TÔN THẤT VĨNH

Thiết kế Công trình bảo vệ BỜ, ĐÊ

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT

Tôn Thất Vĩnh

THIẾT KẾ
CÔNG TRÌNH BẢO VỆ BỜ, ĐÊ

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
HÀ NỘI

LỜI MỞ ĐẦU

Việt nam có 2 đồng bằng lớn sông Hồng, sông Cửu long và đồng bằng hẹp dài ven biển các tỉnh miền trung là những đồng bằng thấp thường hay bị uy hiếp rủi ro thiệt hại ngập lụt do lũ hay nước biển dâng do bão. Đê là công trình phòng chống chủ yếu được xây dựng từ lâu đời và không ngừng củng cố. Ngày nay cả nước có trên 7 ngàn km đê, trong đó khoảng 5 ngàn km đê sông và 2 ngàn km đê biển không kể đê bao vùng đồng bằng nam bộ. Để bảo vệ đê, kè chống sạt lở bờ sông và bờ biển cũng được xây dựng. Đặc biệt những năm gần đây kè xây dựng nhiều do kết hợp bảo vệ đất, nhà cửa, hải đảo và cho giao thông thuỷ, cảng.

Tổ chức củng cố đê kè và hộ đê sửa chữa khẩn cấp chúng ta có nhiều kinh nghiệm. Nhưng thiết kế chưa đáp ứng yêu cầu phát triển hiện nay và tương lai nên cần tiếp cận kiến thức mới từ các kết quả đúc rút từ kinh nghiệm, nghiên cứu qua tính toán cụ thể. Kiến thức đê kè này được áp dụng và phổ biến rộng rãi ở các nước công nghiệp phát triển như Hà lan, Mỹ, Anh v.v...

Mục đích của cuốn sách này là chuyển tải, cung cấp các kiến thức mới cũng như kinh nghiệm cần cho công tác thiết kế công trình bảo vệ bờ (bờ sông và bờ biển), đê có thể hữu ích cho các kỹ sư thiết kế, các cán bộ kỹ thuật làm công tác quản lý, nhà nghiên cứu, giảng dạy. Nội dung sách không chỉ đề cập các chỉ dẫn thiết kế mà còn nhắc lại các kiến thức căn bản về kỹ thuật sông ngòi, tương tác dòng chảy và bùn cát, cơ học đất cần cho kỹ sư thiết kế nâng cao sự hiểu biết để lựa lựa chọn giải pháp hợp lý. Những năm gần đây môi trường xã hội quan tâm, nên nghiên cứu thể hiện bằng quan điểm nhận thức của người thiết kế trong sử dụng vật liệu hoặc hình thức kết cấu phù hợp với cảnh quan. Cây cỏ là 'vật liệu sống' trong nhiều trường hợp có tác dụng tốt để bảo vệ đê, bờ chống xói lở ở nước có khí hậu nóng ẩm như nước ta thích hợp cho điều kiện cỏ cây sinh trưởng thay vì lạm dụng bê tông.

Vì sông ngòi, biển và đê điều là vấn đề phức tạp trong một cuốn sách không thể đề cập đầy đủ cho mục đích thiết kế. Mặt khác hiểu biết của tác giả về lĩnh vực trên còn hạn chế nên không thể tránh khỏi thiếu sót. Tuy nhiên tác giả hy vọng rằng nội dung của cuốn sách sẽ giúp làm sáng tỏ các quy định nêu trong các tiêu chuẩn nhà nước về thiết kế đê sông, đê biển và công trình bảo vệ bờ, đê phòng chống lũ lụt.

Nhân xuất bản cuốn sách này xin cảm ơn Krystian W.Pilarczyk, nhà khoa học, tác giả của nhiều sách đã trao đổi tài liệu liên quan về công trình bảo vệ bờ và chỉnh trị sông.

Tác giả

MỤC LỤC

Chương I: Cỏ và thảm cỏ, biện pháp bảo vệ mái đê 9
A Cỏ tự nhiên 9
1-1 Giới thiệu: 9
1-2 Thiết kế. 10
1-2-1 Kết quả nghiên cứu. 10
1-2-2 Thiết kế lớp cỏ 11
1-2-3 Thiết kế trồng cỏ kè bê tông có khoang hổng 12
1-2-4 Trồng cỏ 16
B. Thảm cỏ 16
1-3 Giới thiệu 16
1-4 Thiết kế 18
1-4-1 Các bước thiết kế. 18
1-4-2 Thiết kế 20
Chương II: Một số dạng kết cấu kè mái 29
2-1 Giới thiệu 29
2-2 Tải trọng sóng. 29
2-3 Tác dụng lên cấu trúc 31
2-3-1 Tải trọng sóng. 31
2-3-2 Tải trọng dòng chảy. 33
2-3-3 Đất nền 36
2-4 Tiêu chuẩn ổn định đối với thảm bê tông. 45
2-4-1 Giới thiệu 45
2-4-2 Quy định thiết kế về tải trọng sóng. 47
2-4-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy. 47
2-4-4 Quy định thiết kế về ổn định đất nền. 48
2-4-5 Ví dụ tính toán thảm bê tông 49
2-5 Tiêu chuẩn ổn định mảng bê tông 52
2-5-1 Giới thiệu 52
2-5-2 Độ thấm 54
2-5-3 Quy định thiết kế về tải trọng sóng. 55
2-5-4 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy. 60
2-5-5 Quy định thiết kế đối với đất nền. 60
2-5-6 Ví dụ thiết kế mảng bê tông tác dụng của tải trọng sóng. 61
2-6 Tiêu chuẩn ổn định mảng nhồi cát 62
2-6-1 Giới thiệu 62
2-6-2 Quy định thiết kế về tải trọng sóng. 62

2-6-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy. 62
2-6-4 Quy định thiết kế về ổn định đất nền. 63
2-7 Về ổn định của bao tải. 63
2-7-1 Giới thiệu 63
2-7-2. Bảo vệ mái 65
2-7-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy. 66
2-7-4 Về ổn định đất trong bao cát và mẫng cát. 67
2-7-5 Trường hợp bao cát chịu tải trọng sóng 67
2-8 Rọ đá 68
2-8-1 Giới thiệu 68
2-8-2 Tải trọng thuỷ lực và cơ chế phá hoại 69
2-8-3 Sự ổn định rọ đá do tác động sóng. 72
2-8-4 Rọ đá ổn định dưới tác dụng dòng chảy 74
2-8-5 Về ổn định đất nền. 75
2-8-6 Ví dụ tính toán (rọ chịu tác động dòng chảy lũ). 77
2-9 Kè nhựa đường 77
2-9-1 Giới thiệu 77
2-9-2 Kỹ thuật trộn. 78
2-9-3 Các loại hợp chất. 79
2-9-4 Về ứng dụng 82
2-10 Kè cục bê tông lát mái 85
2-10-1 Giới thiệu 85
2-10-2 Về ổn định lớp mặt 86
2-10-3 Sự dịch chuyển đất nền qua lớp lọc hoặc lớp mặt. 96
2-10-4 Về ổn định địa chất 98
2-10-5 Xói và bảo vệ chân kè. 108
2-10-6 Vị trí tiếp nối. 110
2-10-7 Bảo vệ đỉnh đê kè biển do sóng tràn 111
Chương III: Kè đá và vật liệu khác bảo vệ bờ sông 116
3-1 Giới thiệu 116
3-2. Về ổn định lớp mặt. 116
3-2-1 Yêu cầu do tác động dòng chảy 116
3-2-2 Yêu cầu do tác động sóng 121
3-3 Phạm vi sóng tác động. 124
3-4 Thiết kế lớp lọc 128
3-4-1 Dạng hạt. 128
3-4-2 Dạng sợi. 128
3-5 Thiết kế chân kè đá đổ: 133
Chương IV: Kè mỏ hàn bảo vệ bờ sông 134
4-1 Giới thiệu 134
4-2 Loại mỏ hàn 136
4-3 Khoảng cách và độ nghiêng với dòng chảy 139
4-4 Hiệu quả của mỏ hàn 146
4-5 Trường dòng chảy trong sông có mỏ hàn. 151

4-6 Xói cục bộ khu vực mỏ hàn 157
4-6-1 Giới thiệu 157
4-6-2 Xói ở mỏ hàn cứng 158
4-6-3 Xói ở mỏ hàn mềm 167
4-7 Xói hạ lưu do dòng chảy tràn 170
4-8 Xói cục bộ ở trụ cầu 174
4-9 Xói do thu hẹp dọc theo sông 178
4-10 Xói sau đập lớn 181
Chương V: Công trình chỉnh trị và tương tác đất nền 185
5-1 Tải trọng thuỷ lực 185
5-2 Phản ứng của đất bờ đối tải trọng thuỷ lực 185
5-2-1 Gradien thuỷ lực trong đất nền 186
5-2-2 Lực đẩy nổi 188
5-2-3 Về ổn định trong đất nền 190
5-2-4 Về ổn định trượt mái 190
5-2-5 Về ổn định tổng thể 191
Chương VI: Sử dụng cây cỏ trong công trình chỉnh trị sông 192
6-1 Mặt thuỷ lực của dùng cây cỏ trong công trình chỉnh trị sông 192
6-1-1 Hiệu quả và khả năng áp dụng 192
6-1-2 Cỏ và cây trong lòng sông ngập nước thường xuyên 192
6-1-3 Cỏ và cây trong lòng sông nơi không ngập nước thường xuyên 193
6-1-4 Cây 200
6-2 Gia cường đất 203
6-2-1 Khái quát 203
6-2-2 Phân tích ổn định 206
6-3 Về ứng dụng 207
6-3-1 Khái quát 207
6-3-2 Vùng mái bờ 207
6-3-3 Về ứng dụng và bố trí cây trồng trên mặt bằng 211
Chương VII: Mặt cắt ngang sông và tuyến chỉnh trị 212
7-1 Giới thiệu 212
7-2 Thiết kế một mặt cắt ngang sông (kênh) 212
7-2-1 Những khía cạnh chung 212
7-2-2 Phương pháp tính toán thiết kế mặt cắt ngang sông 217
7-2-3 Mặt cắt ngang ổn định của sông lòng cát 248
7-2-4 Biến đổi lòng dẫn do công trình chỉnh trị 249
7-3 Hình thái mặt bằng lòng sông 251
7-3-1 Giới thiệu 251
7-3-2 Đường cong cosin 252
7-3-3 Bán kính nhỏ nhất của đường cong 261
7-3-4 Chiều dài cong tối ưu 267
7-3-5 Một số đặc trưng của sông Hồng 268
Chương VIII: Hình thái sông 272
8-1 Giới thiệu 272

8-2 Mặt bằng sông cong quanh co và sông phân dòng. 273
8-3 Ngưỡng giữa sông cong và sông phân dòng 278
8-4 Mặt cắt dọc 281
8-5 Xói bờ 283
8-6 Trạng thái không ổn định 294
8-7 Phân loại đáy sông hướng đứng 299
8-8 Phân lưu và hợp lưu 304
8-9 Dạng hình đáy và độ nhám sông bồi tích 305
8-10 Công thức vận chuyển 317
Chương IX: Đê 335
9-1 Điều kiện biên về thuỷ lực 335
9-1-1 Phân tích rủi ro. 335
9-1-2 Xác định trị số thiết kế. 336
9-1-3 Trạng thái giới hạn. 338
9-1-4 Điều kiện biên (Tải trọng) 341
9-2 Điều kiện biên về địa chất 343
9-2-1 Giơí thiệu 343
9-2-2 Địa chất công trình và chức năng công trình ngăn nước. 343
9-2-3 Các thông số của đất. 343
9-2-4 Các nguyên lý cơ học đất cơ bản 344
9-2-5 Cơ chế phá hoại 348
9-2-6 Quan điểm thiết kế. 354
9-2-7 Đất đắp đê. 355
9-3 Tác động thời tiết đối với sức chống xói của đất dính 358
9-3-1 Giới thiệu 358
9-3-2 Tác động của thời tiết và biến dạng lớp đất sét bề mặt. 359
9-3-3 Tiến trình xói mòn 361
9-4 Chuyển động ban đầu và xói của đất rời 362
9-4-1 Chuyển động ban đầu. 362
9-5 Các phương pháp tính ổn định mái đê 365
9-5-1 Giới thiệu các phương pháp: 365
9-6 Tính toán lún 372
9-6-1 Giới thiệu 372
9-6-2 Công thức tính toán lún 373
Chương X: Mặt cắt ngang thiết kế công trình bảo vệ bờ biển 374
10-1. Giới thiệu 374
10-2 Loại cấu trúc 374
10-2-1 Đê và tường kè biển 374
10-2-2 Kè phá sóng 375
10-3 Mặt cắt ngang thiết kế đê, tường kè biển 376
10-3-1 Vùng tải trọng. 376
10-3-2. Mặt cắt ngang đê, tường kè. 377
10-4 Mặt cắt ngang kè phá sóng dạng hình thang 378
10-4-1 Giới thiệu 378

10-4-2 Hư hỏng và nguyên nhân mất ổn định của kè phá sóng..... 383
10-4-3 Viên vật liệu bọc ngoài 384
10-4-4 Công thức thiết kế viên vật liệu mặt ngoài..... 385
10-4-5 Chiều dày và phạm vi lớp bảo vệ bề mặt..... 389
10-4-6 Thiết kế lõi và các lớp dưới lớp bề mặt..... 389
10-4-7 Thiết kế đỉnh 391
10-4-8 Thiết kế chân..... 394
10-4-9: Thiết kế nền..... 396
10-4-10 Thiết kế đầu kè..... 398
10-5. Kè phá sóng mặt đứng 399
10-5-1 Giới thiệu..... 399
10-5-2 Thiết kế..... 400
10-6 Kè phá sóng cấu trúc tổng hợp..... 411
10-6-1 Giới thiệu..... 411
10-6-2 Thiết kế..... 411
10-7 Biểu đồ Hincast..... 414
Tài liệu tham khảo 421

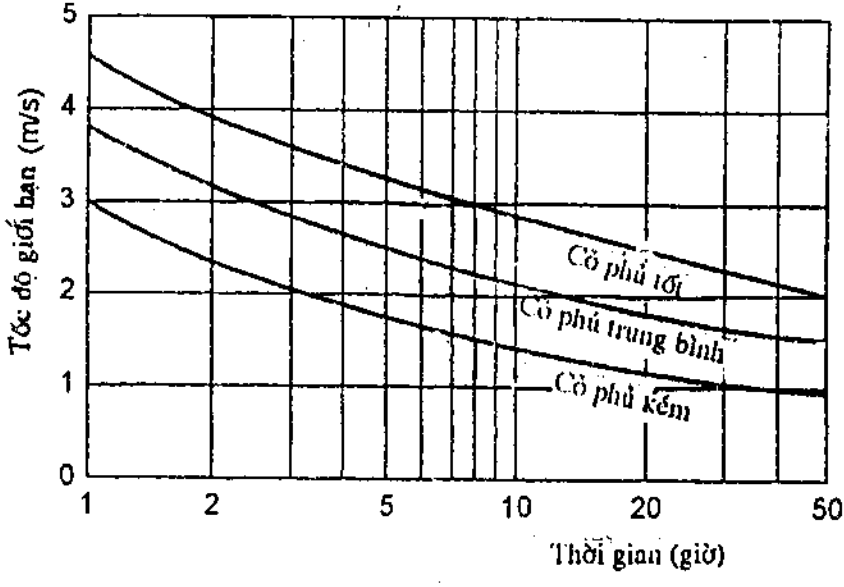
CHƯƠNG I

CỎ VÀ THẢM CỎ, BIỆN PHÁP BẢO VỆ MÁI ĐÊ

A Cỏ tự nhiên

1-1 Giới thiệu:

Trồng cỏ được xem là một trong các hình thức bảo vệ mái đê chống xói mòn do sóng và dòng chảy. Mái đê sông, đê biển ở nước ta hầu hết được bảo vệ bằng cỏ. Trồng cỏ ngoài ra còn có mục đích làm tăng cảnh quan môi trường, nguồn thức ăn cho gia súc như trâu bò.



Hình 1-1 Tốc độ giới hạn của cỏ

Trường hợp nơi mái đê chịu tác động thường xuyên và mạnh của tải trọng sóng hoặc dòng chảy mà cỏ không thể phát triển hoặc sống, một loại thảm cỏ nhân tạo hay kè cục bê tông có lỗ ở giữa để trồng cỏ được đặt ở đoạn tiếp giáp giữa kè mái và trồng cỏ.

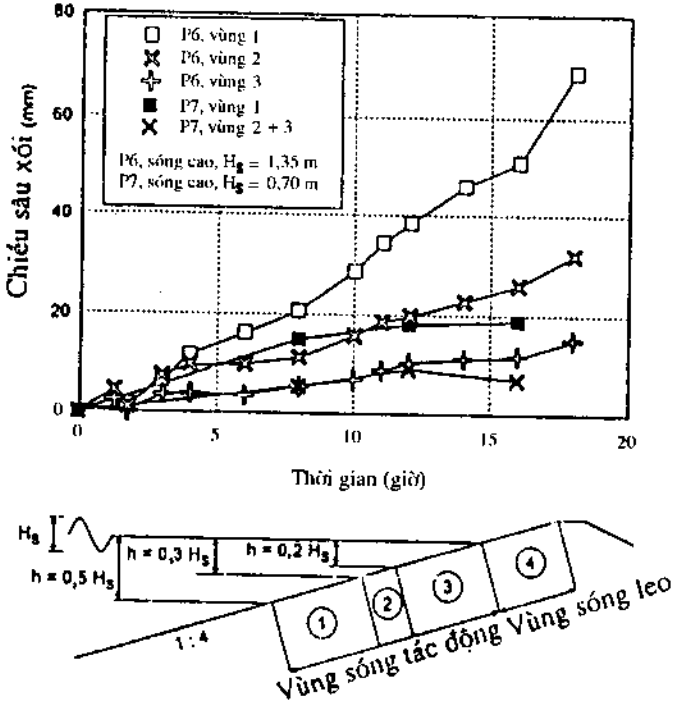
Thông thường cỏ được trồng ở lớp đất thịt nằm trên lớp đất đắp đê. Lớp đất này có tác dụng nuôi dưỡng, giữ độ ẩm cho cỏ và có tác dụng chống xói mòn bảo vệ thân đê.

Cường độ chịu tải trọng của cỏ biểu hiện chủ yếu là khả năng chống tác động của sóng trên mái đê: tác động trực tiếp do sóng leo, sóng đổ sau khi vỡ. Nói chung tác động của dòng chảy của sông chỉ là thứ yếu, trừ phi nơi gần phía sau đường tràn của đập. Thí nghiệm của Viện nghiên cứu Thuỷ lợi Delft Hà Lan cho thấy cỏ có thể chịu tác động của dòng chảy với vận tốc 2 m/s trong nhiều giờ cỏ không có ảnh hưởng lớn (Hình 1-1). Nhưng dưới tác dụng của sóng vỡ, thân cỏ chỉ chịu đựng thời gian nhất định còn lớp đất gồm gốc và rễ chịu được thời gian dài hơn. Cường độ chịu tải của cỏ bảo vệ mái đê phụ thuộc chính vào mật độ thân và rễ cỏ.

1-2 Thiết kế.

1-2-1 Kết quả nghiên cứu.

Thí nghiệm các lớp cỏ trên mái đê sông đê biển với độ dốc, chiều cao sóng, chu kỳ sóng và thời gian khác nhau:



Hình 1- 2 Kết quả thí nghiệm

Thí nghiệm	Chiều cao sóng	Chu kỳ sóng	Thời gian
Cỏ trên mái đê biển (m = 8)	1,85m	5,4s	29 giờ
Cỏ trên mái đê biển (m = 4)	0,75 – 1,35m	3,4 - 4,7s	17 giờ
Cỏ trên mái đê sông (m = 3)	0,3m	2,5s	60 giờ

Kết quả thí nghiệm cho thấy quan hệ giữa chiều sâu xói, chiều cao sóng và vùng sóng tác động mạnh nhất bằng 0,3 đến 0,6 lần chiều cao sóng dưới mức nước tĩnh (Hình 1-2).

1-2-2 Thiết kế lớp cỏ

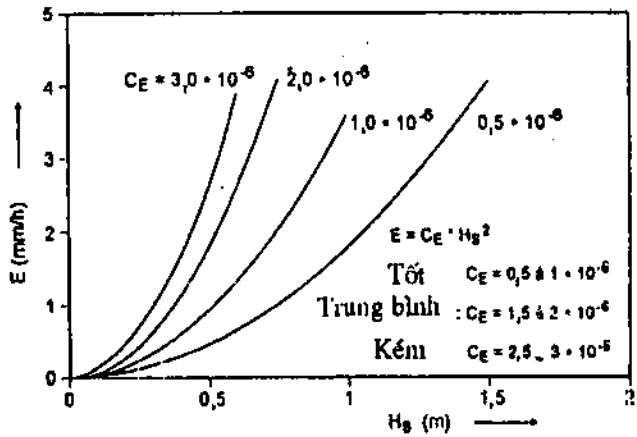
Dựa vào cơ sở lý thuyết giả thiết rằng tốc độ xói lở E theo bình phương chiều cao sóng H_s:

$$E = C_E H_s^2 \qquad (1\text{-}1)$$

Trong đó,

C_E là hệ số xói, phụ thuộc chất lượng cỏ được biểu thị trên hình 1-3.

Chất lượng cỏ	C_E
Tốt	$0,5\ 10^{-6} – 1.5\ 10^{-6}$
Trung bình	$1,5\ 10^{-6} – 2.5\ 10^{-6}$
Kém	$2,5\ 10^{-6} – 3.5\ 10^{-6}$



Hình 1-3 Quan hệ tốc độ xói và chiều cao sóng

Thời gian của một tải trọng sóng xác định theo công thức sau:

$$t_{max} = d / \gamma c_e H_s^2 \qquad (1\text{-}2)$$

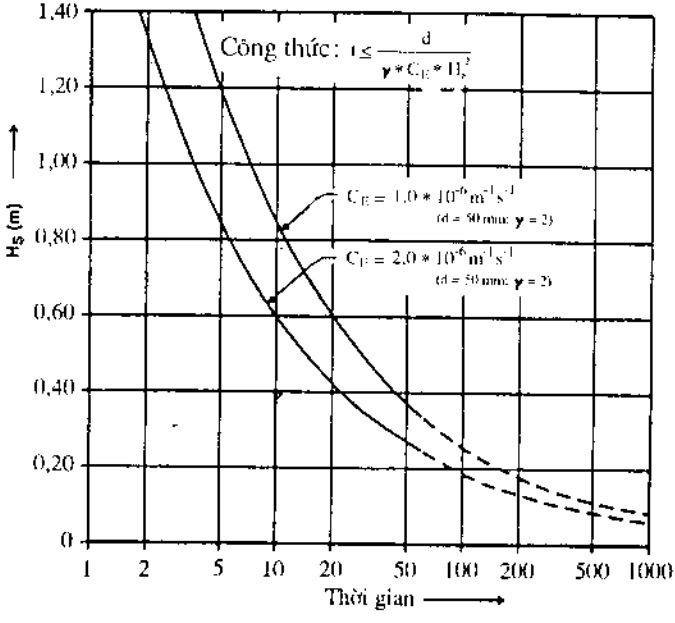
Trong đó:

t_{max} : thời gian cho phép lớn nhất tải trọng sóng (s)

d : chiều dày lớp cỏ (m)

γ : hệ số an toàn

Mối quan hệ giữa t_{max} và H_s với các giá trị khác nhau của c_e được trình bày ở hình 1-4.



Hình 1-4 Thời gian cho phép lớn nhất tải trọng sóng

Hệ số c_e phụ thuộc quan hệ chất lượng cỏ và đất như tỷ lệ phần trăm cỏ bao phủ, chiều dài rễ và thành phần hạt mịn của đất.

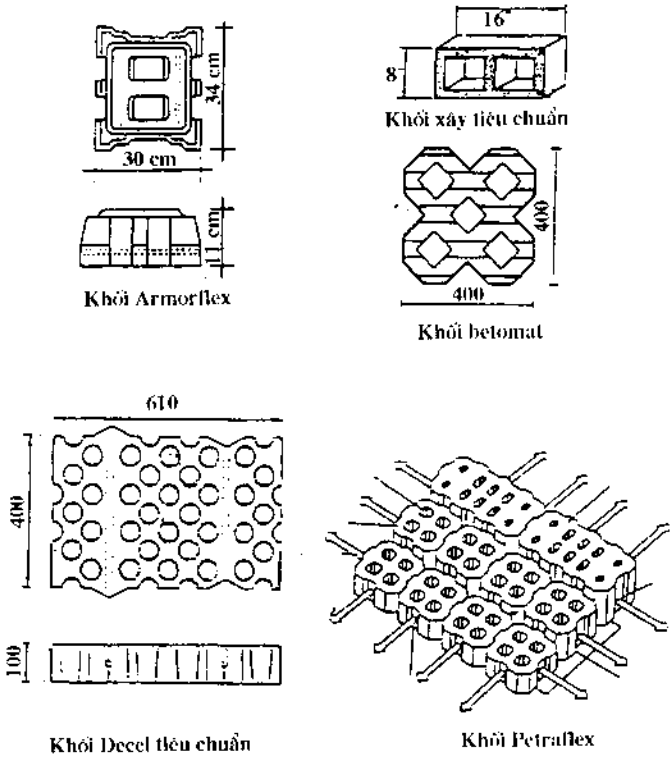
Hệ số giảm sóng leo r khi mái đê trồng cỏ được xác định theo công thức sau:

$$r = 1,15\ H_s^2 \qquad (1\text{-}3)$$

1-2-3 Thiết kế trồng cỏ kè bê tông có khoang hổng

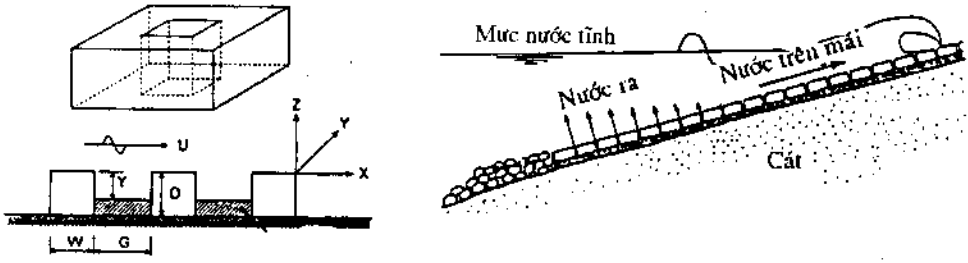
Cỏ được trồng bảo vệ mái đê và đỉnh kè, nơi nước không ngập thường xuyên để cỏ có thể sống và phát triển. Thông thường cỏ trồng phía trên mực nước tạo lòng. Đối với đê quan trọng, nơi đỉnh kè là chân đê hoặc gần sát chân đê, cỏ được trồng trong ô, khoang hở của cục bê tông lát mái để chống sóng leo. Một số hình thức cục bê tông loại này thể hiện ở hình 1-5 và 1-6.

Hai tác nhân làm mất ổn định và gây xói đất trong các khoang hở cục bê tông là dòng chảy của sóng do gió, tàu thuyền là dòng trườn theo mái lên xuống và dòng chảy ra từ thân, lớp nền đê kè như ở hình 1-7.



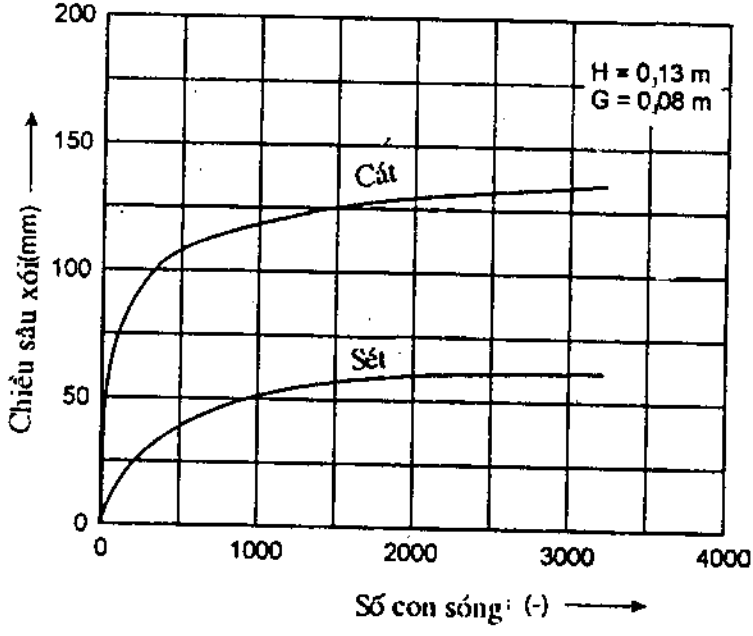
Hình 1-5 Một số hình thức cục bê tông có khoang hở

Hình 1-6 Kè mái chống sóng, Nhật Tân - Yên Phụ, Hà nội



Hình 1-7 Tác nhân gây mất ổn định

Quan hệ giữa chiều sâu xói, số con sóng tác động và chiều cao sóng biểu thị trên hình 1-8 và hình 1-9.



Hình 1-8 Quan hệ chiều sâu xói và số các con sóng tác động

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu của Viện thuỷ lợi Delft, kích thước của khoang hổng cục bê tông lát mái chống sóng leo được tính theo công thức sau:

G > 0,1m :

$$Y/G = 0{,}2(H/Đ_{50})^{0{,}33} \qquad (1\text{-}4)$$

G < 0,1m :

$$Y/G = 2,5(H/D_{50})^{0,20}(D_{50}/G)^{1,5} \qquad (1\text{-}5)$$

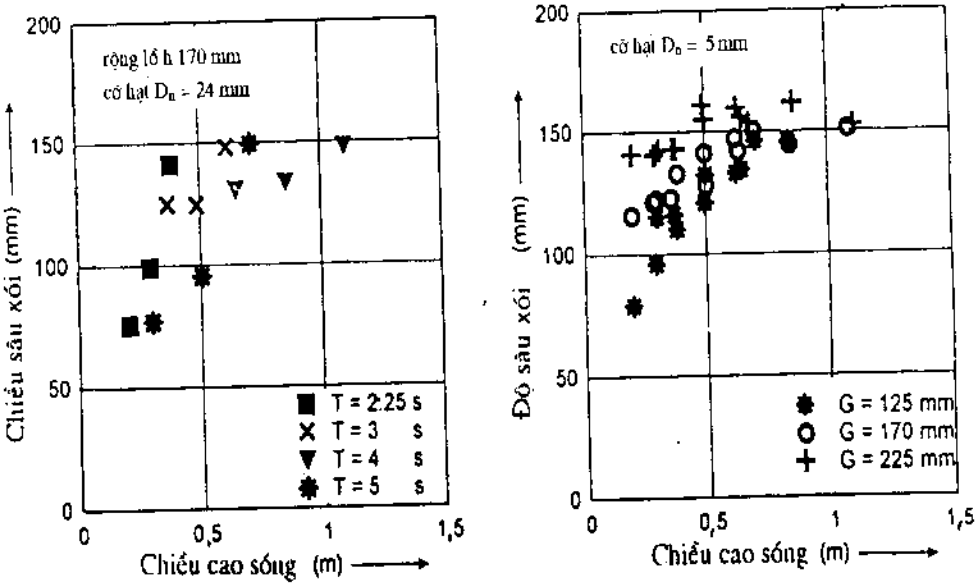
Trong đó:

H : chiều cao sóng

Y : chiều sâu khoang hổng (hình 1-7)

G : chiều rộng khoang hổng

D_{50} : đường kính hạt trung bình của đất trong khoang hổng



Hình 1-9 Quan hệ chiều sâu xói và chiều cao sóng

Với sóng đuôi tàu, các công thức sau được áp dụng:

- Đất không dính kết:

$$Y/G = 0,7Z^{0,5}\log(N + 1) \qquad (1\text{-}6)$$

- Đất dính kết:

$$Y/G = 0,25Pt^{-0,2}Z^{0,5}\log(N + 1) \qquad (1\text{-}7)$$

Trong đó:

Z : chiều cao sóng đuôi tàu

Pt : tỷ lệ phần trăm hạt mịn (hạt đường kính nhỏ hơn 0.002mm)

N : Số tàu qua lại

Khi thiết kế chọn Y < D, D là chiều dày cục bê tông khoang hổng.

1-2-4 Trồng cỏ

Để cỏ sống và phát triển, đất trồng mái đê có thành phần cát không vượt quá 50% và đối với đất sét có độ dính kết nhỏ (cần xác định chỉ số dẻo bằng khoảng 15% đến 18%).

Cỏ đánh thành từng miếng kích thước 30 x30 dày 25 cm đặt khít nhau trên mái đê. Ghép trồng từ dưới lên trên, có ghim tre neo cắm từng miếng.

Thời gian trồng tốt nhất vào khoảng tháng 3 đến tháng 5 cùng thời gian thi công đê kè phải hoàn thành trước mùa mưa hàng năm.

Loại cỏ trồng là cỏ gà, cỏ gấu, đặc biệt cỏ tranh có bộ rễ dày cắm sâu và thân dài, dai có tác dụng chống tác động của dòng chảy và sóng tốt nên trồng ở khoang hở kè cục bê tông.

B. Thảm cỏ

1-3 Giới thiệu

Cỏ là một biện pháp tốt bảo vệ mái đê kè. Tuy nhiên ở nơi dòng chảy hoặc sóng tác động tương đối thường xuyên hoặc điều kiện khác làm cỏ không thể sống hoặc phát triển, thảm cỏ được sử dụng thay cỏ tự nhiên hoặc giúp cỏ tăng khả năng chống lại tác dụng của tải trọng.

Thông thường thảm cỏ sử dụng với nhiều mục đích sau:

. Bảo vệ mái dốc, mái đê kè chống xói đất do mưa, gió;

. Kiến lập cây cỏ trên mái dốc phong hoá;

. Chống xói mòn đất trên các bề mặt trơn;

. Bảo vệ mái công trình thuỷ lợi, giao thông và các công trình khác.

Thảm cỏ cấu tạo bằng các sợi polyme (polyamide, polyethylene) hoặc thảm lưới polyette. Một số loại thảm cỏ nhân tạo được sử dụng nhiều gồm các loại:

- Thảm hở: có cấu trúc hở, chiều dày các thảm khác nhau lựa chọn tuỳ thuộc điều kiện tải trọng. Loại này được sử dụng để kiến lập cây cỏ trên mái dốc.

- Thảm mặt dưới phẳng: mặt dưới phẳng có cấu tạo gồm 2 lớp sợi 2 chiều, còn mặt trên là lưới sợi lá nhọn. Mặt dưới nước không thấm qua thường đặt trên lớp đá dăm để tăng khả năng chống xói mòn đất. Loại này thường dùng thay cho cỏ tự nhiên nơi cỏ không sống được hoặc một phần đặt dưới mặt nước.

- Thảm gia công trước: gồm nhựa đường và đá dăm được cấu tạo hở và nước thấm qua được để cây cỏ có thể sống ở trong đó. Loại thảm này nặng hơn các loại thảm khác nhưng có khả năng chống tốt tải trọng thuỷ lực và sử dụng nơi cỏ không thể sống ở dưới nước.

- Thảm gia cường: có khả năng chịu kéo cao, thường sử dụng nơi bờ dốc đứng và bề mặt của đất phẳng. Loại này cấu tạo bằng cách gắn chặt với lưới polyette hoặc vải địa kỹ thuật loại không dệt thành thảm hở, được gia cường dọc theo chiều dài thảm.

- Thảm cho cỏ mọc: thảm hở hay thảm mặt dưới phẳng, trên đó các tấm cỏ tự nhiên được đặt để cỏ phát triển thuận lợi hơn.

Đối với việc bảo vệ mái đê, kè chống lại tải trọng thuỷ lực loại thảm hở và thảm mặt dưới phẳng thường sử dụng nơi ít khi bị ngập nước, chỉ ngập khi nước cao. Vị trí thường bị nước ngập cây cỏ khó phát triển (có thể đoạn dưới mặt nước) loại thảm mặt dưới phẳng, thảm gia công trước được sử dụng. Có thể chia mái đê, kè thành 4 vùng chịu tải trọng thuỷ lực khác nhau như hình 1-10 để bố trí các hình thức kết cấu khác nhau:

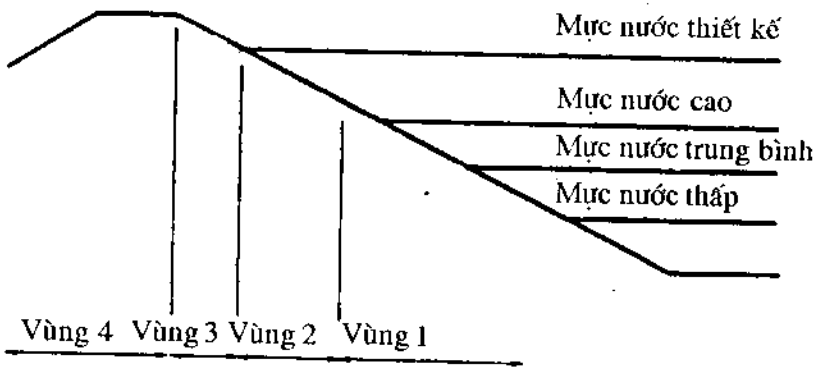
- Vùng 1: Thường bị ngập nước, đối với đê biển là vùng khoảng giữa mực nước thuỷ triều biến đổi lên xuống hàng ngày và đối với đê, kè sông là vùng giữa mức nước tạo lòng và chân kè hoặc chân bờ sông bị ảnh hưởng của dòng chảy và sóng tác động.

- Vùng 2: Là vùng giữa mức nước tạo lòng và mức nước thiết kế đê bị tác động của sóng và dòng chảy khi ở mức nước cao.

-Vùng 3: Nằm giữa mức nước thiết kế đê và đỉnh đê chịu tác động của sóng leo.

-Vùng 4: Gồm đỉnh đê và mái phía trong chịu tác động của dòng chảy khi mực nước hoặc sóng leo cao vượt thiết kế hay xói mòn mạnh do mưa.

Vùng 1 và 2 thường gia cố bằng kè lát mái đá hay bê tông nhưng có thể gia cố bằng thảm gia công trước hoặc thảm mặt dưới phẳng nơi tải trọng thuỷ lực thấp. Vùng 3 bảo vệ bằng trồng cỏ hoặc các loại thảm cỏ nhân tạo tuỳ điều kiện tải trọng, thông thường dùng loại thảm hở. Vùng 4 chỉ chịu tải trọng trong trường hợp đặc biệt nên chỉ sử dụng cỏ để bảo vệ đỉnh đê và mái hạ lưu trừ phi đất bị xói mòn mạnh do mưa hay cỏ phát triển kém có thể dùng thảm hở để gia cường. Một số tuyến đê các tỉnh miền trung bị nước tràn qua có thể áp dụng các loại thảm nêu trên tuỳ theo chiều cao cột nước và thời gian nước tràn để chống sạt lở khi nước tràn qua.



Hình 1-10 Các vùng bảo vệ mái

1-4 Thiết kế

1-4-1 Các bước thiết kế.

Thiết kế theo các bước sau đây:

Bước 1: Lựa chọn cần thiết bảo vệ mái đê kè hoặc không.

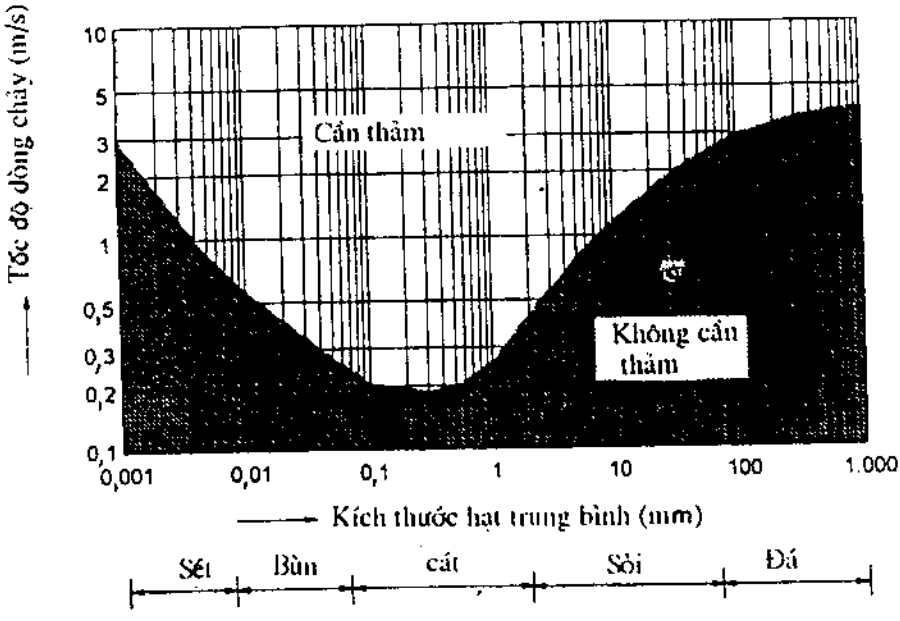
Nếu lớp đất mái đê kè ngoài cùng là đất bị xói như đất pha cát, đất bùn sét thì cần thiết phải bảo vệ mái. Ngược lại đất sét hoặc đất khó xói khác có thể không cần thiết dùng thảm cỏ nhân tạo để bảo vệ mái. Hình 1-11 biểu thị quan hệ tốc độ dòng chảy gây xói và kích thước hạt đất được sử dụng để lựa chọn cần thiết bảo vệ mái hoặc không.

Bước 2: Chọn vị trí và chiều dài thảm.

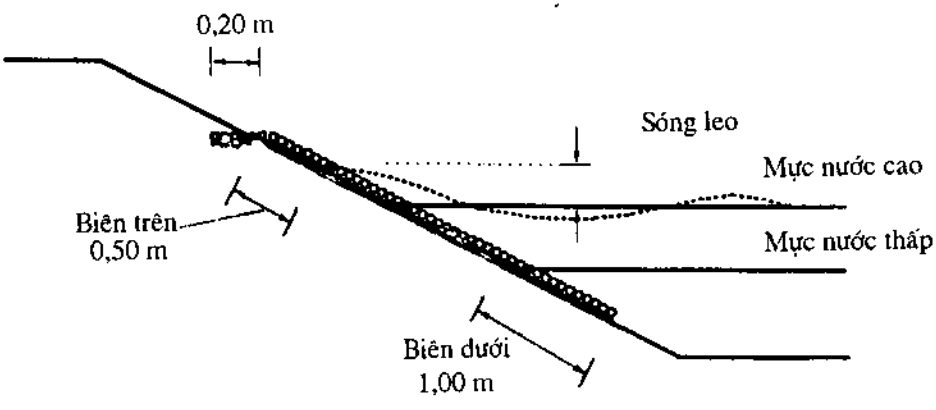
Vị trí đặt thảm ở khoảng giữa mức nước cao và mức nước thấp. Biên trên vượt 0,5 m phía trên phạm vi sóng leo, biên dưới bằng 1,5 đến 2 lần chiều cao sóng H_s, tối thiểu 1 m như hình 1-12.

Chiều cao sóng leo phụ thuộc chiều cao sóng và độ dốc mái lấy theo bảng dưới đây:

H_s	Độ dốc mái		
	(1 : 2)	(1 : 3)	(1 : 4)
0,1	0,40	0,.25	0,20
0,2	0,80	0,55	0,40
0,3	1,20	0,80	0,60



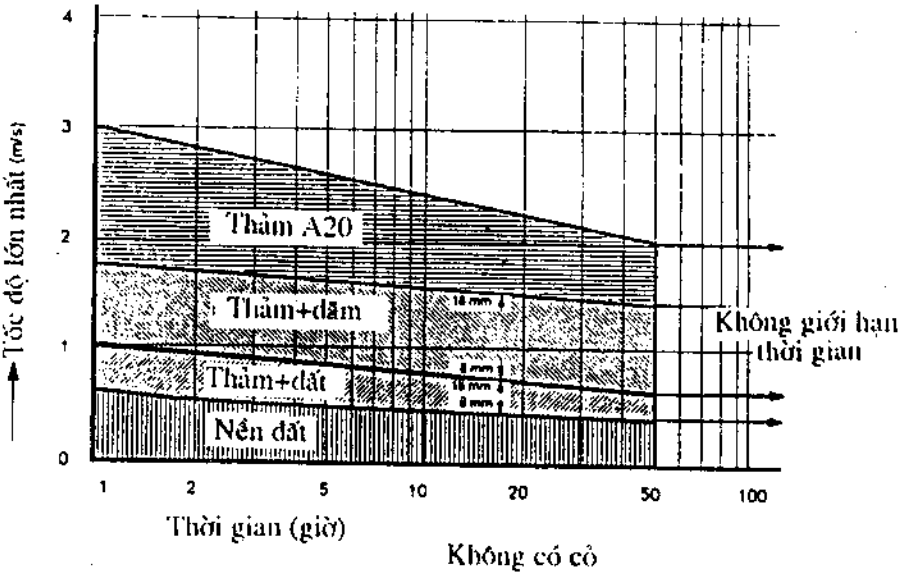
Hình 1-11 Tốc độ dòng chảy tới hạn và đường kính trung bình hạt đất cát



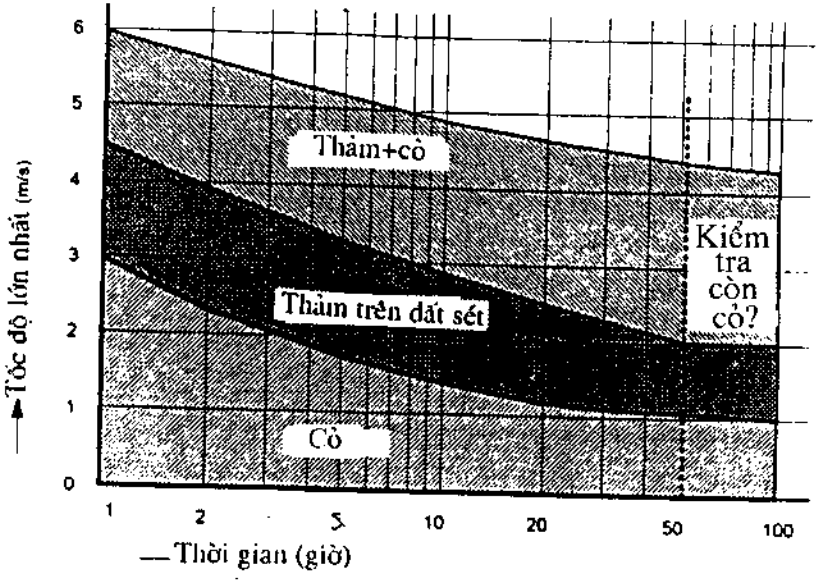
Hình 1-12 Vị trí và phạm vi bố trí thảm cỏ

Bước 3: Chọn hình thức thảm thích hợp.

Hình 1-13 biểu thị điều kiện biên sử dụng các loại thảm cho trường hợp không có cỏ tự nhiên mọc và hình 1-14 biểu thị trường hợp có cỏ mọc.



Hình 1-13 Tác động của dòng chảy loại thảm không cỏ



Hình1-14 Tác động của dòng chảy loại thảm có cỏ

1-4-2 Thiết kế.

- Dòng chảy

Dòng chảy gây ứng suất kéo ở mái và đáy bờ. Tốc độ dòng chảy tác dụng hoặc ứng suất kéo được so sánh với tốc độ dòng chảy tới hạn hoặc ứng suất kéo tới hạn (dòng chảy làm các hạt đất bắt đầu chuyển dịch).

Hai phương pháp thông dụng để tính tốc độ trung bình của dòng chảy là phương pháp Chezy và phương pháp Manning.

Công thức Chezy:

$$V = C.\sqrt{R.i} \qquad (1\text{-}8)$$

$$C = 18\log(12R/k_s) \qquad (1\text{-}9)$$

Trong đó:

V là tốc độ trung bình của dòng chảy (m/s);

C là hệ số Chezy ($m^{1/2}/s$);

R- bán kính thuỷ lực (m);

i- độ dốc mặt nước;

k_s là độ thô tuyệt đối (m).

Công thức Manning:

$$V = K_m.R^{2/3}.I^{1/2} \qquad (1\text{-}10)$$

Trong đó,

K_m- hệ số nhám Manning ($m^{1/3}/s$), hoặc dùng n thay cho K_m với $n = 1/K_m$

Quan hệ giữa hệ số Chezy và hệ số nhám Manning được xác lập như sau:

$$c = R^{1/6}/n = K_m.R^{1/6} \qquad (1\text{-}11)$$

Độ thô tuyệt đối k_s trường hợp không bảo vệ bằng cỏ được xác định theo D_{90} của đất. D_{90} là kích thước hạt vượt 10% trọng lượng của vật liệu đất. Độ thô tuyệt đối k_s = 0,014 đối với thảm mặt sau phẳng không có cỏ, dưới là đá dăm. Hệ số nhám Manning K_m là 50 $m^{1/3}/s$ hoặc độ thô tuyệt đối k_s = 0,010 m được lấy cho loại thảm gia công trước.

Hệ số n cho các vật liệu khác nhau được lấy ở bảng dưới

Vật liệu	n
Gạch	0,012 - 0,017
Bê tông	0,010 - 0,018
Gỗ	0,010 - 0,015
Mái bờ, kênh phẳng trơn	0,017 - 0,025
Bờ cong có cỏ cây	0,035 - 0,050

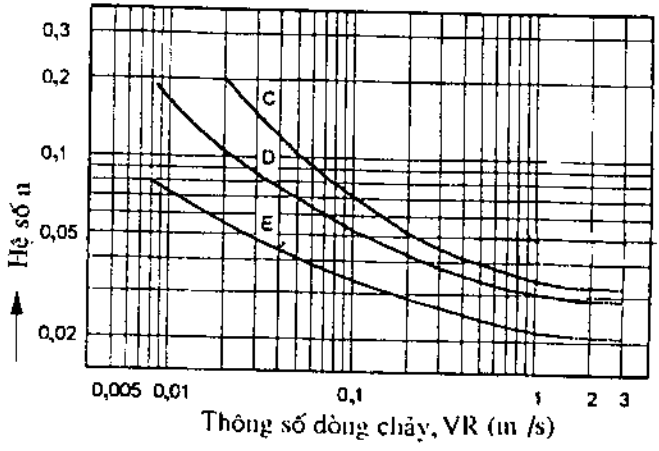
Bờ tự nhiên thẳng, sạch	0,025 - 0,035
Mái đá lát phẳng	0,025 - 0,035
Mái đá gồ ghề	0,035 - 0,045

Với mái thoải hơn 1:10, hệ số n được xác định theo biểu đồ hình 1-15, mái dốc hơn 1:10 lấy theo biểu đồ hình 1-16.

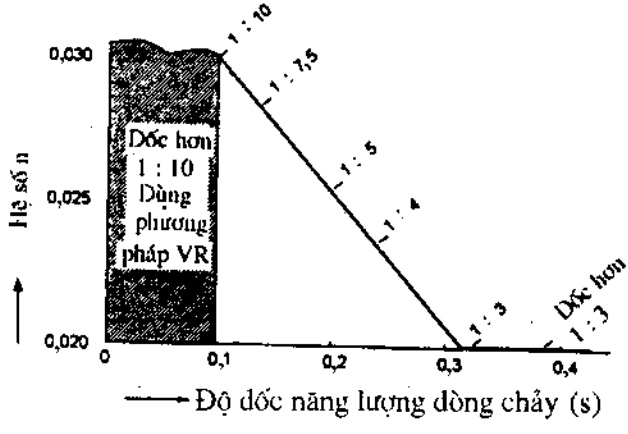
Trong hình: C là cỏ tiêu chuẩn thân dài 150mm - 250mm

D - cỏ tiêu chuẩn thân dài từ 50mm - 150mm

E - cỏ tiêu chuẩn thân dài nhỏ hơn 50mm.



Hình 1-15 Độ nhám thuỷ lực của cỏ



Hình 1-16 Hệ số n cho mái dốc hơn 1:10

Tốc độ dòng chảy tới hạn đối với đường kính hạt đất trung bình được bảo vệ bằng các loại thảm khác nhau trình bày ở hình 1-17.

Trong hình:

1 là thảm gia công trước (tốt nhất)

2- thảm gia công trước

3- thảm mặt dưới phẳng (20mm) + đá vụn

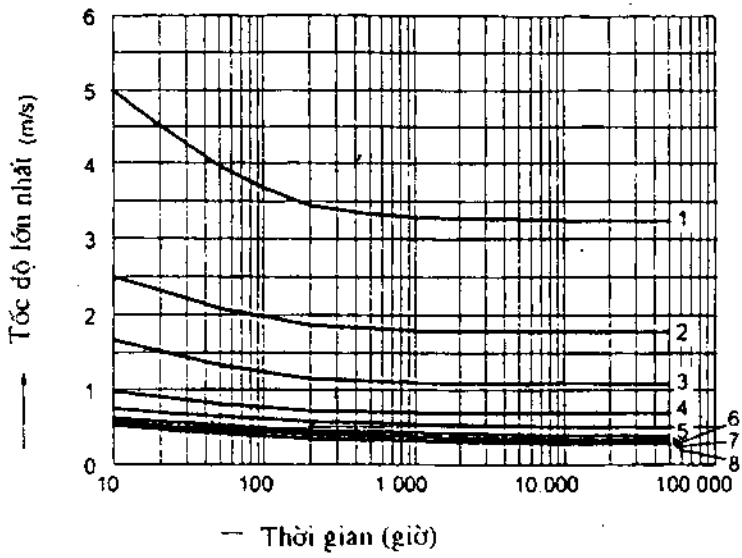
4- thảm mặt dưới phẳng (10mm) + đá vụn

5- thảm mặt dưới phẳng (20mm) + sỏi sạn

6- thảm hở (20mm) + sỏi sạn

7- thảm mặt dưới phẳng (10mm) + sỏi sạn

8- thảm hở (10mm) + sỏi sạn.



Hình 1-17 Tốc độ dòng chảy tới hạn đối với đường kính hạt trung bình

Các giá trị giới hạn về xói đối với cỏ và thảm cỏ nhân tạo được biểu thị trên hình 1-18.

Do các giá trị trên hình ứng với mặt nằm ngang nên với mái dốc cần phải xét đến trọng lực tác dụng lên hạt đất dọc theo mái.

$$v_{cr,slop} = t.v_{cr,h} \qquad t = \left(1 - \frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\phi}\right)^{1/4} \qquad (1\text{-}12)$$

Trong đó:

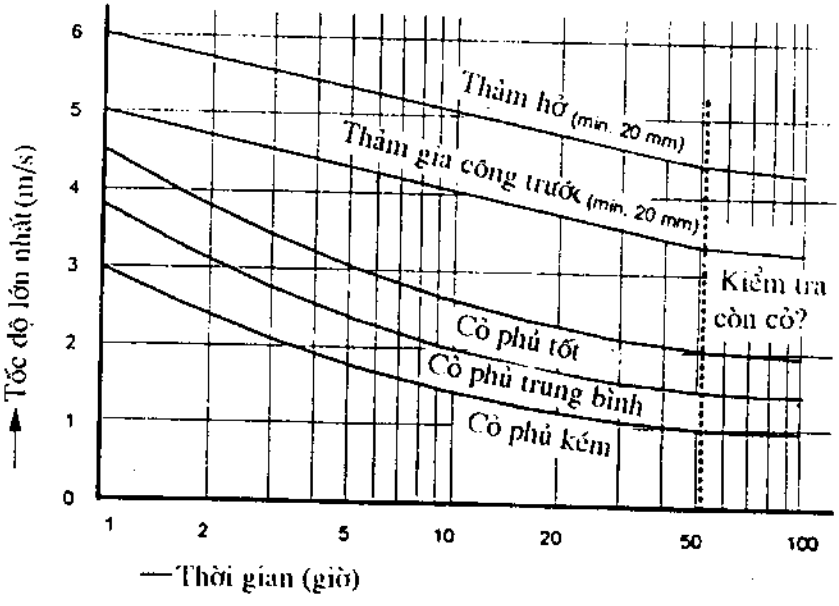
t là hệ số mái;

α - góc của mái (độ);

ϕ - góc nội ma sát của đất (độ).

Một hệ số an toàn bằng 1,5 dùng trong trường hợp không có cỏ hoặc cỏ mọc kém, 1,2 trường hợp cỏ trưởng thành.

Dưới nước thảm cỏ do ghép mép chồng lên nhau nên dưới tác dụng của dòng chảy làm thảm mất ổn định. Ví dụ với thảm gia công trước, hiện tượng trên xảy ra khi vận tốc dòng chảy đạt 0,6 m/s. Vì vậy ở nơi vận tốc lớn yêu cầu phải khâu nối mép các tấm thảm với nhau hoặc bằng cách thêm nhựa đường hay vật nặng như đá để đè.



Hình 1-18 Gia trị giới hạn xói đối với cỏ, thảm cỏ

Tại đáy bờ, ứng xuất kéo tới hạn có quan hệ với tốc độ dòng chảy tới hạn. Với thảm hở, một ứng xuất kéo tới hạn hiện diện có tác dụng làm các hạt đất cát ở dưới thảm chuyển động. Sử dụng biểu đồ hình 1-19 để xác định ứng xuất kéo tới hạn tại đáy đối với đất không dính dựa theo đường kính hạt trung bình D_{50}. Quan hệ giữa tốc độ dòng chảy và ứng suất kéo biểu thị ở công thức dưới đây:

$$\tau = \rho g.v^2 / K_m^2 R^{1/3} \qquad (1\text{-}13)$$

Trong đó:

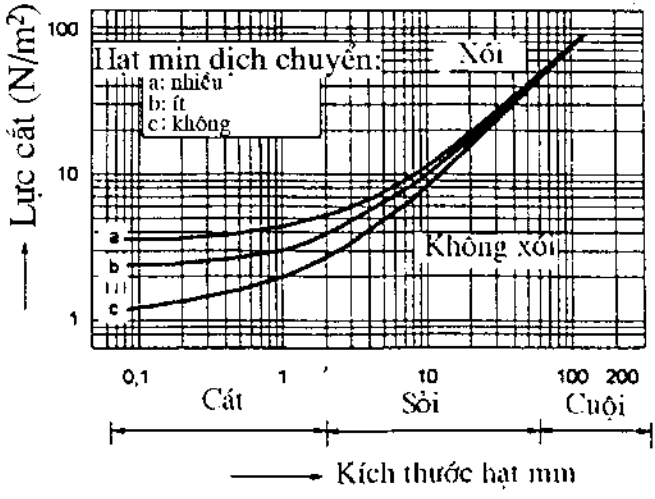
τ là ứng suất kéo (N/m^2)

ρ là tỷ trọng của nước (kg/m^3)

g- gia tốc trọng trường (m/s^2)

K_m- hệ số nhám Manning ($m^{1/3}/s$)

R là bán kính thuỷ lực (m).



Hình 1-19 Biểu thị ứng suất kéo tới hạn đất không dính

- Sóng

Sóng tạo bởi gió hoặc tàu thuyền. Sóng do gió có thể áp dụng phương pháp hindcasting. Theo thực nghiệm, với thảm gia công trước có thể chịu tác động của sóng chiều cao H_s = 0,2 đến 0,3 m.

Đối với cỏ tự nhiên trên mái đê bị phá hoại theo chiều cao sóng và thời gian sóng tác dụng như sau:

a. Chiều cao sóng nhỏ hơn 0,4 m:

* Cỏ phát triển tốt bị phá huỷ 1 đến 2 ngày (mặt nền nguyên vẹn);

* Cỏ phát triển kém bị phá huỷ trong vòng 24 giờ (hố xói sâu 0,2 đến 0,4 m);

* Cỏ tốt trên lớp đất pha nhiều cát bị phá huỷ dưới 24 giờ (hố sâu khoảng 0,3 m);

b. Chiều cao sóng 0,4 đến 1,0 m:

* Cỏ bị phá huỷ trong thời gian 24 giờ nhưng còn phần gốc rễ có thể tồn tại 1 đến 2 ngày.

* Cỏ kém phát triển, trong vòng 36 giờ xuất hiện các hố xói vài cm.

c. Chiều cao sóng khoảng 1 m đến 1,4 m:

* Cỏ tốt có thể tồn tại 15 đến 20 giờ với điều kiện lớp đất dưới có khả năng chống xói tốt. Không xuất hiện hiện tượng xói lở.

* Khi lớp đất trồng chống xói kém, cỏ tốt chỉ tồn tại vài giờ.

* Khi chất lượng cỏ kém, hiện tượng xói xảy ra sau vài giờ.

Xói phụ thuộc chủ yếu chất lượng lớp cỏ, đất dưới lớp cỏ chỉ có vai trò thứ yếu. Khả năng chống xói của loại thảm cỏ hở được xem bằng với lớp cỏ chất lượng tốt nhưng thời gian xuất hiện xói có thể kéo dài đến vài ngày.

- Sóng tràn qua đỉnh đê:

Mái trong và đỉnh đê thường trồng cỏ để chống xói. Khi sóng tràn qua đỉnh đê hiện tượng xói xảy ra phụ thuộc vào số lần sóng tràn và thời gian tràn. Ví dụ đê biển, sóng chỉ tràn qua đê khi có nước dâng lớn với thời gian ngắn; nhưng đối với đê sông sóng tràn đê khi mực nước vượt thiết kế trong thời gian dài. Tuy chưa có kết quả nghiên cứu về sóng tràn đỉnh đê, song điều chắc chắn rằng có cỏ bảo vệ đỉnh và mái đê phía trong có tác dụng tốt chống xói mòn. Đặc biệt đê biển cần gia cường thêm thảm cỏ nơi cỏ tự nhiên khó sống và phát triển.

- Mực nước:

Mực nước là yếu tố quan trọng của tải trọng thuỷ lực khi lựa chọn thảm liệu cây cỏ có thể sống được tốt hay không. Các quy định về thiết kế có thể áp dụng như sau:

* Vị trí khoảng 0,3 m ở dưới mức nước trung bình , cỏ được xem khó sống và phát triển;

* Nơi mái bờ, đê thường bị ngập nước một vài ngày (2 hoặc 3 lần trong một năm) hoặc một vài tuần (một năm một lần) cỏ được xem phát triển kém.

* Khi sóng, cỏ hiện diện không thể phát triển ở vùng sóng thường xuất hiện và vùng phía trên chịu tác dụng của sóng leo.

* Khi sóng, cỏ hiện diện phát triển kém ở vùng giữa mức nước trung bình và mức nước thiết kế. Chiều dài của vùng này phụ thuộc chiều cao sóng, tần suất xuất hiện mực nước cao và góc của mái dốc.

Khi thiết kế thi công thảm cỏ phải xác định vị trí và phạm vi thảm trên mái ở 2 đầu trên dưới theo cách sau đây:

Xác định mực nước cao:

* Nơi mực nước biến đổi ít là mực nước cao trung bình (vùng không ảnh hưởng triều);

* Nơi mực nước biến đổi lớn có mức nước cao xảy ra 3 lần trong 1 năm (vùng không ảnh hưởng triều);

*Mực nước cao trung bình đối với vùng ảnh hưởng triều.

Xác định mực nước thấp:

* Nơi mực nước biến đổi là mực nước thấp trung bình (vùng không ảnh hưởng triều);

* Mực nước thấp trung bình đối với vùng ảnh hưởng triều.

Biên giới trên của thảm là 0,5 m dọc theo mái đê phía trên mực nước cao và cộng thêm phần do sóng leo.

Biên giới dưới của thảm xác định như sau:

Khi thảm chịu tải trọng dòng chảy thì toàn bộ mái hoặc đáy bờ được bảo vệ;

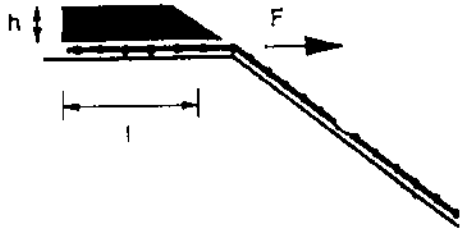
Khi thảm chịu tải trọng sóng thì mép dưới lấy bằng 1,5 đến 2 lần chiều cao H_s, tối thiểu 1 m dọc theo mái.

- Địa chất:

Khi thiết kế đặt thảm phải xem xét điều kiện địa chất mái. Thảm có thể đặt trên mái dốc đứng với địa chất nền đảm bảo ổn định. Tuy thảm làm tăng khả năng chống xói mòn nhưng bản thân mái phải ổn định. Hai trường hợp cần phân biệt sau đây:

1) Mái dốc ít: Thảm có thể đặt trên mái mà không ngại bị trượt. Thảm không bị lực kéo làm hư hỏng. Trường hợp này thường gặp nơi nền đất có độ dốc không dốc hơn 1:1 đối với mái trên khô và 1:1,5 với mái dưới nước. Điều kiện này cho phép áp dụng thảm thông dụng ở nhiều công trình đất.

2) Mái tương đối dốc: Thảm chịu lực kéo nên thường phải sử dụng thảm gia cường. Lực kéo tác dụng lên mái được tính và xác định chiều dày của thảm. Thảm gia cường trên mái dốc đứng phải neo đầu thảm. Phần neo nằm trong 1 cái mương được đắp lại sau khi cố định đầu thảm như hình 1-1-20.



Hình 1-20 Neo đầu thảm

Lực neo được tính theo công thức sau:

$$F = (\rho.g.h.\tan\phi + c)l \qquad (1\text{-}14)$$

Trong đó:

F là lực neo (kN/m);

ρ - dung trọng vật liệu đắp (kg/m^3);

l là chiều dài trung bình phần đắp (m);

h - chiều cao lớp đắp (m);

g là gia tốc trọng trường (m/s^2);

c -hệ số dính của đất (KN/m^2);

ϕ là góc nội ma sát của đất.

-Tiêu chuẩn chọn cây cỏ trồng trong thảm.

Chọn cây cỏ trồng trong thảm hở theo các tiêu chuẩn sau đây:

* Có rễ ăn sâu;
* Chịu khô hạn tốt;
* Phát triển nhanh;
* Chất lượng ít biến đổi dù có chăm sóc hoặc không.

CHƯƠNG II

MỘT SỐ DẠNG KẾT CẤU KÈ MÁI

2-1 Giới thiệu

Kết cấu kè mái thông dụng ở nước ta là đá lát mái phần trên khô, thả rồng đá bảo vệ chân bờ sông phần dưới nước do nguồn vật liệu đá dồi dào, tính ưu việt về công nghệ và tiếp cận tự nhiên. Tuy vậy, một số địa phương như đồng bằng sông Cửu Long đá là vật liệu khó tìm hoặc đắt hơn vật liệu khác, hay do các yêu cầu khác một số hình thức kết cấu kè mái sau đây có thể xem xét áp dụng:

- Tấm (cục) bê tông liên kết, thảm bê tông;
- Rọ đá;
- Bê tông mảng;
- Bao cát và xúc xích cát.

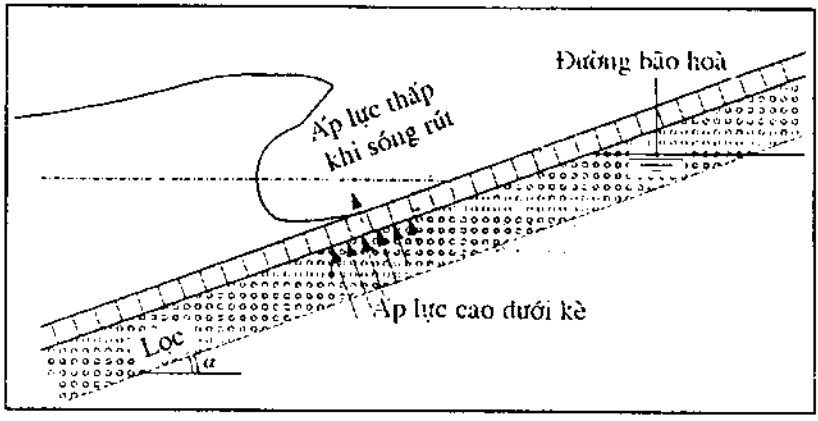
2-2 Tải trọng sóng.

Khi sóng tác dụng lên kè, dòng chảy do sóng xuất hiện dọc theo mái và qua kè (lớp lọc và lớp ngoài cùng). Lúc sóng leo trên mái, lực sóng hướng ngược với trọng lực nên không nguy hiểm so với khi sóng trườn xuống. Sóng trườn xuống kéo theo 2 cơ chế quan trọng là:

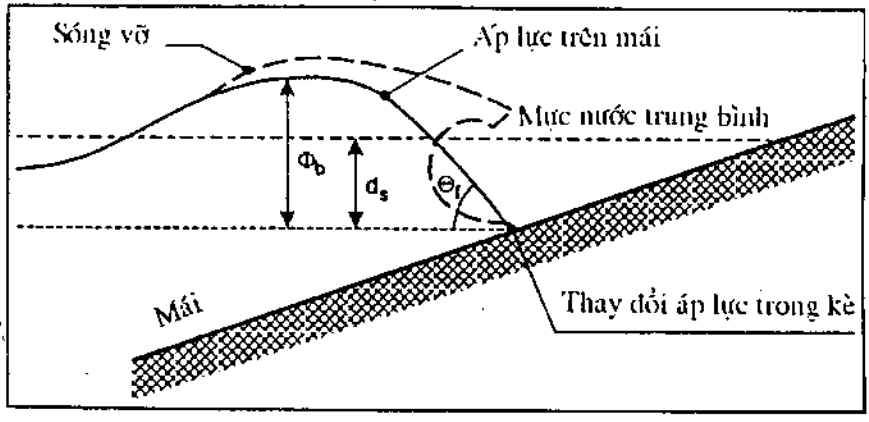
* Dòng chảy xuống của sóng tạo lực kéo lớp bề mặt và hạ thấp đường bảo hoà, gradient dòng chảy của lớp lọc (hoặc rọ) có thể gây mất ổn định kè như xói ngầm lớp đất nền, gây sạt kè nhất là nơi mái dốc.

* Khi sóng trườn xuống vị trí thấp nhất cùng là lúc một con sóng khác xuất hiện sẽ tác động lên mái. Thời điểm ngay trước khi sóng tác động, hiện diện một 'tường sóng' với áp lực lớn ở phía dưới vị trí thấp nhất sóng trườn. Phía trên vị trí này bề mặt kè hầu như khô với áp lực nhỏ. Tương tác áp lực cao và thấp được trình bày trên hình 2-1.

Front áp lực cao tạo dòng chảy vào lớp lọc (hoặc rọ). Dòng chảy này gặp dòng chảy đi xuống tạo nên dòng chảy ra và áp lực đẩy nổi gần vị trí thấp nhất sóng trườn xuống. Hiện tượng này biểu thi trên hình 2-1 và hình 2-2



Hình 2-1 Tiến trình áp lực trong cấu trúc kè mái



Hình 2-2 Biểu thị áp lực sóng trên mái kè

Hiện tượng trên có thể biểu thị dựa theo cơ sở của phương trình Laplace như sau:

$$\frac{\delta^2\phi}{\delta y^2} + \frac{\delta^2\phi}{\delta z^2} = 0 \qquad (2\text{-}1)$$

Trong đó:

$\phi = \phi_b$ là thế năng trong lớp lọc hoặc trong rọ;

y - toạ độ dọc theo mái (m);

z - toạ độ vuông góc với mái (m).

Hiệu quả của áp lực đẩy nổi phụ thuộc độ dốc, chiều cao front áp lực trên lớp bề mặt (tuỳ thuộc chiều cao, chu kỳ và góc của mái dốc), chiều dày của bề mặt và mức đường bao hoà trong lớp lọc hoặc rọ. Trường hợp rọ, nó không phụ thuộc tính thấm của rọ vì độ thấm lớn hơn nhiều so với đất nền. Cân bằng giữa áp lực đẩy nổi và trọng lực được biểu thị theo công thức sau:

$$H_{scr}/\Delta D = f(D/\Lambda\xi_{op})^{0,67} \quad (2\text{-}2a)$$

hoặc:

$$H_{scr}/\Delta D = f(Dk'/bk)^{0,33}\,\zeta_{op}^{-0,67} \quad (2\text{-}2b)$$

hoặc:

$$H_{\underline{scr}}/\Delta D = F\,\zeta_{op}^{-0,67} \quad (2\text{-}2c)$$

Trong đó:

H_{scr} là chiều cao sóng làm tấm bê tông bị đẩy ra (m);

$\zeta_{op} = \tan\alpha/\sqrt{(Hs/(1,56T_p^2))}$ là thông số sóng vỡ;

T_p là chu kỳ sóng (s);

Λ là chiều dài khe hở (m);

Δ - tỷ trọng tương đối của vật liệu lớp ngoài kè = $(\rho_s - \rho)/\rho$;

b là chiều dày lớp dưới (m);

D - chiều dày lớp mặt (m);

k là hệ số thấm của lớp dưới (m/s);

k' là hệ số thấm lớp bề mặt (m/s);

f - hệ số ổn định, phụ thuộc chính về cấu trúc, Δ, $\tan\alpha$ và độ ma sát;

F - thông số ổn định tổng thể.

Vì sự mất ổn định không xuất hiện ngay lập tức khi áp lực đẩy nổi vượt trọng lực nên trị số ổn định f lấy bằng 5 cho vật liệu đặt rời (không có ma sát giữa các viên vật liệu), bằng 7,5 khi có ma sát nhưng cho phép có sự xê dịch giữa các viên và bằng 10 đến 15 khi chấp nhận chuyển động các viên liên kết mảng hoặc hệ thống cáp.

2-3 Tác dụng lên cấu trúc

2-3-1 Tải trọng sóng.

Quan hệ tải trọng và cường độ phụ thuộc tải trọng sóng:

$$(Hs/\Delta D)_{cr} = \text{hàm số của } \xi_{op} \quad (2\text{-}3a)$$

Đối với kè, dạng cơ bản của quan hệ là:

$$(Hs/\Delta D)_{cr} = F/\zeta_{op}^{2/3} \text{ với giá tri lớn nhất} = 8,0 \quad (2\text{-}3b)$$

Trong đó:

F là hằng số ổn định kè;

H_s - chiều cao sóng tại kè (m);

Δ - tỷ trọng tương đối;

D - chiều dày lớp ngoài (m);

ξ_{op} là thông số sống vỡ

Tỷ trọng tương đối xác định như sau:

$$\Delta = (\rho_s - \rho)/\rho \quad (2\text{-}4a)$$

Trong đó:

ρ_s và ρ là trọng lượng riêng của vật liệu bảo vệ mái và của nước (kg/m^3). Với vật liệu hở ở lớp ngoài như rọ, thảm đá, trọng lượng tương đối cua lớp ngoài được xác định gồm khe hở chứa nước như sau:

$$\Delta_t = (1 - n).\Delta \quad (2\text{-}4b)$$

Trong đó:

Δ_t là tỷ trọng tương đối gồm cả khe hở;

n là khe hở của vật liệu lớp mặt.

Thông số sóng vỡ xác định như sau:

$$\xi_{op} = \tan\alpha/\sqrt{H_s / L_{op}} \quad (2\text{-}5)$$

Độ dóc sóng S_{op}:

$$S_{op} = H_s/L_o = 2\pi H_s/gT^2, \text{ với} \quad (2\text{-}6)$$

$$L_{op} = g/2\pi.T_p^2 \quad (2\text{-}7)$$

Trong đó:

α là góc mái dốc (độ);

L_{op} là chiều dài sóng nước sâu ở thời điểm đỉnh (m);

T_p là chu kỳ sóng (s).

Chiều dài khe hở được xác định theo công thức sau:

$$\Lambda = \sqrt{(b_f D k_f / k')} \qquad (2\text{-}8)$$

Trong đó:

b_f là chiều dày lớp lọc;

k_f - hệ số thấm lớp lọc hoặc lớp nền (m/s);

Khi kè không có lớp lọc (đặt trực tiếp lên đất nền) thì không có thấm lớp lọc nhưng có thấm qua đất nền. Chiều dày lớp lọc b_f có thể bằng 0,5 m đối đất cát và 0,1 m đối đất sét. Gía trị của D và Δ phụ thuộc loại kè.

Khi kè là các tấm (cục) bê tông đặt trên lớp vải lọc có rãnh đào, chiều dài khe hở tính theo công thức:

$$\Lambda = \sqrt{((k_f d_g = k_g T_g) D / k')} \qquad (2\text{-}9)$$

Trong đó:

k_f là hệ số thấm lớp lọc (m/s);

d_g là chiều sâu rãnh đào (m);

k_g- hệ số thấm của vải lọc (m/s);

T_g - chiều dày vải lọc (m);

D - chiều dày của lớp bề mặt (m)

k là độ thấm của lớp mặt.

Với kè lát mái bằng đá dưới tác dụng của tải trọng sóng, các thông số sau đây được áp dụng:

* Thông số kè F;
* Thông số cường độ D và Δ;
* Chiều cao sóng thiết kế H_s;
* Chiều dài khe hở Λ;
* Hệ số tăng cường độ Γ.

2-3-2 Tải trọng dòng chảy.

Có thể có 2 loại tác dụng do dòng chảy lên kè là tốc độ và lưu lượng:

a/ Tốc độ dòng chảy, áp dụng theo công thức của Pilarczyk:

$$\Delta D = 0{,}035 \frac{\Phi}{\psi} \frac{K_T K_h}{K_s} \frac{u^2_{cr}}{2g} \qquad (2\text{-}10)$$

Trong đó:

Δ - tỷ trọng tương đối;

D - chiều dày (m);

g - gia tốc trọng trường ($g = 9,81\ m/s^2$)

u_{cr} là tốc độ dòng chảy tới hạn trung bình phương đứng (m/s)

Φ - thông số ổn định;

ψ - thông số Shields tới hạn;

K_T là hệ số xáo động;

K_h là thông số chiều sâu;

K_s - thông số mái.

- Thông số ổn định ϕ phụ thuộc loại kết cấu kè:

Loại kè	Lớp mặt liên tục	Góc, vị trí chuyển tiếp
Đá và tấm ghép	1,0	1,5
Thảm bê tông, rọ bao và thảm cát.	0,5	0,75

-Thông số Shields tới hạn ψ lấy theo kết cấu kè như sau:

Loại kè	ψ
Đá; Bao nhỏ	0,035
Cục bê tông ghép; Bao	0,05
Thảm bê tông	0,07
Rọ đá	0,07 - 1,0
Thảm	0,07.

