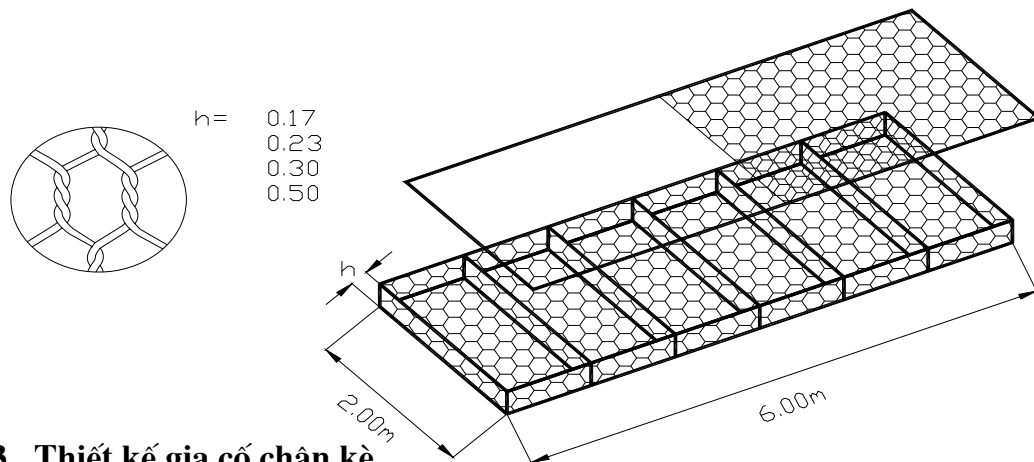
$\eta$ : hệ số ổn định cho phép được lấy bằng hệ số ổn định cho phép của đê có cấp tương đương. Trị số hệ số ổn định trên không được vượt quá hệ số ổn định cho phép 20%.

Với mái bờ là đất thịt chắc nên chọn chiều dày lớp lọc bằng đá dăm là 0,1m ; với mái bờ là cát hoặc pha cát, nên chọn chiều dày lớp lọc là 0,15m. Có thể dùng hỗn hợp cát - sỏi để làm lớp lọc. Trường hợp này bề dày lớp lọc được lấy bằng hai lần lớp dăm.

Phải kiểm tra ổn định chống đẩy nổi của thân kè theo công thức (7 – 82).

**e Gia cố bằng rọ đá và thảm đá**

Khi lưu tốc dòng nước lớn có thể dùng rọ đá, thảm đá. Thảm đá là một dạng đặc biệt của rọ đá với độ dày và tỉ lệ bề mặt lớn hơn. Nó được gia công tương tự như rọ đá nhưng với ô lưới tráng kẽm nhỏ hơn loại dùng để sản xuất rọ. Vách ngăn được đặt cách nhau rộng 1 m. Ở mặt đáy, các mặt bên và mặt ngoài cùng của mỗi tấm thảm đá là các tấm lưới liên tiếp nhau tạo thành một khoang chứa nhiều ngăn có mặt trên hở. Mặt đáy, vách ngăn, nắp đậy cùng dùng loại lưới tương tự. Ở tất cả mép của tấm vách lưới có dây tráng kẽm với đường kính lớn hơn loại dây dùng để đan lưới nhằm tăng thêm khả năng chịu lực của kết cấu. Cũng như rọ đá, thảm đá tùy theo điều kiện sử dụng được bọc thêm lớp PVC.



**7.5.3. Thiết kế gia cố chân kè**

Công trình **Hình 7 – 48**: Thảm đá tráng kẽm và bọc PVC để xuyên ngập nước, chịu tác động xoáy ngang của dòng xoáy trực tiếp; chịu tác động ma sát của dòng chảy bùn cát. Công trình gia cố chân bờ ngập nước có hai chức năng: chống đỡ với tác động trên, đồng thời phải gánh một phần trọng lượng của công trình phía trên truyền xuống, rõ ràng ổn định của công trình gia cố chân bờ có ý nghĩa quyết định đối với toàn bộ công trình.

Kết cấu và vật liệu xây dựng chân kè phải thỏa mãn được các yêu cầu sau ;

- Chống được sự kéo trôi của dòng chảy và dòng bùn đá;

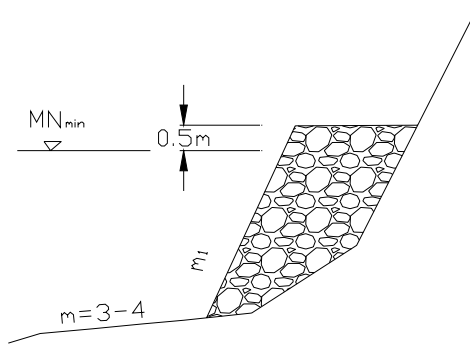
- Phải thích ứng với sự biến hình của lòng sông;
- Phải chống được xâm thực của nước;
- Thuận lợi cho việc thi công trong nước.

Thường sử dụng kết cấu và vật liệu bằng đá học, rọ đá, rỗng tre hoặc bè chìm... làm chân kê.

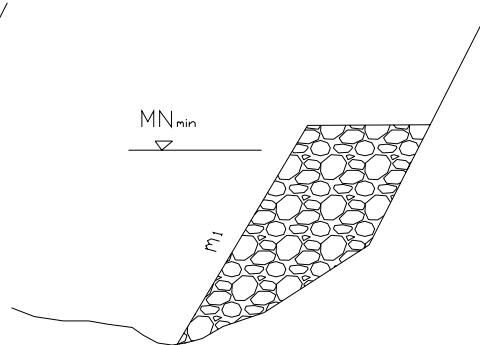
**a. Đá học thả rời**

Khi sử dụng đá học thả rời đường kính viên đá được tính toán theo công thức (7-77) và ( 7 – 79 ). Hệ số mái dốc chân kê nên chọn  $m > 1,5$ .

Khi tốc độ dòng chảy nhỏ hơn 2 m/s, đường lạch sâu cách xa bờ không có vực sâu nằm trong phạm vi xây dựng kè, nên kéo dài chân kê tới chỗ mái bờ có hệ số mái dốc từ 3 đến 4 ( hình 7-49). Khi dòng chảy thúc thẳng vào bờ, đường lạch sâu gần bờ, có vực sâu nằm trong vùng xây dựng kè, nên kéo dài chân kê tới lạch sâu ( hình 7-50).



Hình 7-49



Hình 7-50

Trường hợp đáy chân kê nằm ở lòng sông có trị số hệ số mái dốc nhỏ hơn từ  $3 \div 4$  cần phải thả một lớp rỗng hoặc bè chìm để chống xói. Rỗng và bè chìm phải đạt tới nơi có hệ số mái dốc bằng  $3 \div 4$  (xem hình 7-51).

Khi xói xảy ra ở đáy sông trước mái dốc, trong quá trình xói đá xếp dưới dạng lăng thể sẽ bị biến dạng, kích thước toàn bộ lăng thể quyết định theo tính toán sao cho một phần đồng đá rơi xuống (lăng thể phá) đủ để bảo vệ mái dốc bị xói và phần còn (lăng thể tựa) đủ đảm bảo ổn định chống trượt do phân trọng lượng của thân kè phía trên tác động xuống.

Kích thước toàn bộ lăng thể đá chân kê phải kiểm tra từ 2 điều kiện :

- Lăng thể đá tựa đủ đảm bảo điều kiện chống trượt theo công thức :

Khi độ dốc mái 1/ 1 :  $G_{LTT} \geq 1,14 G_N + 0,72 G_K$  (7-84)

a)

Khi độ dốc mái 1/ 1,5 :  $G_{LTT} \geq 1,13 G_N + 0,09 G_K$  (7-84)

b)

c) Khi độ dốc mái 1/2 :  $G_{LTT} \geq 0,72 G_N$  (7-84)

d) Khi độ dốc mái 1/2,5 :  $G_{LTT} \geq 0,37 G_N$  (7-84)

đ) Khi độ dốc mái 1/3 :  $G_{LTT} \geq 0,14 G_N$  (7-84)

trong đó :

$G_{LTT}$ : trọng lượng tác động lên 1 m phân tựa của lãng thể , T;

$G_N$ : trọng lượng tác động lên 1 m gia cố ta luy phần dưới nước, T;

$G_K$ : trọng lượng tác động lên 1 m gia cố ta luy phần trên nước, T.

- Đủ thể tích đá trong phần phá hoại của lãng thể để bảo vệ mái dốc khi bị xói :

$$h = \frac{1.07x\omega x \sin \varphi}{d} \quad (7-85)$$

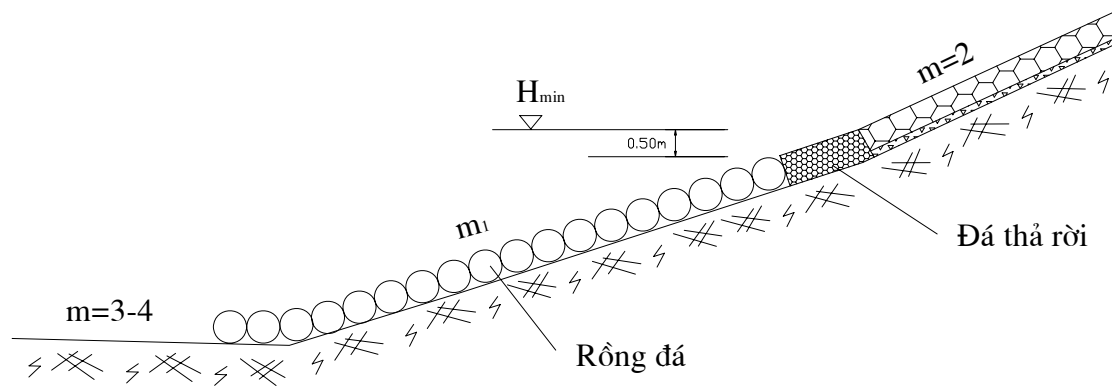
trong đó :

h: chiều cao mái dốc bảo vệ khi bị xói, m ;

d: đường kính viên đá, m;

$\varphi$ : góc nghỉ của đất bị xói .

$\omega$ : diện tích mặt cắt ngang của khối đá bị phá ( $\omega_p$ ), m<sup>2</sup>.



Hình 7.51: Chống xói chân kè bằng rồng hoặc bè chìm

**Ví dụ:**

1 - Lưu tốc tính toán bình quân trên đường thẳng đứng cạnh chân dốc taluy (trước lúc xói lở)  $v= 1,70$  m/s

2 - Chiều sâu của nước trước khi xói  $h= 1,8$  m



3 - Chiều sâu xói đáy móng taluy  $h_{sx} = 2,56$  m

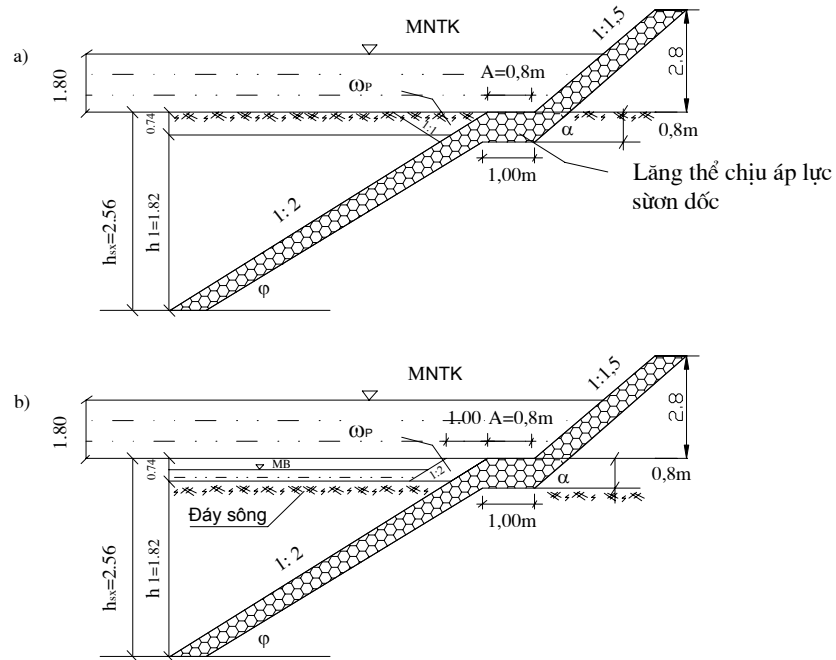
4 - dung trọng của đá xây  $\gamma = 2,3$  T/m<sup>3</sup>

Kích thước và các ký hiệu khác xem hình (7- 52)

Tính toán

1 - Kích thước đá dùng trong khối đá không được nhỏ quá:

$$d = \frac{1,70^2}{14,4} = 0,20m$$



Hình 7-52

2 - Chiều dài phần taluy ở dưới nước:

$$L_{DN} = \sqrt{1,8^2 + (1,8 \times 1,5)^2} = 3,25m$$

3 - Trọng lượng gia cố phần taluy ở dưới nước:

$$G_N = Ld(\gamma - 1) = 3,25 \times 0,2 \times (2,3 - 1,0) = 0,85T$$

4 - Chiều dài phần taluy ở trên nước:

$$L_{TN} = \sqrt{1,0 + 1,5^2} = 1,8m$$

5 - Trọng lượng gia cố phần taluy ở trên mặt nước:

$$G_K = 1,8 \times 0,2 \times 2,3 = 0,83T$$

6 - Trọng lượng  $G_n^1$  cần thiết của bộ phận chịu áp lực sườn dốc ở khối đá xếp, tính theo vế phải của bất phương trình (7- 84b) khi taluy 1:1,5

$$G_n^1 = 1,13 \times 0,85 + 0,09 \times 0,83 = 1,04T$$

Thể tích đá trong mỗi mặt bản chắn là:

$$\frac{G_n^1}{\gamma - 1} = \frac{1,04}{1,3} = 0,80m^3$$

7 - Lấy chiều rộng của phần đáy dưới khối đá xếp là 1,0 m, chiều sâu ăn vào của khối đá 0,80 m.

Taluy giáp mặt nước chảy là 1:1, khoảng dự trữ từ chân dốc taluy đến mặt bản chắn  $A = 0.80m$ , lúc này toàn bộ diện tích của khối đá xếp là:  $1,61m^2$ .

8 - Góc tạo bởi đường độ dốc nghiêng của đất dưới nước kéo từ cuối đoạn A,  $\varphi = 26^\circ 25'$ , như vậy khối đá xếp chia làm 2 bộ phận, bộ phận chịu áp lực sườn dốc và bộ phận phòng hộ.

9 - Trên đoạn khối đá bị phá hoại, kích thước diện tích mặt cắt ngang của phần bảo vệ khối đá, lấy  $= 0,81 m^2$ . Vì vậy diện tích phần chịu áp lực sườn dốc là  $0,80m^2$  (tức là đá trong mỗi mét dài  $0,80 m^2$ ).

10 - Theo công thức (7-85):

$$h = \frac{1,07 \times 0,81 \times 0,445}{0,20} = 1,93m$$

Vì trị số tìm được  $h > 1,82 m$  nên diện tích phần bảo vệ khối đá như vậy là đủ.

11 - Theo kết quả tính toán của 2 mục 6 và 9, ta thấy  $G_n^1 \leq G_{LTT}$ , nên diện tích phần chịu áp lực sườn dốc cũng đủ. Trong đó  $G_{LTT}$ : trọng lượng tác dụng trên 1 m phần lăng thể tựa.

**b. Lăng thể bằng rọ đá hoặc rỗng**

Trong trường hợp đường kính viên đá thực tế không đáp ứng được yêu cầu thiết kế, có thể dùng rọ đá, rỗng đá hoặc rỗng đất sét ... làm chân kê, thực chất rỗng cũng là một loại rọ đá.

Những đặc điểm của rọ đá thường dùng ghi ở bảng (7-23).

**Bảng 7-23**

Kích thước rọ đá hình hộp chữ nhật $a \times b \times c$ ( m )	Diện tích bề mặt ( $m^2$ )	Thể tích ( $m^3$ )	Trọng lượng dây thép (kg) với các loại đường kính (mm)			
			2,50	3,00	4,00	5,00

3,0 x 1,0 x 1,0	14,00	3,0	18,1	24,1	36,6	60,7
3,0 x 1,0 x 0,5	10,00	1,5	13,7	17,6	24,5	52,0
4,0 x 1,0 x 0,5	22,00	4,0	27,4	36,1	55,0	97,0
2,0 x 1,0 x 0,25	5,50	0,5	8,1	10,3	15,5	25,0

trong đó :

a: chiều dài của hình hộp

b: chiều rộng của hình hộp

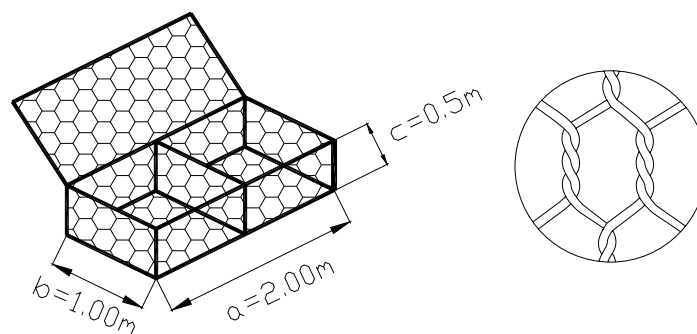
c: chiều cao của hình hộp

Rọ đá làm bởi những khung cốt thép đường kính 8 mm và các lưới thép mạ kẽm đường kính 2÷5 mm, để tăng cường độ rọ đá được chia thành những ô nhỏ bằng cách lắp vào các vách ngăn. Kích thước những viên đá xếp trong rọ phải lớn hơn các mắt lưới, phía ngoài thường dùng với kích thước 0.05x0.07 ÷ 0.14x0.18m, phần giữa của rọ có thể xếp bằng những đá nhỏ hơn

Dùng rọ đá gia cố chân kè có thể xếp theo hình bậc thang, độ dốc trung bình của độ dốc xếp theo kiểu này thường là 1:1 ÷ 1:0,5. Để tăng cường độ chịu lực dùng những dây thép bó các rọ lại với nhau, cự ly giữa các nút buộc là 15 ÷ 20 cm.

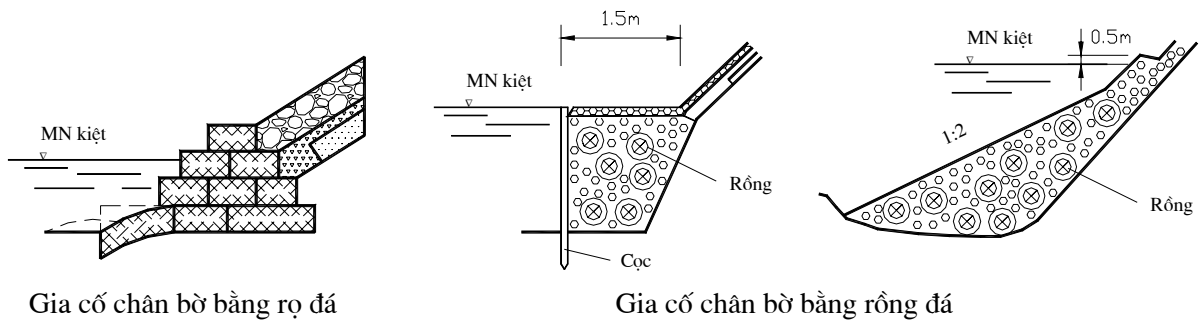
Rọ đá tráng kẽm và bọc nhựa PVC:

Tính chất của loại sản phẩm này tương tự như rọ đá tráng kẽm. Tuy nhiên dây tráng kẽm được bọc thêm một lớp vỏ bọc liên tục bằng loại PVC đặc biệt dày từ 0,4 ÷ 0,6mm. Do đó tạo ra một sự bảo vệ hoàn toàn chống lại sự xói mòn có thể xảy ra, làm cho rọ đá thích hợp cho việc sử dụng trong môi trường nước mặn và môi trường bị ô nhiễm. Sau khi lắp đầy đá, rọ đá trở thành một khối lớn, dẻo và nước thấm qua được, cho phép xây dựng những kết cấu có phạm vi rộng lớn. Hình 7-53 giới thiệu rọ đá tráng kẽm và bọc nhựa PVC.