-Độ xáo động K_T lấy như sau:

Mức độ	K_T
Xáo động thường: tường chắn sóng	1,0
Xáo động nhiều: đoạn sông cong, sau bể tiêu năng	1,5
Xáo động mạnh: ở bể tiêu năng, đoạn sông rất cong.	2,0
Tải trọng do nước phun mạnh (xoáy)	3,0 - 4,0

- Thông số chiều sâu K_h phụ thuộc cách thức phát triển của dòng chảy và độ ráp của dòng chảy.

Dạng phát triển:

$$K_h = 2/(\log(12h/k_s))^2 \qquad (2\text{-}11a)$$

Dạng không phát triển:

$$K_h = (h/k_s)^{-0,2} \quad (2\text{-}11b)$$

Dòng chảy dữ dội ($h/k_s<5$): $K_h = 1,0$ (2-11c)

Trong đó:

h - chiều sâu nước (m);

k_s - độ ráp tương đương (m). Theo Nikuradse k_s phụ thuộc kết cấu kè: với kè đá đổ nó bằng 2 lần đường kính viên đá, với bao cát bằng khoảng chiều dầy kè (d), với thảm bằng 0,05 cho thảm có mặt trơn phẳng và trị số cao hơn cho loại thảm liên kết các cục hình thù đặc biệt.

- Thông số mái K_s. Sự ổn định các thành phần kè phụ thuộc độ dốc mái, có quan hệ góc nội ma sát của kè. K_s được xác định theo công thức sau:

$$K_s = \sqrt{1 - (\sin\alpha/\sin\theta)^2} = \cos\alpha\sqrt{1 - (\tan\alpha/\tan\theta)^2} \quad (2\text{-}12a)$$

hoặc:

$$K_s = \cos\alpha_b \quad (2\text{-}12b)$$

Trong đó:

θ - góc nội ma sát vật liệu làm kè, lấy như sau:

Loại kè	θ
Đá đổ	40°
Hệ thống bao cát	30° - 40°
Thảm bao nhồi vữa; Thảm liên kết cáp có neo ($K_s = \cos\alpha$)	90°
Thảm vải địa kỹ thuật, Cục bê tông ghép trên vải lọc	15° - 20°

Thảm không neo, bê tông ghép (không liên kết), θ lấy bằng 3/4 góc ma sát trong của lớp dưới.

α - góc của mái (độ);

α_b - góc mái đáy sông (song song hướng dòng chảy) (độ);

b/ Lưu lượng:

Khi dòng chảy xuống trên mái dốc khó xác định bằng vận tốc một cách chính xác, công thức thiết kế trên cơ sở lưu lượng có thể áp dụng với mái dốc lớn hơn 1:10 như sau:

$$q_{cr}/g^{0,5}(\Delta D)^{1,5} = a/(\sin\alpha)^{1,17} \quad (2\text{-}13a)$$

hoặc biểu thị bằng ΔD:

$$\Delta D = ((\sin\alpha)^{0,78}/a^{0,67})(q_{cr}^{0,67}/g^{0,33}) \quad (2\text{-}13b)$$

Trong đó:

Δ - tỷ trọng tương đối;

D - chiều dày lớp bảo vệ (m);

q_{cr} - lưu lượng đơn vị tới hạn (m^2/s);

α - góc mái (độ);

a là hệ số của kè, phụ thuộc loại kè: kè đá đổ a = 0,11

Trường hợp đê, kè còn chịu tác dụng của sóng tràn qua đỉnh:

Quan hệ giữa lưu lượng và chiều cao nước tràn h_{ov} được biểu thị ở công thức sau:

$$q = m\, 2/3\sqrt{(2/3g)}\, .h_{ov}^{1,5} = 1,7mh_{ov}^{1,5} \quad (2\text{-}13c)$$

Trong đó:

m là hệ số lưu lượng;

h_{ov} - chiều cao nước tràn trên đỉnh đê (m).

Hệ số lưu lượng m phụ thuộc dạng nước tràn, lấy $0,8 \le m \le 1,0$

Khi có sóng, chiều cao nước tràn xác định:

$$h_{eq} = h_{ov} + 1/3H_s \quad (2\text{-}13d)$$

Trong đó:

h_{eq} - chiều cao nước tràn (m);

H_s - chiều cao sóng (m).

Thay h_{ov} bằng h_{eq} vào công thức lưu lượng trên có:

$$q_{eq} \approx 1,7m\,(h_{ov} + 1/3H_s)^{1,5} \quad (2\text{-}13e)$$

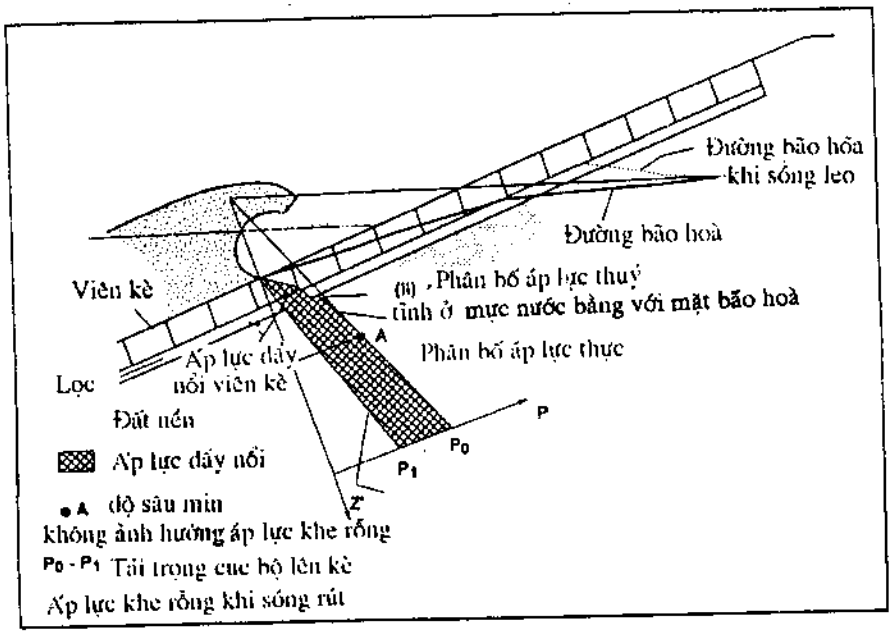
2-3-3 Đất nền

Chuyển động nước trên cấu trúc kè có thể ảnh hưởng đến đất nền, đặc biệt đất nền là đất cát. Kè ổn định hay không yếu tố quan trọng là cơ cấu đất nền. Ba khía cạnh cần nghiên cứu là:

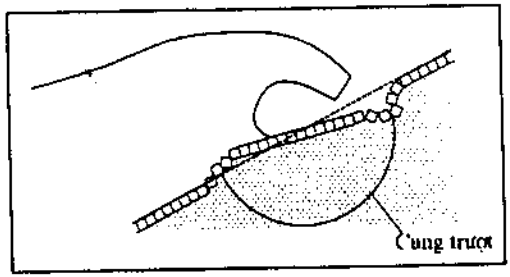
- Sự tích dẻo;
- Sự hoá lỏng;
- Sụt mức nước.

Hình 2-3 biểu thị áp lực khe hở đất nền do sóng tác dụng.

Sự tích dẻo trong đất nền có quan hệ độ thấm, cấp cốt hạt và độ nén của nước khe hở (hỗn hợp nước và không khí trong khe hở của cốt hạt). Do đặc tính này, áp lực sóng trên lớp bề mặt được cản, giảm chậm lại ở lớp nền và lớp sâu hơn của cấu trúc kè (vuông góc với lớp nền). Hiện tượng này xẩy ra với 1 khoảng cách lớn hoặc sâu khi cốt hạt và nước khe hở kín đặc. Nếu là đất yếu hay nước khe hở nén lớn (vì hiện diện nhiều bong bóng không khí) độ nén tăng và có thể xảy ra sự hạn chế áp lực nước ở 1 khoảng cách ngắn.



Hình 2-3 Về áp lực khe hở của đất nền



Hình 2-4 Sạt trượt cục bộ hình S mái kè nền cát

Biến đổi tăng, giảm về sức căng của nước có thể tiến triển trong đất nền và tương ứng tăng giảm của áp lực hạt. Sự tích dẻo có thể đưa đến cơ chế phá hoại sau:

* Đẩy nâng lớp bề mặt kè;
* Sạt cục bộ lớp mặt;
* Trượt lớp mặt;
* Sạt lớp đất nền như ở hình 2-4.

Về ổn định lớp bề mặt, tích dẻo đặc biệt quan trọng nếu lớp bề mặt đặt trực tiếp trên lớp đất nền không có lớp đệm lọc cấp phối.

Sự ổn định của lớp nền bị phương hại do tích dẻo nếu sức căng hạt giảm mạnh tới mức ứng suất cắt không đủ để ngăn sạt trượt bị lớp nền hấp thụ. Phương pháp thiết kế liên quan cơ chế phá hoại khác nhau có quan hệ với tích dẻo được trình bày ở cả biểu đồ hình 2-5 (1 đến 4). Tại các biểu đồ, chiều cao sóng cho phép ứng với chiều dày của lớp mặt và độ dốc sóng S_{op}. Nếu cấu trúc kè gồm 1 lớp mặt trên 1 lớp đệm lọc thì chiều dày kè bao gồm cả lớp đệm lọc. Chiều dày xác định theo công thức sau:

$$D_{eq} = D = b/\Delta_t \qquad (2\text{-}14a)$$

Trong đó:

D_{eq} - chiều dày lớp bề mặt;

D - chiều dày thực lớp bề mặt;

b - chiều dày lớp đệm lọc;

Δ_t - tỷ trọng tương đối của lớp mặt trong nước.

Trường hợp lớp mặt đặt trên lớp vải lọc, dưới là đất sét và dưới cùng là cát thì ảnh hưởng ổn định phụ thuộc chiều dày lớp đất sét b_c. Tuy nhiên nếu lớp đất sét quá mỏng tạo nên ảnh hưởng tiêu cực về gradient thuỷ lực nơi tiếp xúc lớp cát và lớp sét và ảnh hưởng này được tính thành chiều dày tương đương như sau:

$$D_{eq} = D + (0{,}8.b_c/\Delta_t) - 0{,}5 \qquad (2\text{-}14b)$$

Trường hợp này, 4 cơ chế phá hoại được áp dụng theo chiều dày tương đương như là 1 thông số tham khảo.

Tỷ trọng tương đối của vật liệu lớp mặt dưới nước xác định theo công thức:

$$\Delta_t = (\rho_t - \rho)/\rho \qquad (2\text{-}15a)$$

Trong đó:

ρ_t - khối lượng đơn vị của của lớp mặt (kg/m^3);

ρ là khối lượng đơn vị của nước (kg/m^3);

Với kè bao cát, ρ_t bằng:

$$\rho_t = (1 - n)\rho_s + n.\rho \qquad (2\text{-}15b)$$

Trong đó:

ρ_s - khối lượng đơn vị của cát (kg/m^3);

n - độ rỗng của cát.

(Δ_t bằng khoảng 0,9 - 1,0 với kè bao cát, 1,2 đến 1,9 với kè thảm bê tông).

Biểu đồ 1 đến 4 xây dựng cơ sở cho kè bê tông nên đối với kè bao cát hay kè rọ đá, chiều cao sóng cho phép lớn nhất xảy ra cơ chế phá hỏng phải nhân với 1,1 do kém đặc chắc hơn. Với kè thảm liên kết khối, chiều cao sóng cho phép phải nhân thêm 1,2. Khi lớp mặt đặt trên lớp đệm lọc, biểu đồ về đáy, trượt sạt cục bộ hay toàn bộ lớp mặt không cần quan tâm. Nhưng ổn định lớp mặt trường hợp này có quan hệ với lớp đệm lọc và phải xem xét sạt trượt lớp nền.

Sức căng và sự quá tải sức căng của nước lặp đi lặp lại có thể xẩy ra ở trong lớp nền. Với cát, sức căng này có thể tính theo chương trình MCYCLE của Viện địa chất Delft Hà Lan. Khi lớp bề mặt ít thấm, sức căng của nước xuất hiện gần bề mặt mái kè và hiện tượng ngược lại khi lớp bề mặt thấm mạnh.

Sự hoá lỏng có thể xác định như sau:

Một tải trọng thay đổi tuần hoàn gây nén ở lớp cát làm giảm thể tích khe hở. Nước trong khe hở dưới tác dụng của áp lực bị đẩy ra. Đầu tiên, sức căng quá tải của nước xuất hiện làm giảm áp lực giữa các hạt và giảm sức kháng trượt. Cuối cùng, sức căng vượt tải của nước lớn đến mức áp lực tiếp xúc giữa các hạt sụp đổ hoàn toàn. Hiện tượng này được gọi là sự hoá mềm hay sự hoá lỏng.

Khác nhau giữa hoá lỏng và tích dẻo là hoá lỏng, sức căng quá tải của nước có mối liên hệ biến dạng dẻo của một cốt hạt thay vì một biến dạng đàn hồi. Sức căng quá tải của nước qua hoá lỏng xuất hiện khi cốt hạt biến dạng dẻo thành một khối đặc hơn. Do vậy, cho thấy là có thể giảm sự nguy hiểm do hoá lỏng bằng tăng cường công tác đầm nện đất trong lúc thi công đê kè:

* Lớp bề mặt trên đất cát không xẩy ra hiện tượng hoá lỏng nếu:
  - Độ dốc mái thoải hơn hoặc bằng 1:3;
  - Độ dốc mái thoải hơn 1: 2 và chiều cao sóng nhỏ hơn 2 m;
  - Độ dốc mái thoải hơn 1: 2 khi đất nền được đầm tốt.
* Lớp mặt trên đất nền là đất sét, hiện tượng hoá lỏng không xuất hiện.

* Lớp bề mặt đặt trên lớp đệm lọc bằng cấp phối hạt, hiện tượng hoá lỏng không xuất hiện

Về hạ thấp mực nước có thể xảy ra khi tàu chạy qua hoặc do thuỷ triều. Đối kè lát mái đá, hiện tượng đẩy nổi nguy hiểm khi lớp mặt bị đất cát bồi lấp làm giảm độ thấm. Công thức dưới đây được áp dụng:

$$A\sin\alpha/2 \leq \Delta D\cos\alpha \qquad (2\text{-}16)$$

Trong đó:

A là chiều dài khe hở (m);

α - góc mái (độ);

Δ - tỷ trọng tương đối lớp mặt;

D - chiều dày lớp mặt (m).

Chiều dài khe hở xác định tương tự như tải trọng sóng.

Neo.

Giả thiết là vùng áp lực đẩy nổi xác định khi sóng trườr xuống (hình 2-6). Một thảm hay mảng bê tông có thể bị đẩy nổi khi đạt đến hoặc vượt điều kiện thiết kế và phần trên của thảm được neo. Chiều dài tối thiểu neo $L_{a.min}$ được xác định theo công thức của Pilarczyk:

$$L_{a.min} = 0{,}5H_s\,(f_0\cos\alpha - \sin\alpha)^{-1}$$

$$= 0{,}5H_s\cos\alpha\,(f_0 - \tan\alpha)^{-1} \qquad (2\text{-}17)$$

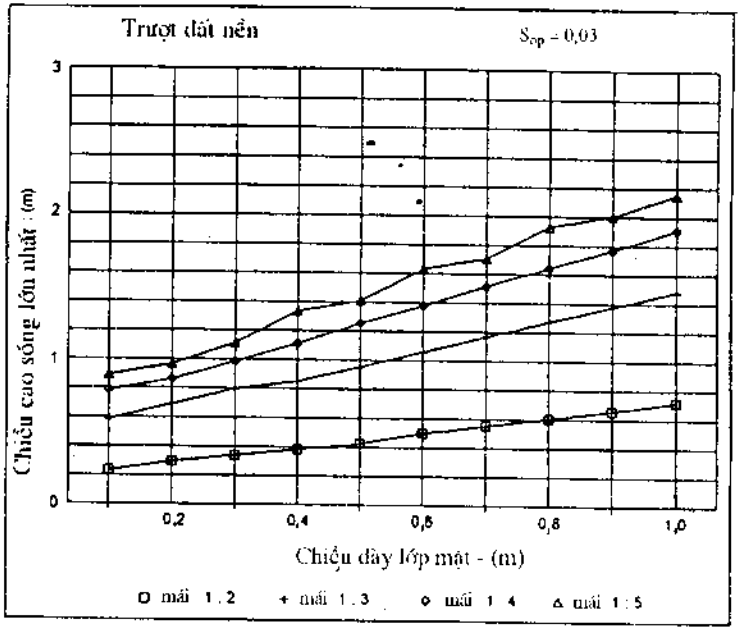
Trong đó:

α - góc mái;

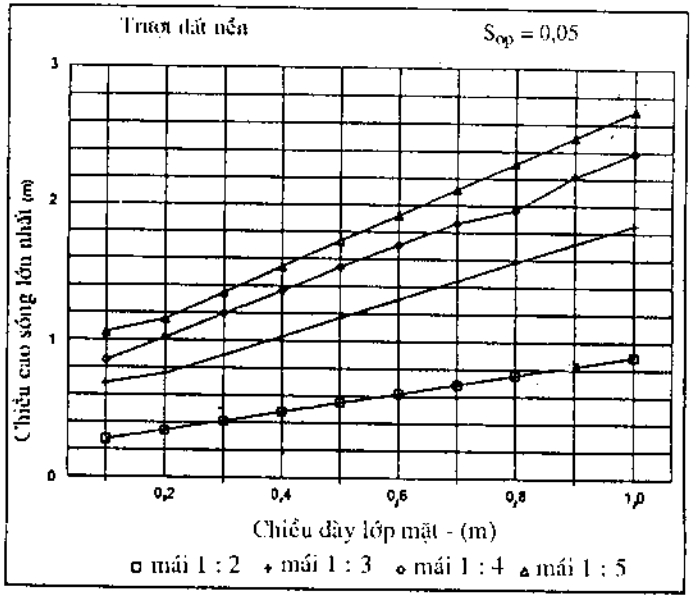
$f_0 = f_2 = 0{,}70$ đến 0,75 với mảng trên lớp cát hoặc lớp lọc cấp phối hạt, bằng 0,6 trên lớp đất sét. Khi thảm gắn với vải địa kỹ thuật, mảng trên lớp vải lọc thì $f_0 = f_1$ = hệ số ma sát của 2 lớp vải địa kỹ thuật và bằng 0,30 với mảng mặt trơn phẳng, 0,35 mặt cấu tạo đặc biệt.

Thực tế và lý thuyết cho thấy rằng, mái dốc lớn đưa đến vượt quá lực ma sát và mái ngắn hơn mái thoải khi yếu giữ chân sẽ có xu hướng trượt xuống. Vì vậy, để tăng ổn định chống trượt cần xem xét giảm độ dốc mái hoặc tăng độ ma sát của kè với lớp đất nền. Chiều dày kè không đóng vai trò quan trọng về ổn định trượt.

Biểu đồ 1a

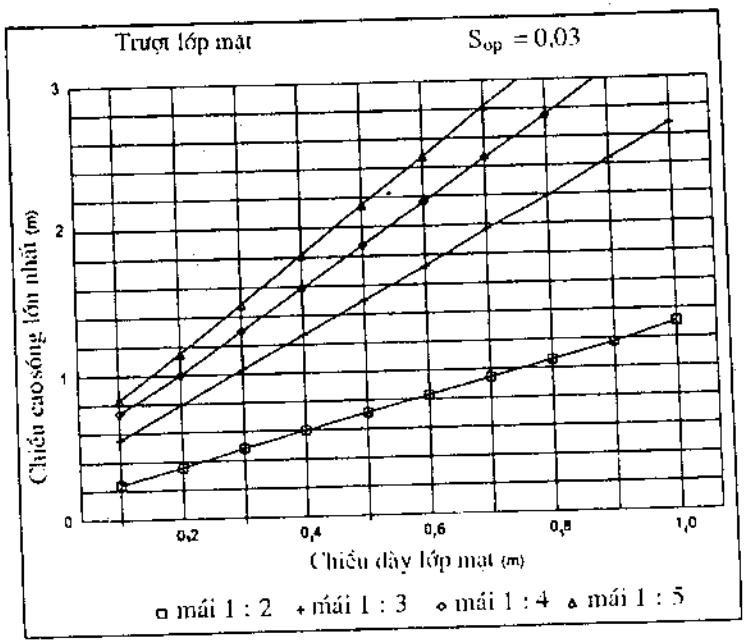


Biểu đồ 1b

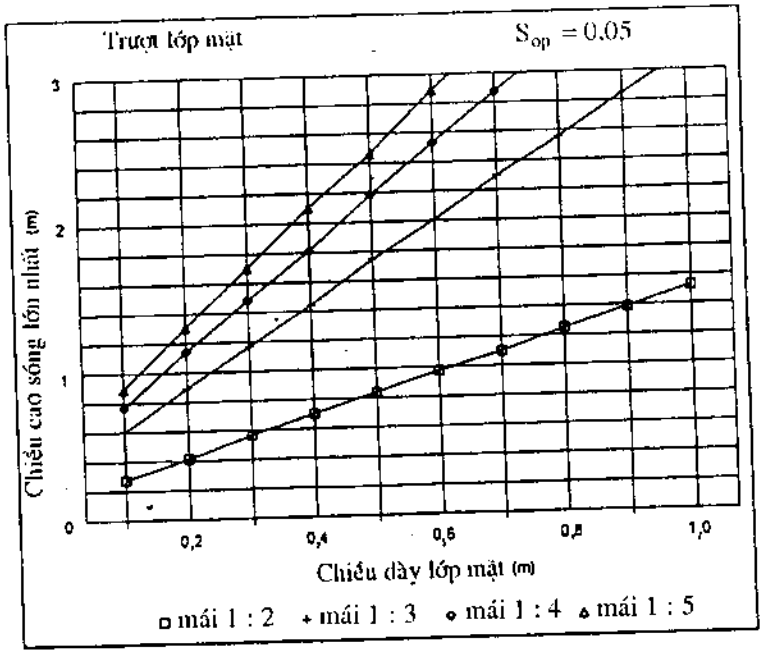


Hình 2-5a Biểu đồ thiết kế về trượt nền

Biểu đồ 2a

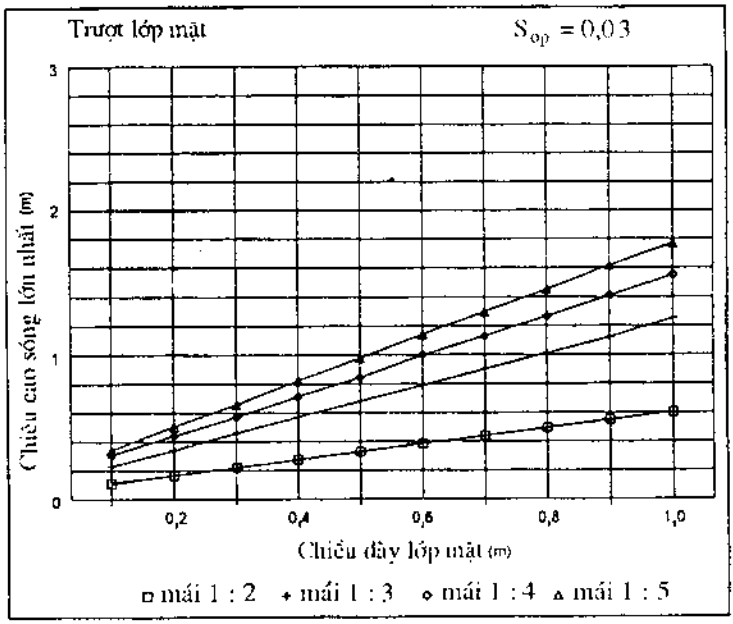


Biểu đồ 2b

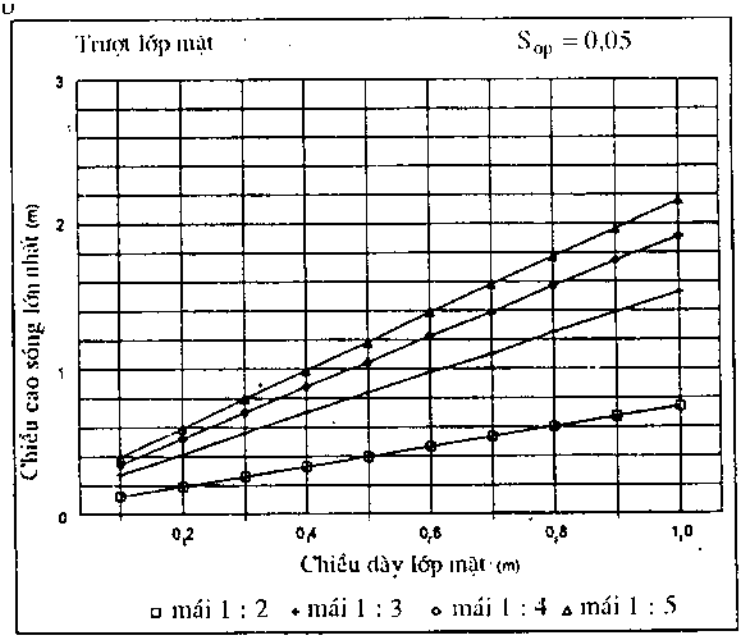


Hình 2-5b Biểu đồ thiết kế về trượt lớp mặt

Biểu đồ 3a

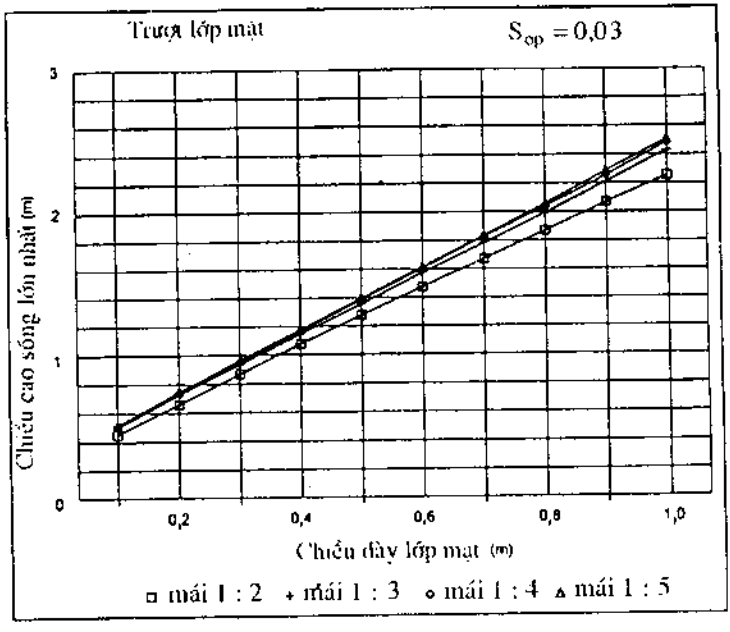


Biểu đồ 3b

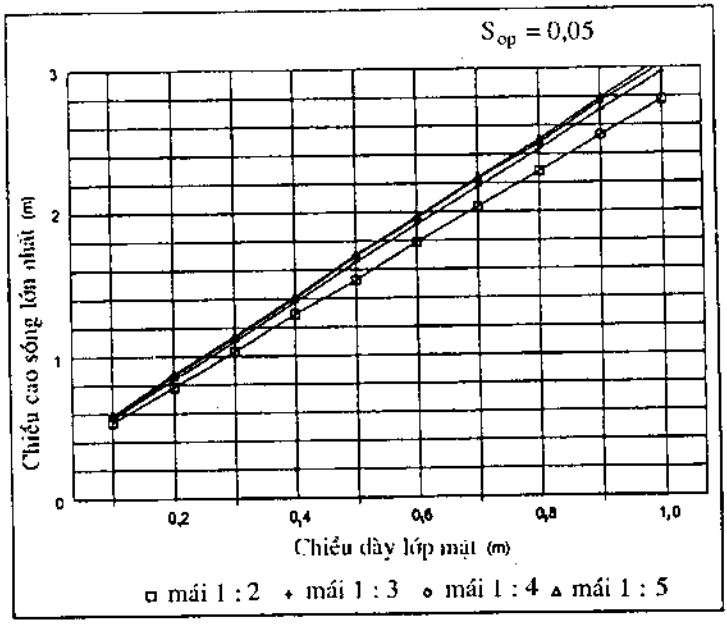


Hình 2-5c Biểu đồ thiết kế về trượt lớp mặt

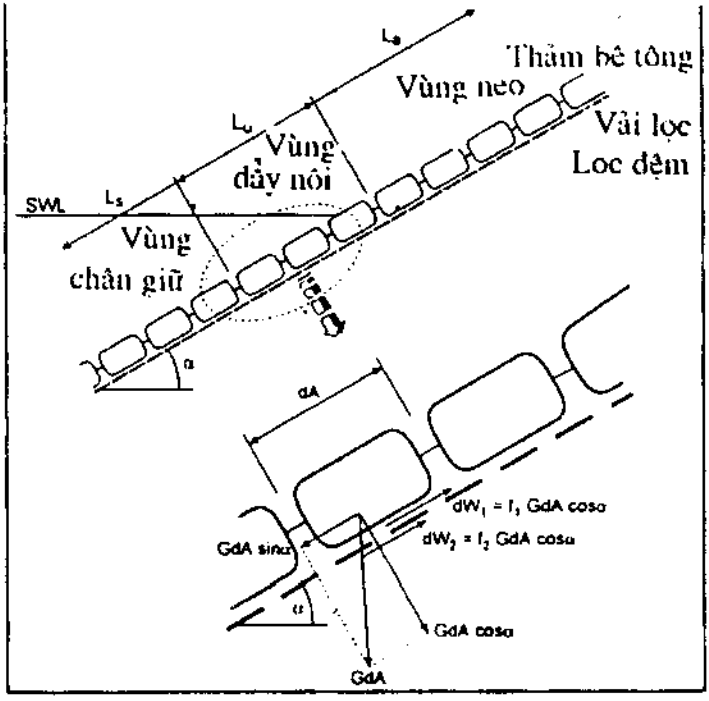
Biểu đồ 4a



Biểu đồ 4b



Hình 2-5d Biểu đồ thiết về trượt lớp mặt



Hình 2-6 Vùng áp lực đẩy nổi và vùng neo

2-4 Tiêu chuẩn ổn định đối với thảm bê tông.

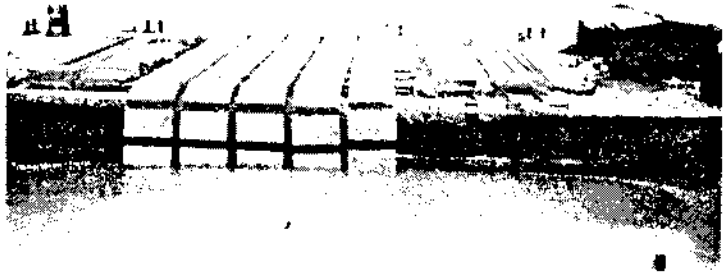
2-4-1 Giới thiệu

Một thảm bê tông gồm các tấm bê tông liên kết với nhau thành thảm (hình 2-8) bằng giây cáp, móc hoặc các tấm bê tông gắn với lớp vải lọc bằng ghim hoặc keo hay các cách khác. Khe hở giữa các tấm thường đổ đầy đá vụn, sỏi hoặc cao su. Kè thảm bê tông móc thép đã được xây dựng bảo vệ bờ sông Hồng tại Linh chiểu và An cảnh tỉnh Hà Tây (hình 2-7).

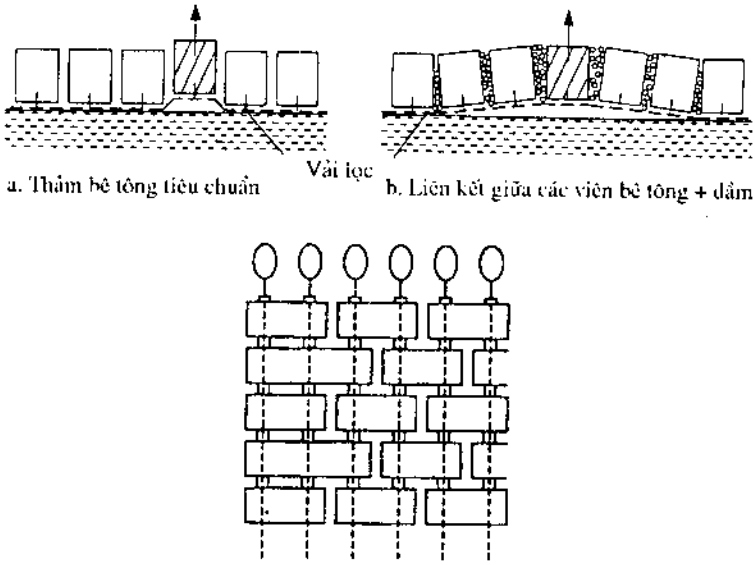
Lợi thế của thảm bê tông là có hiệu quả tốt, thi công nhanh kể cả phần dưới nước. Thảm bê tông có thể ổn định hơn so với đá thả rời vì đá có thể bị di chuyển. Tuy nhiên, thảm bê tông có sử dụng đá thả chèn yêu cầu được xê dịch nhưng không được dịch chuyển (một viên đầu tiên dịch chuyển làm các viên bên cạnh dịch chuyển) có thể đưa đến vật liệu lớp lọc bị lôi ra ngoài, làm biến dạng mái kè.

Điểm yếu của kè thảm bê tông là các góc, nơi tiếp giáp giữa 2 thảm. Nếu thảm không liên kết tốt, khi chịu tải trọng thuỷ lực mép thảm có thể bị cuốn lật. Để tăng ổn định của thảm, tại mép thảm thường thiết kế thêm các tấm rộng, nặng hơn.

Vật liệu dùng liên kết các tấm bê tông thường làm bằng giây cáp thép, nylon, vải địa kỹ thuật có thể chống tác dụng phá hoại của nước biển, tia cực tím mặt trời, cây cỏ và động vật v.v...



Hình 2-7 Thả thảm bê tông bảo vệ chân kè Linh chiểu – Hà Tây



Hình 2-8 Ví dụ thảm bê tông.

2-4-2 Quy định thiết kế về tải trọng sóng.

Bảng dưới đây cho biết hệ số của kè F tương ứng các kết cấu của kè thảm bê tông:

Kết cấu kè	F
Tấm bê tông trên nền cát	5 - 6
Tấm bê tông trên nền đất sét:	
- Sét tốt	5 - 6
- Sét trung bình	4,5 - 5
Tấm bê tông trên lớp lọc cấp phối hạt:	
- Thi công tốt	5 - 6
- Thi công trung bình	4 - 5
- Thi công kém	3 - 4

Ghi chú:

. Các giá trị thấp hơn khi thảm liên kết tấm bê tông với vải lọc, cao hơn khi là giây cáp.

. Thi công tốt, trung bình và kém ám chỉ về cấu tạo lớp lọc đệm và tỷ số giữa độ thấm của lớp mặt và lớp lọc. Khi lọc có cấp phối tốt, hạt nhỏ và lớp mặt thấm khá được xem là "tốt". Khi lớp lọc hạt quá thô và lớp mặt thấm kém thì gọi là "kém".

Khi thảm bê tông gắn với 1 lớp vải lọc hoặc bê tông liên kết mảng trên 1 lớp lọc được chọn nằm trong phạm vi " kém" và "trung bình" và hệ số ổn định K = 3,0 - 3,5 (lớn nhất là 4,0). Thảm và mảng bê tông trên nền cát F = 5 (lớn nhất là 6,0).Trị số cao hơn có thể áp dụng trong trường hợp tải trọng thiết kế cao nhất ít xẩy ra và khi thiết kế sửa chữa lại có tăng khả năng liên kết.

2-4-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy.

Thảm ổn định dưới tác dụng của dòng chảy có thể tính theo công thức (2-10). Các hệ số ψ và ϕ dùng trong công thức nêu ở mục (2-3-2)

Thông số "a" của kè (công thức 2-13):

Với thảm bê tông cỏ có thể mọc tốt trong các khoang hở của tấm bê tông và chiều dày tấm khoảng 10 cm, a lấy bằng 2,5. Các kết cấu khác kém liên kết có thể sử dụng trị số tương đương của kè đá, a = 0,11.

Thông số ma sát K_s

Ma sát của kè phụ thuộc loại thảm bê tông (bê tông có khoang hở hoặc không, trong khoang cỏ mọc hay đổ đá). Do đó, K_s = 0,01 kè tấm bê tông mặt nhẵn và 0,10 cho tấm bê tông có khoang hở cỏ mọc tốt.

Góc ma sát trong θ

Với lớp mặt, góc ma sát trong $\theta = 90^0$ và $K_s = \cos\alpha$ dùng cho thảm bê tông có cáp, neo và bề mặt được rải đá. Các trường hợp khác $\theta = \delta$ = góc ma sát trong giữa mặt thảm bê tông và lớp nền (xem mục 2-3-2).

2-4-4 Quy định thiết kế về ổn định đất nền.

Một kè thảm bê tông có chân và được neo chắc chắn, hiện tượng trượt hoặc thảm bị đẩy nổi là khó xẩy ra. Tuy nhiên việc trượt cạn của lớp đất nền có thể xẩy ra nên phải được xem xét như một tiêu chuẩn khi thiết kế.

Tích dẻo

Biểu đồ 5a,b ở hình (2-9) là biểu đồ thiết kế ổn định của kè đặt trên nền cát. Các biểu đồ giả thiết cát chặt trung bình có góc nội ma sát 35°. Các biểu đồ này có thể áp dụng như một giới hạn trên cho thảm bê tông.

Khi thảm đặt trên một lớp đệm lọc, ở các biểu đồ cho phép cộng thêm chiều dày b của lớp này với chiều dày của lớp mặt. Chiều dày lớp mặt được xem là: $D + b/\Delta_t$.

Đất nền là sét ướt, sức căng của nước lớn nhất xuất hiện ngay dưới bề mặt nên không xẩy ra khả năng trượt lớp nền. Nếu khi đất sét được gọi là " sét cấu trúc"(đất sét bị khô có khe nứt nẻ, cấu trúc cục) độ thấm trở nên lớn hơn và ảnh hưởng của sức căng nước sâu hơn thì cần xem xét thận trọng.

Hoá lỏng

Độ thấm của kè thảm bê tông và kè liên kết mảng thường ít nhất lớn hơn đất nền. Do đó sức căng của nước không lớn mặc dầu đặc chắc hơn đất nền. Quy định thiết kế về hoá lỏng được đề cập như ở mục 2-3-3.

Giảm mức nước

Sự nguy hiểm vì giảm mức nước phụ thuộc vào chiều dài khe hở, tức tính chất của lớp bề mặt và lớp đất nền (xem mục 2-3-1). Một thảm bê tông trên nền đất cát, thường chiều dài khe hở nhỏ và nguy hiểm do sự giảm mực nước rất ít. Chiều dài khe hở được xác định theo công thức nêu ở mục (2-3-1). Các thông số cường độ D và Δ theo đó được xác định.

Một điều chú ý là, 1 kè thảm bê tông có D = 0,1 m, $\Delta_t = 1,2$ và độ dốc mái 1 : 2 được đặt trên nền cát cần phải thận trọng khi chiều dài khe hở lớn hơn 0,2 m, vì đây là trường hợp độ thấm của lớp mặt bằng hoặc nhỏ hơn $7,5.10^{-5}$m/s.

Ví dụ về tính toán địa chất

Cho trước:

Chiều dày lớp mặt D = 0,15 m, mái 1 : 4. Thảm bê tông đặt trực tiếp trên vải lọc trên nền đất cát được đầm hoặc trên lớp đệm đá dăm dày 0,5 m ($\Delta_t = 1.35$).

Hỏi: Khác nhau gì về ổn định có quan hệ đến tích dẻo?

Trả lời:

Sử dụng biểu đồ 5 của hình 5. D_{eq} = 0,15 m cho đất cát và (0,15 m + 0,5 m/1,35) = 0,52 m khi đặt trên lớp đá dăm. Chiều cao sóng cho phép ứng với chiều dày cát và đá dăm được ghi sau đây:

Các chiều cao sóng cho phép

D_{eq}	S_{op} = 0,03	S_{op} = 0,05
0,15 m	0,85 m	1,0 m
0,52 m	1,4 m	1,8 m

Kết quả cho thấy rằng thảm hay mảng bê tông dày 0,15 m đặt trực tiếp trên cát ổn định địa chất với sóng cao 0,85 m đến 1,0 m trong khi có lớp đệm dày 0,5 m (hoặc có lớp lọc cấp phối hạt) thì ổn định tăng đến chiều cao sóng 1,4 đến 1,8 m. Không phải xem xét đến hoá lỏng vì độ dốc mái thoải hơn 1 : 3 và cát được đầm.

Giả định là độ thấm của thảm bê tông xấp xỉ như cát hoặc đá dăm, ảnh hưởng về hạ mức nước có thể xác định như sau:

Với D_{eq} = 0,5 m, b = 0,3 m (chiều sâu ảnh hưởng ở đá dăm) và k/k' = 1 chiều dài khe hở bằng khoảng 0,4 m. Với điều kiện như vậy (chiều dài khe hở, chiều dày thảm, độ dốc mái) công thức (2-16) là thoả mãn và không phải xét đến ảnh hưởng về hạ thấp mực nước.

2-4-5 Ví dụ tính toán thảm bê tông.

Thảm bê tông có vải lọc đặt trên cát dưới tác dụng của tải trọng sóng

* Tải trọng sóng.

Một kè bảo vệ mái đê bằng thảm bê tông có vải lọc đặt trên nền đất cát có điều kiện biên cho trước như sau:

Chiều cao sóng H_s = 0,9 m;

Chu kỳ sóng T_p = 4,0s;

Độ dóc mái cotα = 4;

Tỷ trọng tương đối Δ = 1,3;

Chiều dài khe hở xác định là 0,6, đất nền là cát đầm chặt có D_{50} = 0,15 mm và kè có neo.

Chiều dày của tấm bê tông xác định với các kết quả của các thông số sau:

Chiều dài sóng L_{op} = 25,0 m (từ công thức 2-7)

Độ dốc sóng Hs/L_{op} = 0,036 (từ công thức 2-6)

Thông số sóng vỡ ξ_{op} = 1,32 (từ công thức 2-5)

Thông số kè F = 5,0 - 6,0 (bảng mục 2-4-2)

Tải trọng tới hạn $(H_s/\Delta D)_{cr} = (5 \text{ đến } 6,0)\xi_{op}^{-2/3}$

= 4,15 đến 5,0 (từ công thức 2-3)

Chiều dày yêu cầu của tấm bê tông D = 0,14 - 0,17 m. Có thể chọn chiều dày D = 0,15 m.

* Về ổn định đất nền:

Sạt trượt do tích dẻo

Thảm bê tông được neo tốt. Chiều cao sóng cho phép ứng chiều dày tấm bê tông chọn theo biểu đồ 5a, 5b ở hình 5 có H_{cr} = 0,9 m. Chiều cao sóng thiết kế lấy 0,9 m nên không hiện điện hiện tượng tích dẻo.

Hoá lỏng

Vì cát được đầm chặt và độ dốc mái thoải hơn 1:3 nên theo quy định thiết kế nêu ở mục 2-3-3 không có hiện tượng hoá lỏng xảy ra.

Hạ mức nước

Thay các trị số của các thông số đã biết vào công thức (2-16) cho kết quả không xảy ra nguy hiểm do hạ mức nước.

Thảm bê tông dưới tác dụng tải trọng dòng chảy

Một mái có độ dốc 1: 2 chịu tải trọng dòng chảy dọc của1 kênh dẫn nước gần nơi cửa tháo nước. Xem xét sự ổn định thảm bê tông dưới tác dụng của dòng chảy với tấm bê tông dày 0,10 m có vải lọc trên nền cát và xét cần phải neo hay không? Điều kiện biên cho trước:

Chiều sâu nước h = 1,5 m;

Tốc độ dòng chảy trung bình u_{cr} = 3,0 m/s;

Chảy rối mạnh;

Độ dốc mái $\cot\alpha = 2,0$;

Tỷ trọng tương đối $\Delta = 1,3$;

Cát có D_{50} = 0,15 mm được đầm tốt, $\phi = 40^o$.

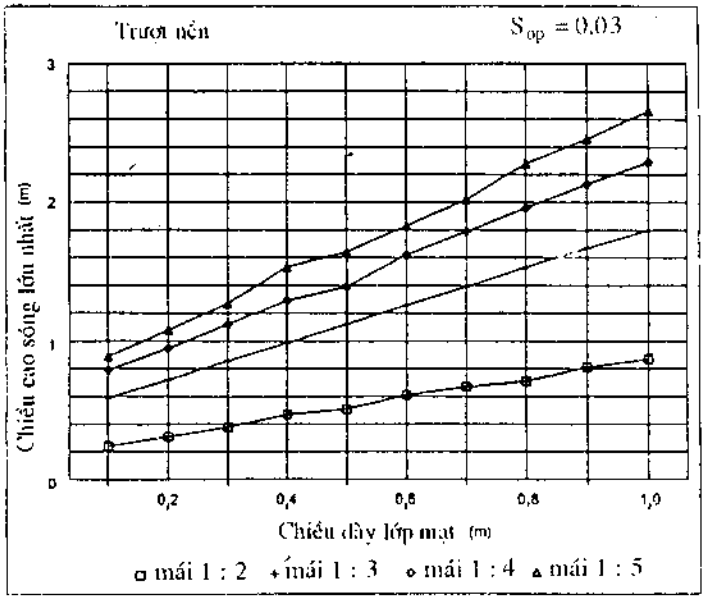
Chiều dày của tấm bê tông yêu cầu được xác định trên cơ sở vận tốc dòng chảy ở công thức (2-10).

Hệ số xáo động $K_t = 2,0$ (theo mục 2-3-2)

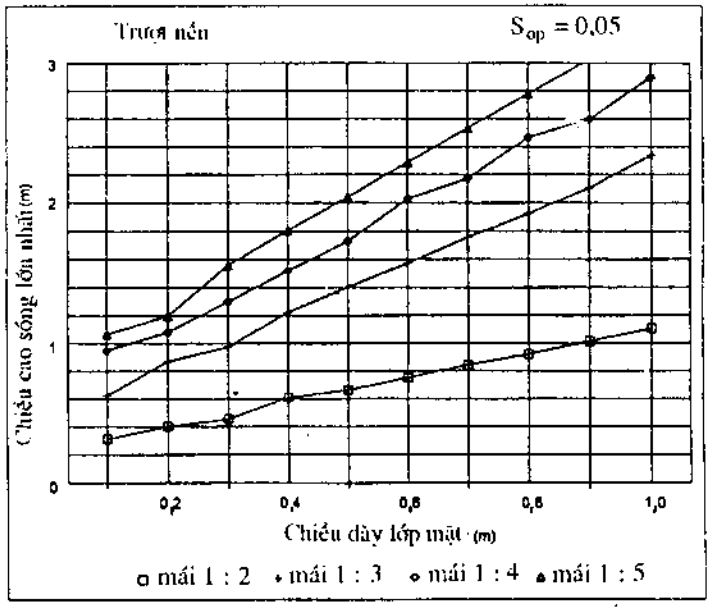
Thông số chiều sâu nước $K_h = 0,31$ (theo công thức 2-11b)

Góc nội ma sát $\theta = 90^o$ đối với kè có neo và $\theta = \delta = 3/4\phi = 30^o$ khi kè không neo

Biểu đồ 5a



Biểu đồ 5b



Hình 2-9 Biểu đồ thiết kế trượt nền (dùng cho thảm bê tông)

Thông số mái $K_s = \cos\alpha = 0,89$ khi có neo

$Ks =$ 0,445 (từ công thức 2-12a)

Thông số ổn định $\phi = 0,50$ và 0,75 cho mép của thảm.

Thông số Shield tới hạn $\psi = 0,07$

Thay các số trị trên và giá trị của u_{cr} và Δ vào công thức 2-10, các chiều dày yêu cầu của lớp bê tông như sau:

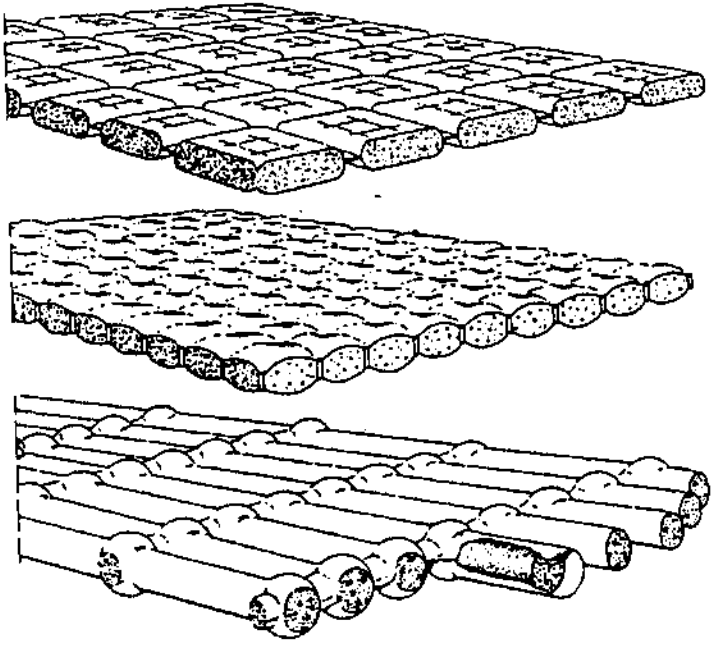
- Thảm có neo, chiều dày tấm bê tông D = 0,06 m (0,09 m tấm ở mép thảm).
- Thảm không neo, D = 0,12 m (0,18 m cho tấm ở mép thảm)

Chọn chiều dày D = 0,10 m đối thảm bê tông có neo. Vì không có sóng nên không xem xét đến nguy hiểm về ổn định đất nền.

2-5 Tiêu chuẩn ổn định mảng bê tông.

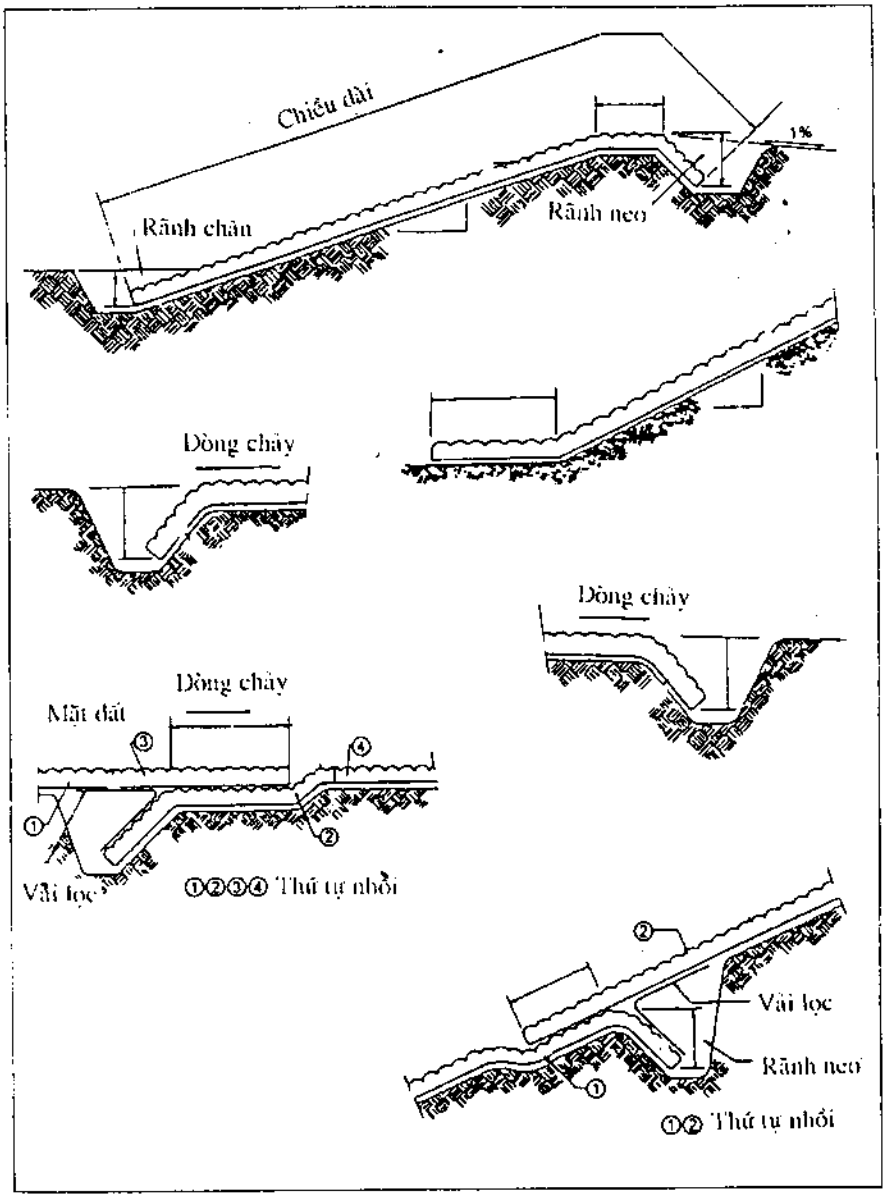
2-5-1 Giới thiệu.

Cấu tạo mảng bê tông gồm 2 lớp vải địa kỹ thuật giữa là bê tông hoặc ci măng. Vải địa kỹ thuật được nối với nhau theo nhiều cách tuỳ theo hình thức kết cấu mảng. Một số kết cấu mảng trình bày ở hình 2-10 và kết cấu neo, chân của mảng trình bày ở hình 2-11.



Hình 2-10: Một số ví dụ mảng nhồi bê tông

Nếu vải địa kỹ thuật là loại không chống được sự phá hoại của tia cực tím sử dụng làm kè mảng, theo thời gian vải bị hỏng và bê tông nhồi của mảng trở thành tấm bê tông kè thảm bê tông.



Hình 2-11 Neo, chân mảng

2-5-2 Độ thấm

Độ thấm của mảng là một trong các yếu tố xác định ổn định. Độ thấm của mảng thường được xem là độ thấm của vải địa kỹ thuật hoặc của "điểm lọc". Thực tế, cả 2 trường hợp độ thấm của mảng nhỏ hơn. Một độ thấm lớn hơn của mảng để bảo đảm rằng không tồn tại bất kỳ áp lực nào hoặc nhỏ ở dưới mảng. Hay nói một cách khác là độ ổn định của mảng càng lớn khi độ thấm lớn. Tuy nhiên, về lâu dài các điểm lọc bị nhiễm bẩn vải lọc bị tắc làm giảm độ thấm. Để giảm tắc có thể làm giảm độ bẩn chứa trong lớp đất nền. Về ổn định, có thể xem xét đối với 1 số loại mảng sau đây:

* Mảng FP tiêu chuẩn: là loại mảng tiêu chuẩn gồm 2 tấm vải địa kỹ thuật gắn với nhau tại các vị trí điểm lọc (diện tích các điểm lọc bằng 4 x 4 hoặc 5 x 5 cm);

* FPM: mảng gồm 2 tấm vải địa kỹ thuật được buộc với các ống nhỏ gọi là điểm lọc bằng giây thép với khoảng cách đều nhau bằng chiều dày mảng (loại mảng được xác định bởi khoảng cách giữa các điểm lọc);

* Mảng miếng: mảng gồm các miếng nối nhau bằng các tiết diện mỏng (rộng 5 đến 10 cm) gắn các điểm lọc hình vuông (khoảng 10 x 10 cm);

* Mảng ống (Crib): mảng gồm các ống vải địa kỹ thuật nhồi bê tông nối nhau tại nơi vải trống 30 x 30 cm.

Các đặc tính chính của mảng là chiều dày, độ thấm, độ nhám thuỷ lực và sức kháng ứng suất cắt của mảng. Đặc biệt, đặc tính kỹ thuật về độ thấm là rất quan trọng khi xác định ổn định – ổn định tăng theo độ thấm của mảng. Tuy nhiên, điều kiện giới hạn về ổn định đất nền có thể là yếu tố hạn chế. Nói chung, đất nền là đất sét hoặc đất thịt độ thấm của mảng phải cao hơn độ thấm của nền nên khi nước ngầm đạt đến mảng có thể thoát ra ngoài để không gây ra áp lực đẩy nổi. Với đất nền là cát thô hay cuội sỏi (hoặc lớp lọc cấp phối hạt), hoặc mặt nền đất hạt mịn nhưng gồ ghề (hang hốc giữa nền và mảng) độ thấm của mảng hẳn nhỏ hơn độ thấm của nền. Trường hợp này khi nước ngầm gặp mảng gây nên áp lực đẩy nổi mạnh dưới mảng. Vì vậy khi thiết kế và công tác chuẩn bị khi thi công phải chú ý đến đầm nện đất thân, nền đê kè.

Độ thấm tính toán cho mảng bê tông được ghi ở bảng sau đây. Trong bảng ý nghĩa các ký hiệu là:

$k^{/}$ - độ thấm của mảng (m/s)

k_g - độ thấm của vải (m/s)

$\Omega = A_p/A$, tỷ số diện tích mà nước đi qua đối với toàn bộ diện tích

A - diện tích lớp mặt ở từng điểm lọc (m^2)

A_p - diện tích thấm của điểm lọc (m²)

D - chiều dày trung bình lớp mặt (m)

T_g - chiều dày vải địa kỹ thuật (m)

D_{f15} - kích thước hạt của lọc (nằm trực tiếp dưới mảng), có 15% trọng lượng có kích thước nhỏ hơn (m)

Trong đó k_g là hệ số thấm có quan hệ $v = k_g i^{0,5}$, trong đó i là gradient thuỷ lực (tỷ số giữa đầu nước thuỷ lực H và chiều dày vải T_g).

Độ thấm tính toán kè mảng bê tông

Mảng	A (cm²)	Ω (-)	D (m)	k_g (mm/s)	T_g (mm)	D_{f15} (mm)	k^l (mm/s)
FP tiêu chuẩn điểm lọc 4*4cm	20 *20	0.04	0.25	0.4	1	Hố	0,3
						5	0,3
						1	0,3
FP tiêu chuẩn điểm lọc : 5*5 cm	25*25	0,04	0,15	0.8	0.6	Hố	0,5
						5	0,5
						1	0,5
FPM, điểm lọc ống, 2.5cm²	25*25	0,004	0,15	0.8	0,6	Hố	0,05
						5	0,05
						1	0,05
FPM, điểm lọc ống 2.5cm²	25*25	0,004	0,15	4	0,6	Hố	0,25
						5	0,20
						1	0.20
Miếng, điểm lọc vuông 10*10cm	60*60	0,28	0,25	5	1.4	Hố	1.9
						5	1,7
						1	1,1
Miếng, điểm lọc vuông 10*10cm	60*60	0,28	0,25	0,4	1,4	Hố	0,1
						5	0,1
						1	0,1
Crib	-	0,2- 0,5	0,1	5	1,4	-	5

2-5-3 Quy định thiết kế về tải trọng sóng.

Trong quy định thiết kế mảng bê tông có liên quan về tải trọng sóng, một cơ chế phá hoại được giả định và tính chiều dài khe hở.

Khi sóng tác dụng, mảng bê tông chịu các áp lực khác nhau hướng đẩy lên tương tự trường hợp kè đặt ghép khối bê tông (hình 2-12).

Hiện tượng xẩy ra ngay trước khi sóng tác động và chiều dài khe hở cho các áp lực khác nhau là thông số quan trọng. Chiều dài khe hở Λ cho mảng bê tông được xác định theo công thức 2-18:

$$\Lambda = \sqrt{(b_f D k_f / k')} \qquad (2\text{-}18)$$

Trong đó:

Λ - chiều dài khe hở (m)

b_f - chiều dày lớp lọc (m)

Trường hợp dưới mảng nền gồ ghề, chiều dài khe hở được tính theo công thức:

$$\Lambda = \sqrt{(dDk / k')} \qquad (2\text{-}18a)$$

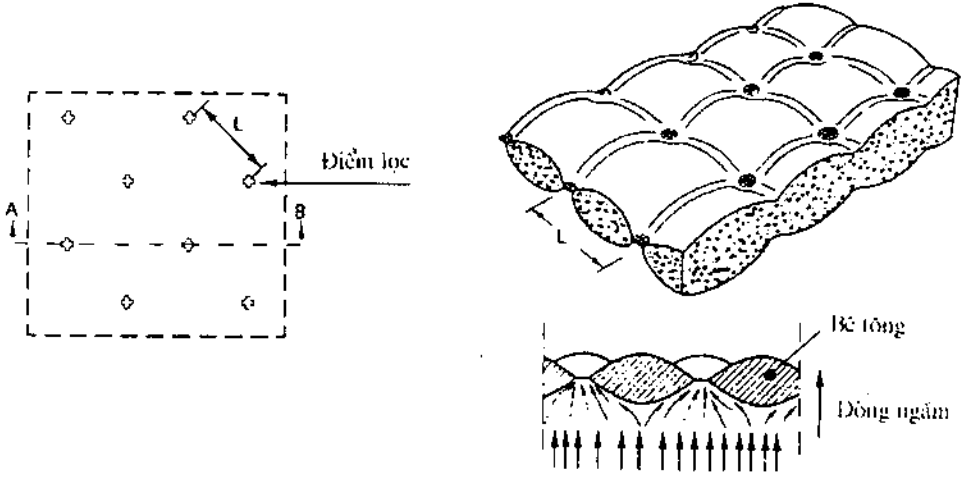
$$k = 5{,}75\sqrt{g}\,.\sqrt{(d/0{,}6)}\,.\log(6d/k_s) \qquad (2\text{-}18b)$$

Trong đó:

d - độ sâu hố gồ ghề (m);

k - độ thấm của hố gồ ghề (m/s)

Trên cơ sở các trị số ở bảng tính độ thấm, chiều dài khe hở được tính ghi ở bảng dưới để chọn loại mảng. Trong đó giả thiết chiều dày lớp lọc là 20 cm và chiều sâu hố 1 cm.



Hình 2-12 Mảng bê tông điểm lọc

Chiều dài khe hở tính toán

Mảng	b_r (m)	D (m)	D_{f15} (mm)	K (mm/s)	k' (mm/s)	Λ (m)
FP tiêu chuẩn điểm lọc 4*4cm	0,2	0,25	hố	4800	0,3	6,9
			5	67	0,3	3,6
			1	5	0,3	1,0
FP tiêu chuẩn điểm lọc : 5*5 cm	0,2	0,15	hố	4800	0,5	3,9
			5	67	0,5	2,0
			1	5	0,5	0,6
FPM, điểm lọc ống, 2,5cm²	0,2	0,15	hố	4800	0,05	12,0
			5	67	0,05	6,4
			1	5	0,05	1,8
FPM, điểm lọc ống 2,5cm²	0,2	0,15	hố	4800	0,25	5,4
			5	67	0,20	2,9
			1	5	0,20	0,9
Miếng, điểm lọc vuông 10*10cm	0,2	0,25	hố	4800	1,9	2,6
			5	67	1,7	1,4
			1	5	1,1	0,5
Miếng, điểm lọc vuông 10*10cm	0,2	S0,25	hố	4800	0,1	9,0
			5	67	0,1	4,7
			1	5	0,1	1,3
Crib	0,2	0,1	hố	4800	5	1,0
			1-5	5 - 67	5	≤ 0,5

Kết quả tính cho thấy chiều dài khe hở mảng bê tông khá lớn do đó áp lực đẩy nổi lớn. Chỉ có mảng Crib có độ thấm lớn cho các trị số nhỏ ngay cả khi nền hố gồ ghề.

Dựa vào các trị số tính toán chiều dài khe hở ứng các loại mảng khác nhau có thể gộp lại như sau:

Chiều dài khe hở Λ (m)

Mảng	Trên cát.	Trên cát..	Trên lọc
FP tiêu chuẩn	≤1,0	4,0	3,0 - 4,0
FPM	≈1,5	10	6,0
Miếng	≤1,0	2,0	3,0
Crib	≤0,5	≤1,0	≤ 0,5

Ghi chú:

* Tiếp giáp tốt mảng và nền (nền không có hố, gồ ghề)

** Nền kém đầm, có hố gồ ghề.

Cơ chế phá hoại mảng bê tông thường xảy ra như sau:

- Trước tiên, hình thành các hố dưới mảng do lún sụt không đều của nền. Mảng cứng, các hố lớn dần.
- Với các hố lớn, tác động sóng có thể gây nên nứt nẻ bê tông và sụt sập kể cả khi thảm miếng bê tông có gim vải lọc.
- Khi chiều cao sóng lớn, áp lực đẩy nổi xuất hiện ở dưới mảng lúc sóng trườn xuống đẩy mảng lên.
- Tác động làm mảng nâng lên hạ xuống gây ra dịch chuyển đất cát và bề mặt thành hình lượn sóng chữ S và cuối cùng kè sập hoàn toàn.

Công thức hoá cơ chế phá huỷ này đối với kè mảng trên cơ sở công thức 2-3b:

$$H_s/\Delta D = F/\xi_{op}^{2/3}$$

Với:

D = (khối lượng 1m^2 /ρ_s) còn gọi là $D_{h.quả}$ hoặc $D_{t.bình}$

Δ là tỷ trọng tương đối của vật liệu mảng = $(\rho_s - \rho)/\rho$;

ρ_s - khối lượng đơn vị của bê tông (kg/m^3);

F - hệ số ổn định.

Dùng công thức trên, hệ số ổn định F được tính cho mảng bê tông ghi ở bảng sau. Bảng các trị số F là hàm số của Λ và điều kiện cấu trúc ($0,2 < \tan\alpha < 0,4$; $\sigma_b = 5$ Mpa; $H_s < 1,5$ m; $\rho_s = 2300$kg/m^3).

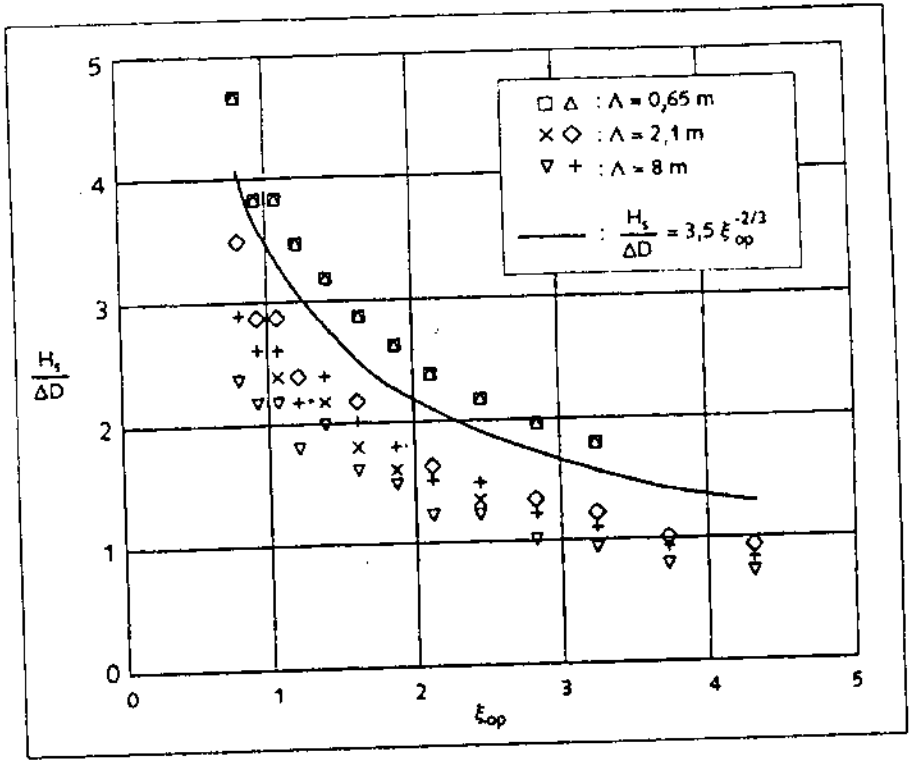
Chiều dài khe hở	Mảng trên cát	Mảng trên lọc
Λ = 0,5 đến 0,65	F = 4,0	F = 4,0
Λ = 1,0	F = 3,5	F = 3,3
Λ = 2,4	F = 2,9	F = 2,5
Λ = 8,0	F = 2,7	F = 2,2

Trong thiết kế, giá trị của F có thể áp dụng như sau:

- F = 2,5 hoặc (≤3) dùng cho mảng thấm ít trên lớp lọc cấp phối hạt;
- F = 3,5 hoặc (≤ 4) dùng cho mảng ít thấm trên đất cát đầm chặt;

- F = 4,0 hoặc (≤ 5) mảng thấm tốt trên cát lớp lọc (D_{f15}< 2 mm).

Các trị số cao hơn được áp dụng khi nền có khả năng chống xói (đất sét) hoặc mảng được neo. Tính toán cũng cho thấy rằng ổn định của loại mảng Crib tương đối cao hơn so với các loại khác. Tuy nhiên khi diện tích vải lọc lộ ra lớn, dưới tác dụng của sóng có thể làm mất ổn định đất nền dưới lớp vải lọc. Vì vậy loại kè này chỉ nên áp dụng cho công trình bảo vệ bờ nơi có chiều cao sóng hạn chế (sóng thấp hơn 0,5 m). Có thể bảo vệ diện tích vải lọc lộ hở bằng trồng cỏ trên đó.



Hình 2-13 Kết quả tính mảng bê tông

Mảng bê tông không thấm được thiết kế theo tiêu chuẩn nứt cho phép do tải trọng sóng. Giả thiết khe nứt 0,5 đến 1,0 m và vị trí mặt bão hoà ở dưới mảng thấp. Tiêu chuẩn ổn định quy định như sau:

$$H_s/\Delta D = 4 \text{ đến } 6 \qquad (2\text{-}19)$$

Thường sử dụng loại mảng bê tông mác thấp hơn khi đặt trên nền lọc cấp phối hạt và mác cao khi đặt trên nền cát đầm chặt hoặc có lớp lọc hạt nhỏ (D_{f15} < 2

mm). Đương nhiên không cho phép hiện tượng đẩy nổi cục bộ xuất hiện (vì dần dần dẫn đến biến dạng mái kè), các trị số về ổn định quy định là: 2 đối mảng trên nền lọc hạt cấp phối, 3 đến 4 cho mảng trên nền cát dầm hoặc lọc hạt nhỏ. Trường hợp mặt bão hoà dưới mảng ở vị trí cao (có thể do duy trì thời gian dài mức nước cao) bị hạ thấp nhanh, một áp lực đẩy nổi có thể xuất hiện đưa đến khả năng trượt mái.

2-5-4 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy.

Một số trị số về tốc độ dòng chảy tới hạn được nêu dưới đây:

Loại mảng	Chiều dày	Trên mái 1: 2	Tại đáy
FP.	100 mm	4,1 m/s	-
USM**	50 mm	2,7 m/s	3,3 m/s
	100 mm	3,9 m/s	4,7 m/s
	200 mm	5,5 m/s	6,4 m/s

Ghi chú:

* Mảng điểm lọc;

**Mảng bê tông thông thường (không có điểm lọc).

Công thức tính toán thiết kế xem ở mục 2-3-2.

2-5-5 Quy định thiết kế đối với đất nền.

Dòng chảy qua một mảng bê tông tập trung tại các điểm lọc. Độ thấm của mảng nhồi bê tông khoảng $1x10^{-4}$ đến $5x10^{-3}$m/s. Mảng bê tông không linh hoạt và tiếp xúc tốt với nền bằng mảng nhồi cát. Đối mảng nhồi cát, có thể có hiện tượng trượt toàn bộ mái thay vì trượt cục bộ. Các biểu đồ thiết kế trình bày tại hình (2-5).

Tích dẻo

Về tích dẻo, xem ví dụ thiết kế sau đây với chiều cao sóng H = 1 m, mái 1:3, chiều dày mảng yêu cầu khi đặt trên nền cát, các cơ chế phá hoại theo các độ dốc sóng (S_{op}) khác nhau:

Loại phá hoại	S_{op} = 0,03	S_{op} = 0,05
Nâng lớp mặt	0,35 m	0,25 m
Trượt cục bộ lớp mặt	0,80 m	0,60 m
Trượt lớp mặt	0,30 m	0,25 m
Trượt đất nền	0,55 m	0,40 m.

Mảng bê tông cứng và phần lớn neo đỉnh nên lớp mặt thường không bị trượt hay đẩy lên nhưng trượt nền rất nguy hiểm (khi H = 1 m và S_{op} = 0,03 chiều dày mảng

yêu cầu là 0,55 m). Nếu mảng đặt trên lớp đệm lọc tính ổn định của mảng được tăng xét về tích dẻo. Chiều dày lớp mặt mảng bê tông trên lớp lọc đệm là: $D + b/\Delta_l$, trong đó b là chiều dày lớp đệm lọc.

Hoá lỏng

Quy định thiết kế trình bày tại mục (2-3-3).

Hạ mực nước

Sự nguy hiểm do hạ mực nước phụ thuộc vào chiều dài khe hở, tức là đặc tính của lớp mặt và lớp nền. Với mảng bê tông trên nền cát, chiều dài khe hở thường nhỏ và nguy hiểm do hạ mực nước nhỏ.

2-5-6 Ví dụ thiết kế mảng bê tông tác dụng của tải trọng sóng.

Một mái 1:3 bảo vệ bằng mảng bê tông trên lớp lọc cấp phối hạt. Chiều dày mảng 0,15 m. Xác định chiều cao sóng cho phép lớn nhất theo các điều kiện biên như sau:

Độ dốc sóng	$Hs/L_{op} = 0{,}040$
nước sâu;	
Độ dốc mái	$\cot\alpha = 3{,}0$
Chiều dày lớp mặt	$D = 0{,}15$ m
Tỷ trọng tương đối	$\Delta = 1{,}3$;
Chiều dày lớp lọc	$b_f = 0{,}20$;

Đất lớp nền được dầm chặt. Mảng loại ít thấm.

Các thông số được xác định như sau:

Thông số sóng vỡ	$\xi_{op} = 1{,}68$	(công thức 2-5)
Thông số kè	$F = 2{,}0$ đến $3{,}0$	(bảng về F)
Tải trọng tới hạn $(Hs/\Delta D)_{cr}$	$= 1{,}42$ đến $2{,}13$	(công thức 2-3b)

Chiều cao sóng cho phép lớn nhất H_s bằng 0,28 đến 0,42 m .

Tiếp xác định về ổn định đất nền với sóng cao 0,40 m.

Trượt do tích dẻo.

Chiều cao sóng cho phép để chọn chiều dày kè dùng biểu đồ thiết kế. Lớp bề mặt chiều dày $D_{eq} = 0{,}32$ m có thể chọn vì có lớp lọc.

Nâng cục bộ kè	$H_s = 1{,}05$	(biểu đồ 3)
Trượt toàn bộ kè	$H_s = 1{,}20$ m	(biểu đồ 4)
Trượt nền	$H_s = 0{,}85$	(biểu đồ 1).

Chiều cao sóng tới hạn liên quan đến tích dẻo là bằng 0,85 m. Với chiều cao sóng bằng 0,40 m không có nguy hiểm về ổn định.

Hoá lỏng

Với nền cát được đầm chặt và độ dốc mái 1:3 , theo quy định thiết kế nêu ở mục (2-3-3) không có hoá lỏng xuất hiện.

Hạ mực nước

Thay các trị số đa biết vào công thức (2-16) đưa đến kết quả là không có nguy hiểm do hạ mực nước nếu chiều dài khe hở nhỏ hơn 1,17 m.

2-6 Tiêu chuẩn ổn định mảng nhồi cát.

2-6-1 Giới thiệu

Một mảng nhồi cát gồm 2 tấm vải địa kỹ thuật ghép với nhau, giữa cát được nhồi. Loại mảng này thiết kế bằng cách đặt vải trên mái làm phẳng rồi nhồi cát tạo nên một khối lớn có mặt cắt như hình xúc xích hoặc hình cái gối. Kè được thi công theo yêu cầu của người sản xuất. Mép và nơi liên kết của mảng dễ bị tổn hại, do đó phải chú ý khi gia công. Các tấm mảng đặt nằm kề sát nhau nên ở các góc được neo với đất. Thực tế loại mảng này không chỉ chịu tải trọng thuỷ lực mà còn bị làm tổn thương do con người vô ý thức làm thủng rách, cây trôi đâm thủng, phá huỷ dần do tia cực tím và chất hoá học có trong nước v.v...

2-6-2 Quy định thiết kế về tải trọng sóng.

Mảng nhồi cát thường thiết kế đối với chiều cao sóng H_s không lớn hơn 1 m (lớn nhất 1,5 m).Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, hệ số F kiến nghị dùng trong thiết kế là 4 đến 5, do đó:

$$Hs/\Delta D = (4 \text{ đến } 5)/\xi_{op}^{2/3} \qquad (2\text{-}20)$$

Công thức trên áp dụng khi $H_s \leq 1{,}0$ m (< 1.5 m áp dụng trong trường hợp đặc biệt).

Trong công thức trên, tỷ trọng tương đối Δ_l gồm cả độ rỗng (công thức 2-15a,b). Chiều dày mảng D là chiều dày bình quân nhồi cát:

Nhồi 100%: D/D_d = 0,7 đến 0,8;

Nhồi 90%: D/D_d = 0,6 đến 0,7.

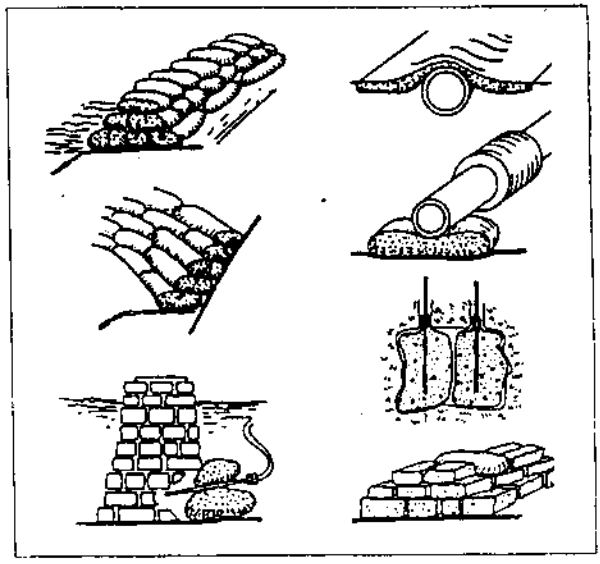
Trong đó:

D - chiều dày trung bình của mảng (m);

D_d - đường kính lớn nhất của "xúc xích" (m).

2-6-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy.

Với tốc độ dòng chảy trên 1,5 m/s (lớn nhất 2 m/s) cát trong vải địa kỹ thuật không còn ổn định khi cát nhồi là hạt mịn. Công thức tính toán thiết kế nêu ở mục (2-3-2).



Hình 2-15 Các dạng bao vải

Bao cát được sử dụng rộng rãi trong xây dựng để làm công trình tạm. Bao cát không dùng đối với công trình lâu bền do các nguyên nhân sau đây:

- Khả năng chống tải trọng sóng và dòng chảy kém;
- Chống tác động phá hoại kém và bị hư hoại do tia cực tím, độ bền ngắn;
- Công thức tính toán trong thiết kế thiếu và không chính xác;
- Công trình bằng bao cát trông xấu;

Nhưng công trình bằng bao cát có ưu điểm là:

- Giá thành thấp;
- Thi công nhanh;
- Các bao có thể khâu nối nhau.

Sử dụng bao cát hoặc nhồi ci măng đối với các trường hợp sau:

- Mái bờ tương đối thoải;
- Công trình tạm thời bảo vệ chân nơi cỏ cần thời gian để phát triển;
- Tường tạm để chắn đất;
- Kè chắn sóng xa bờ tạm thời hoặc vĩnh cửu;
- Đê tạm chắn đất nơi tàu hút bùn;
- Con chạch chống tràn hoặc bảo vệ mái tạm thời chống sóng.

Bao dạng hình chữ nhật và xúc xích (dạng ống) nhồi cát được sử dụng nhiều để xây dựng tường chắn đất, loại tường không quá cao như tường vây để chắn bùn đất trong công trình thô hoá mặt bờ biển chống xói lở.

Bao cát được đặt theo phương pháp sau:

(a). Rải thảm: Một hoặc 2 lớp bao cát đặt trực tiếp trên mái theo cách xếp xây gạch. Bao không nên nhồi cát quá đầy mà đổ lưng bao để khi xếp tạo mặt tiếp xúc lớn giữa các bao. Tỷ lệ nhồi tốt nhất bằng 75% để bảo đảm ổn định tối ưu của công trình.

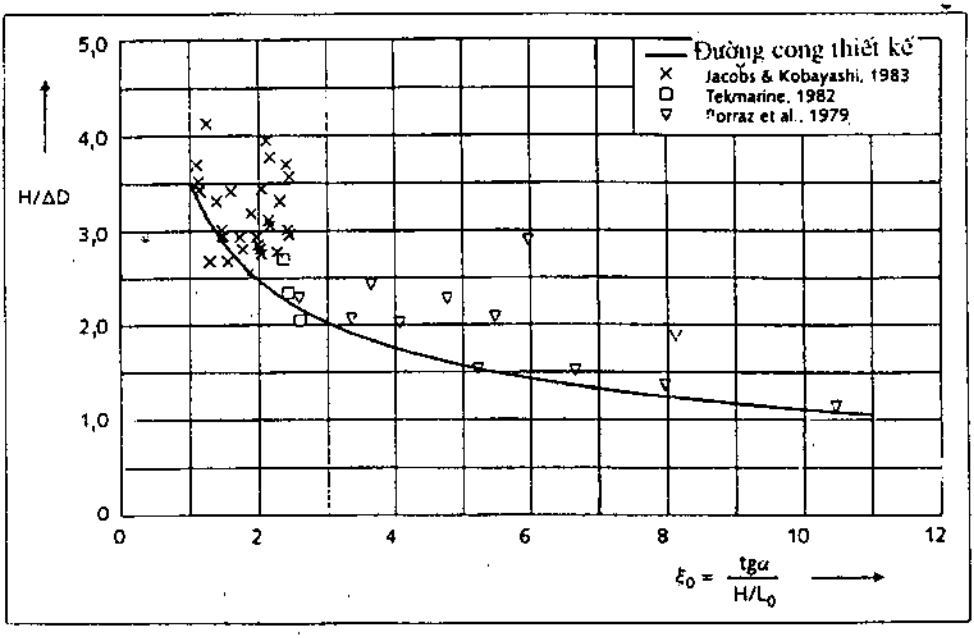
(b). Xếp chồng: Các bao cát được xếp chồng cao theo hình tháp, bao trên chồng với 2 bao dưới.

Khi sử dụng bao cát để làm công trình bảo vệ mái, việc kiểm tra thường xuyên là yêu cầu cần thiết để phát hiện hư hỏng kịp thời sửa chữa.

2-7-2. Bảo vệ mái

Nói chung, thực tế công trình xây dựng bằng bao cát là công trình tạm hoặc có thể công trình lâu dài nơi thiết kế chiều cao sóng nhỏ hơn 1,5 m, hoặc công trình ngập dưới nước ít chịu tác động trực tiếp của sóng. Công trình cấu trúc bao nhồi vữa, liên kết dầm hay mấu nối có tác dụng chống được chiều cao sóng lớn hơn.

Công trình bảo vệ bờ biển cấu tạo dạng bằng bao được nghiên cứu ứng dụng cách tính tương tự như đối với đá như hệ số k_D trong công thức Hudson hoặc thông số $H/\Delta D$. Quan hệ thông số này và ξ_0 được trình bày trên hình 2-16 ($\Delta = \Delta_l$).



Hình 2-16 Kết quả kiểm tra ổn định bao cát, bao nhồi vữa trên mái nghiêng

Trên cơ sở các kết quả ở hình (2-16), ổn định công trình bảo vệ mái bằng bao cát hoặc bao nhồi xi măng được tính toán áp dụng công thức (2-3), trong đó số mũ của ξ_0 lấy là 1/2 thay vì 2/3 để tăng an toàn.

Với sóng tác dụng đều, áp dụng công thức dưới đây:

$$(H/\Delta D)_{cr} = 3{,}5/\sqrt{\xi_0} \qquad (2\text{-}21)$$

Trong đó:

Δ - tỷ trọng tương đối, nếu khe rỗng đầy nước (Δ_t);

D - chiều dày bình quân của lớp mặt tính vuông góc với mái.

Nếu quan hệ ổn định liên quan giữa chiều cao sóng không đều và sóng đều (tỷ lệ $H/H_s = 1{,}4$), quan hệ ổn định cho sóng bất thường được biểu thị ở công thức sau:

$$(Hs/\Delta D)_{cr} = 2{,}5/\Delta\sqrt{\xi_0} \qquad (2\text{-}22)$$

Về ổn định phần đỉnh mái

Các khối bê tông được sử dụng để bảo vệ đỉnh công trình phá sóng đặt ngầm (có thể tham khảo ở mục 2-5-6). Các khối được xếp song song với trục công trình Quan hệ ổn định đối với sóng đều sử dụng công thức sau:

$$(H/\Delta b)_{cr} = 3{,}2(H/L_o)^{1/3} \qquad (2\text{-}23a)$$

hoặc có thể lấy:

$$H/\Delta b = 1 \qquad (2\text{-}23b)$$

Trong đó:

b là chiều rộng của khối xếp, có thể 2 khối xếp liền nhau và b là chiều rộng cả 2 khối.

Khi khối đặt hướng trục của nó vuông góc với trục của công trình , áp dụng công thức dưới đây:

$$(H/\Delta l)_{cr} = 1.0 \qquad (2\text{-}24)$$

Trong đó:

l là chiều dài của 1 khối (l lớn nhất = 3 lần chiều dày)

2-7-3 Quy định thiết kế về tải trọng dòng chảy.

Khi tốc độ dòng chảy lớn hơn 1,5 m/s cát trong bao bị mất ổn định nên vận tốc 1,5 m/s được xem là giới hạn trên về tải trọng dòng chảy. Về ổn định xác định theo công thức (2-10) và tham khảo mục (2-3-2)

2-7-4 Về ổn định đất trong bao cát và mảng cát.

Về ổn định của đất đã được nêu ở phần (2-3-3). Để ví dụ, chiều dày của hệ thống nhồi cát (bao hoặc mảng cát) yêu cầu chống cơ chế phá hoại được tính cho mái 1:3, chiều cao sóng 1 m và 2 m ghi trong bảng dưới đây:

a. Chiều dày hệ thống nhồi cát, mái 1:3 và H = 1 m

Loại phá huỷ	$S_{op} = 0,03$	$S_{op} = 0,05$
Nâng lớp mặt	0,40 m	0,30 m
Trượt cục bộ lớp mặt	0,90 m	0,70 m
Trượt cả lớp mặt	0,35 m	0,25 m
Trượt lớp nền	0,60 m	0,55 m

b. Chiều dày hệ thống nhồi cát, mái 1:3, H = 2 m

Loại phá huỷ	$S_{op} = 0,03$	$S_{op} = 0.05$
Nâng lớp mặt	0,90 m	0,70 m
Trượt cục bộ lớp mặt	>1 m	>1 m
Trượt cả lớp mặt	0,85 m	0,65 m
Trượt lớp nền	>1m	>1 m

Cả 2 trường hợp về trượt cục bộ lớp mặt là yếu tố cần xem xét. Trường hợp mảng cát, sự nguy hiểm có thể ngăn chặn bằng cách neo. Tuy nhiên do tính nhạy cảm về trượt của lớp đất nền của loại công trình này nên không thích hợp đối với tác động những con sóng mạnh. Khi nền được đầm chặt, vấn đề hoá lỏng của nền chỉ có thể xảy ra đối với mái dốc hơn 1:3.

Để xét hạ mực nước đột ngột có vai trò gì khi thiết kế, người ta giả thiết rằng độ thấm của hệ thống nhồi cát bằng với đất nền. Công thức (2-16) của mục (2-3-3) được áp dụng. Để xác định chiều dài khe hở, giả định D = 0,2 m, b = 0,3 m và $k/k' = 1$. Rồi chiều dài khe hở lấy 0,24 m. Sử dụng $\Delta_t = 0,9$ và mái 1:3 tính được chiều dài khe hở phải không lớn hơn 1,05 m. Như vậy điều kiện đạt yêu cầu.

2-7-5 Trường hợp bao cát chịu tải trọng sóng.

Một phần mái bị phá hoại cần bảo vệ tạm thời bằng bao cát để chống sóng. Tính toán xem liệu bao cát ổn định do sóng tác động khi chiều dày lớp mặt bằng 0,25 m. Các điều kiện biên như sau:

Chiều cao sóng $H_s = 0,40$ m;

Chu kỳ sóng $T_p = 2,7$s

Nước sâu;

Gradient mái $\cot\alpha = 3,0$;

Tỷ trọng tương đối $\Delta_t = 1,0$;

Nền đất sét.

Chiều dày yêu cầu của bao tính như sau:

Chiều dài sóng	$L_{op} = 11,4$ m	(công thức 2-7)
Độ dốc sóng	$Hs/L_{op} = 0,035$	
Thông số sóng vỡ	$\xi_{op} = 1,78$	(công thức 2-5)
Tải trọng tới hạn	$(Hs/\Delta D)_{cr} = 1,87$	(công thức 2-22)
Chiều dày yêu cầu	D = 0,21 m.	

Chọn bao cát chiều dày D = 0,25 m để an toàn.

Về ổn định của đất cát trong bao dày 0,25 m được xem xét sau đây:

Nâng do tích dẻo.

Từ biểu đồ 4a,b hình (2-5) chiều cao sóng cho phép là 0,9 m.

Trượt lớp mặt do tích dẻo.

Từ biểu đồ 2a,b cho thấy là chiều cao sóng cho phép bằng 0,95 m.

Trượt nền do tích dẻo

Từ biểu đồ 1a,b chiều cao sóng cho phép là 0,75 m.

Các trị số trên về chiều cao sóng cho phép chứng tỏ rằng không có nguy hiểm do tích dẻo. Tuy nhiên vì lớp mặt gồm các bao đặt độc lập và trượt cục bộ lớp mặt cần xem xét (biểu đồ 3). Biểu đồ 3 chỉ có chiều cao sóng cho phép bằng 0,45 m, còn lớn hơn chiều cao sóng thiết kế. Song cần tăng cường xếp đặt các bao khít chặt nhau nơi sóng tác động mạnh.

Hoá lỏng

Hướng dẫn thiết kế ở mục (2-3-3) nói rằng không có nguy hiểm về hoá lỏng xẩy ra đối với lớp mặt trên nền đất sét.

Hạ mực nước

Do lớp mặt thấm nhiều hơn lớp nền nên không có nguy hiểm về hạ mực nước.

Từ các phân tích trên có thể kết luận là không xẩy ra nhuy hiểm về ổn định đất cát.

2-8 Rọ đá

2-8-1 Giới thiệu.

Rọ đá sử dụng phổ biến ở nhiều nước trên thế giới để xây dựng công trình bảo vệ bờ, đê và các công trình khác chống lại phá hoại của sóng và dòng chảy. Kè rọ đá được xây dựng bảo vệ bờ sông miền núi thị xã Kon Tum, Trà My Quảng nam và

thí điểm ở kè biển Cát Hải của Hải phòng. Một số kè biển rọ đá do địa phương thiết kế và làm ở Cần Giờ thành phố Hồ Chí Minh, lấn biển ở Kiên Giang. Rọ được làm bằng giây thép đan thành lưới hình chữ nhật trong xếp đá (hình 2-17).

Rọ có nhiều loại khác nhau nhưng phổ biến là loại đơn mắt được đặt xếp khít nhau trên mái hoặc xếp chồng đặt cấp. Cách xếp sau thường dùng làm tường chắn đất bảo vệ các đường giao thông.

Chiều dài tiêu chuẩn của 1 rọ thường bằng 3 đến 4 m, rộng 1 đến 3 m và dày 0,3 đến 1,0 m. Khi rọ có chiều dày mỏng (nhỏ hơn 0,5 m) chiều rộng và chiều dài lớn thì gọi là thảm Reno, tên bắt nguồn từ sông Reno ở Italy nơi đầu tiên sử dụng để bảo vệ bờ.

Trong công trình bảo vệ bờ, rọ đá thi công bằng cách rải rọ trên mái trước, buộc các rọ với nhau rồi xếp đá vào trong và đóng nắp rọ lại.

Vấn đề quan trọng của loại công trình này là độ bền. Sóng và dòng chảy mang theo hạt đất cát tác động thường xuyên làm mài mòn giây thép, cuối cùng làm đứt giây. Mặt khác thép theo thời gian cũng bị ăn mòn nên thép thường được bọc nhựa hoặc dùng thép chống rỉ. Vì vậy rọ đá không nên sử dụng nơi sóng và dòng chảy mang nhiều hạt.

Gía thành công trình rọ đá chống được các con sóng cao được tính tương đương giá thành công trình xây dựng bằng vật liệu khác như đá, bê tông nhựa đường hoặc bê tông mảng. Tuy nhiên, rọ đá là 1 loại công trình có hiệu quả bảo vệ bờ ở nơi điều kiện phù hợp.

2-8-2 Tải trọng thuỷ lực và cơ chế phá hoại

Sóng tác động lên rọ đá tạo thành 1 dòng chảy phức tạp ở trên mặt và xuyên qua rọ. Khi sóng leo trên mái, lực do sóng tạo ra có hướng ngược với trọng lực nên ít nguy hiểm so với khi sóng trườn xuống như đã nêu ở mục (2-2) với 2 cơ chế quan trọng:

1. Dòng nước chảy xuống sẽ tạo lực kéo ở mặt rọ và sự hạ mức bão hoà xảy ra đồng thời với hạ thấp gradient dòng chảy trong rọ đá.

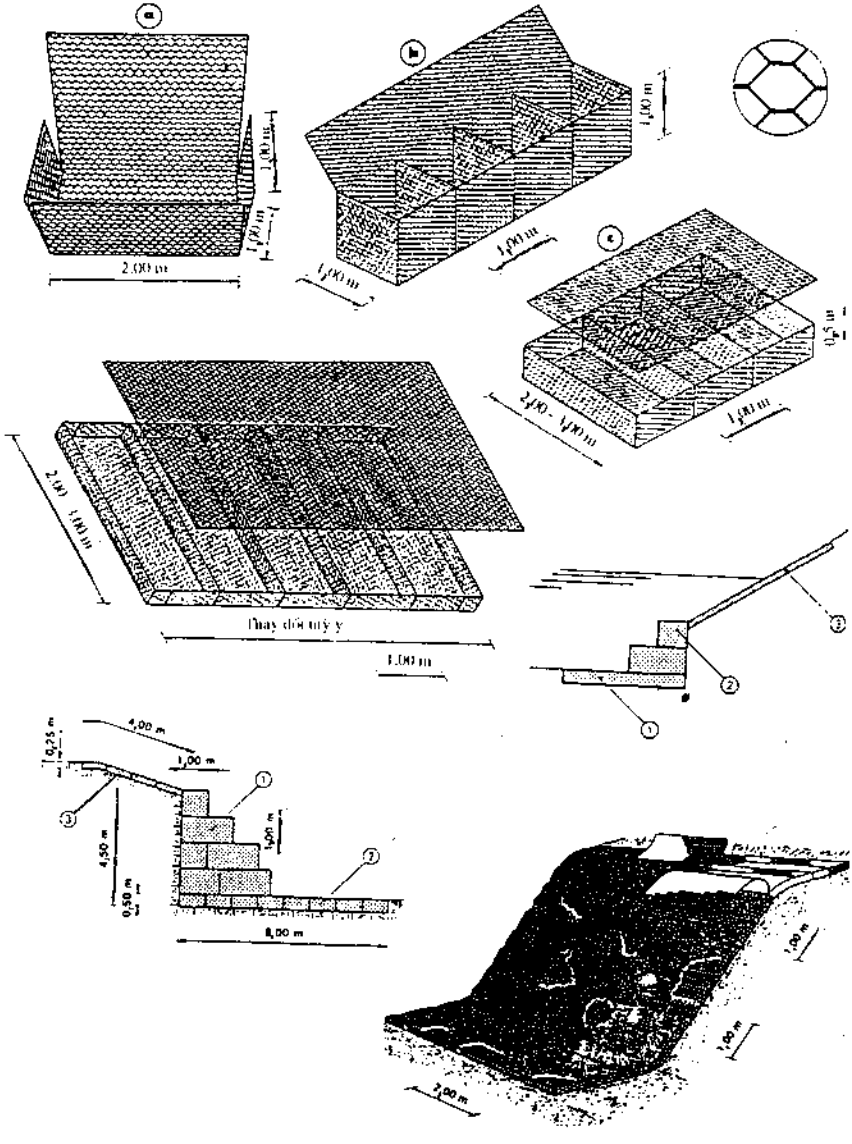
2. Khi sóng trườn xuống vị trí thấp nhất thì cũng là lúc 1 con sóng khác sẽ đến tạo nên tác động mới. Tại thời điểm ngay trước khi con sóng này tác động, một "tường" sóng xuất hiện với áp lực lớn ở vị trí thấp nhất mà sóng trườn xuống. Phía trên vị trí đó, mặt rọ đá hầu như khô và do đó có áp lực nhỏ ở bề mặt của rọ.

Cơ chế đầu có thể biểu thị bằng dòng chảy tự do trong rọ đá với gradient bằng góc dốc của mái. Có nghiã là, ví dụ với mái 1: 4 gradient (i) tương đương khoảng 0,25, với lực hướng xuống dọc theo mái. Cân bằng các lực tác dụng cho thấy rằng

phần mái từ vị trí mà sóng trườn xuống đến dường bảo hoà trong lớp lọc sẽ bị trượt nếu:

- Không có kết cấu giữ chân đảm bảo ở phía dưới phần mái đó.
- Lực hướng xuống lớn hơn lực ma sát: nói chung khoảng $f < 2\tan\alpha$

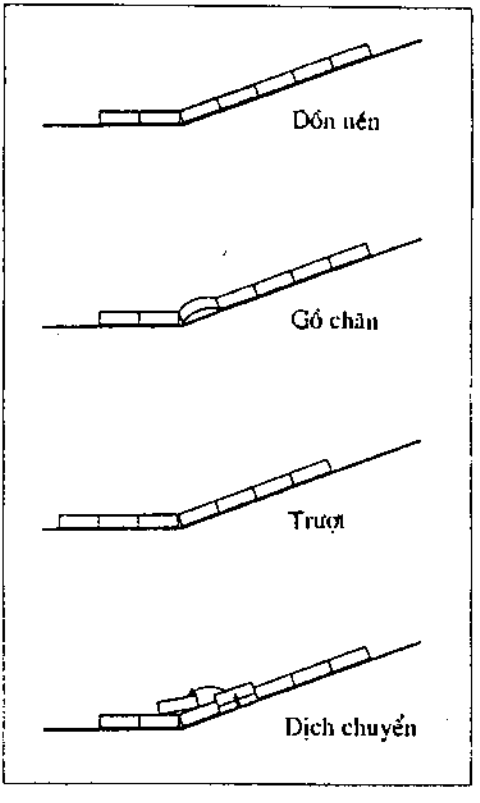
Trong đó, f là ma sát của rọ đá và mặt nền.; α là góc mái.



Hình 2-17 Ví dụ rọ, thảm đá

Tiêu chuẩn trên cho thấy là một mái quá dốc dễ dàng đưa đến sự vượt trội của lực ma sát và một mái dốc ngắn hơn mái thoải nên khả năng giữ chân phần mái trượt kém hơn. Có thể kết luận rằng ổn định được tăng nếu giảm độ dốc mái hoặc tăng ma sát giữa rọ đá và đất nền. Chiều dày rọ không đóng vai trò quan trọng về ổn định.

Phông áp lực cao dẫn đến một dòng chảy vào trong rọ đá. Dòng này bắt gặp dòng chảy xuống ở vùng sóng trườn xuống đưa đến 1 dòng chảy hướng ra và áp lực đẩy nổi xuất hiện gần vị trí thấp nhất mà sóng trườn xuống.



Hình 2-18 Cơ chế hư hỏng

Cơ chế hư hỏng

Các lực thuỷ động như sóng và dòng chảy có thể tạo ra các cơ chế phá hoại khác nhau. Có thể phân làm 3 loại cơ chế phá hoại như sau:

1) Mất ổn định rọ đá

a. Rọ bị trượt xuống, lèn rọ đá ở dưới mái.

b. Rọ đá trượt xuống làm đảo gồ thảm đá ở phía dưới.

c. Toàn bộ rọ bị tụt xuống

d. Một số rọ bị đẩy lên do áp lực đẩy nổi.

2) Mất ổn định đất nền

a. Một cung trượt cục bộ có thể xuất hiện tạo mái hình chữ S

b. Đất cát bị xói trôi ra qua rọ

3) Độ bền

a.Đá cát di chuyển cọ xát làm mài mòn và đứt thép

b.Han rỉ rọ

c.Phá hỏng lưới do lực cơ học (con người cắt, thuyền bè vướng kéo v.v...).

Một số hình thức hư hoại rọ đá trình bày ở hình 2-18.

2-8-3 Sự ổn định rọ đá do tác động sóng.

Phép tính gần đúng giải tích

Một phép tính gần đúng về giải tích được thực hiện bằng việc áp dụng công thức về tiến triển trong lớp lọc ở dưới kè lát mái đá dùng cho rọ đá, với chiều dài khe hở $\Lambda = 0,77D$. Các quan hệ ổn định cũng được áp dụng đối với rọ đá. Sau một loạt thực hiện các tính toán phức tạp, áp lực đẩy nổi rọ đá được xác định phụ thuộc độ dốc và chiều cao phông áp lực tác động trên rọ (phụ thuộc chiều cao, chu kỳ sóng và góc mái dốc), chiều dày rọ và mức đường bão hoà trong rọ đá. Nó không phụ thuộc độ thấm của rọ khi độ thấm lớn hơn độ thấm của đất nền. Cân bằng lực đẩy nổi và trọng lực biểu thị ở công thức sau, tương tự công thức (2-3b):

$$Hs/\Delta D = F.\xi_{op}^{-2/3}$$

khi $6 < F < 9$ và mái 1:3 ($\tan\alpha = 0,33$)

Trong đó:

H_s, chiều cao sóng tại chân công trình (m);

Δ - tỷ trọng tương đối của rọ đá (thường $\Delta \approx 1,0$);

D là chiều dày rọ đá (m);

F - hệ số ổn định

ξ_{op} - thông số sóng vỡ = $\tan\alpha / \sqrt{H_s/(1,56T_p^2)}$);

T_p - chu kỳ sóng (s).

Các nghiên cứu cho rằng sự mất ổn định không xẩy ra tức khắc khi áp lực đẩy nổi vượt trọng lực.

Các kết quả kiểm tra trên mô hình tỷ lệ nhỏ.

Thực nghiệm trên mô hình được thực hiện bởi Brovn (1979) và Ashe (1975).

Brovn dùng kích thước rọ 30 cm chiều dài, 20 cm chiều rộng, và chiều dày biến đổi 1,8 cm đến 4,1cm trong mô hình. Kích thước đá khoảng 7 mm và mắt lưới rộng 4 đến 5 mm.. Mái dốc biến đổi 1:1,5 đến 1: 4. Nền là cát, đệm giữa là một lớp lọc hạt cấp phối hoặc lớp vải lọc. Thí nghiệm cho thấy có hiện tượng trượt rọ đá và gồ phồng các rọ ở gần chân công trình. Ông đưa ra 2 tiêu chuẩn sau:

Trượt: $H/\Delta D = 2,8/\tan\alpha$ (2-25a)

Đẩy nổi: $H/\Delta D = 7/(\tan\alpha)^{1/3}$ (sóng đều) (2-25b)

Pilarczyk biến đổi áp dụng cho sóng bất thường về các tiêu chuẩn:

Trượt: $Hs/\Delta D = 2/\tan\alpha$, cho mái dốc hơn 1:3 (2-26a)

Đẩy nổi: $Hs/\Delta D = 4/(\tan\alpha)^{1/3}$, cho mái thoải hơn 1:3 (2-26b)

Ashe dùng rọ kích thước 7,5 cm dài, 30 cm rộng và chiều dày 3,8 cm trong thí nghiệm mô hình. Kích thước đá từ 6 đến 16 mm và chiều rộng mắt lưới 6 mm. Độ dốc mái biến đổi 1:1.5 đến 1:3. Nền là cát có lớp lọc hạt hoặc vải lọc ở giữa rọ và nền. Thí nghiệm cho kết quả tương tự là rọ bị trượt và bị đẩy phồng phần gần chân công trình.

Các thí nghiệm của Van Dijk và Van Hijum (1974, 1975) về ổn định rọ đá sử dụng hệ số k_D của công thức Hudson kiến nghị k_D bằng 3 đến 4,5 khi dùng 2 lớp rọ và bằng 7 khi 1 lớp rọ đá.

Dựa trên các kết quả thí nghiệm mô hình có hiệu chỉnh của ảnh hưởng sóng vỡ, Pilarczyk (1990) đưa ra công thức mới được biểu thị trên biểu đồ hình 2-19.

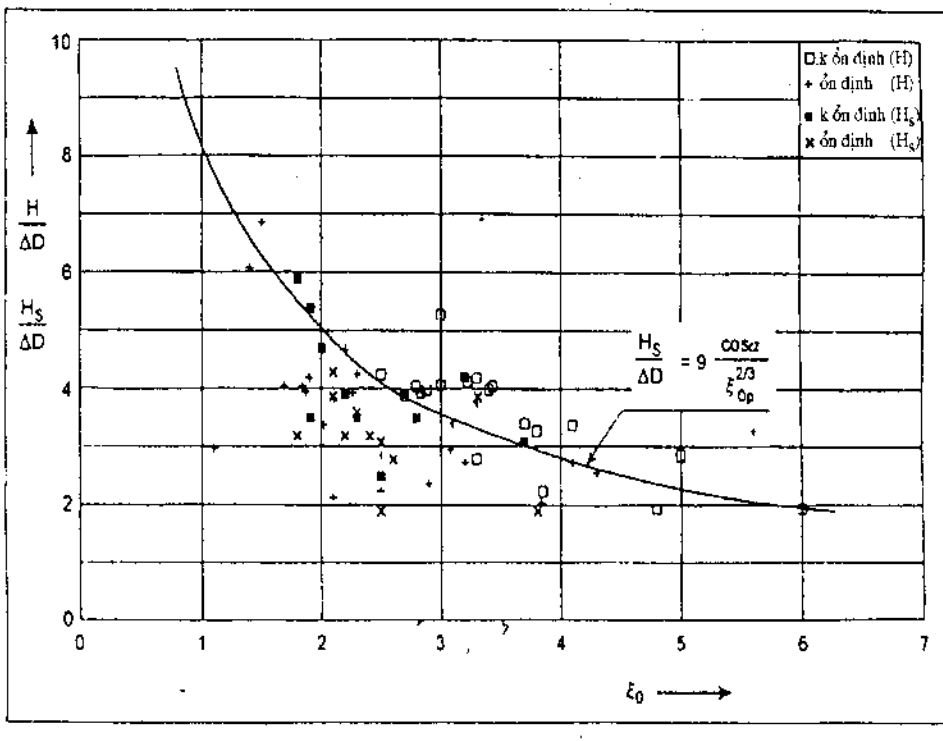
Hộp đen Pilarczyk

Công thức sau đây của Pilarczyk được xem là hộp đen thoả mãn về tính toán ổn định rọ đá:

$$Hs/\Delta D = 9\cos\alpha/\xi_{op}^{2/3} \quad (2\text{-}27)$$

Khác với công thức sử dụng trước đây (2-3b) là yếu tố $\cos\alpha$. Trong hộp đen $F = 9\cos\alpha$. Do công thức (2-3b) dùng trong trường hợp mái dốc 1: 2 hoặc thoải hơn, $\cos\alpha = 0,89$ đến 1,0 được áp dụng, do đó $F \approx 8$.Vì thiếu số liệu chính xác, tác giả đề nghị khi thiết kế dùng $F = 7$ trong công thức (2-3b), hoặc $F = 8\cos\alpha$ trong công thức (2-27) nhất là khi mái dốc hơn 1: 2. Về tỷ trọng tương đối $\Delta = \Delta_t$ được dùng (xem công thức 2-4b), thường lấy $\Delta_t = (1-n)\Delta \approx 1$.

Không tìm thấy sự mất ổn định khi giá trị $\xi_o < 2$ và công thức hộp đen nói trên với $F = 7$ đã bao hàm trị số an toàn trong đó. Khi trị số của ξ_o lớn hơn (tức mái dốc hơn) khả năng trượt và đẩy nổi của rọ tăng lên.



Hình 2-19 Kết quả thí nghiệm và công thức thiết kế Pilarczyk

2-8-4 Rọ đá ổn định dưới tác dụng dòng chảy.

Về ổn định của rọ đá trên mái bờ và lòng sông có thể áp dụng công thức (2-10) của Pilarczyk (1990). Với rọ đá tác giả đề nghị sử dụng thông số ứng suất cắt tới hạn ψ_{cr} = 0,070. Yếu tố ổn định về dòng chảy ϕ = 1,0 đối với rọ đá dùng cục bộ; 0,75 cho thảm đá và 0,50 cho trường hợp bảo vệ kín hết mái. Tỷ trọng tương đối bao gồm cả khe hổng chứa đầy nước Δ_t. Chiều dày D của kè rọ được xác định theo chiều vuông góc với mái.

Các trị số của thông số "a"nằm trong khoảng 0,28 và 0,42 phụ thuộc vào chiều dày và loại đá được ghi ở bảng dưới đây.

Nếu biết tốc độ dòng chảy mặt rọ là u_h, thông số chiều sâu K_h = 1 có u = u_h. Độ nhám của rọ đá phụ thuộc kích thước đá và các liên quan khác, có thể lấy k_s/D_f = (2 đến 5). Trong đó, D_f là kích thước đá trong rọ. Góc nội ma sát $\theta \approx 50°$. Các yếu tố ảnh hưởng khác nêu ở mục (2-3-2).

Bảng các trị số "a" kè rọ đá

Chiều dày (m)	Rọ đá nhỏ	Rọ đá lớn
0,1	0,34	0,42
0,2	0,31	0,40
0,3	0,29	0,37
0,4	0,29	0,35
0,5	0,28	0,33

2-8-5 Về ổn định đất nền.

Xói mòn đất nền.

Kích thước đá trong rọ có quan hệ mật thiết với kích thước hạt đất nền về xói nền. Hiện tượng xói biểu hiện khi đất cát ở nền bị lôi ra qua rọ đá. Hiện tượng xói có thể ngăn chặn bằng cách rải lớp vải lọc dưới rọ. Nếu kích thước lỗ vải lọc O_{90} nhỏ hơn D_{50} đất nền thì không xảy ra xói nền. Phương pháp khác là dùng lớp lọc cấp phối hạt đặt dưới rọ. Yêu cầu thiết kế về lọc như sau:

* Để không xảy ra di chuyển hạt lớp lọc vào rọ: $D_{90,lọc} > D_{15,đá}/4$;

* Để đất nền không vào lọc: $D_{15,lọc} < 10D_{50,nền}$ nếu $D_{50,nền} < 0.3$ mm;

* Để chống tắc: $D_{50,lọc}/D_{15,lọc} < 4$

Về ổn định địa chất

Sóng tác động lên rọ đá tạo áp lực lớn ảnh hưởng nước khe rỗng trong đất nền và ảnh hưởng của áp lực này có thể tạo nên trượt cung cục bộ đất nền và mặt kè thành hình chữ S. Để ngăn ngừa hiện tượng này có thể xem xét tăng chiều dày rọ đá hoặc tạo mái thoải hơn. Khi thiết kế rọ đá trên nền cát, biểu đồ 6a,b ở hình 2-20 được sử dụng. Việc sử dụng các biểu đồ này cho kết quả an toàn

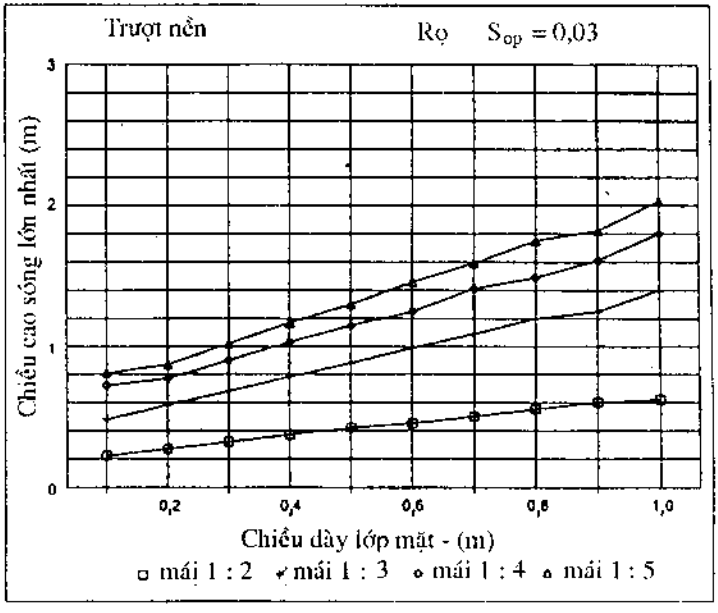
Sự dịch chuyển vật liệu bỏ rọ

Điều dễ nhận biết là nếu vật liệu bỏ trong rọ dịch chuyển liên tục sẽ làm đứt thép rọ, theo đó vật liệu bị tuột ra ngoài làm ảnh hưởng đến ổn định kết cấu công trình.

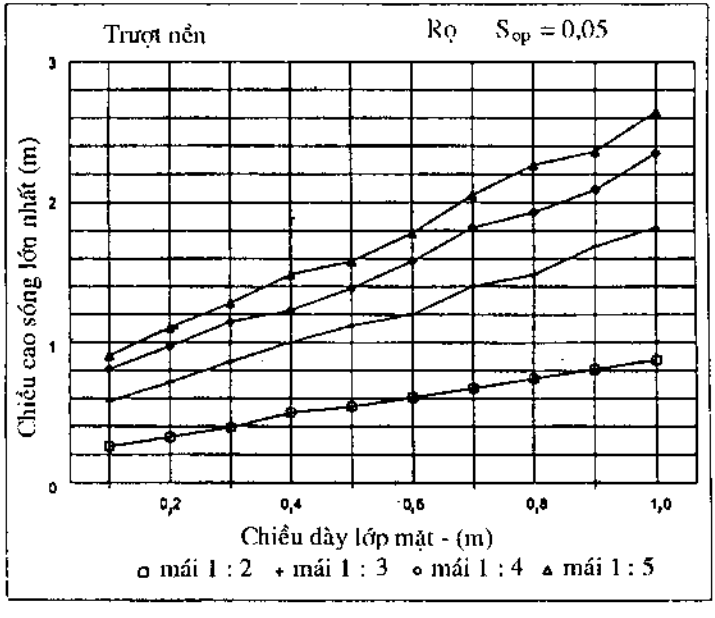
Khi sóng tác động, vật liệu bỏ rọ dịch chuyển ra ngoài chỉ xuất hiện khi $\xi_{op} < 3$ (sóng đổ). Dựa vào công thức Van der Meer về ổn định của đá rời và giả thiết rằng đá bỏ trong rọ tương đối khít nhau giữa các viên, tiêu chuẩn được biểu thị bằng công thức dưới đây:

$$Hs/\Delta_f D_f = F/\sqrt{\xi_{op}} \quad \text{với } 2 < F < 3 \qquad (2\text{-}28)$$

Biểu đồ 6a



Biểu đồ 6b



Hình 2-20 Biểu đồ thiết kế về trượt nền rọ đá

Trong đó:

H_s là chiều cao sóng đến tại chân công trình (m);

Δ_f là tỷ trọng tương đối của vật liệu bỏ trong rọ (thường $\Delta = 1.65$);

D_f - đường kính vật liệu trong rọ (m);

ξ_{op} - thông số sóng vỡ = $\tan\alpha / \sqrt{H_s/(1{,}56T_p^2)}$);

T_p - chu kỳ sóng (s).

2-8-6 Ví dụ tính toán (rọ chịu tác động dòng chảy lũ).

Một con đê thấp có mái trong và mái ngoài bằng 1: 2 nước lũ tràn qua trên đỉnh đê 0,3 m và chịu tải trọng sóng chiều cao H_s = 0,45 m.Tính ổn định rọ nếu chiều dày rọ bằng 0,40 m được bỏ đá nhỏ.

Các điều kiện biên ghi lại như sau:

Chiều cao sóng	$H_s = 0{,}45$ m
Chiều cao nước tràn	$h_{ov} = 0{,}30$ m
Gradient mái trong	$\cot\alpha = 2{,}0$
Hệ số chảy tràn	m = 1,0
Chiều dày lớp mặt	D = 0,40 m
Tỷ trọng tương đối	$\Delta_m = 1.0$

Chiều dày kè mái rọ đá được xác định trên cơ sở lưu lượng , công thức (2-13) như sau:

Thông số kè	a = 0,29	(theo bảng)
Chiều cao tràn tương đương	$h_{eq} = 0{,}45$ m	(công thức 2-13d)
Lưu lượng tương đương	$q_{eq} = 0{,}51$ m²/s	(công thức 2-13e)

Thay trị số q_{cr} bằng q_{eq} vào công thức (2-13b), có chiều dày kè rọ đá yêu cầu (chiều dày lớp mặt) D = 0,37 m, chọn D = 0,40 m.

2-9 Kè nhựa đường

2-9-1 Giới thiệu

Nhựa đường dùng trong công trình thuỷ lợi có từ hàng ngàn năm trước ở Trung đông để làm kín nước kênh tưới. Kè nhựa đường đầu tiên được sử dụng ở Ytaly (1893) ở mái một đập đá đổ và ở Hà Lan (1934) trên kênh vận tải thuỷ và ở công trình biển năm 1936.

Sau sự kiện vỡ đê ở Hà Lan1953 hệ thống đê biển yêu cầu phải khôi phục nhanh nên kè nhựa đường được sử dụng nhiều do các nguyên nhân sau:

- Thi công nhanh hơn so với các vật liệu khác;
- Thiếu vật liệu khác như đá, đất sét v.v...

2-9-2 Kỹ thuật trộn.

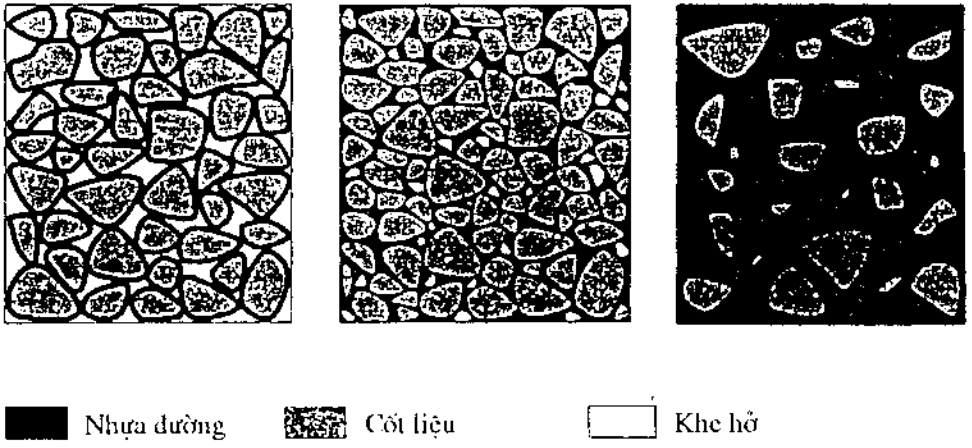
Nhựa đường là loại vật liệu dẻo mềm, tính chất của nó biến đổi theo nhiệt độ và thời gian chịu tải trọng. Tính chất này giúp kè nhựa đường thích ứng tải trọng thuỷ lực tác động tức thì như sóng và đồng thời điều chỉnh tải trọng tác động thời gian dài như lún nền.

Hai nguyên tắc chung khi xác định cấu tạo trộn:

1) Thiết kế về ổn định theo yêu cầu hỗn hợp đạt đến 1 cường độ nào đó. Lượng nhựa đường được điều chỉnh theo cấp phối của vật liệu độn. Trường hợp này thường sử dụng khi nhựa đường làm kè bảo vệ mái;

2) Thiết kế theo 1 độ dẻo khi yêu cầu hỗn hợp có độ dẻo nhất định. Trường hợp này thường thấy để bịt khe hở hoặc phủ bề mặt vật liệu khác, dùng như 1 loại vật liệu để nhồi phụt hoặc trám đáy công trình.

Khi tỷ lệ nhựa tăng và khe hở giữa vật liệu được nhét đầy thì ảnh hưởng của cốt vật liệu trong tỷ lệ hợp chất giảm. Nếu khe hở nhét đầy được gọi là 'hợp chất kín'. Lúc đổ nhựa đường cần phải đầm. Hợp chất kín là hỗn hợp trong đó thể tích của bitum lớn hơn thể tích khe hở của cấp phối vật liệu (hình 2-21).



Hình 2-21 Mức độ nhồi trong khe hở vật liệu

Khe hở trong hợp chất được xem là rất quan trọng. Nói chung, khi khe hở chiếm tỷ số nhỏ thì độ bền của hợp chất lớn và chống tốt hơn lực tác dụng. Tỷ số khe hở và phân bố khe hở xác định liệu có cần trộn cát và yêu cầu độ thấm nước.

Một thông số quan trọng khác được gọi là mô đun đặc, là tỷ số giữa ứng suất áp dụng và độ căng phụ thuộc vào thời gian và nhiệt độ tác dụng. Trị số của nó thấp khi tăng nhiệt độ và thời gian tải trọng. Khi tính chiều dày của kè nhựa đường cần thiết phải biết độ căng khi bị phá huỷ và mô đun đặc. Nhựa đường nhạy cảm về mỏi và trị số về độ căng phá huỷ giảm khi bị tải trọng liên tục. Mô đun đặc biểu thị theo công thức sau đây:

$$S(t,T) = \sigma/\varepsilon$$

Trong đó:

S - mô đun đặc (N/m^2);

ε là độ căng;

σ - ứng suất (N/m^2);

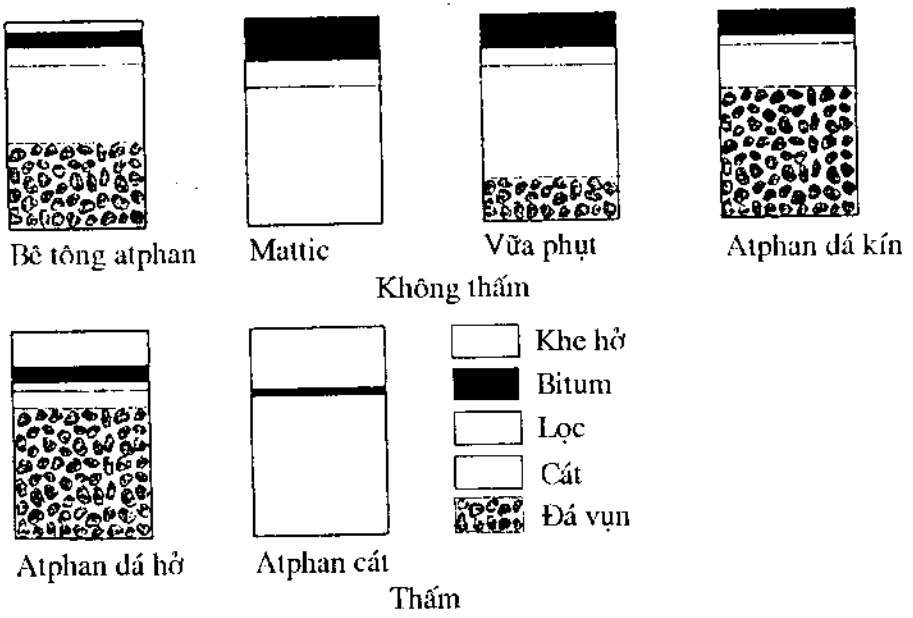
t - nhiệt độ (°C);

T - thời gian tải trọng (s).

Mô đun đặc và độ căng phá huỷ được xác định trong phòng thí nghiệm

2-9-3 Các loại hợp chất.

Trong công trình thuỷ thường sử dụng 6 loại hỗn hợp là: bê tông atphan, mattic, vữa phụt, atphan đá kín, atphan đá hở, atphan cát trình bày ở hình 2-22.



Hình 2-22 Các loại hỗn hợp atphan

Bê tông atphan còn gọi là hỗn hợp nhồi gần kín. Mattic, vữa phụt và atphan đá kín là hỗn hợp kín. Tất cả các hỗn hợp này có tính chất giữ cát và kín nước. Atphan đá hở và atphan cát là loại hỗn hợp không kín và thấm nước được. Các loại hỗn hợp này được trình bày cụ thể dưới đây:

1)Bê tông atphan

Là loại hỗn hợp gần kín gồm đá dăm, sỏi sạn, hạt nhỏ và bitum. Bitum chiếm tỷ lệ 6.5% trong 100% cốt liệu bê tông. Bê tông atphan được xem kín nước khi tỷ lệ khe hở nhỏ hơn 8%. Trong công trình bờ biển tỷ lệ khe hở này của mái kè phải nhỏ hơn 6% để bảo đảm độ bền yêu cầu. Đối công trình yêu cầu kín nước cao hơn như hồ chứa . tỷ lệ này không vượt 2%.

Bê tông atphan được sử dụng làm kè mái loại không thấm bảo vệ đê, bờ sông phần trên mức nước cao trung bình và làm vật liệu trám trong công trình kênh tưới tiêu, mái đập. Atphan đầm lèn chặt có thể sử dụng ở vùng ảnh hưởng triều hoặc dưới nước.

Cách thi công thông thường sử dụng các thiết bị làm đất để rải vật liệu bê tông lên mái và sử dụng nhân công để bề mặt đồng đều. Khi mái dài và đủ rộng, máy san được sử dụng ở mái dốc không dốc hơn 1: 4. Dùng đầm lăn rung để đầm vật liệu. Nếu mái dốc hơn 1: 4 cần có cáp neo buộc trên đỉnh mái cho máy đầm chạy dọc theo hướng của mái. Khi chuẩn bị xong vật liệu trên mái, một lớp đất sét than được rải và phun rải bitum lỏng với đá vụn.

Thông thường kè bảo vệ bờ và mái đê chỉ làm một lớp để tạo một độ dính thích hợp giữa kè và đất cát nền.

2)Mattic.

Mattic atphan là loại hỗn hợp kín gồm cát, hạt mịn và bitum có tính lỏng sệt cao. Do đó thiết kế hỗn hợp cần đạt được 1 độ sệt cao để khi thi công thuận cho việc rải đổ và sau khi nguội khối sệt nằm lại trong phạm vi giới hạn nhất định. Mattic được làm thành từng miếng để bảo vệ đáy và chân kè ở trên và cả ở dưới nước. Khi thi công dùng ống hoặc cầu máng với 1 lưu lượng đổ không thay đổi. Thường sử dụng ống rót đổ để tránh ô nhiễm môi trường nước.

3)Vữa phụt.

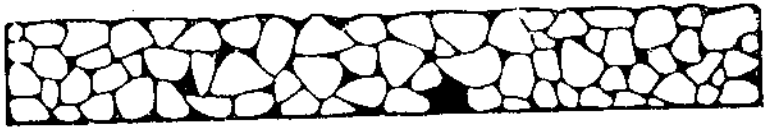
Là một loại mattic được bỏ thêm sỏi sạn để khống chế tính xâm nhập được dùng để phụt trong kết cấu kè đá ở trên và dưới nước. Phụt có thể áp dụng theo 3 cách (hình 2-23):

Phụt bề mặt: Trên toàn bộ bề mặt kè đá được phụt đồng đều nhưng vữa chỉ xâm nhập lớp đá mặt ngoài cùng.

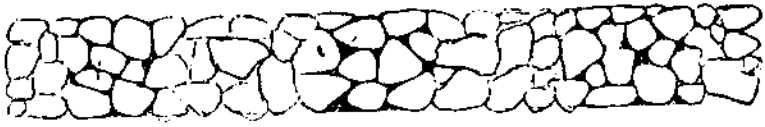
Phụt cách: Phụt cách tạo thành các khối đá kè liên kết đồng đều chống với tải trọng thuỷ lực cao và ổn định hơn so với các viên đá riêng lẻ.

Phụt kín: Các khe hở của đá kè được bịt kín tạo thành 1 kè đồng nhất liên tục. Loại này có độ bền cao chống với các tải trọng thuỷ lực.

Khi thi công có thể dùng các thiết bị như máng, sô gàu, hoặc trực tiếp phun bằng thùng hoặc bình chứa atphan Cần làm sạch bề mặt tiếp xúc để vữa xâm nhập sâu vào các khe hở. Khi phụt chậm và vữa lạnh nhanh làm chất lượng công trình kém do khe hở không bịt kín hết.



Phụt kín



Phụt cách

Phụt mặt

Hình 2-23 Các hình thức phụt atphan

4)Atphan đá hở

Atphan đá hở là hỗn hợp theo 2 bước. Đầu tiên mattic được làm rồi trộn với đá dăm (đá vôi 20/40 mm hoặc 16/22 mm). Một loại chất sợi được trộn thêm vào mattic để tăng khả năng chống trôi mattic. Có thể tạo ra 1 hỗn hợp rất hở cho thoát nước, do đó đối với loại kè này cần phải bố trí lớp lọc ở dưới.

Vì atphan đá hở là loại hỗn hợp rất hở nên thường không dùng ở dưới nước khi còn nóng mà thường được sử dụng phần trên mực nước và trên vùng ảnh hưởng triều. Loại này được dùng làm kè bảo vệ bờ và mái đê vì có độ thấm nước cao cho phép cỏ cây bụi sống và phát triển trên mái. Tuy nhiên khi thiết kế phải bố trí lớp

lọc ở dưới để ngăn chặn đất cát nền dịch chuyển ra ngoài. Lớp lọc nếu dùng vải lọc và cần chú ý chống nhiệt độ cao.

Thảm atphan đá hở được đặt trên nền mặt phẳng bằng cần cẩu hoặc 1 máy chuyên dụng. Đầu tiên đặt cáp rồi đến 1 cái khung. Atphan được rải trên khung thành 2 lớp, giữa là lưới thép để chịu lực kéo lúc vận chuyển và lúc đặt. Cáp trong thảm có tác dụng tương tự nhưng với thảm có kích thước nhỏ thì không có tác dụng lúc đặt mà để móc treo khi lắp đặt bằng cần cẩu. Cáp được tháo sau khi đặt xong thảm. Sản xuất thảm có thể từ nhà máy rồi vận chuyển hoặc tại hiện trường thi công.

5)Atphan cát.

Atphan cát là hỗn hợp gồm cát và 4% đến 5% bitum. Loại này thường được dùng làm lớp lọc, kè bảo vệ mái tạm thời và vật liệu đặt ở tâm . Nó được đựng trong thùng và vận chuyển bằng các phương tiện thiết bị làm đất thông thường. Atphan cát làm lọc hoặc bảo vệ mái tạm thời được thực hiện bằng cần cẩu hay máy chuyên dụng. Phần ở dưới nước thường được dùng với khối lượng lớn hơn để ngăn việc nguội nhanh.

2-9-4 Về ứng dụng

Có nhiều ứng dụng khác nhau về hỗn hợp atphan trong công trình thuỷ như sau:

1) Bảo vệ, chống tác động dòng chảy và sóng (hình 2-24):

Kè bảo vệ mái và đỉnh đê, kè phá sóng, mỏ hàn;

Kè vụng cảng, bờ kênh;

Bảo vệ chân và đáy công trình bảo vệ bờ, cống, đập ngăn triều v.v...

2) Làm kín nước (hình 2-25):

Lát đáy, mái kênh, mái đập hoặc làm lõi thân đập để chống thấm mất nước;

Khống chế mức nước ngầm cho vùng phụ cận;

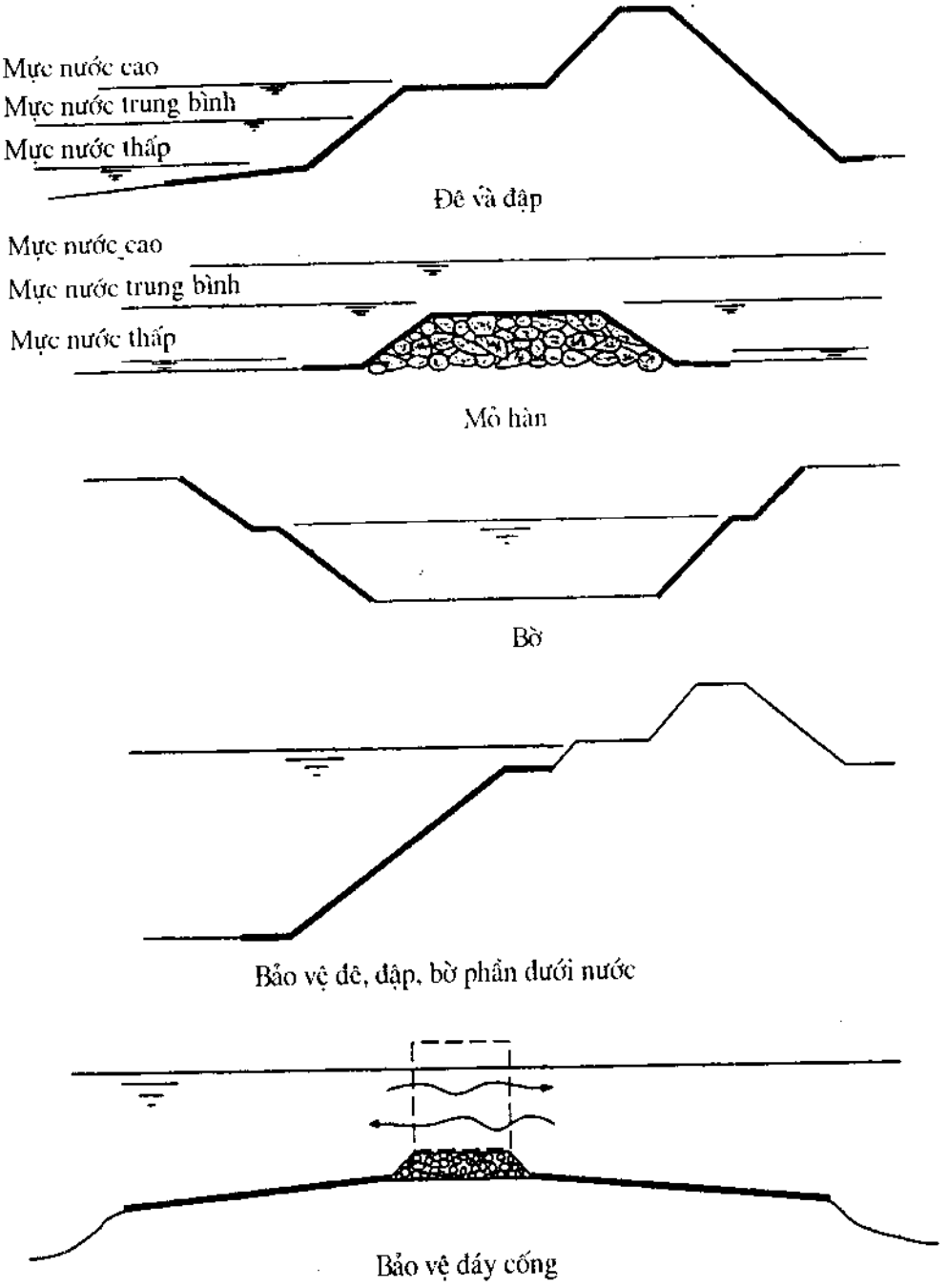
Ngăn chặn sự nhiễm bẩn nước và đất vùng phụ cận;

Giảm cao độ và áp lực nước ngầm dưới thân đê, đập, cống v.v...

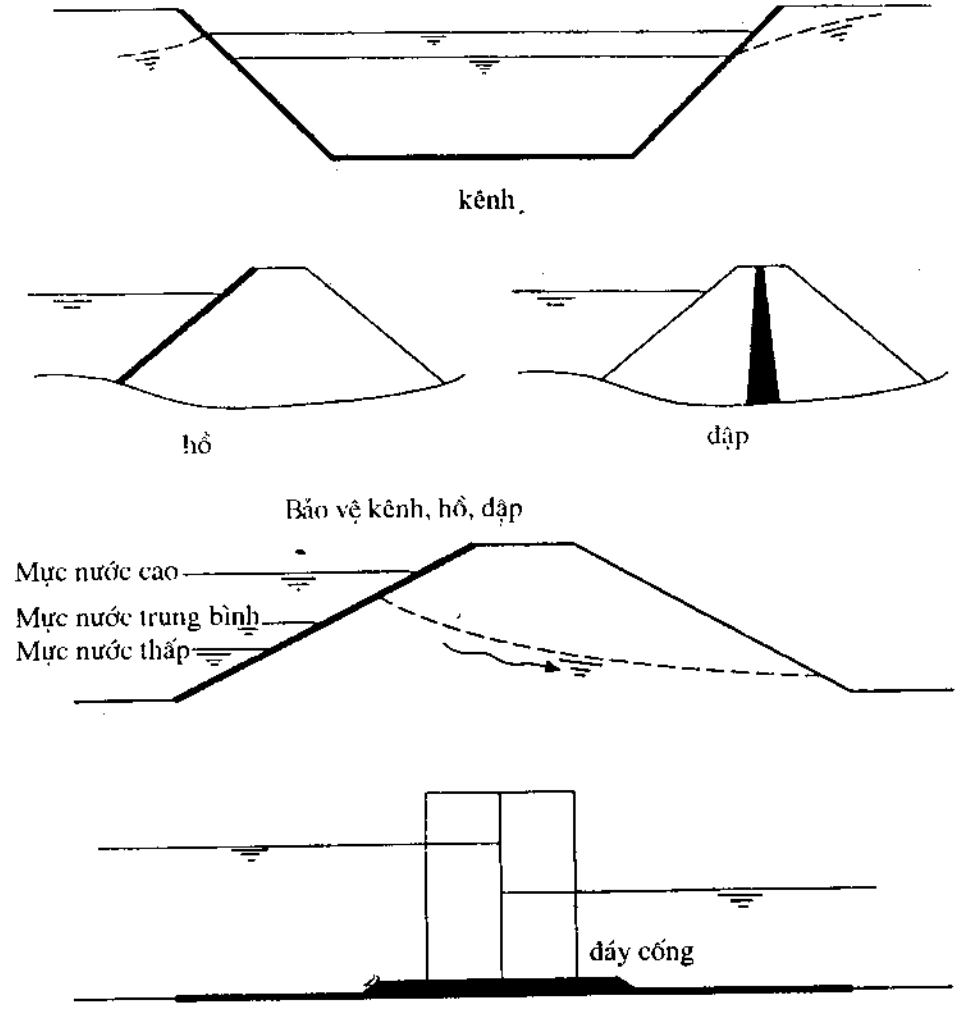
3) Kè mỏ (hình 2-26): dùng atphan cát làm mỏ hoặc vật liệu lỏi trong trường hợp cát không đủ khả năng chống lại tác động thuỷ lực.

4) Làm đệm lọc (hình 2-27): dùng như vật liệu đệm lọc giữa đất nền và kè hở lát mái.

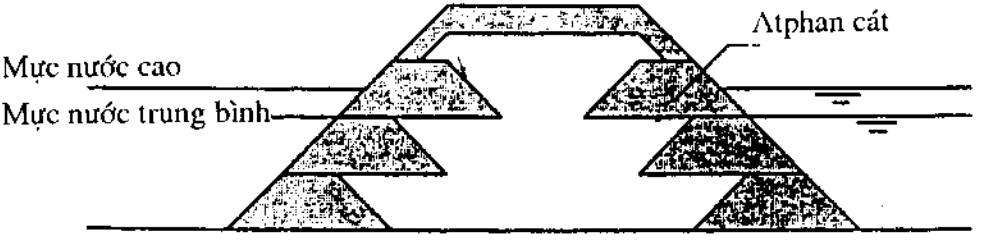
5) Kết hợp các dạng ứng dụng nói trên.



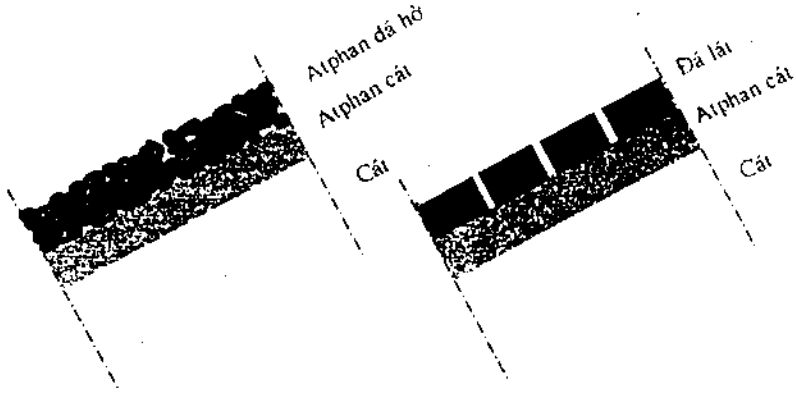
Hình 2-24 Chống sóng và dòng chảy



Hình 2-25 Làm kín nước



Hình 2-26 Atphan cát làm kè mỏ



Hình 2-27 Làm đệm lọc kè hở

2-10 Kè cục bê tông lát mái

2-10-1 Giới thiệu.

Kè bê tông lát bảo vệ mái được sử dụng phổ biến ở công trình đê sông đê biển, bảo vệ bờ, bến cảng ở các nước và ở nước ta, đặc biệt đê biển các tỉnh đồng bằng bắc bộ và bắc trung bộ.

Tác nhân chính phá hoại là sóng nên đối với đá kích thước không đảm bảo dễ dàng bị sóng cuốn trôi phá hỏng kè nên kè bê tông thường được thay thế kè biển bằng đá truyền thống.

Kè mái bê tông có nhiều dạng hình khác nhau với các viên độc lập hoặc liên kết mảng như 1 số ví dụ ở hình 2-28. Cục bê tông có ngàm liên kết được dùng nhiều do gia tăng độ ổn định. Nhờ vậy giảm trọng lượng và kích thước viên vật liệu.

Kè cục bê tông rời được đặt ghép trên mái dễ dàng khi thi công và trong quản lý khi cần phải thay thế viên bị hỏng, xô bong.

Cơ chế phá hoại đối với kè bê tông lát mái tương tự như các loại kè khác trình bày ở phần trên phải được xem xét khi thiết kế, đó là:

1) Đẩy nổi cục bê tông;

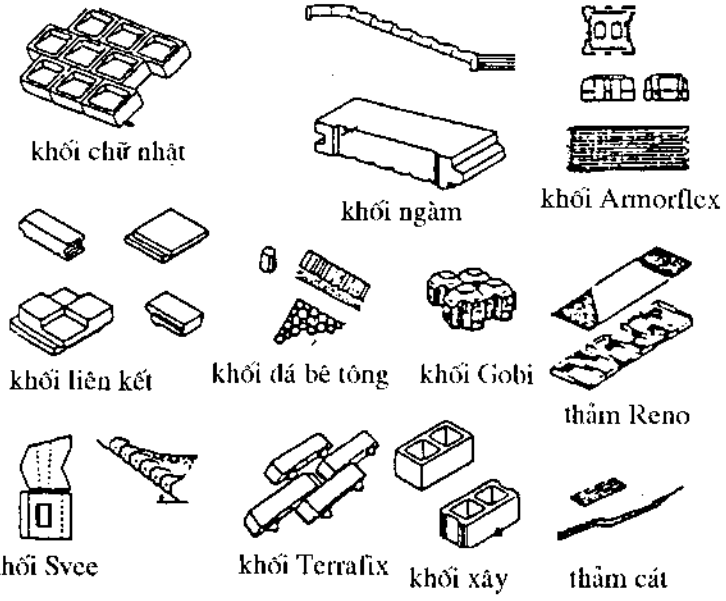
2) Di chuyển các hạt đất qua lớp lọc hoặc qua lớp ngoài bảo vệ mái;

3) Mất ổn định về địa chất lớp nền hoặc lớp dưới;

4) Trượt sạt kè.

Lớp bề mặt bảo vệ chính cho kè phải chống được các tải trọng trong và ngoài. Cường độ để chống tải trọng bên trong có thể khắc phục bằng đảm bảo đủ trọng

lượng của các viên kè. Tải trọng bên trong phụ thuộc chính vào tỷ lệ độ thấm của lớp lọc và lớp mặt. Mặt khác độ thấm của thân nền có thể có ảnh hưởng đến ổn định lớp mặt theo mức đường bảo hoà bên trong công trình. Sự ổn định của lớp mặt còn phụ thuộc vào độ ma sát, độ liên kết các viên hoặc lực kéo. Lực này tác động giữa các viên bê tông lớp mặt và giữa lớp mặt và lớp nền. Kè bê tông có ngàm liên kết mảng với ý định tập trung các lực gia tăng này.



Hình 2-28 Một số ví dụ về viên kè lát mái

2-10-2 Về ổn định lớp mặt

Tải trọng sóng đều:

Khi sóng vỗ trên mái do tác động của sóng đều, một tải trọng thuỷ lực lặp đi lặp lại. Trong thí nghiệm mô hình với sóng sóng tác động đều và sóng tức thời người ta xác định được các quan hệ trong một chu trình sóng. Với các hình thức kè khác nhau, thời gian tác động của sóng khác nhau trong một chu trình có thể xác định ổn định lớp mặt.

Tải trọng bên trong có thể xác định bằng mô hình vật lý và mô hình toán. Tuy nhiên phương pháp giản đơn được áp dụng là tính toán trên cơ sở áp lực sóng tác động theo thời gian và vị trí trên mái kè. Đối kè cục bê tông, tải trọng nguy hiểm nhất xuất hiện tại thời điểm sóng ập vào lớn nhất trên mái kè và tác động phá hoại

đối với lớp mặt thấm ít. Phông áp lực tới hạn được biểu thị bằng thông số θ (gradient lớn nhất), ϕ_b (áp lực nước lớn nhất), và d_s như ở hình 2-29. Công thức để xác định ϕ_b và β có được từ mô hình tỷ lệ nhỏ đo áp lực sóng ở mái $1/2 < \tan\alpha < 1/4$ và độ dốc sóng $0{,}01 < H/L_0 < 0{,}07$ của Burger (1990):

$$\phi_b/H = \min(\xi_0/\sqrt{\tan\alpha}\ ;\ 2.2) \qquad (2\text{-}29)$$

$$\tan\theta = \cos\beta = 5{,}9\tan\alpha/\xi_0 \qquad (2\text{-}30)$$

$$d_s/H = \min(0{,}11\tan\alpha/(h/l_0)^{0.8}\ ;\ 1{,}5) \qquad (2\text{-}31)$$

Mô hình thí nghiệm cũng cho thấy các công thức trên có thể áp dụng trong trường hợp sóng tác dụng có hướng xiên 45^0 hay vuông góc cho cùng kết quả.

Tải trọng sóng tức thì:

Tải trọng sóng nguy hiểm do sóng tức thì tác động xuất hiện trong khi sóng lớn nhất xô vào, ngay trước khi sóng tác động vào mái. So với sóng đều, tải trọng của từng con sóng tác động tiếp theo có sự khác nhau được thống kê phân tích trong các thí nghiệm. Đầu nước áp lực trên mái được đặc trưng bởi độ cao phông áp lực Φ_b và độ dốc phông θ. Nói cách khác, vị trí áp lực sóng nhỏ nhất d_s được đặc trưng bởi 2 thông số: áp lực nhỏ nhất Φ_{min} và khoảng cách nằm ngang đường mặt nước trên mái x_s. Các tông số có các trị số biểu thị vượt 2% từ kết quả thí nghiệm mô hình:

Các trị số biểu thị:

$$\Phi_b/H_s = \min(0{,}22\xi_{op}/(\tan\alpha)^{0.75}\ ;\ 2{,}0) \qquad (2\text{-}32)$$

$$\tan\theta = 1{,}5/\xi_{op}^{1/3} \qquad (2\text{-}33)$$

$$\phi_{min}/H_s = \max(-\,0{,}13(\xi_{op}/\sqrt{\tan\alpha}\,)^{1.25}\ ;\ -2{,}0/(1 + 0{,}9/\sqrt{\xi_{op}}\,)) \qquad (2\text{-}34)$$

$$x_s/H_s = \min(0{,}4 + 0{,}16\xi_{op}/(\tan\alpha)^{1.5}\ ;\ 1{,}5/\tan\alpha) \qquad (2\text{-}35)$$

Các trị số vượt 2%:

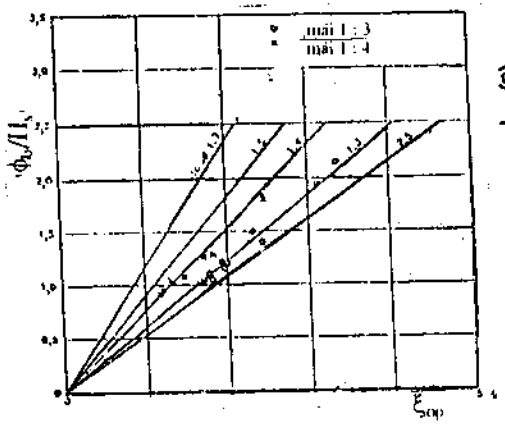
$$\phi_b/H_s = \min(0{,}27\xi_{op}/(\tan\alpha)^{0.75}\ ;\ 2{,}5) \qquad (2\text{-}36)$$

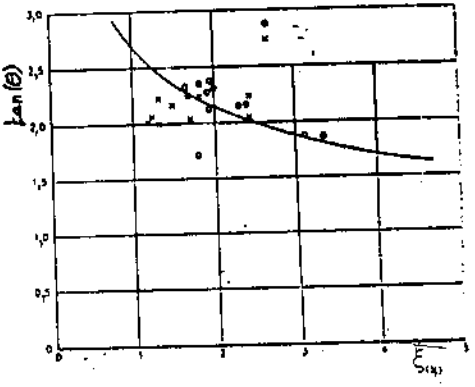
$$\tan\theta = 2{,}7/\xi_{op}^{1/3} \qquad (2\text{-}37)$$

$$\Phi_{min}/H_s = \max(-0{,}16(\xi_{op}/\sqrt{\tan\alpha}\,)^{1.25}\ ;\ -2{,}5/\ 1 + 0{,}9/\sqrt{\xi_{op}}\,) \qquad (2\text{-}38)$$

$$x_s/H_s = \min(0{,}5 + 0{,}22\xi_{op}/(\tan\alpha)^{1.5}\ ;\ 1{,}8/\tan\alpha) \qquad (2\text{-}39)$$

Các kết quả mô hình và các công thức trên được biểu thị trên hình 2-29 và hình 2-30.





Hình 2-29: Độ dốc phông áp lực

Hình 2-29 Cao độ phông áp lực Φ_b/Hs hàm số của ξ_{op}

Hình 2-30 Độ dốc phông áp lực tanθ là hàm số của ξ_{op}

Tải trọng trong.

Tải trọng thuỷ lực bên trong của kè có thể gộp thành 2 loại:

1) Áp lực dưới lớp bề mặt có quan hệ với áp lực trên mặt của lớp này, gây đẩy nổi viên kè bảo vệ mái;

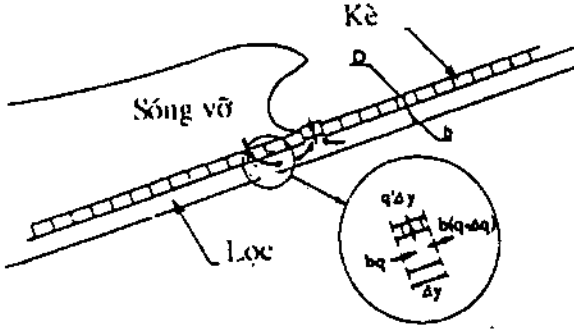
2) Gradient thuỷ lực dưới lớp bề mặt (chủ yếu song song với dốc mái) gây nên sự chuyển vị các hạt đất cát lớp đất nền.

Xét 2 trường hợp kết cấu kè như sau: có lớp lọc hạt cấp phối giữa nền và lớp mặt và không có lớp lọc. Thông thường 1 kè lát bê tông, cục bê tông được đặt trên 1 lớp lọc có chiều dày tối thiểu. Hệ số thấm của lớp lọc yêu cầu lớn hơn hệ số thấm của đất nền và lớp bề mặt. Tuy nhiên, hệ số thấm của kè cục bê tông thường nhỏ hơn lớp lọc và để khắc phục vấn đề này, một số loại kè khác được nghiên cứu như kè thảm bê tông, bao nhồi cát v.v...

**Kè có lớp lọc dưới tác động của sóng đều:*

Khi sóng xô vào mái, một gradient áp lực đầu nước lớn xuất hiện trên mái gây ra bởi sự xuất hiện đồng thời của con sóng trước và con sóng hiện tại ập vào. Đầu nước áp lực ở dưới lớp mặt làm cản thế năng trên lớp bề mặt gây nên1 áp lực đẩy nổi gần vị trí xô vào lớn nhất. Phạm vi cản ảnh hưởng bởi tỷ số độ thấm của lớp mặt và lớp lọc và độ nén của hỗn hợp nước và không khí trong lớp lọc.

Đầu nước áp lực trên lớp mặt khi sóng xô vào được làm sáng tỏ bằng sự cân bằng khối lượng nước trong lớp lọc theo phương trình dòng chảy của Darcy (hình 2-31)



$$\Rightarrow \frac{\delta^2\phi}{\delta y^2} = \frac{1}{\Lambda^2}(\phi - \phi')$$

Hình 2-31 Cân bằng khối lượng trong lớp lọc

Trong lớp lọc, một thế năng Φ (đầu nước, áp lực) có thể lấy từ một mặt phẳng vuông góc với mái kè với giả thiết dòng chảy trong lớp lọc song song với mái, dòng chảy trong lớp mặt vuông góc với mái. Công thức có thể viết lại như sau:

$$d^2\Phi/dy^2 = (\Phi - \Phi_T)/\Lambda^2 \qquad (2\text{-}40)$$

Chiều dài khe hở Λ được xác định như chiều dài của 1 viên vật liệu bảo vệ mái và trong đó sức kháng dòng chảy qua lớp bề mặt và lớp lọc là như nhau. Thông số này do đo đầu nước áp lực khác nhau trên lớp bề mặt với các lực sóng cho trước:

$$\Lambda = \sqrt{(bDk/k')} = \text{hoặc } \Lambda/D = \sqrt{bk/Dk'} \qquad (2\text{-}41)$$

Giải phương trình (2-40) theo Wolsink:

$$\phi_w = (1/2.\Lambda.\cos\alpha.\tan\theta.(1 - \exp(-\phi_b/\Lambda\cos\alpha\tan\theta)) + 1/2.\Lambda\sin\alpha)(1-\exp(-2z_l/\Lambda\sin\alpha)) \qquad (2\text{-}42)$$

Công thức cuối cùng về gradient lớn nhất trong lớp lọc là:

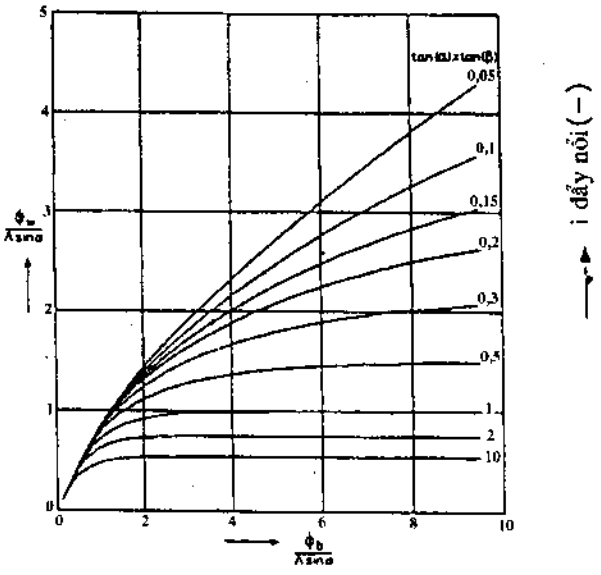
a) Gradient hướng xuống lớn nhất:

$$i = \sin\alpha \qquad (2\text{-}43)$$

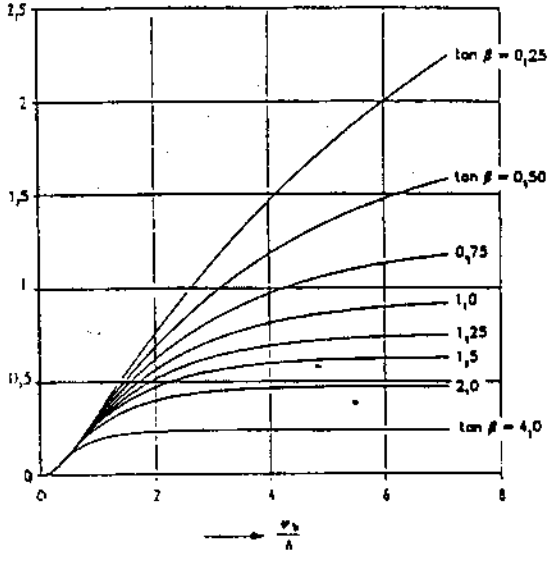
b) Gradient hướng lên lớn nhất:

$$i = \cos\alpha\tan\theta(1 - \exp(-\phi_b/2\Lambda\cos^2\alpha\tan\theta)) - \sin\alpha/2.\exp(-\phi_b/2\Lambda\cos^2\alpha\tan\theta) \qquad (2\text{-}44)$$

Các công thức (2- 42) và (2-44) được biểu thị trên hình 2-32 và hình 2-33.