Hình 7-53 Rọ đá tráng kẽm và bọc nhựa PVC

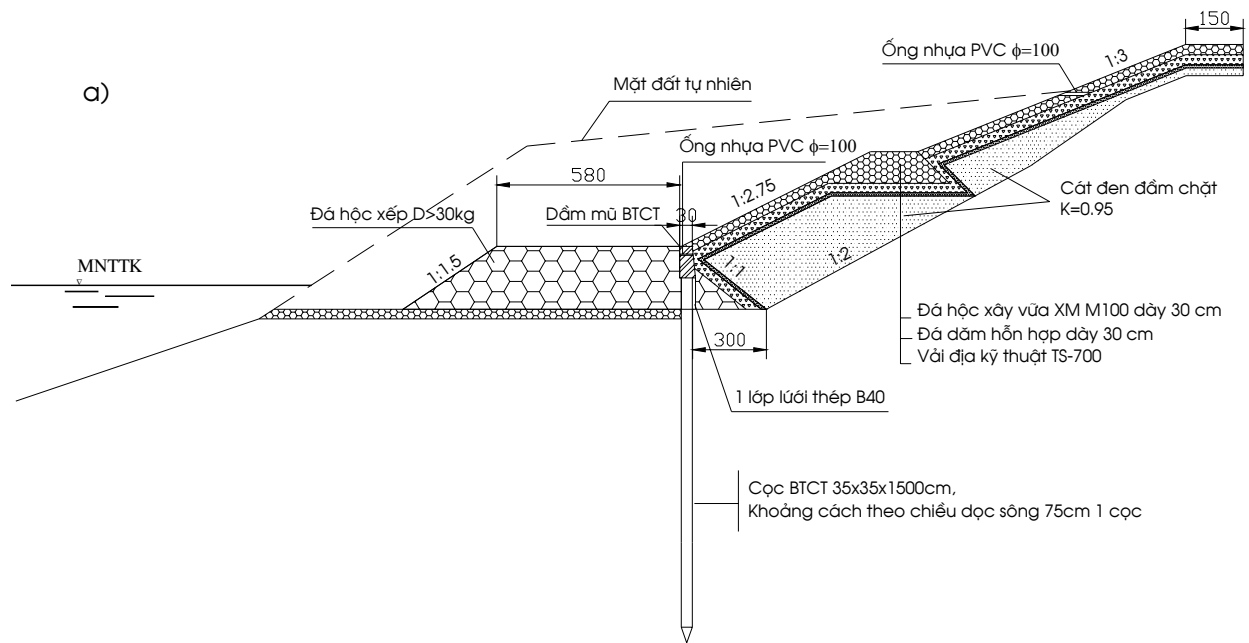
Hình 7-54. Giới thiệu một số dạng chân kè dùng kết cấu rọ đá và rỗng

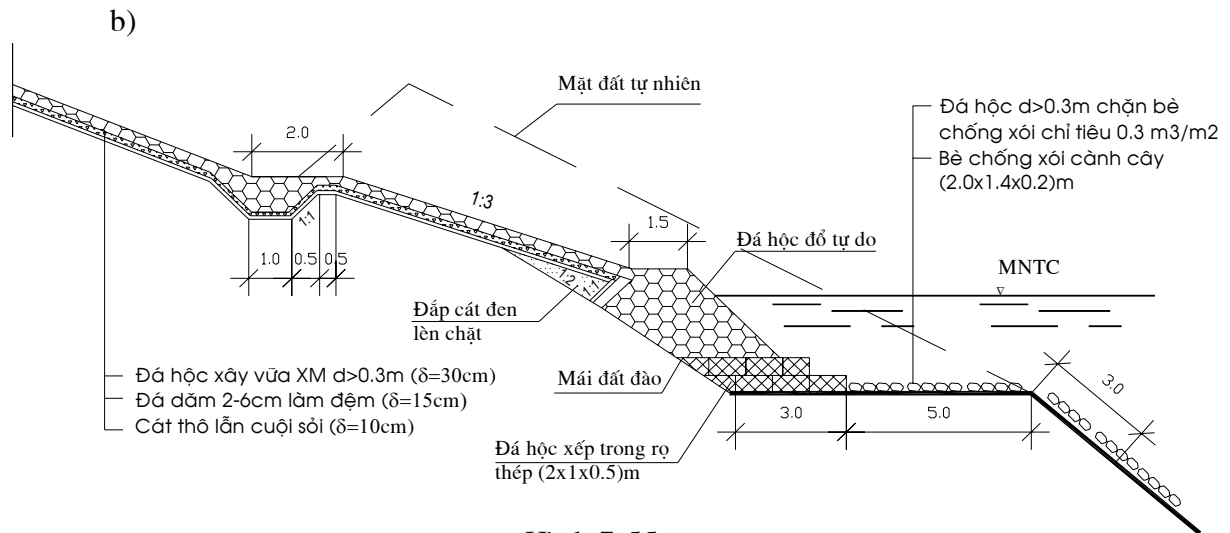


Hình 7-54

**c. Gia cố chân bờ dốc bằng hình thức kết cấu hỗn hợp**

Hình 7-55. Gia cố một số kết cấu gia cố chân bờ bằng hình thức kết cấu hỗn hợp.



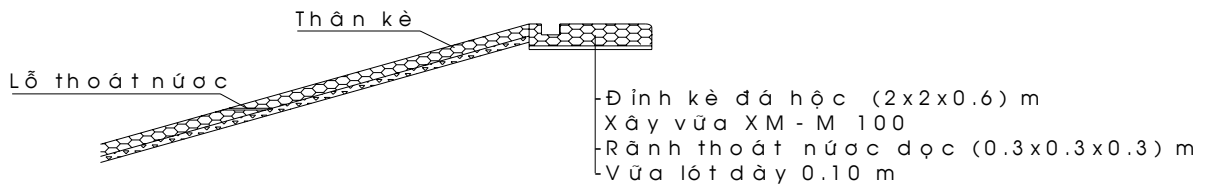


Hình 7-55

#### 7.5.4. Kết cấu đỉnh kè:

Công trình gia cố kết cấu đỉnh kè chỉ nhằm đề phòng tác dụng của mưa, của khí quyển và hoạt động của con người, của súc vật. Nhưng thực ra phần này thường rất ngắn, do đó sử dụng các loại kết cấu công trình bảo vệ bờ sông để làm kết cấu đỉnh kè, đồng thời kéo dài lên đỉnh bờ một đường viền rộng 1m đến 2m. Nếu thực sự xét thấy không cần thiết thì phần này chỉ nên trồng cỏ là đủ.

Hình 7-56. Mô tả kết cấu đỉnh kè bằng đá hộc xây vữa kết hợp làm rãnh thoát nước ngang.



Hình 7-56

#### Tài liệu sử dụng trong Chương VII:

- [1]. Sổ tay tính toán thủy văn cầu đường (Viện TKGTVT dịch từ bản tiếng Trung Quốc).
- [2]. Quy phạm thiết kế công trình cải sông;
- [3]. Quy định về Khảo sát và Thiết kế các công trình vượt sông trên đường bộ và đường sắt, Bộ Xây dựng - Vận tải Liên Xô (trước đây), Matxcova 1972 (NIMP 72).
- [4]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).

- [4]. Công trình bảo vệ bờ sông để chống lũ – Quy trình thiết kế 14TCN 84 – 91.
- [5]. Công trình bảo vệ bờ sông của Vụ Phòng chống lũ lụt và quản lý đê điều Bộ Thủy lợi cũ.
- [6]. Trị sông: Bộ môn Động lực sông ngòi và trị sông của Học viện Thủy lợi - Điện lực Vũ Hán, Trung Quốc.
- [7]. Động lực học lòng sông, trường Đại học Thủy lợi.
- [8]. Công trình cải tạo đường sông bằng đất của V.V Degtyarev –Nga.

## CHƯƠNG VIII: TÍNH TOÁN THỦY VĂN, THỦY LỰC CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC DỌC TUYẾN

Chương này đề cập tới các công trình thoát nước thường được sử dụng trên tuyến đường, trừ các cầu lớn và cầu trung.

### §8.1. Tính toán thủy văn, thủy lực cầu nhỏ và cống

#### 8.1.1. Tài liệu cơ bản và thông số đầu vào

Để phục vụ tính toán thủy văn, thủy lực cầu nhỏ, cống, các tài liệu cơ bản, các thông số đầu vào cần phải tiến hành thu thập được chỉ ra dưới đây. Tuy nhiên tùy thuộc vào giai đoạn thiết kế cần có yêu cầu về mức độ chi tiết của số liệu và các thông tin cần thu thập.

- Bình đồ địa hình khu vực công trình. Đặc điểm địa hình dùng để xác định vị trí đặt công trình và các điều kiện kiểm soát thiết kế thủy lực bao gồm: cao độ, phạm vi lòng suối, kênh, mương tại vị trí và lân cận vị trí dự định đặt cống. Phạm vi khảo sát phụ thuộc vào địa hình cụ thể và độ dốc của lòng suối, song thường không nhỏ hơn từ 3 đến 4 lần chiều rộng dòng chảy tương ứng với mực nước lũ thiết kế.

- Bản đồ lưu vực công trình. Đây là yếu tố quan trọng để tính lưu lượng theo mưa rào và đánh giá khả năng tiềm ẩn của lũ, do vậy phải sử dụng bản đồ có tỉ lệ đủ lớn để xác định chính xác diện tích và các đặc điểm của lưu vực. Nếu bản đồ và thông tin không đủ tin cậy thì phải tổ chức đo đạc, lập bình đồ. Trong bản đồ phải thể hiện được diện tích không có tác dụng cung cấp nước, hồ ao, đầm lầy, mức độ sử dụng đất, mật độ và loại thực vật ..., đê, đập, hồ chứa vì nó có thể làm thay đổi tính chất của dòng chảy. Phạm vi và tính chất của lưu vực nên được kiểm tra và đánh giá ngoài thực địa.

- Các số liệu khí tượng tại khu vực nghiên cứu, đặc biệt là các số liệu về mưa bao gồm: tổng lượng mưa năm, lượng mưa tháng, mùa mưa, lượng mưa 1, 3, 5, 7 ngày lớn nhất; lượng mưa thời đoạn ngắn; ...

- Các đặc trưng và đặc điểm của suối, kênh. Dòng chảy phải được mô tả đầy đủ về tính chất, đặc điểm, các mặt cắt ngang, mặt cắt dọc, địa hình đáy dòng chảy, tuyến dòng chảy trên mặt bằng, khu vực lòng sông, bãi sông, độ dốc đáy, độ dốc mặt nước nếu có. Tình hình địa chất bờ, đáy dòng chảy, lớp đá gốc nếu có, thảm thực vật, vật trôi và các yếu tố khác ảnh hưởng đến kích thước cống.

- Điều tra mực nước tại vị trí công trình: Công tác này rất quan trọng giúp cho tính toán và kiểm soát quá trình tính toán thủy lực. Mực nước điều tra này phải ở gần nơi định đặt công trình, song trong một số trường hợp có thể sử dụng mực nước từ thượng hay hạ lưu truyền về vị trí cống. Mực nước điều tra phải có cùng hệ cao độ với tuyến đường.

- Điều tra, đăng ký các công trình hiện có: Các công trình hiện có tại thượng và hạ lưu công trình dự kiến cần được điều tra cụ thể, đặc biệt là các công trình nằm gần công trình dự kiến, có thể gây ra các ảnh hưởng giữa hai công trình với nhau. Các thông tin cần điều tra ở công trình hiện có bao gồm:

- + Tên công trình, cơ quan quản lý, cơ quan khai thác;
- + Loại công trình, chức năng, chế độ vận hành công trình;
- + Các thông số chủ yếu của công trình;
- + Các kích thước chủ yếu của công trình;
- + Thời gian xây dựng;

- + Những lũ lớn đã qua, ngày tháng, vết lũ tại công trình;
- + Tình trạng công trình trong thời gian lũ lớn qua;
- + Phạm vi, độ lớn, vị trí xói lở gần công trình hay tại công trình;
- + Địa chất đáy, bờ dòng chảy;
- + Mức độ hư hỏng của công trình;
- + Sự thay đổi dòng chảy;
- + Phạm vi và mức độ ngập lụt gần công trình nếu có;
- + Sự bồi tích và tích đọng các vật trôi;
- + Các công trình, kết cấu phụ để bảo vệ cống, điều tiết dòng chảy;

### 8.1.2. Tính lưu lượng thiết kế

Các phương pháp tính toán lưu lượng đã được chỉ ra trong chương II. Tuy nhiên, đối với cầu nhỏ, cống diện tích lưu vực thường nhỏ sẽ có các đặc thù riêng. Trong tiêu chuẩn 22TCN220-95 “Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ” đã đưa ra các phương pháp tính toán lưu lượng thiết kế cho lưu vực nhỏ hơn 100km<sup>2</sup>. Trong mục này sẽ không đưa ra chi tiết các công thức và phương pháp tính toán mà chỉ nêu ra các vấn đề cần phải xem xét khi tính toán lưu lượng thiết kế như sau:

- Khi áp dụng tiêu chuẩn 22TCN220-95 cần cập nhật các thông số về lượng mưa ngày tới thời điểm tính toán.
- Diện tích lưu vực cầu nhỏ, đặc biệt là cống nhiều khi nhỏ hơn 1km<sup>2</sup>. Trong những trường hợp này nên tính toán theo phương pháp cường độ giới hạn được trình bày trong chương IX.
- Đối với cầu nhỏ và cống khu vực đồng bằng bắc qua các kênh tưới và tiêu chính cần quan tâm tới lưu lượng các công trình tưới tiêu đầu mối, hiện trạng và quy hoạch.
- Đối với cầu nhỏ, cống khu vực đồng bằng bắc qua các kênh nhánh cần xem xét tới các chỉ tiêu tưới, tiêu của khu vực hiện tại cũng như trong tương lai. Có thể tham khảo các hệ số dưới đây.

**Bảng 8 – 1**

**Chỉ tiêu (hệ số) tưới và tiêu các khu vực đồng bằng**

TT	Khu vực	Hệ số tiêu (l/s/ha)	Hệ số tưới (l/s/ha)
1	Ruộng lúa khu vực đồng bằng có đê, hệ thống thủy nông hoàn chỉnh	5,0 - 8,0	2,0 - 3,0
2	Như khu vực trên, có xen kẽ các khu dân cư, thị trấn nhỏ	6,0 - 10,0	2,0 - 3,0
3	Như khu vực trên, có các thị trấn, thị xã trong các ô nội đồng lớn, thoát nước ra cùng một trạm bơm đầu mối	8,0 - 15,0	1,5 - 2,5
4	Như khu vực trên, có xen kẽ các khu công nghiệp, thoát nước ra cùng một hệ thống trạm bơm đầu mối	12,0 - 15,0	
5	Như khu vực trên, nhưng tỷ lệ diện tích đô thị hoặc khu công nghiệp tương đối lớn, lớn	15,0 - 20,0	
6	Khu vực hệ thống thủy nông chưa hoàn chỉnh	3,0 - 5,0	1,0 - 2,0
7	Khu vực có xen kẽ nuôi trồng thủy sản	8,0 - 12,0	



8	Các khu vực nhỏ (1ha – 3ha) có canh tác đặc biệt	Theo nhu cầu, lớn hơn 10,0	Theo nhu cầu, lớn hơn 3,0
---	--	----------------------------	---------------------------

### 8.1.3. Tính khẩu độ cầu nhỏ

Thông thường tính toán thủy lực cầu nhỏ gồm hai phần:

- (1) Tính phần cửa vào;
- (2) Tính phần cửa ra.

#### a. Tính phần cửa vào và xác định các thông số

Chiều cao nước dâng trước cầu  $H_d$ , từ đó sẽ xác định được cao độ vai đường. Chiều sâu dòng chảy tại cửa vào cầu  $h_v$ , từ đó quyết định cao độ tối thiểu của đáy kết cấu dầm.

- Chiều sâu và tốc độ tại mặt cắt tính toán dưới cầu;
- Khẩu độ thoát nước dưới cầu;
- Chiều sâu dòng chảy ở cửa ra của cầu  $h_r$ , từ đó tính được tốc độ chảy ra khỏi cầu  $V_r$  và đoạn sau cầu.

#### b. Tính thủy lực phần cửa ra của cầu

Tính toán này để xác định điều kiện chảy sau công trình cầu, tính xói cục bộ và gia cố bảo vệ cầu phía hạ lưu, bảo vệ nền đường tức là lựa chọn kích thước gia cố phần cửa ra của cầu. Trường hợp cần thiết phải làm công trình tiêu năng để đảm bảo an toàn cho cầu và phương tiện vận tải, con người trong mùa lũ.

#### c. Sơ đồ tính thủy lực

Cầu nhỏ có thể có một nhịp hay nhiều nhịp đặt trên một số dạng mố trụ. Dòng chảy qua cầu nhỏ thông thường bị thu hẹp so với thượng và hạ lưu làm cho dòng chảy bị uốn cong khi vào cầu, do đó tùy thuộc vào loại trụ mố cầu mà có hệ số lưu lượng tương ứng dưới đây:

**Bảng 8 – 2**

#### Hệ số lưu lượng m

Hình dạng mố trụ	m
N.A Slovinski	0,32
Mố tường cánh	0,35
Mố chữ U	0,32 ÷ 0,36
Mố chân dê	0,32

Chiều rộng thoát nước dưới cầu thường nhỏ hơn chiều rộng dòng chảy, đã làm dâng nước trước cầu cột nước H. Cột nước dâng cho phép trước cầu H xác định theo công thức dưới đây:

$$H = \frac{H_d - \Delta}{\sigma_k} \quad (8 - 1)$$

trong đó:

$H_d$ : chiều cao đường;

$\sigma$ : hệ số giảm đường cong mặt nước tại cửa vào cầu ( $\sigma = 0,75 - 0,85$ ).

$$\Delta = h_{nhc} + \Delta_{min}$$

$h_{nhc}$ : chiều cao kết cấu nhịp cầu;

$\Delta_{\min}$ : chiều cao dự trữ kỹ thuật (an toàn) trên mực nước thiết kế lấy theo bảng dưới đây:

Điều kiện chảy	Đường ô tô	Đường sắt khi lưu lượng	
		Tính toán	Lớn nhất
Cột nước trước cầu $H \leq 1$ m	0,5	0,5	0,25
Cột nước trước cầu $H > 1$ m	0,5	0,75	0,25
Có cây trôi	1,0	1,50	1,0

Phương pháp tính toán thủy lực khẩu độ cầu lấy cơ sở lý thuyết của dòng chảy qua đập tràn đỉnh rộng, là sơ đồ thực tế cho phép tính chiều rộng thoát nước dưới cầu (gọi tắt là  $b$  hay  $L_c$ ) thỏa đáng và phù hợp với các dạng gia cố lòng suối. Sơ đồ thủy lực cầu làm việc như đập tràn đỉnh rộng sẽ có mặt cắt cơ hẹp với chiều sâu tính toán  $h_t = h_c < h_k$ , tức là tốc độ ở mặt cắt tính toán lớn hơn tốc độ tại mặt cắt có chiều sâu phân giới  $h_k$ .

Dưới cầu có hai chế độ dòng chảy phụ thuộc vào cột nước thượng và hạ lưu cầu, đó là chế độ chảy tự do và chế độ chảy ngập.

Điều kiện chảy ngập

$$h_h \geq NH \quad (8 - 2)$$

trong đó:

$N$ : tiêu chuẩn ngập, thể hiện mức độ ngập, phản ánh mức nước hạ lưu bắt đầu ảnh hưởng tới khả năng thông qua của cầu;

$h_h$ : chiều sâu dòng chảy ở hạ lưu, thường lấy bằng độ sâu dòng chảy đều  $h_0$  tương ứng với độ dốc và hình dạng dòng chảy lúc tự nhiên khi không có nước dâng ở hạ lưu.

Giá trị của  $N$  trong bảng dưới đây phụ thuộc vào hệ số lưu lượng  $m$ .

**Bảng 8 – 3**

**Thông số tính toán để thiết kế thủy lực cầu nhỏ**

$m$	$M = m\sqrt{2g}$	$\sqrt[3]{2m^2}$	$k_1$	$N$	$a$	$\psi$	$\psi^2$
0,32	1,42	0,59	0,45	0,84	2,56	0,76	0,58
0,33	1,46	0,60	0,47	0,83	2,35	0,78	0,62
0,34	1,50	0,61	0,49	0,81	2,05	0,81	0,65
0,35	1,55	0,63	0,52	0,80	1,85	0,83	0,68
0,36	1,60	0,64	0,54	0,78	1,64	0,84	0,71

Khi  $h_h < NH$  thì dòng chảy dưới cầu làm việc theo sơ đồ đập tràn đỉnh rộng chảy tự do (không ngập); nếu  $h_h > NH$  thì dòng chảy dưới cầu theo sơ đồ đập tràn đỉnh rộng chảy ngập.

Tính toán thủy lực dưới cầu tương ứng với các chế độ chảy như sau:

- Chảy tự do ( $i_{oc} < i_1$ )

Dòng nước dưới cầu dọc theo sông, suối chia làm ba giai đoạn: cuối đoạn cửa vào (đoạn 1) dòng chảy có độ sâu  $h_1 < h_k < H$  và  $h_1 < h_{oc}$ ; sau đoạn cửa vào (đoạn 2) độ sâu dòng chảy tăng lớn hơn  $h_k$ ; đoạn cửa ra độ sâu dòng chảy giảm  $h_r < h_k$ ,  $i_1$  là độ dốc tương ứng với độ sâu  $h_1$ .

Chiều sâu tính toán:

$$h_t = h_1 = k_1 H \tag{8 - 3}$$

$k_1$  xác định theo bảng 8 – 3.

- Chảy tự do ( $i_{oc} > i_1$ )

Dòng chảy dưới cầu dọc theo sông suối chia thành hai đoạn. Đoạn cửa vào (đoạn 1) và cuối đoạn cửa vào có chiều sâu  $h_{oc} < h_1 < h_k < H$ ; đoạn 2 sau phần cửa vào độ sâu dòng chảy giảm dần,  $h_r < h_k$ :

Chiều sâu tính toán: 
$$h_t = h_{oc} \tag{8 - 4}$$

$h_{oc}$  là độ sâu chảy dưới cầu tương ứng với độ dốc lòng sông, suối dưới cầu  $i_{oc}$ .

Cả hai trường hợp trên áp dụng khi  $L/H < 20$ ; trong đó  $L$  là chiều dài dòng sông, suối dưới cầu. Trường hợp ( $i_{oc} > i_1$ ) có thể áp dụng cho thiết kế thủy lực cống bản chảy tự do.

- Chế độ chảy ngập

Dòng chảy dưới cầu, dọc theo sông, suối chia làm hai đoạn: đoạn cửa vào (đoạn 1) có chiều sâu ở cuối đoạn  $h_{ck} < h_{1ng} < h_0$ ; đoạn sau cửa vào (đoạn 2) chiều sâu dòng chảy tăng bằng chiều sâu hạ lưu  $h_r = h_h > h_k$ .