Hình 2-32 Đẩy nổi (tanβ = cotθ)



Hình 2-33 Gradien hướng lên lớn nhất (tanβ = cotθ)

Qua các biểu đồ cho thấy áp lực đẩy nổi lớp bề mặt tăng theo chiều dài khe hở Λ và độ dốc của phông sóng θ. Nhưng với Λ lớn hơn thì gradient hướng lên lớn nhất bên trong lớp lọc nhỏ hơn.

Các công thức trên sử dụng cho sóng tác động đều. Thí nghiệm cho thấy rằng, đặc biệt khi sóng rất lớn, số lượng và thời gian sóng trong bão có vai trò lớn về gây mất ổn định cho kè. So sánh các đầu nước áp lực của sóng đều và sóng tức thì tác động trên mái kè, các quy chuẩn đơn giản sau đây về chiều cao sóng gây hư hỏng là:

$$(H/H_s)_{phá} = 1,4 \qquad (2\text{-}45)$$

Sự dịch chuyển viên vật liệu xuất hiện khi áp lực đẩy nổi lớn hơn trọng lượng của viên cọng thêm các lực tăng cường như độ ma sát, quán tính. Trạng thái giới hạn là:

$$\phi_w = \Gamma \Delta D \cos\alpha \qquad (2\text{-}46)$$

Klein Breteler (1991) đưa hệ số đối với sóng không đều H/Hs = 1,4 vào công thức (2-42) có được 1 công thức gần đúng về ổn định:

$$H_{scr}/\Delta D = f\,(Dk'/bk)^{0,33}.\xi_{op}^{-0,67} \qquad (2\text{-}47)$$

Các công thức này thích hợp đối với kè khối lát và mảng bê tông trong phạm vi $0,01 < k'/k < 1$ và $0,1 < D/b < 10$ .Mặt khác, khi $D/\Lambda > 1$ thì dùng $D/\Lambda = 1$ và khi $D/\Lambda < 0,01$ thì dùng $D/\Lambda = 0,01$.

Hệ số ổn định nằm trong khoảng $5 < f < 15$. Các trị số cao dùng trong trường hợp thiết kế có ma sát cao như liên kết ngàm trong mảng.

Các công thức trên giả thiết gần đúng rằng f là không đổi nếu:

Tăng khối lượng thể tích đơn vị, tăng tỷ lệ chiều cao sóng tới hạn. Nếu ρ_s tăng từ 2300 đến 2600kg/m^3, H_{scr} tăng khoảng 23%.

Thông số sóng vỡ ξ_{op} , góc mái ($\tan\alpha$) và độ dốc sóng (Hs/L_{op}). Khi độ dốc mái giảm từ 1: 3 thành 1: 4 thì H_{scr} tăng khoảng 20%.

Tăng chiều dày lớp mặt D lên 20% thì tăng H_{scr} lên khoảng 27%.

Giảm chiều dài khe hở Λ 30% tăng được H_{scr} 20% , tương đương có chiều dày lớp lọc hoặc 2 lần trị số của k'/k. Trị số này có thể có bằng cách:

Giảm kích thước hạt của lớp lọc 50%, hoặc

Tăng gấp đôi số khoang hổng của tấm bê tông, hoặc

Tăng kích thước khoang hổng lên 1,5 lần, hoặc

Tăng chiều rộng tiếp giáp giữa các tấm bê tông 2 lần.

Tuy nhiên cần chú ý là biến đổi các thông số cấu trúc làm thay đổi hệ số ổn định f và cần có các giải pháp hạn chế cơ chế phá huỷ để kè ổn định.

Các công thức trên có một số hạn chế sau:

Chỉ dùng cho kè bê tông lát trên nền có lớp lọc cấp phối hạt;

Độ thấm của lớp mặt tính theo công thức (2-47) rất phức tạp;

Khó xác định Γ;

Cơ sở lý thuyết để cho là $H/H_s = 1,4$ còn thiếu.

Từ kết quả nghiên cứu trên mô hình tỷ lệ lớn, công thức khác về ổn định được đưa ra như sau:

$$H_{scr}/\Delta D = F.\xi_{op}^{-0,67} \qquad (2\text{-}48)$$

Trị số của F phụ thuộc vào loại kết cấu:

Khả năng ổn định thấp: $(k'/k).(D/b) < 0,05 - 0,1$.

Khả năng ổn định trung bình: $0,5 - 1 > (k'/k).(D/b) > 0,05 - 0,1$.

Khả năng ổn định cao: $(k'/k).(D/b) > 0,5 - 1$.

Nhưng điều kiện ổn định cao khó có thể thực hiện chứng minh trên mô hình nên chỉ còn lại 2 loại kết cấu ổn định thấp và trung bình:

a) Khả năng ổn định thấp khi:

. Chiều dày lớp lọc: $b/D > 0,5$ và

. Vật liệu lọc thô: $D_{15} > 4$ mm và

. Lớp mặt quá khít:

khe giữa các tấm bê tông quá hẹp : diện tích hở $\Omega < 2\%$,

bê tông khoang hở cách nhau nhỏ hơn 0,3m: $\Omega < 5\%$,

bê tông khoang hở cách nhau lớn hơn 0,3m: $\Omega < 10\%$.

b) Khả năng ổn định trung bình: ngoài ổn định thấp là ổn định trung bình.

**Mở rộng cho các loại kè khác dưới tác động của sóng tức thời*

Phần trên đề cập đến các công thức ổn định kè bê tông tấm lát trên nền có lớp lọc do sóng đều tác động. Có thể áp dụng lý thuyết về áp lực đẩy nổi và công thức tính ổn định áp lực sóng đối với sóng này cho sóng tức thì (công thức 2-32 đến 2-39) nhưng rất phức tạp. Để đơn giản, tỷ số chiều cao sóng và trọng lượng viên vật liệu ($H_s/\Delta D$) với thông số sóng vỡ (ξ_{op}) được vẽ trên các biểu đồ.

Trường hợp cục bê tông ghép ở lớp mặt đặt trực tiếp lên nền đất sét hay trên 1 lớp vải lọc, hoặc mảng hay thảm bê tông thay vì cục bê tông thì người ta cho rằng các quan hệ $H_s/\Delta D$ với ξ_{op} (như công thức 2-48) có hiệu quả khi áp dụng được trình bày dưới đây từ hình 2-34 đến hình 2-40.

Từ thí nghiệm, các kết luận về ổn định của các loại kè được phân ra làm 8 dạng như sau đây là:

a) lớp mặt khối rời (không có ngàm hoặc liên kết khác)

a1) Lớp mặt trên lớp lọc hạt, ổn định thấp;

a2) Lớp mặt trên lớp lọc, ổn định trung bình;

a3) Lớp mặt trên vải lọc trên nền cát;

a4) Lớp mặt trên đất sét.

b) Lớp mặt liên kết (có ngàm, giây cáp ví dụ như thảm bê tông):

b1) Lớp mặt trên lớp lọc hạt, ổn định thấp;

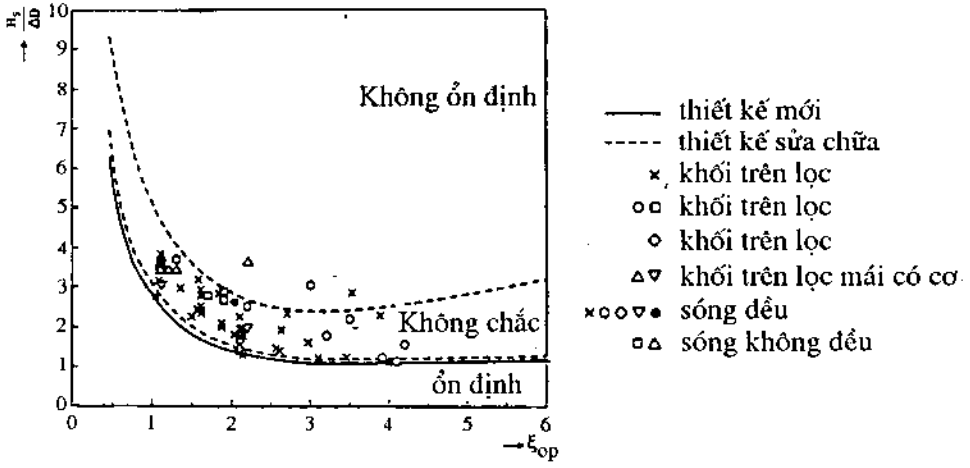
b2) Lớp mặt trên lớp lọc hạt, ổn định trung bình;

b3) Lớp mặt trên lớp vải lọc trên cát;

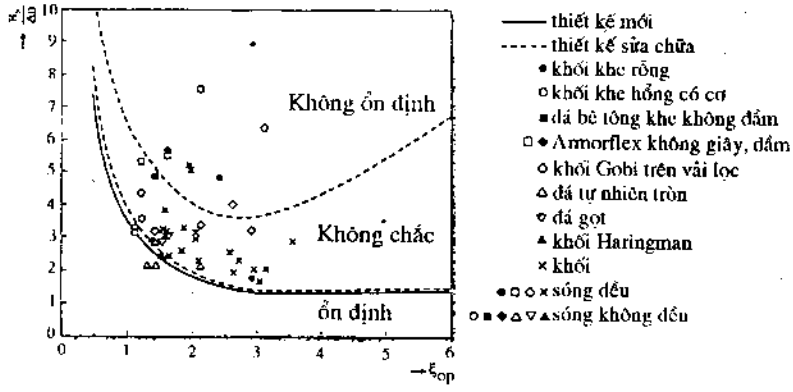
b4) Lớp mặt trên đất sét.

Tại các biểu đồ hình 2-34 đến hình 2-40, về ổn định của các dạng kết cấu công trình biểu thị bởi giới hạn trên và dưới của các đường cong: Phần giới hạn dưới là đảm bảo ổn định, phần nằm giữa giới hạn trên và dưới là không đảm bảo chắc chắn và phần giới hạn trên là không ổn định.

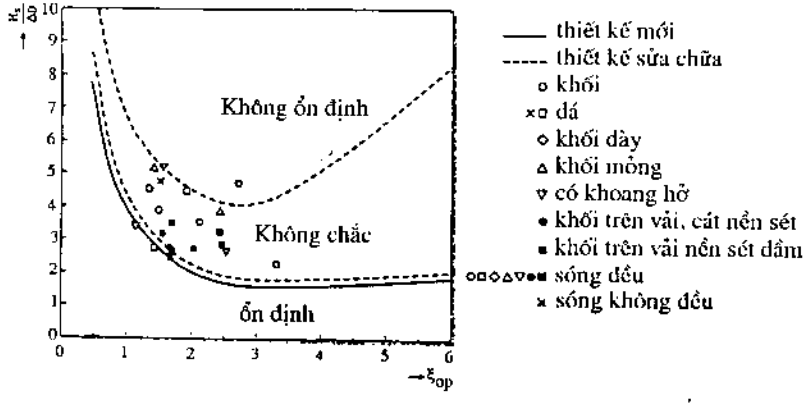
Khi thiết kế kè để tăng điều kiện an toàn cần chọn chiều dày của lớp bề mặt theo quan hệ $H_s/\Delta D$ và ξ_{op} lấy ít nhất 10% bên dưới giới hạn dưới.



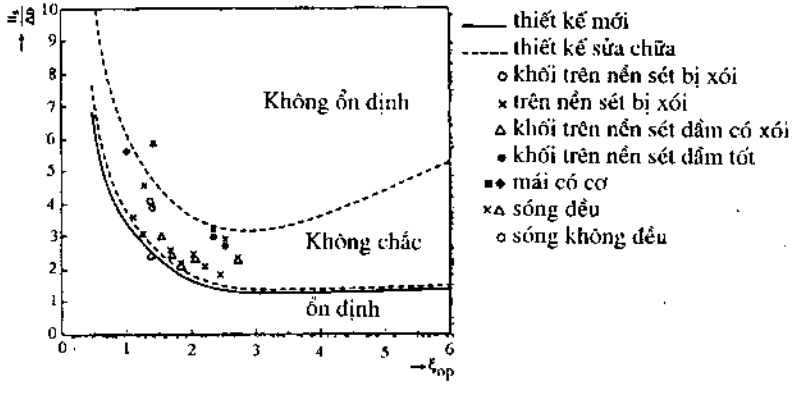
Hình 2-34 Kết quả thí nghiệm kết cấu a1



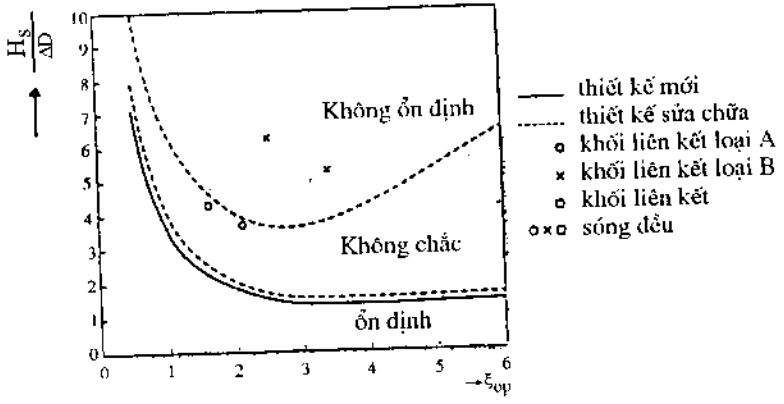
Hình 2-35 Kết quả thí nghiệm kết cấu a2



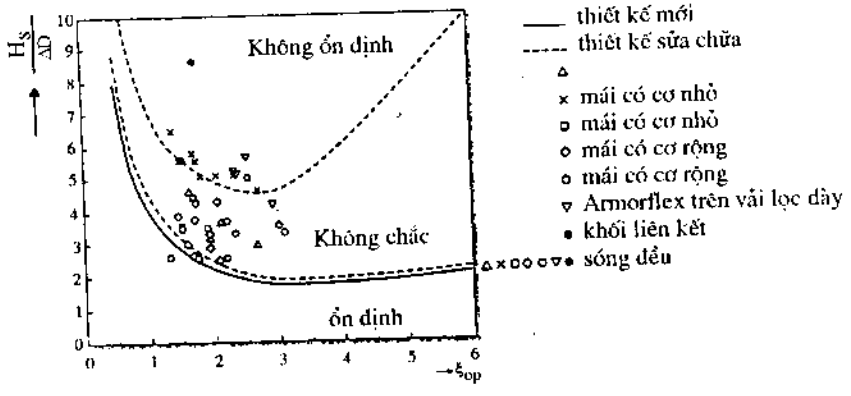
Hình 2-36 Kết quả thí nghiệm kết cấu a3



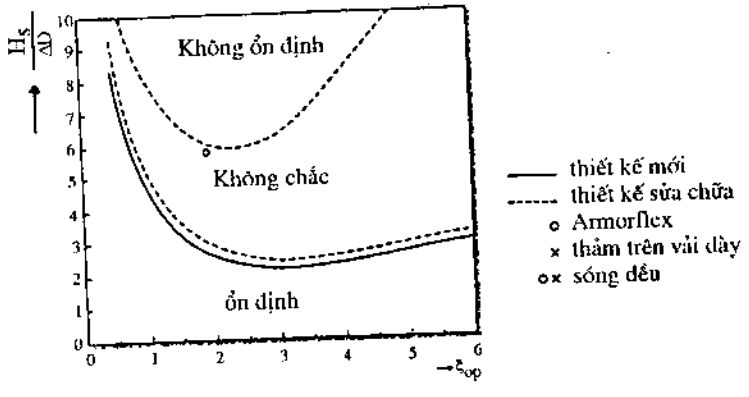
Hình 2-37 Kết quả thí nghiệm kết cấu a4



Hình 2-38 Kết quả thí nghiệm kết cấu b1



Hình 2-39 Kết quả thí nghiệm kết cấu b2



Hình 2-40 Kết quả thí nghiệm kết cấu b3

2-10-3 Sự dịch chuyển đất nền qua lớp lọc hoặc lớp mặt.

Các hạt đất nền dịch chuyển qua lớp lọc hay qua lớp bề mặt gây nên xói cục bộ gần vị trí mặt nước và đưa đến sụt lún cục bộ lớp lọc và lớp mặt. Hư hỏng này có thể thấy khi các viên vật liệu mái xê dịch vị trí và dần dần làm mái kè biến dạng. Sự lún sụt này làm giảm khả năng chống lại tác động của sóng, đặc biệt là sóng trong bão. Khi mất độ liên kết các viên sẽ làm sụp đổ kè.

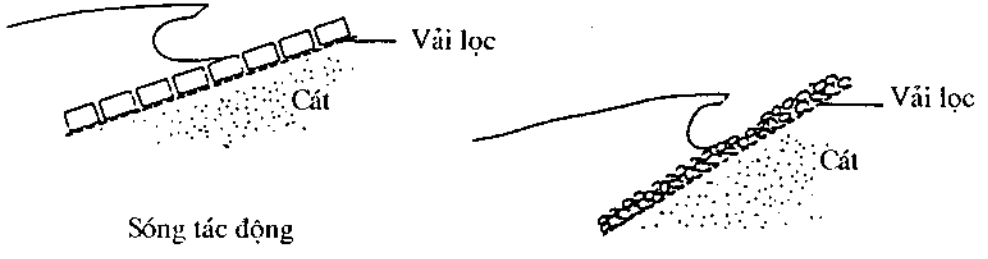
Có thể ngăn chặn hiện tượng di chuyển các hạt đất cát lớp nền bằng bố trí lớp lọc cấp phối hạt hoặc vải lọc dưới lớp bề mặt theo điều kiện kín đất:

- Lớp lọc hạt trên cát: $D_{15}/d_{50} < 5$ (2-49)
- Vải lọc trên cát: $O_{90}/d_{90} < 1$. (2-50)
- Vải lọc trên đất sét, đất hạt mịn: $O_{90}/d_{90} < 1$ và $O_{90} < 100\mu m$ (2-51)

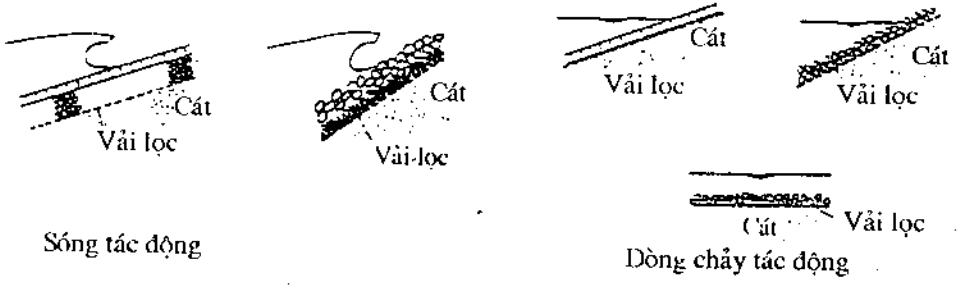
Một yêu cầu khác dựa trên cơ sở độ kín cát thuỷ động lực, tức dòng chảy bên trong không có khả năng mang theo các hạt đất cát nền ra ngoài (ngay cả khi kích thước lỗ vải lọc lớn hơn kích thước hạt đất nền) do:

- Lực thuỷ động tác dụng ở nền được giảm thiểu vì lớp đệm, vải lọc;
- Lực liên kết giữa các hạt đất đủ để các hạt nhỏ không đi lọt qua.

Độ kín cát thuỷ động lực bằng lớp đệm lọc được sử dụng đối với kè vì tải trọng thuỷ lực luôn nhỏ ở vùng phụ cận lớp đất nền (hình 2-42), trừ trường hợp vải lọc và lớp đất nền quá gần với bề mặt kè chịu tải trọng thuỷ lực mạnh như khi sóng vỡ trên mái (hình 2-41).

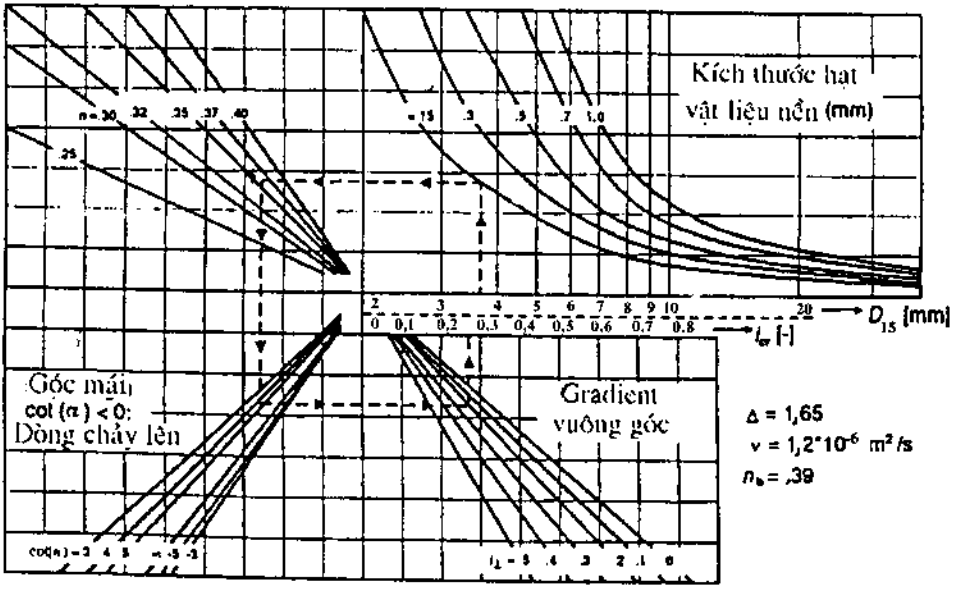


Hình 2-41 Ví dụ kè có vải lọc chịu tải trọng



Hình 2-42 Kè có lớp đệm lọc giữ đất cát

Gradient thuỷ lực tới hạn đối với lọc cấp phối hạt trên nền đất cát có thể lấy từ biểu đồ hình 2-43 dưới đây.



Hình 2-43 Biểu đồ gradien tới hạn lớp lọc hạt trên nền cát

Tiêu chuẩn đối vải lọc với O_{90} trong khoảng 100 đến 300μm trên nền đất sét hay cát áp dụng theo Klein Breteler (1994):

- Đất sét tốt (chứa chất keo 39%; d_{50} = 9μm; d_{90} = 80μ m):

$$i_{cr} = 0{,}03/n^2D \qquad (2\text{-}52)$$

- Sét trung bình và nghèo (chất keo chứa 20%; $42\mu < d_{50} < 130\mu m$; $100\mu m < d_{50} < 400\mu m$):

$$i_{cr} = 0{,}01/n^2D_{15} \quad (2\text{-}53)$$

- Đất hạt mịn: ($d_{50} = 90\mu m$; $d_{90} = 130\mu m$):

$$i_{cr} = 0{,}001/n^2D_{15} \quad (2\text{-}54).$$

Trong đó:

n - độ rỗng của lớp lọc (thường $0{,}3 < n < 0{,}4$);

D_{15} - kích thước hạt vật liệu trên lớp vải lọc (m);

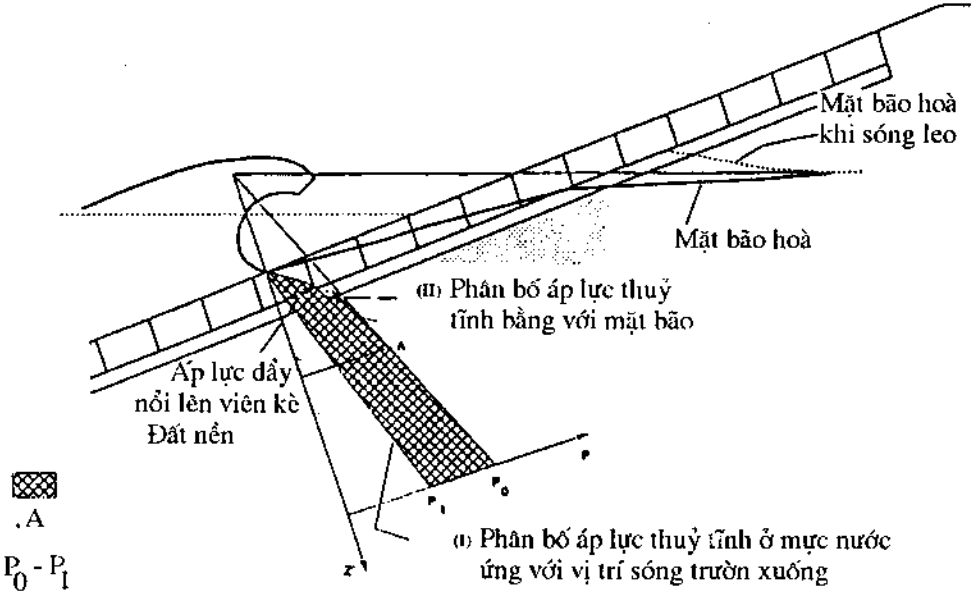
Trị số của i có thể tính từ công thức 2-43 và 2-44:

Nếu gradient lớn hơn i_{cr} thì cần thiết phải bố trí lớp đệm lọc, vải lọc.

2-10-4 Về ổn định địa chất

Về áp lực khe rỗng trong đất nền

Một kè thấm thường tăng khả năng sự di chuyển các hạt đất nền ra ngoài qua lớp bề mặt vì chuyển động của nước tạo nên do sóng tạo cơ chế phá huỷ kè. Tải trọng sóng tác động lên kè và áp lực khe rỗng trong lớp bề mặt và lớp đất nền được trình bày ở hình 2-44 (nhắc lại Hình 1-3).



Hình 2-44 Biểu thị áp lực khe rỗng của sóng trên mái

Trên mặt kè, một mực nước biến đổi lên xuống do sóng tạo ra. Dưới kè trong lớp nền, mặt bảo hoà bị ảnh hưởng tác động sóng biến đổi. Mặt bảo hoà này ở vị trí khoảng trên mức nước trung bình (SWL). Khi sóng trườn xuống áp lực nước trên mái giảm và không tạo ra tải trọng trên mái nếu áp lực khe rỗng bằng với áp lực thuỷ tĩnh ứng với mực nước giảm (đường I). Tại vị trí trong đất nền (tại điểm A và sâu hơn trên hình 2-44) ảnh hưởng của tác động sóng bị cản lại trong khi áp lực khe rỗng hầu như không đổi. Tại vị trí này, áp lực khe rỗng bằng áp lực thuỷ tĩnh phân bố theo mặt bảo hoà (đường II trên hình 2-44). Từ điểm A trở lên đến đỉnh kè, áp lực khe rỗng nằm khoảng giữa đường I và đường II. Điều này đưa đến 1 sự khác nhau về áp lực của lớp bề mặt và lớp đất nền như phần vạch ô vuông biểu thị ở hình nói trên. Tải trọng tổng cộng lên kè là áp lực khác nhau (P_{II}- P_I). Do áp lực khác nhau này mà có thể gây mất ổn định về đẩy nổi và sạt cục bộ kè và áp lực này có tỷ lệ khác nhau giữa mặt bảo hoà hầu như không đổi khi sóng trườn xuống.

Khi thiết kế kè chiều cao sóng biết trước, vấn đề tìm cách làm giảm tải trọng tác dụng mái kè bằng cách biến đổi kết cấu mái và xem xét đến ảnh hưởng đến phân bố tải trọng ví như nếu lớp bề mặt có độ thấm kém có thể dẫn đến một sự khác nhau lớn áp lực lớp mặt. Nói cách khác, đối với kè thấm thì tải trọng chủ yếu tập trung lớp đất nền. Phần tiếp theo dưới đây đề cập sâu hơn về tải trọng và cường độ của đất nền.

Cường độ của đất nền.

Để phân tích cường độ đất nền người ta giả định rằng đất nền cấu tạo vật liệu hạt có thể xem như một chất ma sát. Sự ổn định khi tỷ số của ứng suất cắt và ứng suất pháp tuyến nhỏ hơn tan của góc ma sát:

$$\tau/\sigma = \tan\phi \qquad (2\text{-}55)$$

Không có chuyển động nào của nước trong đất nền, ứng suất cắt và ứng suất pháp tuyến trên mặt phẳng song song với mái có thể tính được, do đó có thể biết góc mái có vượt góc ma sát hay không. Trường hợp có chuyển động nước trong lớp đất nền, một phân bố áp lực không phải là thuỷ tĩnh, sự ảnh hưởng của áp lực khe rỗng đối với ứng suất cắt và ứng suất pháp tuyến phải bao gồm trong tính toán, đưa đến một mặt phá hoại khác với mặt song song với mái. Vì vậy, sự ổn định thường được xem xét bằng phương pháp phân tích trượt vòng cung hoặc tính phân tử hữu hạn.

Thông thường, phân bố áp lực khe rỗng trong đất nền ở dưới kè chịu tác động của sóng được tính toán theo phương pháp số học. Ví dụ Hjortnas-Pedersen (1987) dùng phương pháp phần tử hữu hạn để tính áp lực khe rỗng phân bố dưới kè bê

tông. Bezuijen (1991) đưa ra cách tính đơn giản cho kè thấm với quy định trọng lượng nhỏ nhất của kè trên 1 m^2 để ngăn ngừa mất ổn định lớp đất nền có kể đến ảnh hưởng phân bố áp lực khe rỗng.

Tính toán ổn định

Trong tính toán mặt trượt song song với mái giả định một chiều sâu z trong đất nền, xem hình 2-44.

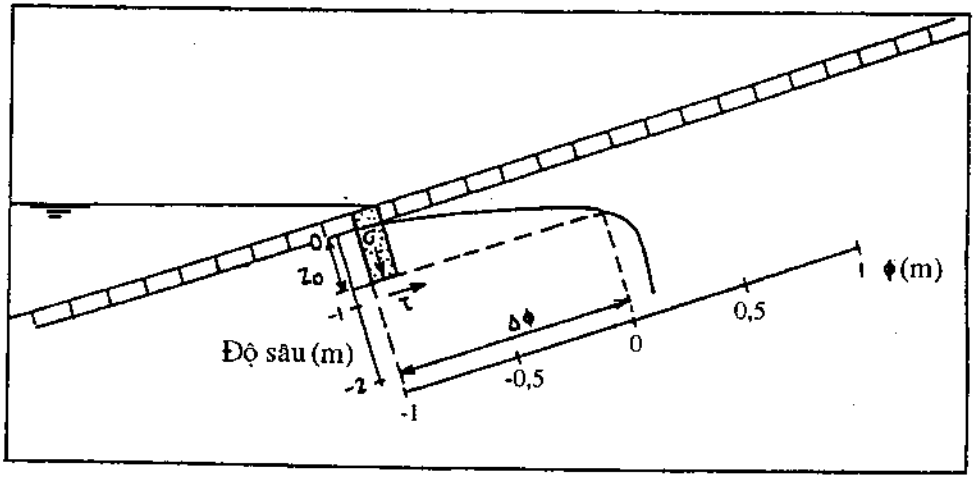
Hai dạng kết cấu kè được xem xét:

1) Lớp mặt có bảo vệ tốt ở chân và có neo (ví dụ1thảm bê tông) và chỉ có các lực pháp tuyến tác dụng lên mái. Nếu có bố trí lớp lọc đệm để không tạo ra các lực cắt và ứng suất cắt chỉ tồn tại do bởi lớp nền có chiều dày z_o.

2) Trường hợp không có bảo vệ chân và neo đầy đủ, kè (gồm lớp mặt và lớp lọc) có phân bố ứng suất cắt tại $z = z_o$.

Tính theo Bezuijen thì trường hợp 2) nói trên cho kết quả không phù hợp thực tế (chiều dày lớp mặt kè đến 1m với chiều cao sóng 1m, mái 3:1), vì vậy chỉ dùng trong trường hợp kè có bảo vệ chân hoặc có neo.

Về ứng suất pháp tuyến trên một mặt trượt trong nền đất là gồm trọng lượng kè, trọng lượng lớp đất dày z_o trên mặt trượt (cả 2 trọng lượng ở dưới mặt nước) và ứng suất này giảm theo đầu nước áp lực khác nhau tại chiều sâu z_o ở dưới kè (hình 2-45).



Hình 2-45 Sơ đồ tính toán ổn định

Trong phương pháp tính toán này, dòng chảy trong đất nền giả định vuông góc với mái kè. Tính phần tử hữu hạn trong trường hợp kè thấm được đặt trên lớp đất nền ít thấm nên dòng chảy không ảnh hưởng đến ứng suất cắt. Kè không chịu ứng suất cắt vì thành phần trọng lượng song song với mái được cân bằng do có bảo vệ chân.

Ứng suất cắt khó có thể xác định chính xác. Thành phần trọng lượng song song với mái dẫn đến 1 ứng suất cắt trong mặt trượt nhưng thành phần này lại bị cân bằng bởi ma sát giữa lớp bề mặt và lớp nền. Vì hệ số ma sát giữa lớp mặt và lớp nền biết và nó phụ thuộc vật liệu ở sát trên đất nền nên có thể không cần xem xét đến ảnh hưởng này.

Với các giả định như trên, ứng suất pháp tuyến và ứng suất đứng quan hệ theo công thức sau:

$$\sigma = (\sigma_b + (1 - n_s)(\rho_s - \rho)gz_o)\cos\alpha - \rho g.\Delta\Phi \qquad (2\text{-}56)$$

$$\tau = ((1 - n_s)(\rho_s - \rho)gz_o)\sin\alpha \qquad (2\text{-}57)$$

$$\sigma_b = ((\rho_c - \rho)D' + (1 - n)(\rho_f - \rho)b) \qquad (2\text{-}58)$$

Tiêu chuẩn ổn định

Với các công thức (2-55), (2-56) và (2-57) xác định một giá trị trọng lượng nhỏ nhất của kè và lớp lọc (σ_b) cần thiết để kè ổn định. Kè có chân và có neo, có:

$$\sigma_b \geq \rho g.\Delta\Phi/\cos\alpha - (1 - n_s)(\rho_s - \rho)gz_o(1 - \tan\alpha/\tan\Phi) \qquad (2\text{-}59)$$

Để dùng công thức này, cần thiết xác định $\Delta\Phi$ và chiều sâu tới hạn z_o mà tại đó mặt trượt xuất hiện.

Theo tiêu chuẩn Hà Lan (CUR/CIRIA 1991) $\Delta\Phi$ lấy bằng trị số của chiều cao khi sóng trườn ($R_{d2\%}$) đối với sóng không đều.

$$R_{d2\%}/H_s = -0{,}33\xi_{op} \qquad \text{với } \xi_{op} < 4{,}5 \qquad (2\text{-}60)$$

$$R_{d2\%}/Hs_s = -1{,}50 \qquad \text{với } \xi_{op} \geq 4{,}5$$

z_o được xác định:

$$z_o = 1/2.L_{es}\sqrt{\pi} \qquad (2\text{-}61)$$

Trong đó:

$$L_{es} = \sqrt{Tc_v} \qquad c_v = k/\rho_w gnw' \qquad (2\text{-}62)$$

Trong công thức c_v trên người ta giả định rằng cốt hạt được lèn chặt hỗn hợp không khí và nước. Điều này hợp lý vì tỷ lệ phần trăm rất nhỏ không khí trong nước khe rỗng giảm hệ số nén đáng kể đến 1 trị số thấp hơn hệ số nén của đất chặt.

Độ thấm của đất nền được xác định chính xác bằng thí nghiệm trên cơ sở kích thước hạt và khe rỗng trong đất. Theo Adel (1989):

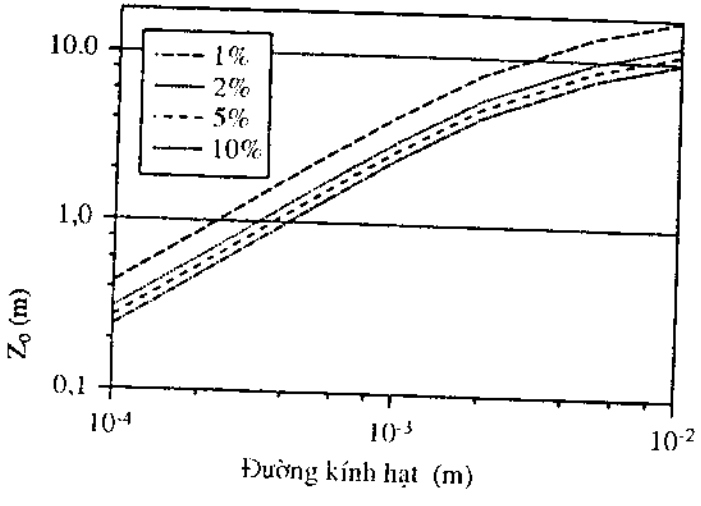
$$k = g/160v.n_s^3 d_{15}^2/(1 - n_s)^2 \quad (2\text{-}63)$$

Quan hệ w':

$$w' = w + s/p_a \quad (2\text{-}64)$$

Hình 2-45 cho thấy ảnh hưởng các thông số khác nhau đối với z_o. Vì trọng lượng dưới nước của đất bằng khoảng 10 kP_a và tải trọng của loại kè này ảnh hưởng đến vài mét. Hình trên cũng xem xét mất ổn định địa chất lớp đất nền có đường kính hạt trung bình nhỏ hơn 1mm.

Không khí (s) chứa trong nước có thể biết, bằng khoảng 5% đến 10%, lấy 10% là để an toàn (chứa không khí càng nhiều càng mất ổn định). Hình 2-46 biểu thị quan hệ giữa $z_o = 0{,}5L_{cs}\sqrt{\pi}$ và đường kính hạt đất nền khi T = 5s, n = 0,5 và số % khác nhau của không khí chứa trong nước.

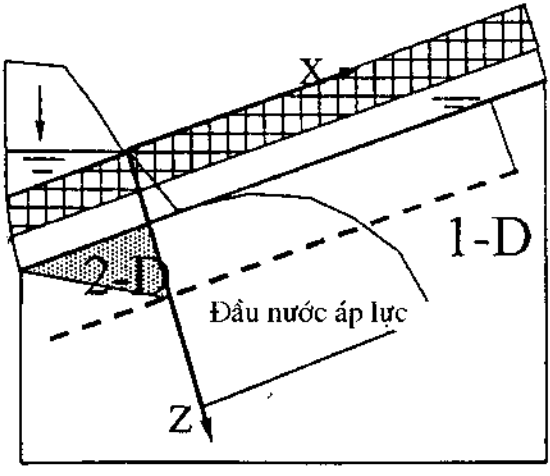


Hình 2-46: z_o (m) hàm số của đường kính hạt (m)

Kết quả tính này được đem so sánh với kết quả thí nghiệm mô hình tỷ lệ lớn. Đo phân bố áp lực khe rỗng trong đất nền là cát cho thấy là có thể áp dụng cho kè

bê tông cục rời có chiều dày nhất định, không có ma sát và lực giữ giữa các viên đặt trên nền cát.

Khi kè chịu tải trọng sóng do gió với độ dốc sóng khá dốc ($\xi < 2,5$) trườn trên mái như ở hình 2-47, phông sóng sẽ củng cố đất nền ở ngay dưới.



Hình 2-47 Phân bố áp lực trên kè chịu tải trọng sóng do gió

Tính theo bài toán 2 chiều đối kè tấm bê tông trên lớp lọc đệm bằng vải lọc và cuội sỏi đặt trên nền cát cho kết quả không có hiện tượng sạt mái nhưng nền cát đạt đến cơ chế tới hạn về hoá lỏng. Nên nếu một vài vị trí ở mái kè áp lực khe rỗng vượt quá trọng lượng cả kè và đất nền thì hiện tượng hoá lỏng xuất hiện. Hiện tượng này sẽ dẫn đến biến dạng nền và do đó biến dạng mái kè.

Phương pháp tính toán để xác định khả năng hoá lỏng có thể so sánh với phương pháp trượt khi thay đổi tiêu chuẩn ổn định của công thức (2-55) thành:

$$\sigma' > 0 \qquad (2\text{-}65)$$

Biến đổi công thức (2-59) thành:

$$\sigma_b \geq (\rho g.\Delta\Phi - (1-n_s)(\rho_s-\rho)gz_o)/\cos\alpha \qquad (2\text{-}66)$$

Hình 2-48 đến hình 2-51 trình bày kết quả tính về cả 2 tiêu chuẩn ổn định nói trên. Các công thức (2-55), (2-56), (2-57) và (2-60) được sử dụng. Các thông số sau dùng để tính là:

$\rho_s = 2650 kg/m^3$ $\rho = 1000 kg/m^3$ $n_s = 0,45$ $\Phi = 35^o$

$s = 10\%$ $v = 10^{-6} m^{2/s}$

Các biểu đồ trình bày khác nhau giữa 2 tiêu chuẩn. Đường "ww" biểu thị điều kiện ổn định đối với sóng do gió. Về ổn định địa chất cho thấy một cơ chế phá hoại nguy hiểm khi đất nền cấp phối hạt mịn và mái dốc. Các biểu đồ không có cho trường hợp sóng cao trên 3 m vì cơ chế phá hoại ổn định địa chất nền có thể không xẩy ra nếu kè có độ thấm lớn và các viên vật liệu ổn định với sóng cao đó.

Sạt trượt mái kè

Ngoài việc các viên kè bị nâng, dịch vị trí ở lớp mặt và mất ổn định đất nền, trượt sạt lớp mặt là cơ chế phá hoại nguy hiểm thường xẩy ra đối với mái kè dốc hoặc thiếu kết cấu neo chống dọc (ví dụ như loại kè bao cát hay đá đổ). Trượt sạt kè có thể xảy ra đối với kè mà lớp mặt ít thấm được đặt trên nền hoặc lớp lọc có độ thấm cao.

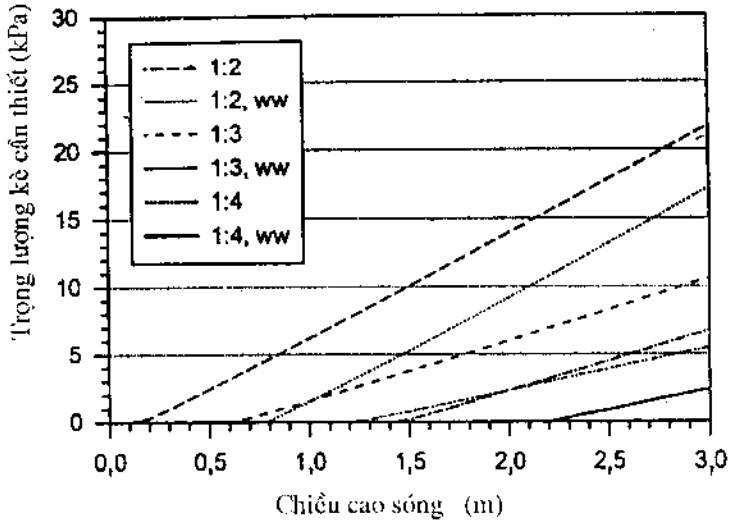
Tải trọng sóng trên mái có thể gây ra trượt lớp mặt của mái. Gỉa định kè không có bảo vệ chân và neo các tấm bê tông, ổn định của nó phụ thuộc vào lực ma sát giữa lớp mặt và lớp nền. Lực ma sát lớn nhất có quan hệ với lực pháp tuyến của lớp nền và đất. Một quan hệ tuyến tính đất không cố kết được biểu thị:

$$F' = F_n \tan\Phi' \qquad (2\text{-}67)$$

Không có sóng tác động, F_n được xác định bằng trọng lượng dưới nước của viên bê tông nhân với cosin góc mái. Lực gây trượt là thành phần của trọng lượng viên kè, nếu nhỏ hơn lực ma sát lớn nhất thì không bị trượt. Do đó không cần phải có kết cấu neo hoặc giữ chân.

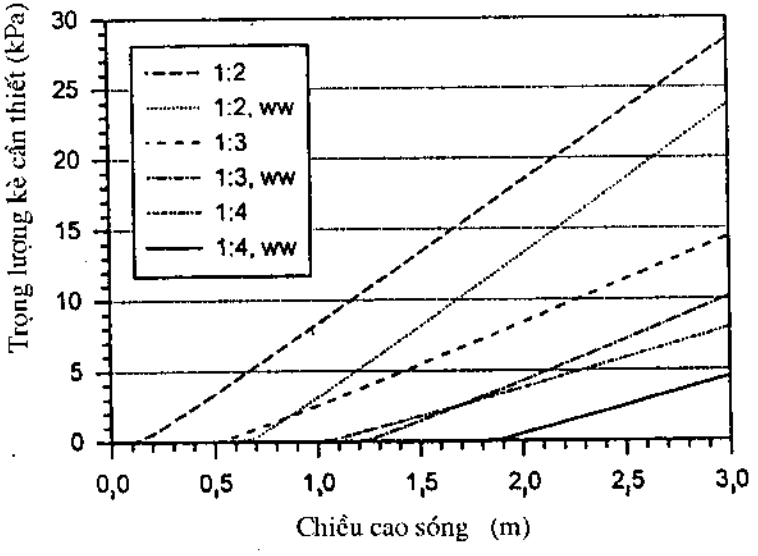
Khi có sóng tác động, lực gây trượt không đổi. Lực pháp tuyến thay đổi do áp lực đẩy nổi. Hình 2-52 biểu thị một kè tấm bê tông chịu tải trọng sóng. Phân bố áp lực đầu nước khác nhau trên mái biểu thị khi sóng trườn trên mái. Sự khác nhau là phần trên của mái có áp lực đầu nước âm khác nhau và không chịu áp lực đẩy nổi thuỷ tĩnh. Trọng lượng cục bê tông gần như trọng lượng trên khô và ứng suất pháp tuyến giữa các viên và nền ít bị ảnh hưởng của tác động sóng. Phần thấp hơn của kè chịu áp lực đầu nước dương làm giảm ứng suất hạt và có thể gây trượt kè. Dưới phông sóng lại có đầu nước áp lực âm khác nhau. Các viên kè đặt trên đất nền có trọng lượng biểu kiến lớn hơn trọng lượng ở dưới mặt nước và lực gây trượt bị giảm (so với trường hợp không có sóng) vì viên kè bị bảo hoà. Các viên kè này thậm chí còn ổn định hơn chống trượt so với trường hợp không có sóng.

Gia thiết các viên kè bị trượt ngay trước khi phông sóng xuất hiện và không ảnh hưởng các viên ở phần trên của mái trừ phi có liên kết bằng cáp hoặc ngàm, đương nhiên có ảnh hưởng phần dưới của mái kè. Trượt chỉ xuất hiện khi tổng lực gây trượt lớn hơn tổng lực ma sát lớn nhất.



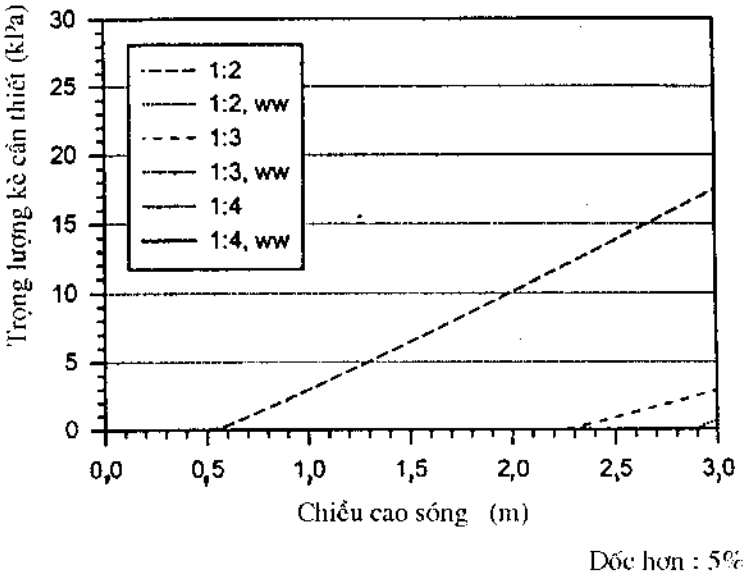
Dốc hơn : 5%

Hình 2-48 Tính ổn định. Trọng lượng cần thiết để ổn định đất nền với các mái khác nhau là hàm số chiều cao sóng (độ dốc sóng 5%). Hạt đất nền 0,2 mm

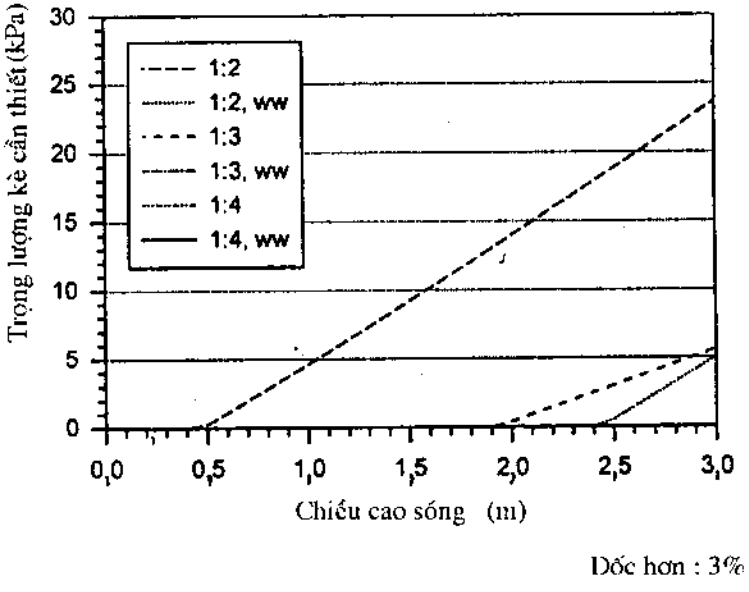


Dốc hơn : 3%

Hình 2-49 Tính ổn định. Trọng lượng cần thiết để ổn định đất nền với các mái khác nhau là hàm số chiều cao sóng (độ dốc sóng 3%). Hạt đất nền 0,2 mm



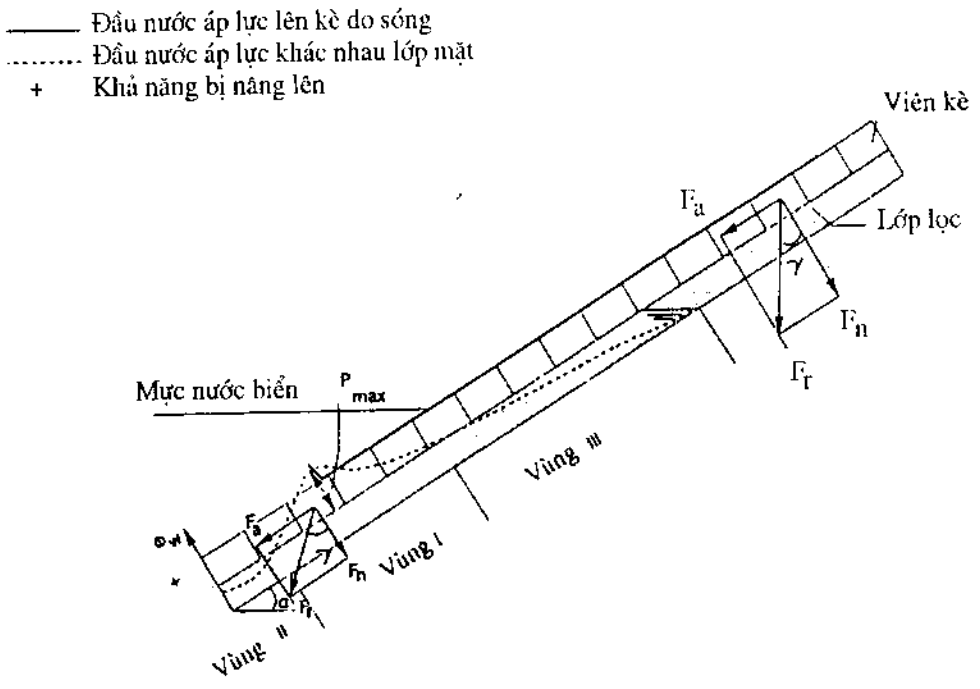
Hình 2-50 Tính ổn định. Trọng lượng cần thiết để ổn định đất nền với các mái khác nhau là hàm số chiều cao sóng (độ dốc sóng 5%). Hạt đất 0,4 mm.



Hình 2-51 Tính ổn định. Trọng lượng cần thiết để ổn định đất nền với các mái khác nhau là hàm số của chiều cao sóng (độ dốc sóng 3%). Hạt đất 0,4mm

Dùng bê tông liên kết cáp khi giữa các viên bê tông có khe hở lớn và phần thấp hơn của mái chịu tải trọng lớn nhất mà các viên nếu để riêng lẻ không thể ổn định. Các lực nhờ cáp chuyển đến các viên ở phần cao hơn của mái kè, tức là phần mái kè cao hay thấp hơn, mục đích để lực ma sát lớn nhất cân bằng với lực gây trượt. Nói cách khác, nếu lực gây trượt lớn hơn lực ma sát lớn nhất, phải bố trí kết cấu bảo vệ chân kè hoặc phải neo thảm bê tông.

Bezuijen (1990) đưa ra phương pháp xác định các lực tác động ở các phần và chân một kè mái lát bê tông như trình bày ở hình 2-52.



Hình 2-52 Phân bố đầu nước áp lực nước khi sóng vỡ và ảnh hưởng các lực tác dụng của nó lên viên vật liệu đặt trên đất nền

Trong hình 2-52, viên vật liệu kè ở vùng I được phân bố lực gây trượt là:

$$F_a = LBD\rho_c g\sin\alpha \qquad (2\text{-}68)$$

Mỗi viên trong vùng đó ổn định khi không có sóng tác động, thậm chí có tác động của sóng ở một phạm vi cân bằng với lực gây trượt. F_a biểu thị lực gây trượt,

F_f là lực ma sát và tải trọng lớn nhất của vùng I và III (F_t) ở phần không có sóng tác động (vùng II) trước khi trượt xuất hiện có thể viết là:

$$F_t = F_f - F_a = L_{II}BD(\rho_c - \rho)g(\cos\alpha\tan\Phi' - \sin\alpha) \quad (2\text{-}69)$$

và phần trên mực nước (vùng III):

$$F_t = F_f - F_a = L_{III}BD\rho_c g(\cos\alpha\tan\Phi' - \sin\alpha) \quad (2\text{-}70)$$

Quan hệ các lực ở chân kè hoặc ở neo được tính ở ví dụ sau đây:

Một kè tấm bê tông có mái 1:3 chịu tác động chiều cao sóng 1 m. Chân kè được bảo vệ 1,5 m dưới vùng tác động của sóng. Kích thước tấm bê tông 0.5x0.5x0.25 m. Góc ma sát giữa lớp bê tông và lớp lọc là 25°.

Trong vùng chịu tải trọng, từng viên chịu lực là 445N (dùng trị số tỷ trọng bê tông 2300kg/m^3). Phần ổn định dưới mặt nước, áp dụng công thức (2-58) có được lực ổn định là 100N cho mỗi tấm. Có khoảng 6 tấm ở trong vùng chịu tải trọng và 9 tấm trong vùng không chịu tác động sóng. Lực tổng cộng tác động lên chân kè là 1770N cho mỗi hàng tấm lát. Vì chiều dài tấm 0,5 m nên tải trọng ở chân kè là 3540N/m.

2-10-5 Xói và bảo vệ chân kè.

Bảo vệ chân kè là rất quan trọng vì nếu không khi chân bị xói có thể làm toàn bộ mái kè bị sập. Lực xói lớn nhất xuất hiện khi sóng đổ trong phạm vi từ vị trí nào đó ở mặt mái kè đến chân hoặc sóng vỡ ở chân kè.(công trình ở nước nông). Điều kiện này xảy ra khi độ sâu nước ở chân kè nhỏ hơn 2 lần chiều cao sóng lớn nhất không vỡ tại độ sâu đó. Dự đoán chính xác chiều sâu xói rất khó khăn nên người ta giả định rằng chiều sâu xói lớn nhất do sóng tác động dưới mặt đất tự nhiên bằng chiều cao sóng lớn nhất tại chân kè. Để ổn định bề mặt, đất ở dưới chân kè, sau khi đào phải được bảo vệ không bị lôi ra ngoài với một chiều rộng chân khay nhất định tương ứng với chiều sâu xói lớn nhất. Chiều rộng này thường không được nhỏ hơn 2 lần chiều cao sóng tại chân công trình. Trường hợp mái kè có độ dốc thoải hơn 1 : 3 hoặc độ sâu nước tại chân công trình lớn hơn 2 lần chiều cao sóng, vì lực của sóng bị tiêu hao nên chiều rộng chân khay nhỏ hơn nhưng ít nhất phải lấy bằng chiều cao sóng.

Đá là vật liệu thông dụng để bảo vệ chân kè vì tính linh hoạt của nó có thể tự điều chỉnh lấp kín bề mặt chân khay khi bị xói. Chiều dày tối thiểu của lớp đá

không được nhỏ hơn 2 lần đường kính viên đá ổn định tính toán. Trọng lượng hoặc kích thước viên đá phải đủ ổn định khi sóng đổ ở chân công trình để tránh hiện tượng các viên đá bị sóng xô đẩy trên mái gần khu vực chân khay làm mài mòn bê tông bảo vệ mái.(về lý thuyết viên đá nằm trên mái thoải ở chân khay, có thể xem bằng 1 : 10 thì trọng lượng viên đá ổn định nhỏ hơn viên đá trên mái dốc). Kích thước viên đá tối thiểu có thể tham khảo công thức tính dưới đây:

$$H_b/\Delta D_n = 20(B_P/L_S)^{2/3} \qquad (2\text{-}71)$$

Trong đó,

H_b - chiều cao sóng vỡ (= $0.78h_s$);

B_P - chiều rộng chân khay;

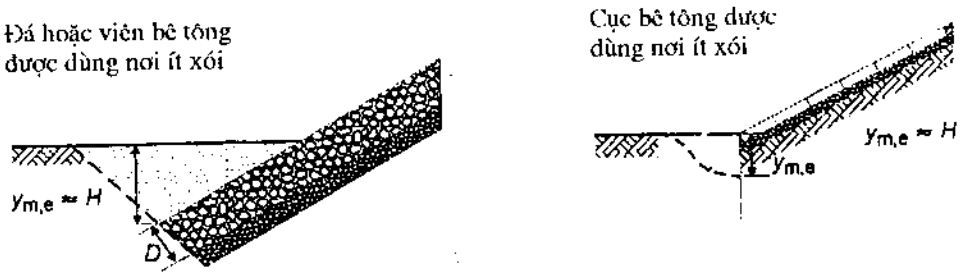
L_s là chiều dài sóng nước cạn;

h_s là chiều sâu nước nông.

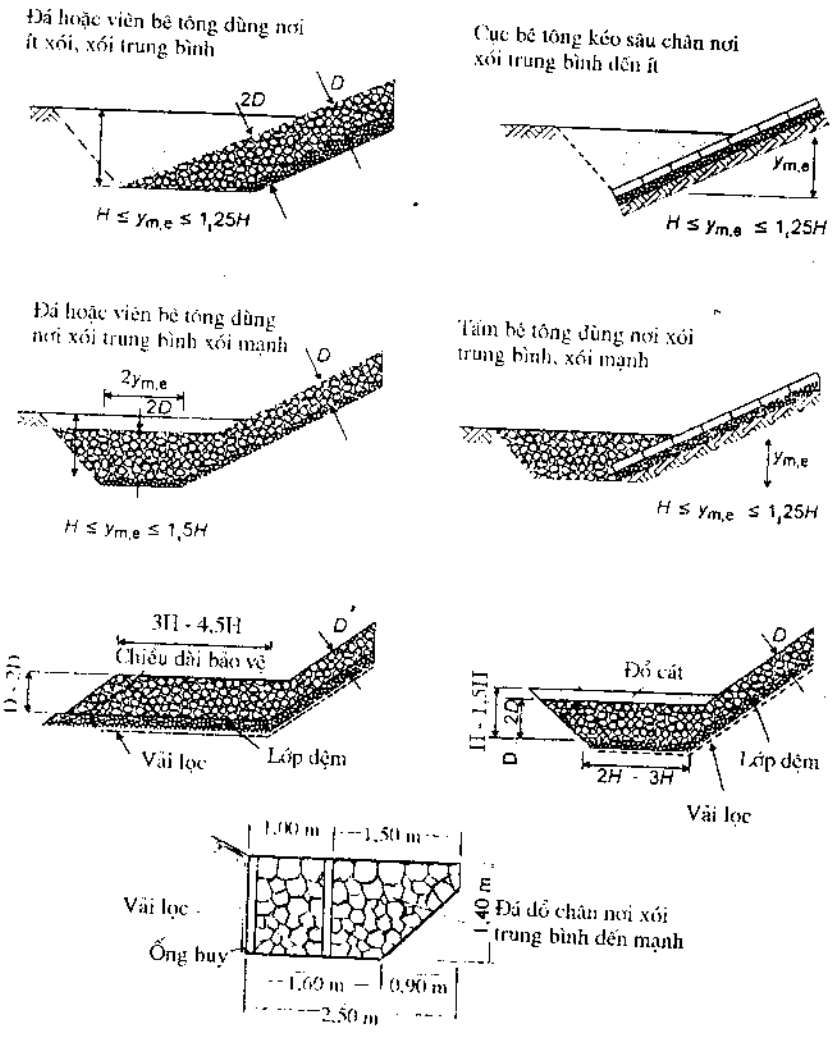
Tác dụng của dòng chảy gây xói chân không đáng kể so với tác dụng sóng nên chân kè khi được bảo vệ chống xói do sóng đủ thoả mãn chống dòng chảy.

Một số dạng kết cấu bảo vệ chân kè lát mái đê, bờ biển tương ứng với các chiều cao sóng ở khu vực chân kè khác nhau được biểu thị trên hình 2-53 dưới đây. Các dạng kết cấu chân khay này có thể áp dụng cho kè mái cục bê tông rời, liên kết ngàm hoặc đá lát hay đá đổ theo các trường hợp bãi khả năng ít xói, xói trung bình và xói mạnh.

Đê kè biển nước ta sử dụng các dạng chân khay này đảm bảo tính ổn định cao cho công trình. Một số vị trí bờ biển đang bị xói mạnh, ngoài đống đá bảo vệ chân ở phía ngoài các ống buy bê tông đá nhồi ở trong được bố trí nơi tiếp giáp giữa mái và chân khay.



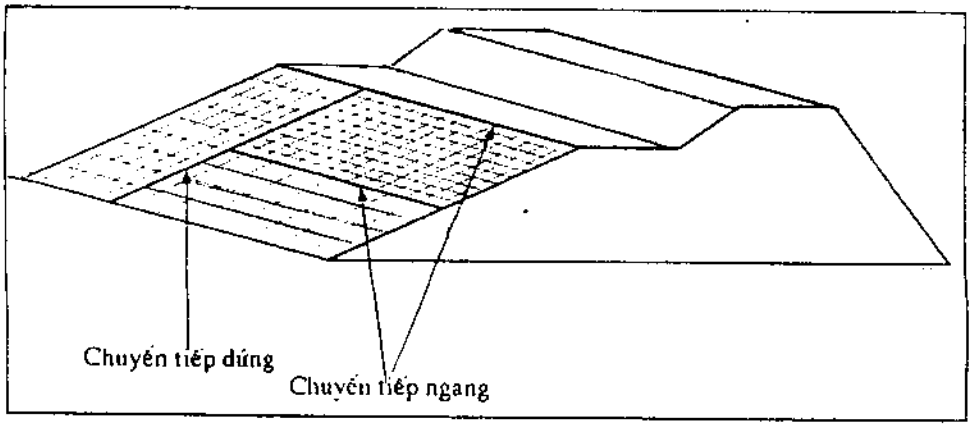
Hình 2-53 Một số dạng kết cấu chân khay kè biển



Hình 2-53 (tiếp theo) Một số dạng kết cấu chân khay kè biển

2-10-6 Vị trí tiếp nối.

Vị trí tiếp nối là nơi chuyển kết cấu của kè, có thể là bê tông sang đá lát hoặc đá lát chuyển trồng cỏ hoặc nơi giao tiếp kết cấu kè khác nhau như mái và chân khay, hay các rãnh tiêu nước ở đỉnh và mái kè. Những vị trí này thường hay bị hư hỏng dưới tác động của sóng, dòng chảy do trong thiết kế hoặc khi thi công không chú ý đầy đủ. Để đạt độ ổn định đồng đều công trình bảo vệ, tất cả các phần của công trình phải được xem xét đầy đủ khi thiết kế. Có thể một kè mái có các hình thức kết cấu khác nhau nên có nhiều vị trí tiếp nối như ở hình 2-54.



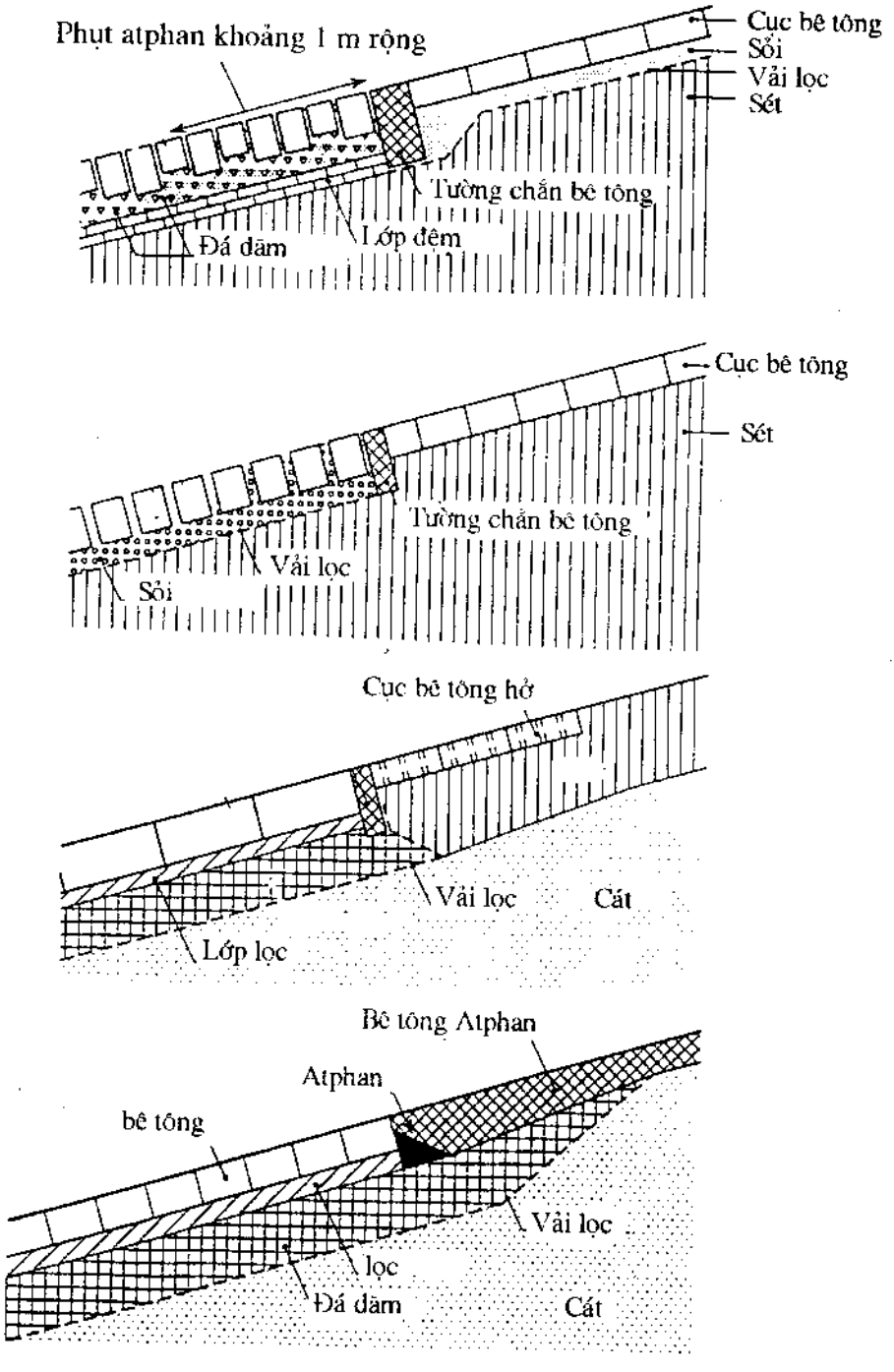
Hình 2-54 Vị trí tiếp nối ở mái kè

Tính toán cụ thể để thiết kế nơi tiếp nối này là khó khăn nhưng các yêu cầu đối với nó phải đảm bảo độ bền không bị phá hoại do áp lực sóng, lún vì đất nền di chuyển hoặc gradient áp lực lớn vì trực tiếp với nước ngầm ở mái. Thiết kế kết cấu chuyển tiếp thường dựa trên cơ sở kinh nghiệm thực tế với nguyên tắc chung được áp dụng như sau:

- Tăng chiều dày lớp bề mặt tại nơi tiếp giáp;
- Dùng nhựa đường để phụt vị trí tiếp giáp đối với kè lát đá hoặc bê tông;
- Sử dụng thanh bê tông cốt thép hoặc tấm bê tông để ngăn ngừa tiến trình phá hoại dọc theo mái của cấu trúc. Một số hình thức kết cấu tiếp nối được nêu trên hình 2-55.

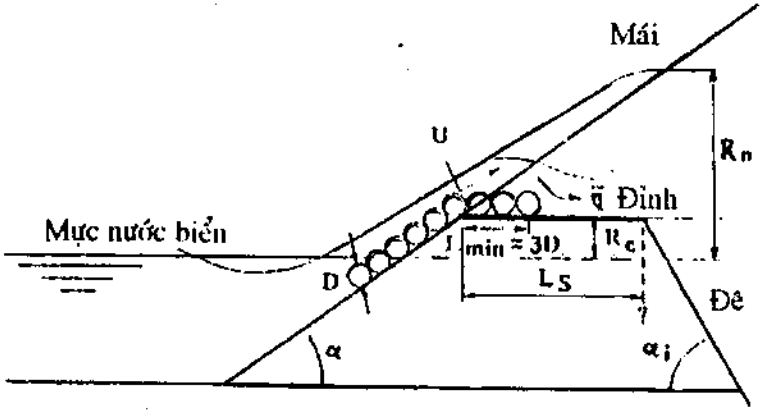
2-10-7 Bảo vệ đỉnh đê kè biển do sóng tràn.

Nếu công trình bị tràn, thậm chí nước do sóng toé sẽ ảnh hưởng đến ổn định. Khi sóng nước tràn có thể gây nên: (a) xói phần trên hoặc đỉnh kè hay phần mái sau của đê; (b) cuốn trôi đất bảo vệ đỉnh kè làm lỏm đỉnh và phá hỏng đỉnh kè; (c) làm tăng khối lượng nước trong đất ở dưới kè tạo áp lực đẩy nổi viên vật liệu bảo vệ mái. Tác hại của sóng tràn có thể hạn chế bằng việc tăng chiều cao đỉnh đê kè hoặc bằng cách gia cường phần diện tích sóng toé. Đối với đê kè thường ít khi bị sóng tràn thì có thể gia cường bằng thảm cỏ trên nền đất sét hoặc cây bụi có khả năng chịu tác động của sóng nước. Những vị trí cần thiết có thể bảo vệ bằng lát đá, tấm bê tông hoặc nhựa đường như hình thức kết hợp với đường giao thông trên đỉnh đê kè.



Hình 2-55 Một số hình thức kết cấu tiếp nối

Chưa có phương pháp tính toán chính xác chống lại sóng tràn theo tải trọng thuỷ lực. Tuy nhiên, theo Pilarczyk (1990) thiết kế xác định vùng sóng toé có thể áp dụng công thức dưới đây và được thể hiện trên hình 2-56.



Hình 2-56 Xác định vùng sóng toé

$$H_s/\Delta D_n = 1{,}5\cos\alpha_i/(\phi_T\xi^{2b}(1 - R_c/R_u)) \qquad (2\text{-}72)$$

Trong đó:

H_s - chiều cao sóng ;

ξ - chỉ số sóng vỡ, $\xi = \tan\alpha(Hs/L_o)^{-0.5}$;

α là góc mái;

α_i - góc đỉnh hoặc góc mái trong;

L_o, - chiều dài sóng;

b - hệ số bằng 0,5 với mái nhẵn và 0,25 với mái lát đá;

R_c - chiều cao đỉnh so với mức nước tĩnh;

R_u - độ cao sóng leo trên mái;

D, chiều dày viên vật liệu bảo vệ ($D = D_n = (M_{50}/\rho_s)^{1/3}$ đối với đá);

M_{50} - khối lượng đá chiếm 50% khối lượng trong đường cong cấp phối;

ρ_s - tỷ trọng của đá;

ϕ_T - yếu tố ổn định tổng thể, lấy bằng 1,0 đối với đá, 0,5 bê tông lát và 0,4 đối với thảm bê tông.

Với tấm bê tông lát trên cơ hoặc đỉnh kè công thức sau được sử dụng:

$$H_{cr}/\Delta D \le 4 \qquad (2\text{-}73)$$

Trong đó: $H_{cr} = R_{u2\%} - R_c$.

Chiều dài bảo vệ ở vùng sóng toé quan hệ với độ tiêu hao năng lượng có thể được xem bằng:

$$Ls = \psi/5.T\sqrt{g(R_n - R_c)} \geq L_{min} \quad (2\text{-}74)$$

với một chiều dài thực tế tối thiểu L_{min} bằng chiều dày của kè bao gồm cả lớp lọc đệm và bằng chiều dài tối thiểu chuyển tiếp từ mái vào đỉnh.

ψ là hệ số hiệu chỉnh kỹ thuật có quan hệ đến điều kiện công trình. Thường lấy $\psi \geq 1,0$

Về ổn định của đá dùng để bảo vệ đỉnh đê kè cũng có thể áp dụng công thức Knauss,1979. Lưu lượng nước tràn qua (q) được dùng làm đầu vào trực tiếp để tính toán:

$$q = 0,625\sqrt{g}\,(\Delta D_n)^{1,5}\,(1.9 + 0,8\phi_p - 3\sin\alpha_i) \quad (2\text{-}75)$$

Trong đó:

q - lưu lượng có thể thu nạp lớn nhất ($m^3/s/m$);

g - gia tốc trọng trường ($9,81 m/s^2$);

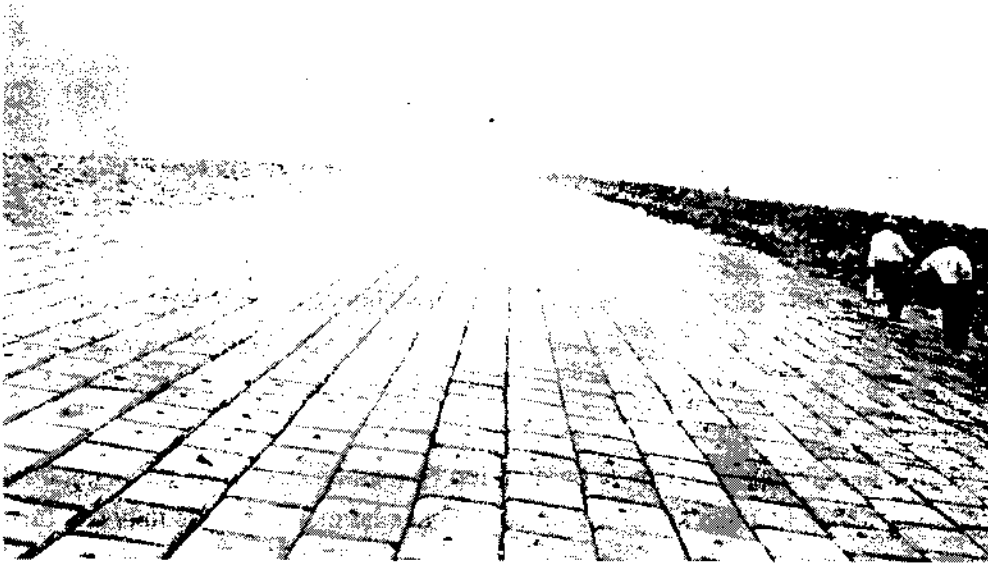
D_n - đường kính viên đá, $D_n = (M_{50}/\rho_s^{1/3})$

Δ - tỷ trọng tương đối,= $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$

α_i - góc mái trong;

Φ_p - hệ số về độ khít của đá, bằng 0,6 khi đá để không khít chặt đến 1,1 khi đá được xếp khít cẩn thận; lấy bằng 1,25 đối với bảo vệ là tấm bê tông.

Kè bê tông mảng lát mái đê, bờ biển sử dụng nhiều ở nước ta. Dự án nâng cấp đê biển các tỉnh ven biển đồng bằng bắc bộ (PAM.5325) có trên 40 km kè loại này. Kè biển Yvích Thanh hoá dài 5 km được làm đầu tiên vào năm 1996, cho đến nay không có biến dạng nào phải duy tu. Một số tỉnh ven biển nam bộ bắt đầu áp dụng hình thức kết cấu này. Hình 2-57, kè bê tông mảng liên kết ngàm lát mái đê biển Cổ vậy tỉnh Nam Định.



Hình 2-57 Kè biển Cồ Vậy tỉnh Nam Định

CHƯƠNG III

KÈ ĐÁ VÀ VẬT LIỆU KHÁC BẢO VỆ BỜ SÔNG

3-1 Giới thiệu

Chương 2 trình bày một số dạng kết cấu kè mái có thể áp dụng khi thiết kế công trình kè bảo vệ mái bờ, đê sông và đê biển. Trong chương 3 này giới thiệu kè bảo vệ bằng vật liệu đá và chi tiết hơn ứng dụng cho sông mà tải trọng chủ yếu là dòng chảy, sóng do tàu và gió.

Nội dung chương 3 đề cập về ổn định lớp bề mặt, phạm vi sóng tác động, thiết kế lớp lọc, thiết kế chân kè. Trong đó có thể nhắc lại một số vấn đề thấy cần thiết đã được nêu ở chương 2.

3-2.Về ổn định lớp mặt.

3-2-1 Yêu cầu do tác động dòng chảy

Có 2 cơ sở để xem xét khi thiết kế công trình bảo vệ mái, bờ sông:

- Cơ sở về tốc độ;
- Cơ sở về ứng suất cắt (còn được gọi là lực kéo).

Cơ sở sau có thể chính xác hơn theo quan điểm vật lý, nhưng cơ sở đầu người ta dễ dàng đo hoặc tính toán tốc độ dòng chảy so với xác định ứng suất cắt. Tốc độ dòng chảy dùng theo điều kiện biên được xác định bằng các phương pháp giản đơn. Tốc độ trung bình của sông thường được tính nhưng nhiều khi không đại diện với sông có nhiều dạng hình và độ nhám khác nhau. Tốc độ dòng chảy gần đáy là đại diện tốt nhất nhưng khó xác định chính xác. Maynord (1989) đề nghị dùng tốc độ dòng chảy trung bình làm cơ sở về điều kiện dòng chảy tại bề mặt kè mái đá.

Về ứng suất cắt cũng được kỹ sư thiết kế sử dụng nhiều. Một số tác giả như Reifert (1975) và Zuna (1986) đưa ra các trị số tới hạn về ứng suất cắt cho các loại kè bảo vệ bờ được ghi ở các bảng 3-1 và bảng 3-2 sau đây:

Bảng 3-1: ứng suất cắt cho phép τ_c (Pa) theo Reifert

Loại kè	Đáy	Mái 1: 2
Tấm bê tông có lổ nhồi:		
sỏi 0 - 2mm	40	50
sạn 12 - 25 mm	110	108
Cỏ		108
Cỏ chịu tác động:		
Dòng chảy thời gian ngắn		20 đến 30
Dòng chảy thời gian dài		14 đến 18
Miếng bê tông:		mái 1: 1.5
B 160		225
B 225		283

Bảng 3-2: ứng suất cắt cho phép τ_c (Pa) theo Zuna

Loại kè	Đáy
Bê tông tấm 30*60*10 cm	150
Cuội sỏi D_{50} = 180 mm	150
Cuội sỏi D_{50} = 100 mm	100
Bó rào	150
Miếng cỏ có ghim	80
Miếng cỏ	70

Chiều dày của lớp mặt yêu cầu ổn định do dòng chảy (gồm tốc độ và ứng suất cắt) có thể xác định theo công thức của Pilarczyk (1989) dưới đây:

$$D_n = (\Phi_c K_T K_h/\Delta_m K_s)(0{,}035/\theta_c)(u^2/2g) \qquad (3\text{-}1)$$

Trong đó:

D_n - chiều dày trung bình của viên vật liệu bảo vệ (m);

Φ_c- hệ số ổn định;

K_h- hệ số phân bố chiều sâu và vận tốc;

Δ_m- tỷ trọng tương đối của viên vật liệu bảo vệ mái;

K_s là hệ số mái;

θ_c -ứng suất cắt tới hạn;

u - vận tốc trung bình (m/s);

g - gia tốc trọng trường (m/s^2).

Các thông số về cường độ D_n và Δ_m được xác định như sau:

D_n :

Đối với mái lát đá:

$D_n = D_{n50} = (M_{50}/\rho_s)^{0.33}$ hoặc

$D_n = 0,85D_{50}$ và $\Delta_m = \Delta = (\rho_s - \rho)/\rho$.

Mái tấm, cục bê tông:

D_n = D = chiều dày bê tông.

Mái rọ, thảm đá:

D_{n50} = d, d là chiều dày trung bình của rọ hay thảm đá.

$\Delta_m = \Delta(1 - n)$

M_{50}, là giá trị 50% khối lượng đá phân bố trên đường cong cấp phối;

ρ_s- tỷ trọng của đá hoặc vật liệu khác (kg/m^3);

ρ - tỷ trọng của nước;

n - độ rỗng của vật liệu (đá trong rọ, thảm);

Hệ số K được xác định:

K_T = 0,67 khi dòng chảy đều hay có rối động không đáng kể;

K_T = 1,0 khi dòng chảy có rối động bình thường ở đoạn sông thẳng;

K_T = 1,5 khi dòng chảy không đều, rối động mạnh như sau bể tiêu năng, trụ cầu hoặc đoạn sông bờ lõm cong gấp có $R_o/B < 2$;

K_T = 3 khi dòng phun hoặc tốc độ ở chân vịt tàu thuyền;

K_h - hệ số biến đổi vận tốc đáy thành vận tốc trung bình u được tính theo công thức dạng lôgarít sau:

$$K_h = 2(\log(12h/k_r) + 1)^{-2} \qquad (3\text{-}2).$$

Trong đó:

h - chiều sâu nước;

k_r - chiều cao tương đương của viên vật liệu ($\approx D_n$). Theo Pilarczyk , hệ số K_h có thể xác định ở dạng công thức đơn giản hơn như sau:

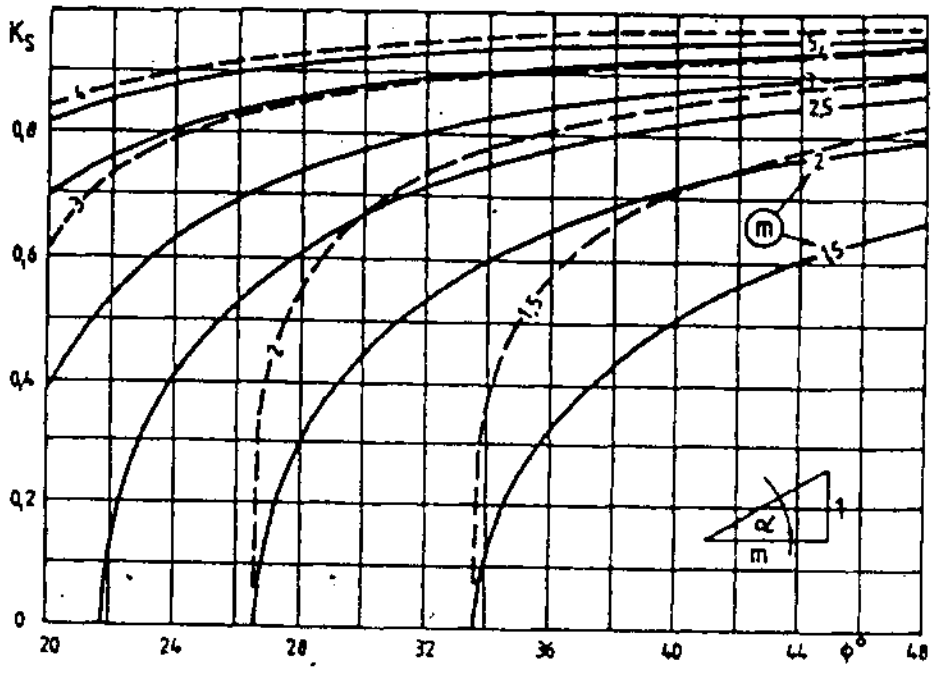
$K_h = (h/D_n + 1)^{-0,2}$, trong đó K_s là hệ số giảm độ dốc xác định theo công thức:

$$K_s = \sqrt{(1 - \sin^2\alpha / \sin^2\Phi)} \qquad (3\text{-}3)$$

Trong đó:

α - góc mái;

Φ - góc nội ma sát, có thể lấy từ biểu đồ hình 3-1



Hình 3-1 Hệ số giảm mái K_s, căn của nó là hàm số của góc mái (α) và góc nội ma sát (Φ)

Các giá trị của hệ số ổn định đề nghị như sau:

- Φ_c = 1,25 dùng viên vật liệu để rời;
- Φ_c =1,0 cho mảng hay thảm bê tông có góc mép lộ ra ngoài (nơi chuyển tiếp của kè);
- Φ_c = 0,75 khi viên vật liệu đặt ghép liên tục trên mái;
- Φ_c = 0,50 cho mảng, thảm được đặt liên tục trên mái.

θ_c - giá trị tới hạn của ứng suất cắt:

- θ_c = 0,035 cho đá;
- θ_c = 0,06 đến 0,10 cho rọ đá.

Bờ còn chịu tác động của dòng chảy tạo bởi tàu bè đi lại trên sông như tốc độ dòng chảy hoặc bao gồm cả lưu lượng. Trong trường hợp này cần xác định đường kính yêu cầu của viên đá theo công thức của Isbash (thay D_{50} bằng D_{n50}):

$$D_{n50} = b/K_s.\ u_b^2/2g\Delta \qquad (3\text{-}4)$$

Trong đó:

b là hệ số ổn định tuỳ thuộc vào mức độ rối động của dòng chảy, cách ghép đá và về độ thiếu chính xác về giải thích quan hệ giữa u_b và D_{n50}. b = 0,7 đến 2,8, khi b = 1,4 khi có rối động mạnh.

K_s là hệ số mái.

u_b - tốc độ dòng chảy ở đáy hoặc tốc dòng chảy lớn nhất.

Khi chân vịt tàu thuỷ tạo dòng rối động lớn có thể gây nên sự phá hỏng kè, đường kính viên đá được tính theo công thức sau:

$$D_{n50} \geq 1{,}3u_b^2/gK_s\Delta \qquad (3\text{-}5)$$

Trong đó:

u_b - tốc độ chân vịt.

Kích thước viên đá ổn định cũng có thể xác định theo công thức của Maynord (1993) như sau:

$$D_{30} = S_f C_s C_v C_T h(\sqrt{\Delta.U} / \sqrt{K_1 gh})^{2.5} \qquad (3\text{-}6)$$

Trong đó:

D_{30} - kích thước đá chiếm 30% trọng lượng nhỏ hơn;

S_f - hệ số an toàn, nhỏ nhất bằng 1,1;

C_s - hệ số ổn định khi hư hỏng bắt đầu xảy ra (chiều dày = $1D_{100}$ hay 1,5 D_{50}; hệ số không đồng đều D_{85}/D_{15} = 1,7 đến 5,2):

C_s = 0,30 đối với đá góc cạnh;

C_s = 0,375 đối với đá tương đối tròn.

C_v là hệ số phân bố vận tốc:

C_v = 1,0 đối đoạn thẳng sông cong;

C_v = 1,.283 - 0,2log(R/W) đối với ngoài đoạn cong (bằng 1 khi R/W > 26);

C_v = 1,25 , hạ lưu kênh dẫn nước bằng bê tông và cho đê.

(trong đó R là bán kính sông cong và W là chiều rộng mặt nước phía trên đoạn cong).

C_T - hệ số chiều dày chân kè;

K_1 - hệ số hiệu chỉnh kích thước mái;

h - là chiều sâu từ chân kè chiếm 20% kích thước mái;

U - tốc độ trung bình dòng chảy thuỷ trực;

Δ - tỷ trọng tương đối của đá.

Hệ số hiệu đính kích thước mái được tính theo công thức toán học sau đây:

$$K_1 = -0{,}672 + 1{,}492\cot\alpha - 0{,}449\cot^2\alpha + 0{,}045\cot^3\alpha \qquad (3\text{-}6a)$$

Trong đó, α là góc mái.

3-2-2 Yêu cầu do tác động sóng

Tải trọng quan trọng thứ hai là sóng tác động, đường kính viên đá yêu cầu là:

* Sóng đuôi tàu, theo Laboyrie (1986):

$$D_{n50} > z_{max}/1,5\Delta\cot^{1/3}\alpha \qquad (3\text{-}7)$$

Trong đó:

z_{max} là chiều cao sóng đuôi tàu tại bờ.

* Đỉnh giao thoa do sóng tàu, theo Pilarczyk (1985) và Verhey (1986):

$$D_{n50} \geq H_i\cos^{1/2}\beta/1,8\Delta \qquad (3\text{-}8)$$

Trong đó:

H_i là chiều cao đỉnh giao thoa;

β - góc giữa sóng truyền và đường bờ.

* Sóng do gió:

a) Theo Hudson (1953):

$$D_{n50} = H/1,44\Delta\cot^{1/3}\alpha \qquad \text{(chỉ cho sóng đều)} \qquad (3\text{-}9)$$

b) Theo Rozanov (1978):

$$D_{n50} \geq 0,42(TH)^{2/3}/\Delta(1 + \cot^3\alpha)^{1/6} \qquad \text{(chỉ cho sóng đều)} \qquad (3\text{-}10)$$

Trong đó H là chiều cao sóng.

c) Theo Pilarczyk (1985, 1989):

$$D_{n50} > (Hs\sqrt{\xi_p}/\Phi_T\Delta \qquad \text{(sóng do gió)} \qquad (3\text{-}11)$$

Trong đó:

H_s - chiều cao sóng (m);

T_p - chu kỳ sóng (s);

$\xi_p = \tan\alpha/(Hs/L_p)^{0,5} = 1,25T_p\tan\alpha Hs^{-0,5}$ là thông số sóng vỡ;

Φ_T - hệ số ổn định hay hàm số ổn định khi bắt đầu dịch chuyển với $\xi_p = 1$;

D_{n50} xác định theo công thức (3-1).

Các công thức trên dùng cho khi $\cot\alpha \geq 1,5$.

Trị số cho Φ_T lấy như sau theo kết cấu kè:

$\Phi_T = 2,25$ cho đá rời hoặc đá lát;

$= 3,5$ tấm bê tông gắn vải lọc;

= 4,0 khối liên kết bằng phụt vữa;

= 4,5 bê tông liên kết;

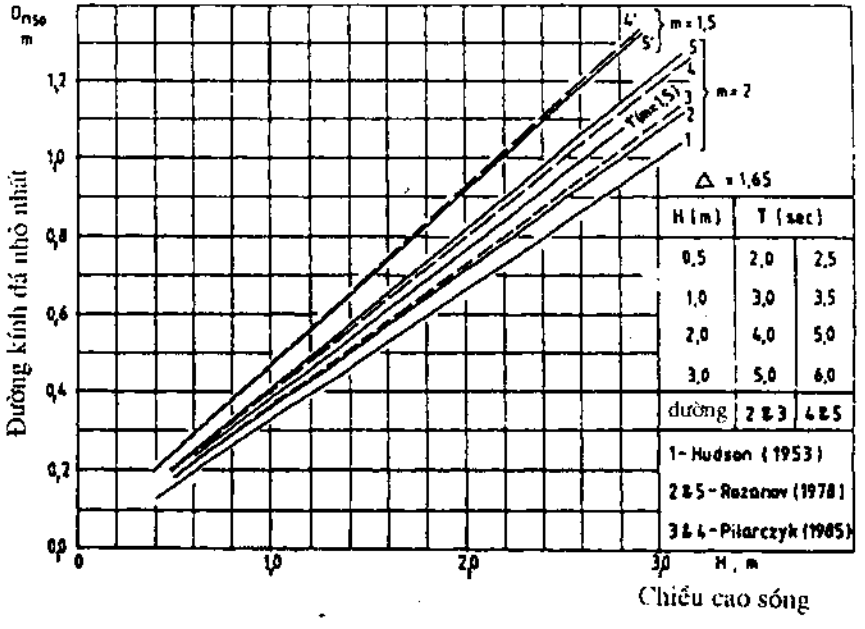
= 5,0 bê tông khoang hở liên kết cáp; lăng trụ bê tông phụt nhồi (hoặc đá bazan);

> 6,0 bê tông liên kết cáp nhồi phụt hoặc thiết kế ngàm chắc.

Trường hợp kè cục bê tông, D_{n50} là chiều dày D của cục bê tông đó.

Với kè mảng bê tông mà mép mảng không được cố định chắc chắn thì lấy $\Phi_T = 3$.

Từ các kết quả các công thức (3-9) đến (3-11), đường kính viên đá tính toán được biểu thị trên biểu đồ hình 3-2 dưới đây:



Hình 3-2 Đường kính viên đá tính toán

Pilarczyk (1990) đưa ra một công thức chung để tính ổn định khi thiết kế như sau:

$$\Delta_m D_n = (Hs\xi_p^{\,h}) / (\Psi_u \Phi_r \cos\alpha) \qquad (3\text{-}12)$$

hoặc:

$$Hs/\Delta_m D_n \le \psi_u . \Phi_r \cos\alpha / \xi_p^{\,h} \qquad (3\text{-}13)$$

Trong đó:

Δ_m - tỷ trọng tương đối của viên vật liệu;

D_n - kích thước hay chiều dày của viên vật liệu (m) được xác định theo công thức (3-1);

H_s - chiều cao sóng (m);

ξ_p - thông số sóng vỡ trên mái;

α -góc mái (độ);

b -số mũ có quan hệ tác động sóng và kè, ($0,5 \le b \le 1,0$): b = 0,5 đối với kè thấm mái đá; Với kè bê tông mặt phẳng, ít thấm b nằm trong phạm vi nói trên. Các loại kè khác b bằng 2/3.

Ψ_u là hệ số tăng ổn định được xác định theo bảng 3-3.

Bảng 3-3: Hệ số tăng ổn định (theo Pilarczyk 1990)

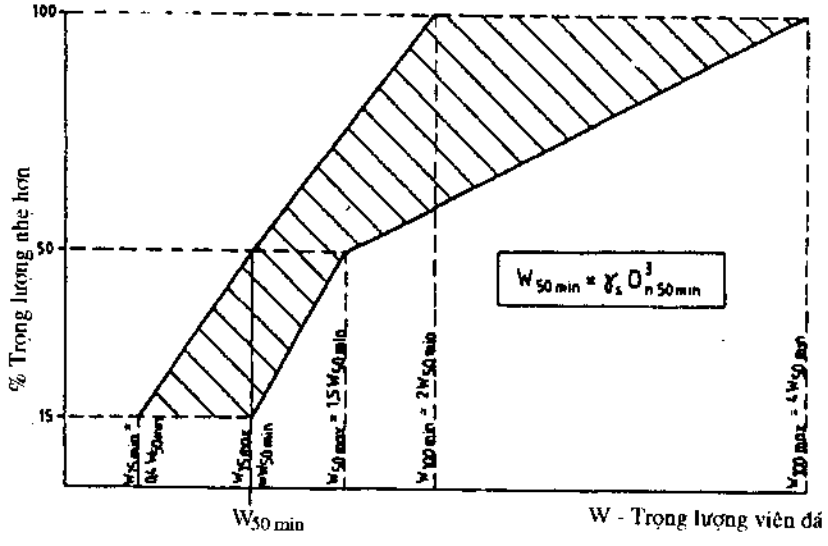
Loại kè	Ψ_u	Tính chất	Lọc/Nền
Đá đổ	1,0	Đá đổ (2 lớp)	Cấp phối hạt
	1,33	Đá đổ (có thể chịu được phá hoại	nt
Đá ghép	1,0 1,33 1,50	Chất lượng kém Chất lượng tốt Bazan tự nhiên	nt nt nt
Mảng/Thảm bê tông	1,50 1,50 1,50 2,00 2,00 ≥ 2,5	Cục bê tông rời; $H_s < 1,5$ m Cục bê tông ghép Tấm bê tông đính vải lọc Cục bê tông rời; $H_s < 1,5$ m Bê tông liên kết cáp/ khoang hổng Bê tông phụt (cáp)/liên kết ngàm chắc theo thiết kế	Vải lọc trên cát Cấp phối hạt nt nt nt nt
Phụt	1,05 1,50	Phụt bề mặt (hở 30%) Phụt cách (hở 60%)	nt nt
Nhựa đường+Đá hở	2,00 2,50	$U_p \le 6$ m/sec $H_s < 4$ m	Vải lọc trên cát Cát+nhựa đường
Rọ thép	2-3,0 2-2,5	Rọ/Thảm đá; Hs < 1,5 m Đá trong rọ/ Thảm $d_{min} = 1,8D_n$	Vải lọc trên cát hoặc trên đất sét
Bao	1,00 1,5-2,0 2,0-2,5	$P_m \le 1$ $P_m \approx 1$ $P_m \ge 2$; Loại kè bao thấm P_m, tỷ số độ thấm lớp mặt/lớp nền	Cát hoặc đất sét
Cỏ	-	Cỏ trên đất yếu; $U_p < 2$ m/s Cỏ trên đất sét; $U_p < 3$ m/s	Sét (U_p, tốc độ cho phép).

ϕ_r, hệ số ổn định đối với đá. Trường hợp đất nền tương đối ít thấm như đất thịt, đất sét trị số của nó lấy từ 2,0 - 2,25.

Các loại kè khác như cục bê tông, phụt nhồi (đá bitum), rọ đá (kể cả thảm đá), nhựa đường đá hở, thảm bao vải địa kỹ thuật hệ số tăng ổn định Ψ_u được lấy bằng 1,0 cho kè đá, bằng 1,0 đến 3,0 cho các loại kè còn lại.

Đường kính viên vật liệu xác định tương ứng với dòng chảy và tác động sóng và sẽ chọn giá trị đường kính lớn nhất.

Kè đá đổ thường nhiều hơn 2 lớp. Chiều dày thực tế của kè này bằng khoảng (1,5 - 1,8)D_{n50}. Chiều dày lớp ngoài phải lớn hơn viên đá có đường kính lớn nhất. Cấp phối đá đổ được biểu thị trên hình 3-3 (theo kỹ sư quân đội Mỹ, 1984).



Hình 3-3 Yêu cầu cấp phối đá đổ

Trường hợp không đảm bảo đá có cấp phối nói trên thì đường kính đá D_{30} được áp dụng. Để tăng ổn định các mái của đê làm kè bằng đá có độ lớn tương đối đồng đều chống dòng chảy do sóng tràn qua đỉnh, một hệ số đồng đều quy định là $C_u = D_{60}/D_{10} \leq 2,15$ khi đá đặt trên lớp lọc bằng cấp phối hạt hay vải lọc. Lớp lọc này để ngăn các hạt đất nền xói trôi ra ngoài làm sập mái kè.

3-3 Phạm vi sóng tác động.

Vùng chịu tác động sóng trên mái nghiêng được xác định bởi giới hạn của ảnh hưởng sóng. Phạm vi trên giới hạn trên của sóng leo (xem hình 3-4). Chiều cao của sóng leo trên mái xác định theo công thức sau:

$$R = r_{rp} r_{\beta} R_n \qquad (3\text{-}14)$$

Trong đó:

r_{rp} là hệ số giảm do độ nhám và độ thấm của mái;

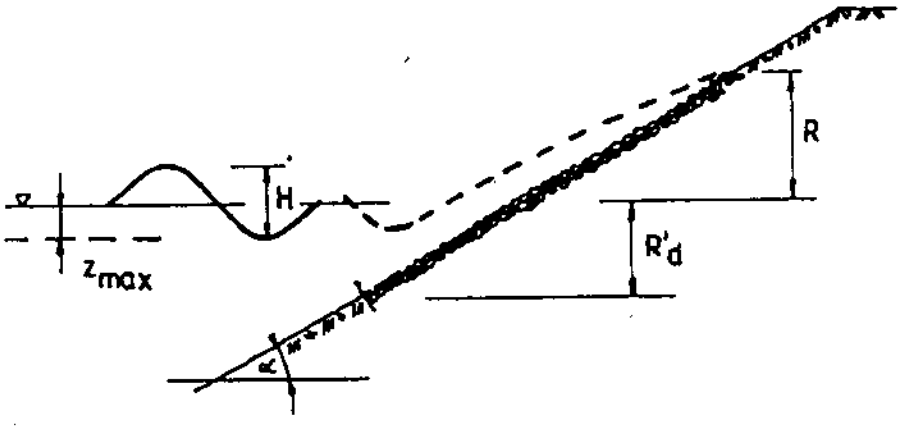
r_{β} - hệ số giảm do tác động sóng xiên;

R_n - chiều cao thẳng đứng từ mức nước tĩnh đến giới hạn trên sóng leo trên mái mặt nhẵn. Với sóng do gió, chiều cao sóng leo được xác định theo các con sóng vượt 2% biểu thị bằng $R_n^{2\%}$ trên cơ sở công thức Hudson được Pilarczyk bổ sung thông số sóng vỡ ξ_P (Pilarczyk 1990, 1992):

$$R_n^{2\%} = (1{,}5 - 1{,}75)\xi_P H_s \qquad \text{với } \xi_P < 2{,}5 \qquad (3\text{-}15)$$

và

$$R_n^{2\%} = (3{,}0 - 3{,}5)H_s \qquad \text{với } \xi_P > 2{,}5 \qquad (3\text{-}16)$$



Hình 3-4 Phạm vi sóng leo trên mái

Theo tiêu chuẩn Liên xô cũ (SNIP 1983), với mái tương đối đứng ($m = \cot\alpha$ = 0,1 - 0,5) chiều cao sóng leo là:

$$R_n^{1\%} = (2{,}3 - 2{,}5)K_{sp}H_{1\%} \qquad (3\text{-}17)$$

Trong đó,

K_{sp} là hệ số phụ thuộc độ nghiêng của mái và tốc độ gió được nêu trong bảng 3-4 dưới đây.

Bảng 3-4: Trị số của hệ số K_{sp}

Tốc độ gió	K_{sp} với m = cotα			
Tốc độ (m/s)	< 0,4	0,4 - 2	3 -5	>5
<10	1,1	1,1	1,1	1,1
>20	1,3	1,4	1,5	1,6

Trị số của công thức (3-16) thường nhỏ hơn một ít so với công thức (3-17). Với sóng tàu áp dụng công thức sau:

$$R_n^{2\%} = 1,5\xi H_i \qquad (3\text{-}18)$$

trong đó:

$\xi = \tan\alpha/(H_i/L_{wi})^{0,5}$;

H_i - chiều cao đỉnh giao thoa;

L_{wi} là chiều dài đỉnh giao thoa.

Hệ số giảm do độ nhám và độ thấm r_{rp} được lấy từ bảng 3-5.

Hệ số giảm do tác động sóng xiên được xem bằng cos(β-10°), hoặc theo tiêu chuẩn của Liên xô cũ (SNIP,1983) trình bày tại bảng 3-6.

Trong đó β là góc giữa hướng truyền sóng và đường bờ. Theo các nghiên cứu gần đây ở Hà Lan về giảm sóng leo không đáng kể khi β ≤ 30° và khi β = 50° - 80° thì hệ số giảm hầu như không đổi và bằng 0.8

Khi mái ngoài có thêm cơ thì chiều cao sóng leo giảm đáng kể, biểu thị bằng hệ số r_b. Hiệu quả giảm sóng leo rõ rệt khi cơ có chiều rộng B không đổi đặt tại vị trí gần với mức nước trung bình $H_b \leq 0,5H$ (hình 3-5).

Bảng 3-5: Hệ số giảm do độ nhám và độ thấm của mái

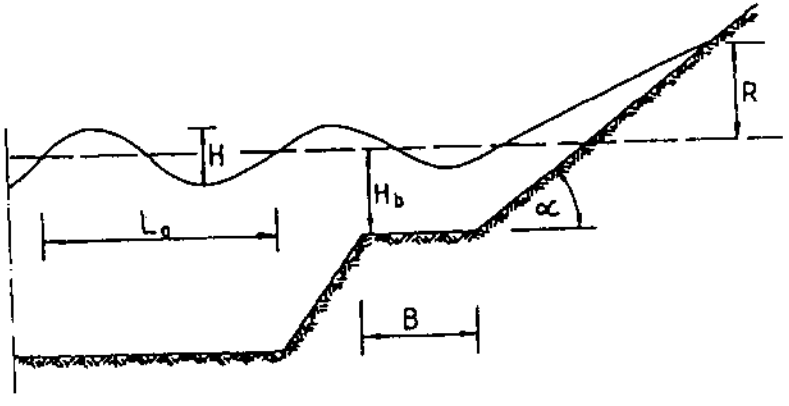
Lớp bề mặt	r_{rp}
Bê tông nhựa đường, mặt nhẵn	1,00
Cục bê tông, nhựa đường đá hở, đá phụt, thảm cỏ	0,95
Đá ghép	0,90
Mảng bê tông thấm nhám, thảm đá hoặc cuội	0,7- 0,8
Đá đổ (dày tối thiểu = $2D_{n50}$)	0,5 - 0,6

Bảng 3-6: Hệ số giảm do sóng xiên (SNIP,1983)

Góc β^o	0	10	20	30	40	50	60
r_β	1,0	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Bảng 3-7: Hệ số giảm sóng leo do cơ

$\cot\alpha$	5 -7	4	3
r_b	0,75 – 0,80	0,60 - 0,70	0,50 - 0,60



Hình 3-5 Sóng leo trên mái có cơ

Sóng leo giảm theo tăng chiều rộng cơ và giảm mạnh khi $B \approx 0{,}25L_o$ với sóng vỡ hoặc không và $B \approx 4H$ đối với các con sóng vỡ mạnh trên mái kè, $H/L_o > 0{,}03$. Trong đó H là chiều cao sóng, L_o là chiều dài sóng nước sâu. Chiều rộng cơ tối ưu chọn $B \approx 4H$.

Với chiều rộng cơ tối ưu hay lớn hơn và với $H_b < 0{,}5H$, hệ số giảm r_b có thể lấy từ bảng 3 -7. Các con số ở bảng này có từ kết quả thí nghiệm mô hình cho sóng tác dụng đều. Đối sóng không đều , kết quả thí nghiệm khác ở Hà Lan được biểu thị bằng quan hệ của Pilarczyk, 1992 như sau:

Khi $\xi_p < 86H_s/L_o$

$r_b = 1 - 0{,}06\xi_p B/H_s$ với $\xi_p B/H_s \le 6$ đến 7 (3-19)

$r_b = 0{,}60$ đến $0{,}65$ với $\xi_p B/H_s > 7$ (3-20)

Khi $\xi_p > 86H_s/L_o$

$r_b = 1 - 5B/L_o$ với $B/L_o \leq 0.07$ đến 0,08 (3-21)

$r_b = 0,60$ đến 0,65 với $B/L_o > 0,08$ (3-22)

Phạm vi dưới tác động sóng (sóng do gió và do tàu) xác định theo công thức sau:

$R_d = (0,8\xi_b + 0,5)H_s$ với $\xi_p < 2,5$ (3-23)

và

$R_d = 2,5H_s$ với $\xi_p > 2,5$ (3-24)

3-4 Thiết kế lớp lọc

Chức năng chính của lớp lọc ở bờ hoặc bảo vệ đáy sông là duy trì lớp nền không hình thành áp lực khe rỗng vượt quá áp lực cho phép. Tức là cấu trúc lọc chuyển nước trong quá trình làm việc mà không để mất đất nền. Lọc có thể hoạt động như phân lớp và gia cường đất. Lọc gồm một trong số các vật liệu sau:

- Dạng hạt;
- Dạng sợi (nhân tạo hoặc tự nhiên).

3-4-1 Dạng hạt.

Yêu cầu đối lọc dạng hạt là giữ các hạt đất nền không xâm nhập vào lớp lọc trên cơ sở kích thước hạt. Tiêu chuẩn hạt cấp phối của lọc theo CUR-CIRIA,1991 của Hà Lan:

$D_{15lọc} < 5D_{85đất}$ Tiêu chuẩn giữ đất (3-25)

$D_{50lọc} < 25D_{50đất}$ Tiêu chuẩn đồng dạng (3-26)

$4 < D_{15lọc}/D_{15đất} <$ (20 đến 40) Tiêu chuẩn đồng dạng (3-27)

Trong đó:

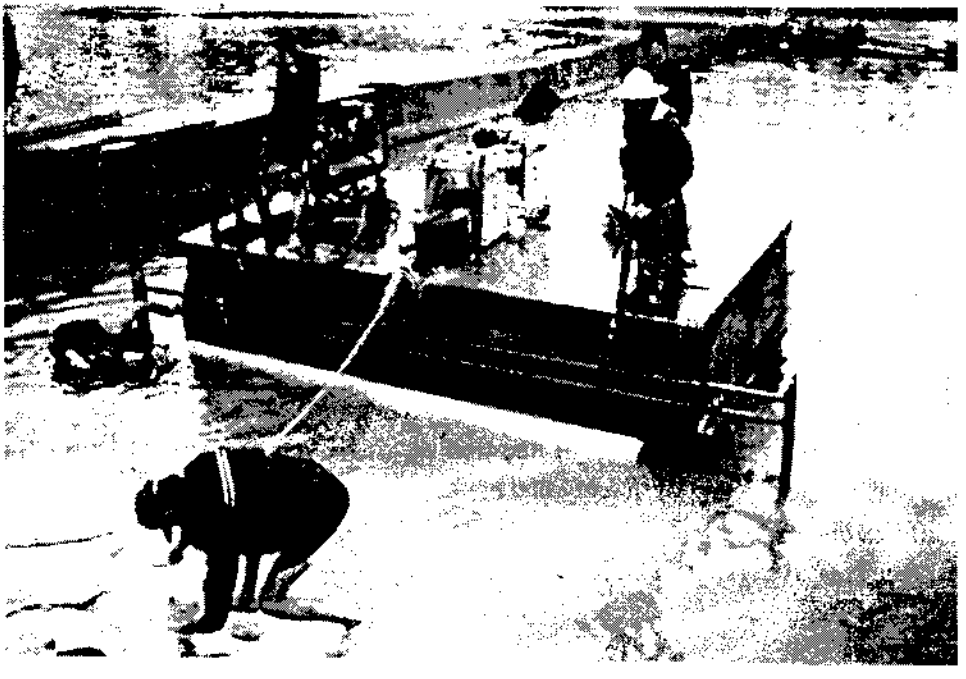
D_x là kích thước hạt lọc hoặc đất của đường cong cấp phối x% các hạt nhỏ hơn tính theo khối lượng. Tiêu chuẩn đồng dạng có lúc được xác định theo công thức sau:

$C_u \approx D_{60}/D_{10}$ (3-28)

3-4-2 Dạng sợi.

Yêu cầu đối với lọc dạng sợi (vải lọc) tương tự như đối với dạng hạt. Vải lọc phải giữ được đất và thấm tốt trong thời gian lọc làm việc. Có khi đất ở nơi khác có

thể lấp bịt khe hổng của vải lọc làm giảm độ thấm hoặc các hạt đất nền có kích thước bé theo thời gian đọng bịt khe hở làm giảm độ thấm của vải. Vải lọc được sử dụng phổ biến ở nước ta để làm lọc đặt dưới lớp bề mặt của kè. Hình 3-6 là một ví dụ về trải vải lọc dưới nước bảo vệ chân kè Cẩm đình, Hà T^y.



Hình 3-6 Trải vải lọc kè Cẩm Đình, Hà Tây

Theo Veldhuijzen van Zanten,1986 khi thiết kế lọc bằng vải lọc cần xem xét các cấp giới hạn nêu ở bảng 3-8 dưới đây.

Bảng 3-8: Các cấp giới hạn dùng vải lọc

Cấp giới hạn	I	II	III	IV	V	VI
Giữ đất	*					
Độ them	*					
Bịt	*					
Tắc	*			*		
Vải bập bềnh		*				
Ổn định chồng mép	*	*			*	
Nổi	*				*	

Biến dạng nền	*	*		*	*	
Trượt lớp đá/trượt vải lọc		*		*		*
Trượt vải lọc/ trượt nền		*				
Trượt nền		*				
Không khí			*	*	*	*
Cây cỏ			*		*	*
Vật trôi						*
Phá hoại do vô ý thức					*	*
Môi trường hoá học			*	*		
Môi trường sinh học		*		*		*
Đi lại, lắp đặt khi thi công		*		*		
Hụt vảI phần chân mảng		*		*		
Dồn vải		*		*		
Bị gia nhiệt khi làm kè nhựa đường		*	*	*		

Ghi chú: I đặc tính thuỷ lực; II đặc tính cơ lý; III yếu tố hoá học; IV sức phá huỷ; V thi công tồn tại; VI quản lý bảo hành.

a) Giữ đất

Để giữ đất, vải lọc phải có kích thước lổ nhất định. Trong thực tế, kích thước lổ lớn nhất (còn gọi kích thước hở hiệu quả O_x hoặc kích thước hở biểu kiến) được xác định bằng một trong các phương pháp ghi trong bảng 3-9 dưới đây.

Bảng 3-9: Các phương pháp xác định kích thước hở hiệu quả của vải lọc

Phương pháp	Đất	Sàng	Kích thước hiệu quả
ASTM[1]	Hạt vụn thuỷ tinh hay mảnh vụn cát	Sàng khô10 min	0_{95} AOS[2]
Phòng thuỷ lực Delft (DHL)[2]	Mảnh vụn cát	Sàng khô5 min	0_{90} và 0_{98}
Hannover Viện Franzis (FIH)	Cát hỗn hợp	Sàng khô15 min	d_w được tính
Tiêu chuẩn AFNOR của Pháp	Hợp chất đặc biệt cát	Sàng thuỷ động trong 24 giờ	D_{95} hạt lọt sàng

Ghi chú: 1, Hội người Mỹ về thí nghiệm và vật liệu.
2, Kích thước hở biểu kiến.

Khi đất được đầm tốt và $0_{90} < 2D_{90}$ thì hiện tượng mất đất không đáng kể. Khi đất hạt cấp phối đồng đều (không chặt kể cả được đầm), kích thước khe hở của vải lọc $0_{90} < D_{90}$. Tiêu chuẩn vải lọc theo gợi ý của Ingold như sau:

$$0_{90}/D_{50} = 2C_u\exp(1 - (\sqrt{2/C_u})) \quad (3\text{-}29)$$

Trong đó:

$C_u = D_{60}/D_{10}$ là hệ số không đồng dạng

- Với $C_u < 5$:

$$0_{90} < D_{90} \quad (3\text{-}30)$$

-Với $5 < C_u < 50$:

$$0_{90}/D_{50} = 2C_u \exp(0.2 - \sqrt{2/C_u}) \quad (3\text{-}31)$$

-Với đất không dính chứa hơn 50% trọng lượng bùn $0_{90} < 0{,}2$ mm.

b) Độ thấm

Độ thấm là tính chất của đất hay của vải lọc để nước đi qua khe hở của chúng được dễ dàng. Biểu thị độ thấm của đất thường dùng hệ số Darcy (k). Đối dòng chảy lớp nó được xác định bởi tốc độ thấm tại một gradient không đổi (k = v tại i = 1).

Tốc độ thấm ở mỗi đầu nước thuỷ lực khác nhau gọi là độ thấm thường được chỉ đặc tính thấm của vải lọc. Độ thấm của một vải lọc có độ dày T_g được biểu thị theo dạng:

$$\psi = v/\Delta h = k_i/\Delta_h = k\Delta h/\Delta h T_g = k/T_g \quad (s^{-1}) \quad (3\text{-}32)$$

Độ thấm có thể tính trực tiếp từ kết quả thí nghiệm ($\psi = q/(A\Delta h)$. Trong đó q là tốc độ dòng chảy; A là diện tích bề mặt của vải lọc) và dễ dàng hơn dùng hệ số thấm (k) vì khó xác định độ dày vải (T_g) trong thí nghiệm.

Độ thấm của vải lọc biến đổi từ 10^{-2} s^{-1} đến 10 s^{-1}.

Độ thấm của vải lọc qui định phải lớn hơn độ thấm của đất và tổn thất đầu nước qua vải phải thấp hơn 1 trị số qui định. Phương trình dòng liên tục là:

$$\psi\Delta h = k_s i \quad (3\text{-}33)$$

Trong đó:

ψ là độ thấm của vải lọc (s^{-1});

Δh - tổn thất đầu nước khi qua vải (m);

k_s - hệ số thấm của đất;

i là gradient thuỷ lực trong đất giáp với vải lọc.

Tổn thất đầu nước bị giới hạn bởi ổn định lớp mặt; Δh càng lớn áp lực đẩy nổi càng lớn, lực ma sát của vải và đất giảm.. Khi thiết kế sơ bộ, tổn thất đầu nước thường lấy $\Delta h = 0,1$ m. Với trị số này, độ thấm yêu cầu của vải là:

$$\psi > 10k_s i \tag{3-34}$$

Để an toàn do bị bịt, tắc, nén vải lọc nên đề nghị lấy:

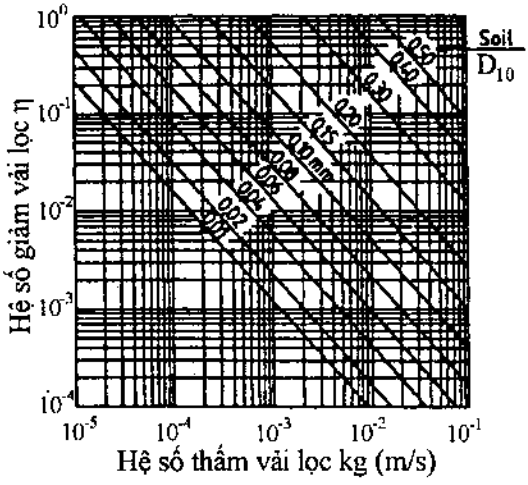
$$\psi > (10^2 \text{ đến } 10^4)k_s i \tag{3-35}$$

Có khi độ thấm lấy nhỏ hơn để giảm gradient thuỷ lực trong đất (khi chúng có thể gây nên mất ổn định nền). Khi gradient thuỷ lực trong đất không biết, có thể chọn cách đơn giản là dùng tiêu chuẩn sau:

$$\eta k_g > k_s \tag{3-36}$$

Trong đó:

η là hệ số giảm . Với vải không dệt dày 2 mm (ứng suất pháp tuyến 2 kN/m^2) có η = 0,02 và với vải dệt trị số của η được biểu thị trên hình 3-7.



Hình 3-7 Hệ số giảm trong công thức (3-36)

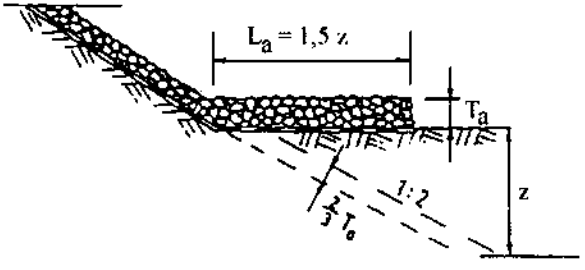
Từ hình trên có thể thấy là hệ số giảm phụ thuộc vào độ thấm của vải lọc và đường kính hạt D_{10} của đất nền.

3-5 Thiết kế chân kè đá đổ:

Chân kè sông ở sông Hồng thường thiết kế bằng rồng đá rọ tre hoặc rồng thép bọc PVC. Có vị trí nhiều khi không cần thiết, gây lãng phí vì trọng lượng viên đá rời đủ để ổn định theo tốc độ dòng chảy thiết kế. Hoặc có thể dùng thảm đá thay chỗ rồng sẽ tiết kiệm vật liệu. Hơn nữa, thả đá rời đúng quy cách sẽ tạo một cấp phối tốt bảo vệ chân kè với nền bờ, lòng sông là cát.

Yêu cầu thiết kế đối với chân kè đá đổ, phần chuyển tiếp giữa mái bờ và lòng sông nơi có độ dốc gần bằng không phải đạt chiều dài L_a và chiều dày T_a (xem hình 3-8) đủ để đá đổ bao kín mái 1: 2 khi nền đất không dính bị xói tới hạn. Nếu chiều dày sau khi bị xói sập là $2/3T_a$ và chiều sâu xoí lớn nhất z quan hệ chiều dài đá đổ bảo vệ chân và chiều sâu xói z được biểu thị theo công thức sau đây:

$$L_a = 1,5z \tag{3-37}$$



Hình 3-8 Kích thước yêu cầu chân kè đá đổ

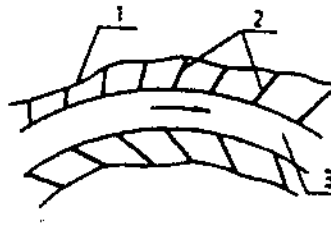
CHƯƠNG IV

KÈ MỎ HÀN BẢO VỆ BỜ SÔNG

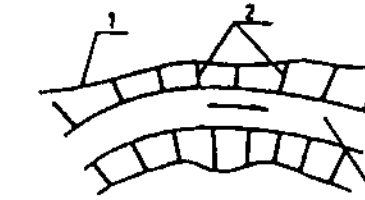
4-1 Giới thiệu

Mỏ hàn bằng đá, rọ đá, đất hoặc cọc được xây dựng tạo thành một góc với bờ làm trệch hướng dòng chảy vùng bở bị uy hiếp để chống xói lở bảo vệ bờ, cải thiện đường thoát lũ đường giao thông thuỷ. Mỏ hàn cũng được sử dụng để khống chế dòng chảy vào , ra hoặc qua các đoạn sông cong.

Mỏ hàn tạo với hướng dòng chảy một góc bắt đầu tại đường bờ ở gốc mỏ và kết thúc ở tuyến chỉnh trị gặp đầu mỏ hàn. Trong chỉnh trị sông, mỏ hàn được chia thành 2 loại: mỏ hàn nghiêng một góc với hướng dòng chảy, thường ngược hướng dòng chảy (hình 4-1) và loại vuông góc với dòng chảy (hình 4-2).



Hình 4-1 Mỏ hàn nghiêng với dòng chảy



Hình 4-2 Mỏ hàn vuông góc dòng chảy

Ghi chú: 1 Đường bờ. 2 Mỏ hàn. 3 Tuyến chỉnh trị

Hệ thống mỏ hàn không thu hẹp lòng dẫn một cách liên tục nhưng tạo đường bờ mới theo các điểm cố định làm dềnh nước và chuyển động nước không đều ở các vị trí này. Vì các mỏ hàn phân chia thành các khoang bờ và tuyến chỉnh trị làm ngăn cản dòng chảy hoặc giảm tốc độ dòng chảy ở trong các khoang tạo nên bờ mới do bùn cát lắng đọng (hình 4-3).

Mỏ hàn có hiệu quả cao về bảo vệ bờ và cải thiện đường vận tải thuỷ là loại mỏ hàn nghiêng ngược hoặc vuông góc với hướng dòng chảy vì khả năng đưa dòng

chảy ra xa bờ và bồi lắng bùn cát nhiều hơn so với mỏ hàn nghiêng xuôi thuận với hướng dòng chảy. Tuy nhiên ổn định đầu mỏ của loại mỏ hàn này cần được tính toán đầy đủ trong thiết kế vì hố xói đầu mỏ gần hơn loại mỏ hàn nghiêng xuôi thuận. Tuy nhiên, hố xói đều có ở đầu tất cả các loại mỏ hàn ở bờ lồi hoặc bờ lõm nên phải được thiết kế bảo vệ chống sạt trượt, trôi vật liệu đầu mỏ với mái dốc thoải hơn so với mái thượng và hạ lưu mỏ hàn.

Hình 4-3 Hệ thống mỏ hàn Hàm tử, tả sông Hồng, tỉnh Hưng Yên

Vì dòng chảy bắt gặp vật cản là mỏ hàn làm trệch hướng ra xa bờ tạo dòng chảy có vận tốc biến đổi ven chân mỏ hàn gây xói cục bộ nên khu vực chân mỏ phải được bảo vệ chống xói.

Do tác động mạnh làm biến đổi dòng chảy và sự ổn định của bản thân công trình nên mỏ hàn thường chỉ sử dụng đối với sông vùng đồng bằng, không áp dụng sông vùng núi có vận tốc dòng chảy lớn

Kích thước mỏ hàn dài hoặc ngắn phụ thuộc chủ yếu vào vị trí tuyến chỉnh trị để xác định và yêu cầu mục tiêu cần bảo vệ. Độ dốc mái thượng và hạ lưu của mỏ hàn thực tế thường lấy bằng 1: 1,5 hoặc 1: 2. Tuy nhiên mái hạ lưu trong một số trường hợp có thể lấy dốc hơn bằng 1: 1 hoặc 1: 1,5. Nhưng mái dốc đầu mỏ không nhỏ hơn 1: 3, thường lấy bằng 1: 3 đến 1: 5. Chiều rộng đỉnh mỏ hàn phụ thuộc vào

kích thước đoạn sông về độ rộng, độ sâu và độ cong của đoạn sông và vật liệu xây dựng.

Để bảo vệ gốc mỏ hàn bị cắt đứt do dòng chảy mùa nước lớn, khu vực gốc mỏ phải được bảo vệ bằng kè lát mái với một phạm vi quy định về 2 phía thượng và hạ lưu mỏ hàn.

Khi xây dựng hệ thống mỏ hàn thực hiện theo tuần tự từ thượng lưu xuống dần hạ lưu để tạo lập vùng nước tĩnh và phù sa có thể được bồi lấp sau mỏ hàn đã được làm trước.

4-2 Loại mỏ hàn

Mỏ hàn có nhiều loại phân chia theo điều kiện thi công, tác động đối với dòng chảy v.v... Tuy nhiên có thể quy theo các hình thức sau đây:

1) Phân loại theo phương pháp và vật liệu xây dựng là kè mỏ hàn thấm và không thấm. Từ thấm hoặc không thấm biểu thị khả năng khác nhau dòng chảy qua thân mỏ của vật liệu xây dựng mỏ hàn. Mỏ hàn thấm là loại dòng chảy có thể chảy xuyên qua trong khi mỏ hàn không thấm là loại làm trệch hướng và dòng chảy không chảy xuyên qua được. Vì vậy mỏ hàn thấm còn gọi là mỏ hàn chảy xuyên hoặc xuyên thông hoặc mỏ hàn mềm, còn mỏ hàn không thấm gọi là mỏ hàn đặc hoặc cứng.

Mỏ hàn thấm thường làm bằng cọc bê tông, gỗ, tre. Mỏ hàn cứng được làm bằng đá, rọ đá hoặc cuội sỏi hoặc đá lõi đất. Mỏ hàn mềm có hiệu quả cao đối với sông vùng đồng bằng có hàm lượng phù sa cao, nhất là hàm lượng phù sa đáy nhanh chóng bồi lấp xung quanh mỏ hàn. Loại mỏ hàn này cũng có thể sử dụng đối với sông có hàm lượng phù sa nhỏ để chống xói lở bờ do có tác dụng làm chậm cường độ gây xói do dòng chảy. Hình 4-4 trình bày một dạng mỏ hàn thấm bằng cọc và phên tre được xây dựng thành hệ thống gồm nhiều mỏ ở bờ lõm sông cong để chống xói bờ.

Mỏ hàn không thấm, đầu mỏ thường bị xói sâu nên cải thiện tốt đường vận tải thuỷ mùa cạn.

2) Phân loại theo mỏ hàn ngập hoặc không ngập. Sự phân loại này chủ yếu do yêu cầu của điều kiện thiết kế. Nói chung, về lý thuyết mỏ hàn cứng thiết kế không ngập vì khi ngập dòng chảy tràn qua thân mỏ rối động mạnh có thể gây xói thân và chân mỏ hàn. Ngược lại mỏ hàn thấm là loại mỏ hàn nhập, không tạo rối động dòng chảy khi bị chảy ngập và gây xói khu vực sau mỏ hàn. Tuy nhiên thực tế ở nước ta hệ thống mỏ hàn đặc (không thấm) được xây dựng nhiều ở sông Hồng phần lớn là loại ngập tuy có bị xói hạ lưu sau khi bị chảy ngập trong mùa nước lớn

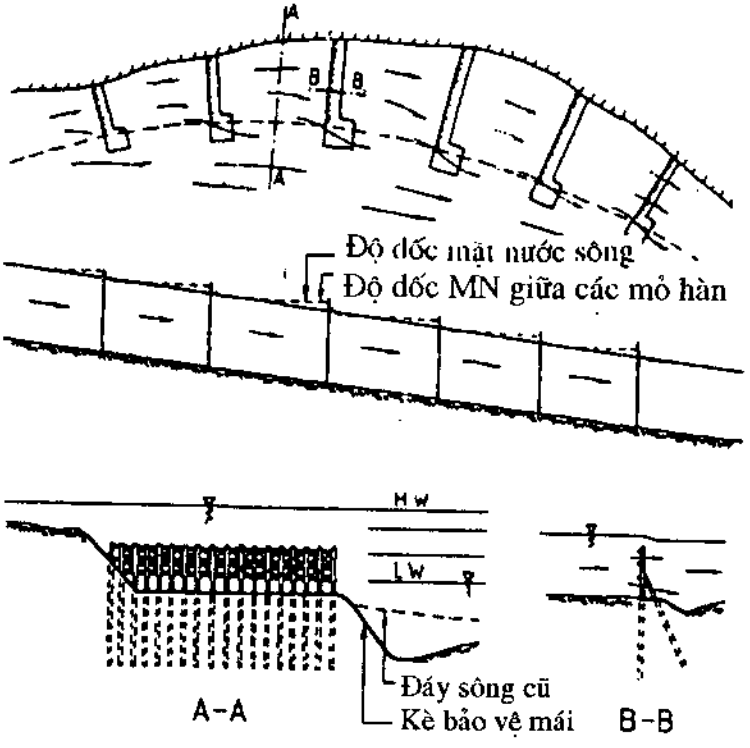
nhưng không ảnh hưởng nhiều đến ổn định của công trình (hình 4-3). Đối các sông khác hiện tượng xói này thấy rõ hơn.

3) Phân loại theo tác động với dòng chảy: mỏ hàn thu, làm trệch hoặc đẩy dòng chảy.

- Mỏ hàn thu dòng chảy có trục thân mỏ xuôi thuận với hướng dòng chảy. Loại này không có tác dụng đẩy dòng chảy về phía bờ đối diện nên trong chỉnh trị sông không nên bố trí ở bờ lõm.

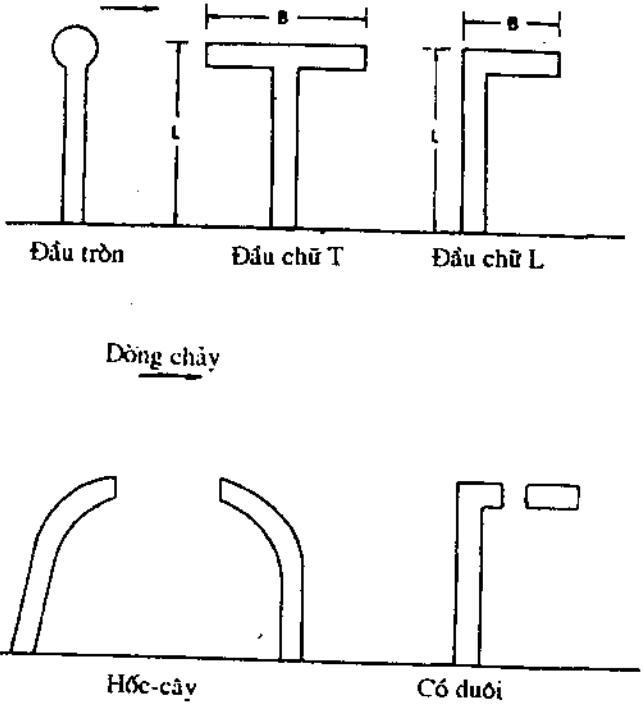
- Mỏ hàn làm trệch hướng dòng chảy thường ngắn có trục thân mỏ vuông góc với bờ, tác dụng chỉ biến đổi hướng mà không đẩy dòng chảy, bảo vệ bờ cục bộ trong phạm vi hẹp.

- Mỏ hàn đẩy dòng chảy có trục thân mỏ ngược với hướng dòng chảy với đặc tính đẩy dòng chảy ra xa.



Hình 4-4 Mỏ hàn thấm (mềm) bằng tre phên

4) Phân loại theo hình dạng trên mặt bằng của mỏ hàn (hình 4-5).



Hình 4-5 Dạng mỏ hàn trên mặt bằng

- Mỏ hàn thẳng, trục thân mỏ đặt một góc α với đường bờ, có đầu lớn để phòng xói.

- Mỏ hàn đầu hình chữ T, góc thân mỏ với đường bờ thường bằng 90°.

- Mỏ hàn đầu hình chư L. Bùn cát bồi lắng nhiều giữa các mỏ hàn loại này, ít xói đầu mỏ và có tác dụng tốt bảo vệ bờ, cải thiện đường vận tải thuỷ khi chiều dài mỏ bằng khoảng 45 đến 65% khoảng cách các mỏ.

- Mỏ hàn dạng gậy hốc cây, thường có phạm vi hố xói rộng hơn loại mỏ hình T.

- Mỏ hàn dạng có đuôi ở đầu mỏ.

Cao trình đỉnh mỏ hàn phụ thuộc mục đích sử dụng của mỏ hàn. Cao trình đỉnh là cao độ hoặc độ dốc từ vị trí thấp nhất ở đỉnh mỏ đến gốc mỏ hàn. Trong hệ thống các mỏ hàn, cao độ đỉnh các mỏ đều thống nhất như nhau.

Mỏ hàn thường được thiết kế là loại mỏ hàn ngập trong thời kỳ nước cao, nhất là loại mỏ hàn để cải tạo đường vận tải thuỷ trong mùa nước thấp. Với mục đích này, chiều cao mỏ hàn thường nằm trong khoảng 0,3 m đến 1,3 m cao hơn mực

nước trung bình mùa kiệt hàng năm. Đối với kè mỏ hàn bảo vệ bờ, cao độ gốc mỏ lấy bằng mức nước tạo lòng hoặc bằng cao độ bãi bên sông đồng bằng.

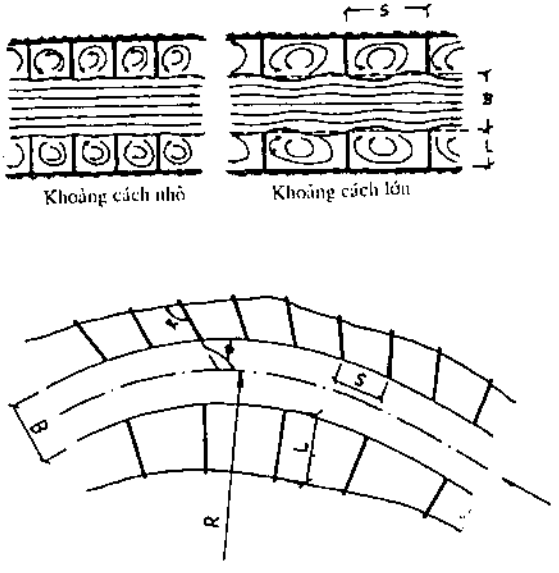
4-3 Khoảng cách và độ nghiêng với dòng chảy

Một trong các yêu cầu xem xét quan trọng khi thiết kế mỏ hàn là khỏang cách của các mỏ. Nếu khoảng cách các mỏ quá xa, dòng chảy sau khi qua mỏ hàn trước trở lại thúc vào bờ có thể tạo nên hậu quả là:

1) Bờ bị xói và có thể làm hư hỏng mỏ hàn tiếp nối ở hạ lưu;

2) Tạo thành các cung lõm sâu trên đường bờ giữa các mỏ hàn;

3) Tỷ lệ L/B càng lớn (hình 4-6) gia tốc dòng chảy tăng càng lớn gây trở ngại cho vận tải thuỷ.



Hình 4-6 Khoảng cách giữa các mỏ hàn

Ngược lại, khoảng cách các mỏ quá hẹp sẽ kém hiệu quả về khống chế dòng chảy và quan trọng hơn làm tăng kinh phí đầu tư không cần thiết.

Thông thường khoảng cách giữa các mỏ (S) có quan hệ với chiều rộng tuyến chỉnh trị (B), chiều dài mỏ (L), tốc độ dòng chảy (u), góc mỏ với đường bờ (α) và mục đích xây dựng. Để đơn giản Mamak (1956) và Woloszyn (1974) kiến nghị:

$$S \approx B \approx L$$

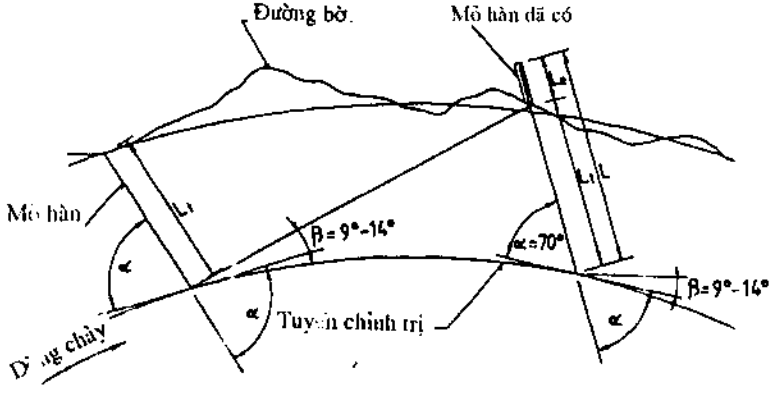
Các nghiên cứu sau của một số tác giả khác cho rằng khoảng cách giữa các mỏ hàn ở bờ lõm phải ngắn hơn so với bờ lồi (xem hình 4-6) và tỷ lệ giữa khoảng cách và chiều dài mỏ của kè bảo vệ bờ phải ngắn hơn so với mỏ hàn cải tạo đường vận

tải thuỷ vì nhiệm vụ chính là làm cho dòng chảy gây xói bờ ra xa mà không phải tạo một chiều sâu nước xác định cho hàng vận. Tỷ số về khoảng cách mỏ hàn được nêu trong bảng 4-1 dưới đây:

Bảng 4-1: Tỷ số khoảng cách các mỏ hàn

Tác giả	S/L	S/B	Loại bờ	Ghi chú
Liên hiệp quốc (1953)	1		Lõm	Từ thực tế
	2 - 2,5		Lồi	Từ thực tế
Ahmad (1951)	4,29		Thẳng	
	5		Cong	
Joglekar (1971)	2 - 2,5			Mỏ hàn thượng lưu
Quân đội Mỹ (1984)	2			Sông Mississippi
Mathes (1956)	1,5			
Strom (1962)	3 - 5			
Acheson (1968)	3 - 4			Thay đổi theo độ cong, độ dốc của dòng chảy
Altunin (1962)	4		Thẳng	$\alpha > 75^0$
	3			với $0,005 \le I \le 0,01$ với
	2			$I \ge 0,01$
Richardson (1975)	2 - 6			Bảo vệ bờ,
	3 - 4			Mỏ hàn T cải thiện đường thuỷ
	1,5 - 2			
Mamak (1956)	2 - 3	1		Làm sâu đường vận tải thuỷ
Macura (1966)		0,5	Lõm	
		5/4	Lồi	
		3/4 - 1	Thẳng	
Jasen et al. (1979)		1 - 2		Đối sông hẹp
		0,5 - 1		
Blench et al. (1976)	3,5			
Copeland (1983)	> 3		Lõm	
Akantisz (1983, 1986, 1989)		0,9 - 1		$\Phi = 45^0 - 50^0$, R/B = 8 - 13,5
		1,1		$\Phi = 55^0$, R/B = 8
		1,1 - 0,9		$\Phi = 55^0$, R/B = 13,5
Kovacs (1983)	1 - 2			Sông Danube
Mohan - Agraval (1979)	5			Mỏ hàn ngập, cao 1/3 sâu
Maza Alvarez (1989)	5,1 - 6,3		Thẳng	Mỏ hàn dốc dọc bảo vệ bờ
	2,5 - 4		Cong	

Theo Maza Alvarez (1989) khoảng cách giữa các mỏ hàn có thể xác định bằng cách đo bờ dựa chính vào chiều dài của mỏ hàn ở thượng lưu, hướng của nó và vị trí đường bờ. Để xác định không chỉ xem xét góc giữa mỏ hàn và tuyến chỉnh trị mà còn xét đến độ khuếch tán lý thuyết của dòng chảy khi đi qua đầu mỏ. Góc khuếch tán β nằm trong khoảng 14^0 và 9^0. Chọn 14° khi thiết kế thiên về an toàn và 9° thiên về kinh tế (xem hình 4-7).



Hình 4-7 Phương pháp xác định khoảng cách mỏ hàn (theo Maza Alvarez)

Độ nghiêng của mỏ hàn đối dòng chảy có thể tham khảo ở bảng 4-2 sau đây:

Bảng 4-2: Góc nghiêng của mỏ hàn (Φ°, xem hình 4-6)

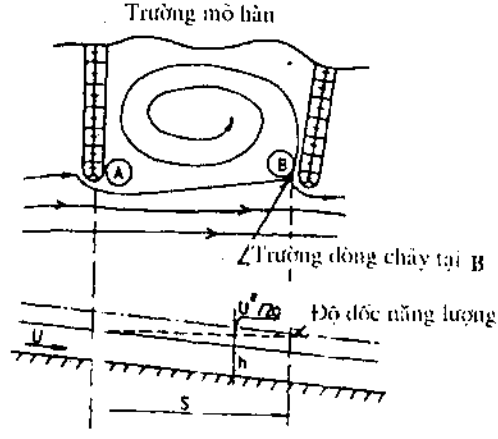
Tác giả	Góc nghiêng	Ghi chú
Liên hợp quốc	100° - 120°	Mỏ thượng lưu
Mamak (1956)	100° - 110°	
Joglekar	100° - 120°	Đẩy dòng chảy
	30^0 - 60^0	Thu dòng chảy
Macura (1966)	110°	Bờ lõm
	100°	Bờ thẳng
	90°	Bờ lồi
Copeland (1983)	$\approx 90^o$	
Akantisz (1983,1986, 1989)	$\approx 65^o$ Φ = 45 - 55	và R/B = 8 đến 13,5, bờ lồi
Maza Alvarez (1989)	70°	Hạ lưu

Đối với sông sử dụng cho mục đích bảo vệ bờ và đồng thời cải tạo đường vận tải thuỷ, bờ lõm và bờ lồi được bố trí hệ thống mỏ hàn cả 2 bờ như sông Danube.

Hệ thống mỏ hàn cứng sẽ tạo ra các trường dòng chảy xoáy giữa các mỏ và tập trung dòng chảy mạnh trong tuyến chỉnh trị nếu khoảng cách các mỏ không quá

lớn. Để tạo một dòng xoáy giữa các mỏ hàn (vùng chảy vòng), Jan sen et al. (1979) đưa ra điều kiện:

$$iS \geq U^2/2g \qquad (4\text{-}1)$$



Hình 4-8 Khoảng cách S giữa các mỏ hàn (theo Jansen)

Điều kiện để tổn thất năng lượng (iS tính theo mét) của dòng chảy giữa 2 mỏ kế tiếp (chủ yếu do ma sát đáy) là nhỏ hơn áp lực tốc độ tiến gần của dòng chảy $U^2/2g$. Tức là mực nước tại điểm A (hình 4-8) của mỏ hàn thượng lưu cao hơn mực nước tại điểm B của mỏ hàn ở hạ lưu. Khoảng cách lớn nhất của 2 mỏ có thể đạt được S có một xoáy nước có thể xác định theo công thức Jasen (1979) và Vries (1986):

$$S = \alpha C^2 h/2g \qquad (4\text{-}2)$$

Trong đó:

C - hệ số Chezy:

h - độ sâu dòng chảy;

$\alpha < 1$. Kết quả thí nghiệm có $\alpha \leq 0{,}6$.

Công thức (4-2) áp dụng đối với mỏ hàn mục đích cải tạo đường vận tải thuỷ.

Todten (1975) và Bognar (1988) nghiên cứu đặc tính cơ bản của dòng chảy bao quanh mỏ hàn để đưa vào mô hình toán với 2 yếu tố quan trọng là đặc tính hình học trường phân chia và sự tiêu hao năng lượng. Cơ sở lý thuyết là định luật dòng chảy phẳng. Theo hình 4-9, dòng chảy được phân chia (với vận tốc u_0) theo mỏ hàn có chiều dài L. Giữa khoảng G_0 và G_1 là một mặt liên tục. Nó bắt đầu từ đầu mỏ và kết thúc tại đường bờ với 1 bề mặt biên không đổi theo một khoảng cách S. Tác giả cho rằng trong khoảng G_1 chuyển động xoáy với vận tốc u xuất hiện lan truyền

rồi tắt ở nơi khác. Khu vực gần bờ hạ lưu xuất hiện một vùng lòng bị hạ thấp. Đặc tính hình học và tiêu hao năng lượng được biểu thị theo công thức có các ký hiệu như ở hình 4-9;

- Chiều rộng lớn nhất khoang G_1 là:

$$L^* = 1,67L \tag{4-3}$$

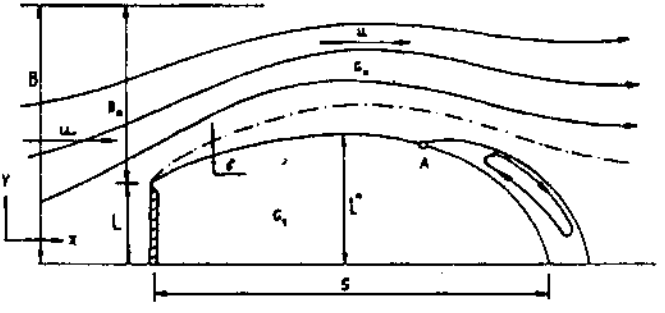
- Chiều dài lớn nhất khoang là:

$$S = 12,5L \tag{4-4}$$

Độ dày lớp biên là:

$$\delta(x) = 0,37x\ (ux/v)^{-1/5} \tag{4-5}$$

dưới điều kiện dòng trung bình.

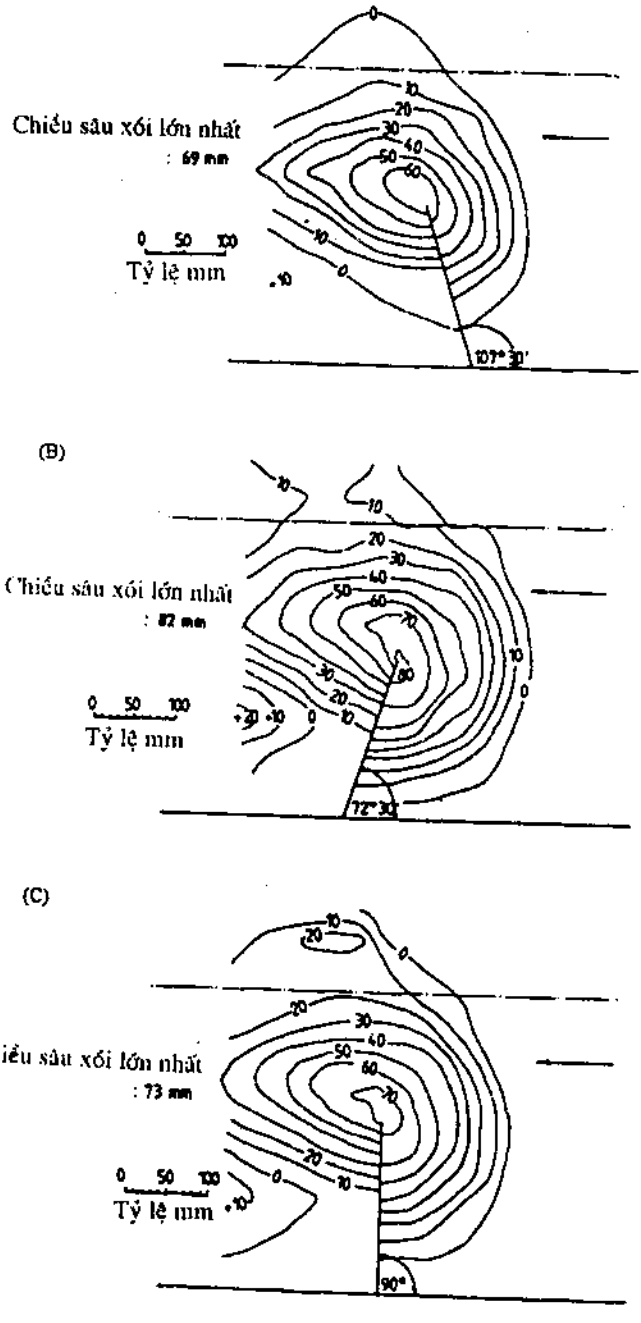


Hình 4-9 Về ảnh hưởng mỏ hàn đối dòng chảy

Dạng đơn giản nhất về tổn thất năng lượng ΔH (m) là:

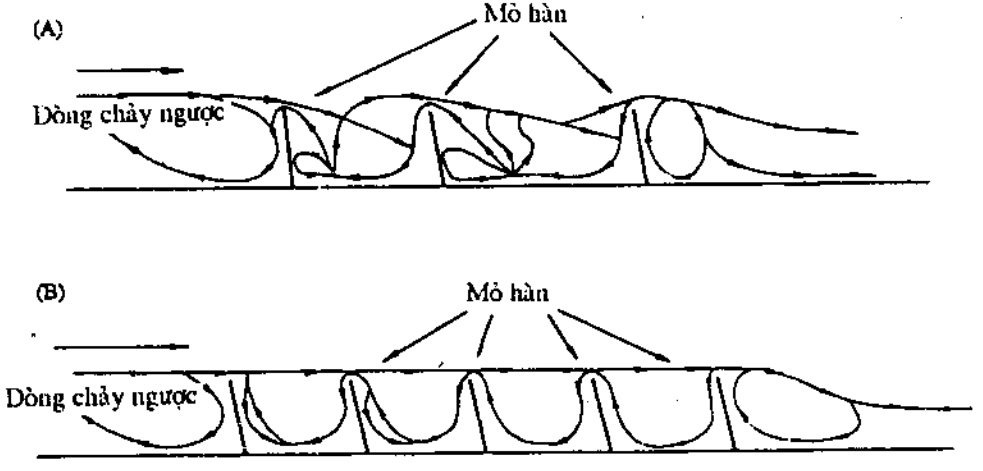
$$\Delta H = (B_0/B)4u_0^2/2g \tag{4-6}$$

Các nhiên cứu về góc nghiêng của mỏ hàn đối dòng chảy được thực hiện và các tác giả cho rằng mỏ hàn có trục nghiêng về thượng lưu (mỏ ngược) có lợi thế về đẩy dòng chảy về phía giữa dòng so với loại mỏ có trục vuông góc hoặc nghiêng về phía hạ lưu (mỏ thuận). Tuy nhiên loại mỏ hàn nghiêng về thượng lưu này hiện tượng xoí đầu mỏ là lớn nhất so với các loại khác. Với các góc nghiêng khác nhau của mỏ hàn sẽ ảnh hưởng khác nhau đối với dòng chảy nhưng có chung kết quả tạo ra sự bồi lắng bùn cát ở vùng lân cận mỏ hàn. Do vậy trong các công trình chỉnh trị sông, mỏ hàn là một trong các công trình bảo vệ bờ có hiệu quả. Từ kết quả thí nghiệm và thực tế cho thấy loại mỏ hàn nghiêng về thượng lưu hiện tượng bồi lắng vùng lân cận bờ hạ lưu nhiều hơn so với mỏ hàn vuông góc 90° (hình 4-10). Thêm nữa, một vùng nước tĩnh (hoặc xoáy ngược) được hình thành ở phía thượng lưu mỏ hàn hướng ngược có tác dụng làm lắng đọng bùn cát lơ lững. Tác động của hệ thống mỏ hàn hướng ngược được biểu thị trên hình 4-11.

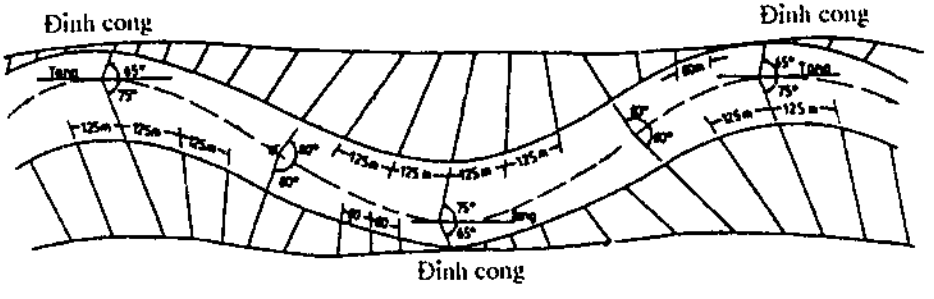


Hình 4-10 Đường đẳng sâu vùng mỏ hàn. (A)- Mỏ xuôi thuận ($\alpha = 107°30'$), (B)- Mỏ ngược ($\alpha = 72°30'$), (C)- Mỏ vuông góc ($\alpha = 90°$)

Bảo vệ bờ đang xói lở, về hiệu quả tuỳ theo mức độ dòng chảy bị đẩy ra bờ. Đối mỏ hàn ngược tác dụng này rõ rệt, còn với mỏ hàn xuôi thuận do ảnh hưởng của nó ít hơn, phạm vi bảo vệ hẹp có khi gây xoí gốc mỏ và thân mỏ hàn tiếp nối hạ lưu nếu thiết kế không xác định đầy đủ các thông số liên quan như khoảng cách giữa các mỏ, ổn định viên vật liệu bảo vệ và độ dốc mái. Với mỏ hàn vuông góc chỉ có thể bảo vệ bờ trong một phạm vi hẹp.



Hình 4-11 Tác động đối với dòng chảy của hệ thống mỏ hàn ngược. (A)- Dòng chảy giữa các mỏ không đồng đều. (B)- Dòng chảy đồng đều giữa các mỏ hàn



Hình 4-12 Hệ thống mỏ hàn chỉnh trị ở Loire (theo Liên hợp quốc 1953)

Góc nghiêng của mỏ hàn nên ở bảng (4-2) ở trên. Trong thiết kế người ta kiến nghị góc nghiêng 100° đến 120° đối hệ thống mỏ hàn ngược dùng để bảo vệ bờ. Mỏ hàn được đặt tạo với hướng dòng chảy một góc 100° hay nhỏ hơn khi ở bờ lõm và 100°

đến 110° khi nằm ở bờ lồi để giảm tối thiểu ảnh hưởng rối động đến trục động lực dòng chảy và thuận cho việc lắng đọng bùn cát giữa các mỏ hàn. Thông thường hệ thống mỏ hàn ngược có góc 105° đến 110° đối với các đoạn sông thẳng. Một ví dụ về hệ thống mỏ hàn chỉnh trị sông ở Loire nằm giữa Angers và Nantes ở hình 4-12, mỏ hàn nghiêng 115° ở bờ lõm và 105° ở bờ lồi và 100° cho đoạn chuyển cong.