Chiều sâu tính toán: 
$$h_t = h_{1ng} = k_{ng} H \tag{8 - 5}$$

trong đó:

$h_{1ng}$ : chiều sâu có tính đến chiều cao phục hồi khi dòng chảy ra khỏi cầu;

$k_{ng}$ : hệ số lấy theo bảng 8 – 4.

**Bảng 8 – 4**

**Thông số tính toán thủy lực cầu nhỏ theo sơ đồ chảy ngập**

N	M=0,32					m=0,33					M=0,34				
	$\sigma_{ng}$	$K_{ng}$	$\psi^2$	$\theta$	$\theta_1$	$\sigma_{ng}$	$K_{ng}$	$\psi^2$	$\theta$	$\theta_1$	$\sigma_{ng}$	$K_{ng}$	$\psi^2$	$\theta$	$\theta_1$
0,81											1	0,61	1	1,23	7,3
0,82											0,98	0,63	1,1	1,2	6,3
0,83						1	0,6	1,1	1,2	7,1	0,96	0,65	1,2	1,17	5,5
0,84	1	0,59	1	1,19	6,9	0,98	0,62	1,25	1,17	6,1	0,94	0,67	1,31	1,14	4,73
0,86	0,96	0,64	1,26	1,13	4,8	0,93	0,67	1,5	1,11	4,3	0,9	0,71	1,56	1,08	3,6
0,88	0,9	0,69	1,57	1,07	3,4	0,88	0,72	1,8	1,05	3	0,85	0,75	1,88	1,02	2,6
0,90	0,84	0,74	2,04	1	2,25	0,82	0,76	2,08	0,97	2,1	0,79	0,8	2,35	0,95	1,75
0,92	0,76	0,80	2,65	0,92	1,4	0,75	0,81	2,68	0,9	1,35	0,72	0,84	2,9	0,88	1,15
0,94	0,67	0,85	3,52	0,82	0,8	0,66	0,86	3,87	0,81	0,8	0,64	0,88	3,3	0,78	0,7
0,96	0,56	0,9	5	0,71	0,4	0,55	0,91	5,2	0,7	0,35	0,53	0,92	5,3	0,68	0,35
0,98	0,4	0,95	8,6	0,55	0,1	0,39	0,95	8,65	0,54	0,1	0,38	0,96	8,65	0,53	0,1
0,99	0,28	0,97	15	0,43	0,05	0,28	0,98	15	0,43	0,05	0,27	0,98	15	0,42	0,05

**Bảng 8 – 4 (Tiếp)**

N	m=0,35					m=0,34				
	$\sigma_{ng}$	$K_{ng}$	$\psi^2$	$\theta$	$\theta_1$	$\sigma_{ng}$	$K_{ng}$	$\psi^2$	$\theta$	$\theta_1$
0,78						1	0,64	1	1,28	8,08
0,80	1	0,63	1	1,25	7,75	0,97	0,67	1,14	1,23	6,5
0,82	0,97	0,67	1,18	1,19	6	0,94	0,71	1,34	1,17	5,1
0,84	0,93	0,7	1,36	1,13	4,6	0,91	0,74	1,54	1,11	4,05
0,86	0,89	0,74	1,61	1,07	3,6	0,86	0,77	1,77	1,05	3,05
0,88	0,84	0,78	1,94	1,01	2,55	0,81	0,81	2,11	0,99	2,25
0,90	0,78	0,82	2,36	0,94	1,8	0,75	0,84	2,53	0,92	1,55
0,92	0,71	0,85	2,9	0,86	1,15	0,69	0,87	3,05	0,85	1,05
0,94	0,62	0,89	3,8	0,77	0,65	0,6	0,9	3,9	0,76	0,6
0,96	0,52	0,93	5,2	0,57	0,35	0,51	0,93	5,2	0,67	0,35
0,98	0,37	0,96	8,65	0,53	0,1	0,36	0,97	8,7	0,52	0,1
0,99	0,27	0,98	15	0,42	0,05	0,26	0,98	15	0,41	0,05

Nếu chiều sâu hạ lưu  $h_h > h_0$  thì chiều sâu tính toán bằng chiều sâu hạ lưu:  $h_t = h_h$ ;

- Công thức xác định chiều dài thoát nước dưới cầu

$$b = \frac{Q}{\sigma_{ng} m \sqrt{2gH_0^{3/2}}} \tag{8 - 6}$$

trong đó:

$\sigma_{ng}$ : hệ số ngập;

$H_0$ : cột nước dâng trước cầu, m;

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \tag{8 - 7}$$

Do tốc độ của dòng chảy trước cầu không lớn nên thường lấy  $H \approx H_0$ .

Tốc độ tại mặt cắt tính toán dưới cầu:

$$V_t = \frac{Q}{bh_t} \tag{8 - 8}$$

**d. Trình tự tính toán**

Trình tự tính thường chia ra làm các trường hợp sau đây:

- Trường hợp 1:

- Số liệu đã biết (đầu vào): Lưu lượng  $Q_p$  %; loại mố trụ (cho hệ số m); độ dốc dòng chảy  $i_0$ , chiều sâu dòng chảy tự nhiên  $h_0$  (hay  $h_h$ ); độ dốc dòng chảy dưới cầu  $i_{oc}$ ; cột nước trước cầu H, hay điều kiện chảy.

- Yêu cầu tìm: chiều rộng thoát nước b; lựa chọn dạng gia cố dưới cầu.

Trình tự tính:

- ✓ Chọn loại mố cầu, xác định hệ số lưu lượng m; xác định tiêu chuẩn ngập N; sau đó tính NH; nếu  $h_0 < NH$  thì dòng chảy dưới cầu là chảy tự do và  $\sigma_{ng} = 1$ ;

- ✓ Xác định chiều rộng thoát nước dưới cầu b và chọn chiều dài cầu tiêu chuẩn (định hình)  $b_1$  gần với b nhất;
- ✓ Xác định cột nước trước cầu tương ứng với  $b_1$  theo công thức dưới đây:

$$H_1 = H_3 \sqrt[3]{\left(\frac{b}{b_1}\right)^2} \quad (8 - 9)$$

- ✓ So sánh  $h_0$  với  $NH_1$ ; nếu  $h_0 < NH_1$  thì chế độ chảy vẫn là chảy tự do;
- ✓ Tìm  $k_1$  và xác định chiều sâu tính toán  $h_t = k_1 H_1$ ;
- ✓ Xác định dạng gia cố lòng sông dưới cầu phù hợp với tốc độ tính toán  $V_t$  và chiều sâu  $h_t$ ;
- ✓ Nếu  $h_0 > NH_1$  thì tính b theo chế độ chảy ngập.

- Trường hợp 2:

- Số liệu đã biết (đầu vào): Lưu lượng  $Q_{p\%}$ ; loại mố trụ; độ dốc dòng chảy  $i_0$ ; chiều sâu  $h_0$  (hay  $h_n$ ); độ dốc dòng chảy dưới cầu  $i_{oc}$ ; tốc độ cho phép tại mặt cắt tính toán  $[V_t]$  theo hình thức gia cố lòng cầu (song thường lấy  $V_{max} \leq 4 - 5$  m/s)

- Yêu cầu: Xác định chiều rộng thoát nước dưới cầu b; cột nước trước cầu H; Kiểm tra dạng gia cố, tốc độ dưới cầu tương ứng

Trình tự tính

- ✓ Chọn dạng gia cố lòng sông tìm  $[V_t]$ ;
- ✓ Chọn dạng trụ, xác định  $\psi$ , N,  $k_1$ ;
- ✓ Giả thiết chế độ chảy tự do ( $\sigma_{ng} = 1$ ) tính cột nước trước cầu:

$$H = \frac{\psi^2 [V_t]^2}{g^3 \sqrt{2m^2}} \quad (8 - 10)$$

So sánh  $h_0$  với NH, nếu  $h_0 < NH$  thì dòng chảy tự do, sau đó:

- ✓ Xác định kích thước b:

$$b = \frac{Q}{m \sqrt{2gH^{3/2}}}$$

Chọn kích thước định hình  $b_1$  gần với b nhất

- ✓ Tính lại cột nước trước cầu tương ứng với  $b_1$ ;

$$H_1 = H_3 \sqrt[3]{\left(\frac{b}{b_1}\right)^2}$$

- ✓ So sánh  $h_0$  với  $NH_1$ ; nếu  $h_0 < NH_1$  thì chế độ chảy là tự do (đúng với giả thiết);
- ✓ Xác định:

$$h_t = k_1 H_1$$

$$V_t = \frac{Q}{b_t h_t}$$

Kiểm tra  $V_t$  với  $[V_t]$ ; nếu  $V_t < [V_t]$  thì dừng tính

- Trường hợp 3: Trạng thái chảy ngập

Khi trạng thái chảy dưới cầu chảy ngập thì việc tính toán phải theo phương pháp đúng đắn vì  $\sigma_{ng}$  chưa biết. Trình tự tính toán như sau:

**Trường hợp 1**

- ✓ Tra bảng tìm giá trị m, N tính NH;
- ✓ Xác định mức độ ngập  $n_1 = \frac{h_o}{H}$ ; tra bảng tìm  $\sigma_{ng1}$  theo  $n_1$  và m.
- ✓ Xác định kích thước thoát dưới cầu b

$$b = \frac{Q}{m\sqrt{2gH^{3/2}}} \tag{8 - 11}$$

Chọn kích thước định hình  $b_1$  phù hợp với b nhất

- ✓ Xác định hàm bổ trợ để tìm cột nước mới trước cầu  $H_1$

$$\theta = \frac{H\sqrt[3]{\left(\frac{\sigma_{ng} b}{b_t}\right)^2}}{h_0} \tag{8 - 12}$$

Tra bảng với  $\theta$ , m, tìm  $n_2$  và  $\sigma_{ng2}$ ; nếu  $n_2$  và  $\sigma_{ng2}$  không thay đổi so với  $n_1$  và  $\sigma_{ng1}$  thì cột nước  $H_1$  là cột nước  $H_1$  đã biết.

- ✓ Xác định chiều sâu tính toán  $h_t$  và tốc độ tính  $V_t$

$$h_t = k_{ng}H$$

trong đó:

$k_{ng}$ : phụ thuộc vào m và n;

$$V_t = \frac{Q}{b_t h_t}$$

- ✓ Căn cứ vào kết quả tính xác định dạng gia cố lòng sông dưới cầu.

**Trường hợp 2**

- ✓ Tra bảng tìm m, N,  $\psi_2$
- ✓ Giả thiết  $\sigma_{ng} = 1$  tìm cột nước trước cầu

$$H = \frac{\psi^2 [V_t]^2}{g\sqrt[3]{2m^2}} \tag{8 - 13}$$

Tính NH và so sánh  $h_0$  với NH;  $h_0 > NH$  thì chế độ chảy dưới cầu là chảy ngập nên tính tiếp.

- ✓ Xác định tốc độ lớn nhất có thể dưới cầu

$$V_{max} \left( \frac{gh_0\sqrt[3]{2m^2}}{N} \right)^{0,5} \tag{8 - 14}$$

Nếu  $V_{max} > [V_{\downarrow}]$  thì  $V_{max} = [V_{\downarrow}]$ ; Nếu  $V_{max} < [V_{\downarrow}]$  thì lấy  $V_t = V_{max}$

- ✓ Xác định hàm bổ trợ  $\theta_1$  để xác định cột nước trước cầu

$$\theta_1 = \frac{V_t^2}{h_0}$$

Sau đó tra bảng tìm  $\sigma_{ng1}$ ,  $n$ ,  $\psi^2$  theo  $m$  và  $\theta_1$ ; và tính cột nước trước cầu lần thứ nhất  $H_1$ :

$$H_1 = \frac{\psi^2 V^2}{\sigma_{ng1} g \sqrt{2m^2}} \quad (8 - 15)$$

Tính chiều rộng thoát nước dưới cầu

$$b = \frac{Q}{\sigma_{ng1} m \sqrt{2g} . H^{3/2}}$$

Chọn chiều dài định hình  $b_1$  phù hợp với  $b$  nhất

- ✓ Xác định hàm số bổ trợ lần thứ 2 để xác định cột nước gần đúng lần thứ hai

$$\theta = \frac{H_3 \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ng} b}{b_1}\right)^2}}{h_0}$$

Tra bảng tìm  $n_1$ ,  $\sigma_{ng2}$  theo  $m$  và  $\theta$ :

$$H_2 = H_1 \sqrt{\left(\frac{b \sigma_{ng1}}{b \sigma_{ng2}}\right)^2}$$

Tính  $n_2 = \frac{h_0}{H_2}$  và so sánh với  $n_1$ ; nếu  $n_2 \neq n_1$  thì chọn  $n_3$  khác và tính lại cột nước  $H_3$

và so sánh  $H_3$  với  $H_2$ ; nếu chưa thỏa mãn thì tiếp tục tính cho đến khi thỏa mãn yêu cầu sẽ được cột nước dâng tương ứng với  $b_1$  đã chọn;

- ✓ Xác định lại điều kiện chảy ngập: ( $h_0 > NH$ )
- ✓ Xác định chiều sâu tính toán dưới cầu

$$h_t = k_{ng} H$$

Tốc độ tính toán dưới cầu:  $V_t = \frac{Q}{b_1 h_t}$

Như vậy điều kiện  $V_t < [V_t]$  đã được giải quyết và các yêu cầu đặt ra đã được thực hiện.

- Tính cầu nhỏ nhiều nhịp

Lưu lượng qua cầu (công thức lưu lượng qua đập tràn) chảy tự do

$$Q = k_{tb} m n b \sqrt{2g} . H^{3/2} \quad (*)$$

trong đó:

$k_{tb}$ : hệ số trung bình các dòng chảy ở cửa vào cầu:

$$k_{tb} = \frac{k_{nhg}(n-2) + 2k_{nhb}}{n}$$

$k_{nhg}$  và  $k_{nhb}$ : hệ số kể đến sự êm thuận dòng chảy vào nhịp giữa và các nhịp biên;

$n$ : hệ số nhíp cầu đặt trên trụ đặc liên khối;

$k_{nhg}$  và  $k_{nb}$  đối với trụ, mố lượn tròn = 0,91; đối với mố và trụ thẳng, sắc mép = 0,83.

Từ (\*) rút ra chiều dài thoát nước dưới cầu đối với chế độ chảy tự do:

$$b = \frac{Q}{k_{nb} m n \sqrt{2g} . H^{3/2}} \quad (8 - 16)$$

Khi cầu bắc qua trụ cọc thì lưu lượng chảy dưới cầu có mặt cắt hình thang được tính theo công thức:

$$Q = m \varphi_{trc} b_k \sqrt{2g} . H^{3/2} \quad (**)$$

trong đó:

$\varphi_{trc}$ : hệ số tổn thất cửa vào cầu do trụ cọc gây ra phụ thuộc vào tỷ số:

$$k_{trc} = \frac{b_k - \sum b_{trc}}{b_k}$$

$$b_k = b_d + m_{mdc} h_k$$

trong đó:

$b_{trc}$ : chiều rộng của trụ cọc;

$$b_{k*} = m_{md} h_k + b_{0d}$$

$b_{0d} = b_d - \sum b_{trc}$ : chiều rộng đáy không kể cọc;

$m_{mdc}$ : hệ số mái dốc của mặt cắt dưới cầu.

Chế độ chảy ngập đối với cầu nhiều nhíp tính gần đúng như cầu một nhíp. Lúc này công thức (\*) và (\*\*) phải thêm hệ số  $\delta_{ng}$ .

#### 8.1.4. Khẩu độ cống và các nguyên tắc tính toán thủy lực cống

Khi đặt cống ngang đường, do mặt cắt ngang cống thường nhỏ hơn mặt cắt ngang dòng chảy tự nhiên nên đã tạo ra nước dâng và một vùng bị ảnh hưởng nước dâng trước cống. Khẩu độ cống gắn liền với yếu tố này. Nếu khẩu độ cống lớn thì chiều sâu nước dâng và thời gian nước dâng sẽ nhỏ và ngược lại. Như vậy trước khi xác định khẩu độ cống cần quan tâm tới cột nước dâng trước cống và phạm vi dâng trước cống (tích nước trước cống) và đánh giá các điều kiện rủi ro:

- Thiệt hại tài sản vùng gần nơi đặt cống;
- Làm hỏng cống và đường.

Đối với kiểm soát hạ lưu, lưu lượng, hình thức và chế độ chảy của cống không chỉ do các yếu tố chi phối kiểm soát thượng lưu (tổn thất cửa vào và cột nước tốc độ trong cống) mà còn do cao độ mực nước ở cửa ra của cống, độ dốc, chiều dài và độ nhám của cống quyết định. Chế độ chảy của cống có thể là chảy không đầy hay chảy đầy cống phụ thuộc vào tập hợp các yếu tố đã nêu. Khi cột nước trước cống và khẩu độ cống xác định thì chiều dài cống, độ nhám cống và chiều sâu nước hạ lưu là yếu tố quyết định chính hình thức và chế độ chảy của cống còn kích thước và hình thức cửa vào là yếu tố thứ yếu.

Chế độ chảy của cống có thể phân chia thành các trường hợp sau:

- Chảy không ngập cửa vào và cửa ra (chảy tự do, chảy không áp);



- Ngập cửa vào, cửa ra không ngập, cống chảy không đầy cống;
- Ngập cửa vào, cửa ra không ngập, chảy đầy cống;
- Ngập cửa vào và cửa ra (chảy ngập hoàn toàn, chảy có áp).

Để tiện cho công tác tính toán và lựa chọn khẩu độ cống, khả năng thoát nước của các loại cống tương ứng với các điều kiện chảy nêu trên được lập thành bảng tra và xác định theo toán đồ.

**a. Các xem xét khi thiết kế cống:**

- Chiều cao nước dâng trước cống thông thường được giới hạn  $H < 1,5D$ . Đối với địa hình bằng phẳng thì  $H < 1,0D$ .

+ Đối với chế độ chảy tự do ở cửa vào cống, cao độ nền đường tối thiểu:

$$H_{\min} = D + \delta + h_d$$

+ Đối với chế độ chảy ngập ở cửa vào cống thì:

$$H_{\min} = H + \Delta$$

trong đó:

D: chiều cao (hay đường kính) của cống;

$\delta$ : chiều dày thành cống;

$h_d$ : chiều cao đất đắp trên cống (thường  $\geq 0,5$  m);

H: cột nước dâng trước cống;

$\Delta$ : chiều cao dự trữ trên cao độ nước dâng. Đối với cống khẩu độ nhỏ thì  $\Delta \geq 0,5$ m; đối với cống khẩu độ lớn hơn và bằng 2m thì  $\Delta \geq 1,0$ m.

Tùy theo điều kiện địa hình nhiều khi cần phải nắn sổi, cải tạo địa hình tức là thiết kế kênh dẫn thượng và hạ lưu cống sao cho dòng chảy êm thuận. Kích thước của kênh phải thoả mãn các điều kiện thuỷ lực. Tốc độ dòng chảy phải đủ lớn để ngăn cản lắng đọng bùn cát và cây cỏ phát triển (thường từ 0,6 – 0,9m/s) song phải đủ nhỏ để không gây xói lở. Trong một số trường hợp cần phải bảo vệ chống xói bằng gia cố bề mặt kênh, bỏ đá hay các biện pháp phòng xói khác khi thay đổi độ dốc vẫn không làm giảm tốc độ chảy. Tốc độ lớn nhất đối với một số vật liệu bảo vệ chống xói như bảng dưới đây.

**Bảng 8 –5**

**Tốc độ lớn nhất bảo vệ chống xói của một số vật liệu**

Loại đất và lớp đất bảo vệ	Tốc độ lớn nhất $V_{\max}$ (m/s)
Cát	0,6
Sét pha	0,6 - 0,9
Cỏ	0,6 - 0,9
Sét	0,9 - 1,5
Sét và sạn, sỏi nhỏ	1,2 - 1,5
Đất tốt, sỏi thô, cuội	1,2 - 1,8
Đá phiến mềm	1,8 - 2,5
Đá cứng, lát tấm bê tông	2,5 - 5,0

### **b. Các bước tính toán thủy lực cống:**

Trong một số trường hợp cần tính toán thủy lực cống một cách chi tiết, các bước tính toán cần tiến hành như sau:

- + Tính thủy lực phân cửa vào;
- + Tính thủy lực phân cửa ra.

#### **• Tính thủy lực phân cửa vào bao gồm xác định:**

- Điều kiện làm việc của cống (cửa vào bị ngập hoặc không bị ngập); chiều dày đắp đất tối thiểu;

- Kích thước cống;
- Chiều sâu dòng chảy trước cống;

#### **• Tính phân cửa ra sao cho đảm bảo cống được ổn định từ phía hạ lưu**

- Tốc độ dòng chảy ở cửa ra, tốc độ không xói;
- Phạm vi gia cố, chiều sâu gia cố chống xói và công trình tiêu năng lượng;

Sau đây là một vài gợi ý về bảo vệ chống xói hạ lưu:

- Không cần bảo vệ chống xói riêng biệt:  $v_r = 2,5\text{m/s}$ ;
- Lát đá và đổ đá trong phạm vi 3D:  $v_r = 4,0\text{m/s}$
- Lát đá và có gờ chống xói:  $v_r = 6,0\text{m/s}$ ;
- Công trình tiêu năng:  $v_r > 6,0\text{m/s}$ .

Đối với các tuyến đường đi qua vùng núi, thường phải xây dựng công trình nối tiếp. Công trình nối tiếp là những công trình đặc biệt, được xây dựng ở những nơi địa hình có độ dốc lớn để đưa nước từ cao xuống thấp. Các công trình này thường là bậc nước một cấp, bậc nước nhiều cấp và dốc nước. Tính toán thủy lực các công trình nối tiếp có thể tham khảo trong các giáo trình thủy lực.

### **8.1.5. Cầu nhỏ, cống khu vực đồng bằng**

Các phương pháp tính toán khẩu độ cống và cầu nhỏ đã được nêu trong các phần trên chủ yếu áp dụng cho các tuyến đường miền núi, trung du, nơi các lưu vực được phân chia khá rõ ràng. Khu vực đồng bằng, các lưu vực thoát nước nhiều khi không có ranh giới rõ rệt, ngoài ra khu vực đồng bằng dòng chảy bị chi phối nhiều bởi hệ thống thủy nông. Do vậy khi tính toán khẩu độ công trình tại khu vực này cần xem xét tới các yếu tố nêu trên và đề xuất phương pháp tính toán phù hợp.

Khái niệm “khu vực đồng bằng” trong chương này được phân chia thành các loại chính như sau:

- **Khu vực nội đồng:** Đây là khu vực nằm trên châu thổ các sông lớn và có hệ thống đê bảo vệ. Trong khu vực nội đồng, diện tích chủ yếu là đất nông nghiệp và các khu dân cư. Đặc điểm thủy văn chủ yếu của khu vực này là hình thức thoát nước cưỡng bức trong mùa mưa. Nếu trong mùa cạn, khu vực này có thể thoát nước ra các sông lớn bằng hình thức tự chảy qua các cửa cống lớn dưới đê thì trong mùa lũ các cửa cống này đều phải đóng lại do mực nước sông cao hơn trong đồng. Khi đó việc thoát nước từ trong đồng ra ngoài sông chỉ thông qua hệ thống bơm cưỡng bức. Tuy nhiên do phải bảo vệ hệ thống đê, nên mỗi tuyến đê và mỗi trạm bơm có các quy định về vận hành trong mùa lũ. Do vậy nhiều khi nước vẫn ngập trong khu vực nội đồng mà vẫn không được phép bơm ra sông.

Có thể nói khu vực nội đồng là các khu vực mà chế độ thủy văn gần như hoàn toàn được kiểm soát và chi phối. Các “khu vực nội đồng” chủ yếu nằm trong vùng đồng bằng Bắc Bộ. Trong các khu vực nội đồng nhiều khi có cả các đô thị lớn. Ví dụ như nội thành thành phố Hà Nội là nằm trong một ô nội đồng lớn có ranh giới là đê Hữu Hồng và đê Tả Đáy. Trong đó các sông Tô Lịch, sông Kim Ngưu, thậm chí cả sông Nhuệ cũng đều được coi là các sông nội đồng, mặc dù sông Nhuệ cũng có hệ thống đê của riêng mình.

– **Khu vực ảnh hưởng nước dâng của sông lớn và thủy triều:** Đây là khu vực châu thổ nằm trên các sông lớn mà chưa có hệ thống đê bao bọc. Các khu vực này chủ yếu nằm tại đồng bằng sông Cửu Long. Đối với khu vực này, hướng thoát nước đều là ra các sông lớn theo phương thức tự chảy, do đó mực nước trên các kênh rạch chịu tác động của dao động thủy triều trên các sông lớn. Hiện tại trong khu vực đồng bằng sông Cửu Long đã hình thành một số vùng tương đối lớn có hệ thống đê bao ổn định và vượt cao trình đỉnh lũ cao nhất, nhằm mục đích chống lũ quanh năm. Những vùng này có chế độ thủy văn tương tự như khu vực nội đồng đã trình bày ở phần trên.

#### **a. Mực nước và lưu lượng tính toán:**

Phương pháp tính toán mực nước và lưu lượng được trình bày tại chương 2 và chương 5. Tuy nhiên, khi thiết kế các công trình cống, cầu nhỏ khu vực đồng bằng cần quan tâm tới các vấn đề sau:

– **Khu vực nội đồng:** Thông thường mực nước lớn nhất trong khu vực nội đồng là mực nước trong các kênh tưới. Do vậy khi xác định khẩu độ cống và cầu nhỏ cần quan tâm tới độ dâng tại thượng lưu kênh tưới. Độ dâng này cần đảm bảo để cao độ mực nước lớn nhất thấp hơn cao độ bờ kênh trong phạm vi cho phép. Đối với kênh tưới, thông thường chỉ xác định được mực nước lớn nhất mà không xác định được mực nước theo các tần suất thiết kế. Lưu lượng lớn nhất trong kênh tưới phụ thuộc vào lưu lượng của trạm bơm tưới.

Ngoài các vị trí kênh tưới, mực nước ngập lớn nhất trong khu vực nội đồng có thể xuất hiện bởi nhiều nguyên nhân khác nhau, do đó cần điều tra rõ nguyên nhân gây ra ngập lụt để có phương pháp xử lý thích hợp. Các nguyên nhân gây ra ngập lụt thông thường là: vỡ đê, mưa lớn dài ngày, chủ động giữ nước trong đồng, trạm bơm tiêu không hoạt động do sự cố hoặc không được phép bơm ra sông.

Lưu lượng lớn nhất trong kênh tiêu chính là lưu lượng của trạm bơm đầu mối, bao gồm cả thoát cưỡng bức và tự chảy. Do vậy khi thiết kế cần quan tâm tới công suất quy hoạch của các trạm bơm đầu mối.

Đối với khu vực này, mực nước lớn nhất và lưu lượng lớn nhất nhiều khi không xảy ra đồng thời, do đó khi tính toán các thông số thủy lực tương ứng với lưu lượng lớn nhất cần chỉ ra mực nước tính toán tại thời điểm này.

– **Khu vực chịu ảnh hưởng của nước dâng sông lớn và thủy triều:** Mực nước lớn nhất trong khu vực này thông thường là mực nước đỉnh triều hoặc đỉnh lũ trên các sông lớn. Tuy nhiên, dao động triều sẽ giảm dần khi vào sâu trong các kênh rạch. Do đó trên thực tế mực nước lớn nhất tại các khu vực nằm cách xa sông chỉ tương đương với mực nước trung bình trên các sông lớn. Thực tế cho thấy tại nhiều khu vực mặc dù nối thông với sông lớn nhưng mực nước lớn nhất lại thấp hơn trên sông chính từ 30cm tới 70cm.

#### **b. Khẩu độ công trình:**

Khẩu độ công trình cầu nhỏ, cống khu vực đồng bằng trước hết phải đáp ứng được các tiêu chí phục vụ sản xuất nông nghiệp và phải có sự chấp thuận của cơ quan quản lý địa phương. Ngoài các nguyên tắc thông thường khi xác định khẩu độ công trình cần cứ

trên lưu lượng dòng chảy, đối với khu vực đồng bằng cần phải quan tâm tới các vấn đề sau:

- Công trình phải đảm bảo yêu cầu tưới, tiêu trong giai đoạn hiện tại và tương lai, bao gồm cả lưu lượng, hướng chảy và độ chênh cho phép.
- Khả độ công trình thoát nước cần phải tính đến khả năng sẽ đô thị hoá hoặc chuyển đổi mục đích sử dụng một phần diện tích lưu vực. Khi đó chỉ tiêu thoát nước sẽ tăng lên đáng kể.
- Thông thường công trình mới xây dựng phải có khả năng thoát nước tốt hơn các công trình hiện hữu trên tuyến kênh, mương.

### ***c. Các vấn đề cần lưu ý khi thiết kế công trình thoát nước:***

Khi thiết kế công trình thoát nước trong khu vực đồng bằng, cần quan tâm tới các yếu tố sau đây:

- Đảm bảo các yêu cầu của sản xuất nông nghiệp như: bố trí cửa phai hoặc khe phai để điều tiết dòng chảy (nếu cần thiết); Có các biện pháp gia cố tại cửa ra để không gây xói kênh mương.
- Cao độ đáy các công trình thoát nước cần phù hợp với cao độ đáy kênh mương sau khi nạo vét, hoặc thấp hơn cao độ dòng chảy hiện tại tối thiểu từ 20cm tới 30cm.
- Trong trường hợp thiết kế công trình cống, đặc biệt là các cống hộp, cống bản không nên thiết kế cống chảy ngập, cần đảm bảo tính không từ mực nước lớn nhất tới đỉnh cống để đảm bảo bèo rác trong kênh mương không bị dồn tắc tại vị trí cống.
- Vận tốc dòng chảy thiết kế trong các kênh mương khu vực đồng bằng nên nhỏ hơn 1,5 - 2,0m/s. Đối với kênh mương đã được bê tông hóa có thể lớn hơn, tuy nhiên không nên quá 2,5m/s.

## **§8.2. Đường tràn**

Giải pháp sử dụng đường tràn rất hiệu quả đối với các suối, sông nhỏ có lòng chủ tương đối cạn trong mùa khô, thời gian nước lên và xuống nhanh. Công trình đường tràn thường được áp dụng trên các tuyến đường cấp thấp, lưu lượng xe không lớn tại các sông suối miền núi và trung du. Tại khu vực đồng bằng, giải pháp đường tràn đôi khi còn được kết hợp với cầu vượt qua lòng chủ tại những khu vực có bãi sông rộng, dòng chảy ổn định.

Đường tràn theo khái niệm thủy lực là một dạng đập tràn đỉnh rộng với chiều cao thấp. Thông thường chiều cao đường tràn chỉ từ 1,0m tới 3,0m. Như vậy chiều rộng đường tràn lớn hơn chiều cao đập tràn từ 3 đến 5 lần. Đường tràn thường được xây dựng kết hợp cống thoát nước. Khả năng thoát nước của các cống dưới đường tràn thông thường phải lớn hơn lưu lượng trung bình mùa cạn để đảm bảo mặt đường tràn không có nước trong mùa cạn.

Các thông số thủy lực của đường tràn đã được nêu rõ trong “Quy phạm tính toán thủy lực đập tràn, QP.TL.C-8-76”. Trong mục này không đề cập lại chi tiết các công thức tính toán với các trường hợp cụ thể mà chỉ đưa ra các lưu ý khi tiến hành tính toán.

Thiết kế đường tràn cần chú ý các điểm sau:

- Chiều sâu mực nước tràn trên mặt đường không được vượt quá các trị số ghi trong bảng dưới đây.
- Đối với một số tuyến đường lượng xe ít, cho phép có thời gian tắc xe, chiều sâu nước tràn qua mặt đường tràn có thể lớn hơn các trị số trong bảng trên. Tuy nhiên trong trường hợp này cần đảm bảo lưu tốc dòng chảy không phá hỏng kết cấu đường tràn;

- Trên đường tràn phải bố trí hệ thống cọc tiêu để báo phạm vi phần xe chạy và cọc thủy chí 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 tràn phải đảm bảo không bị xói, thường là kết cấu bê tông, gia cố hoặc lát đá. Đặc biệt phải chú ý gia cố khu vực sát chân ta luy để phòng xói khi nước chảy từ mái ta luy xuống. Chiều rộng gia cố đối với thượng lưu là 2,0÷5,0m, hạ lưu (2,5÷4,0) lần vận tốc nước chảy.
- Đường tràn có thể làm kết hợp với cầu tràn, cống để tăng khả năng thoát nước và phù hợp với địa hình mặt cắt sông, suối.

**Bảng 8 – 6**

**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
< 1,50	0,50	0,70	0,40
1,50 ÷ 2,00	0,40	0,60	0,30
> 2,00	0,30	0,50	0,20

Khả năng thoát nước qua đường tràn được xác định dựa vào công thức đập tràn đỉnh rộng.

$$Q_{Tr} = \delta_{ng} mb \sqrt{2gH_0}^{3/2} \tag{8-17}$$

trong đó  $\delta_{ng}$  – hệ số triết giảm do hạ lưu bị ngập, phụ thuộc vào tỷ số  $K_n = \frac{h_n}{H_0}$ , lấy như sau:

**Bảng 8 – 7**

**Bảng tra hệ số  $\delta_{ng}$**

$K_n \leq$	0,80	0,82	0,84	0,86	0,88	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98
$\delta_{ng}$	1,00	0,99	0,97	0,95	0,95	0,90	0,84	0,78	0,60	0,40

$h_n$ : chiều sâu ngập ở hạ lưu tính từ mép đường tràn,

$H_0$ : chiều cao cột nước tính từ mép nền đường về phía thượng lưu,

m: hệ số lưu lượng khi đập chảy theo chế độ tự do,

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 ( $h_n \leq 0,8H_0$ ) có thể xác định theo bảng dưới đây bằng cách nhân hệ số  $K_c$  với  $H_0$ . Đối với loại chảy theo chế độ chảy ngập ( $h_n > 0,8H_0$ ) chiều sâu nước chảy trên đường tràn.

$$h_c \approx h_n = h_\delta - H_{n\grave{e}n}$$

( $h_\delta$ : chiều sâu nước chảy lúc tự nhiên tại lòng sông ở hạ lưu đường tràn)

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 ( $h_\delta < 1,3 h_k$ ):

$$Q_c = \varepsilon \psi \omega_d \sqrt{2g(H_{n\grave{e}n} + H_o - \varepsilon h_d)} \quad (8-18)$$

trong đó:

$\varepsilon$ : hệ số thu hẹp, lấy bằng 0,65;

$\psi$ : hệ số vận tốc, lấy bằng 0,85;

$h_d, \omega_d$ : chiều cao và tiết diện cống có khẩu độ  $d$ ;

$H_{n\grave{e}n}$ : chiều cao đập nền đường.

– Khi hạ lưu cống bị ngập ( $h_\delta \geq 1,3 h_k$ )

$$Q_c = \varepsilon \psi \omega_d \sqrt{2g(H_{n\grave{e}n} + H_o - \varepsilon h_d)} \quad (8-19)$$

Vận tốc nước chảy trên đường tràn tính theo công thức:

$$v_{tr} = \frac{Q_{tr}}{bh_c} \quad (8-20)$$

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:

$$v_0 = \frac{q^{2/5} i^{3/10}}{n_a^{3/5}} \quad (8-21)$$

trong đó:

$q$ : lưu lượng chảy trên 1 mét dài đường tràn:

$$q = \delta_{ng} m \sqrt{2g H_0^{3/2}} \quad (8-22)$$

$i$ : độ dốc mái ta luy đường tràn phía hạ lưu;

$n_a$ : hệ số nhám có xét tới ảnh hưởng của bọt khí  $n_a = n.a$ ;

$n$ : hệ số nhám của mái ta luy;

$a$ : hệ số lần khí.

**Bảng 8-8**

**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)

$\frac{H_{n\grave{e}n}}{H_0}$	Theo Pikalóp		Theo Chertauxóp	
	$m$	$k_c$	$m$	$k_c$
$\infty$	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

### § 8.3. Thoát nước nền đường

Để bảo đảm nền đường ổn định vững chắc phải kịp thời thoát nước mặt và nước ngầm có thể gây nguy hại cho nền đường ra khỏi phạm vi của nền đường. Thoát nước nền đường, nhất là thoát nước mặt là biện pháp kỹ thuật phòng ngừa hư hỏng của nền đường hữu hiệu và kinh tế. Thiết kế thoát nước nền đường bao gồm việc quy hoạch toàn bộ hệ thống thoát nước và thiết kế các kết cấu thoát nước cụ thể.

#### 8.3.1. Phân loại các công trình thoát nước

Khi thiết kế thoát nước nền đường phải ngăn chặn các dòng nước mặt phía thượng lưu (sườn núi phía trên), nhanh chóng thu thập nước mưa rơi trên bề mặt nền đường, cát, làm khô và hạ thấp nước ngầm gây nguy hại nền đường, dẫn các nguồn nước trên đây đến vị trí thích hợp hoặc thông qua cầu cống chảy vào các dòng chảy phía hạ lưu, không để cho các nguồn nước này ảnh hưởng xấu đến sự ổn định của nền đường.

Để hoàn thành nhiệm vụ thoát nước nền đường, cần sử dụng các công trình thoát nước khác nhau. Có thể phân loại các công trình thoát nước nền đường thành:

**a. Các mương rãnh thoát nước mặt thường gồm có: rãnh biên, rãnh đỉnh, rãnh thoát nước, bậc nước và dốc nước...**

*Rãnh biên* được bố trí ở các đoạn đào hoặc đắp thấp song song với tim đường để thu nước mưa rơi xuống mặt đường, vai đường, mái taluy và thoát đi nhằm giảm bớt độ ẩm của nền mặt đường.

*Rãnh đỉnh* còn gọi là rãnh ngăn nước được bố trí ở sườn núi phía trên taluy nền đào để ngăn và thoát nước mặt không cho chảy vào nền đường gây xói mòn và ẩm ướt taluy nền đào, và chân taluy nền đắp, làm giảm lưu lượng nước chảy vào rãnh biên, từ đó giảm độ ẩm ướt của nền mặt đường. Các đoạn đường có lượng mưa nhỏ, mặt đất thoải khó bị xói mòn hoặc có cây cỏ mọc dày thì có thể không làm rãnh đỉnh, trường hợp ngược lại khi cần có thể bố trí vài rãnh đỉnh song song nhau.

Thùng đầu hai bên đường thường được thiết kế kết hợp thành công trình thoát nước nền đường, có tác dụng như rãnh biên hoặc rãnh đỉnh.

*Rãnh thoát nước* còn gọi là rãnh dẫn nước có tác dụng dẫn nước từ rãnh biên, rãnh đỉnh, thùng đầu hoặc các chỗ trũng hai bên đường cho chảy vào cầu cống, sông suối thiên nhiên hoặc một vị trí quy định nào đó ở xa nền đường. Bậc nước và dốc nước là hình thức đặc biệt của mương rãnh thoát nước mặt được bố trí ở các đoạn dốc lớn (dốc dọc của đáy rãnh lớn hơn 7%) thường dùng kết cấu xây đá hoặc bê tông và có biện pháp phòng hộ gia cố thích ứng. Bậc nước là rãnh hình máng mà đáy có bậc cấp, chia thành bậc nước một cấp và bậc nước nhiều cấp, dòng nước chảy qua bậc nước được tiêu năng, giảm tốc độ hoặc đổi hướng: Dốc nước là rãnh hình máng có độ dốc dọc rất dốc, dòng nước chảy xiết dọc đáy máng. Bậc nước và dốc nước thường được bố trí ở phần nối tiếp các mương rãnh thoát nước có độ chênh mực nước tương đối lớn hoặc ở cửa vào ra của đường hầm.

**b. Ống rãnh thoát nước ngầm, là các thiết bị thoát nước ngầm gồm rãnh nổi, rãnh ngầm, rãnh thấm.**

*Rãnh nổi*: bố trí ở phía trên hoặc hai bên nền đường để ngăn nước, dẫn thoát nước hoặc hạ thấp nước ngầm ở nông và có thể kiêm tác dụng ngăn và thoát nước mặt.

*Rãnh ngầm:* chôn ngầm dưới mặt đất dùng để dẫn thoát nước ngầm hoặc các dòng chảy ngầm tập trung, thường xây đá hoặc đổ bê tông.

*Rãnh thấm:* trong rãnh đắp bằng các vật liệu có độ thấm lớn dùng để cắt các dòng chảy của tầng chứa nước ngầm, hạ mực nước ngầm, làm khô và dẫn thoát nước ngầm trong mái đất, khi lượng nước tương đối lớn thì đáy rãnh thấm có thể đặt thêm ống thoát nước hoặc rãnh ngầm.

Lớp cách ly bố trí ở phần trên của nền đường cũng là một thiết bị thoát nước, lớp này làm bằng vật liệu thấm nước hoặc vật liệu không thấm nước, có thể dùng để điều chỉnh tình hình thủy nhiệt của nền đường.

**c. Các công trình thoát nước qua đường:** như cầu, cống, cống xiphông, máng dẫn nước, nền đường lọc nước, đường tràn...

**d. Công trình tích nước:** gồm có đê ngăn nước và hồ chứa nước, chủ yếu để chứa nước từ sườn núi hoặc từ rãnh biên, rãnh đỉnh chảy về tại một địa điểm nhất định để cho bốc hơi hoặc thấm xuống đất.

Ngoài ra khi mương rãnh có sẵn cong queo hay giao nhau nhiều chỗ với đường, để cải thiện tình hình dòng chảy đề phòng xói lở nền đường, giảm số lượng cống có thể dùng các biện pháp chỉnh trị dòng chảy như đập dẫn nước, kênh đào.

### 8.3.2. Thiết kế hệ thống thoát nước

Thiết kế thoát nước nền đường, trước hết phải tiến hành quy hoạch tổng thể và thiết kế tổng hợp, đối với một nguồn nước nào đó và thỏa mãn một yêu cầu nào đó, mà bố trí một hệ thống thoát nước thống nhất hoàn chỉnh gồm các công trình thoát nước (mương rãnh, đường ống, cầu cống...) phối hợp chặt chẽ với nhau, bố trí thích hợp, dòng chảy thuận lợi, tăng hiệu quả và hạ giá thành, hoàn thành toàn diện nhiệm vụ thoát nước.