4-4 Hiệu quả của mỏ hàn

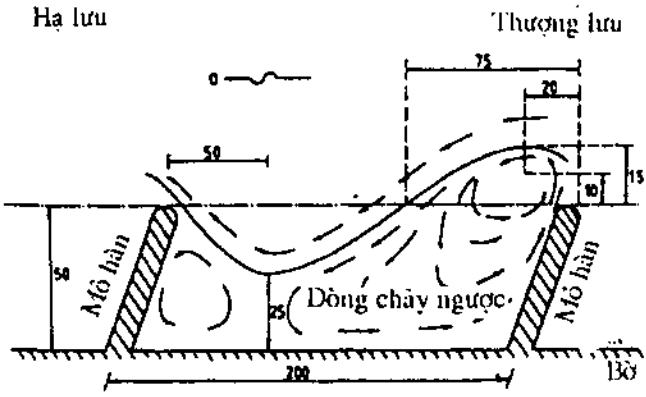
Để duy trì đặc tính hình dạng hoặc biến đổi của một đoạn sông, công trình chỉnh trị được xây dựng. Mục đích công trình có thể là bảo tồn hình dạng đường bờ, lòng dẫn bằng công trình chống xói, gây bồi lắng bảo vệ bờ hoặc tạo xói vận chuyển vật liệu ở lòng và bờ sông đến bồi lắng ở vị trí khác theo yêu cầu chỉnh trị.

Mỏ hàn mềm có tác dụng làm giảm tốc độ dòng chảy mà không gây trệch hướng dòng chảy nên thúc đẩy quá trình bồi lắng nâng cao thềm bờ, đặc biệt ở các sông có hàm lượng lớn phù sa lơ lững. Pakistan và Ấn độ dùng nhiều loại mỏ hàn này làm công trình tạm lúc xử lý khẩn cấp đạt hiệu quả cao. Nhưng mỏ hàn mềm có bất lợi do: (a)- không bền vững như loại mỏ hàn cứng để chống lại lực gây ra bởi vật nổi va chạm; (b)- gây phiền toái cho phương tiện vận tải thuỷ khi thời gian nước cao; (c)- loại mỏ hàn mềm tốt nhất là làm bằng cọc nhưng khó thi công nếu lòng sông cấu tạo địa chất là cuội sỏi, và khó ổn định lâu dài dưới tác động của dòng chảy trừ phi loại hình giá tứ diện được gia trọng bằng các khối bê tông hoặc rọ đá như một số công trình ở Nhật đã xây dựng.

Mỏ hàn cứng có tác dụng làm trệch hướng dòng chảy và dòng chính trệch ra ngoài khu vực giữa các mỏ. Một dòng chảy vòng hình thành giữa các mỏ. Hình thức dòng chảy này có lợi cho việc cải thiện đường vận tải thuỷ vì tạo ra một độ sâu liên tục khu vực gần đầu các mỏ hàn (Copeland,1983).

Lòng sông ở giữa các mỏ hàn có thể xem như là một thềm bờ, nhìn được trong thời kỳ nước thấp. Thềm bờ và bờ ở giữa một số mỏ hàn có thể bị xói do tàu chạy với tốc độ lớn hoặc do nguyên nhân thuỷ lực phức tạp khác cần được nghiên cứu thông qua thí nghiệm mô hình như ở Hà Lan thực hiện (Pilarczyk, 1989).

Hình 4-13 trình bày về trường dòng chảy giữa mỏ hàn không dùng để cải tạo đường vận tải thuỷ có kích thước 200 x 50 m, lưu lượng sông 1450 m3/s (dòng trung bình sông Waal). Theo nghiên cứu của Pilarczyk, một dòng xoáy hình thành ngay sau mỏ hàn nơi dòng chính không chảy uốn gấp vào khu vực giữa các mỏ. Xa hơn về hạ lưu dòng chính không xâm nhập vào sâu được mà mở rộng ra ngoài. Một dòng chảy vòng khác hình thành tại khu vực mặt trước mỏ thứ hai nơi dòng chảy ra bị kìm lại do mỏ hàn này.



Hình 4-13 Trường dòng chảy giữa các mỏ hàn (kích thước tính bằng mét)

Một sự biến đổi liên tục về dòng chảy và bùn cát giữa dòng chính và dòng chảy vòng trong khu vực mỏ hàn. Tốc độ dòng chảy trong khu vực giữa các mỏ bằng 0,3 m/s hoặc nhỏ hơn trong khi tốc độ dòng chính đạt đến 1 m/s. Bùn cát do dòng chảy mang đến có khuynh hướng bồi lắng giữa các mỏ, trừ khu vực ở phía trước mỏ hàn thứ 2 có tốc độ dòng chảy 0,4 đến 0,5 m/s. Theo nghiêng cứu của Pilarczyk, ảnh hưởng của tàu kéo đối dòng chảy khu vực mỏ hàn được trình bày trên hình 4-14. Do các mặt cắt ngang không như nhau vì hiện diện của mỏ hàn nên tạo thành dòng chảy tập trung gần các mỏ và vuông góc với trục luồng. Có 3 trạng thái cần phân biệt khi tàu kéo di chuyển theo hướng ngược dòng. Dòng lớn nhất ngay khi mui tàu đi qua mỏ và dòng này được cấp nước của trường dòng chảy mỏ hàn thượng lưu và các mỏ dọc theo bờ. Một dòng chảy vòng ở đầu mỏ hàn và dòng xoáy nhỏ ở sát hạ lưu đầu mỏ. Khi đuôi tàu qua khu vực giữa các mỏ, dòng chảy cung cấp hướng vuông góc với trục luồng trừ khu vực mỏ ở thượng lưu. Dòng chảy vòng ngay hạ lưu mỏ hàn được truyền xuống hạ lưu do dòng chính. Các kết luận dưới đây được rút từ kết quả nghiên cứu mô hình và khảo sát hiện trường là:

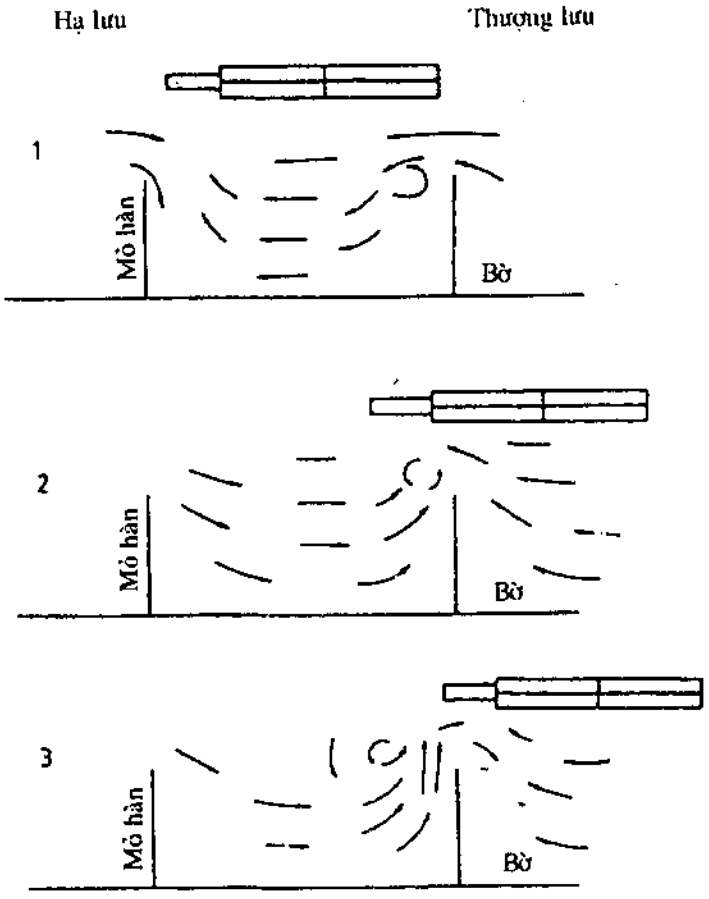
- Tàu tạo ra vận tốc lớn, đặc biệt khu vực ngay hạ lưu mỏ. Tốc độ dòng chảy lớn hay nhỏ phụ thuộc kích thước, tốc độ, khoảng cách của tàu và mỏ hàn.

- Tốc độ dòng chảy lớn nhất trong khoang giữa các mỏ hàn ngắn nhỏ hơn mỏ hàn dài do ảnh hưởng về dòng cấp.nước.

- Khi lưu lượng sông tăng mặt cắt ngang sông cũng tăng làm giảm dòng cấp nước và do đó giảm tốc độ dòng chảy.

- Các khảo sát của tác giả 1983 cho thấy trong khi tàu kéo làm tăng đáng kể tốc độ dòng chảy ở trong khu vực giữa các mỏ thì tàu đẩy loại lớn (2000 tấn) lại ảnh hưởng không đáng kể.

Sự hiểu biết về chuyển động dòng chảy tạo ra do tàu thuyền trong khu vực các mỏ hàn là cần thiết để dự báo xói lở bờ. Tuy nhiên, vì quan hệ dòng chảy và vận chuyển bùn cát là không tuyến tính và với dòng chảy vòng, hướng của dòng chảy không trùng với hướng chuyển động của bùn cát nên cần thiết phải khảo sát thu thập bùn cát và làm thí nghiệm mô hình.



Hình 4-14 Trường dòng chảy khi tàu kéo qua mỏ hàn

Các kết quả thí nghiệm cho thấy:

- Với tàu kéo 4 - 6 xà lan làm tăng vận chuyển vận bùn cát ra ngoài khu vực giữa các mỏ, nhất là khu vực ngay hạ lưu đầu mỏ hàn do tăng cường độ dòng xoáy lúc đuôi tàu đi qua.

- Số lượng bùn cát bị vận chuyển ra ngoài do tàu kéo 6 xà lan bằng 1,5 đến 3 lần lớn hơn tàu kéo 4 xà lan.

- Với hệ thống mỏ hàn dài, khả năng bồi đắp giữa các mỏ có thể đạt 0,1 m/năm cho loại mỏ hàn không có mục đích cải thiện đường vận tải thuỷ và ngược lại, với mỏ hàn ngắn khả năng làm bồi lắng bùn cát là không đáng kể.

Vì trường dòng chảy, vận chuyển bùn cát còn chịu ảnh hưởng sâu sắc của hình dạng sông và các đặc tính về nước phức tạp khác, tuy nhiên trong thiết kế mỏ hàn được qui về các thông số thiết kế như số lượng, chiều dài, chiều cao, khoảng cách, góc độ của mỏ hàn và một số thông số về hình dạng, bùn cát sông v.v...

Đập ngăn nhiều nước còn gọi là mỏ hàn đơn thỉnh thoảng được dùng để bịt hoặc hạn chế dòng chảy ở nhánh phụ của đoạn sông phân nhánh và thông thường mỏ hàn đơn này không gây nên xói. Theo nghiên cứu của Nunnally, 1983 , Bhargava và Singh, 1981 một mỏ hàn cứng dài có các đặc tính về tác dụng như sau:

- Sông thẳng theo phía thượng lưu có đặt một mỏ hàn dài dù là loại mỏ thu hay đẩy dòng chảy.

- Là sai lầm nếu nói rằng mỏ hàn dài có thể bảo vệ bờ và đẩy dòng chảy ra xa bờ, nó tạo một dạng bờ nhọn tại hoặc gần mỏ hàn.

- Thay vì ổn định đoạn sông cong, mỏ hàn dài làm gia tăng sự biến đổi dịch về hạ lưu, làm tăng độ cong và hình dạng sông thượng lưu.

- Mỏ hàn ghìm dòng chảy tại mũi mỏ nên duy trì một phông nước có lợi cho việc lấy nước trạm bơm.

Nunnally (1983) nghiên cứu đoạn hạ lưu sông Mississippi, Mỹ- đặc trưng loại dạng sông nước cạn xuất hiện các năm từ 1962 đến 1976 về dùng mỏ hàn (đập ngăn) để bịt lạch và nhánh phụ một đoạn sông phân dòng (hình 4- 15) đưa ra một số kết luận như sau:

- Tổng diện tích mặt nước và diện tích lòng chính gần như không thay đổi trong các năm 1962 và 1976;

- Một sự giảm đáng kể diện tích nhánh phụ xuất hiện ở trong phần đoạn nhánh đã được bịt. Thực ra có tăng một ít diện tích ở phần bên ngoài;

- Diện tích lạch sông tăng trong các năm 1962 và 1976 mặc dù đã dùng mỏ hàn (đập ngăn) để bịt. Hầu như toàn bộ diện tích tăng nằm trong phần lạch được bịt. Hiện tượng này ngụ ý là các nhánh phụ nếu được bịt sẽ trở thành các lạch sông;

- Diện tích lạch cụt tăng đột ngột chủ yếu trong phần được bịt do lạch sông và nhánh phụ bị bịt;

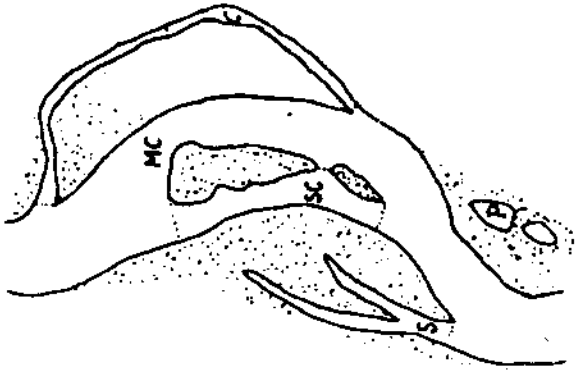
- Gần như các vụng nước xuất hiện ở năm 1962 được nối với khu vực giữa các mỏ hàn;

- Một sự giảm rõ rệt diện tích các bãi giữa và bên, chủ yếu trong phần được bịt.

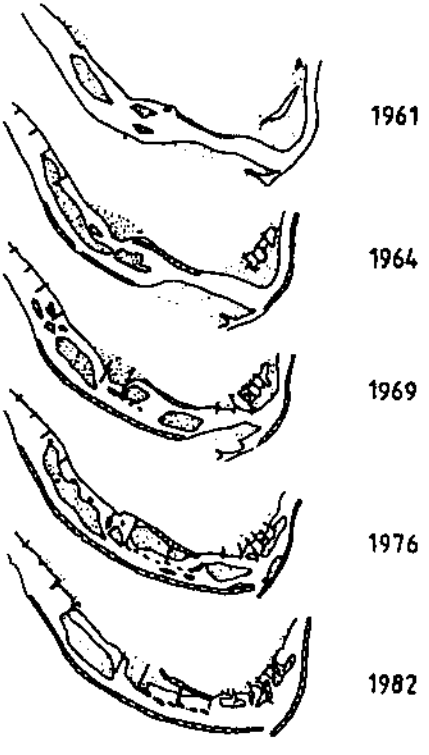
Mohan và Agrawal (1979) nghiên cứu mô hình với 2 mỏ hàn cứng loại ngập có các thông số L = B/4 và B/5 có chiều cao khác nhau, góc nghiêng 90° và đưa ra các kết luận sau:

- Một hệ thống mỏ hàn ngập cách nhau S = 5L (L là chiều dài mỏ hàn) có thể mang lại hiệu quả bảo vệ bờ trong đoạn sông thẳng;

- Chiều cao của mỏ hàn ngập có thể bằng 1/3 chiều sâu nước ứng lưu lượng lũ. Chiều dài của mỏ hàn có thể xác định trên cơ sở các yêu cầu qui định;



Hình 4-15 Ví dụ dạng sông phân nhánh (MC-lòng chính; SC-nhánh phụ; C-lạch sông; S- lạch cụt; P- vụng nước)



Hình 4-16 Mỏ hàn cải tạo đường vận tải thuỷ sông Mississippi

Trong hình trên, một hệ thống mỏ hàn được xây dựng trong đó một số làm những năm 60. Con số trên hình lấy từ ảnh chụp hàng năm mùa nước kiệt đường vận tải thuỷ.

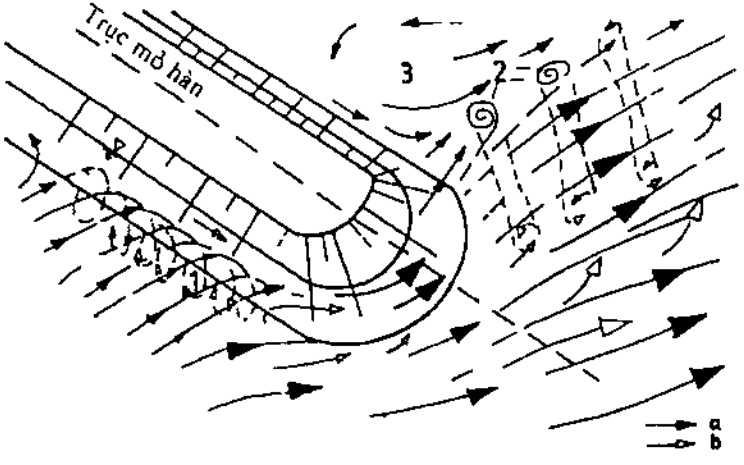
- Tại thời kỳ lưu lượng nhỏ hơn mỏ hàn ngập làm việc như mỏ hàn không ngập và không thấy xuất hiện điều kiện bất lợi.

4-5 Trường dòng chảy trong sông có mỏ hàn.

Nói chung mỏ hàn được chia thành 2 loại, mỏ hàn cứng và mỏ hàn mềm. Trong mỏ hàn cứng lại chia ra thành 2 loai:

- Mỏ hàn ngắn kiểu đầu gà, cựa gà và
- Mỏ hàn dài.

Theo Altunin (1962) gọi mỏ hàn ngắn khi Lp/Bl < 0,33 (Lp là chiều dài hình chiếu của mỏ hàn trên trục vuông góc với hướng dòng chảy. Bl là chiều rộng mặt nước thu hẹp tại vị trí mỏ hàn), còn mỏ hàn dài khi Lp/Bl > 0,33. Chỉ có mỏ hàn dài là ảnh hưởng đến bờ đối diện. Tuỳ thuộc điều kiện thuỷ lực, mỏ hàn làm việc ngập hoặc không ngập.



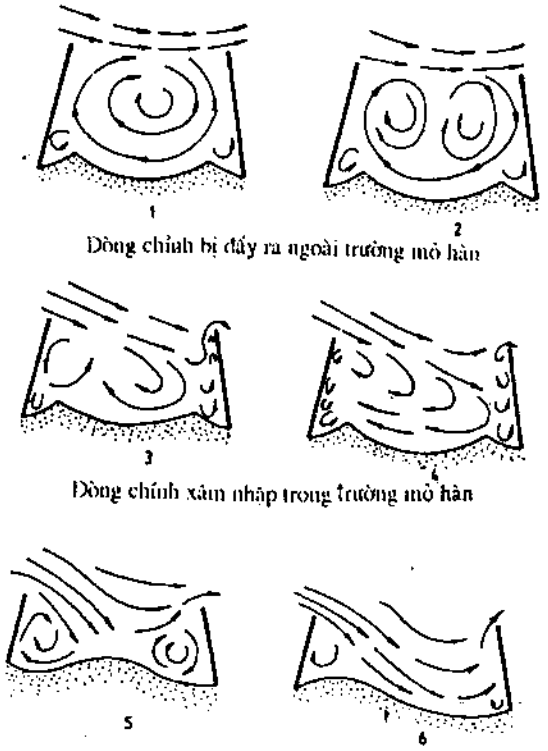
Hình 4-17 Cấu trúc dòng chảy quanh mỏ hàn (nét đậm là dòng mặt, nhạt là dòng đáy)

Các nghiên cứu về trường dòng chảy, trường hợp đơn giản nhất là một mỏ trên đoạn sông thẳng. Mỏ hàn thu hẹp một phần mặt cắt ngang sông và tác động đến cấu trúc của dòng chảy vùng xung quanh mỏ hàn. Tốc độ trung bình và lưu lượng riêng tăng do bị thu hẹp. Việc tăng tốc độ trung bình dẫn đến tăng gradient dòng chảy và tạo nên nhiều hơn rối động về dòng chảy. Một kích động vận tốc đáy bình quân tăng và các xoáy lớn trên mặt đáy là nguyên nhân chính tạo thành hố xói cục

bộ vùng gần mỏ hàn. Một xoáy nước hình nửa móng ngựa có trục nằm ngang thường xuất hiện ngay trước đầu mỏ hàn do dòng chảy đến bắt gặp mỏ hàn. Các tia đáy của xoáy nước dịch chuyển từ mui mỏ ra dòng chính theo vòng ngược chiều kim đồng hồ. Biến đổi hướng dòng chảy tại đầu mỏ xuất hiện các lực qui tâm, theo Tison (1961), có thể tạo ra dòng chảy thuận kim đồng hồ, tức là các tia đáy hướng về đầu mỏ hàn.

Các dòng chảy xoáy trôn ốc ngược nhau vô hiệu hoá nhau kết quả làm giảm xói. Hiện tượng này giải thích vì sao lòng sông bị xói rất ít dọc theo trục của các mỏ hàn ở sông Warta, sông Odra của Ba lan và sông Hồng ở Việt nam.

Cấu trúc dòng chảy khu vực gần mỏ hàn chịu ảnh hưởng mạnh không chỉ chiều dài mỏ hàn mà còn chịu ảnh hưởng của hình dạng của nó (đặc biệt là độ dốc mái của thân và đầu mỏ hàn), vị trí mỏ hàn (trong hệ thống và nằm ở loại bờ thẳng, lõm hoặc lồi).



Hình 4-18 Các dạng dòng chảy giữa các mỏ hàn (theo Copenland,1983)

Trên cơ sở nghiên cứu thí nghiệm mô hình về mỏ hàn được bố trí ở bờ sông cong, Copenland (1983) phân 6 dạng dòng chảy giữa các mỏ hàn được nêu trên hình 4-18:

- Dạng 1 dòng chảy vòng với dòng chính trệch ra ngoài khu vực giữa các mỏ và một dòng xoáy hình thành giữa chúng. Dạng này thích hợp cho mục đích cải thiện đường vận tải thuỷ vì tạo một độ sâu liên tục cần thiết dọc theo phía ngoài mỏ hàn.

- Dạng có 2 dòng chảy xoáy xuất hiện trong khu vực giữa các mỏ hàn và dòng chảy chính bị trệch hướng ra ngoài.

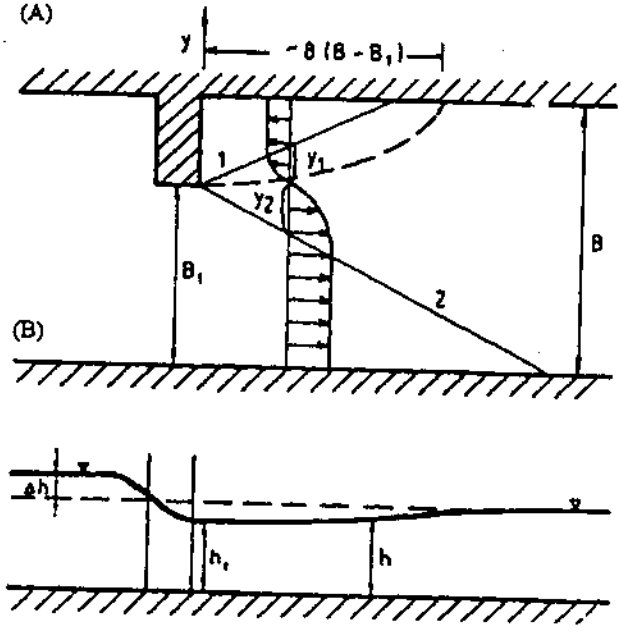
- Khi khoảng cách giữa các mỏ tăng, một dạng khác của dòng chảy là dòng chính hướng thẳng vào mỏ hàn tạo thành dòng xoáy mạnh hơn gần thân mỏ, nước bị rối đông lớn hơn dọc theo mặt thượng lưu và đầu mỏ hàn.

- Khi xói ở đầu mỏ hàn thượng lưu đạt đến độ ổn định, dạng dòng chảy với một dòng chảy ngược mạnh xuất hiện.

- Dòng chảy bị đổi hướng khi đi qua mỏ hàn thượng lưu hướng trực tiếp vào bờ khu vực giữa các mỏ hàn. Các xoáy nước hình thành ở hai phía khu vực giữa mỏ hàn và có thể bảo vệ bờ ở đây.

- Khi khoảng cách giữa các mỏ hàn tăng, các xoáy ngừng xuất hiện và dòng chảy thúc thẳng vào bờ.

Thí nghiệm cho thấy rằng tốc độ lớn nhất tác động vào bờ khu vực giữa các mỏ hàn có tỷ số khoảng cách và chiều dài mỏ S/L ≈ 2,5 là bằng khoảng 40% tốc độ dòng chảy tác động vào một bờ lõm sông cong được bảo vệ bằng kè đá. Tỷ lệ % này thấp hơn một ít khi tỷ lệ nói trên là gần 1,5 và bằng khoảng 50% khi S/L ≈ 3,5.



Hình 4-19 Dòng chảy qua mỏ hàn lòng dẫn hình chữ nhật (theo Slautina,1971)

Phân bố và tính vận tốc dòng chảy sau khi đi qua một mỏ hàn có thể tham khảo ở hình 4-19 và công thức sau đây:

$$(U_s - U)/(U_s - U_n) = (1 - ((y_1 - y)/(y_1 - y_2))^{1,5})^2 \quad (4\text{-}7)$$

Trong đó:

U_s là tốc độ trung bình tại mặt cắt thu hẹp;

U - tốc độ trung bình (ứng chiều sâu trung bình);

U_n - là tốc độ dòng chảy vật;

y_x là các toạ độ.

Slautina giả thiết là hàm lượng bùn cát lơ lững trong khu vực dòng chảy vòng theo phân bố tốc độ biểu thị ở công thức (4-7) trên. Diện tích vùng bồi tích được xác định là:

$$A \approx 4(B - B_1)^2 \quad (4\text{-}8)$$

Và chiều dày bồi lắng trong thời gian t_f là:

$$h_{ac} \approx g w t_f C_s/\gamma_s \quad (4\text{-}9)$$

Trong đó:

g là gia tốc trọng trường;

w - tốc độ lắng trung bình của hạt lơ lững

C_s là hàm lượng bùn cát lơ lững (kg/m^3);

γ_σ là dung trọng khô của bùn cát lơ lững (N/m^3).

Ví dụ thiết kế

Xácđịnh diện tích và khối lượng bùn cát bồi lắng sau mỏ hàn với chiều rộng sông B = 200 m, chiều rộng thu hẹp B_1 = 150 m, chiều sâu nước sau mỏ hàn h_1 = 3,5 m, lưu lượng Q = 800 m^3/s trong thời gian t_f = 250 giờ với các đặc tính bùn cát lơ lững:

w = 0,2 mm/s; C_s = 3 kg/m^3; $\gamma_\sigma = 1,8.10^4$ N/m^3

Diện tích bồi lắng $A = 4(200 - 150)^2 = 10000m^2 = 1ha$

Chiều dày lớp bồi $h_{ac} = 9,81x2.10^{-4}x250x3600x3/(1,8x10^4) = 0,29$ m

Khối lượng bùn bồi lắng $\forall = A.h_{ac} = 10000x0,29 = 2900$ m^3

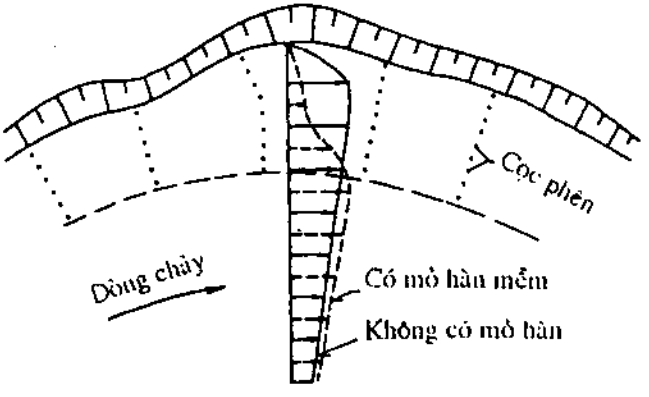
Phần trăm bùn cát bồi lắng với lượng bùn cát vận chuyển:

$$\forall_{\chi\zeta}/\forall_1 = \forall_{cz}\gamma_s/gC_sQ\,t_f = 1.8\ 10^4x2900/9,81x3x\ 800x250x3600 = 0,25\%$$

Trong thời gian nước cao mỏ hàn thường ngập trong nước. Dòng chảy tràn qua đỉnh mỏ hàn một dòng chảy cuộn có trục nằm ngang phía dưới thân mỏ. Dòng này có thể gây xói vật liệu lòng sông dọc theo chiều dài mỏ hàn. Đầu cuối bên phải của dòng chảy cuộn sau mỏ hàn có thể gây nên xói lở bờ đối với loại mỏ hàn thân trục

hướng về hạ lưu. Vì lý do này mà Altunin (1962) không kiến nghị sử dụng mỏ hàn ngập có trục mỏ xuôi thuận dòng chảy để bảo vệ bờ. Với mỏ hàn mềm, nhờ có một diện tích ngăn choán nhỏ hơn (mỏ hàn bằng cọc ở hình 4-20) nên làm việc dưới tác động tải trọng thuỷ lực nhỏ hơn. Tốc độ dòng chảy sau mỏ hàn (U_n) thường nhỏ hơn tốc độ bùn cát không lắng (U_s)

$$U_n < U_s \qquad (4\text{-}10)$$



Hình 4-20 Biến đổi phân bố vận tốc trung bình do mỏ hàn mềm

Vận tốc U_s có thể tính bằng công thức Kiselov,1972:

$$U_s = 1.6\sqrt{gD}\,.\,(h/D)^{0,2} \qquad (4\text{-}11)$$

Trong đó:

D - đường kính hạt trung bình bồi lắng;

h - chiều sâu dòng chảy.

Tốc độ trung bình ngay phía sau mỏ hàn mềm đầu tiên có thể xác định:

$$U_1 = U(1 - r_h) \qquad (4\text{-}12)$$

Trong đó:

U - vận tốc trung bình trong sông trước khi vào mỏ hàn;

$r_h = d/(S_d + d)$ là tỷ số che choán. (S_d khoảng hở giữa 2 cọc).

Vận tốc sau mỏ hàn thứ (n) có thể xác định:

$$U_n = U(1 - r_h)^n \qquad (4\text{-}13)$$

Trên cơ sở thí nghiệm của Altunin (1962), người ta cho rằng khoảng cách ảnh hưởng của một mỏ hàn đơn đối dòng chảy dọc theo bờ là:

$$S = 6Lr_h \cot\beta \qquad (4\text{-}14)$$

Trong đó:

L - chiều dài mỏ hàn;

β là góc giữa hướng chính của dòng chảy và tang đường bờ ở gốc mỏ, ($\beta \geq 9^o$).

Công thức (4-14) có giá trị khi $r_h \leq 0,67$; Khi $r_h > 0,67$ áp dụng đối với mỏ hàn cứng.

Tác giả cũng cho rằng mực nước bị hạ thấp ở mỏ hàn (Δh) là tương đương về bảo trì tải trọng thuỷ lực tạo xói cục bộ. Để phù hợp điều kiện trên, mỏ hàn đầu tiên phải ngắn hơn mỏ hàn thứ hai và tiếp tục như vậy. Chiều dài tối thiểu của mỏ hàn đầu tiên là:

$$L_{1min} = h_{sm} \sqrt{(1 + m^2)} \qquad (4\text{-}15)$$

Trong đó:

h_{sm} - chiều sâu xoí lớn nhất tại đầu mỏ hàn;

m = cotϕ, ϕ là góc nghỉ của vật liệu lòng sông.

Tỷ số che choán của mỏ hàn đầu tiên $r_h = 0,25$.

Chiều dài của mỏ hàn thứ (n) với n > 2 có thể tính theo công thức Orlov (1951):

$$L_n = L_{n-1}(1 + (U_{min} r_h / U_a (1 - r_h)) \qquad (4\text{-}16)$$

Trong đó:

$U_{min} = U_c$ là tốc độ tới hạn đối đất bờ;

r_h - hệ số che choán; Với mỏ hàn tiếp theo $r_h = 0,5(S_d = d)$.

U_a - tốc độ tiến gần.

Trong thực tế L_n thường được lấy để tạo một sự chuyển tiếp thông thuận chiều rộng lòng sông ổn định.

Độ hạ mực nước tại một mỏ hàn mềm có thể xác định theo công thức sau:

$$\Delta h = k_1 r_h^{3/2} U^2/2g \qquad (4\text{-}17)$$

Hoặc:

$$\Delta h = k_1 (L/B) r_h^{1/2} U^2/2g \qquad (4\text{-}18)$$

Trong đó:

L - chiều dài mỏ hàn;

B - chiều rộng lòng sông;

k_1 là hệ số lấy theo bảng 4-3 dưới đây:

Bảng 4-3: Hệ số tỷ lệ k_1 trong công thức (4-17) và (4-18).

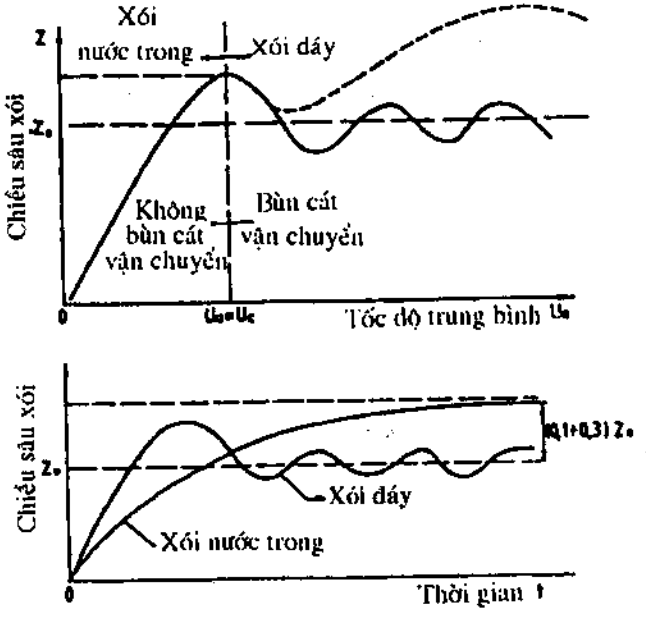
Lòng sông	k_1. cho (4-17)	k_1 cho (4-18)
Cứng	10	12,4
Mềm	4	5

Từ bảng trên cho thấy trị số k_1 , độ hạ mực nước gần gấp 2 lần ở lòng cứng so với lòng mềm để xói vật liệu lòng sông khu vực gần mỏ hàn.

4-6 Xói cục bộ khu vực mỏ hàn

4-6-1 Giới thiệu.

Việc xác định xói cục bộ khu vực gần một mỏ hàn là rất quan trọng trong thiết kế để xem xét cao trình chân và chiều dài tối thiểu của mỏ hàn. Có rất nhiều nhà khoa học đã đưa ra gần 50 công thức để tính các thông số hình học về xói. Hình 4-21 trình bày một cách xác định chiều sâu xói lớn nhất theo thời gian và tốc độ tiến gần bình quân.



Hình 4-21 Chiều sâu xói tại mỏ hàn theo tốc độ và thời gian

Tại hình trên cho thấy chiều sâu xói lớn nhất ở điều kiện xói nước trong để có chiều sâu xói lớn nhất cần một thời gian tương đối dài. Còn điều kiện xói lòng

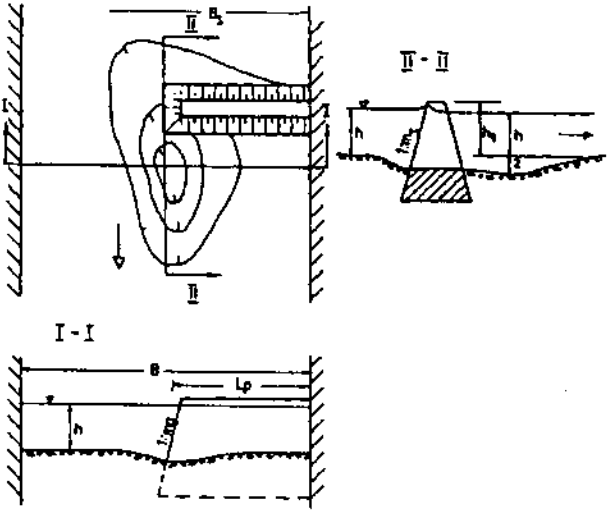
động thì thường không sâu nhưng xói có cường độ lớn. Sau thời gian cần đủ, một độ sâu bình quân (z_c) có thể có được.

Quan hệ giưa z và U_a/U_c nêu ở hình (4-21) được lấy từ các thí nghiệm của Chiew (1984) và Melville (1984) về trụ cầu tròn. Tác giả cho rằng chiều sâu xói lớn nhất đối với vật liệu đáy dạng không sóng đồng đều (D_{50} > 0,6 đến 0,7 mm) xuất hiện khi $U_a = U_c$. Đối với bùn cát dạng sóng đồng đều (D_{50} < 0,6 - 0,7 mm) một đỉnh xói sâu hơn tại nơi vật liệu lòng sông chuyển tiếp ($U_a = (3 - 5)U_c$). Vật liệu lòng sông là không dính, đường kính hạt nhỏ hơn và đồng đều thì trị số của U_a/U_c càng lớn, ở đó đỉnh xói sâu hơn.

Xói cục bộ tại mỏ hàn do các dòng xoáy được tạo thành ở khu vực gần mỏ hàn. Chiều sâu hố xói có quan hệ với cao độ lòng sông bên cạnh bị xói do dòng chảy thu hẹp bởi mỏ hàn, có nghĩa là xói cục bộ trùng với xói được tạo nên do lưu lượng đơn vị lớn hơn vì thu hẹp dòng chảy.

4-6-2 Xói ở mỏ hàn cứng.

Một trong số các thông số quan trọng khi thiết kế mỏ hàn là xác định chiều sâu xói lớn nhất và vị trí của nó đối với công trình hoặc với bờ. Phạm vi của hố xói trên mặt bằng có thể xác định theo góc nghỉ vật liệu lòng sông và chiều sâu lớn nhất của hố xói. Công thức tính chiều sâu xói lớn nhất (H' = (z + h)/h) và chiều sâu lớn nhất của hố xói (H = z/h) tại một mỏ hàn đơn được nêu ở bảng 4-4 và bảng 4-5. Các ký hiệu trong bảng thể hiện ở hình 4-22 đến hình 4-26. Hệ số k_x và k_x' trong hình 4-26 - 4-24 là hàm số của x.



Hình 4-22 Xói cục bộ ở mỏ hàn cứng

Các yếu tố chính ảnh hưởng đến chiều sâu xói lớn nhất được phân tích và kết luận là xói trở nên sâu hơn khi tăng:

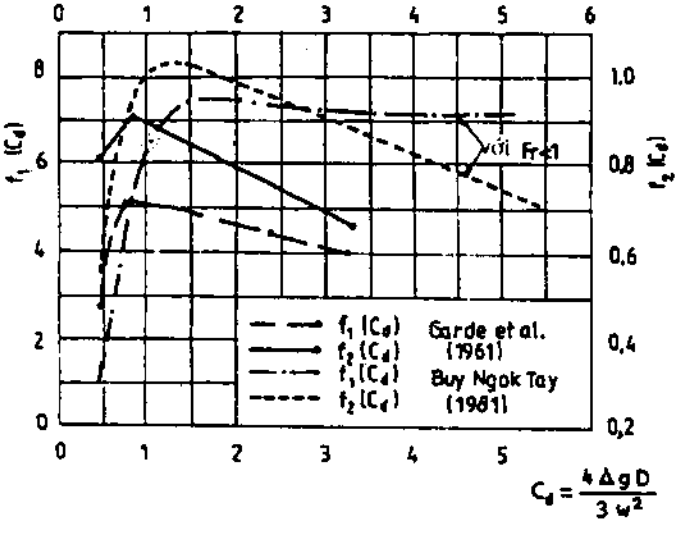
- Số Froude (F_r) dòng chảy tiến gần (xem hình 4-24);
- Tỷ số thu hẹp (n) (xem hình 4-25);
- Góc nghiêng α với $30^o < \alpha < 90^o$ (xem hình 4-26);
- Độ dốc mái, tường 1: m (xem hình 4-27)

Bảng 4-4: Công thức về chiều sâu xói lớn nhất H/ ở mỏ hàn đơn

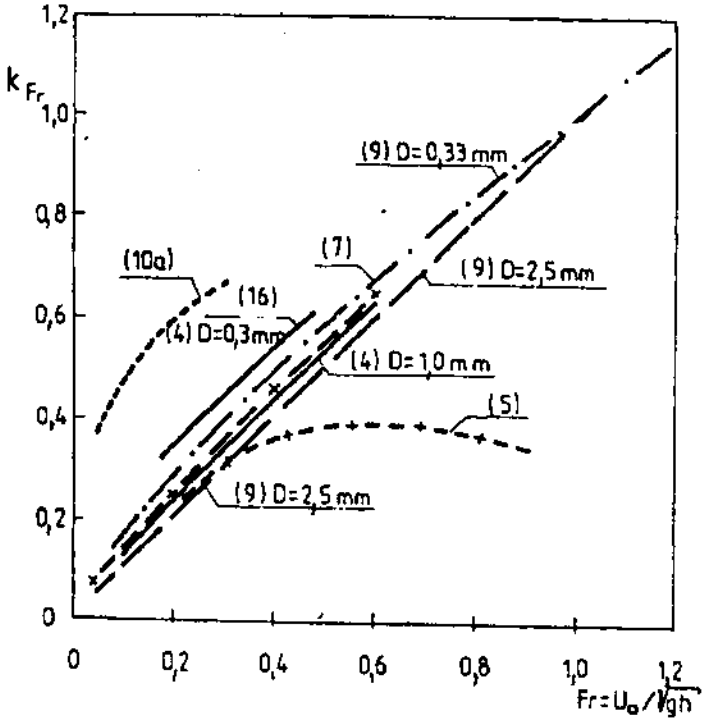
Số c/thức	Số đ/cong h/vẽ	Tác giả, năm	Công thức	Khoảng giá trị
4-19	1	Koshla (1936)	$H' = (h + z)/h = 0.9q^{2/3}/hf_1^{1/3}$, với $q = Q/B$, f_1 là hệ số Lacey	
4-20	2	Ahmad (1953)	$H' = k/q^{2/3}/h = k_1(Fr/1-n)^{2/3}$ k' xem bảng 4-6, $q= Q/B_t$	$0,2 \le D \le 0,7$ mm $h \ge 0,06$ m
4-21	3	Altunin, Buzunov (1953)	$H' = k'_\alpha\ k'_m\ k'_n$. Trong đó k'_α ở hình 4-26, k'_m ở hình 4-27, k'_n ở hình 4-25	$30^o \le \alpha \le 150^o$ $0 \le m \le 3,0$. và $1 \le n \le 0,8$
4-22	4	Garde (1961)	$H' = f_1(C_d).((F_r f_2(C_d)/(1-n))$ $f_1(C_d)$, $f_2(C_d)$ xem bảng 4-	B= 0,61m; m = 0; $0,3 \le D_{50} \le 0,2$ mm $0,1 \le F_r \le 0,8$ $0,1 \le n \le 0,47$ và $60 \le t \le 180$ mm
4-23	5	Mukha- medov (1971)	$H' = 15,21(\sin^{1/4}\alpha\cos^{1/2}\beta)/(1-n)(D_{85}/D_{50})^{1/6} x\ F_r^{0,9}/(1+0,09C_s)(1+1,08Fr^2)^{1,25}$ Trong đó C_s, hàm lượng bùn cát lơ lững (kg/m^3)	Sông Trung á $n \le 0,6$ $30^o \le \alpha \le 90^o$ $0 \le m \le 1,75$ $0,4 \le D \le 7,7$ mm và $0,2 \le F_r \le 0,9$
2-24	6	Gill (1972)	$H' = 8,375(D_{50}/h)^{0,25}/(1-n)^{0,857}$ lực kéo dọc theo nơi không bị co hẹp $\tau = \tau_\chi$; $0 \le C_s \le 0,45$ kg/m^3	B= 0,76m, m = 0; $0,9 \le D \le 1,5$ mm $2,6 \le h \le 10$ cm $0,2 \le F_r \le 0,8$; $D_{60}/D_{10} = 1,4$ $0,13 \le n \le 0,4$
2-25	7	Das (1976)	$H' = 0,56.10^{(0,602n-0,0294)} x\ (h/D)^{0,29}F_r^{0,85}$	B= 2,3 m;

Tiếp bảng (4 - 4)

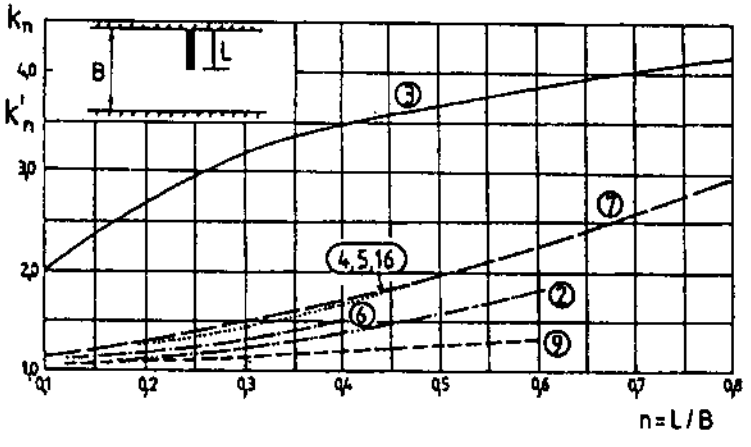
			$\alpha = 90^o$
			$0,1 \le n \le 0,9$
			$5.5 \le h \le 11,6$ cm
			$0,25 \le D \le 1;6$ mm;
			$0,05 \le F_r \le 0,6$; $50 \le t \le 230$ mm
2-26	8	Neill (1973- 1980)	$H' = (2,1 \text{đến } 2,75)/h \times (2,5q^2/D^{0.318})^{0.333}$
			$0.1 \le D_{50} \le 200$mm;
			h(m),D(mm); q(m^3/s.m)
2-27	9	Buy Ngok (1981)	$H' = (1.09\ \tilde{e}xp(-0.075(m_s+1)))/(1-n)^{0.3} \times (\alpha/90^o)^{0.2}(h_g/h)^{0.41} \times f_1(C_d)(F_r)^{f2(Cd)}$,
			$f_1(C_d)$, $f_2(C_d)$ ở bảng 4
			B= 0,75 và1,0m
			$0 \le m_s \le 3$, $m_s = 0$.
			$0,1 \le n \le 0,6$;
			$30^o \le \alpha \le 150^o$
			$0,5 \le h_d/h \le 1$
			$0,33 \le D \le 8,3$mm
			$0,12 \le F_r \le 1,6$; t = 360 min



Hình 4-23 Trị số các hệ số dùng cho công thức (4-22) và (4-27)



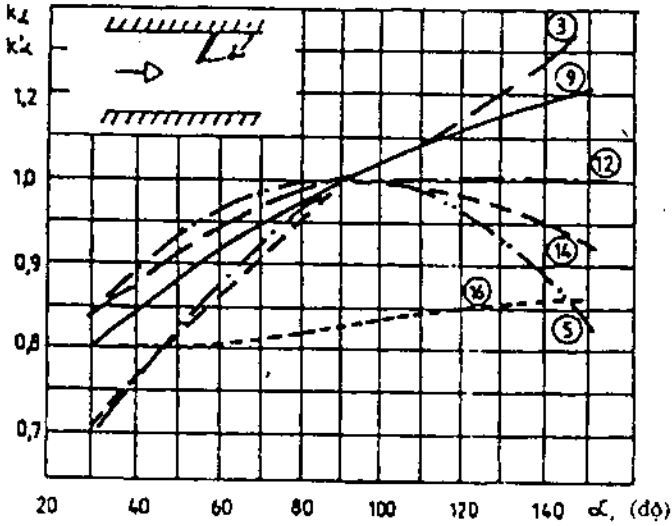
Hình 4-24 Quan hệ chiều sâu xói và số Froude với đường kính hạt lòng sông khác nhau (con số các đường tham khảo bảng (4-4), (4-5))



Hình 4-25 Về ảnh hưởng của tỷ số thu hẹp về chiều sâu xói (số đường tham khảo bảng (4-4) và (4-5))

Chiều sâu xói lớn nhất trở nên cạn hơn khi tăng:

- Đường kính hạt của vật liệu lòng sông D (hình 4-28);
- Độ ngập của mỏ hàn hg/h (công thức (2-27));
- Hàm lượng bùn cát lơ lững (C_s) trong dòng chảy (công thức (4-23), (4-31) và (4-33)

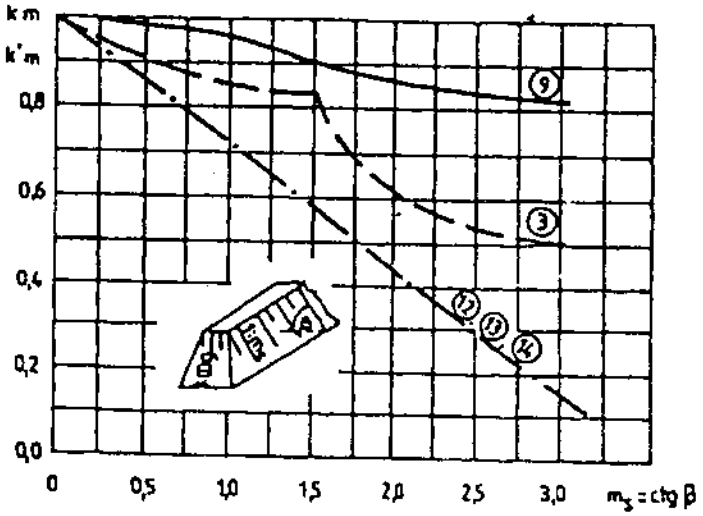


Hình 4-26 Về ảnh hưởng góc nghiêng của mỏ hàn đến độ sâu xói đầu mỏ (số đường tham khảo bảng (4-4), (4-5))

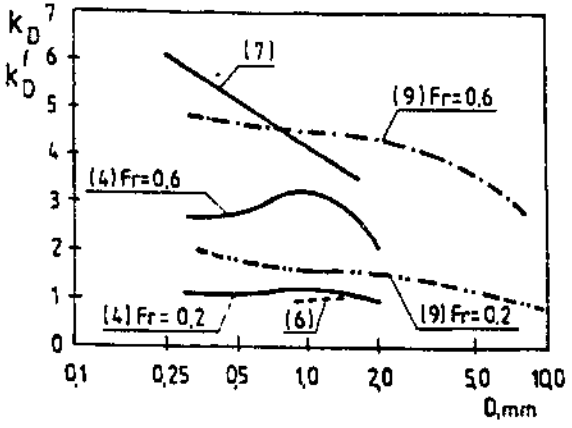
Các công thức (4-19) - (4-35) được rút ra từ kết quả thí nghiệm mô hình tỷ lệ nhỏ máng chữ nhật trừ công thức (4-19), (4-30), (4-26) và một phần của (4-29). Thẩm tra lại các công thức nói trên được tiến hành bởi Dubil (1983) theo điều kiện của sông Warta của Ba Lan với:

- Lưu lượng trung bình Q = 202 m^3/s (ngang mực nước tràn bãi bên);
- Thời gian dòng chảy trước khi đo chiều sâu xói là 212 ngày;
- Độ dốc mặt nước 0,017 - 0,018%;
- Bề rộng sông 72 m và 62,5 m;
- Đường kính hạt trung bình D_{50} = 0,4 mm; σ_g = 2,3;
- Hàm lượng bùn cát chuyển qua $C_s \approx 0$.

Hai mỏ hàn bằng đất bọc đá được nghiên cứu có các thông số là $m_{s1} = m_{g1} = 1,5$, $m_{s2} = m_{g2} = 2$, $n_1 = 0,29$, $n_2 = 0,26$, $\alpha_1 = 115°$, $\alpha_2 = 90°$, $S/L_P = 2$ và 3, h_g/h = 0,6 - 0,7



Hình 4-27 Về ảnh hưởng độ dốc mái đến chiều sâu hố xói
(số đường tham khảo bảng (4-4), (4-5))



Hình 4-28 Biến đổi chiều sâu xói theo đường kính hạt vật liệu lòng sông
(số đường tham khảo bảng (4-4), (4-5))

Mỏ hàn đầu tiên được bố trí ở dưới đỉnh bờ lõm và mỏ thứ hai ở ngay gần trên đỉnh của bờ lồi. Các kết quả tính bằng công thức so với khảo sát thực tế về chiều sâu xói lớn nhất cho thấy là rất phù hợp với công thức (4-27) và (4-22) và kết quả xa nhau với công thức (4-34).

Cần chú ý rằng công thức (4- 27) là gồm các công thức (4-22) và (4-31) dùng đối với mỏ hàn ngập. Nghiên cứu hệ thống mỏ hàn trên sông Warta bị ngập trong thời kỳ mức nước ứng lưu lượng ngang bãi cho kết quả phù hợp khi áp dụng công thức (4-22) với hệ số ngập $(hg/h)^{0.41}$.

Một kiểm nghiệm khác được thực hiện do Staverden (1981) với các mỏ hàn có góc nghiêng $\alpha \approx 90^o$ và $n = L_P/(L_P + B_l) = 0,09 = 0,18$ đối điều kiện sông Waal. Các thông số thuỷ lực là: $Q = 1432\ m^3/s$, $h_l = 4,9 - 5,2$ m, $I = 0,011\%$, $Fr = 0,166 - 0,70$. Đường kính hạt trung bình $D_{50} = 1,7$ mm ($\omega = 0,18$ m/s) được lấy để tính tuy theo khảo sát hiện trường đường kính hạt trung bình của đất cát lòng sông trong khu vực mỏ hàn $D_{50} = 0,3 - 0,4$ mm ($\sigma_g = 1,5 - 2,5$) và D_{50} của lớp bề mặt đáy sông chính là 5,5 mm ($\sigma_g = 2 - 4$), nơi xói mạnh nhất. Staverden (1981) ghi nhận rằng các giá trị được tính (với $D_{50} = 1,7$ mm) là bằng hoặc nhỏ hơn các giá trị đo đạc và ông đề nghị tăng hệ số $f_1(C_d)$ lên 12%. Các sai số lớn nhất nằm trong phạm vi (-18%) đến (+11%).

Bảng 4-5: Công thức tính chiều sâu xói lớn nhất H tại mỏ hàn đơn

Số c/ thức	Số d/ cong	Tác giả, năm	Công thức	Khoảng giá trị
4-28	10	Liu (1961)	$H = z/h = k_m(L_P/h)^{0.4}(F_r)^{0.33}$ với $\tau > \tau_\chi$, $k_m = 2,15$ với $m_g = m_s = 0$ $k_m = 1,1$ với $m_g = m_s = 1,5$	B = 1,2 và 2,4 m $D_{50} = 0,6$ mm
4-29	10a	Richa- rson (1975)	$H = 4Fr^{0.33}$	Sông Mi ssissippi nơi $L_P/h > 25$
4-30	11	Laursen (1963)	$L_P/h = 2,75H(0,87(H+1)^{1.7}-1)$	Theo thí nghiệm mô hình của Suzuki (1987)
4-31	12	Magla- kelidze (1968)	$H = 0,56(\alpha/90^o)^{1/3}.(1- 0,285m_s)/(1+0,09C_b)$ $x(U/w)^{0.75}/(0,07+h/L_P)$	B = 0,8 và 1,4 m $15^o \le \alpha \le 165^o$ $0 \le m \le 3,5$ $1,5 \le D \le 5,2$ mm $1 \le C_b \le 7\ kg/m^3$ $0,02 \le h/L_P \le 0,25$

Tiếp theo bảng (4 -5)

			$44 \le t \le 165$ min
4-32	13	Mu- romov (1970)	$H = (\alpha/90^o)^{1/3}(1-0,285m)$ $((1,8/0,05+h/L_P)+(L_P(U-U_c)/50hw))$
			$0,3 \le B \le 3,5$ m
			$15^o \le \alpha \le 165^o$
			$0 \le m_s \le 2,75$
			$0,2 \le h/L_P \le 4,0$
4-33	14	Papash- vili (1973)	$H = k_\alpha(1-0,285m_s)x((1+K(L_P/h^{1/3})$ $x\ F_r(U_c/U)-1)) / ((1+0,154C_h(D_{50}/D_{95})^{1/2})^{1/2}$
			$k_\alpha = ((\tan(\alpha/2))^{0,27}$ với $0 \le \alpha \le 90^o$
			$k_\alpha = (\sin\alpha)^{0,125}$ với $90^o \le \alpha \le 180^o$
			$K = 1,7 + 0,2\sqrt{L_P/h}$
			với $n \le n_c = 1/3((L_P/h).(F_r)^2)^{-0,083}$
			$K = 1,7 + 0,2\sqrt{(L_P/h)} + 0,2(n/n_c)^2$ với $n_c \le n \le 0,7$
			$B = 0,8$ và $1,0$ m
			$0 \le m \le 3,5$
			$0,02 \le h/L_P \le 0,33$
			$1,5 \le D \le 5,2$ mm
			$1 \le C_h \le 7$ kg/m^3
			$180 \le t \le 300$ min
			$0,6 \le F_r \le 1,18$ min
4-34	15	Cunha (1976)	$H = 189(L_P/h)^{0,69}(u_*/\omega)^{3,25}t^{0,16}$
			với $10^{-19} \le (u_*/\omega)^{20,3}t \le 10-12$ và
			200 min $\le t \le$ 6 ngày $B = 2m$, $\alpha = 90^o$
			$m_S = m_g = 0$
			$1,6 \le D \le 5,6$ mm
			$0,05 \le n \le 0,15$
			$0,2 \le h/L_P \le 1,0$; t: ngày
4-35	16	Zaghloul (1983)	$H = 2,62/(180^o-\alpha)^{0,043}\ x(F_r)^{2/3}/(1-n)$
			$10 \le h \le 30$ cm

Tiếp theo bảng (4 - 5)

$30^o \le \alpha \le 150^o$

$0,18 \le F_r \le 0,48$

$0,1 \le n \le 0,5$

$m = 0, D = 4,5$ mm

$180 \le t \le 4320$ min

Sự sai lệch trên có thể có vì mỏ hàn làm việc theo hệ thống nhiều mỏ hàn. Theo nghiên cứu của Suzuki (1987), xói cục bộ hạ lưu mỏ chịu ảnh hưởng của mỏ bên cạnh và thường nhỏ hơn so với mỏ hàn đầu tiên. Tổng chiều sâu xói lớn nhất (gồm xói cục bộ và xói tổng thể) ký hiệu là ($\Delta z + z$) đối các mỏ hàn cách xa ở phía hạ lưu của mỏ đầu tiên có tính theo công thức sau:

Bảng 4-6: Các trị số của hệ số k' trong công thức (4-20) theo Ahmad (1953)

T.T	Quan hệ vị trí mỏ với bờ, dòng chảy	k'
1	Mỏ hàn dưới bờ lom sông cong với 1 xoáy nước đoạn cong lồi.	2,00 - 2,25
2	Mỏ hàn ở bờ hơi cong, không có xoáy nước	1,50 - 1,75
3	Mỏ hàn có góc 30° đến 90° với dòng chảy	1,20 - 1,50
4	Mỏ hàn có góc 90° đến 150° với dòng chảy	1,50 - 1,75

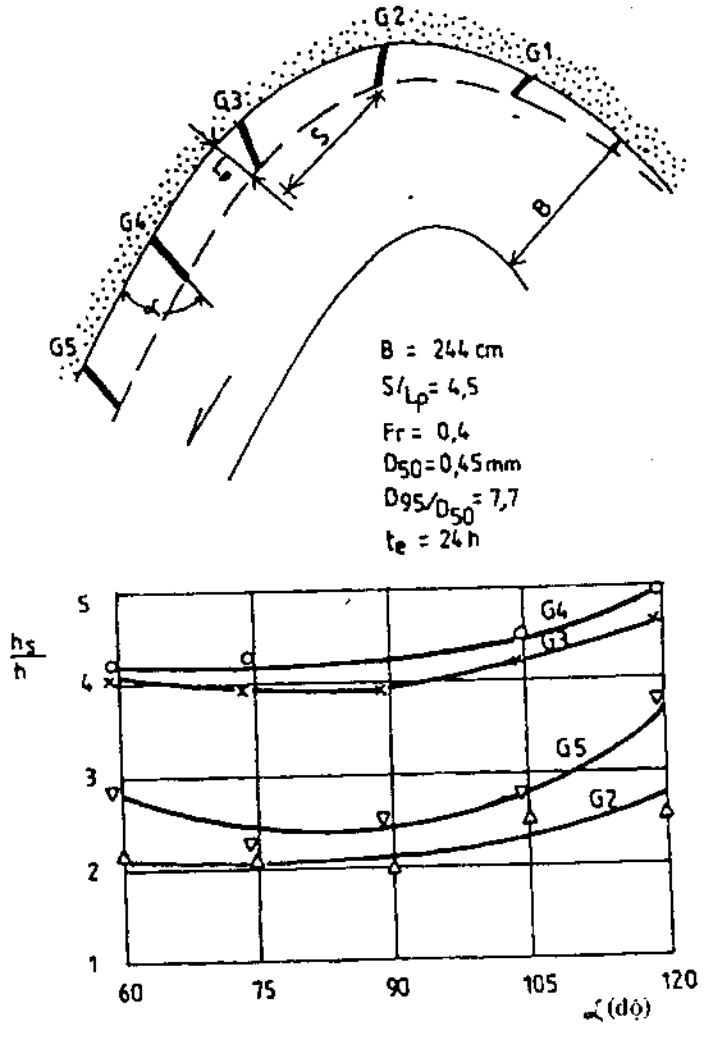
$$\Delta z + z = (0,07S/L_p + 0,14)z_1 \qquad (4\text{-}34)$$

Trong đó:

z_1 là chiều sâu xói đầu mỏ hàn thứ nhất;

S/L_p - khoảng cách tương đối ở 2 mỏ hàn. Khi $S/L_p > 12$ trị số của ($\Delta z + z$) gần bằng z_1, có nghĩa từng mỏ hàn không có ảnh hưởng nhau.

Copeland (1983) nghiên cứu về mỏ hàn ở bờ lõm đoạn song cong đã đưa các kết quả trình bày trên hình 4-29. Thông qua hình này cho ta thấy là vị trí của mỏ hàn ở bờ lõm là một yếu tố quan trọng để đưa đến một sự tăng gấp đôi chiều sâu xói lớn nhất so với một mỏ hàn bố trí ở bờ sông thẳng. Nghiên cứu tương tự của Ahmad (1953) cũng cho kết quả là chiều sâu lớn nhất của hố xói đầu mỏ hàn tỷ lệ thuận với tỷ số tốc độ dòng chảy trung bình phía mỏ hàn và tốc độ trung bình của đoạn sông. Các giá trị của hệ số k' trong công thức (4-20) về ảnh hưởng của vị trí mỏ hàn được nêu trong bảng (4-6).

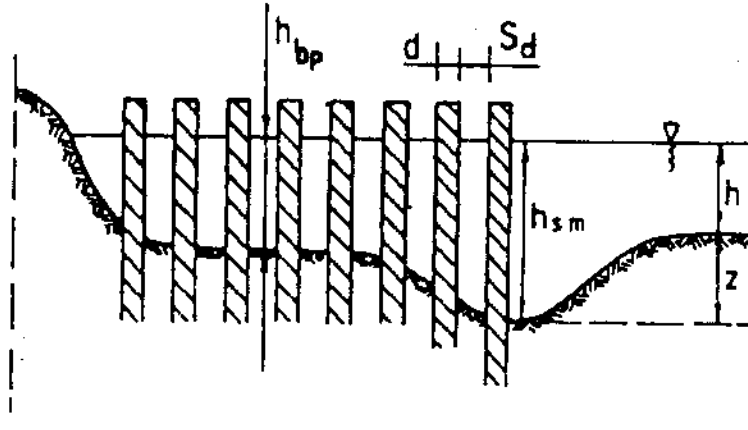


Hình 4-29 Về ảnh hưởng góc nghiêng mỏ hàn và vị trí của nó ở bờ sông cong đến chiều sâu xói, $h_s = z + h$: chiều sâu xói lớn nhất (Copeland, 1983)

4-6-3 Xói ở mỏ hàn mềm.

Trên cơ sở thí nghiệm mô hình với cát hạt mịn (D_{50} = 0,14 mm), Orlov (1951) đưa ra công thức để tính chiều sâu xói lớn nhất ở đầu mỏ hàn cọc (hình 4- 30):

$$z = 50r_b^{1,5}U^2/2g \qquad (4\text{-}35)$$



Hình 4-30 Xói ở mỏ hàn mềm (cọc)

Trong công thức trên, $r_b = d/(S_d + d)$ là tỷ số che choán phụ thuộc vào đường kính cọc (d) và khoảng hở nằm giữa 2 cọc liên tiếp (S_d). U là tốc độ bình quân mặt cắt ngang sông trước khi xây dựng mỏ hàn.

Công thức của Orlov có giá trị đối với mỏ hàn mềm đầu tiên trên đoạn sông thẳng.

Altunin (1962) cho rằng:

$$z = k_2 \Delta h \tag{4-36}$$

Trong đó:

$k_2 = 1,75/D_{50}$ (D_{50} mm)

Δh, độ hạ mực nước do ảnh hưởng của mỏ hàn. Dùng công thức (4-18) ta có:

$$z = (8,75/D_{50})(L/B)r_b^{1/2}.U^2/2g \tag{4-37}$$

Mukhamedov (1971) nghiên cứu sâu về xói khu vực mỏ hàn mềm đưa ra cách xác định chiều sâu xói lớn nhất ở đầu mỏ hàn mềm làm bằng cọc (h_{sm} ở hình 4-30) trên cơ sở giải thích của Studenichnikov về tốc độ giới hạn trung bình:

$$h_{sm} = K_F(K_{qc\,qa}/3,7K_\rho D_{90}^{0,25})^{0,8} \tag{4-38}$$

Trong đó:

$K_F = (1 + \zeta)^{0,25}$ là hệ số năng lực xói của dòng chảy;

$K_{qc} = 1 + \zeta^{0,50}$ là hệ số ảnh hưởng về tăng lưu lượng dòng chảy đơn vị tại đầu mỏ hàn;

$K_p = \sqrt{(1+3Cs^{2/3})}$ là hệ số phụ thuộc hàm lượng cát C_s ($0 \le C_s \le 120$ kg/m^3);
D_{90} là đường kính hạt vật liệu lòng sông có 90% khối lượng hạt có đường kính nhỏ hơn;
q_a là lưu lượng đơn vị của dòng chảy tiến gần;
ζ là hệ số tổn thất năng lượng. Hệ số này được xác định theo công thức:

$$\zeta = K_v^2 - 1 \qquad (4\text{-}39)$$

Trong đó:

$$K_v = 1{,}1((1{,}5S_d/d)+1)^{-2} + ((0{,}5S_d/d)+1))^{-2} + 1 \qquad (4\text{-}40)$$

Các giá trị của hệ số ζ là hàm số của S_d/d được nêu trong bảng 4-7dưới đây:

Bảng 4-7: Các giá trị của hệ số ζ là hàm số của tỷ số S_d/d của mỏ hàn cọc (công thức 4-39)

S_d/d	0,5	1	1,5	2,0	2,5	3,0
ζ	3,26	1,77	1,14	0,81	0,60	0,47

Chiều sâu xói giữa các cọc tính tương tự theo công thức:

$$h_{hp} = K_F\,(K_{qp}q_a/3{,}7K_pD_{90}^{0,25})^{0,8} \qquad (4\text{-}41)$$

Trong đó:
$K_{qp} = \sqrt{(2\zeta+1)/(\zeta+1)}$ là hệ số ảnh hưởng về tăng q giữa các mỏ hàn cọc.
<u>*Ví dụ thiết kế*</u>

Xác định chiều sâu xói lớn nhất tại một mỏ hàn mềm có chiều dài $L_P = 30$ m là mỏ đầu tiên của hệ thống mỏ hàn. Lưu lượng thiết kế $Q_{3\%} = 220$ m^3/s với chiều rộng mặt nước B = 100 m, chiều sâu trung bình h = 2,3 m. Đường kính hạt vật liệu lòng sông $D_{50} = 0{,}2$ mm, $D_{90} = 0{,}7$ mm (cát đồng đều). Hàm lượng bùn cát lơ lửng Cs = 0,6 kg/m^3.

Chọn đường kính cọc d = 0,3 m và tỷ số che chắn $r_h = 0{,}2$.
Tính khoảng cách các cọc:

$S_d = d(1/r_h-1) = 0{,}3(1/0{,}25 -1)) = 0{,}9$ m

Chiều sâu xói lớn nhất ở đầu mỏ hàn:

a) Theo công thức (4-35) của Orlov:

$h_{sm} = h + z = 2,3+50 \times 0,2^{1,5}.1/19.62(220/100 \times 2,3)^2 = 2,51$ m

b) Dùng công thức (4-37) với D_{50} theo mm:

$H_{sm} = h + z = 2,3 + 8,75/0.2 \times 30/100 \times (\sqrt{0.2})/19.62((220/100 \times 2,3))^2 = 2,57$ m

c) Theo Mukhamedov, công thức (4-38) với $K_v = 1.21$, $\zeta = 0.47$, $K_F = 1.10$, $K_{qc} = 1,69$, $K_p = 1,77$ và:

$h_{sm} = 1,10(1,69x2.2 / 3,7x1,77x0,0007^{0,25})^{0,8} = 2,99$ m

d) Dùng công thức (4-16) của Garde , giả định mỏ hàn cứng với:

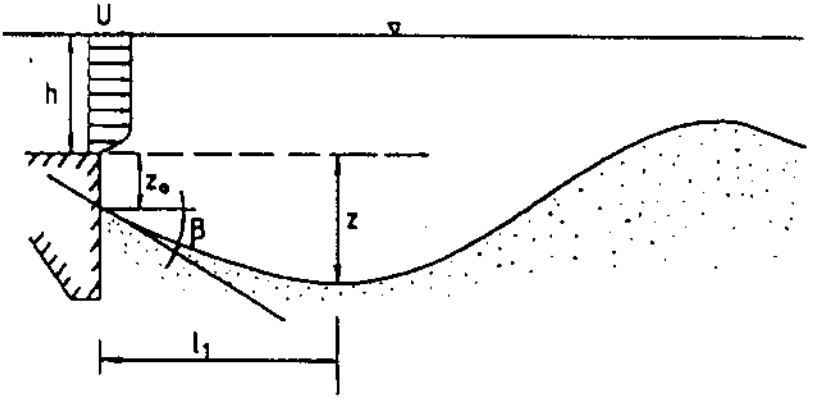
$C_d = 4g\Delta D/3\omega^2 = 4x9,81x1,65x0,0007/3x0,1^2 = 1,51$ (hình 4-23).

có thể có $f_1(C_d) = 5,0$ và $f_2(C_d) = 0,85$ và với $Fr = U/\sqrt{gh} = 0,2$:

$h_{sm} = 5,0(F_r)^{0,85}h/(1-n) = 5,0x0\ 2^{0,85}x2,3/1-0,3 = 4,18$ m.

4-7 Xói hạ lưu do dòng chảy tràn

Nhiều tuyến đê kè các tỉnh miền trung hoặc đồng bằng sông Cửu Long hay các tràn sự cố được xây dựng trên một số tuyến đê bối ở sông Hồng mùa lũ nước tràn qua gây xói lở chân công trình, hạ lưu công trình. Hình thức xói lở phụ thuộc nhiều yếu tố như tốc độ dòng chảy trung bình và sự phân bố của nó, cường độ rối động, chiều sâu nước và các thông số có quan hệ đến vật liệu nền bị xói.



Hình 4-31 Xói cục bộ sau ngưỡng cứng

Trên cơ sở thí nghiệm và lý thuyết được phân tích do Breusers (1966-1967) và van der Meulen, Vinje (1975) đưa ra công thức về tiến trình xói theo thời gian từ đó tính chiều sâu xói lớn nhất (z) theo thời gian (t):

$$z = (U_m - U_c)^{1,634}h^{0,24}t^{0,38}/8,15\Delta^{0,646} \quad (4\text{-}41)$$

Trong đó:

$U_m = U + 3\sigma_{uh}$ (U là tốc độ trung bình ở chiều sâu nước h ở ngay trước hố xói (hình 4-31)

σ_{uh} - độ lệch tiêu chuẩn trung bình về tốc độ tại cùng một mặt cắt;

U_c - tốc độ giới hạn , có quan hệ đến vật liệu lòng sông ;

t - thời gian, tính theo giờ;

$\Delta = ((\rho_s - \rho)/\rho$ là tỷ trọng tương đối của bùn cát.

De Graauw và Pilarczyk (1980) biến đổi công thức trên thành dạng sau đây:

$$z = (\alpha U - U_c)^{1,7} h^{0,2} t^{0,4} \qquad (4\text{-}42)$$

Trong đó:

α là hệ số xói không thứ nguyên có quan hệ với phân bố tốc độ ảnh hưởng cường độ rối động của dòng chảy do hình thể của cấu trúc công trình. Trong thực tế khi thiết kế có thể lấy $1,5 < \alpha < 5$. Trị số nhỏ nhất bằng 1,5 dùng trong trường hợp dòng chảy đều và 5 đối dòng không đều, có nhiều rối động.

Trên cơ sở thí nghiệm mô hình và nghiên cứu về ảnh hưởng cường độ rối động sau công trình ($\varepsilon = \sigma_{uh}/U$) Jorissen và Vrijling đưa ra các công thức :

$$\alpha = 5,52\varepsilon^{0,48} \text{ hoặc, } \alpha = 1,8 + 4,0\varepsilon \qquad (4\text{-}43)$$

Công thức trên có giá trị khi $0,1 \le \varepsilon \le 0,5$.

Khoảng cách l_1 từ cuối phần có bảo vệ đến phần xói sâu nhất được xác định theo công thức:

$$l_1 = z \cot((0,39\sigma_{uh}/U) + 0,13) \qquad (4\text{-}44)$$

Phần xói rất quan trọng ở ngay sát chân công trình (z_0) như ở hình trên được tính theo công thức của Popova (1975) như sau:

$$z_0 = Uh/U_c\ ((0,4h_c/h)(1+U_m/U) - 0,1)) \qquad (4\text{-}45)$$

Trong đó:

h_c là chiều sâu xói tới hạn (Fr = 1)

Ngoài chiều sâu xói, mái dốc thượng lưu của hố xói là quan trọng cần được xác định để có biện pháp bảo vệ ổn định công trình. Các nghiên cứu cho thấy mái dốc này là một cân bằng động có được từ cân bằng vận chuyển bùn cát do dòng chảy vật và độ vẩn của bùn cát đáy. Khi mái vượt một giá trị giới hạn nào đó với đất

lòng sông là loại không dính kết, một hiện tượng trượt hoặc chảy xuất hiện thậm chí ở ngay dưới chân móng công trình. Từ kết quả mô hình, Phòng thí nghiệm thuỷ lợi Delft Hà Lan giới thiệu công thức tính:

$$\beta \approx \cot^{-1}((5{,}5\omega/D_{50}(v/\Delta^2 g^2)^{1/3} \times (2{,}5 + 0{,}75/(\alpha - 1{,}32)) \quad (4\text{-}46)$$

Trong đó:

β là góc giữa tang lòng xói tại nơi bắt đầu của nó và đường nằm ngang.(xem hình 4-31);

ω - tốc độ chìm của bùn cát đáy có đường kính hạt trung bình D_{50};

v là độ nhớt động;

Δ - tỷ trọng tương đối của chất lòng sông;

α - hệ số xói.

Công thức khác của Popova (1985), Liên xô cũ về tính xói cục bộ theo tiến trình thời gian xói hai chiều đối chất lòng sông là không dính kết:

$$z = U_m h_c / U_c((0{,}35 \log U_m t/h - 1) \quad (4\text{-}47)$$

Trong đó:

$U_m = U + 3\sigma_{uh}$;

h_c là chiều sâu tới hạn.

Công thức trên có giá trị khi $4 \le t \le 200$ giờ, $3.10^4 < U_m t/h < 3.10^6$, $0{,}05 \le F_r = U^2/2g \le 0{,}31$, $0{,}05 \le \sigma_{\upsilon\eta} \le 0{,}5$. Các số liệu được dùng cho công thức đó là xói cục bộ ngay sau vị trí nước nhảy thuỷ lực hoặc sau chân công trình có công trình bảo vệ nhưng tương đối ngắn.

Giả định là tiến trình xói theo thời gian kết thúc, Rossinskiy (1956) và một số nhà nghiên cứu khác đề xuất cách xác định chiều sâu xói cân bằng lớn nhất về xói 2 chiều theo công thức sau:

$$z_c = K_1(q/U_c)^{0.833} - h \quad (4\text{-}48)$$

Trong đó:

K_1 - hệ số kinh nghiệm phụ thuộc vào hình thức công trình bảo vệ và trạng thái dòng chảy ($1{,}05 < K_1 < 1{,}7$);

q là lưu lượng đơn vị;

U_c - tốc độ giới hạn tại chiều sâu dòng chảy bằng 1.0 m.

Nơi nước nhảy ở hạ lưu số $F_r = U/\sqrt{2g} = 0{,}22 - 0{,}55$ hệ số K_1 có thể dùng công thức Popova để xác định dưới dạng:

$$K_1 = 0{,}87 + 3{,}25Fr^2 + 0{,}3U_m/U \quad (4\text{-}49)$$

Trong đó:

U - tốc độ trung bình ở chiều sâu h ngay trước hố xói;

$U_m = U + 3\sigma_{uh}$.

Đối vật liệu chất lòng sông không đồng đều ($\sigma_g = (D_{84}/D_{16})^{1/2} \geq 1,35$) và độ dốc mái công trình bảo vệ thoải theo chiều dài l_1 (hình 4-31), Rossinskiy đề nghị dùng công thức:

$$z_c = K_1(q/U_c)^{0,833} - h + \delta/m \qquad (4\text{-}50)$$

Trong đó:

δ là chiều dày lớp bảo vệ;

m - phần nhô bề mặt lớp bảo vệ.

Để tính chiều sâu xói lớn nhất z_c dùng công thức (4-50) với giả thiết là một số trị số khác nhau đường kính hạt vật liệu lòng sông và tìm một trị số nhỏ nhất z_c. Các nghiên cứu gần đây về áp dụng công thức (94-50) của Blazejewski và Zawadzki (1990) cho rằng với sỏi sạn và cát thô $\delta \approx D_{90}$ và $m \approx 0,1$.

Đối với cát hạt nhỏ và trung bình Blazejewski (1989) giả thiết là hố xói bị đào sâu do các dòng xoáy ở trước và trong hố xói. Thời gian trung bình giữa 2 xoáy xói kề liền khi hố xói bị đào sâu một lớp có chiều dày bằng:

$$\Delta t_i = (z_i + h)^2/(\gamma hU) .\exp.12,5z_i u_g^2/(h\tan(0,39\varepsilon + 0,13)U^2) \qquad (4\text{-}51)$$

Trong đó:

γ là hệ số gián đoạn (γ = 0,1);

u_g là vận tốc đáy giới hạn ($u_g = 8,5_{u*c}$);

$\varepsilon, = \sigma_{uh}/U$ là cường độ rối động bình quân tại vị trí cuối công trình bảo vệ.