Khi bố trí hệ thống thoát nước nền đường phải liên hệ với bình đồ, trắc dọc, trắc ngang của tuyến đường, với tình hình địa hình, địa chất, khí hậu và thủy văn dọc tuyến để tiến hành xem xét một cách tổng hợp. Trước hết phải điều tra rõ các loại nguồn nước, phân tích nghiên cứu mức độ phá hoại của nước đối với nền đường - Sau đó căn cứ vào dòng nước chảy đều hoặc chảy xiết mà bố trí các công trình thoát nước khác nhau để thoát đi các dòng nước nguy hiểm đối với nền đường một cách hữu hiệu. Việc bố trí mương rãnh thoát nước nền phải kết hợp với vị trí cầu cống. Khi bố trí cầu cống phải xét tới yêu cầu thoát nước nền đường để thoát nhanh nước trong các mương rãnh, khi cần thiết có thể tăng thêm cống. Khi bố trí các rãnh thoát nước nền đường phải căn cứ vào tình hình bố trí cầu cống để xác định hướng thoát nước của mương rãnh và vị trí của cửa thoát nước.

Việc thoát nước nền đường còn phải kết hợp với việc tưới tiêu trong sản xuất nông nghiệp. Ví dụ khi tuyến đường đi qua làm phá hoại hệ thống tưới tiêu hiện hữu thì phải có biện pháp như bố trí cống, cống xiphông, đường máng nước... để đảm bảo yêu cầu tưới tiêu được bình thường. Rãnh biên của nền đường không nên dùng làm mương rãnh thủy lợi - Khi phải sử dụng chúng thì phải mở rộng mặt cắt ngang, gia cố mương rãnh tránh ảnh hưởng đến nền đường và ảnh hưởng đến việc tưới tiêu.

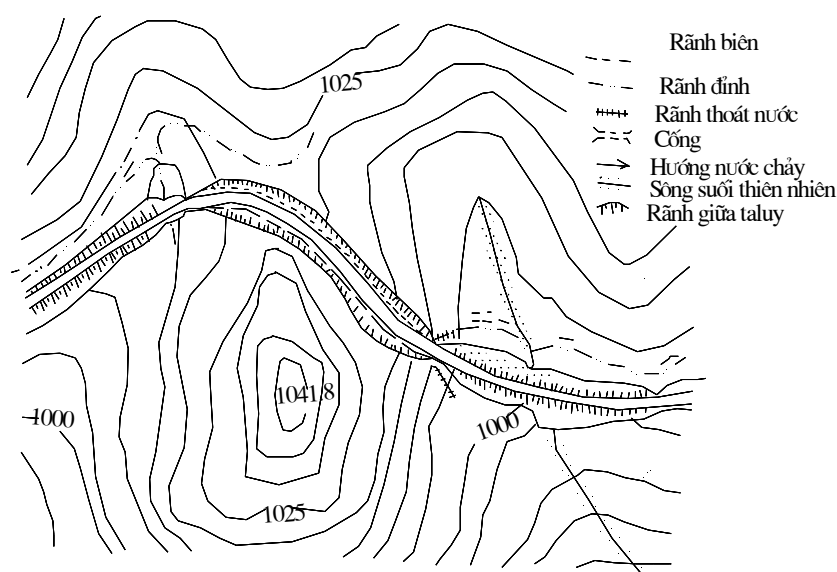
Ngoài ra việc thiết kế hệ thống thoát nước nền đường phải bảo đảm sự liên hệ giữa các loại công trình thoát nước và xử lý tốt các cửa vào, cửa ra thành một hệ thống hoàn chỉnh bảo đảm tốt việc thoát nước.

Việc bố trí hệ thống thoát nước nền đường thường được tiến hành theo các bước sau đây:



- Vẽ các đường đỉnh taluy nền đào, chân taluy nền đắp, vị trí các đống đất thừa, các hố dẫu... lên trên bình đồ tuyến đường.
- Bố trí rãnh đỉnh trên sườn núi của taluy dương để ngăn nước mặt. Để bảo đảm hiệu quả ngăn nước tốt và giảm giá thành xây dựng, rãnh đỉnh nên bố trí dọc theo đường đồng mức. Nếu đổ đống đất thừa trên taluy nền đào thì phải đổ liên tục và phải bố trí rãnh đỉnh ở phía cao, không cho nước ở sườn núi chảy vào đống đất. Phía thấp của đống đất cứ 50 - 100m phải bố trí một chỗ hở rộng khoảng 1,0m để thoát nước.
- Hai bên nền đường khi cần phải bố trí rãnh biên hoặc lợi dụng thùng dẫu để thoát nước mặt đường bảo đảm cho nền đường thường xuyên khô ráo.
- Làm mương rãnh dẫn nước từ rãnh đỉnh, rãnh biên đến sông ngòi hoặc cầu cống. Rãnh dẫn nước phải ngắn nhất, xa đường nhất và nối tiếp thuận lợi với các công trình thoát nước khác.
- Xác định vị trí cầu cống để cùng với các mương rãnh trên đây hình thành một mạng lưới thoát nước. Đối với các khe suối chảy qua đường trên vùng núi thường phải làm cầu, không nên đơn giản đổi thành cống.

Nếu có nước ngầm gây nguy hại đến nền đường thì phải bố trí thiết bị thoát nước ngầm kết hợp với hệ thống thoát nước mặt.



**Hình 8 - 1: Giới thiệu việc bố trí hệ thống thoát nước nền đường của một đoạn đường ô tô vùng núi**

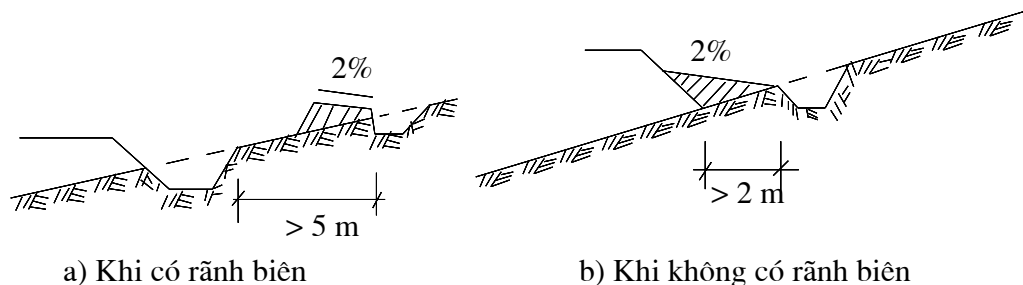
Khi thiết kế thoát nước nền đường cần phân biệt đoạn đường thông thường và đoạn đường đặc biệt. Tại các đoạn đường thông thường, nguy hại của nước tương đối nhỏ, việc thiết kế có thể đơn giản hơn. Khi đó chỉ cần tuân theo một số nguyên tắc và quy định liên quan và ghi chú trên trắc dọc và trắc ngang và trên bảng khối lượng công trình cho đơn vị thi công nắm được cụ thể. Còn trên các đoạn đường có điều kiện địa chất thủy văn phức tạp hoặc đã xảy ra các hư hỏng nền đường nghiêm trọng thì phải thiết kế thoát nước riêng. Bố trí hệ thống thoát nước trên bình đồ, xác định vị trí mặt bằng của các công trình thoát nước, hướng thoát nước, cấu tạo mặt cắt ngang, cửa vào cửa ra, độ dốc dọc...

### 8.3.3. Thiết kế rãnh thoát nước mặt

Sau khi bố trí xong hệ thống thoát nước nền đường, phải tiến hành thiết kế cụ thể các kết cấu thoát nước. Nội dung của việc thiết kế rãnh thoát nước mặt gồm có: Xác định vị trí trên mặt bằng, độ dốc dọc, kích thước mặt cắt và hình thức gia cố. Các nội dung trên đây liên quan với nhau, khi thiết kế phải xem xét một cách tổng hợp.

Vị trí cụ thể của rãnh thoát nước mặt, ngoài việc căn cứ vào yêu cầu thiết kế hệ thống thoát nước để xác định, đối với rãnh đỉnh và rãnh dẫn nước còn phải xem xét cụ thể sự ổn định và hiệu quả của bản thân các công trình đó. Các mương rãnh thông thường phải đặt ở các chỗ địa hình tương đối bằng phẳng và địa chất ổn định để tránh biến dạng dẫn đến hư hỏng do nước xói. Rãnh đỉnh phải cách đỉnh taluy nền đào hoặc chân taluy nền đắp một khoảng cách nhất định (hình 8 - 2) nhằm tránh không cho nước làm ẩm ướt mái đất hoặc chân taluy, nhưng cũng không nên cách quá xa vì như vậy tác dụng ngăn chặn nước ở sườn núi sẽ không phát huy đầy đủ và không thuận lợi cho ổn định của nền đường.

Rãnh thoát nước phải có độ dốc dọc nhất định để nước trong rãnh có thể thoát nhanh không bị ứ đọng. Độ dốc dọc nhỏ nhất của đáy rãnh thường quy định là 0,5%, trường hợp quá khó khăn cho phép giảm đến 0,2%. Đồng thời độ dốc dọc cũng không nên lớn quá nhằm tránh tăng tốc độ dòng chảy gây xói mòn. Độ dốc dọc của rãnh biên thường lấy bằng độ dốc dọc của đường, nhưng khi độ dốc dọc của đường không thể thoả mãn yêu cầu thoát nước thì phải điều chỉnh độ dốc dọc của rãnh biên.



Hình 8 -2: Vị trí rãnh đỉnh của nền đắp trên sườn dốc

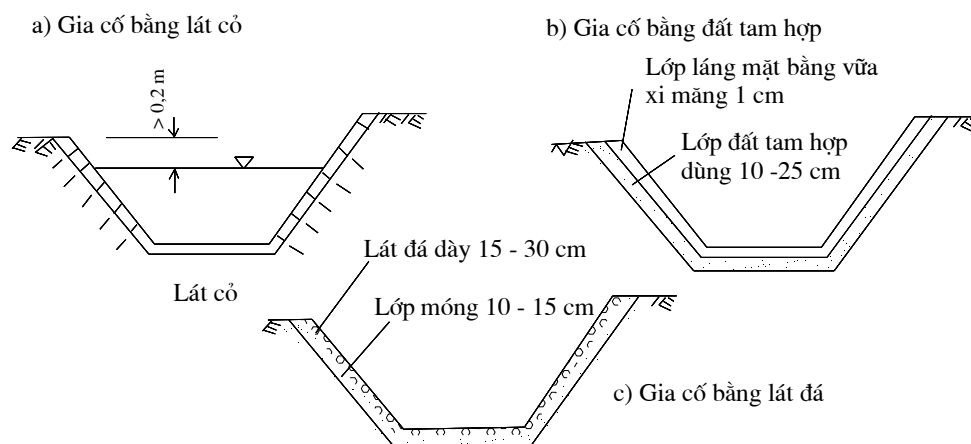
Mặt cắt ngang của các loại mương rãnh thường dùng kiểu hình thang với taluy từ 1:1 đến 1:1,5 tùy theo loại đất. Taluy của rãnh biên ở nền đào thường lấy bằng taluy đào. Rãnh biên đào qua đá hoặc xây bằng đá thì có thể làm theo mặt cắt ngang chữ nhật, khi thi công bằng máy thì làm rãnh biên tam giác với taluy trong từ 1:2 - 1:4, taluy phía ngoài thường lấy từ 1:1 - 1:2. Chiều sâu và chiều rộng đáy rãnh biên thường không nhỏ hơn 0,4m, vùng khô hạn có thể lấy 0,3m.

Kích thước mặt cắt ngang của rãnh được xác định theo lưu lượng thiết kế. Lưu lượng thiết kế được xác định theo các công thức kinh nghiệm (xem giáo trình thủy văn cầu cống) - Lưu lượng cho phép chảy qua mặt cắt ngang của rãnh được tính theo công thức chảy đều qua kênh hở (xem giáo trình thủy lực) - Nhưng mặt đỉnh của mương rãnh phải cao hơn mực nước thiết kế 0,2m (hình 8-3a).

Trong trường hợp thông thường rãnh biên có mặt cắt ngang tối thiểu đủ để thoát lượng nước trong rãnh, có thể không cần tính toán.

Chiều dài rãnh biên ở khu vực mưa nhiều không nên quá 300m nhằm tránh cho đường thoát nước không quá dài và lưu lượng quá lớn, gây xói mòn và đọng nước. Với rãnh biên tiết diện tam giác thường không quá 200m. Nếu rãnh quá dài thì phải làm thêm cửa thoát nước hoặc thêm cống để thoát nước ngang.

Để chống xói mòn hoặc thấm nước phải tiến hành gia cố rãnh. Các biện pháp gia cố rãnh thường dùng gồm có: đầm chặt bề mặt, lát cỏ, dùng đất tam hợp gồm (vôi + xỉ than + đất) (ba kiểu gia cố trên gọi là gia cố đơn giản), lát đá khan hoặc lát đá xây vữa (hình 8 -3) - Khi chọn loại gia cố rãnh phải căn cứ vào dốc dọc đáy rãnh hoặc tốc độ nước chảy, tính chất của đất, yêu cầu sử dụng tình hình vật liệu... mà lựa chọn. Các kiểu gia cố ứng với các độ dốc dọc rãnh khác nhau có thể tham khảo trong bảng 8 -9.



Hình 8 -3: Các kiểu gia cố rãnh

Bảng 8 - 9

Quan hệ giữa kiểu gia cố và dốc dọc của rãnh

Độ dốc dọc đáy rãnh (%)	< 1	1 - 3	3 - 5	5 - 7	> 7
Kiểu gia cố	Không gia cố	- Đất tốt, không gia cố - Đất không tốt, gia cố đơn giản	Gia cố đơn giản hoặc lát đá khan	Lát đá khan hoặc lát đá miết mạch	Lát đá kê mạch hoặc biến thành dốc nước

### 8.3.4. Thiết kế rãnh, ống thoát nước ngầm

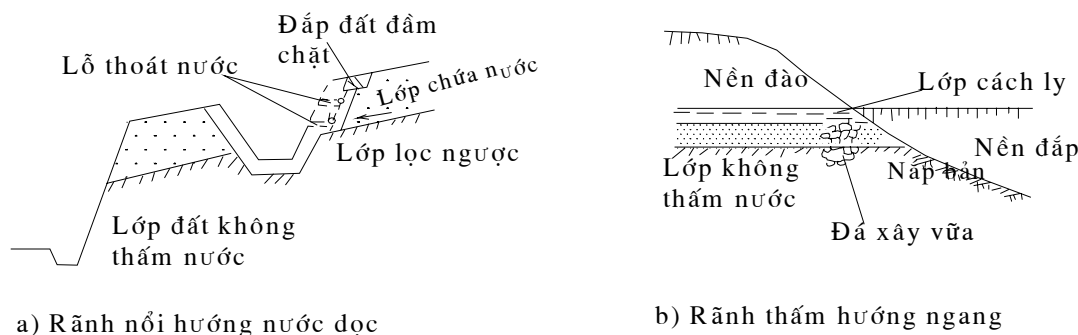
Khi thiết kế thoát nước ngầm phải làm tốt việc điều tra địa chất thủy văn, tình hình nước ngầm (chiều sâu, hướng chảy và lưu lượng...), căn cứ vào đó để xác định loại, vị trí, chiều sâu, cấu tạo và kích thước... của kết cấu thoát nước ngầm.

Việc xử lý nước ngầm có thể chia thành: Cắt, làm khô, hạ thấp và dẫn thoát.

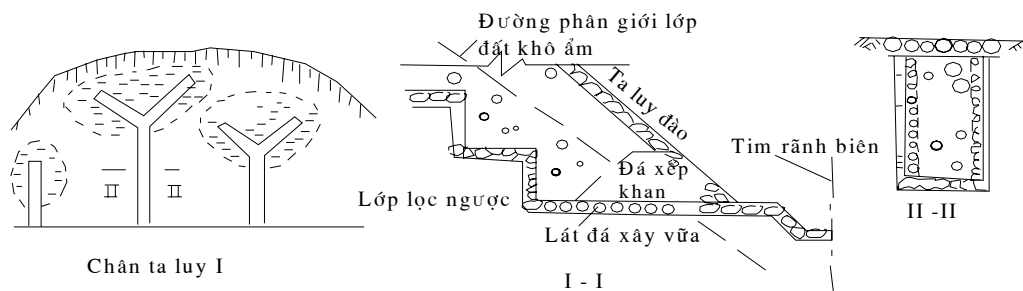
**a. Cắt nước ngầm:** Khi trong phạm vi nền đường lộ ra lớp đất chứa nước ngầm thì có thể bố trí rãnh nổi hoặc rãnh thấm (hình 8 - 4) để cắt và dẫn thoát khắc phục tình trạng dòng nước ngầm cuốn theo các hạt nhỏ trong đất xói rỗng mái taluy khiến cho lớp đất phía trên bị lún xuống. Rãnh nổi hoặc rãnh thấm phải sâu đến lớp đất không thấm nước phía dưới lớp ngậm nước.

**b. Làm khô:** khi mái đất của taluy nền đào tơi xốp dễ bị các lớp ngậm nước phía trên hoặc nước mưa làm ẩm ướt có khả năng bị sụt trượt thì có thể bố trí các rãnh thấm kiểu chữ y hoặc kiểu vòm (hình 8 - 5) để làm khô và thoát nước ngầm trong mái taluy.

Đáy của rãnh thấm ở taluy phải thấp hơn mặt đáy của lớp đất ẩm ướt, mặt trượt 0,5m và cố gắng bố trí trong lớp đất cứng không thấm nước. Nếu rãnh thấm của taluy được chôn sâu (trên 2m), đáy tương đối bằng phẳng thì ngoài tác dụng làm khô, rãnh thấm còn có tác dụng chống đỡ mái đất và gọi là rãnh thấm kiểu sườn chống.

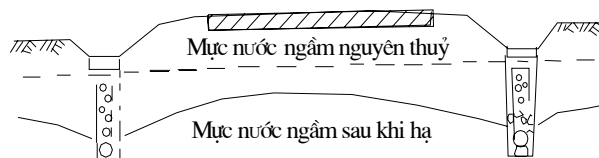


**Hình 8. 4: Rãnh nổi hoặc rãnh thấm để cắt nước ngầm**



**Hình 8 -5: Rãnh thấm ở mái taluy**

**c. Hạ mức nước ngầm:** Khi mức nước ngầm ở cao phần trên của nền đường bị mềm ẩm do ảnh hưởng của nước mao dẫn thì có thể bố trí rãnh thấm dọc theo hai bên nền đường để hạ nước ngầm (hình 8 -6). Chiều sâu chôn rãnh được xác định theo mức độ hạ mức nước ngầm yêu cầu.



**Hình 8 -6: Rãnh thấm hạ mức nước ngầm**

**d. Dẫn thoát:** Khi trong phạm vi nền đường có những chỗ lộ mạch nước ngầm thì có thể dùng các ống rãnh thoát nước để thoát đi. Rãnh thấm dẫn nước và rãnh ngậm phải tận dụng đặt trên lớp đất không thấm nước để bảo đảm thoát nước thuận lợi, nước không chảy ngược đáy của cửa ra phải cao hơn mực nước ở ngoài rãnh ít nhất là 20 cm.

Rãnh nổi thích hợp ở chỗ mực nước ngầm tương đối nông (trong khoảng 1 - 2m). Mặt cắt ngang của nó có hai kiểu, hình thang và hình chữ nhật - Taluy của mặt cắt hình

thang thường từ 1 : 1 - 1 : 1,5, thường gia cố bằng đá xếp khan, rãnh nổi mặt cắt ngang chữ nhật có thể làm bằng bê tông hoặc đá xây còn gọi là rãnh máng. Phía mặt đón nước của rãnh nổi phải có lỗ thấm nước làm theo kiểu lọc ngược để chống ú tắc. Tầng lọc ngược đắp bằng các lớp đá cỡ hạt đồng đều, tỷ lệ đường kính hạt ở hai lớp gần nhau không được nhỏ hơn 1 : 4, chiều dày mỗi lớp không nhỏ hơn 0,15m. Độ dốc dọc của rãnh nổi không được nhỏ hơn 3%.

Rãnh ngầm thường dùng mặt cắt ngang chữ nhật, rãnh máng thường xây đá, đập nắp bê tông. Để đề phòng bùn cát lọt vào, đỉnh của rãnh ngầm có thể rải một lớp đá dăm trên đắp cát sỏi - độ dốc dọc của rãnh ngầm không được nhỏ hơn 1%.

Rãnh thấm có các kiểu: Rãnh thấm đắp đá, rãnh thấm kiểu ống, rãnh thấm kiểu cống. Rãnh thấm đắp đá làm bằng đá hộc, đá cuội to hoặc đá phiến (hình 8-5) - Loại rãnh này dựa vào tác dụng thấm thấu của vật liệu hạt để thu thập và thoát nước. Khi lưu lượng nước ngầm tương đối lớn có thể dùng rãnh thấm kiểu ống với ống thoát nước đặt ở đáy rãnh (hình 8-6).

Để đề phòng rãnh thấm bị bùn cát làm ú tắc phải bố trí tầng lọc ngược về phía mặt đón nước. Để tránh không cho nước mặt thấm vào rãnh thấm phải bố trí một lớp cách ly ở trên đỉnh rãnh thấm. Lớp cách ly này có thể làm bằng các văng cỏ đặt ngược trên đắp bằng đất sét dăm chặt dày 0,5m hoặc bằng đá xây vữa. Kích thước mặt cắt ngang của rãnh thấm được xác định theo chiều sâu đặt rãnh, yêu cầu thoát nước và thi công. Chiều sâu đặt rãnh thấm đắp đá không nên sâu quá 3m, chiều rộng từ 0,7 - 1,0m, chiều cao đắp đá không nên thấp hơn chiều cao mực nước ngầm nguyên thủy và không nhỏ hơn 0,3m. Chiều sâu rãnh thấm kiểu sườn chống có thể đạt đến 10m, chiều rộng từ 2-4m. Chiều sâu của rãnh thấm kiểu ống hoặc kiểu cống có thể đạt đến 5 - 6m, chiều rộng không nên nhỏ hơn 1m, kích thước ống hoặc cống thì xác định theo lưu lượng - Thường dùng ống thoát nước bằng đất nung hoặc bê tông đường kính từ 0,1 - 0,3m vách có lỗ thoát nước. Độ dốc dọc của đáy rãnh thấm phải đủ dốc để bảo đảm hiệu quả thoát nước nhưng không gây xói mòn đáy rãnh, thông thường không được nhỏ hơn 0.5%. Độ dốc dọc của rãnh ngầm đắp đá do lực cản lớn không được nhỏ hơn 1%.

Khi chiều dài của rãnh thấm tương đối dài thì cứ cách từ 30 - 50m tại các chỗ gãy góc trên mặt bằng hoặc từ độ dốc từ - dốc sang phải, phải bố trí các giếng kiểm tra.

#### *Tài liệu sử dụng trong Chương VIII:*

- [1]. Công trình thủy lợi – các quy định chủ yếu về thiết kế TCVN 5060:1990.
- [2]. Quy phạm tính toán thủy lực đập tràn QP.TL.C-8-76
- [3]. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ô tô, Công trình vượt sông (Tập 3). Nhà xuất bản Giáo dục, 2003 (Tái bản lần thứ ba).
- [4]. PGS. TS. Trần Đình Nghiên. Thiết kế thủy lực cầu đường.
- [5]. Adolison. Phân tích bãi sông và thủy văn. Nhà xuất bản Wesley, 1992.
- [6]. Hướng dẫn thoát nước đường ô tô, AASHTO, 1982.
- [7]. Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ, 22TCN 220-95.
- [8]. Lục Đình Trung, Trình Gia Cầu. Công trình nền – mặt đường. Đại học Đồng Tế, Trung Quốc.

## CHƯƠNG IX - TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ MẠNG LƯỚI THOÁT NƯỚC

### ĐÔ THỊ

#### § 9.1. Hệ thống thoát nước

##### 9.1.1. Khái niệm

Nước đã sử dụng cho các nhu cầu khác nhau có lẫn thêm chất bẩn, làm thay đổi tính chất hóa học, vật lý, sinh học so với ban đầu được gọi là nước thải.

Tùy thuộc nguồn gốc hình thành người ta phân biệt các loại nước thải sau:

- Nước thải sinh hoạt: theo bản chất các chất bẩn được chia thành;
- Nước thải sản xuất: tạo ra từ các dây chuyền sản xuất công nghiệp;
- Nước mưa.

##### 9.1.2. Hệ thống thoát nước

Thoát nước bao gồm các bộ phận chủ yếu sau:

- Mạng lưới thoát nước trong nhà.
- Mạng lưới thoát nước ngoài sân nhà hoặc tiểu khu.
- Mạng lưới thoát nước ngoài đường phố.
- Các đầu mối thoát nước (trạm bơm, trạm xử lý, cửa xả đầu mối, hồ, ...)
- Các công trình làm sạch và các cống xả nước thải đã làm sạch ra nguồn.

Những đoạn mạng lưới để thu gom nước thải từ một hoặc vài lưu vực gọi là cống tập trung nước (cống gom).

Căn cứ theo tính chất và quy mô, các loại cống gom có thể được phân loại như sau:

- Cống gom lưu vực: thu gom nước thải từ các lưu vực riêng biệt.
- Cống gom chính: thu gom và vận chuyển nước thải từ nhiều cống gom lưu vực.
- Cống gom chính toàn thành phố: dẫn nước thải thành phố ra khỏi phạm vi thoát nước tới trạm bơm chính, trạm xử lý hoặc tới cửa xả ra nguồn tiếp nhận.

Phân loại các hệ thống thoát nước theo tính chất và phương thức vận chuyển nước thải như sau:

- Hệ thống thoát nước chung: là hệ thống, trong đó tất cả các loại nước thải được dẫn, vận chuyển trong cùng một mạng lưới tới trạm xử lý hoặc xả ra nguồn. Như vậy những lúc mưa to, lưu lượng nước thải sẽ rất lớn, nồng độ chất bẩn lại rất thấp.
- Hệ thống thoát nước riêng: là hệ thống, trong đó từng loại nước thải riêng biệt chứa các chất bẩn đặc tính khác nhau, được dẫn và vận chuyển theo các mạng lưới thoát nước độc lập. Với hệ thống thoát nước riêng hoàn toàn phải xây dựng ít nhất hai mạng lưới: một mạng để dẫn, vận chuyển nước thải sinh hoạt và nước sản xuất bẩn, gọi là mạng lưới thoát nước bẩn; một mạng để dẫn, vận chuyển nước mưa và nước sản xuất quy ước sạch, gọi là mạng lưới thoát nước mưa.

Mỗi hệ thống thoát nước nêu trên đều có các ưu điểm và nhược điểm nhất định. Trong các trường hợp cụ thể, cần so sánh nhiều chỉ tiêu tổng hợp để lựa chọn loại hệ thống thoát nước phù hợp.

## § 9.2. Tính lưu lượng nước mưa

Đặc điểm của hệ thống thoát nước mưa là dòng chảy rất không điều hòa. Nếu hệ thống thoát nước là riêng hoàn toàn thì cống thoát nước mưa thường có đường kính lớn nhất, nhưng thời gian làm việc lại không nhiều. Trong mùa khô hoặc ít mưa, trong hệ thống cống thoát nước mưa hầu như không có dòng chảy, tuy nhiên trong mùa mưa, đặc biệt là các trận mưa lớn, cống thoát nước mưa lại phải đảm nhiệm vai trò thoát nước chủ yếu.

Trong mỗi trận mưa, lưu lượng nước mưa chảy trong mạng lưới thoát nước tăng dần lên tới lưu lượng cực đại và sẽ duy trì lưu lượng này tới khi mưa ngớt, sau đó lưu lượng này sẽ giảm dần cho đến khi mưa tạnh hẳn và dòng chảy vẫn còn duy trì một thời gian sau đó.

Nhiệm vụ của việc tính toán lưu lượng nước mưa là xác định lưu lượng nước mưa cực đại tại mặt cắt xác định của hệ thống thoát nước mưa với các tần suất yêu cầu.

### 9.2.1. Phương pháp và công thức tính toán

Phương pháp chủ yếu để xác định lưu lượng tính toán được sử dụng phổ biến hiện nay là phương pháp Cường độ giới hạn. Lưu lượng nước mưa tại mặt cắt xác định của hệ thống thoát nước mưa đạt giá trị cực đại khi:

- Thời gian mưa đủ dài để nước mưa từ điểm xa nhất trên lưu vực tới được mặt cắt tính toán (thời gian mưa tính toán:  $T_{tt}$ );
- Cường độ mưa đạt cực đại (sau khi mưa với thời gian lớn hơn hoặc bằng  $T_{tt}$ );
- Hệ số dòng chảy đạt cực đại.

Phương pháp Cường độ giới hạn là phương pháp xác định lưu lượng tính toán căn cứ vào thời gian mưa và cường độ mưa cực đại. Công thức cơ sở của phương pháp cường độ giới hạn như sau:

$$Q_{tt} = \varphi \cdot q \cdot F \quad (9 - 1)$$

trong đó:

- $q$ : cường độ mưa, l/s/ha;
- $F$ : diện tích lưu vực thoát nước mưa, ha;
- $\varphi$ : hệ số dòng chảy.

### 9.2.2. Cường độ mưa, tính toán thời gian mưa thiết kế

#### a. Tính toán thời gian mưa

Giả thiết thời gian mưa chính bằng thời gian để nước mưa từ điểm xa nhất trong lưu vực chảy đến tiết diện tính toán.

Thời gian mưa tính toán được xác định như sau:

$$t_{tt} = t_m + t_r + t_o \quad (9 - 2)$$

trong đó:

$t_m$ : thời gian tập trung nước mưa trên bề mặt từ điểm xa nhất đến rãnh, phụ thuộc kích thước địa hình của lưu vực, cường độ mưa, loại mặt phủ.

Theo L.I. Abramov (Nga):

$$t_m = \frac{1,5 \cdot n^{0,6} \cdot I^{0,6}}{Z^{0,3} \cdot i^{0,5} \cdot L^{0,3}}, \text{ ph} \tag{9 - 3}$$

I: độ dốc bề mặt tập trung nước mưa;

Z: hệ số mặt phủ;

n: hệ số độ nhám Manning;

i: cường độ mưa, mm/ph;

l : chiều dài đoạn nước chảy, m.

Công thức trên xác định  $t_m$  áp dụng cho các bề mặt tập trung nước mưa đã được san nền không có rãnh, luống.

Giá trị  $t_m$  với một số khu vực có thể tham khảo như dưới đây:

- Nếu bên trong tiểu khu không có hệ thống thoát nước mưa, nước mưa chảy tràn trên mặt sân,  $t_m = 8 - 12$  phút.
- Nếu bên trong tiểu khu có hệ thống thoát nước mưa,  $t_m = 4 - 6$  phút.
- Đối với mặt đường nhựa rộng dưới 20m mỗi phía,  $t_m = 1 - 2$  phút.
- Đối với mặt đường nhựa rộng dưới 20m và có cả vỉa hè lát gạch tự chèn rộng dưới 10m mỗi phía,  $t_m = 2 - 3$  phút.
- Trường hợp cần thoát nước một phần diện tích phía ngoài vỉa hè (nhà dân, cơ quan),  $t_m = 3 - 5$  phút.

$t_r$ : thời gian nước chảy theo rãnh đường đến giếng thu gần nhất:

$$t_r = 1,25 \frac{l_r}{v_r} \text{ (phút)} \tag{9 - 4}$$

các giá trị:

$l_r, v_r$ : chiều dài rãnh đường, vận tốc nước mưa chảy trong rãnh;

$t_o$ : thời gian nước chảy trong ống đến tiết diện tính toán:

$$t_o = M \frac{l_o}{v_o} \text{ (phút)} \tag{9 - 5}$$

trong đó:

$l_o, v_o$ : chiều dài, vận tốc nước mưa chảy trong ống;

M: hệ số tính đến sự chậm trễ của dòng chảy nước mưa và được lấy như sau:

- $M = 2,0$  khi địa hình của lưu vực thoát nước mưa bằng phẳng;
- $M = 1, 2$  khi địa hình của lưu vực thoát nước mưa dốc,  $i_o > 0,005$ .

### **b. Cường độ mưa tính toán**

Trước khi tính toán lưu lượng nước mưa, cần lựa chọn công thức tính toán cường độ mưa q. Cho đến nay vẫn tồn tại nhiều quan điểm khác nhau và khó đưa ra một công thức phản ánh đầy đủ mọi biến động phức tạp của mưa.

Để xác định công thức cường độ mưa được chính xác phải có số liệu mưa của trạm khí tượng lưu trữ 15-25 năm. Cường độ mưa tính toán là cường độ mưa với tần suất xác định, tương ứng với thời gian mưa tính toán. Đối với các khu vực có trạm đo mưa tự ghi,



chuỗi số liệu đủ dài, các thông số mưa thời đoạn ngắn 5 phút, 10 phút, 20 phút, 30 phút, 60 phút là sẵn có để sử dụng và tính toán theo các phương pháp thống kê thông thường.

Tuy nhiên ở Việt Nam các trạm đo mưa thời đoạn ngắn tương đối rất ít, đồng thời chuỗi số liệu phần lớn là chưa đủ dài để đáp ứng yêu cầu tính toán. Do vậy việc xác định cường độ mưa thời đoạn ngắn vẫn chủ yếu tham khảo các công thức thực nghiệm. Đối với một số khu vực đã có số liệu đo mưa thời đoạn ngắn, nhưng chuỗi số liệu ít thì cũng cần tính toán theo công thức kinh nghiệm và nên đối chiếu với số liệu thực đo. Dưới đây là các công thức phổ biến hay dùng để xác định lượng mưa thời đoạn ngắn tại Việt Nam.

(1) Cường độ mưa được xác định theo công thức sau đây của Liên Xô:

$$q = \frac{20^n q_{20} (1 + C \lg P)}{t^n} \tag{9 - 6}$$

trong đó:

n, C: những đại lượng phụ thuộc đặc điểm khí hậu của từng vùng;

q<sub>20</sub>: cường độ mưa tương ứng với thời gian mưa 20 phút của trận mưa có chu kỳ lặp lại một lần trong năm (đây là đại lượng không đổi với từng vùng đã biết);

P: chu kỳ lặp lại trận mưa tính toán, bằng khoảng thời gian xuất hiện một trận mưa vượt quá cường độ tính toán, năm;

t: thời gian mưa tính toán, phút.

Theo tài liệu: “Công thức tính cường độ mưa khi thiết kế hệ thống thoát nước mưa ở Việt Nam” (Tuyển tập công trình của Viện Kỹ thuật xây dựng Moskva), đã đưa ra công thức sau:

$$q = \frac{35^n q_{20} (1 + C \lg P)}{(t + 15)^n} \tag{9 - 7}$$

Theo tài liệu “Phương pháp và kết quả nghiên cứu cường độ mưa tính toán ở Việt Nam”, với số liệu của 47 trạm theo dõi mưa, bằng phương pháp quy hồi tác giả Trần Việt Liên đã đưa ra công thức sau:

$$q = \frac{(20 + b)^n q_{20} (1 + C \lg P)}{(t + b)^n} \tag{9 - 8}$$

- Nếu b=0 ta sẽ có công thức (9 - 6).

- Nếu b=15 ta sẽ có công thức (9 - 7).

Giá trị của các thông số b, C, n và q<sub>20</sub> của 47 trạm được lấy ở bảng 9 -1

(2) Công thức của Tiến sĩ Trần Hữu Uyển:

Qua kết quả chỉnh lý số liệu mưa tại các trạm trong cả nước và căn cứ trên tính chất, điều kiện khí hậu từng vùng, Tiến sĩ Trần Hữu Uyển đã đưa ra công thức tính cường độ mưa cho các tỉnh, thành phố ở nước ta như sau:

$$q = \frac{A_0 (1 + C \lg P)}{(t + b_0 . P^m)^n} \text{ (l/s/ha)} \tag{9 - 9}$$

trong đó:

P: chu kỳ tràn cống (≤20 năm), năm;

t: thời gian mưa tính toán, phút;

A<sub>0</sub>, b<sub>0</sub>, C, m, n: các thông số phụ thuộc vào từng vùng, xem bảng 9 -2.

Giá trị của các thông số b, C, n, q<sub>20</sub>

TT	Tên trạm	Các thông số				Ghi chú
		b	C	n	q <sub>20</sub>	
1	2	3	4	5	6	7
1	Bắc Cạn	25,66	0,2615	0,9142	256,6	
2	Bắc Giang	29,92	0,2158	0,7082	423,4	
3	Bảo Lộc	27,2	0,2251	1,0727	328,9	
4	Ban Mê Thuật	12,09	0,2139	0,8996	224,7	
5	Cửa Tùng	49,95	0,2999	0,7369	234,9	
6	Cà Mau	13,29	0,2168	0,8872	310,5	
7	Đô Lương	2,61	0,2431	0,6666	303,9	
8	Đà Nẵng	2,64	0,3074	0,5749	226,5	
9	Hà Giang	19,03	0,2115	0,7862	269,6	
10	Hà Bắc	19,16	0,2534	0,8197	267,0	
11	Hà Nội	11,61	0,2458	0,7951	289,9	
12	Hồng Gai	11,13	0,2433	0,7374	303,6	
13	Hòa Bình	11,3	0,2404	0,8016	295,0	
14	Hưng Yên	18,32	0,2513	0,8158	280,7	
15	Hải Dương	15,52	0,2587	0,7794	275,1	
16	Hà Nam	19,66	0,2431	0,8145	274,0	
17	Huế	4,07	0,2603	0,5430	239,3	
18	Lào Cai	15,92	0,2528	0,8092	266,3	
19	Lai Châu	11,64	0,2186	0,7446	225,4	
20	Liên Khương	31,52	0,2321	1,023	240,9	
21	Móng Cái	25,24	0,2485	0,7325	342,6	
22	Nam Định	11,73	0,2409	0,7607	252,7	
23	Ninh Bình	17,01	0,2477	0,7945	310,5	
24	Nha Trang	12,90	0,2738	0,8768	156,4	
25	Phủ Liễn	21,48	0,2530	0,8434	283,4	
26	Plâycu	19,06	0,2329	0,899	242,2	
27	Phan Thiết	20,01	0,2533	0,9064	187,0	
28	Quảng Trị	6,21	0,2513	0,5843	216,3	
29	Quảng Ngãi	24,51	0,2871	0,7460	259,5	
30	Quy Nhơn	14,61	0,2745	0,6943	216,3	
31	Sa Pa	6,58	0,1781	0,6075	173,8	
32	Sơn La	12,45	0,2489	0,8677	217,3	
33	Sơn Tây	8,51	0,2314	0,7403	298,0	
34	Sóc Trăng	20,05	0,2291	0,9281	261,9	
35	Tuyên Quang	28,87	0,2483	0,9316	274,4	
36	Thái Nguyên	17,47	0,2570	0,7917	382,5	
37	Tam Đảo	3,42	0,1650	0,6693	246,0	
38	Thái Bình	17,85	0,2497	0,7870	305,6	
39	Thanh Hóa	11,10	0,2730	0,7003	262,1	
40	Tây Hiếu	13,54	0,2506	0,7785	247,7	
41	Tuy Hòa	3,57	0,3400	0,6972	197,2	
42	Tân Sơn Nhất	28,53	0,2286	1,075	302,4	
43	Việt Trì	20,04	0,2480	0,9076	306,6	
44	Vĩnh Yên	17,81	0,2451	0,8267	279,4	
45	Văn Lý	19,12	0,2491	0,7708	287,3	
46	Vinh	14,87	0,2827	0,6780	279,1	
47	Yên Bái	21,64	0,2367	0,8362	293,4	

Thống kê các thông số khí hậu của các thành phố

Thứ tự	Tên thành phố	$A_0$	$b_0$	C	m	n
1	Bắc Cạn	8150	27	0,53	0,16	0,87
2	Bảo Lộc	11100	30	0,58	0,24	0,95
3	Buôn Ma Thuột	4920	20	0,62	0,14	0,85
4	Cà Mau	9210	25	0,48	0,18	0,92
5	Đà Nẵng	2170	10	0,52	0,15	0,65
6	Hà Giang	4640	22	0,42	0,20	0,79
7	Hà Nội	5890	20	0,65	0,13	0,84
8	Hòn Gai	3720	16	0,42	0,14	0,73
9	Hải Dương	4260	18	0,42	0,17	0,78
10	Hòa Bình	5500	19	0,45	0,18	0,82
11	Huế	1610	12	0,55	0,12	0,55
12	Lào Cai	6210	22	0,58	0,18	0,84
13	Lai Châu	4200	16	0,50	0,22	0,80
14	Móng Cái	4860	20	0,46	0,16	0,79
15	Nam Định	4320	19	0,55	0,18	0,79
16	Ninh Bình	4930	19	0,48	0,16	0,80
17	Nha Trang	1810	12	0,55	0,15	0,65
18	Hải Phòng	5950	21	0,55	0,15	0,82
19	Plâycu	7820	28	0,49	0,16	0,90
20	Phan Thiết	7070	25	0,55	0,16	0,92
21	Quảng Trị	2230	15	0,48	0,23	0,62
22	Quảng Ngãi	2590	16	0,58	0,12	0,67
23	Quy Nhơn	2610	14	0,55	0,18	0,68
24	Sơn La	4120	20	0,42	0,15	0,80
25	Sơn Tây	5210	19	0,62	0,17	0,82
26	Tuyên Quang	8670	30	0,55	0,12	0,87
27	Thái Nguyên	7710	28	0,52	0,20	0,85
28	Thái Bình	5220	19	0,45	0,16	0,81
29	Thanh Hóa	3640	19	0,53	0,15	0,72
30	Tuy Hòa	2820	15	0,48	0,18	0,72
31	Hồ Chí Minh	11650	32	0,58	0,18	0,95
32	Việt Trì	5830	18	0,55	0,12	0,85
33	Vinh	3430	20	0,55	0,16	0,69
34	Yên Bái	7500	29	0,54	0,24	0,85

### 9.2.3. Hệ số dòng chảy

Tỷ số giữa lượng nước mưa chảy vào mạng lưới thoát nước mưa so với lượng nước mưa rơi xuống gọi là hệ số dòng chảy.

$$\varphi = \frac{q_c}{q_r} \quad (9 - 10)$$

trong đó:

$q_c, q_r$ : lượng nước mưa rơi trên một diện tích xác định (1 ha) và lượng nước mưa chảy vào mạng lưới thoát nước từ diện tích nêu trên.

Trong mỗi trận mưa, hệ số dòng chảy tại từng thời điểm là thay đổi. Hệ số dòng chảy tính trong công thức (9 - 10) là giá trị trung bình của trận mưa.

Về cơ bản hệ số dòng chảy phụ thuộc vào các yếu tố chủ yếu sau:

- Địa hình khu vực: độ dốc, tính chia cắt,...
- Tính chất bề mặt địa hình: loại đất, mặt nước, lồi lõm,...
- Lớp phủ thực vật;
- Cường độ mưa;
- Thời gian mưa.

Hệ số dòng chảy đối với khu vực đô thị có thể tham khảo bảng 9 -3.