Chiều sâu lớn nhất của hố xói z_j được xói trong thời gian t_j được xác định theo công thức:

$$z_j = (j - 1)D + z_1 \qquad (4\text{-}52)$$

Trong đó:

j là trị số của chỉ số i thoả mãn điều kiện:

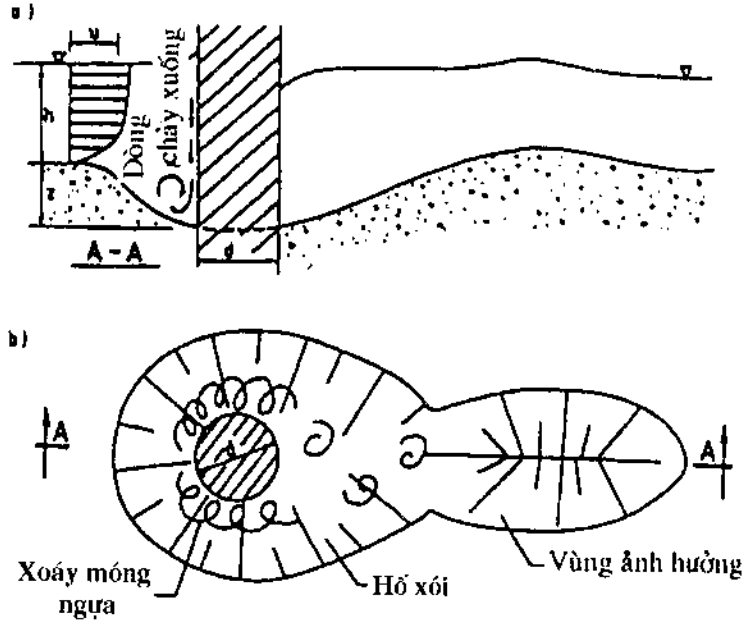
$$t_j \leq \sum_{i=1}^{j} \Delta t_i < t_j + \Delta t_j$$

D là đường kính hạt;

z_1 là chiều sâu ban đầu của hố xói

4-8 Xói cục bộ ở trụ cầu

Công trình kè bảo vệ bờ trường hợp ở gần công trình giao thông như cầu, cống khi thiết kế cần nắm được độ sâu hố xói ở khu vực mố cầu thông qua tính toán để thiết kế bảo vệ chân kè an toàn. Cấu trúc của trường dòng chảy do một vật cản đặt ở lòng sông là một hệ thống cấu trúc các dòng xoáy lớn. Những xoáy này là nguyên nhân chính gây nên xói cục bộ.ở trụ, móng cầu và mố cầu. Cấu trúc xoáy gồm nhiều xoáy hình móng ngựa (hình 4-32).



Hình 4-32 Xoáy quanh trụ cầu.

Cơ chế xói cục bộ phụ thuộc chính tính chất của các dòng xoáy được tạo nên do dòng chảy hướng xuống dưới xuất hiện ở mặt trước của trụ cầu. Khi khả năng xói được tạo bởi tốc độ dòng xoáy đủ mạnh lớn hơn khả năng sức cản ban đầu của các hạt vật liệu chất lòng sông thì hiện tượng xói xuất hiện. Các hạt bùn cát khởi động và được mang ra khỏi hố xói do dòng xoáy.

Có nhiều phương pháp và công thức tính toán xói. Một trong những phương pháp này là dựa trên cơ sở thí nghiệm mô hình với đầy đủ các thông số cần thiết liên quan như tốc độ, chiều sâu dòng chảy, cấp phối và kích thước hạt vật liệu lòng sông, hình dạng và kích thước trụ, mố cầu. Kết quả thí nghiệm cho rằng chiều sâu

xói có thể lớn nhất (z) xuất hiện ở trụ cầu hình trụ bằng 2,4 lần đường kính trụ (d), tức là $z_m = 2,4d$. Chiều sâu xoí lớn nhất này có thể giảm $z < z_m$ khi áp dụng các thông số quan hệ sau:

$$z/d = K_u K_h K_D K_\sigma K_s K_\alpha \quad (4\text{-}53)$$

Trong đó:

Các hệ số K biểu thị ảnh hưởng cường độ dòng chảy (K_u), chiều sâu dòng chảy (h), kích thước hạt (D), cấp phối bùn cát (σ_g), hình dạng trụ cầu (K_s), và mố cầu (K_α) v.v... Mỗi hệ số này được xem xét riêng theo dưới đây:

Cường độ dòng chảy

Với $\sigma_g = D_{84}/D_{50}$ người ta kiến nghị là:

$$K_u = 2,4\ ((U - (U_a - U_c))/U_c \qquad \text{nếu } U < U_a \quad (4\text{-}54)$$

và,

$$K_u = 2,4 \text{ nếu, } U > U_a \quad (4\text{-}55)$$

Trong đó:

U là tốc độ dòng chảy trung bình tiến gần;

U_a - tốc độ dòng chảy tiến gần trung bình tại đỉnh ($U_a = 0,8U_{ca}$, trong đó U_{ca} là tốc độ dòng chảy tiến gần trung bình tại đáy);

U_c - tốc độ dòng chảy tiến gần trung bình ở ngưỡng.

Tỷ số chiều sâu dòng chảy

$$K_y = 1,0 \quad \text{nếu } h/d > 2,6 \quad (4\text{-}56)$$

$$K_y = 0,78(h/d)^{0,255} \quad \text{nếu } h/d < 2,6 \quad (4\text{-}57)$$

Tỷ số kích thước bùn cát

$$K_D = 1,0 \quad \text{nếu } d/D_{50} > 25 \quad (4\text{-}58)$$

$$K_D = 0,57\log(2,24d/D_{50}) \quad \text{nếu } d/D_{50} < 25 \quad (4\text{-}59)$$

Về ảnh hưởng về cấp phối bùn cát

Lấy $K_\sigma = 1,0$, tuy nhiên cấp phối của đất cát bị xói được xem xét khi xác định hệ số K_u, K_D và K_h.

Về ảnh hưởng hình dạng trụ cầu

Trụ cầu hình trụ (hình tròn trên mặt bằng) hệ số hình dạng $K_s = 1,0$. Trị số khác nhau của K_s được nêu ở bảng 4-8.

Về ảnh hưởng thẳng hàng

Trị số của hệ số thẳng hàng K_α với trụ hình chữ nhật theo Laursen và Toch (1956) được nêu trên hình 4-33.

Bảng 4-8: Trị số của hệ số hình dạng K_s với các hình trụ cầu khác nhau trên mặt bằng và tỷ số chiều dài và chiều rộng của trụ

Hình dạng trên mặt bằng	Chiều dài / Chiều rộng	K_s
Hạt đậu	2,0	0,97
	3,0	0,76
	4,0	0,67 - 0,73
	7,0	0,41
E-líp	2,0	0,91
	3,0	0,83
Dạng Joukowski	4,0	0,86
	4,1	0,76
Chữ nhật	2,0	1,11
	4,0	1,11 - 1,40
	6,0	1,11

Trị số hệ số K_α có thể xác định theo công thức sau:

$$K_\alpha \approx 9,6 - 8,6(1 + \alpha/90^o)^{0,13(1-L/b)} \qquad (4\text{-}60)$$

Trong đó:

α là góc tới (độ);

L - chiều dài trụ;

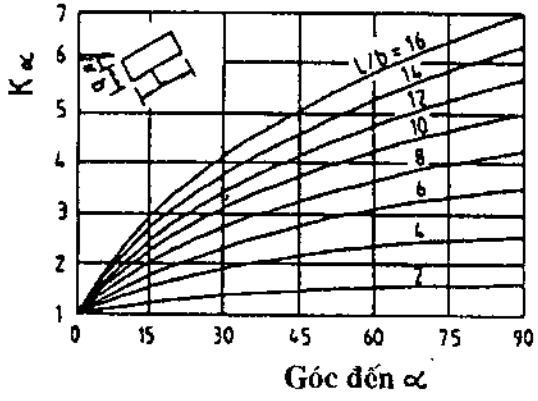
b là chiều rộng trụ.

Công thức (4-60) có giá trị khi $0 < \alpha < 90^o$ và $2 < L/b < 16$. Tuy nhiên một số nhà nghiên cứu của Liên xô cũ (1970) cho rằng K_α là hàm số của độ sâu tương đối h/b được biểu thị theo công thức dưới đây:

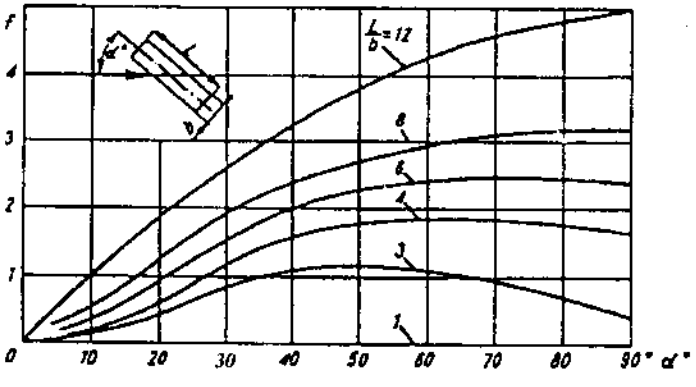
$$K_\alpha = 1 + (1{,}22 - 1{,}12(h/b + 0{,}75)^{-1{,}5})f \quad (4\text{-}61)$$

Trong đó f là hệ số mà các trị số của nó nêu trên hình (4-34).

Zhuravlov (1984) đưa ra một biểu gồm 280 số liệu đo đạc chiều sâu xói lớn nhất ở trụ cầu, trong đó phần lớn (260) có liên quan đến đất cát lòng sông không dính kết với chỉ một đặc tính đất xói và đường kính hạt trung bình của nó nên kết quả áp dụng thực tế hạn chế. Melville và Sutherland (1988) tiếp tục nghiên cứu và đề xuất điều kiện là z/d < 2,4 với hình trụ, trong đó d = 0,15 m, U = 0,96 m/s, h = 0,46 m và D_{50} = 1,0 mm, chiều sâu xói lớn nhất z = 0,38 m so với mặt tự nhiên, tức là tỷ số z/d = 2,53 > 2,4. Tuy nhiên các kết quả này là quá nhỏ (Δz = 38 - 2,4.15 = 2 cm).



Hình 4-33 Hệ số thẳng hàng K_α với trụ hình chữ nhật



Hình 4-34 Hệ số f trong công thức 4-61

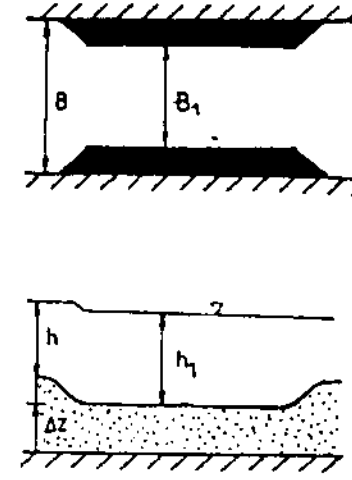
4-9 Xói do thu hẹp dọc theo sông

Thu hẹp dọc theo sông xảy ra khi xây dựng cầu, cảng, công trình bảo vệ bờ v.v... Các thí nghiệm về xói cân bằng do thu hẹp dọc với đường kính hạt chất lòng sông không đồng đều cho thấy là khi độ cung cấp lượng bùn cát trong khu vực thu hẹp bằng zero hoặc gần bằng zero (ở trạng thái cân bằng động), chiều sâu xói cân bằng phụ thuộc kích thước hạt bùn cát. Do đó, đối lòng sông bồi tích mặt cắt dọc và ngang của sông được xem xét theo 2 quan điểm sau:

- Lý thuyết cân bằng động (hoặc lòng động);
- Lý thuyết cân bằng tĩnh (hoặc lực hút).

Quan điểm sau được giả định rằng ứng suất cắt dọc theo đáy là ứng suất giới hạn, còn quan điểm đầu thì cho rằng lượng bùn cát di chuyển qua một mặt cắt cố định thượng lưu là bằng lượng bùn cát đi qua tất cả các mặt cắt dọc theo sông ở hạ lưu.

Để tính toán xói lòng động, Komura (1971) sử dụng phương trình dòng chảy liên tục, phương trình sức kháng dòng chảy với vận chuyển bùn cát, phương trình vận chuyển bùn cát của Kalinske và Brown, phương trình liên tục về vận chuyển bùn cát và công thức của Bernoulli về năng lượng. Kết quả đưa ra được công thức về chiều sâu xói tương đối dọc theo đoạn sông thu hẹp có chiều rộng B_1 và chiều sâu nước h_1 như ở hình 4-35



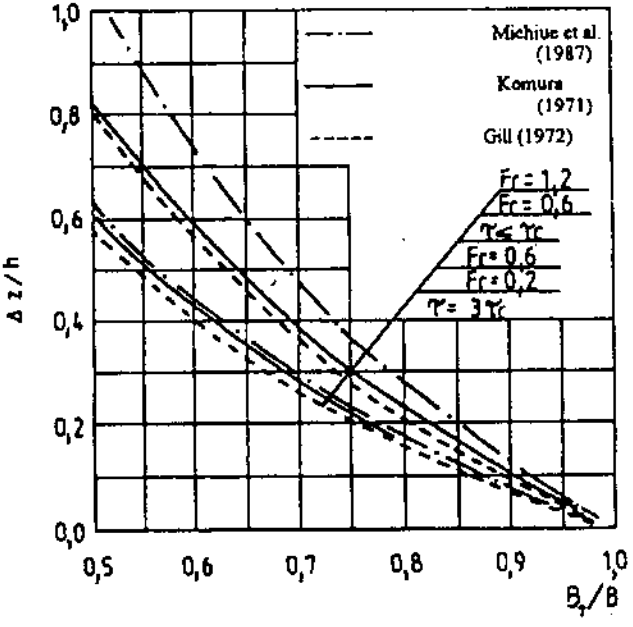
Hình 4-35 Xói do thu hẹp dọc sông

$$\Delta z/h = (1 + 1.2Fr^2)((B/B_1)^{2/3} - 1) \qquad (4\text{-}62a)$$

Công thức này được biểu thị bằng biểu đồ đường liền trên hình 4-36. Một quan hệ tương tự do Michiue (1984) đưa ra trên cơ sở công thức của Meyer và Muller như sau:

$$\Delta z/h = ((B_1/B)^{-4/7} - 1) + (0{,}5F_r^2)((B_1/B)^{-6/7} - 1) \qquad (4\text{-}62b)$$

Các kết quả thu được từ công thức (4-62a) và (4-62b) cho thấy rằng chúng có sự khác nhau rõ rệt (với $F_r = 0{,}6$, xem hình 4-36), do đó cần chú ý để lựa chọn đúng công thức về vận chuyển bùn cát và cần có các số liệu đo đạc đầy đủ khi tính toán.



Hình 4-36 Chiều sâu tương đối xói và tỷ số mở B_1/B

Nghiên cứu khác của Straub (1934) được phát triển do Gill (1972) về chiều sâu xói dọc theo đoạn sông thu hẹp đối với lòng động được biểu thị theo công thức sau:

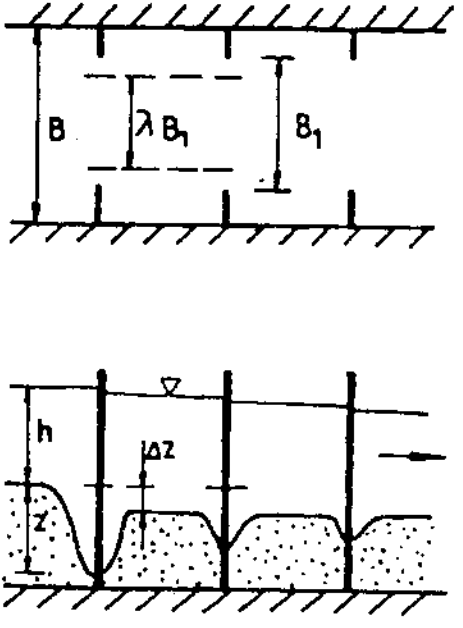
$$\Delta z/h = (B_1/B)^{-6/7}((B_1/B)^{-p}(1-\tau_c/\tau) + \tau_c/\tau)^{-3/7} \qquad (4\text{-}63)$$

Trong đó:

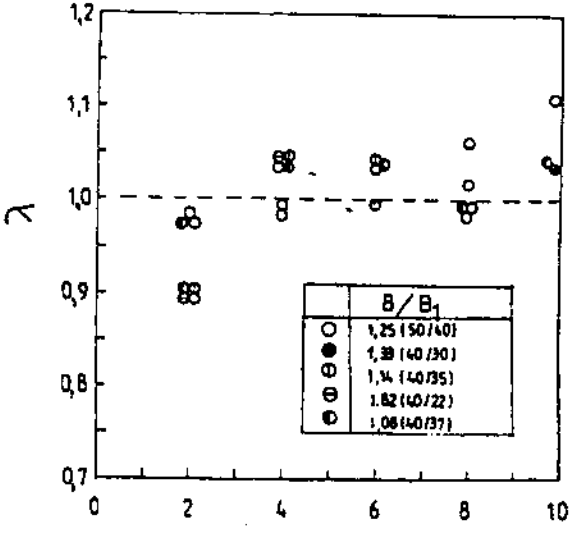
τ_χ là ứng suất cắt giới hạn của vật liệu chất lòng sông;

τ là ứng suất cắt chất lòng sông ở thượng lưu đoạn thu hẹp;

p - hệ số phụ thuộc công thức chuyển động bùn cát. Khi p = 2/3 và 2 trị số khác nhau của τ/τ_c là ≤ 1 và 3. Sự biến thiên của chiều sâu xói tương đối ở công thức (4-63) cũng được thể hiện trên hình (4-36).



Hình 4-37 Xói dọc sông do hệ thống mỏ hàn thu hẹp



Hình 4-38 Các giá trị của hệ số hiệu chỉnh (λ) là hàm số của (S/L_P)

Với hệ thống các mỏ hàn việc thu hẹp lòng sông gây nên xói dọc theo đoạn sông có công trình được thể hiện ở hình 4-37. Tuy nhiên theo Suzuki (1987) thì lòng sông khu vực gần các mỏ hàn có thay đổi mạnh theo tỷ số (S/L_P) như ở hình 4-38. Khi S/L_P trong khoảng 4 và 8, chiều sâu xói Δz do hệ thống mỏ hàn hầu như tương tự với xói dọc đoạn sông bị thu hẹp ($\lambda = 1$) theo một tỷ số thu hẹp B_l/B. Khi S/L_p nhỏ hơn 4, Δz của hệ thống mỏ hàn trở nên sâu hơn so với xói dọc đoạn sông thu hẹp ($\lambda < 1$), và sẽ nhỏ hơn khi S/L_p lớn hơn 8 ($\lambda > 1$).

4-10 Xói sau đập lớn

Để dự báo xói lòng sông bồi tích sau một đập có thể sử dụng mô hình toán một chiều. Tuy nhiên đối với dự báo xói sau đập cho mục đích thiết kế công trình bảo vệ bờ có thể sử dụng phương pháp đơn giản của Levi do Baryshnikov và Popop phát triển 1988 (Liên xô cũ) thực tế dùng nhiều ở các nước. Việc tính toán trên cơ sở giả định là:

- Xói do một dòng chảy mùa lũ ổn định có lưu lượng Q_{bf};
- Chất vật liệu lòng sông toàn đoạn nghiên cứu là không dính kết có kích thước hạt đồng đều;
- Bề mặt lòng sông là một mặt phẳng với độ dốc i_b.

Độ hạ thấp mực nước ở đầu (Δy) được tính với giả định rằng biện pháp bảo vệ ngay sau chân đập đã được xác định theo chiều sâu xói lớn nhất. Chiều sâu nước lớn nhất (hình 4-39) là:

$$h_1 = Q_{bf}/BU_c \qquad (4\text{-}64)$$

Trong đó:

Q_{bf} là lưu lượng thiết kế, tương ứng mực nước ngang bãi bên;

B - chiều rộng mặt cắt ngang bị xói;

U_c - tốc độ giới hạn bình quân của dòng chảy.

Biết độ dốc mặt nước ban đầu i_0 và giả thiết là mặt cắt ngang trong khoảng cách x là không thay đổi thì có thể tính được độ hạ thấp mực nước Δy.

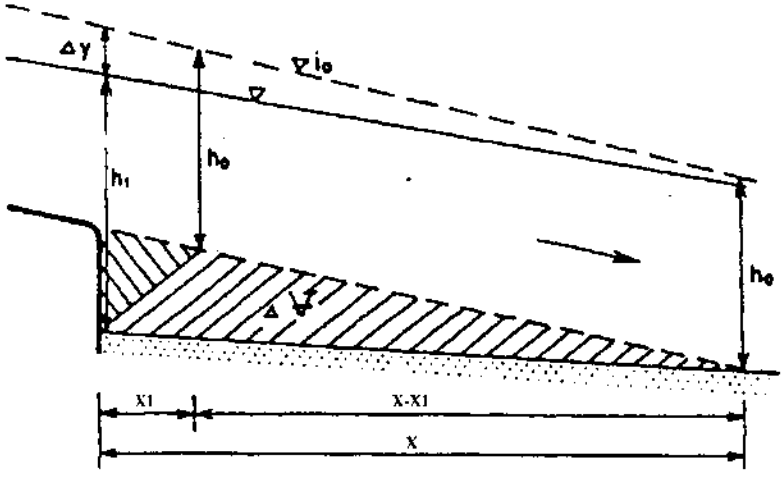
Khối lượng xói vật liệu lòng sông có thể xác định như sau:

$$\Delta\forall = B/2((h_1 - h_0)(x - x_1) + x\Delta y) \qquad (4\text{-}65)$$

Trong đó:

h_0 là chiều sâu nước ban đầu ứng Q_{bf} (trước khi bị xói);

x_1 - khoảng cách từ điểm cuối của hố xói cục bộ đến điểm cuối của công trình bảo vệ chân đập, ($x_1 \approx 200 - 500$ m).



Hình 4-39 Tính xói sau đập theo phương pháp Levi.

Khối lượng $\Delta\forall$ phải được vận chuyển xuống hạ lưu đoạn sông bị xói theo sức tải cát (S_t). Với vật liệu lòng xói có $D/h_0 > 0{,}001$, Levi đề nghị sử dụng công thức:

$$S_t = 0{,}002B/(gD)^{1.5}x(D/h_0)^{1.25}(Q_{bl}/Bh_0)^4(h_1 - h_0)/h1 \qquad (4\text{-}66)$$

Thời gian cần để xói khối lượng $\Delta\forall$ là bằng với $\Delta t = \Delta\forall/S_t$. Như vậy có thể tính được sự biến đổi cao trình lòng sông và cao trình mặt nước theo thời gian.

Ví dụ thiết kế.

Xác định độ hạ thấp cao trình mặt nước và chiều sâu xói lớn nhất sau một đập lớn theo các số liệu cho trước như sau:

* Mặt cắt ngang sông hình chữ nhật có chiều rộng B = 50 m với độ dốc mặt nước và đáy sông trước khi bị xói $i_0 = 0{,}0004$;

* Chiều sâu nước ban đầu $h_0 = 2{,}1$ m ứng lưu lượng khi ngập bãi Q_{bl} 100m^3/s và thời gian duy trì dòng chảy với lưu lượng trên là 11 ngày. Thời gian trở lại là 1 năm.

* Chiều dài hố xói $x_1 = 200$ m;

* Đường kính trung bình hạt vật liệu lòng sông D = 0,5 mm.

Cách tính

1) Chiều sâu xói lớn nhất (h_1):

- Theo tốc độ giới hạn trung bình của Lavi:

$$U'_c = 1,7\sqrt{gD}.(h_0/D)^{0,2} = 1,7\sqrt{(9,81x0,0005)}.(2,1/0,0005)^{0,2} = 0,64 \text{ m/s}$$

- Chiều sâu xói ở đầu đoạn h_1:

$$h'_1 = Q_{bf}/BU'_c = 100/(50x0,64) = 3,1 \text{ m}$$

- Bước thứ 2 tiếp (cuối cùng) tính:

$$U_c'' = 1,7\sqrt{(9,81x0,0005)}.(3,1/0,0005)^{0,2} = 0,69 \text{ m/s}$$

$$h_1'' = 100/(50x0,69) = 2,9 \text{ m} = h_1$$

2) Độ hạ thấp mực nước ứng khoảng cách x = 500 m:

$$\Delta y \approx (i_0 - i)x$$

Trong đó,

$$i = 1/2.(i_0 + n^2U_c^2/h_1^{4/3})$$

Với n = 0,035 ta có:

$$i = 1/2.(0,0004 + 0,035^2x0,69^2/2.9^{4/3}) = 0,00027$$

Do đó,

$$\Delta y \approx (0,0004 - 0,00027)500 = 0,07.m$$

3) Khối lượng xói

$$\Delta\forall = B/2.((h_1 - h_0)(x - x_1) + x\Delta y) = 50/2((2,9 - 2,1)(500 - 200) + 500x0,07$$
$$= 6875 \text{ m}^3$$

4) Năng lực bùn cát di chuyển.

$$S_t = 0,002B/(gD)^{1,5}.(D/h_0)^{1,25}(Q_{bf}/Bh_0)^4(h_1 - h_0)/h_1 =$$
$$0,002x50/(9,81x0,0005)^{1,5}(0,0005/2,1)^{1,25}x\ (100/50x2,1)^4(2,9-2,1)2,1 = 2,7x10^{-3}$$
$$\text{m3/s}$$

5) Thời gian cần thiết để xói khối lượng $\Delta\forall$:

$$\Delta t = \Delta\forall/S_t = 6875/0,0027 = 2,5x10^6 \text{ s} \approx 29 \text{ ngày}$$

6) Tổng thời gian

$$t = T\Delta t/t_{bf} = 1,29/11 = 2,6 \text{ năm}$$

7) Có thể tiếp tục tính xói cho các khoảng cách x khác nhau như 1000 m, 2000 m, 5000 m v.v... theo cách tương tự.

Tuy nhiên phương pháp trên bị hạn chế trong các trường hợp sau:

- Vật liệu lòng sông không đồng nhất;

- Nước vật, các dạng bồi tích di động (trở lực dòng chảy) hoặc bùn lắng đọng do sản phẩm của đá phong hoá (có lớp đá gốc ở dưới);

- Đoạn sông cong.

CHƯƠNG V

CÔNG TRÌNH CHỈNH TRỊ VÀ TƯƠNG TÁC ĐẤT NỀN

5-1 Tải trọng thuỷ lực

Tải trọng thuỷ lực cơ bản có thể chia thành 2 loại: tải trọng thuỷ lực do dòng chảy và tải trọng do sóng. Không có sự phân biệt cụ thể nào giữa 2 loại trên như khi dòng chảy trong sông rối động mạnh có thể tác động giống như sóng. Một số nhà khoa học khác chia tải trọng thuỷ lực ra tải trọng bên trong và tải trọng bên ngoài.

Dòng chảy tác động lực pháp tuyến và/ hoặc ứng suất cắt theo biên bờ sông hoặc công trình chỉnh trị. Nếu các lực này đủ lớn so với sức kháng xói của vật liệu bề mặt, chúng có thể làm khởi động và mang vật liệu này đi (đất nền hoặc cấu kiện của công trình) làm xói bờ hoặc hư hại công trình. Các công trình chỉnh trị như kè lát mái, mỏ hàn bảo vệ bờ v.v... khi thiết kế đều chú ý thiết kế biện pháp khống chế sức mạnh và hướng của dòng chảy và ngăn chặn sự biến đổi hình thái sông bất lợi.

Sóng biến đổi trên bề mặt nước được tạo ra do gió , tàu bè. Chúng tác động trực tiếp lên bề mặt công trình (tải trọng ngoài) hoặc gián tiếp do tạo ra gradient thuỷ lực bên trong khối đất nền (tải trọng trong). Tải trọng trong rất nguy hiểm về ổn định bờ khi một độ hạ thấp sâu và nhanh của mực nước xẩy ra.

Để tính tải trọng ngoài của sóng ngày nay thường dùng phương pháp số trở cản (phương pháp phân tố hữu hạn hoặc phương pháp thành phần biên). Khi áp dụng đòi hỏi các qui định chặt chẽ thời gian để chạy máy và nhớ. Các lực tác động do sóng vỡ trên mái của kè lát mái thấm hoặc không thấm có thể gây ra trượt hoặc hiện tượng hoá lỏng của đất nền dạng hạt làm hư hỏng kè. Tải trọng sóng tạo ra sự mất ổn định đất nền và làm kém sức chịu đựng của lớp bảo vệ. Sóng có thể tác động trùng với dòng chảy làm tăng một mức độ nào đó tải trọng thuỷ lực.

5-2 Phản ứng của đất bờ đối tải trọng thuỷ lực

Bờ sông tự nhiên hoặc sông, kênh đào nếu không bảo vệ có thể bị xói. Do đó chúng thường được bảo vệ bằng các biện pháp công trình thích hợp. Bờ sông (được bảo vệ hoặc chưa bảo vệ) có thể bị xói, theo Charlton, 1984, bằng 2 cách:

- Xói mòn, tức là vật liệu bề mặt bờ bị lôi ra;

- Sạt trượt, tức sự sập khối đất vào lòng sông.

Xói mòn nguyên nhân chính gây ra như đề cập ở trên, nhưng cũng có thể do con người hoặc gia súc đi lại trên bờ gây nên hoặc do nước mưa chảy thành rãnh lâu ngày làm xói trôi đất bờ vào trong sông.

Sạt trượt do cường độ đất bờ bị giảm hoặc tăng lực chủ động (tải trọng ngoài, gradient thấm v.v...). Khối đất trượt vào trong sông có thể được mang xuống hạ lưu thành bùn cát đáy hay lơ lững.

5-2-1 Gradien thuỷ lực trong đất nền.

Tải trọng thuỷ lực bên ngoài do ảnh hưởng mực nước và sóng sẽ tạo nên tải trọng thuỷ lực bên trong như ảnh hưởng mực nước ngầm, dòng chảy thấm và gradient thuỷ lực. Ví dụ khi một sự hạ thấp đột ngột bên ngoài thì mực nước ngầm bên trong thân đê không kịp thay đổi như bên ngoài. Do đó một hiện tượng chậm pha trong phân bố áp lực khe rỗng ở đất nền so với phân bố áp lực ở bề mặt. Hiện tượng này dẫn đến vượt gradient thuỷ lực trong khối đất. Các điều kiện áp lực khác nhau được nêu ở hình 5-1. Sau khi mực nước sông hạ xuống là Δh trong một thời gian khá ngắn là $t < t_2$, mực nước ngầm ở trong khối đất giảm (đường cong 1 trong hình 5-1 biến đổi thành đường 2 và 3) tạo ra áp lực trội Δp, dọc theo pháp tuyến (z) với mặt mái. Có thể biểu thị áp lực trội này tăng và suy tàn theo quan hệ sau (Schultz và Koehler, 1986):

$$\Delta p_x(t) = \Delta p_0 a(t) \exp(-b(t)z) \qquad (5\text{-}1)$$

Trong đó:

$\Delta p_0 = \gamma\Delta h$ là trị số lớn nhất của áp lực trội tại $z = 0$ và $t = 0$;

a(t) và b(t) là các hệ số phụ thuộc tính chất của đất, thời gian và tốc độ hạ thấp mực nước trong sông $d(\Delta h)/dt$;

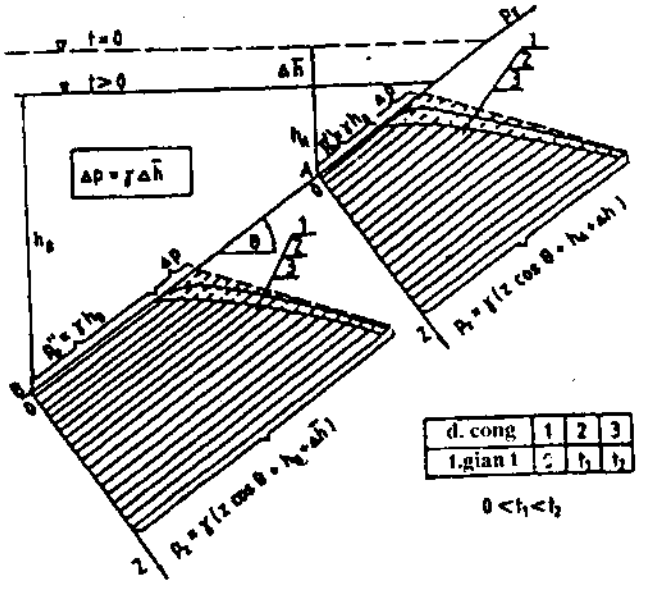
z tính theo mét.

Hai ví dụ dưới đây về biến đổi áp lực trội tương đối theo thời gian (t) và độ sâu trong đất (z) được thể hiện trong hình 5-2. Tuy nhiên các giá trị của hệ số a(t) và b(t) khó có thể tính bằng công thức đơn giản mà có thể phải sử dụng mô hình để xác định. Một công thức khác có quan hệ đến (z) với xem (t) không thay đổi sẽ được một gradient áp lực trội trong hướng bề mặt mái bờ là:

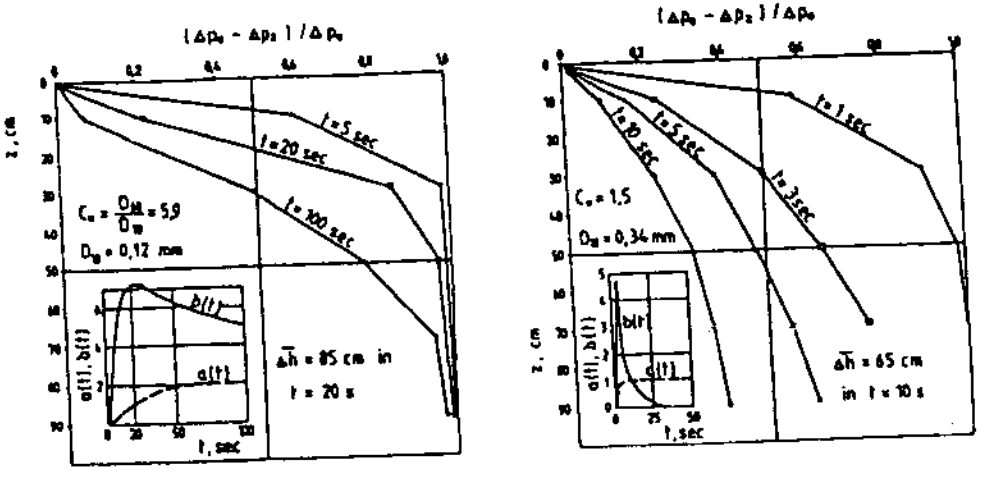
$$i_p(z) = \Delta p_0 a(t) b(t) \exp(-b(t)z) \qquad (5\text{-}2)$$

Các giá trị gradient trung bình có thể tính theo công thức sau:

$$i_m = 1/z.\int_0^z i_p(z)dz = \Delta p_0/z.\ a(t)(1-\exp(-b(t)z)) \qquad (5\text{-}3)$$



Hình 5-1 Phân bố áp lực trong khối đất đê trước và sau khi nước sông hạ thấp



Hình 5-2 Về áp lực trội biến đổi theo chiều sâu đất z sau khi hạmực nước Δh trong thời gian t (s)

Gradien đặc biệt cao ở bề mặt mái bờ và ngay sau khi mực nước sông hạ thấp đến mức thấp nhất. Để thí dụ, với $\Delta h = 0,85$ m và t = 20 s gradient của áp lực trội tại điểm nằm ở dưới 1 cm so với mặt mái bờ (hướng theo z) là bằng $i_p(0,01) = 65,9$ kPa/m và gradient ở trên 1 cm là bằng 68,4 kPa/m. Gradient tương tự với z = 10 cm là $i_p(0,1) = 34,3$ kPa/m và $i_m = 50,4$ kPa/m.

Gradient cho phép có quan hệ đến ổn định do đẩy nổi bằng:

$$i_{per}(z) = \gamma \cos\alpha \qquad (5\text{-}4)$$

Trong công thức trên: γ là trọng lượng đơn vị của đất ngập trong nước; α là góc mái. Trọng lượng đơn vị đất ngập trong nước của đất hoàn toàn bão hoà với dung trọng $\rho = 2650$ kg/m3 và độ rỗng 30%, trọng lượng đơn vị ngập trong nước là $\gamma = 11,2$ kN/m3. Với $\alpha = 26,60$ (1: m = 1:2) gradient cho phép đạt trị số $i_{per}(z) = 10,0$ kPa/m nhỏ hơn các trị số tính toán ở trên về gradient áp lực trong thân đê trong thời gian chịu tác động sóng. Có nghĩa là đất mái đê, bờ là cát không được bảo vệ sẽ không ổn định dưới tác động của sóng. Khi bảo vệ bằng vật liệu rỗng (thấm tốt) thì có hiệu quả cao về gradient như trình bày ở trên để ngăn ngừa xói ngầm.

5-2-2 Lực đẩy nổi.

Khi kè bảo vệ mái, bờ có độ thấm nhỏ hơn đất nền thì sẽ chịu tác dụng của áp lực đẩy nổi gây ra bởi dòng nước chảy ra. Nếu lực đẩy nổi không chống được đầy đủ trọng lượng kè thì hiện tượng sạt trượt kè có thể xảy ra do việc giảm trọng lượng tiêu chuẩn của viên vật liệu kè và độ ma sát giữa kè với lớp nằm dưới.

Nếu kè bảo vệ mái (gồm lớp bề mặt và lớp đệm lọc) có độ thấm tương đối nhỏ so với đất nền, áp lực nước khe rỗng trội ở dưới kè bị tác động do sóng hình sin có thể xác định theo công thức từ kết quả của Phòng thí nghiệm cơ học đất Delft, 1983 là:

$$\Delta p/(\gamma_w H) = 0,578((H/(\lambda + 1))^{-1} \qquad (5\text{-}5)$$

Trong đó:

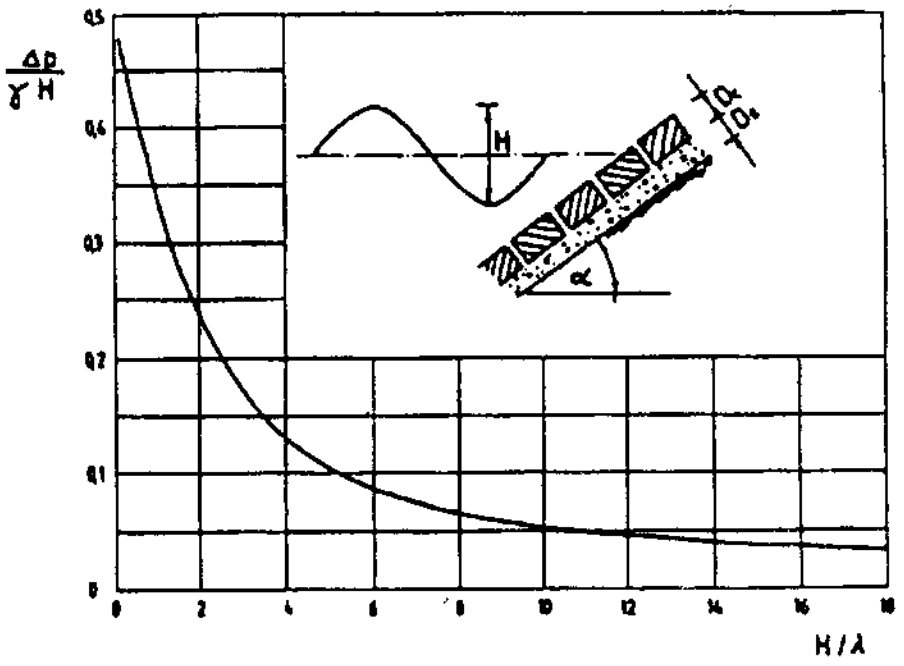
H là chiều cao sóng (xem hình 5-3);

λ - hệ số khe hở (chiều dài lọc qua khe); $\lambda = \sin\alpha\sqrt{(D_c D_s k_s/k_c)}$;

α - góc mái;

$D_c(s)$ và $k_c(s)$ là chiều dày và độ thấm của lớp mặt (lớp dưới = lọc).

Sẽ xuất hiện áp lực đẩy nổi Δp nếu $k_c < (20 - 50)k_s$. Công thức trên không phù hợp trong trường hợp kè trên nền đất cát.



Hình 5-3 Về áp lực trội dưới kè bê tông do tác động sóng hình sin được tính theo công thức (5-5)

Các nghiên cứu gần đây trên cơ sở về sóng vỡ của Bezuijen (1987) so với kết quả thí nghiệm mô hình phương pháp số của Wolsink:

$$\Delta p_{max} = 0{,}5\gamma_\omega (x (1 - \exp(-Hb/x)) + \lambda)(1 - \exp(-2z1/\lambda)) \qquad (5\text{-}6)$$

Trong đó:

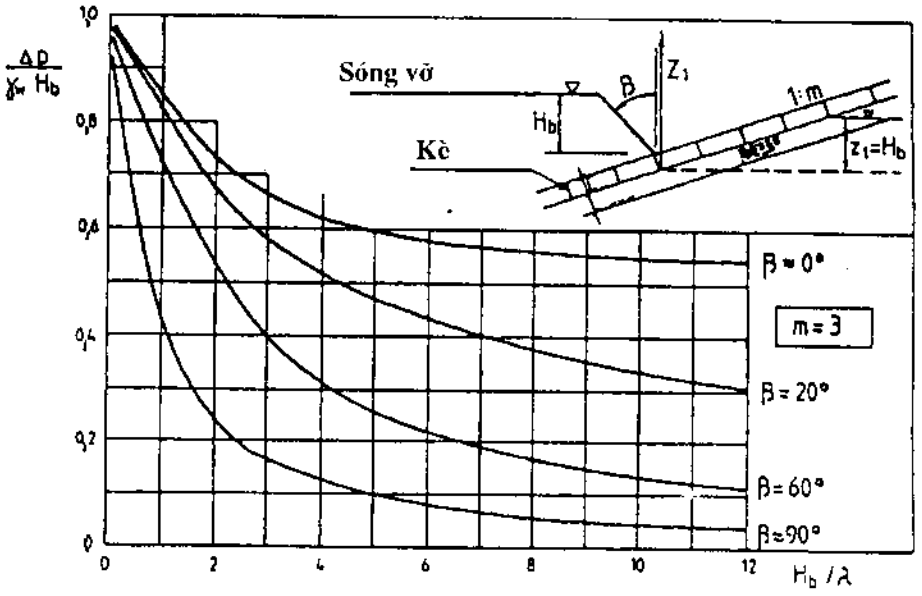
$x = \lambda/(\tan\alpha\tan\beta)$; α là góc mái của kè, β là góc của sóng vỡ (hình 5-4);

λ là hệ số khe hở (xem công thức 5-5);

H - chiều cao sóng (thực ra có sự khác nhau nhiều về đầu nước áp lực tại phông sóng ngay trước khi vỡ);

z_1 là vị trí mặt bão hoà (xem hình 5-4).

Một số đường cong biểu thị cho công thức (5-6) được trình bày ở hình (5-4). So sánh giữa lý thuyết và thí nghiệm mô hình cho thấy là công thức (5-6) chính xác khi tính áp lực đẩy nổi lớn nhất.



Hình 5-4 Về áp lực trội dưới kè mái tác động do sóng vỗ, được tính công thức (5-6)

5-2-3 Về ổn định trong đất nền

Đất nền ổn định khi, nếu không xuất hiện hiện tượng các hạt đất di chuyển. Sự nhạy cảm nhất đối với xói ngầm là đất cấp phối không đồng đều với hệ số đồng dạng là $C_u = D_{60}/D_{10} > 10 - 20$. Với C_u giữa 10 và 20 hạt đất di chuyển tuỳ theo điều kiện thuỷ lực.. Cường độ của đất mang đặc tính bởi một gradient thuỷ lực (I_c). Cũng có thể một tốc độ thấm giới hạn có khi được sử dụng. Thường hai loại căn bản của gradient được xem xét là: song song và vuông góc với mặt tiếp xúc (đất nền-đệm lọc). Loại sau là quan trọng đối với đất nền được bảo vệ bằng kè mái thấm.

Nếu gradient thuỷ lực trong khối đất nền (I) vượt I_c, sự di chuyển hạt đất xảy ra. Tương tự như vận chuyển đất cát đáy, một khoảng hiện diện nào đó của $I > I_0$ nơi tốc độ vận chuyển là rất nhỏ. Với trị số I lớn hơn, sự vận chuyển trở nên lớn đáng kể. Cũng có thể có khi dùng tốc độ thấm giới hạn.

5-2-4 Về ổn định trượt mái.

Phân tích về ổn định của một mái dưới các điều kiện dòng thấm ổn định thường kèm với việc dùng ứng suất thực (c, Φ) phân tích cùng áp lực khe rỗng được xác định từ một lưới dòng chảy. Nếu mực nước hạ thấp đột ngột xảy ra thì điều kiện

ngay sau khi hạ thấp là điều kiện giới hạn và đủ để xây dựng một lưới dòng chảy đơn tương ứng với hiện tượng này (Lambe và Whitman,1979).

Bảo vệ mái chống lại trượt sạt gồm:

- Giảm độ nghiêng dốc mái;
- Giảm gradient áp lực bên trong khối đất (bằng hạn chế tốc độ hạ thấp mực nước, tăng độ thấm lớp bề mặt đất bờ v.v...);
- Tăng cường độ đất (phụt vữa hoặc gia cường đất);
- Có thể tăng tải trọng lớp mặt.

5-2-5 Về ổn định tổng thể.

Nói ổn định tổng thể của một mái là bao gồm tất cả các loại ổn định đã nói ở trên, trong đó quan trọng nhất ổn định trượt mái. Mất ổn định mái có thể làm tổn hại đến công trình kè và xói mòn mái, bờ.

CHƯƠNG VI

SỬ DỤNG CÂY CỎ TRONG CÔNG TRÌNH CHỈNH TRỊ SÔNG

Chương I đã đề cập đến sử dụng cỏ trong công trình bảo vệ mái. Hiệu quả mang lại cao khi áp dụng thích hợp đối các phần của công trình và điều kiện tự nhiên cho phép. Bảo vệ bờ, mái bằng cỏ tương tự sử dụng cỏ cây trong công trình chỉnh trị nói chung theo khuynh hướng bảo vệ môi trường, gần gủi thiên nhiên và đầu tư thấp hơn. Ngày nay, đủ thời gian và kinh nghiệm để nói rằng dùng cỏ cây trong công trình chỉnh trị không chỉ là khoa học mà còn là nghệ thuật.

6-1 Mặt thuỷ lực của dùng cây cỏ trong công trình chỉnh trị sông

6-1-1 Hiệu quả và khả năng áp dụng.

Khía cạnh thuỷ lực bảo vệ bờ bằng cỏ cây trong công trình chỉnh trị sông, đầu tiên tác động của chúng đến điều kiện dòng chảy tức là về sức cản dòng chảy, trị số và phân bố tốc độ, và về chống xói mòn lòng sông và nơi ngập nước mang lại các kết quả khả quan. Trong thời gian biến đổi điều kiện dòng chảy, cây cỏ tạo nên một hệ quả thứ hai nhưng đáng kể và quan trọng cho sông về hình thái , chất lượng nước và hệ động thực vật. Vì vậy những năm gần đây việc sử dụng cây cỏ trong công trình chỉnh trị sông được các nhà khoa học và kỹ sư thiết kế ứng dụng nhiều thay vì sử dụng bê tông hay vật liệu khác xa lạ với điều kiện tự nhiên và có tác động tiêu cực đến môi sinh. Biện pháp công trình bằng cỏ cây ngoài hiệu quả kỹ thuật của nó sẽ hạn chế nhỏ nhất thay đổi môi trường tự nhiên và một biện pháp như vậy được hiểu là biện pháp chỉnh trị sông tự nhiên.

6-1-2 Cỏ và cây trong lòng sông ngập nước thường xuyên.

Nơi lòng sông ngập nước thường xuyên thường không sử dụng cỏ cây để gia cường lòng hay bờ sông. Những loại cây sống được trong môi trường nước ngập thường xuyên không tạo ra hiệu quả có giá trị về bảo vệ chống xói mòn, ngược lại sự hiện diện của chúng sẽ bất lợi hơn là có lợi. Cây làm tăng độ nhám thuỷ lực, làm giảm diện tích và có thể giảm đáng kể năng lực tải nước của dòng chảy. Tuy nhiên

ở những đoạn sông rộng có bãi bên, bãi giữa hoặc đảo thường ngập nước, sự tồn tại của cỏ cây không ảnh hưởng đến khả năng thoát lũ của sông mà còn mang lại sự cần thiết về cung cấp nguồn ôxy từ lá cây ngập trong nước, thức ăn cho cá và sinh vật khác, làm lọc sạch nguồn nước.

6-1-3 Cỏ và cây trong lòng sông nơi không ngập nước thường xuyên.

Điều kiện dòng chảy

Cỏ và cây bụi được dùng bảo vệ lòng, mái bờ v.v... trong trường hợp dòng chảy không thường xuyên ngập, hoặc ngập trong thời gian ngắn hoặc theo các khoảng thời gian gần như cố định trong năm. Vị trí và phạm vi cỏ cây là:

- Nằm khoảng trên mực nước mùa kiệt và dưới mực nước mùa lũ, bị ngập trong thời gian ngắn;
- Trên mặt bãi sông ở giữa 2 tuyến đê;
- Trên mặt đất phía trên dòng nước chảy thường xuyên.

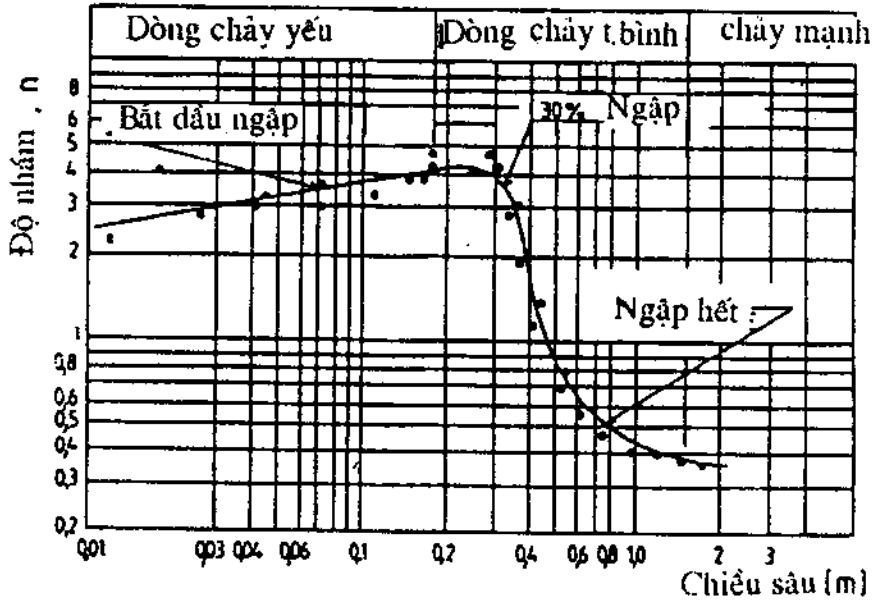
Các nghiên cứu về ảnh hưởng của cỏ cây đối với vận tốc dòng chảy cho thấy là khác biệt giữa cỏ cây mọc kín cao và mọc thấp có quan hệ đến hệ số nhám (n) và độ sâu ngập được biểu thị trên hình (6-1). Theo Manning trị số (n, $m^{-1/3}/s$) với chiều cao của cỏ hoặc cây bụi đồng đều khoảng 0,8 m, các trị số của hệ số nhám nằm trong giới hạn 0,02 - 0,6 $m^{-1/3}s$. Các trị số trên dùng đối với lòng sông tương đối rộng ($B \geq 30h_s$, trong đó B là chiều rộng lòng sông, h_s là chiều sâu trung bình của dòng chảy) và không tính đến ảnh hưởng của độ nhám bờ. Đối sông có lòng dẫn hẹp, giải pháp bảo vệ bờ có thể làm biến đổi đáng kể trị số phân bố vận tốc dòng chảy. Biến đổi này sẽ nhỏ nếu mái bảo vệ bằng cỏ và lớn khi sử dụng cây trồng như tre, liễu và các loại cây cao khác.

Phân bố vận tốc dòng chảy trong trường hợp trồng cây cao được thể hiện trên hình 6-2a và cây thấp ở hình 6-2b. Cả hai trường hợp trên được lấy từ kết quả thí nghiệm của Bertram (1985) có cùng độ dốc mặt nước và cùng vị trí và cho thấy rằng ảnh hưởng của cỏ cây đối với phân bố vận tốc dòng chảy không chỉ ở phần mái và một phần đáy mà ra ngoài xa hơn và ảnh hưởng nhỏ nếu lòng sông rộng hơn.

Khi cây cỏ phát triển trên một đoạn dài sông nó sẽ làm tăng mực nước và do đó chiều sâu nước lớn hơn và độ dốc mặt nước biến đổi. Tăng độ sâu nước và biến đổi độ dốc mặt nước có thể dẫn đến xói đáy và có trường hợp xói bờ đã có cỏ cây mọc.

Xói đáy (kênh hoặc sông hẹp) cũng có thể xẩy ra khi cây cỏ phát triển ở đoạn sông tương đối ngắn trước và sau đoạn không có cỏ cây. Tại đoạn mà cây cỏ mọc

tốt làm thu hẹp mặt cắt ngang sông, do độ nhám tăng và tăng độ dốc mặt nước tạo nên tốc độ dòng chảy gây xói (hình 6-3). Hiện tượng tương tự cũng có thể xảy ra tại đầu của đoạn sông dài cây mọc tốt và tiến trình xói xuất hiện ở thượng lưu.

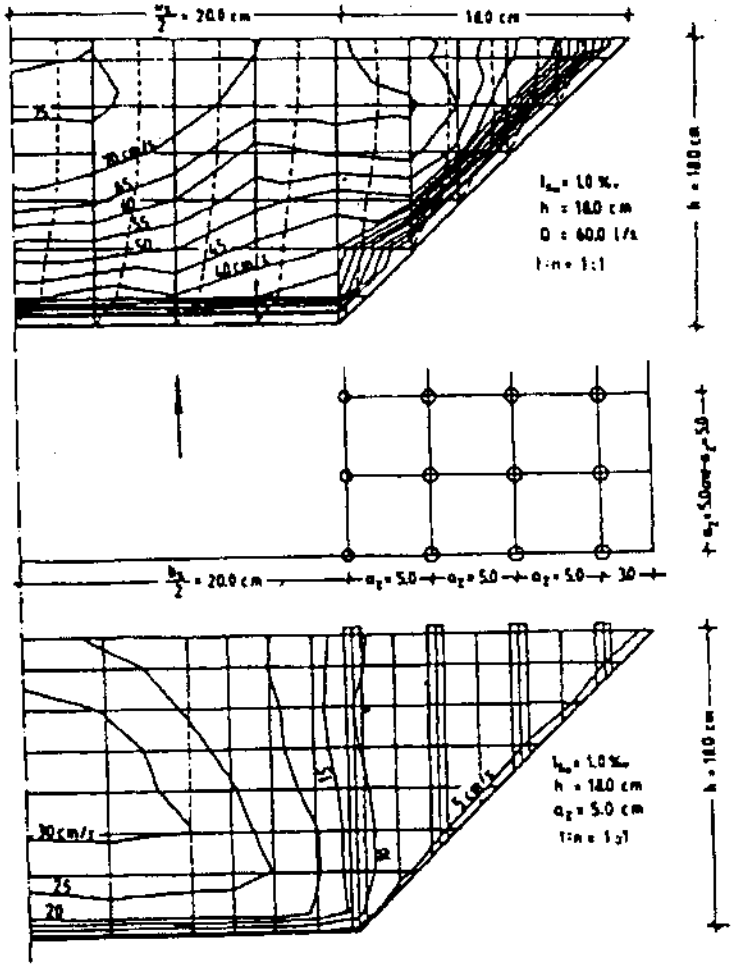


Hình 6-1 Quan hệ chiều sâu và độ nhám cỏ cao trung bình

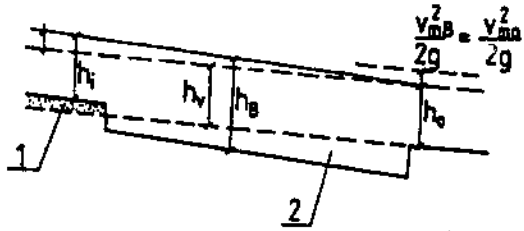
Trong công trình chỉnh trị cỏ cây được xem là vật liệu sống, chúng cần một thời gian dài sinh trưởng và phát triển để có thể có tác dụng chỉnh trị. Cây có tác dụng làm công trình chỉnh trị thường không ít hơn 4 - 7 năm như đối với tre là loại cây có hiệu quả sử dụng cao. Trường hợp phải thực hiện một quy hoạch chỉnh trị cho một đoạn sông bằng biện pháp trồng cây, theo kinh nghiệm các nước phải sử dụng vật liệu chết như đá, bê tông trong thiết kế như hình thức bảo vệ tạm thời trong thời gian chờ cây phát triển. Đương nhiên phải xem xét tỷ mỉ việc sử dụng vật liệu tạm thời này một cách thích hợp ở vị trí tối cần thiết và không gây lãng phí, ảnh hưởng môi trường. Ví dụ đá có thể bố trí nơi tương đối thường xuyên bị ngập nước mà cây cỏ có thể khó phát triển hoặc cành cây hay bó cành cây được bố trí ở chân mái nơi thường chịu tác dụng phá hoại của dòng chảy của sông, thấm, áp lực khe rỗng, áp lực đất hay xói cục bộ. Hình 6-4 biểu thị hiệu quả bảo vệ do kết hợp cây và các vật liệu chết khác như đá, bó cành cây.

(a)

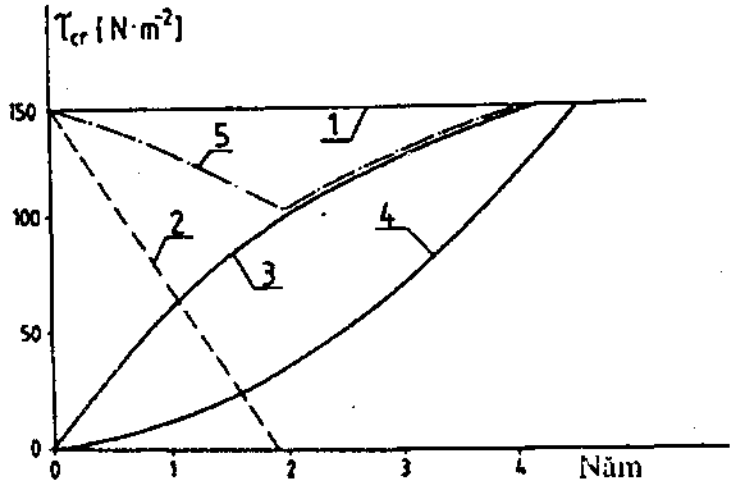
(b)



Hình 6-2 Phân bố vận tốc mặt cắt hình thang: (a) cây mọc thấp, (b) cây mọc cao



Hình 6-3 Xói đáy: (1) bồi, (2) xói



Hình 6-4 Hiệu quả bảo vệ bằng cây và kết hợp vật liệu khác: 1- đá D = 300 mm, 2-bè cành cây 3- cây bảo vệ bờ. 4- cây bụi 5- thảm cành cây và cây.

Độ nhám thuỷ lực

Trị số độ nhám thuỷ lực của Manning (n) trong lòng sông rộng theo Temple 1987 (không ảnh hưởng nhiều về bờ) có thể đọc ở hình 6-5. Chúng phụ thuộc và uR_h (trong đó u là tốc độ bị ảnh hưởng do cây, R_h là bán kính thuỷ lực ở mặt cắ ngang không có cây) và phụ thuộc vào chiều cao cây giả định. Trị số (n) cũng c thể được tính theo công thức của Temple, 1987 như sau:

$$n = \exp\left(C_l\left(0{,}0133(\ln(uR_h))^2 - 0{,}0322(uR_h) + 0{,}145\right) - 4{,}46\right) \quad (6\text{-}1$$

Trong đó:

u và R_h là tốc độ và bán kính thuỷ lực đã nói ở trên;

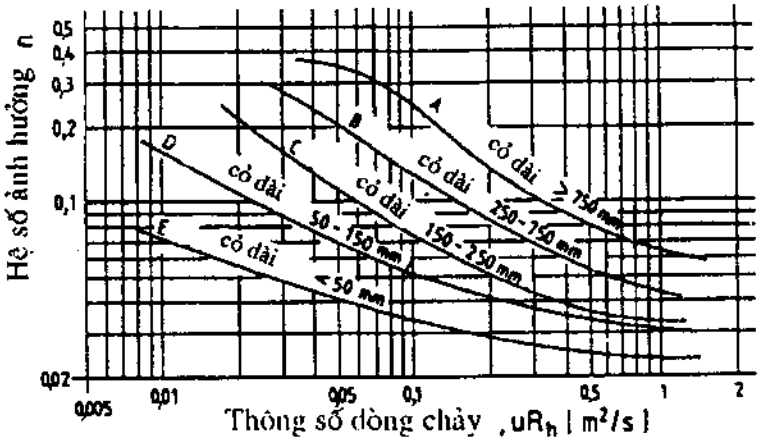
$$C_l = 2{,}5(h_p\sqrt{M})^{1/3} \quad (6\text{-}2$$

Trong đó:

h_p là chiều cao thân cây (m);

M là mật độ cây (số cây trên một m^2).

Chiều cao thân cây phụ thuộc vào loại cây và khả năng phát triển của cây chúng thường nằm trong khoảng 0,1 - 1,0 m hoặc cao hơn. Câu hỏi về chiều ca cây và mật độ cây được xác định theo kinh nghiệm thực tế theo điều kiện hiệ trường.



Hình 6-5 Độ nhám của cỏ cây theo chiều cao khác nhau

Công thức khác được dùng phổ biến của Begmann (1986) đối cây mọc ở đáy và mái, trong đó hệ số Strickler với đáy không cây cỏ mọc được sử dụng, và ảnh hưởng của cỏ cây được biểu thị bằng tỷ lệ phần không cỏ cây trên toàn bộ chiều dài đoạn sông xem xét:

$$Q = Ak_{st}(P_0/P)R_h i^{1/2} \qquad (6\text{-}3)$$

Trong đó:

k_{st} là hệ số Strickler có quan hệ với chu vi ướt phần không cỏ cây;

A - diện tích dòng chảy qua;

R_h là bán kính thuỷ lực;

i là gradient đường năng lượng trong lòng đoạn sông không cây cỏ;

P - chu vi ướt tổng thể (có và không có cỏ cây);

P_0 - phần chu vi ướt không cỏ cây cấu thành sự khác biệt giữa chiều dài chu vi ướt tổng thể và chiều dài phần không cỏ cây của nó. Giả định rằng:

- Mật độ cây bằng với chiều cao thực của của cây.
- Cây có các cành trong mặt cắt ngang dòng chảy là bằng tổng chiều rộng trung bình của thân cây.
- Như trên, nếu các cành ở trên mặt cắt ngang dòng chảy bằng với tổng chiều rộng trung bình của thân cây.

Một phương pháp tính khác trong đó phân chia phần có và không có cỏ cây mọc tốt thay bằng hệ số nhám:

$$1/n_z = k_{stz} = 15\ m^{1/3}/s \qquad (6\text{-}4)$$

và cho rằng phần cỏ cây tốt có độ nhám cao. Ví dụ:

$$1/n_z = k_{stz} = 5\ m^{1/3}/s \tag{6-5}$$

Trường hợp phần dòng chảy yếu có cây mọc tốt, hệ số nhám thay thế bằng k_{stz} có thể tính theo công thức:

$$k_{stz} = k_{st} / \sqrt{(1 + (C_\omega \Sigma A_{pi} / 2g1A2)k^2_{st} R_h^{4/3})} \tag{6-6}$$

Trong đó:

$$A_{pi} = d_{pi} h_i\ m \tag{6-7}$$

$$m = bl/a_x a_z \tag{6-8}$$

Trong đó:

C_ω = 1,0 - 1,5;

d_{pi} đường kính trung bình thân cây;

h_i - chiều sâu ngập nước trung bình của thân cây;

m là số thân cây trên chiều dài l và chiều rộng b;

l là chiều dài tiêu chuẩn của cây mọc tốt được chọn theo tiêu chuẩn về phân bố và kích thước của chúng đại diện cho toàn thể cây;

b - chiều rộng của dãi cây;

a_x,a_z là khoảng cách giữa trục tim thân cây dọc theo chiều nước chảy (a_x) và chiều vuông góc với chúng (a_z);

A là diện tích dòng chảy ở phần có cây trừ diện tích cây chiếm chỗ;

R_h - bán kính thuỷ lực của phần diện tích đó;

k_{st} là hệ số Strickler.

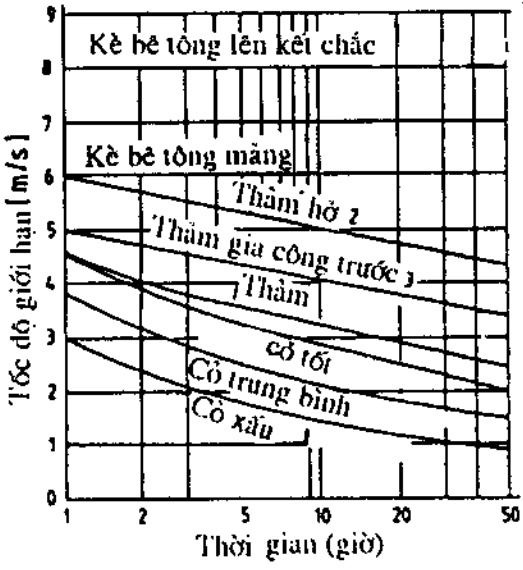
Bảo vệ chống xói

Cỏ cây bảo vệ đáy, bờ chống xói do dòng chảy, trước hết nhờ làm giảm tốc độ dòng chảy và với một mức độ nào đó gia cường lớp đất trên cùng nhờ bộ rễ. Các tác dụng này là đối với cỏ và cây bụi, còn cây thân gỗ đôi khi có tác dụng ngược lại .

Các tiêu chuẩn về ổn định đáy, tốc độ dòng chảy cho phép, ứng suất cắt, chiều sâu nước v.v... sẽ được nêu ở phần sau.

Tốc độ cho phép.

Tốc độ dòng chảy cho phép trên cỏ và cây bụi phụ thuộc chủ yếu vào tình trạng cỏ cây và thời gian duy trì dòng chảy có thể tham khảo ở đồ thị trong hình 6-6.



Hình 6-6 Tốc độ giới hạn chống xói của cỏ cây (theo Hewleft, 1987)

Ghi chú: 1 Khối lượng nhỏ nhất 135 kg/m^2.
2 Chiều dày tối thiểu 20 mm.
3 Đặt trên 20 mm đất mặt hoặc trong lưới.

Để an toàn các tốc độ sau đây được giả định là:

- 1 m/s với dòng chảy liên tục hoặc với thời gian dài;
- 2 m/s với thời gian duy trì dòng chảy trong khoảng 10 giờ đồng hồ;
- 3 đến 4 m/s khi thời gian duy trì khoảng vài giờ;
- 5 m/s khi thời gian dòng chảy duy trì khoảng 1 giờ.

Dùng tốc độ nói trên sẽ không chống được xói nếu:

- Cỏ cây không phủ kín hết hoặc có vật cản trên đường của dòng chảy;
- Chảy ngập xảy ra thường xuyên nên thời gian còn lại quá ngắn không đảm bảo đủ cho cỏ cây sinh trưởng;
- Nước mùa lũ ngập lâu, như đối với cỏ 12 - 23 ngày và đối với cây 38 - 60 ngày (tuỳ thuộc loại cỏ cây).

Trường hợp tốc độ dòng chảy trong lòng sông khi nước ngập mép bờ thì sẽ không cao hơn các giả định về tốc độ như nói ở trên, có nghĩa là hệ số Strickler được giảm tương ứng theo chúng ($1/n = k_{st}$). Dùng ứng suất tiếp tuyến xác định ổn định đáy trên cơ sở giả thiết là ổn định đáy và mái phụ thuộc, trước tiên là ổn định

của các hạt đất nằm trong chu vi ướt, xói sẽ không xuất hiện nếu vật liệu đất nền không bị nước mang đi, hoặc không xẩy ra xói đất ở gốc cây. Về ổn định hạt đất được hiểu theo các đặc tính về độ dính kết đường kính hạt và hạt chịu tác động lực lôi ra ở trong chu vi ướt. Nó có thể được xác định dùng hệ số cây C_f của Temple (1987). Có thể gọi ứng suất cắt biên tác dụng đất là ứng suất hiệu quả và được biểu thị theo công thức sau:

$$\tau_c = \gamma hi\,(1 - C_f)(n_{st}/n)^2 \qquad (6\text{-}9)$$

Trong đó:

h là độ sâu an toàn lớn nhất áp dụng với bán kính thuỷ lực;

i là độ dốc năng lượng;

n là hệ số độ nhám (lấy theo biểu đồ hình 6-5);

n_{st}, hệ số nhám hạt (theo $m^{1/3}$ s) xác định theo công thức:

$$n_{st} = 0{,}015\, D_{75}^{1/6} \qquad (6\text{-}10)$$

Trong đó:

D_{75} - đường kính hạt chứa trong mẫu đất có đường kính nhỏ hơn 75% (mm);

C_f - hệ số cây nằm trong giới hạn 0 - 1,0 được lấy theo bảng 6-1 với giả định luôn nằm ở giới hạn 0,5 - 0,9

Lực kéo hiệu quả cho phép τ_a với đất không dính sẽ không vượt ứng suất hiệu quả τ_c được giả định (thep Temple, 1987) là:

$$\tau_a = 0{,}75D_{75}, \text{ khi } D_{75} \geq 1{,}3 \text{ mm} \qquad (6\text{-}11)$$

và,

$$\tau_a = 0{,}96(\text{Pa}) \quad \text{khi } D_{75} < 1{,}3 \text{ mm} \qquad (6\text{-}12)$$

Trong đó τ_a tính theo Pa, D_{75} theo mm.

Trị số của τ_a với đất không chặt có thể nằm trong giới hạn rộng hơn dưới 1Pa đến 6Pa hoặc lớn hơn. Các trị số về lực kéo hiệu quả được tính lại theo tốc độ cho phép trình bày ở bảng 6-2

6-1-4 Cây

Tác dụng và sử dụng cây

Cây và cây bụi cao làm giảm tốc độ và lưu lượng dòng chảy tuỳ theo vị trí, sự phân bố, kích thước, các nhánh và các yếu tố khác. Trừ những nơi cây hiện có hoặc trồng mới không ngập nước còn ở vùng giáp biên hoặc khi bị ngập nước khi dòng chảy qua cây hình thành các xoáy nước từ một phần năng lượng của dòng chảy và

kết quả là làm giảm năng lực của dòng chảy. Cải thiện điều kiện dòng chảy bằng giải pháp trồng cây được xem là yếu tố điều chỉnh điều kiện dòng chảy và làm giảm tác động bất lợi của nó.

Bảng 6-1: Tính chất của cỏ (khi áp dụng tiêu chuẩn cỏ đồng đều[1])

Hệ số phủ C_f	Loại cỏ thí nghiệm	Mật độ thân (cọng lá), thân/m^2
0,90	Cỏ Bermda	5380
	Cỏ rết	5380
0,87	Cỏ trâu	4300
	Cỏ Kentucky	3770
	Cỏ xanh	3770
0,75	Cỏ tạp	2150
0,50	Cỏ thẹn	3770
	Cỏ thân vàng	2890
0,50	Cỏ linh lăng	5380
0,50	Cỏ Sudan	540

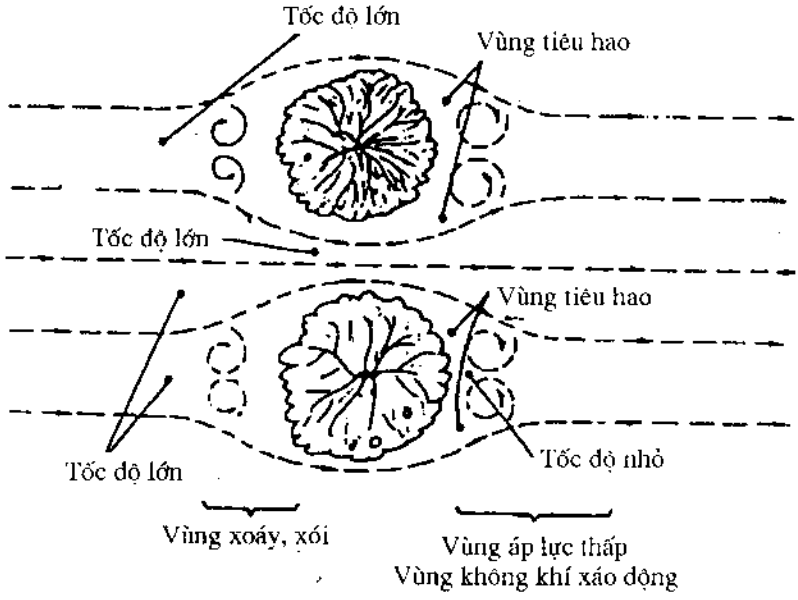
Ghi chú:[1] Nhân mật độ thân với 1/3, 2/3, 1, 4/3, 5/3 cho trường hợp cỏ bao phủ kém, bình thường, tốt, rất tốt và tuyệt tốt.

Bảng 6-2: Lực kéo hiệu quả cho phép được tính lại theo tốc độ cho phép

Đất nguyên thổ đào	Lực kéo hiệu quả cho phép, Pa
Đất sét pha cát	0,79
Đất bùn	1,04
Đất bồi	1,04
Đất sét cứng	1,63

Việc giảm tốc độ dòng chảy trung bình do trồng cây và tác động chống xói của nó được thể hiện trên hình 6-7 và các lý do dưới đây:

- Năng lượng dòng chảy giảm khi đi qua cành lá cây, do đó làm giảm tác dụng phá huỷ đất;
- Gia cường cấu trúc của đất mái và bờ nên hạn chế hiện tượng sạt trượt và làm chậm tiến trình xói mòn đất;
- Bảo vệ phần đất tơi ở sau hoặc ở dưới rễ bị lộ ra ngoài do xói mòn hoặc do nguyên nhân khác. Các rễ cây nhất là loại nhỏ, dài cấu tạo chùm làm tăng độ thấm cho đất.



Hình 6-7 Mặt bằng dòng chảy qua cây

Ngoài nhưng điều nói trên các lý do quan trọng khác về trồng cây và bảo vệ là:

- Tạo nơi cư trú mới cho động thực vật bù cho việc con người chiếm dụng đất ven sông cho nhiều mục đích khác nhau bao gồm công trình chỉnh tri sông.

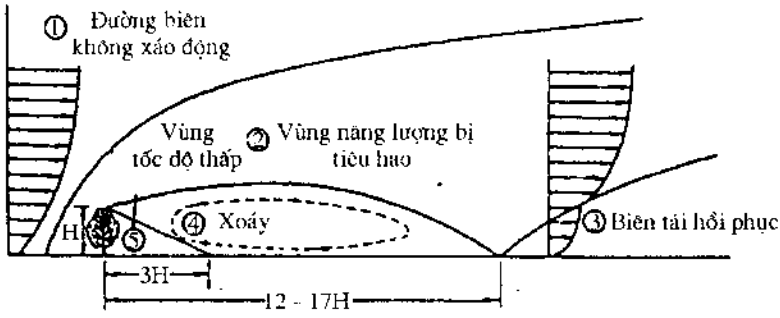
- Cần giảm thiểu việc chặt phá cỏ cây ở bãi nơi không ảnh hưởng đến thoát lũ của sông vì mục đích kinh tế làm phá vỡ cân bằng sinh thái, mất nguồn thức ăn của cá và các sinh vật khác sống dưới nước.

- Cây trồng thành giải ở bờ và bãi sông có tác dụng chắn gió cho đất sản xuất nông nghiệp ở phía trong do đó có thể làm tăng năng xuất cây trồng. Đặc biệt ở vùng cửa sông ven biển cây còn có tác dụng rất quan trọng là chắn cát bay lấp đồng ruộng, tạo con đê cát tự nhiên chống nước triều cao như các dãy cây và đụn cát ven biển các tỉnh miền trung nước ta. Cây ở bãi bờ sông, bãi biển có tác dụng chắn sóng, tiêu hao năng lượng sóng tác động mái đê sông đê biển.

Dòng không khí biến đổi khi qua dãi cây dược thể hiện trên hình 6-8. Chiều rộng dãi cây khoảng 10 m.

- Bảo vệ mái đê chống xói do tác dụng của dòng chảy và sóng trong mùa nước cao.

- Tạo cảnh quan và nơi vui chơi giải trí



Hình 6-8 Dòng không khí đi qua dãi cây (theo Plate, 1987)

Độ nhám thuỷ lực

Trồng cây sẽ làm giảm diện tích dòng chảy. Từ thực tế người ta giả định là với nơi được phủ bằng cỏ cây mà dòng chảy không chảy qua có $k_{st} = 0$. Tại nơi giáp biên có và không có cây một độ nhám giả định thay cho hệ số Strickler bằng khoảng $k_{st} = 1/n \approx 15\ m^{1/3}s^{-1}$ Trường hợp còn lại $k_{st} = 1/n = 5 - 10^{1/3}\ s^{-1}$.