**Bảng 9 – 3**

Dạng bề mặt	Hệ số dòng chảy
Mái nhà	0,95
Mặt đường bê tông nhựa	0,80 - 0,95
Mặt đường bê tông xi măng	0,85 - 0,95
Mặt đường cấp phối, gạch	0,70 - 0,85
Mặt đường đá hộc	0,45 - 0,65
Khu trung tâm thành phố	0,70 - 0,95
Khu ven thành phố	0,60 - 0,80
Khu công nghiệp	0,60 - 0,90
Khu sân ga	0,30 - 0,50
Khu sân chơi	0,25 - 0,40
Khu công viên cây xanh	0,15 - 0,30

Cần lưu ý rằng đối với các trận mưa kéo dài hoặc các trận mưa xảy ra liên tiếp trong mùa mưa, mặt đất thiên nhiên đã gần như bão hòa nước, lượng tổn thất do thấm khi đó là không đáng kể. Trong những trường hợp như vậy, hệ số dòng chảy tại thời điểm cực đại có thể đạt giá trị 0,90 - 0,95. Do vậy khi tính toán lưu lượng thiết kế cần xem xét áp dụng hệ số dòng chảy phù hợp đối với các trận mưa kéo dài.

### 9.2.4. Hệ số mưa không đều

Khi xác định lưu lượng tính toán nước mưa trên một khu vực tương đối lớn, cường độ mưa cực đại có thể xảy ra không đồng thời trên toàn bộ khu vực. Như vậy cần phải xét đến hệ số triết giảm đối với cường độ mưa cực đại. Thông thường với diện tích lưu vực lớn hơn 200ha - 300ha thì phải xét đến hệ số mưa không đều trên lưu vực. Khi đó công thức (9 - 1) có dạng như sau:

$$Q_{tt} = q \cdot F \cdot \varphi \cdot \eta \tag{9 - 11}$$

trong đó:

$\eta$ : hệ số mưa không đều hay còn gọi là hệ số phân bố mưa:

$$\eta = q_{TB}/q_{maz} \quad (9 - 12)$$

$q_{TB}$ : cường độ mưa trung bình trên toàn diện tích thoát nước mưa, l/s/ha;

$q_{maz}$ : cường độ mưa lớn nhất cục bộ thuộc diện tích thoát nước mưa, l/s/ha.

Hệ số mưa không đều  $\eta$  phụ thuộc vào diện tích lưu vực thoát nước mưa và thời gian mưa được lấy theo bảng 9-4.

**Bảng 9 - 4**

**Các giá trị của hệ số  $\eta$**

<i>Diện tích lưu vực, (ha)</i>	200	300	500	1000	2000	3000	4000
<i>Hệ số phân bố mưa rào</i>	0,95	0,93	0,90	0,87	0,83	0,80	0,75
	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,83	0,80

### § 9.3. Tính lưu lượng nước thải

#### 9.3.1. Cơ sở chung

Trong các đô thị của chúng ta hiện nay, hệ thống thoát nước về cơ bản vẫn là hệ thống thoát nước chung, nước mưa và nước thải thoát trong cùng một hệ thống cống. Với mạng lưới như vậy, nếu chỉ căn cứ theo lưu lượng thì nước mưa cực đại bao giờ cũng vượt trội so với nước thải. Trong hệ thống thoát nước chung nước thải thường phải thoát trong mạng lưới cống với khẩu độ lớn hơn yêu cầu, nhưng nhiều khi độ dốc không đảm bảo với dòng chảy có nhiều tạp chất gây ra lắng đọng trong đường ống, giảm mặt cắt thoát nước. Do vậy việc phân chia hệ thống thoát nước riêng không chỉ có ý nghĩa về mặt môi trường, quản lý mà còn đảm bảo yêu cầu về điều kiện dòng chảy. Trên thực tế, hệ thống thoát nước thải thường được xây dựng tại các tuyến đường và khu đô thị mới hoặc cải tạo, khu nghỉ mát, điều dưỡng hoặc xí nghiệp công nghiệp, các khu chế xuất hay khu công nghiệp tập trung.

Việc tính toán và thiết kế thoát nước thải được thực hiện theo các tiêu chuẩn quy phạm và hướng dẫn thiết kế như: TCXD51-72 “Tiêu chuẩn thiết kế thoát nước đô thị”, 20TCN 51-84 “Tiêu chuẩn thoát nước - mạng lưới bên ngoài và công trình – Tiêu chuẩn thiết kế”.

Một trong những yêu cầu quan trọng nhất là đảm bảo khả năng thoát nước của hệ thống thoát nước thải tới cuối giai đoạn tính toán. Như vậy, để xác định lưu lượng tính toán cần có các số liệu hiện trạng và quy hoạch về dân số và các dữ liệu chi tiết về các khu đô thị, khu thương mại dịch vụ, xí nghiệp công nghiệp.

#### 9.3.2. Tổng lưu lượng nước thải

Tổng lượng nước thải xét về lưu lượng (không xét tới thành phần) có thể phân chia như sau:

- Nước thải sinh hoạt (khu nhà ở, khu thương mại dịch vụ, bệnh viện, trường học, cơ quan, ...). Tại các khu vực này, diễn biến lưu lượng nước thải là có quy luật chung và không có các thay đổi bất thường.

- Nước thải công nghiệp là nước thải từ các khu vực nhà máy, xí nghiệp. Lưu lượng nước thải công nghiệp tùy thuộc vào thiết kế của nhà máy và tình hình sản xuất. Các khu vực này đôi khi có các thay đổi bất thường trong lưu lượng nước thải.

Tổng lượng nước thải tại khu vực được tính toán theo công thức sau:

$$W_t = n_0 M + W_{kh} \quad (9 - 13)$$

trong đó:

$W_t$ : tổng lượng nước thải ngày tại khu vực, m<sup>3</sup>;

$M$ : số dân trong khu vực tính toán, người. Thông số này thường được xác định căn cứ trên quy hoạch phát triển đô thị, hoặc căn cứ theo mật độ dân số quy hoạch;

$n_0$ : tiêu chuẩn thải nước ngày đêm. Tiêu chuẩn thải nước là lượng nước thải tạo ra do một người sử dụng hệ thống thoát nước hoặc tạo ra trên một đơn vị sản phẩm sản xuất ra của xí nghiệp công nghiệp. Tiêu chuẩn thải nước trong nhiều trường hợp có thể lấy bằng tiêu chuẩn cấp nước;

$W_{kh}$ : tổng lượng nước thải phát sinh từ các khu vực khác ngoài khu dân cư, m<sup>3</sup>; ví dụ như cơ sở sản xuất, thương mại, dịch vụ, trường học, bệnh viện,... Trong nhiều trường hợp  $W_{kh}$  cũng được tính tương tự như  $W_t$ , tức là căn cứ trên tiêu chuẩn thải nước đối với từng sản phẩm, giường bệnh, học sinh, hoặc m<sup>2</sup> mặt bằng.

Lưu lượng nước thải trung bình ngày được tính từ tổng lượng nước thải như sau:

$$Q_{tb} = \frac{W_t}{86.400} \quad (9 - 14)$$

trong đó:

$Q_{tb}$ : lưu lượng nước thải trung bình ngày, m<sup>3</sup>/s;

Tuy nhiên lượng nước thải chảy vào mạng lưới thoát nước thường không điều hoà theo giờ trong ngày (cực đại là buổi sáng và buổi chiều tối), không điều hòa theo các ngày trong tuần.

Để xác định lưu lượng tính toán đối với nước thải, thông thường sử dụng các hệ số không điều hòa ngày đêm ( $K_{ngđ}$ ), không điều hòa theo giờ ( $K_h$ ) và hệ số không điều hòa chung ( $K_{ch}$ ) là tích của hai hệ số trên:

$$K_{ch} = K_{ngđ} K_h = \frac{Q_{max.h}}{Q_{TB.h}} \quad (9 - 15)$$

trong đó:

$Q_{max.h}$ : lưu lượng giờ lớn nhất trong ngày thải nước lớn nhất;

$Q_{TB.h}$ : lưu lượng giờ trung bình trong ngày thải nước trung bình.

Tương tự như vậy, hệ số không điều hòa chung đối với lưu lượng nhỏ nhất cũng được tính toán như đối với lưu lượng lớn nhất. Hệ số không điều hòa chung đối với nước thải sinh hoạt (khu dân cư) tùy thuộc lưu lượng nước thải trung bình lấy như ở bảng 9 - 5 dưới đây.

**Bảng 9 - 5**

**Bảng giá trị của hệ số không điều hòa chung**

Lưu lượng trung bình, l/s		5	10	20	50	100	300	500	1000	>5000
$K_{ch}$	max	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
	min	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Trong trường hợp khu vực tính toán không chỉ là khu dân cư, mà có nhiều mục đích sử dụng khác, lưu lượng tính toán của các khu vực ngoài khu dân cư cần phải xem xét, phân tích và áp dụng các phương pháp tính toán thích hợp, ví dụ như căn cứ theo tiêu chuẩn cấp nước. Đối với các nhà máy, khu công nghiệp có sử dụng nhiều nước trong quy trình sản xuất, cần căn cứ theo biểu đồ nhu cầu nước theo yêu cầu công nghệ.

### § 9.4. Đặc điểm chuyển động của nước thải đô thị

Mạng lưới thoát nước thải sinh hoạt thường được tính toán với một phần độ đầy cống. Điều này cho phép:

- Tạo điều kiện tốt để vận chuyển các chất bẩn lơ lửng không tan.
- Đảm bảo thông hơi để loại các chất khí độc hại tách ra từ nước thải.
- Tạo một phần tiết diện dự phòng để vận chuyển lưu lượng vượt quá giá trị tính toán.

Độ đầy cống được đặc trưng bởi tỷ lệ giữa chiều cao lớp nước  $H$  và đường kính  $d$  hay chiều cao toàn phần của cống ( $H/d$ ).

Để tính toán thủy lực mạng lưới thoát nước người ta dùng công thức dòng chảy ổn định và đều:

$$Q = \omega \cdot v \tag{9 - 16}$$

$$v = C\sqrt{Ri}; i = \frac{\lambda}{4R} \cdot \frac{v^2}{2g} \tag{9 - 17}$$

trong đó:

Q: lưu lượng nước thải, m<sup>3</sup>/s;

$\omega$ : diện tích mặt cắt ướt, m<sup>2</sup>;

C: hệ số Sêdi;

v: tốc độ trung bình của dòng chảy, m/s;

i: độ dốc thủy lực bằng độ dốc lòng ống cống khi chuyển động đều;

R: bán kính thủy lực, m;  $R = \omega/\chi$ ;

$\chi$ : chu vi ướt, m;

g: gia tốc rơi tự do, 9,81m/s<sup>2</sup>.

#### 9.4.1. Tiết diện cống và đặc tính thủy lực

Các loại tiết diện cống thoát nước thường dùng là cống tròn, cống vòm, cống hộp vuông, cống hộp chữ nhật, kênh hình thang, rãnh hình chữ nhật. Kết cấu có thể là bê tông cốt thép, vòm gạch, đá hộc xây .... yêu cầu chung nhất là:

- Bảo đảm thoát nước tốt, không gây lắng đọng;
- Đủ sức chịu tải trọng tĩnh và động;
- Giá thành hạ;
- Tránh dùng nhiều loại cống khác nhau.

Trên thực tế, đối với đô thị tiết diện cống hay sử dụng nhất là cống tròn do có các ưu điểm về giá thành, khả năng sản xuất đồng loạt và tính dễ lắp ghép. Thông thường khi thiết kế mạng lưới thoát nước đô thị, các loại tiết diện cống chủ yếu được cân nhắc là:

- Cống tròn bê tông cốt thép đối với hệ thống thoát nước thải (nước bẩn);
- Cống tròn bê tông cốt thép đối với hệ thống thoát nước mưa, đường kính lớn nhất là 2,0m;
- Cống hộp bê tông cốt thép (đổ tại chỗ hoặc lắp ghép) tiết diện hình vuông hoặc hình chữ nhật, kích thước nhỏ nhất nên lớn hơn 1,0m;
- Rãnh thoát nước hình chữ nhật.

Công thức chung tính lưu lượng thoát nước của cống như sau:

$$Q = \omega \cdot V \tag{9 - 18}$$

$$V = C\sqrt{RI} = C\sqrt{Ri} \tag{9 - 19}$$

trong đó:

- Q: lưu lượng m<sup>3</sup>/s;
- ω: diện tích tiết diện ướt, m<sup>2</sup>;
- V: tốc độ nước chảy, m/s;
- R: bán kính thủy lực, m;
- I: độ dốc thủy lực, lấy bằng độ dốc cống i;
- C: hệ số Sê di. Theo công thức Pavlốcki:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{-y} \tag{9 - 20}$$

trong đó:

- n: hệ số nhám, phụ thuộc vật liệu và phương pháp chế tạo cống. Xem bảng 9 - 6;
- y: số mũ, phụ thuộc độ nhám, hình dạng và kích thước của cống:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75(\sqrt{n} - 0,1) \tag{9 - 21}$$

Trong nhiều trường hợp, công thức vận tốc có thể viết như sau:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \tag{9 - 22}$$

**Bảng 9 - 6**

**Hệ số nhám n**

Loại cống (kênh)	Hệ số nhám n
Cống:	
- Sành	0,013
- Bê tông và bê tông cốt thép	0,014
- Xi măng và a miăng	0,012
- Gang	0,013
- Thép	0,012
Kênh	
- Gạch	0,015
- Đá có trát vữa xi măng	0,017

*Chú ý: Các trị số ở bảng nêu trên tương ứng với điều kiện sản xuất hoàn chỉnh, nếu sản xuất bằng thủ công thì trị số nhám sẽ lớn hơn nhiều.*

Đặc tính thủy lực tốt nhất của tiết diện cống xác định bằng khả năng thoát nước lớn nhất, khi cùng đạt một độ dốc và diện tích tiết diện ướt bằng nhau. Như vậy cống tròn là tốt nhất vì có bán kính thủy lực R lớn nhất.

$$R = \frac{\omega}{\chi} \tag{9 - 23}$$



trong đó:

$\omega$ : diện tích tiết diện ướt, m<sup>2</sup>;

$\chi$ : chu vi ướt, m;

Do cống tròn thoát nước tốt, dễ chế tạo hàng loạt và bền vững nên được dùng rộng rãi, tới 90% số lượng trong mạng lưới thoát nước.

#### 9.4.2. Tổn thất cục bộ trong mạng lưới thoát nước

Tổn thất cục bộ thường được tính ở giếng thăm, giếng chuyển bậc với cống có  $d < 500\text{mm}$  và ở cửa xả ra kênh, sông thoát nước chảy qua đô thị. Do tổn thất cục bộ gây ra hiện tượng dâng nước, làm lắng đọng bùn rác, lâu ngày có thể làm tắc cống.

Cột nước tổn thất cục bộ được tính theo công thức:

$$h_r = \xi \frac{V^2}{2g} \quad (9 - 24)$$

trong đó:

$\xi$ : hệ số tổn thất cục bộ;

$V$ : tốc độ dòng chảy ở mặt cắt sau chỗ tổn thất, theo chiều nước chảy, m/s;

$g$ : gia tốc trọng trường, 9,81m/s<sup>2</sup>.

Tại cửa xả là nơi mở rộng đột ngột, có thể tính cột nước theo định luật Booc -đơ:

$$H_{dm} = \frac{V_1 + v_2}{2g} \quad (9 - 25)$$

Khi áp dụng công thức nêu trên có thể kết hợp tính toán với đo đạc thực tế (như đo tốc độ  $V_2$  của sông có nhiều cửa xả trong mùa ngập lụt).

Hệ số tổn thất cục bộ  $\xi$  có thể tính cho trường hợp thu hẹp đột ngột

$$\xi_{ch} = 0,05 \left(1 - \frac{\omega}{\Omega}\right)^2 \quad (9 - 26)$$

Trường hợp cửa xả:

$$\xi_{cx} = \left(1 - \frac{\omega}{\Omega}\right)^2 \quad (9 - 27)$$

trong đó  $\omega, \Omega$  là diện tích mặt cắt. Khi  $\Omega$  lớn hơn nhiều so với  $\omega$  thì  $\xi_{cx} = 1$ .

**Bảng 9 – 7**

**Trị số  $\xi$**

Vị trí gây tổn thất cục bộ	$\xi$
- Cửa thu nước vào kênh mương	0,1
- Cửa thu nước vào ống gờ nhọn	0,5
- Cửa thu nước vào ống ở dưới mực nước	1,0
- Van khóa ở mức độ hở:	
Hoàn toàn	0,50
3/4	0,26
1/2	2,06
- Van ngược chiều	5,0
- Khuỷu ống 90°, Ø100 - 1000mm	0,39 – 0,50

### 9.4.3. Đường kính tối thiểu và độ đầy tối đa

Người ta quy định đường kính tối thiểu tùy theo loại nước thải, phạm vi sử dụng là để tránh bị tắc cống, giảm bớt chi phí quản lí.

Độ đầy  $a = h/d$ ,  $h/H$  được quy định thường nhỏ hơn 1 để bảo đảm điều kiện chảy không ngập của cống và còn để thông hơi, nhất là với cống nước thải sinh hoạt, loại nước bẩn. Riêng với cống thoát nước mưa, thoát nước chung thì có thể được dùng  $h/d = 1$  khi đạt lưu lượng tối đa.

#### **a. Đường kính nhỏ nhất của ống:**

Kích thước nhỏ nhất của cống thoát nước là một trong những tiêu chí bắt buộc khi thiết kế. Kích thước nhỏ nhất được quy định để đảm bảo công tác duy tu, bảo dưỡng và vận hành. Thông thường kích thước nhỏ nhất phụ thuộc vào chiều dài cống, lưu lượng và tính chất dòng chảy. Đối với cống thoát nước ngầm, các cống có kích thước nhỏ thường là cống tròn. Dưới đây là đường kính nhỏ nhất của cống khi đặt ngầm.

- Cống tròn thoát nước thải sinh hoạt đặt ở đường phố 300mm.
- Cống tròn trong sân, ống thoát nước thải sản xuất 200mm.
- Cống tròn thoát nước mưa và thoát nước chung đặt ở đường phố 400mm, đặt trong sân 300mm.
- Cống tròn dẫn bùn có áp 150mm.
- Cống tròn nối từ giếng thu nước mưa đến đến đường cống 300mm.

*Ghi chú:*

- Các khu dân cư có lưu lượng nước thải dưới  $500m^3/ngày$  cho phép dùng ống  $\phi 200mm$  đặt ở đường phố.
- Trong các trường hợp đặc biệt, ống thoát nước thải sản xuất cho phép có đường kính dưới 200mm.

#### **b. Độ đầy tính toán của cống, phương pháp nối cống**

Độ đầy tính toán của cống phụ thuộc vào đường kính cống và quy định như sau:

- Cống tròn 200 - 300mm không quá 0,6d;
- Cống tròn 350 - 450mm không quá 0,7d;
- Cống tròn 500 - 900mm không quá 0,75d;
- Cống tròn trên 900mm không quá 0,80d.

*Ghi chú:*

- Đối với mương có chiều cao  $H$  từ 0,9m trở lên và tiết diện ngang có hình dáng bất kỳ, độ đầy không được quá  $0,8H$ .
- Đường ống thoát nước mưa và đường ống thoát nước chung được thiết kế đầy hoàn toàn.
- Mương thoát nước mưa xây dựng trong phạm vi các nhóm nhà ở, chiều sâu dòng nước không vượt quá 1,0m và bờ mương phải cao hơn mức nước cao nhất từ 0,2m trở lên.
- Tốc độ chảy nhỏ nhất của nước thải lấy phụ thuộc thành phần và độ thô của các hạt lơ lửng có trong nước thải, bán kính thủy lực hoặc độ đầy của ống hay mương.
- Khi cần thay đổi kích thước của cống thoát nước, cần thực hiện tại các ga nối cống. Thông thường kích thước các cống được tăng dần từ đầu nguồn tới cửa xả. Việc nối

*các tuyến cống có kích thước khác nhau cần phải đảm bảo để cả hai cống cùng đáp ứng các yêu cầu về tốc độ, độ đầy dòng chảy.*

Thông thường các cống được nổi trùng cao độ đỉnh, trong một số trường hợp cho phép nổi trùng cao độ tim cống. Việc nổi trùng cao độ đáy cống chỉ được thực hiện khi có các lý do cụ thể và phải đảm bảo khả năng thoát nước của cống phía kích thước nhỏ không bị ảnh hưởng.

#### 9.4.4. Tốc độ và độ dốc

Công thức  $V = C\sqrt{Ri}$  thể hiện rõ tốc độ phụ thuộc vào độ dốc, bán kính thủy lực, độ nhám... Khi thiết kế mạng lưới thoát nước đô thị, tốc độ phải đảm bảo không lắng đọng, không xói lở, xói mòn. Nhưng khó khăn thường gặp nhất ở đô thị vùng đồng bằng là bảo đảm vận tốc không lắng (còn gọi là vận tốc tự làm sạch),  $V > [V_{kl}]$ . Trong các trường hợp khó khăn khi không đảm bảo được vận tốc tự làm sạch, cần xem xét việc tăng số lượng ga thăm, để đảm bảo công tác nạo vét được dễ dàng hơn.

Đối với nước thải sinh hoạt và nước mưa, tốc độ chảy nhỏ nhất ứng với độ đầy tính toán lớn nhất của ống quy định như sau:

Cống tròn có đường kính	150 – 250 mm:	$V_{min} =$	0,7m/s
	300 – 400 mm		0,8 m/s
	450 – 500 mm		0,9 m/s
	600 – 800 mm		1,0 m/s
	900 – 1200 mm		1,15 m/s
	1300 – 1500 mm		1,3 m/s
	> 1500 mm		1,5 m/s

Đối với nước thải sản xuất tốc độ chảy nhỏ nhất nên lấy theo quy định của cơ quan chuyên ngành hoặc theo tài liệu nghiên cứu.

*Ghi chú:*

– *Đối với các loại nước thải sản xuất mà tính chất của các chất lơ lửng gần giống với nước thải sinh hoạt thì tốc độ chảy nhỏ nhất lấy như nước thải sinh hoạt.*

– *Đối với nước mưa có chu kỳ tràn cống P nhỏ hơn hay bằng 0,33 năm, tốc độ nhỏ nhất lấy 0,6m/s.*

– *Đối với các đoạn cống đầu mạng lưới không đảm bảo tốc độ nhỏ nhất đó quy định hoặc độ đầy tính toán dưới 0,2d thì nên xây dựng các giếng rửa.*

Tốc độ lớn nhất trong mương dẫn nước mưa và nước thải sản xuất được phép xả vào sông, hồ lấy theo bảng 9 – 8.

**Bảng 9 – 8**

Tên loại đất hay kiểu gia cố	Tốc độ chảy lớn nhất ứng với chiều sâu dòng nước h = 0,4 -1m, m/s
Gia cố bằng các tấm bê tông	4,0
Đá vôi sa thạch	4,0
Đá lát khan	2,0
Đá lát có vữa	3,0 – 3,5
Cát nhỏ, cát vừa, pha sét	0,4
Cát thô, pha sét gầy	0,8
Pha sét	1,0
Sét	1,2
Lớp cỏ xếp ở đáy mương	1,0
Lớp cỏ xếp ở thành mương	1,6

*Ghi chú:*

Khi chiều sâu dòng nước  $h$  nằm ngoài khoảng trị số  $h = 0,4 - 1,0m$ , tốc độ ở bảng trên phải với hệ số điều chỉnh:

- Nếu  $h$  dưới  $0,4 m$ , hệ số  $0,85$ .
- Nếu  $h$  trên  $1,0m$ , hệ số  $1,25$ .

**Độ dốc đường ống mương và rãnh thoát nước**

- Độ dốc nhỏ nhất đường ống, mương và rãnh phải chọn trên sơ sở bảo đảm tốc độ chảy nhỏ nhất quy định .
- Đối với tất cả các hệ thống thoát nước độ dốc nhỏ nhất ứng với độ đầy tính toán quy định như sau:

Đối với cống:

φ 150mm	$i_{\min} = 0,008$
φ 200mm	$i_{\min} = 0,005$
φ 300mm	$i_{\min} = 0,004$
φ 400mm	$i_{\min} = 0,0025$
φ 500mm	$i_{\min} = 0,002$
φ 600mm	$i_{\min} = 0,0017$
φ 700mm	$i_{\min} = 0,0014$
φ 800mm	$i_{\min} = 0,0013$
φ 900mm	$i_{\min} = 0,0011$
φ 1000mm	$i_{\min} = 0,0010$
φ 1250mm	$i_{\min} = 0,0008$
φ 1500mm	$i_{\min} = 0,0007$
φ 1750mm	$i_{\min} = 0,0006$
φ 2000mm	$i_{\min} = 0,0005$

*Ghi chú:*

- Trong một số trường hợp đặc biệt cho phép lấy độ dốc  $0,004$  đối với ống φ  $200mm$ ;  $0,007$  đối với ống φ  $150mm$ .
- Độ dốc đoạn nối từ giếng thu nước mưa đến đường ống  $0,02$
- Theo công thức kinh nghiệm, đối với cống tròn, độ dốc nhỏ nhất lấy tỷ lệ nghịch với đường kính cống.

Độ dốc của rãnh, mương thoát nước mưa lấy theo bảng 9 - 9 dưới đây.

**Bảng 9 - 9**

Các hạng mục	Độ dốc nhỏ nhất của rãnh đường, mương
Rãnh đường mặt phủ át phan	0,003
Như trên – khi mặt phủ bằng đá dăm hoặc đá tảng	0,004
Như trên - rải cuội, sỏi	0,005
Các rãnh riêng biệt	0,005
Mương tiêu nước	0,005

## § 9.5. Thiết kế mạng lưới thoát nước

### 9.5.1. Một số nguyên tắc thiết kế

Khi phân lưu vực thoát nước và vạch tuyến đường ống cần chú ý đến điều kiện địa hình và quy hoạch chung của đô thị, phải tận dụng tối đa điều kiện địa hình để xây dựng hệ thống thoát nước tự chảy.

Đối với công tác cải tạo mạng lưới thoát nước thì cần nghiên cứu mạng lưới hiện có và biện pháp đấu nối với hệ thống hiện có.

Khi thiết kế mạng lưới thoát nước cho tuyến đường cần căn cứ theo quy hoạch thoát nước của toàn khu vực. Quá trình phát triển một khu vực, thông thường tuyến đường sẽ được xây dựng đầu tiên. Như vậy hệ thống thoát nước của tuyến đường vừa phải đảm bảo phù hợp với quy hoạch thoát nước trong tương lai, đồng thời phải đảm bảo thoát nước trong giai đoạn trước mắt, khi các khu vực đô thị chưa hoàn thành xây dựng theo quy hoạch. Trong một số trường hợp khi không dung hoà được cả hai nhiệm vụ thoát nước trước mắt và lâu dài, cần xem xét thiết kế hai hệ thống thoát nước, trong đó hệ thống để thoát nước trước mắt là hệ thống tạm. Trong trường hợp này, hệ thống thoát nước tạm nếu cần thiết có thể phải sử dụng cả hình thức thoát nước cưỡng bức hoặc đào hồ chứa.

Trên mạng lưới thoát nước cần xây dựng các miệng xả dự phòng để xả nước thải vào hệ thống thoát nước mưa, hoặc vào hồ khi xảy ra sự cố. Trong phạm vi các khu dân cư, không được đặt các đường ống thoát nước mưa, nước thải nổi trên mặt đất. Nếu đi qua hồ sâu, sông, kênh tưới cần phải có biện pháp xử lý thích hợp. Khoảng cách trên mặt bằng và mặt đứng của công trình thoát nước tới các công trình khác cần tuân thủ theo các tiêu chuẩn hiện hành.

Khi thay đổi hướng hoặc độ dốc của tuyến cống cần phải thực hiện tại vị trí các giếng thăm của tuyến cống. Góc nối cống trên mặt bằng không được nhỏ hơn 90°. Khi nối rãnh với cống kín phải qua giếng thăm có hố khử cặn và song chắn rác.

### 9.5.2. Thiết kế mạng lưới thoát nước

#### a. Giếng thăm.

Trong các hệ thống thoát nước, giếng thăm trên mạng lưới cống cần đặt tại các vị trí như sau:

- Vị trí nối các tuyến cống.
- Tuyến cống chuyển hướng, thay đổi độ dốc hoặc thay đổi kích thước.
- Đảm bảo khoảng cách để duy tu, bảo dưỡng và vận hành. Khoảng cách này phụ thuộc vào kích thước tuyến cống. Đối với cống tròn có thể tham khảo theo bảng 9 -10.

**Bảng 9 -10**

**Khoảng cách tối đa giữa các giếng thăm**

Đường kính ống (mm)	Khoảng cách giữa các giếng thăm (m)
150 - 300	20
400 - 600	40
700 - 1000	60
> 1000	100

*Ghi chú: Thông thường khoảng cách giữa các giếng thăm lấy nhỏ hơn giá trị trong bảng nêu trên và còn phụ thuộc vào lưu lượng tính toán, độ đầy và vận tốc tính toán. Ví*

dụ như đối với cống đường kính 400 – 600mm nếu độ dày dưới 0,5d và tốc độ tính toán bằng tốc độ nhỏ nhất thì khoảng cách giữa các giếng là 25m - 30m.

- Đáy giếng thăm trong hệ thống thoát nước mưa cần có hố thu cạn. Tùy theo mức độ hoàn thiện các khu vực được thoát nước, chiều sâu hố thu cạn lấy khoảng 0,3 – 0,5m.

**b. Giếng thu nước mưa**

- Giếng thu nước mưa đặt ở rãnh đường theo những khoảng cách xác định thông qua tính toán. Ngoài ra còn phải bố trí giếng thu tại các vị trí trũng trên trắc dọc, trước các ngã rẽ và trước dải đi bộ qua đường.

- Khoảng cách giữa các giếng thu nước cần được xác định để đảm bảo các tiêu chí bao gồm:

- (1) Tính chất của tuyến đường.
- (2) Chiều rộng phân mặt đường được phép ngập nước.
- (3) Thời gian cho phép ngập nước trên mặt đường.

Khi đường phố rộng dưới 30m (mỗi bên rãnh nhận nước từ giữa đường), khoảng cách lớn nhất giữa các giếng có thể tham khảo bảng 9-11.

Chiều dài của đoạn cống nối từ giếng thu đến giếng thăm không lớn hơn 40m.

**Bảng 9 -11**

**Khoảng cách lớn nhất giữa các giếng thu**

<b>Độ dốc dọc đường phố</b>	<b>Khoảng cách giữa các giếng thu (m)</b>
Nhỏ hơn hoặc bằng 0,004	50
Trên 0,004 – 0,006	60
Trên 0,004 – 0,01	70
Trên 0,01 – 0,03	80

*Ghi chú:*

- Quy định này không áp dụng đối với kiểu giếng thu cửa thu bó vỉa (giếng thu hàm ếch).

- Khi chiều rộng đường phố lớn hơn 30m thì khoảng cách giữa các giếng thu không lớn hơn 60m.

- Đáy của giếng thu nước mưa phải có hố thu cạn, chiều sâu từ 0,3 – 0, 5m và cửa thu phải có song chắn rác. Mặt trên song chắn rác đặt thấp hơn rãnh đường khoảng 20mm - 30mm.

- Nối mương hở với đường ống kín bằng giếng phải có hố thu cạn, phía miệng hố phải đặt song chắn rác có khe hở không quá 50mm; đường kính đoạn ống nối xác định bằng tính toán nhưng không nhỏ hơn 300mm.

**Ví dụ tính toán:**

- **Số liệu đầu vào**

Tính khẩu độ cống thoát nước dọc cho tuyến đường đô thị. Chiều rộng mặt cắt ngang (phạm vi chỉ giới đỏ) là 68m. Phạm vi thoát nước tính toán theo quy hoạch là 100m tính từ mép ngoài vỉa hè (đối với cả nước mưa và nước thải). Chiều dài đoạn tuyến từ điểm đầu tới vị trí cửa

xả là 1500m. Hệ thống thoát nước dự kiến là hệ thống chảy riêng hoàn toàn (thoát nước mưa và thoát nước bẩn theo hai hệ thống riêng biệt).

• ***Yêu cầu tính toán***

- Xác định lưu lượng thoát nước mưa dọc theo chiều dài đoạn tuyến. Dự kiến khẩu độ cống thoát nước mưa dọc tuyến.
- Xác định lưu lượng thoát nước thải dọc theo chiều dài tuyến. Kiểm tra khả năng thoát nước chung khi nước thải được thoát tạm thời trong hệ thống thoát nước mưa.

• ***Các bước tính toán***

*Hệ thống thoát nước mưa*

Đối với hệ thống thoát nước mưa dọc tuyến, các bước tính toán cần thực hiện như dưới đây. Trong bảng tính phía dưới sẽ trình bày toàn bộ các nội dung tính toán.

- Xác định diện tích thoát nước của hệ thống cống dọc. Trong ví dụ này, dự kiến dọc tuyến sẽ có 2 hệ thống thoát nước dọc hai bên đường. Như vậy, mỗi hệ thống cống dọc sẽ thoát nước cho phạm vi 34m trong mặt cắt ngang và 100m phía ngoài vỉa hè (cột 2, 3, 4).
- Xác định thời gian tập trung nước tới các mặt cắt yêu cầu. Thời gian tập trung nước bao gồm cả thời gian chảy tới cống và thời gian chảy trong cống. Trong ví dụ này xác định thời gian nước chảy tới cống là 10 phút. Thời gian chảy trong cống được xác định trên cơ sở chiều dài đoạn cống và vận tốc nước chảy trong cống (cột 5, 6, 7).
- Xác định cường độ mưa tính toán tương ứng với tần suất tính toán và thời gian tập trung nước (cột 8).
- Xác định hệ số dòng chảy tính toán. Hệ số dòng chảy căn cứ theo tính chất bề mặt phủ của đô thị và tính chất mưa khu vực (cần lưu ý với những trận mưa dài ngày thì hệ số thấm giảm đi đáng kể). Trong ví dụ này hệ số dòng chảy xác định là 0,85.
- Tính toán lưu lượng tại các mặt cắt yêu cầu (cột 9).
- Thông số khẩu độ cống được dự kiến tại cột 10. Tuy nhiên việc xác định khẩu độ cống đối với từng đoạn còn phụ thuộc vào độ dốc đặt cống. Khẩu độ cống đề xuất tại cột 10 chỉ là cơ sở để xác định trắc dọc cống. Việc kiểm toán khẩu độ cống đối với từng đoạn cần thực hiện trên cơ sở trắc dọc cống thực tế.

**Tính toán lưu lượng cống thoát nước mưa dọc tuyến**

<i>Trường hợp tính toán</i>	<i>Chiều dài đoạn cống</i>	<i>Chiều rộng thoát nước</i>	<i>Diện tích thoát nước</i>	<i>Thời gian tập trung nước</i>			<i>Cường độ mưa</i>	<i>Lưu lượng thiết kế</i>	<i>Khẩu độ cống đề xuất</i>
	<i>L</i>	<i>B</i>		<i>Đến cống</i>	<i>Trong cống</i>	<i>Tổng</i>			
	<i>( m )</i>	<i>( m )</i>	<i>( ha )</i>	<i>t<sub>1</sub></i>	<i>t<sub>2</sub></i>	<i>t</i>	<i>I</i>	<i>Q<sub>TK</sub></i>	<i>D</i>
	<i>( m )</i>	<i>( m )</i>	<i>( ha )</i>	<i>( ph )</i>	<i>( ph )</i>	<i>( ph )</i>	<i>( l/s/ha )</i>	<i>( m<sup>3</sup>/s )</i>	<i>( mm )</i>
<b><u>1</u></b>	<b><u>2</u></b>	<b><u>3</u></b>	<b><u>4</u></b>	<b><u>5</u></b>	<b><u>6</u></b>	<b><u>7</u></b>	<b><u>8</u></b>	<b><u>9</u></b>	<b><u>10</u></b>
1	100	134	1,34	10,0	1,7	11,7	419	0,48	<b><i>D1000</i></b>
2	200	134	2,68	10,0	3,3	13,3	404	0,92	<b><i>D1000</i></b>
3	250	134	3,35	10,0	4,2	14,2	396	1,13	<b><i>D1000</i></b>
4	300	134	4,02	10,0	5,0	15,0	389	1,33	<b><i>D1000</i></b>
5	350	134	4,69	10,0	5,8	15,8	382	1,52	<b><i>D1250</i></b>
6	400	134	5,36	10,0	6,7	16,7	376	1,71	<b><i>D1250</i></b>

7	450	134	6,03	10,0	7,5	17,5	370	1,90	<b>D1250</b>
8	500	134	6,70	10,0	8,3	18,3	364	2,07	<b>D1250</b>
9	550	134	7,37	10,0	9,2	19,2	358	2,24	<b>D1250</b>
10	600	134	8,04	10,0	10,0	20,0	352	2,41	<b>D1500</b>
11	650	134	8,71	10,0	10,8	20,8	347	2,57	<b>D1500</b>
12	700	134	9,38	10,0	11,7	21,7	342	2,72	<b>D1500</b>
13	750	134	10,05	10,0	12,5	22,5	337	2,87	<b>D1500</b>
14	800	134	10,72	10,0	13,3	23,3	332	3,02	<b>D1500</b>
15	850	134	11,39	10,0	14,2	24,2	327	3,16	<b>D2000</b>
16	900	134	12,06	10,0	15,0	25,0	322	3,30	<b>D2000</b>
17	950	134	12,73	10,0	15,8	25,8	318	3,44	<b>D2000</b>
18	1000	134	13,40	10,0	16,7	26,7	313	3,57	<b>D2000</b>
19	1050	134	14,07	10,0	17,5	27,5	309	3,70	<b>D2000</b>
20	1100	134	14,74	10,0	18,3	28,3	305	3,82	<b>D2000</b>
21	1150	134	15,41	10,0	19,2	29,2	301	3,94	<b>D2000</b>
22	1200	134	16,08	10,0	20,0	30,0	297	4,06	<b>D2000</b>
23	1250	134	16,75	10,0	20,8	30,8	294	4,18	<b>D2000</b>
24	1300	134	17,42	10,0	21,7	31,7	290	4,29	<b>D2000</b>
25	1350	134	18,09	10,0	22,5	32,5	286	4,40	<b>D2000</b>
26	1400	134	18,76	10,0	23,3	33,3	283	4,51	<b>D2000</b>
27	1450	134	19,43	10,0	24,2	34,2	279	4,62	<b>D2000</b>
28	1500	134	20,10	10,0	25,0	35,0	276	4,72	<b>D2000</b>
29	1600	134	21,44	10,0	26,7	36,7	270	4,92	<b>D2000</b>
30	1700	134	22,78	10,0	28,3	38,3	264	5,11	<b>D2000</b>

*Hệ thống thoát nước thải*

Lưu lượng thoát nước thải phụ thuộc rất lớn vào tính chất, loại hình và quy mô đô thị, quy mô dân số dọc tuyến. Thông thường các thông số này được xác định thông qua bài toán quy hoạch đô thị. Việc dự kiến khẩu độ công trình thoát nước thải phải được thực hiện bởi đơn vị lập quy hoạch vì vấn đề này có liên quan tới vị trí, quy mô các trạm bơm nước thải, các nhà máy xử lý. Thời điểm hoàn thành hệ thống thoát nước thải với đầy đủ các công trình đầu mối như trạm bơm, nhà máy xử lý, ... thường chậm hơn khá nhiều so với tuyến đường. Như vậy trong giai đoạn đầu nước thải thường thoát chung với hệ thống thoát nước mưa. Các bước tính toán lưu lượng nước thải dưới đây mang tính sơ bộ để kiểm tra khả năng thoát nước của hệ thống thoát nước mưa khi có nước thải thoát cùng. Các bước tính toán bao gồm:

- Xác định phạm vi thoát nước thải. Trong ví dụ này phạm vi thoát nước thải sẽ là 100m tính từ mép ngoài vỉa hè.
- Căn cứ trên quy hoạch, xác định loại hình đô thị và quy mô dân số trong phạm vi tính toán. Trong ví dụ này xác định là khu dân cư, mật độ dân số 800 (người/ha).
- Xác định chỉ tiêu nước thải  $n_0$ . Trong ví dụ này chỉ tiêu nước thải là 200(lít/người/ngày đêm).
- Xác định tổng lượng nước thải  $W_1$  và lưu lượng nước thải trung bình  $Q_{TB}$  tại các mặt cắt yêu cầu tính toán.



- Xác định hệ số không điều hòa chung Kch.
- Xác định lưu lượng thải lớn nhất  $Q_{max} = Kch * Q_{TB}$  tại các mặt cắt yêu cầu tính toán.
- Trong ví dụ này, tại mặt cắt cuối cùng các thông số tính toán lưu lượng nước thải như sau:

+ Tổng lượng nước thải:  $W_t = (15*800)*200 = 2400$  (m<sup>3</sup>/ngày)

+ Lưu lượng trung bình:  $Q_{TB} = 2400*1000/86400 = 27,8$ (l/s)

+ Hệ số không điều hòa chung: Kch = 1,85

+ Lưu lượng thải lớn nhất:  $Q_{Max} = 1,85*27,8 = 51,4$  (l/s)

- Như vậy lưu lượng nước thải lớn nhất tại mặt cắt cuối cùng chỉ tương đương 1,1% lưu lượng nước mưa lớn nhất.

#### *Các vấn đề lưu ý khi thiết kế*

- Việc chọn khẩu độ cống dọc thoát nước mưa cần căn cứ trên lưu lượng tính toán đối với từng đoạn tuyến. Khả năng thoát nước của cống còn phụ thuộc vào độ dốc đặt cống, tuy nhiên yếu tố này có liên quan tới trắc dọc cống, trắc dọc đường và các khống chế cao độ khác. Như vậy, sau khi tiến hành bố trí cống (khẩu độ, trắc dọc) cần kiểm toán khả năng thoát nước của cống trên cơ sở các thông số trắc dọc cụ thể.

- Trong trường hợp này khẩu độ cống thoát nước mưa đủ đảm bảo thoát nước cả nước mưa và nước thải. Do đó trong giai đoạn đầu, nước thải có thể thoát cùng với nước mưa mà vẫn không cần tăng khẩu độ cống.

#### *Tài liệu sử dụng trong Chương IX:*

- [1]. Cấp thoát nước. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, 1988.
- [2]. Thoát nước, Tập 1: Mạng lưới thoát nước. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, 2001.
- [3]. Thoát nước đô thị, một số vấn đề về lý thuyết và thực tiễn ở Việt Nam. Nhà xuất bản Xây dựng, 2002.
- [4]. Adolison. Phân tích bãi sông và thủy văn. Nhà xuất bản Wesley, 1992.
- [5]. Hướng dẫn thoát nước đường ô tô, AASHTO, 1982.
- [6]. Thoát nước mặt đường ô tô. Thông tin thủy lực công trình No.12-1984
- [7]. Tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ, 22TCN 220-95.