6-2 Gia cường đất

6-2-1 Khái quát

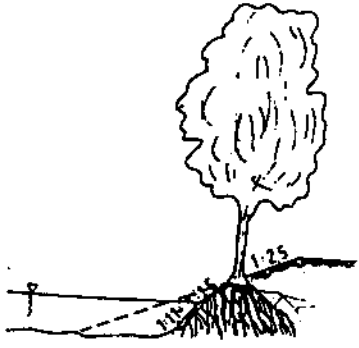
Các nghiên cứu cho thấy rằng mái tự nhiên được phủ bằng cỏ cây sẽ ổn định hơn khi không có cỏ cây. Vì vậy cỏ và cây bụi được sử dụng rộng rãi trong việc gia cường ổn định đối với mái tự nhiên hay mái đào bạt. Ngày nay nhiều nghiên cứu và thí nghiệm được tiến hành về quan hệ giữa đất và cỏ cây. Kết quả cho thấy là cỏ cây làm tăng khả năng ổn định của mái, bờ chủ yếu nhờ bộ rễ của chúng. Các tác dụng quan trọng khác là:

- Hạn chế tiến trình xói mòn nhờ đó mái không hình thành các rãnh sâu;
- Tăng diện bốc hơi do đó làm giảm lượng nước trong đất, trọng lượng bản thân và áp lực khe rỗng;
- Tăng độ thấm nước, do đó thuận cho việc thoát nước ngầm trong mái ra ngoài.

Trong tính toán ổn định chủ yếu xét đến rễ cây và có khi cũng xem xét cả về hiệu quả do bốc hơi.

Rễ tạo nên lưới dạng sợi với cường độ chịu kéo cao , dính kết tương tự cốt thép trong bê tông do đó đất được gia cường. Tác dụng cao về tăng cường ổn định của mái đất khi cây mọc tốt ở trên mái nhờ bộ rễ thành hàng ăn sâu trong đất tạo nên một màng tường chắn củng cố chân bờ hoặc mái. Màng tường này có đặc tính không chỉ gia cường ổn định phần trên của mái mà còn bảo vệ phần ở dưới khi đất

bị xói trôi để lộ một phần rễ ra ngoài và tạo thành một độ dốc mới 1: 1.5 - 1: 1 dốc hơn độ dốc ban đầu (hình 6-9).



Hình 6-9 Bảo vệ bờ bằng màng rễ cây

Các hạt đất ở bề mặt bị xói trôi do sóng và dòng chảy nhưng phần đất ở sâu hơn được bảo vệ nhờ bộ rễ che chắn và tiêu hao năng lượng gây xói trôi. Điều kiện để hình thành một màng tường đất-rễ chặt là: khoảng cách giữa các cây không quá xa, thẳng hàng hoặc các hàng song song với trục dòng chảy.

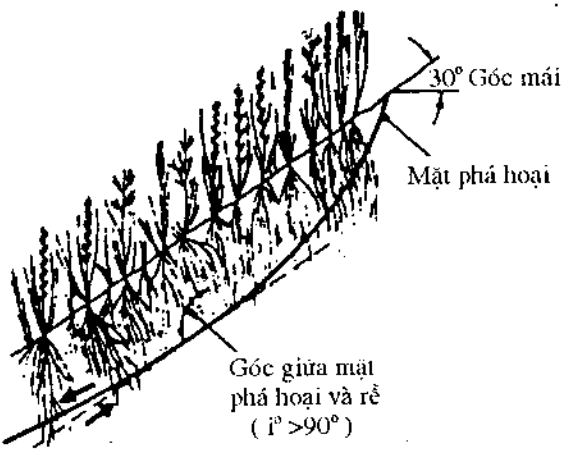
Tuy nhiên mặt bất lợi của cây trên mái, bờ là có khi tạo nên các lực làm mất ổn định. Các lực này chủ yếu do gió tạo nên khi thổi vào cây lớn thân gỗ có thể làm cây đổ kéo theo đất ở vùng xung quanh rễ bị rửa trôi.

Hiệu quả của cây về tăng khả năng ổn định bờ hoặc mái, trước hết là độ sâu của bộ rễ. Gỉa định rằng độ ăn sâu của rễ trong đất 1,5 - 2,0 m của1 hoặc 2 hàng cây và đối với cỏ 0,5 - 0,75 m và có thể đến 1,5 m bao phủ kín mái hoặc bờ. Với cỏ ổn định mái yêu cầu chủ yếu để tăng khả năng ổn định mặt tiếp xúc của lớp đất trên cùng tương đối nông và lớp đất nền ở dưới với cung trượt cạn có thể xảy ra (hình 6-10). Phân tích về ổn định của mái trồng cây được trình bày trên hình 6-11 với giả định tương tự nhưng mặt trượt sâu hơn.

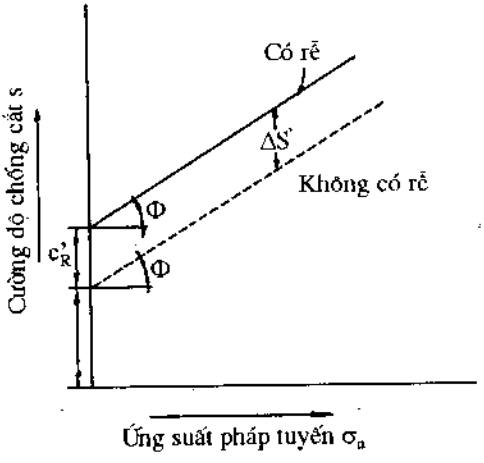
Khi sử dụng trồng cây là biện pháp công trình tăng khả năng ổn định bờ hoặc mái dốc phải xét đến điều kiện thực tế là:

- Cây chỉ có thể tăng ổn định cho đất sau một thời gian cần thiết nào đó cần cho cây trưởng thành (4 - 6 năm) có bộ rễ với cường độ chịu kéo.

- Phát triển của bộ rễ bao gồm chiều dài, mật độ, số lượng, hướng, cường độ chịu kéo là các yếu tố được nghiên cứu phân tích. Nhưng để có được các trị số chính xác của kết quả nghiên cứu về chúng là khó khăn. Tuy nhiên có thể đưa ra một hệ số an toàn có trị số không nhỏ hơn trị số giả định khi nghiên cứu để so sánh mái không và có trồng cây hoặc có cây nhưng phá bỏ.



Hình 6-10 Hướng rễ với mặt trượt nông



Hình 6-11 Hiệu quả gia cường của rễ về cường độ chống cắt của đất

Ghi chú:

$c'_R = \Delta S$ vì Φ như nhau trong cả hai trường hợp có hoặc không có cây (trường hợp thông thường).

Φ – góc ma sát trong hiệu quả;

Δs' là độ tăng cường độ chống cắt hiệu quả của đất do có rễ cây;

c'_R là độ tăng về độ dính kết hiệu quả.

6-2-2 Phân tích ổn định

Gia cường ổn định mái bằng trồng cây được biểu thị tăng cường độ chống cắt của đất theo trị số ΔS' (hình 6-11). Trị số này phụ thuộc vào mật độ của bộ rễ, cường độ chịu kéo, tỷ số chiều dài và đường kính, mạng đường rễ và hướng của chúng với hướng của ứng suất chính (theo Barker, 1986). Cường độ chịu kéo của rễ có thể dùng để tính trị số ΔS' theo công thức:

$$\Delta S' = 1,15t_s \qquad (6\text{-}13)$$

Trong đó t_s là cường độ chịu kéo của rễ (Pa) có thể xác định theo công thức:

$$t_s = \sum (T_i n_i a_i / A) \qquad (6\text{-}14)$$

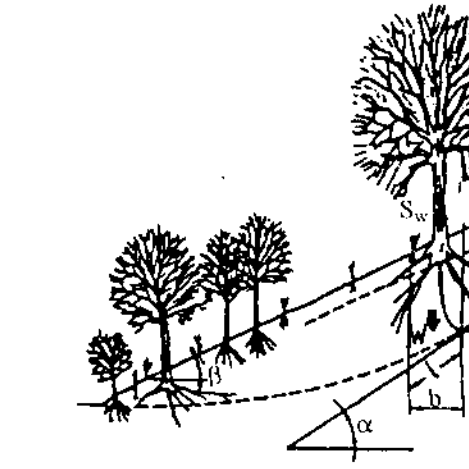
Trong đó:

T_i - cường độ chịu kéo của một số rễ chọn trong bộ rễ để nghiên cứu có số n_i trong mặt cắt ngang a_i;

A là diện tích mặt cắt ngang của đất mà trên đó có số rễ n_i được xác định tại mặt cắt ngang a_i và cường độ chịu kéo được đo.

Cường độ này rất khác nhau tuỳ theo loại cây, mùa trong năm và kích thước của chúng trị số nằm trong phạm vi 4 - 74MN/ m^2 (theo Coppin, 1989). Cường độ này bị giảm nhiều sau thời gian cây bị chặt phá, theo Coppin (1989) có thể từ 7.6 - 0.3 MN/ m^2 ở 29 tháng sau, cao nhất là từ 37,5 - 14,3 MN/ m2.

Phân tích ổn định mái gia cường bằng cây được thực hiện tương tự như mái không có cây cỏ là theo mặt trượt cung (phương pháp Swedish) như ở hình 6-12.



Hình 6-12 Phân tích trượt mái có cây

Hệ số ổn định F được xác định theo công thức:

$$F = \sum ((c'_R + c'_S).b/\sin\alpha + (((W + S_\omega) - (u - u_r)b)\cos\alpha - D\sin(\alpha + \beta) + T\sin\theta)\tan\Phi + T\cos\theta) \times (\sum ((W + s_\omega)\sin\alpha + D\cos(\alpha + \beta)))^{-1} \quad (6\text{-}15)$$

Trong đó:

c_S và Φ các thông số sức kháng của đất dưới điều kiện ứng suất hiệu quả;

c'_R độ cố kết giảm do rễ, kN/m^2;

c'_S là c_S nhưng do hút gây ra bởi bốc hơi, kN/m^2;

W tổng trọng lượng cung trượt kN/m^2;

S_ω - tải trọng do cây, kN/m;

u - áp lực khe rỗng trên mặt trượt, kN/m^2;

u_r là áp lực khe rỗng giảm do bốc hơi, kN/m^2;

D là áp lực gió song song với mái , kN/m;

Các thông số b, α, β, θ như ở hình (6-12);

T là cường độ kéo của rễ cắt theo mặt trượt, kN/m.

6-3 Về ứng dụng

6-3-1 Khái quát

Việc lựa chọn cỏ cây, hình thức và nơi trồng có thể là ở lòng sông, mái bờ, bãi phụ thuộc trước hết vào mục đích chỉnh trị, đặc tính cây và đất hoặc các yếu tố khác như vị trí thích hợp các cây với nhau, mực nước sông, thời gian xuất hiện, tốc độ dòng chảy, hình dạng bờ và các điều kiện có ảnh hưởng khác.

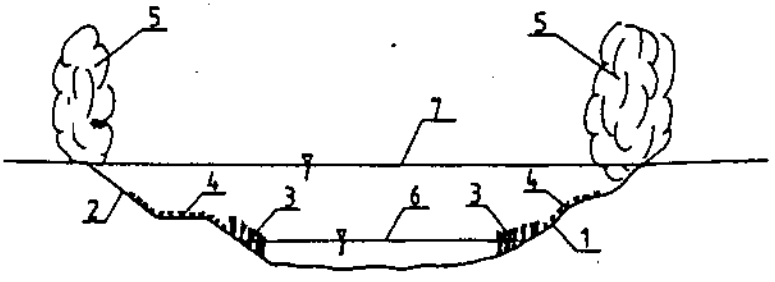
6-3-2 Vùng mái bờ

Có đến 3 hoặc 4 vùng đất khác nhau và điều kiện liên quan đến ngập nước, cây cỏ sinh trưởng được nêu trên hình 6-13. Chức năng và yêu cầu đối với cỏ cây trên từng vùng là khác nhau.

Vùng thấp nhất nằm giữa đáy sông và mực nước thấp trung bình thường không trồng được vì nước luôn luôn ngập. Vùng này để chống xói mòn thường phải sử dụng vật liệu chết để bảo vệ như bó cành cây, đá hoặc bê tông.

Vùng nằm giữa mực nước trung bình mùa cạn và mực nước trung bình mùa mưa hàng năm có thể trồng cây lau sậy, cỏ tranh. Mục đích và chức năng của chúng là chống xói bờ nhờ làm giảm tốc độ dòng chảy ven bờ và gia cường đất mái bờ bằng bộ rễ và làm giảm giao động sóng do gió hoặc tàu thuyền (với chiều rộng dãi lau sậy khoảng 2 m dọc theo mái bờ có thể giảm 2/3 năng lượng sóng tạo ra bởi thuyền

máy chạy qua). Lau sậy có thể chống tốc độ dòng chảy trung bình 1 m/s của mặt cắt ngang sông. Tại vùng này có thể kết hợp sử dụng cùng vật liệu chết như bó cành cây, đá để chống xói ở những vị trí cần thiết.



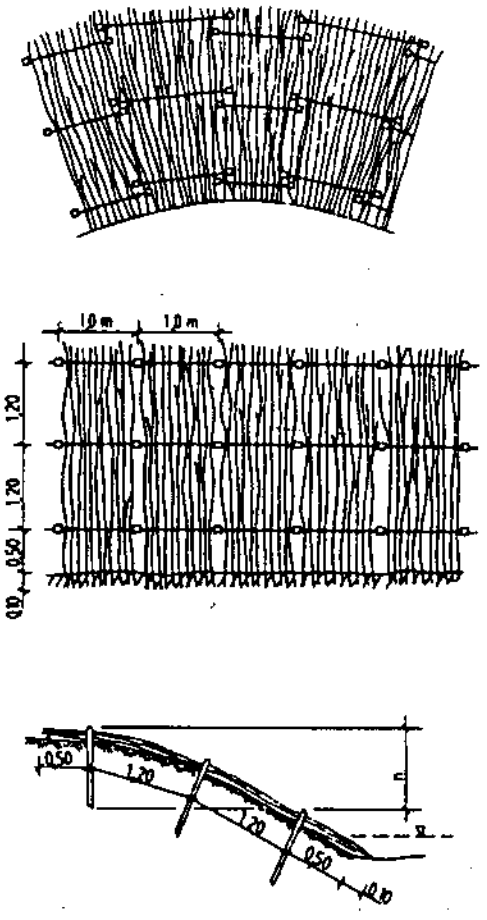
Hình 6-13 Các vùng cỏ cây trên mái bờ sông

Ghi chú: 1-bờ thấp. 2- bờ cao. 3-lau sậy. 4-cỏ. 5-cây bụi và cây cao. 6- mực nước trung bình. 7-mực nước lũ

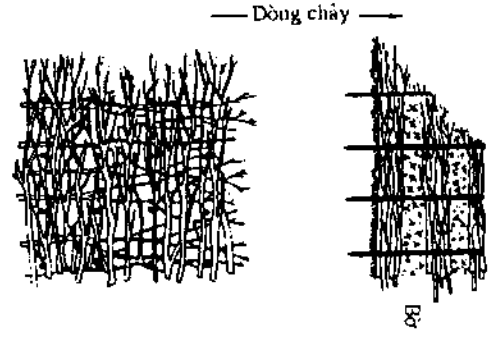
Vùng nằm giữa mực nước trung bình mùa mưa và mực nước cao khi có lũ có thể gia cường mái bờ bằng cỏ, cây họ bụi và các loại cây cao khác thích hợp như tre trúc, liễu.v.v... Trồng cỏ và cỏ nhân tạo dùng bảo vệ mái bờ, đê đã được đề cập ở chương I, chương đầu tiên của sách này muốn nhấn mạnh tác dụng rất hiệu quả của cỏ về kỹ thuật cũng như kinh tế thích hợp điều kiện ở nước ta trong công trình chỉnh trị sông. Trồng cây để bắt đầu có hiệu quả bảo vệ cần 4 - 3 năm đối với tre hay cây liễu do đó cần bảo vệ tạm thời bằng vật liệu chết như phên hay bó cành. Trồng bằng cách cắm sâu vào đất khoảng 1/4 chiều dài thân với khoảng cách 0,60 x 0,60 m hoặc 1,0 x 1,0 m, vuông góc với mái bờ. Các hình thức bảo vệ tạm thời được áp dụng có thể là:

a) Phên tre nứa hoặc cành liễu (hình 6-14) phủ mái có thể chuyển ứng suất cắt 50 N/m^2 ngay sau khi trồng cắm thành 150 N/m^2 hoặc lớn hơn qua 2 mùa cây phát triển. Các cọc neo phên được cắm sâu vào đất vuông góc với mái cách nhau 1,2 m. Đầu cọc neo buộc với phên bằng thép có đường kính 2 mm. Trường hợp trồng tre có thể không cần thiết sử dụng cọc để neo phên mà dùng ngay thân tre cắm sâu vào mái.

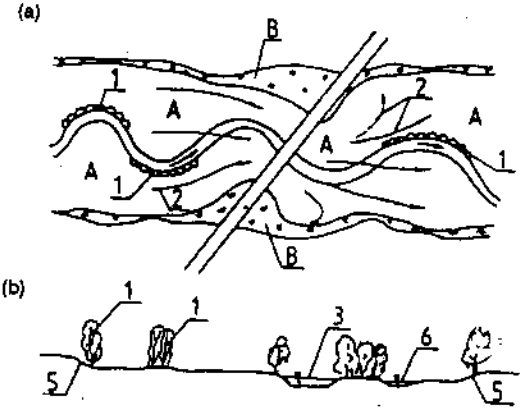
b) Bó cành cây tươi (hình 6-15) được sử dụng để bảo vệ chân mái, trừ nơi nước sâu. Bó cành còn được dùng như hình thức mỏ hàn và các hình thức khác bảo vệ bờ bị xói và tăng khả năng lắng đọng bùn cát.



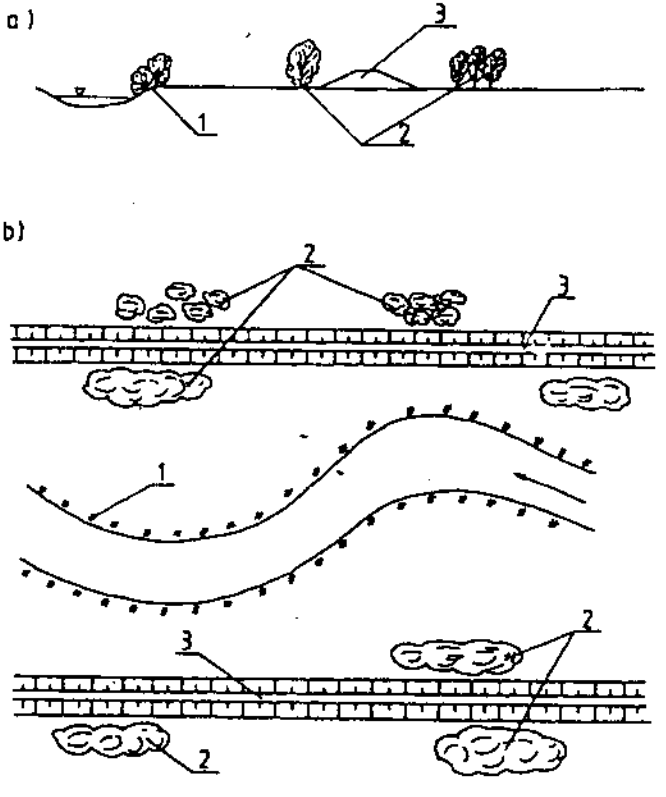
Hình 6-14 Phủ mái bờ bằng phên



Hình 6-15 Công trình bó cành cây



Hình 6-16 Bố trí cây ở nơi không ngập nước thường xuyên: A - nơi dòng chảy. B - cây. 1 - cây. 2 - bãi sóng. 3 - 6 nơi ngập nước. 5 - bờ cao



Hình 6-17 Bố trí cây: 1-dãi cỏ cây ở mái. 2-cây. 3-đê

6-3-3 Về ứng dụng và bố trí cây trồng trên mặt bằng.

Trên vùng bờ, bãi sông rộng cây bụi và cây cao có thể trồng mà không ảnh hưởng đến khả năng thoát lũ. Bố trí trồng cây theo:

- Hình thành từng giải như nêu trước đây.
- Nơi không bị ngập nước thường xuyên (hình 6-16).
- Nơi có đê hoặc công trình khác cần có trồng cây (hình 6-16 và hình 6-17).

CHƯƠNG VII

MẶT CẮT NGANG SÔNG VÀ TUYẾN CHỈNH TRỊ

7-1 Giới thiệu

Các chương trước đã đề cập đến thiết kế công trình chỉnh trị sông thông dụng dụng nhất là công trình bảo vệ bờ và phương pháp xác định tải trọng, tính toán dự đoán chiều sâu xói Mục đích của chương này trình bày về thiết kế mặt cắt ngang sông chỉnh trị. Như đã biết, công trình chỉnh trị có ảnh hưởng lớn đến tính chất của sông ngòi và kích thước vốn có của nó. Công trình chỉnh trị ở vị trí thích hợp có thể khống chế biến đổi trên mặt bằng của đoạn sông thượng và hạ du, hoặc có thể làm thay đổi lớn đặc tính của một con sông trên toàn bộ chiều dài của nó.

Biến đổi điều kiện thuỷ lực luôn xảy ra nhanh hơn so với điều kiện địa chất. Sự thay đổi về địa hình lòng sông (cao độ đáy, chiều rộng sông) thông thường cần thời gian dài hơn. Cần nhấn mạnh rằng trong một hệ thống sông, có nhiều tiến trình ngắn tác động cùng một lúc mà những tiến trình này khởi đầu theo thời gian khác nhau. Vì quan hệ không tuyến tính giữa tốc độ và vận chuyển bùn cát, sự mau lẹ ảnh hưởng lẫn nhau của những tiến trình này. Biến đổi trong một con sông, theo Klaassen 1988 có thể chia thành 2 loại:

1- Sự thay đổi bất thường "về trị số trung bình". Thay đổi kích thước lòng sông, độ cong, biến đổi mặt cắt ngang nơi đoạn sông mở rộng hoặc thu hẹp dưới tác động của thay đổi dòng chảy.

2- Sự thích nghi theo điều kiện cân bằng mới. Biến đổi theo điều kiện biên của sông, và tác động hoạt động của con ngươi có thể mang lại những thay đổi kéo dài hay thậm chí mãi mãi môi trường của con sông.

7-2 Thiết kế một mặt cắt ngang sông (kênh)

7-2-1 Những khía cạnh chung

Một lòng sông ổn định có thể được xem là khi vận chuyển nước và bùn cát không tạo nên xói hay bồi qua một chu kỳ thuỷ văn năm cơ bản (Keller và Brookes, 1984). Thuật ngữ này hình như muốn ám chỉ cho một con sông hay đoạn sông tự nhiên không có tác động của con người bằng công trình chỉnh trị. Theo

Schumm và Khan (1972), Chang (1979, 1985, 1986), Keller và Brookes (1984) biến đổi hình dạng sông (thẳng đến cong đến phân nhánh) xuất hiện khi trị số vượt trị số giới hạn về năng lực dòng chảy đối với một lòng dẫn. Biến đổi mái, lưu lượng ngập bãi, năng lực dòng chảy cùng với biến đổi lòng dẫn, đặc biệt nếu nắn thẳng hay cắt cong sông. Do vậy các nhà khoa học cho rằng biến đổi tiềm năng tăng về năng lực dòng chảy theo lòng dẫn có thể giúp cho việc mô tả về mất ổn định.

Keller và Brooker (1984) xác định ổn định lòng sông dùng năng lực dòng chảy được biểu thị theo công thức sau:

$$P_s = \rho g Q_{bf} I \qquad (7\text{-}1)$$

Trong đó:

ρ - dung trọng nước, kg/m3

g là gia tốc trọng trường, m/s^2

P_s là năng lực dòng chaỷ trên chiều dài đơn vị của sông, N/s

Q_{bf} là lưu lượng khi ngập bãi, m^3/s

Theo tài liệu từ Anh và Mỹ thì nếu P_s vượt 500 N/s thì có thể xẩy ra mất ổn định. Trị số này kết hợp cùng công thức (7-1) có:

$$I = 0{,}05 Q_{bf}^{-1} \qquad (7\text{-}2)$$

Từ thế kỷ 19 đã có công thức về quan hệ giữa các yếu tố sông là:

$$I = aQ^n \qquad (7\text{-}3)$$

Trong đó:

I là độ dốc sông;

Q - lưu lượng đặc trưng

a là một hằng số

n là số mũ.

Công thức (7-2) và (7-3) hình (7-1) có thể sử dụng để dự báo về mất ổn định

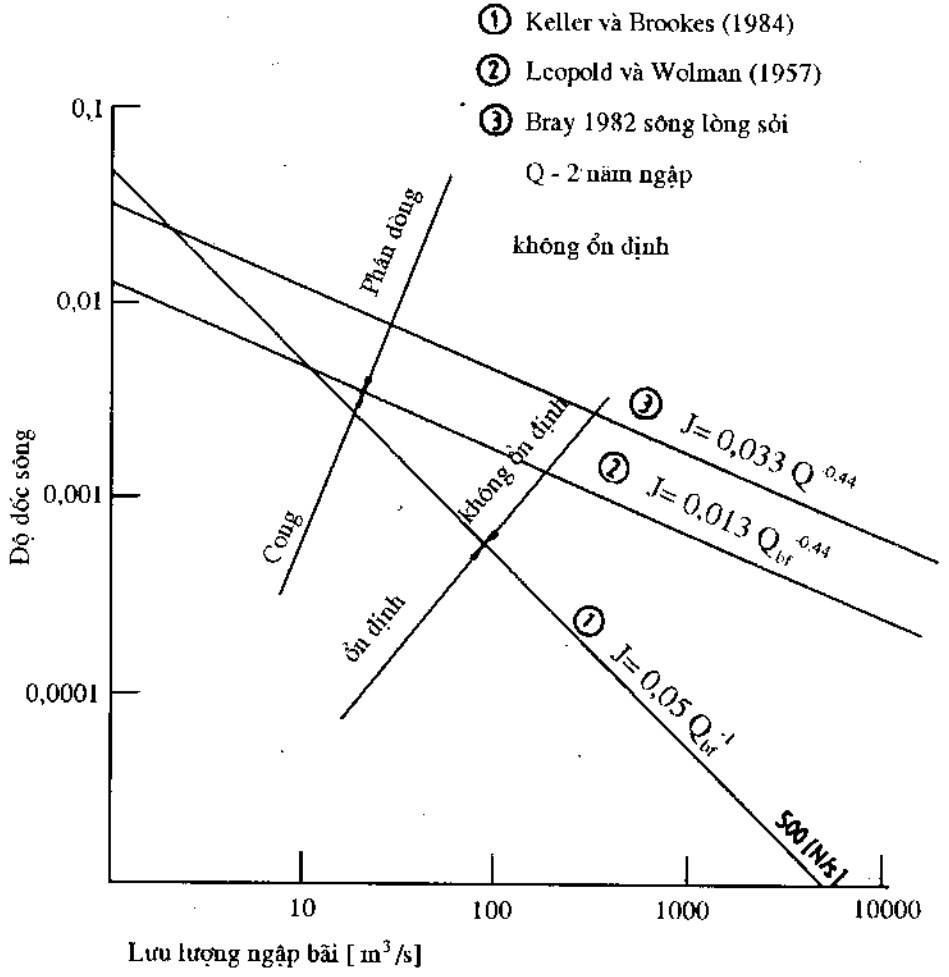
Hey (1978) đưa ra một mô hình xác định chung trên cơ sở nghiên cứu lòng sông bồi tích cho rằng có thể dự báo về lòng dẫn ổn định hoặc mất ổn định. Ví dụ phương trình về sức kháng dòng chảy như sau:

$$R_h = f\,(I, u, h_{max}, P, D_b, \sigma_b, D_r, \sigma_r, D_l, \sigma_l) \qquad (7\text{-}4)$$

Theo Hey, có thể đưa đến các kết luận sau:

- Lòng dẫn tự nhiên có 9 "độ tự do" vì chúng có khả năng tự điều chỉnh hình dạng mặt cắt ngang của nó, P, R, h_{max}, độ dốc mái, I, hình dạng trên mặt bằng, p, z, tốc độ, u, dạng đáy lòng, λ, Δ tương ứng với xói hay bồi. Biến thiên chủ là lưu

lượng Q, đầu vào là lượng chuyển bùn cát S_t kích thước bùn cát D_b, σ_b, D_r, σ_r, D_l, σ_l và độ dốc lòng sông I_r.



Hình 7-1 Quan hệ mái bờ và lưu lượng ngập bãi về ổn định, không ổn định

Ghi chú: 1- Keller và Brooker (1984)
2- Leopold và Wolman (1957)
3- Bray (1982) với lòng cuội sỏi, Q - 2 năm có lũ.

- Điều chỉnh lòng dẫn xảy ra do sự mất cân bằng giữa bùn cát vào và ra. Trong thời gian mất ổn định, hình dạng thuỷ lực sẽ phản ứng lại những thay đổi lượng chuyển bùn cát vào và ngược lại ảnh hưởng lượng bùn cát ra.

- Vì có 9 yếu tố chưa biết nên cần có 9 phương trình để giải. Tiếp đến là các phương trình sức kháng dòng chảy, vận chuyển bùn cát (đầu vào), dạng lòng (2 phương trình), năng lực bờ (2 phương trình), uốn khúc (2 phương trình).

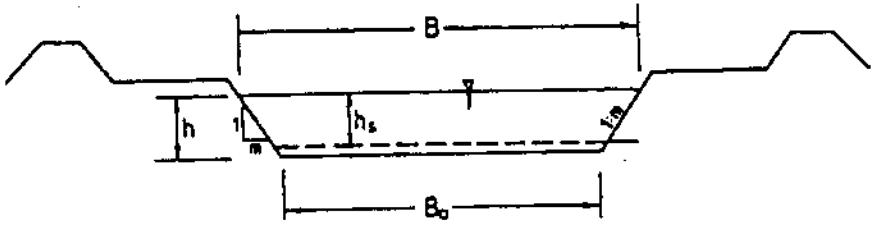
- Với nắm đầy đủ tiến trình biến đổi lòng sông, có thể sử dụng phương pháp kinh nghiệm để thiết kế một đoạn sông.

- Vì lòng sông phản ứng khá nhạy với sự biến đổi điều kiện vào và cơ chế cung cấp hoàn trả ở thượng lưu mà các điều kiện này tác động chậm nhưng đủ cho một đoạn sông biến đổi theo điều kiện vào là nguyên nhân có thể xác định đối với lòng dẫn không ổn định. Trong trường hợp này biến số xác định dạng hình thuỷ lực ngập bờ được xem như là biến số phụ thuộc còn biến số chủ là biến số độc lập.

- Với sông có đủ số liệu về dòng chảy, lưu lượng và lượng bùn cát vào ứng với khi ngập bãi mà không bồi không xói chứng tỏ dòng chảy chuyển hết bùn cát được xem là sông ổn định và ngược lại là không ổn định.

- Khi thiết kế một đoạn sông ổn định, các trị số của biến số độc lập phải được hiệu chỉnh cho đến khi cân bằng bùn cát vào và ra.

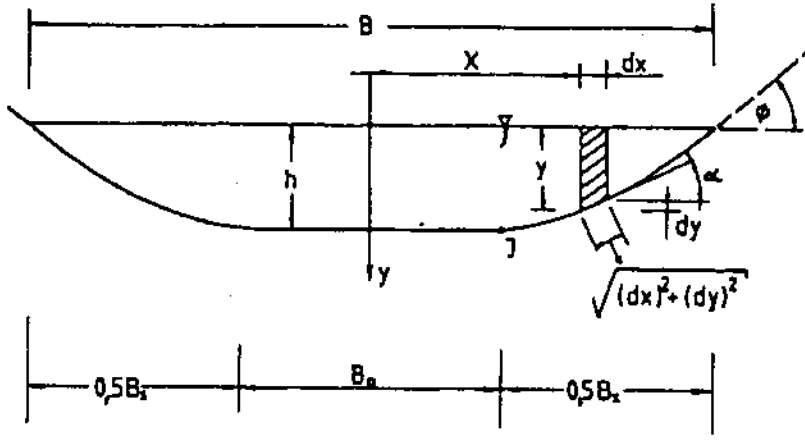
Hình dạng mặt cắt ngang không chỉ theo như lưu lượng thông thường mà phải gồm cả lưu lượng lớn và nhỏ hơn. Yêu cầu này giúp cho năng lực dòng chảy ở các trạng thái khác nhau trong quan hệ khả năng tạo lòng. Phần lớn mặt cắt sông thiết kế có dạng hình thang (hình 7-2).



Hình 7-2 Mặt cắt ngang sông dạng hình thang

Trường hợp mặt cắt ngang ổn định ở điều kiện ngưỡng hoặc đối với đoạn sông thẳng ổn định trong đó vật liệu lòng cuội sỏi không đồng nhất được vận chuyển nhưng không làm thay đổi mặt cắt ngang sông, dạng bờ cong hình cosin được biểu thị trên hình 7-3 ở trên.

Giả định mái phần dưới giảm đồng thời với giảm kích thước hạt đất cát, với một lưu lượng không đổi tỷ số giữa chiều rộng và chiều sâu có thể giữ nguyên không thay đổi. Khi mỗi lần tăng lưu lượng cần phải mở rộng mặt cắt ngang bằng tăng tỷ số chiều rộng và chiều sâu.



Hình 7-3 Mặt cắt ngang sông ổn định

Một chiều rộng sông quá rộng sẽ đưa đến kết quả giảm khả năng vận chuyển bùn cát và tạo dòng chảy không đồng đều. Ngược lại khi chiều rộng sông hẹp, do thu hẹp làm tăng vận tốc dòng chảy, tăng xói có hại cho ổn định lòng sông và công trình trong sông nhất là khi ở mức nước cao.

Theo quan điểm kỹ thuật cần phải dự đoán trước các biến đổi lòng sông ứng với các hình thức công trình chỉnh trị hay xây dựng trên sông khác nhau để đề phòng các bất lợi có thể xẩy ra. Ví dụ, khi mở rộng đoạn hạ lưu sông Mississippi ở Mỹ cho phù hợp với cắt đoạn sông cong ở gần đó cần phải xây dựng kéo dài tuyến đê dọc theo lòng sông mới.

Tuy nhiên phương pháp phân tích để đánh giá sự biến đổi của sông ngòi còn hạn chế do rất phức tạp. Một con sông có nhiều cách phản ứng lại những thay đổi cho cùng kết quả nhưng bằng nhiều cách khác nhau.

Sông bồi tích tự nhiên hình thành hệ thống hình dạng và kích thước khác nhau với lòng sông nhỏ, trung bình rộng để vận chuyển nước và bùn cát. Sự vận chuyển này theo một không gian 3 chiều phụ thuộc đặc tính tự nhiên phức tạp. Để dự báo biến đổi có thể xẩy ra do tự nhiên hoặc do các công trình tác động người ta sử dụng tính toán về hình thái học sông ngòi. Tuy nhiên dự báo biến đổi hình thái học là rất khó khăn trong trường hợp lòng sông bồi tích có xen chứa vật liệu lòng là chất kháng xói như đất dính kết, đá hoặc trong trường hợp gặp lưu lượng rất lớn ngoài dự đoán. Lưu lượng lớn ảnh hưởng tiến trình bồi xói và công trình trên sông làm ảnh hưởng lớn đến lòng sông. Nguyên do vì thay đổi tương tác giữa nước và vận động bùn cát. Mặt khác tính toán hình thái sông là khó khăn vì đặc tính biến đổi của vật liệu đáy sông theo không gian và thời gian và việc định lượng bùn cát vận

chuyển tương ứng các lưu lượng và mực nước khác nhau. Vì các lý do khó khăn nói trên nên có nhiều phương pháp (thực nghiệm và phân tích) nghiên cứu tìm cách giải đơn giản hoặc tương đối đơn giản dùng trong thiết kế mặt cắt ngang sông và dùng để dự báo kết quả biến hình lòng sông do tác động của công trình xây dựng. Một số phương pháp được sử dụng để xác định chiều rộng của sông và dự đoán các thông số thuỷ lực cần cho một lòng sông bồi tích ổn định. Các phương pháp này có thể chia thành như sau:

1.Phương pháp lực kéo về thiết kế lòng sông ổn định

1-1 Mặt cắt ngang ổn định trong điều kiện giới hạn.

1-2 Mặt cắt ngang ổn định với vận chuyển bùn cát đáy yếu.

2.Tốc độ cho phép

3. Lý thuyết về chế độ.

3-1 Chế độ kênh.

3-2 Chế độ sông.

- Lòng sông cát.
- Lòng sông cuội sỏi.

4.Phương pháp cực hạn

4-1 Năng lực dòng chảy nhỏ nhất.

4-2 Tốc độ tiêu tán năng lượng nhỏ nhất.

5. Phương pháp dựa trên cơ sở phân tích ổn định.

6. Biến đổi lòng sông là hậu quả của công trình tác động.

Vì quan điểm nhìn nhận theo các khía cạnh khác nhau ở từng phương pháp nên sẽ không ngạc nhiên khi áp dụng các công thức trong thiết kế cho các kết quả xa nhau. Do đó có thể sử dụng một số công thức chỉ để thiết kế mặt cắt ngang sông đối sông nhỏ và trung bình khi đầu tư dự án hoặc các dự liêu bị giới hạn hoặc thiết kế cục bộ.

7-2-2 Phương pháp tính toán thiết kế mặt cắt ngang sông

Với lòng cuội sỏi có 7 "độ tự do " vì chúng có thể biến đổi chiều rộng (B), chiều sâu trung bình (h), chiều sâu lớn nhất (h_{max}), độ dốc (I), tốc độ (u), vụng cong và độ uốn khúc (p) của nó theo bồi và xói. Biến số chủ đạo là lưu lượng (Q), lượng bùn cát vận chuyển S_t, các đặc tính của vật liệu bờ và đáy sông D_b, D_r, D_f, độ dốc lũng sông I_v, cỏ cây ở bờ B_v. Hai bộ các biến số này được gắn bởi 7 phương trình hoặc công thức tính hay điều chỉnh theo cơ chế của Hey (1985). Các biến số được nêu trong bảng 7-1

Bảng 7-1: Hình thái sông lòng cuội sỏi và phương trình khống chế

Độ tự do	Biến số phụ thuộc	Biến số cố định	Biến số độc lập	Loại lòng	Điều chỉnh
1	u	h, I, B, h_{max} p, L_A	Q	Lòng cố định	1. Liên tục
2	u, h	I, B, h_{max}, p L_A	Q, D, D_r, D_l, D_v	Lòng cố định	1. Liên tục 2. Kháng dòng chảy
3	u, h, I	B, h_{max}, p, L_A	Q, S_l, D, D_r, D_l, D_v	Lòng động	1. Liên tục 2. Kháng dòng chảy 3. V/chuyển bùn cát
5	u, h, I, B, h_{max}	p, L_A	Q, S_l, D_r, D, D_l,D_v	Lòng động	1. Liên tục 2. Kháng dòng chảy 3. V/chuyển bùn cát 4. Xói bờ 5. Bồi bãi giữa
6	u, h, I, B, h_{max},p, z, L_A	-	Q, S_l, D, D_r, D_l, B_v, I_v	Lòng động	1. Liên tục 2. Kháng dòng chảy 3. V/chuyển bùn cát 4. Xói bờ 5. Bồi bãi giữa 6. Uốn khúc 7. Vụng cong

Trong bảng trên:

u - tốc trung bình dòng chảy;

h - chiều sâu bình quân;

I - độ dốc sông;

B - chiều rộng sông;

h_{max} - chiều sâu lớn nhất của dòng chảy;

p - độ uốn khúc của sông;
L_A - chiều dài vụng cong;
Q - lưu lượng;
S_t - lưu lượng bùn cát;
D, Dr, D_l là kích thước hạt lòng sông, bờ phải và bờ trái của sông;
B_v - bờ cây cỏ;
I_v - độ dốc lũng sông .

Dựa cơ sở lý thuyết, các công thức thiết kế và mô hình số được sử dụng để dự đoán sự biến đổi về hình thái của sông thông qua các hoạt động xói bồi.

Về lý thuyết giải cùng một lúc 7 phương trình ghi ở bảng (7-1) là đủ để xác định kích thước đối lòng sông cuội sỏi. Đáng tiếc có thể do hiểu chưa thật đầy đủ một số tiến trình làm cản trở sự tiến triển theo cách suy diễn (Hey,1985). Hơn nữa, thiết kế lòng sông ổn định mà cơ bản của vấn đề là cân bằng vận chuyển bùn cát, liệu tốc độ vận chuyển bùn cát bằng zero hay là không.

Phương pháp lực kéo có thể sử dụng để thiết kế mặt cắt ngang sông thông thường ổn định đối với lòng cuội sỏi tương đối thẳng.

Phương pháp vận tốc cho phép cho một sự nhìn nhận sâu sắc mối quan hệ giữa kích thước hạt bùn cát và tốc độ của dòng chảy. Phương pháp này hiệu quả khi sử dụng để thiết kế sơ bộ mặt cắt ngang sông.

Phương pháp chế độ như nói ở trên được nhiều nhà nghiên cứu đến, có thể dùng như một hướng dẫn thiết kế. Tuy nhiên, để sử dụng phương pháp này phân tích một con sông cần phải lựa chọn để cố định từng lưu vực tiêu, sông suối nhất là khi nơi có dòng chảy sông nhánh góp phần quan trọng và nơi biến đổi địa chất nhiều

<u>Phương pháp lực kéo thiết kế mặt cắt sông ổn định</u>

* *Mặt cắt ngang ổn định trong điều kiện giới hạn*

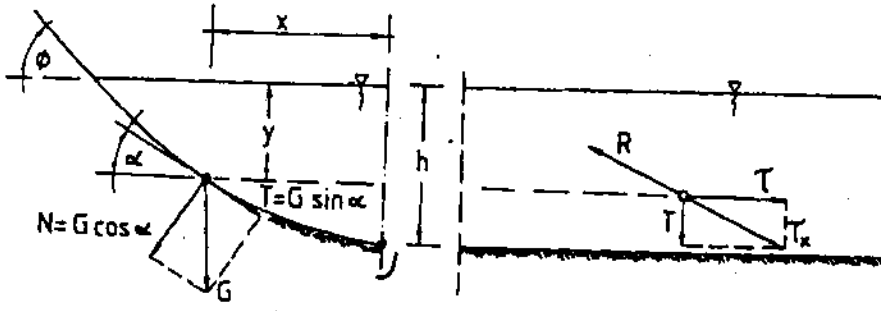
Mặt cắt ngang có thể thiết kế như là sự vận động khởi đầu xảy ra đồng thời tại các điểm trên chu vi ướt. Trong dòng nước (hình 7-4), thành phần trọng lượng của hạt ở mái T kết hợp với ứng suất cắt dòng chảy τ có τ_x là lực chống lại lực R. Cân bằng lực tác dụng lên một chiều dài phân tố chất lỏng dx (hình 7-3), theo Raudkivi (1967) là:

$$\rho g I y dx = \tau . dx/\cos\alpha$$

$$\tau = \rho g I y \cos\alpha \qquad (7\text{-}5)$$

Trong đó:
ρ là tỷ trọng nước;
g - gia tốc trọng trường;

I là độ dốc.



Hình 7-4 Sơ đồ lực tác dụng lên hạt ở mái sông

Có thể xác định ứng suất cắt giới hạn tại đáy (ở điểm j hình 7-3):

$$\tau_0 = \rho g h I \tag{7-6}$$

và

$$\tau_0 = G \tan\phi \tag{7-7}$$

hoặc

$$G = \tau_0 / \tan\phi \tag{7-8}$$

Trong đó:

G là trọng lượng hạt;

ϕ - góc nghỉ.

Trên mái dốc từ trọng lượng được thay bằng tải trọng pháp tuyến N = Gcosα và lực kháng giới hạn trên đơn vị diện tích sẽ bằng với lực tổng hợp τ_x, tức là $\tau_x = R$. Do đó có:

$$\tau_x = \tau_0 \cos\alpha \tag{7-9}$$

và

$$T = G \sin\alpha = (\tau_0 / \tan\phi)\sin\alpha \tag{7-10}$$

Cân bằng lực có:

$$\tau_0^2 \cos^2\alpha = \tau_0^2 (\sin^2\alpha/\tan^2\phi) + (\rho g I y)^2 \cos^2\alpha \tag{7-11}$$

$$(\rho g I y)^2 / \tau_0^2 = (1/\cos^2\alpha)(\cos^2\alpha - \sin^2\alpha/\tan^2\phi) \tag{7-12}$$

$$y/h = \sqrt{(1 - \tan^2\alpha/\tan^2\phi)} \tag{7-13}$$

Từ hình (7-3):

$$\tan\alpha = dy/dx \qquad (7\text{-}14)$$

Thay công thức (7-14) vào (7-13) có:

$$(dy/dx)^2 + (y/h)^2 \tan^2\phi - \tan^2\phi = 0 \qquad (7\text{-}15)$$

Thành thể thống nhất và điều kiện biên y = h tại x = 0 có:

$$y = h \cos((\tan\phi/h)x) \qquad (7\text{-}16)$$

Công thức (7-16) xác định dạng hình học lý tưởng mặt cắt ngang ổn định theo đường cong cosin (hình 7-5). Các đặc tính khác của mặt cắt này được Graf (1971) đưa thành công thức ;

- Diện tích dòng chảy:

$$A = 2h^2/\tan\phi \qquad (7\text{-}17)$$

- Chiều rộng mặt và bán kính thuỷ lực:

$$B = \Pi h/\tan\phi; \qquad R_h = h\cos\phi/E\sin\phi \qquad (7\text{-}18)$$

- Tốc độ dòng chảy bình quân u, dùng công thức Manning:

$$u = 1/n\,(h\cos\phi/E\sin\phi)^{2/3}\, I^{1/2} \qquad (7\text{-}19)$$

Trong đó:

$E\sin\phi \approx (\Pi/2)(1 - 1/4\sin^2\phi)$ là một tích phân elíp

Người ta cho rằng mặt cắt ngang lý tưởng ổn định như tính theo công thức trình bày ở trên sẽ cho một khối lượng đào nhỏ nhất, hiệu quả thuỷ lực lớn nhất, chu vi nhỏ nhất và một chiều rộng nhỏ nhất ứng với một lưu lượng cho trước.

Tại ngưỡng với một kích thước hạt cho trước trong vùng chảy rối trị số giới hạn của thông số Shield θ_c và:

$$0{,}056 = hI/D\Delta \qquad (7\text{-}20)$$

Với $\Delta = 1{,}65$, công thức (7-20) với điều kiện giới hạn là:

$$D = 11hI \qquad (7\text{-}21)$$

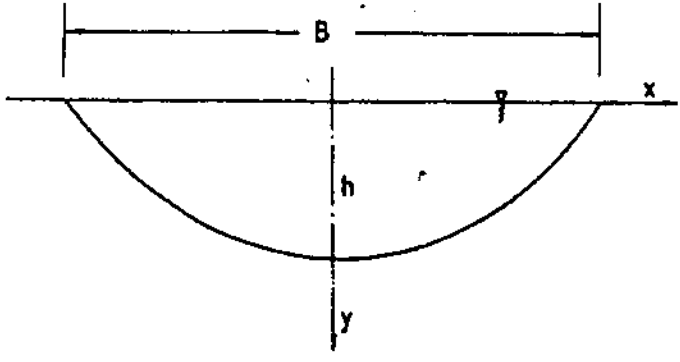
Với trị số góc nghỉ cho trước $\phi = 30^o$, các thông số mặt cắt sông ổn định theo Raudkivi (1967) như sau:

Bề rộng mặt $\qquad B = 5{,}45h \qquad (7\text{-}22)$

Diện tích $A = 3,45h$ (7-23)

Chu vi $P = 5,67h$ (7-24)

Bán kính thuỷ lực trung bình: $R_h = 0,59h$ (7-25)



Hình 7-5 Mặt cắt ngang lý tưởng ổn định

Do đó công thức (7-21) được thay bằng:

$$D = 11\ R_hI/\ 0,59 = 19\ R_hI \quad (7\text{-}26)$$

và vận tốc dòng chảy trung bình:

$$u = 28\ R_h^{1/2}\ I^{1/3} \quad (7\text{-}27)$$

hoặc:

$$u = 10.5\ D^{1/3}R_h^{1/6} \quad (7\text{-}28)$$

Các quan hệ trên xác định kích thước nhỏ nhất giới hạn của lòng sông với một lưu lượng, độ dốc mái và kích thước hạt cho trước. Khi áp dụng công thức (7-27) và (7-28) ngụ ý rằng lòng sông không xói không bồi.

Khi mặt cắt ngang sông rộng, Raudkivi gợi ý sử dụng công thức sau:

$$n = 0,048\ (hI)^{1/6} \quad (7\text{-}29)$$

$$u = 31\ h^{1/2}I^{1/3} \quad (7\text{-}30)$$

và:

$$Q = 31\ B\ h^{3/2}I^{1/3} \quad (7\text{-}31)$$

Trong đó:

n là hệ số nhám Manning

** Mặt cắt ngang sông ổn định với vận chuyển bùn cát đáy yếu*

Ikeda và Kimura (1987) dùng một mô hình toán để tính ổn định đối lòng sông thẳng cuội sỏi, trong đó vật liệu lòng sông không đồng nhất được vận chuyển không làm thay đổi mặt cắt ngang sông.

Dạng mặt cắt ngang đã trình bày ở hình (7-3). Các thông số về lòng sông ổn định biểu thị theo các công thức sau đây:

- Chiều sâu:

$$h = 0{,}0615\,(\log_{10}(19\sigma))^{-2}\sigma\Delta D_{50}I^{-1} \qquad (7\text{-}32)$$

- Chiều rộng:

$$B = Q\,/\,(2{,}5L_h hu_*) + (2{,}571 + 2{,}066/\,L_h)h \qquad (7\text{-}33)$$

- Chu vi ướt:

$$P = (1 + 5{,}048h/\,B_0)B_0 \qquad (7\text{-}34)$$

- Diện tích mặt cắt ngang:

$$A = (1 + 2{,}982h/\,B_0)hB_0 \qquad (7\text{-}35)$$

- Bán kính thuỷ lực:

$$R = A\,/\,P = (1 - 2{,}066h/B_0)h \qquad (7\text{-}36)$$

- Đường bao bờ, theo Parker:

$$Y/\,h = 1/(1 - \phi_t)\ x.(\cos((2x - (B - B_s)/B_s)\cos^{-1}\phi_t) \qquad (7\text{-}37)$$

- Thông số Shield:

$$\theta = hI/\,D_{90}\Delta \qquad (7\text{-}38)$$

Trong đó:

$$L_h = \ln(\,11h/k);\ \sigma = D_{90}/D_{50} \qquad (7\text{-}39)$$

$$k = 1{,}5D_{90} = 1{,}5\sigma D_{50} \qquad (7\text{-}40)$$

$$B_s = 4{,}52h; \qquad u_* = \sqrt{(ghI)} \qquad (7\text{-}41)$$

Q - lưu lượng dòng chảy;

$\phi_t = \tan\phi = 0{,}714$ với bờ bên nghiêng với mép nước;

$\phi = 40^o$;

I là độ dốc mặt;

h - chiều sâu tại j;

x là toạ độ ngang lấy từ đường tim sông;

Y - chiều sâu thẳng đứng cục bộ;

B - tổng chiều rộng sông;

B_s là tổng chiều rộng bờ;

B_0 - chiều rộng đáy;

ρ và ρ_s tỷ trọng nước và tỷ trọng bùn cát;

D_{50} và D_{90} là kích thước hạt trung bình trong hỗn hợp có 50% và 90% kích thước hạt nhỏ hơn.

Các giả định sau được đưa vào mô hình:

a) Vận chuyển bùn cát đáy theo dọc đáy sông là yếu.

b) Bờ sông ổn định và hình dạng của nó là đường cong cosin (phương trình Parker)

c) Quan hệ của thông số Shield và trị số giới hạn của nó là:

$$\theta/\theta_c = 1{,}23 \qquad (7\text{-}42)$$

d) Mô hình có giá trị khi :

$$B_s/B < 0{,}6 \text{ và } 5 < h/k < 100 \qquad (7\text{-}43)$$

Mô hình toán này có giá trị đối với lòng sông cuội sỏi thẳng ổn định trong đó vật liệu lòng sông không đồng nhất được vận chuyển không làm thay đổi mặt cắt ngang sông. Mô hình này được kiểm tra lại ở phòng thí nghiệm và được sử dụng cho các sông tự nhiên có lòng cuội sỏi. Số liệu sử dụng trong phòng thí nghiệm lấy từ khảo sát được chọn lựa theo các điều kiện:

1. Lòng động phải là độ nhám thuỷ lực;
2. Thông số Shield phải lớn hơn 0,03;
3. Độ ngoằn nghèo của sông không nhỏ hơn 1,2;
4. Hình dạng sông không chịu ảnh hưởng của cỏ cây.

Macura (1966) đưa ra một phương pháp thiết kế mặt cắt ngang thông thường cho sông lòng cuội sỏi có vận chuyển bùn cát. Phương pháp này dựa trên cơ sở giả định rằng ở một độ dốc mặt cho trước sự chuyển động bùn cát xuất hiện trong mặt cắt ngang (hình 7-6) nếu ứng suất trượt thực $\tau = \rho g h I$ vượt ứng suất trượt giới hạn $\tau_c = \rho g h_c I$.

Công thức Duboy được sử dụng , có:

$$s_b = \alpha (\rho g I)^2 h(h - h_c) \qquad (7\text{-}44)$$

Trong đó:

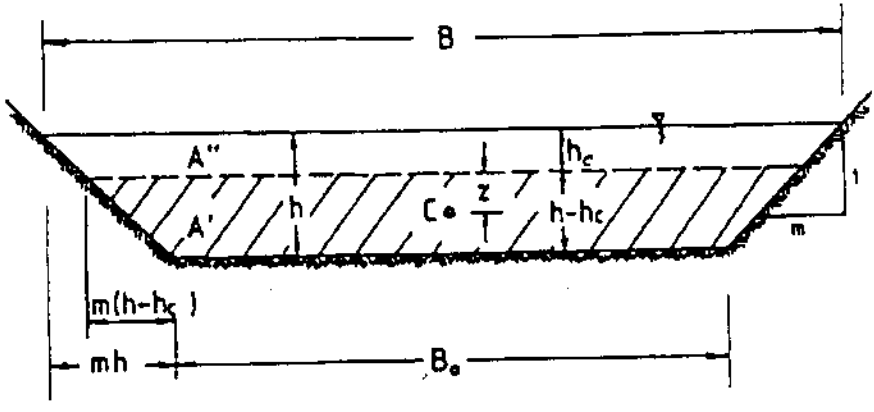
s_b - khối lượng bùn cát đáy vận chuyển qua đơn vị chiều rộng theo thời gian;

α là số không đổi;

h - chiều sâu dòng chảy;

h_c - chiều sâu giới hạn của dòng chảy. Bùn cát di động nếu chiều sâu nước h vượt chiều sâu giới hạn h_c. Theo mặt cắt ngang nêu trong hình (7-6) thì chiều rộng đáy sông là:

$$B_o = V/(h - h_c)h - (m(h - h_c)) \quad (7\text{-}45)$$



Hình 7-6 Mặt cắt hình thang và đo vận chuyển bùn cát

Trong đó,

V, số đo vận chuyển bùn cát đối đoạn sông thiết kế:

$$V = (\alpha_r/\alpha)(I_r^2/I^2)V_r \quad (7\text{-}46)$$

và:

$$V_r = A^/ (h_c + 2z) \quad (7\text{-}47)$$

Trong đó:

V_r - số đo vận chuyển bùn cát mô hình đoạn sông khi bắt đầu ở trạng thái cân bằng;

α_r, I_r, h_c, z là hệ số không đổi, độ dốc, chiều sâu giới hạn, và khoảng cách để mô hình đạt trạng thái cân bằng;

$A^/$ - diện tích phần dưới của mặt cắt ngang (xem hình 7-6)

Trong hình (7-6), z là khoảng cách giữa đường gạch và trung tâm của diện tích $A^/$;

I - độ dốc mặt đoạn sông thiết kế;

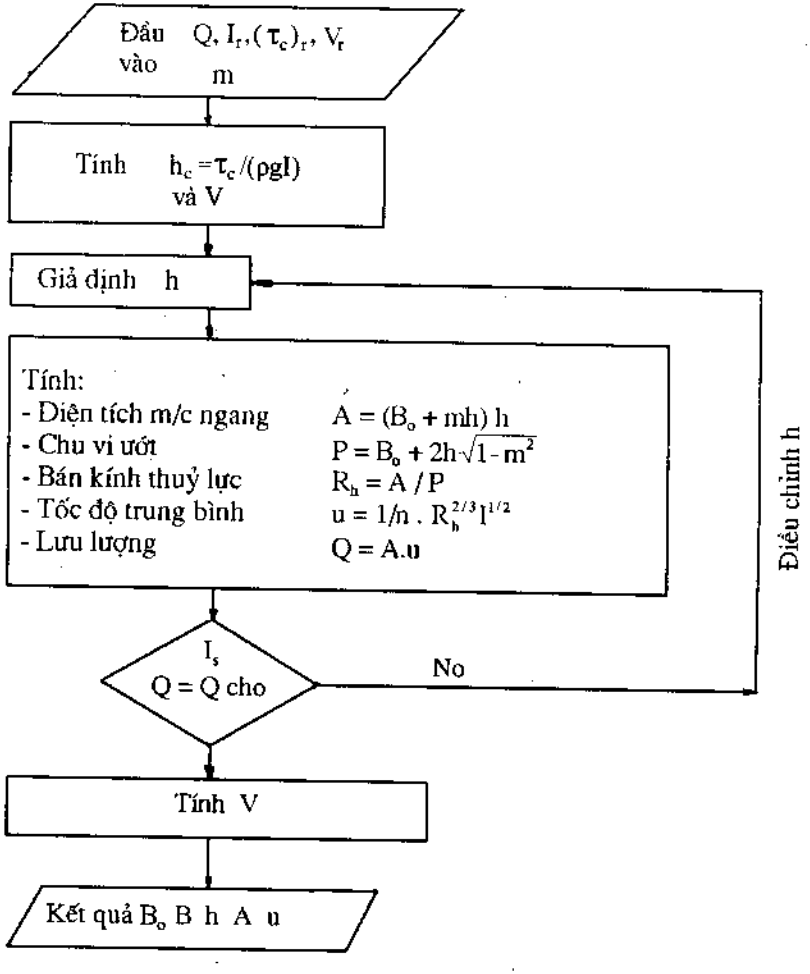
m - độ nghiêng mái dốc.

Với một loại bùn cát đaý cho trước $\alpha = \alpha_r$, do đó có:

$$V = (I_r^2/I^2)V_r \quad (7\text{-}48)$$

Tổng diện tích mặt cắt ngang là $A = A' + A''$

Tiến trình để tính các thông số của lòng sông như B_o, B, A, h và tốc độ trung bình sử dụng công thức của Manning được nêu ở hình 7-7 và chi tiết tính toán thiết kế cho một mặt cắt ngang sông được nêu ở thí dụ tính dưới đây.



Hình 7-7 Các bước tính theo phương pháp Macura

Ví dụ tính toán:

Lưu lượng cho trước Q = 123.2 m^3/s lấy trong mô hình ở trạng thái cân bằng có được: độ dốc mặt nước I_r = 0,002525, hệ số Manning n = 0,0353, ứng suất trượt giới hạn $(\tau_c)_r$ = 29,23 N/m^2 và vận chuyển bùn cát V_r = 41,82.

Tính kích thước mặt cắt ngang thiết kế hình thang theo bùn cát có được nếu độ dốc I = 0,0025 và mái bờ m = 3.

a) Xác định vận chuyển bùn cát và chiều sâu giới hạn:

$V = (I_r^2/I^2)V_r = (0,002525 / 0,0025)^2\, 41,82 = 42,7$

$h = \tau_c/\rho g I = 29,23/(1000.\ 9,81.\ 0,0025) = 1,19$ m

b) Giả định h = 1,96 m

c) Chiều rộng đáy

$B_o = V/((h - h_c)h) - m(h - h_c)$

$B_o = 42,7/((1,96 - 1,19)1,96) - 3(1,96 - 1,19) = 26,0$ m

d) Diện tích mặt cắt ngang và chu vi ướt:

$A = (B_o + mh)h = (26,0 + 3\ .\ 1,96)1,96 = 62,4\ m^2$

$P = B_o + 2h\sqrt{(1+m^2)} = 26,0 + 2.\ 1,96.\sqrt{(1+3^2)} = 38,4$ m

e) Tốc độ trung bình và lưu lượng:

$u = 1/n.R_h^{2/3}I^{1/2} = (1/0,0353).\ 1,626^{2/3}0,0025^{1/2} = 1,97$ m/s

$Q = Au = 62,4.\ 1,97 = 1,3\ m^3/s$

<u>Vận tốc cho phép trong kênh</u>

Bốn loại vận tốc thường được sử dụng trong thiết kế mặt cắt ngang kênh, sông:

1. Vận tốc cắt giới hạn.
2. Vận tốc đáy cho phép.
3. Vận tốc trung bình cho phép lớn nhất.
4. Vận tốc cho phép nhỏ nhất.

*Vận tốc cắt giới hạn u_{*c} có thể biểu thị bằng ứng suất cắt giới hạn đáy $\tau_c = \rho u^2_{*c}$ trong đó $\tau_c = \rho g R_h I_c$. Còn ứng suất cắt giới hạn thường được biểu thị bởi ứng suất cắt giới hạn không thứ nguyên, tức là thông số Shield để khởi động đối với bùn cát đồng nhất (công thức 7-38). Để khởi động bùn cát không đồng kích thước công thức của Graf (1971) có thể sử dụng:

$$\theta_c / (gD\ (\rho_s - \rho) = 0,1 / ((\log_{10} 19(D_i/ D_{50}))^2 \qquad (7\text{-}49)$$

Trong đó:

D_i - kích thước hạt thứ i của vật liệu lòng sông không đồng nhất.

Công thức về ứng suất cắt giới hạn nói trên được dùng trong mô hình toán đã đề cập trên.

* Về vận tốc đáy giới hạn u_{bc} có thể biểu thị theo công thức sau:

$$u_{bc} = \phi\sqrt{D} \qquad (m/s) \qquad (7\text{-}50)$$

Trong đó:

D - đường kính hạt (m);

ϕ - bằng khoảng 4 - 6.

Nhiều tài liệu ấn hành về các nghiên cứu của nhiều nhà khoa học cho rằng nên dùng vận tốc trung bình thay cho việc dùng vận tốc đáy về tiêu chuẩn bùn cát khởi động. Mặt khác xác định tốc độ đáy là công việc khó khăn đối kỹ sư thiết kế vì câu hỏi không thể giải đáp về ý nghĩa tốc độ đáy và mối quan hệ giữa tốc độ đáy u_b và tốc độ trung bình u.

* Tốc độ cho phép lớn nhất là tốc độ trung bình lớn nhất để có thể bùn cát đáy khởi động. Tốc độ này trong thiết kế sử dụng nhiều mặc dầu các điều kiện tốc độ tại đáy là tới hạn liên quan tới xói. Tốc độ giới hạn được xác định theo Viện thiết kế thuỷ lợi thuỷ điện Liên xô trước đây được nêu trong các bảng 7-2, 7-3 và 7-4 dưới đây:

Bảng 7-2: Vận tốc bình quân cho phép lớn nhất với vật liệu lòng sông hạt rời (Mosonyi, 1963)

Vật liệu	Đường kính hạt, D (mm)	Tốc độ trung bình lớn nhất, trường hợp h = 1 m, u_t (m/s)
Cuội sỏi lớn	200 - 150	3,9 - 3.3
	150 - 100	3,3 - 2.7
Cuội sỏi	100 - 75	2,7 - 2.4
	75 - 50	2,4 - 1,9
	50 - 25	1,9 - 1,4
	25 - 15	1,4 - 1,2
	15 - 10	1,2 - 1,0
	10 - 5	11,0 - 0,8
Sỏi nhỏ	5 -2	0,8 - 0,6
Cát thô	2- 0,5	0,6 - 0,4
Cát nhỏ	0,5 - 0,1	0,4 - 0,25
Cát mịn (M_o)	0,1- 0,02	0,25 - 0,2
Bùn	0,02 - 0,002	0,2 - 0,15

Hệ số hiệu chỉnh công thức $u = \alpha u_1$

Chiều sâu h (m)	Hệ số hiệu chỉnh α
0,3	0,80
0,6	0,90
1,0	1,00
1,5	1,10
2,0	1,15
2,5	1,20
3,0	1,25

Bảng 7-3: Tốc độ trung bình cho phép lớn nhất đối đất dính (theo Mosonyi,1963)

Loại đất	u_1 (m/s)	Ghi chú
Cát pha sét nhẹ	0,7 - 0,8	Số trong bảng áp dụng
Cát pha sét chặt	1,0	đối với bán kính thuỷ
Sét pha cát rời, hoàng thổ	0,7 - 0,8	lực nằm giữa 1 và 3 m.
Sét pha cát trung bình	1,0	Với $R_h > 3$ tăng
Sét pha cát cứng	1,1 - 1,2	$(R_h/3)^{0,1}$
Sét nhẹ	0,7	
Sét thường	1,2 - 1,4	
Sét cứng	1,5 - 1,8	
Bùn	0,5 - 0,6	

Trong bảng (7-2) được sưu tập dựa vào phân bố tốc độ ở chiều sâu 1 m. Khi chiều sâu sâu hơn phải dùng hiệu chỉnh. Trường hợp chiều sâu nhỏ hơn 1 m, tốc độ cho phép ghi trong bảng được giảm bớt vì phân bố vận tốc như nhau hơn. Tốc độ trung bình lớn nhất cho phép u với các trị số của nó nêu ở bảng là u_1:

$$U = \alpha u_1 \qquad (7\text{-}51)$$

Trong đó:

α - là một hệ số mà trị số của nó phụ thuộc chiều sâu, nêu trong bảng 0,3 - 3,0 m.

Các trị số trong bảng (7-3) được hiệu chỉnh với chiều sâu lớn hơn 3 m dùng công thức sau:

$$a = (R_h/3)^{0,1}$$

Trong đó R_h là bán kính thuỷ lực.

Độ chính xác các trị số nêu trong bảng (7-3) là giới hạn nên chỉ nên sử dụng đối với các dự án nhỏ hoặc để nghiên cứu ban đầu với các dự án lớn hơn. Tuy nhiên, trong trường hợp lòng có cỏ cây làm giảm tốc độ dọc theo đáy khá rõ rệt và do đó các trị số nêu trong bảng (7-2) và (7-3) có thể nâng lên trong khoảng 0,8 - 1,8 m/s.

Bảng (7-4) sử dụng đối với lòng dẫn được lát lấy từ tiêu chuẩn của Liên xô trước đây nhưng ngày nay được nhiều nước áp dụng. Trong đó bao gồm tiêu chẩn tốc độ lớn nhất cho phép và cường độ yêu cầu. Trị số trong bảng áp dụng dòng chảy mang theo bùn cát đáy và tốc độ biến đổi gần với tốc độ lớn nhất. Nếu là nước trong hoặc nếu tốc độ lớn nhất chỉ xảy ra trong thời gian ngắn, các trị số chắc chắn vượt trị số đã cho nên an toàn có thể chấp nhận.

Bảng 7-4: Tốc độ trung bình cho phép lớn nhất đối kênh lát (theo Mosonyi, 1963)

Loại lát và cường độ	Tốc độ cho phép u (m/s)
Gạch (cường độ nén trong nước 1,6 - 3,0 MPa)	1,4
Đá kết cát xốp	2,4
Klinke (cường độ nén 12,0 MPa)	5,8
Gỗ tấm	6,0
Bê tông sau 29 ngày, cường độ 19MPa	7,4
17MPa	6,6
13MPa	5,8
11MPa	4,4
9MPa	3,8

Phương pháp Shamov về tốc độ cho phép

Trong sông lòng cát bồi tích, bùn cát được nước vận chuyển không ngừng. Trong đoạn sông thu hẹp do vỉa cát, một lượng đáng kể bùn cát vận chuyển bị giữ lại. Công thức Shamov nói về hiện tượng trên được Prochal, 1986 và Zelazo, 1981 nghiên cứu thêm:

$$u_r = 6\, D_{50}^{1/3} h^{1/6} \ \text{(m/s)} \qquad (7\text{-}52)$$

Trong đó:

u_r - tốc độ tới hạn để khởi động khối bùn cát vận chuyển (m/s);

D_{50}- kích thước hạt bình quân (m);

h - chiều sâu dòng chảy (m);

Để xác định kích thước hạt, công thức Shamov có thể viết dưới dạng:

$$u_r = a_1 h^{1/6} \qquad (7\text{-}53)$$

Trong đó:

$$a_1 = 6\ D_{50}^{1/3} \qquad (7\text{-}54)$$

Tốc độ dòng chảy trung bình trong mặt cắt ngang hình thang được biểu thị trong công thức Manning. Đưa vào công thức (7-53) sẽ có:

$$h = ((a + 2\sqrt{(1+m^2)}/(a+m))^{4/3}.(a_1^2 n^2)/I \qquad (7\text{-}55)$$

Trong đó:

h - chiều sâu dòng chảy cho phép lớn nhất (m);

a = B_o/ h là yếu tố hình dạng mặt cắt ngang thiết kế ;

B_o - chiều rộng đáy (xem hình 7-2);

n - hệ số nhám Manning;

I - độ dốc mặt nước;

m - độ dốc mái mặt cắt hình thang.

Lưu lượng có thể xác định theo công thức:

$$Q = ((a + 2\sqrt{(1+m^2)})^{2.889}/(\alpha + m)^{1.889} \qquad (7\text{-}56)$$

Với D = 0,0004 m, h ≈ 2 m, tốc độ tới hạn được tính theo công thức (7-52) là u_r = 0,50 m/s. Ví dụ đó nói lên rằng trị số của tốc độ tới hạn được tính theo công thức (7-52) là khá nhỏ. Chính vì vậy phương pháp tính toán thiết kế này nên dùng đối với kênh hoặc sông nhỏ.

Gần đây, Mirtskhoulava (1991) đưa ra kết quả nghiên cứu nhiều năm trong phòng thí nghiệm, hiện trường và lý thuyết về tiến trình xói đáy với đất dính và không dính đã đề ra tốc độ cho phép (không gây xói) đối với đất dính và đất không dính. Với trường hợp đất không dính về vận tốc cho phép, Mirtskhoulava đã củng cố mối tương quan hiện hữu tính chất ảnh hưởng của tốc độ, các hạt không đồng nhất và bùn cát dính trong tiến trình xói bằng đưa vaò một hệ số an toàn trong các công thức về trạng thái giới hạn. Ba hệ số dùng trong thiết kế như là quá tải, đồng nhất và điều kiện làm việc, được xác định trên cơ sở phân tích thống kê các yếu tố liên quan tác động lên chúng. Tuy vậy cũng không hoàn toàn rõ ràng về nguồn gốc các hệ số đó được xác định trong trường hợp cụ thể nào và hình như công thức có tính kinh nghiệm hoặc cho một con sông nào đó.

* Vận tốc cho phép nhỏ nhất u_l cũng có thể xác định để ngăn ngừa lắng đọng bùn cát trong kênh. Với mục đích đó, thường dùng vận tốc trung bình trong thiết kế. Để tính toán không gây bồi, dùng vận tốc cho phép nhỏ nhất nhưng không có

công thức hoặc bảng để áp dụng. Tuy vậy, một số đề nghị để bùn cát không đọng trong kênh khi tốc độ trung bình là:

$u_l > 0,3$ m/s với nước có chứa bùn cát;

$u_l > 0,3 - 0,5$ nếu nước có mang theo cát mịn

Lý thuyết chế độ

Những năm cuối thế kỷ 20 nhiều nhà nghiên cứu đã tìm ra các quan hệ về lượng về hình thái giữa kênh và sông. Các nghiên cứu bổ sung cho các nghiên cứu trước đây của Kennedy, Lindley, Lacey, Blench, Simons, Leopold, Nixon, Nash, Ackers, Inglis được thực hiện do Graf (1971, 1984), Raudkivi (1967) và Yalin (1966, 1988). Một con kênh có thể xem là một con sông giản đơn và đặc biệt mà lưu lượng và độ dốc của nó nằm trong phạm vi hẹp hơn.

Các công thức chế độ trước đây mang tính thống kê và sử dụng cho sông ở một vùng nào đó. Công thức chế độ bỏ qua sự thật là sông ngòi luôn ở trạng thái liên tục thích nghi một cách chậm chạp đối với điều kiện biên. Sự ngụ ý rằng hình dạng sông chỉ phụ thuộc lưu lượng là quá giản đơn (Mosselman, 1992). Vì lý do như vậy một dạng mới về công thức chế độ được tiến triển (Hey, 1985).

Công thức chế độ cũng được gọi là phương trình chế độ cho hầu hết các dạng sông, theo Graf (1971, 1984) Chang (1979) và Bay (1982) được xem như những hàm số của lưu lượng:

$$B = C_B Q^{\alpha} \quad (7\text{-}57)$$

$$h = C_h Q^{\beta} \quad (7\text{-}58)$$

$$u = C_u Q^{\gamma} \quad (7\text{-}59)$$

$$I = C_I Q^{\eta} \quad (7\text{-}60)$$

Trong đó:

B - chiều rộng lòng sông;

h - chiều sâu lòng;

u - vận tốc dòng chảy trung bình;

I - độ dốc;

Q - lưu lượng;

C_B, C_h, C_u, C_I là các hằng số và α, β, γ, η là các số mũ.

Với xem xét có tính liên tục, $\alpha + \beta + \gamma + 1$, quan hệ này cũng được dùng đối với kênh. Tuy nhiên, các hệ số và số mũ trong các công thức trên là rất khác nhau phụ thuộc vào số liệu đưa vào của từng con sông (theo Chang, 1979).

Theo Graf các phương trình chế độ của Blench, Simons và Lacey trước đây vẫn có tác dụng tốt khi chỉ sử dụng đối với kênh, còn đối với sông ngòi có lượng bùn cát đáy vận chuyển nhiều thì quan niệm về chế độ là không phù hợp.

Các nghiên cứu gần đây của Bray (1982), Hey (1982), Chitale (1988), Julien (1988) Hancu và Bacura (1988) Bakker, Vermaas và Choudri (1989) về lưu lượng bùn cát và sức kháng dòng chảy của sông đã đưa ra các phương trình sau:

$$B = f(Q, D_{50}, S_b) \quad (7\text{-}61)$$

$$h = f(Q, D_{50}, S_b) \quad (7\text{-}62)$$

$$u = f(Q, D_{50}, S_b) \quad (7\text{-}63)$$

$$I = f(Q, D_{50}, S_b) \quad (7\text{-}64)$$

Trong đó:

D_{50} - đường kính hạt bình quân;

S_b - lưu lượng bùn cát đáy.

Theo phân loại lòng dẫn của Bray (1982), có thể xem chiều rộng B, chiều sâu h, tốc độ u hoặc độ dốc I là một hàm số một số lưu lượng đặc trưng Q :

$$X = yQ^z \quad (7\text{-}65)$$

Trong đó:

X là một số thông số của lòng dẫn như chiều rộng trung bình, tốc độ v.v...

Q là lưu lượng;

y - hệ số;

z là số mũ.

Trị số của y và z có từ số liệu thống kê. Nếu giả định trị số của y và z không thay đổi theo biến đổi của một lưu lượng đặc trưng, thay đổi X do biến đổi Q:

$$dX = yzQ^{z-1}dQ \quad (7\text{-}66)$$

và biến đổi tương quan là:

$$dX/y = z.(dQ/Q) \quad (7\text{-}67)$$

- Chế độ sông

Tất cả các quan hệ chế độ là theo kinh nghiệm chủ nghĩa. Các kết quả có được của những quan hệ này được dùng để thiết kế sơ bộ mặt cắt ngang ổn định của sông. Khi sử dụng trong thiết kế chi tiết hay thiết kế cuối cùng cần đề phòng những biến đổi không lường trước của lòng dẫn do sự thay đổi chế độ nước và bùn cát trong lưu vực. Một dòng chảy của sông trong lòng bồi tích luôn phải xem xét có 4 "độ tự do" mà các độ tự do này bao hàm sự điều chỉnh chiều rộng, chiều sâu, độ

dốc và điều chỉnh hình dạng trên mặt bằng. Nếu trường hợp sông lòng cuội sỏi hoặc cát thì được giả định rằng độ dốc không điều chỉnh, do đó còn lại 3 độ tự do chưa biết là B, h và I có thể được xác định theo 3 phương trình độc lập tương ứng. Khi độ dốc thiết kế biết trước, tức là độ dốc tương quan giữa 2 điểm cố định xác định thì chỉ còn lại 2 thông số chưa biết B và h có thể tính theo 2 phương trình độc lập. Các phương trình độc lập sau đây có thể áp dụng:

1. Phương trình liên tục.
2. Phương trình sức kháng dòng chảy.
3. Tỷ số chiều rộng và chiều sâu.
4. Chuyển động dọc.
5. Chuyển động đối xứng.

- *Phương trình liên tục:*

$$Q = Bh_s u \tag{7-68}$$

Trong đó:

Q - lưu lượng thiết kế (m^3/s);

B - chiều rộng mặt (m);

h_s - chiều sâu trung bình dòng chảy trong mặt cắt ngang (m);

u - tốc độ dòng chảy trung bình (m/s) (xem hình7-2).

- *Phương trình sức kháng dòng chảy:*

a) Công thức Manning áp dụng dưới dạng theo Bray (1982):

$$u = 1/n\ (R^{2/3}I^{1/2}) \tag{7-69}$$

Trong đó:

I - độ dốc mặt nước;

R - bán kính thuỷ lực (m);

n - hệ số độ nhám Manning. Với lòng cuội sỏi n được xác định theo công thức sau:

$$n = 0{,}0417D_{50}^{1/6} \tag{7-70}$$

Trong đó D_{50} tính theo (m)

b) Công thức Darcy-Weisbach về tốc độ dòng chảy trung bình:

$$u = \sqrt{(8g/f)}\sqrt{(RI)} \tag{7-71}$$

Trong đó:

f - hệ số nhám Darcy-Weisbach. Với đáy sông cuội sỏi nơi độ nhám lớn (R/D_{84}) > 3, sức kháng tổng cọng theo Hey (1985) được xác định:

$$1/\sqrt{f} = 2{,}03 \log(aR/3{,}5D_{84}) \qquad (7\text{-}72)$$

Trong đó:

D_{84} - đường kính hạt mà với 84% vật liệu lòng sông có đường kính nhỏ hơn;

a - là phạm vi ảnh hưởng của mặt cắt ngang đối sức kháng dòng chảy. a được tính theo công thức:

$$a = 11(R/h_{max})^{-0{,}314} \qquad (7\text{-}73)$$

c) Công thức Einstein và Chien về tốc độ trung bình:

$$u \approx \sqrt{g}\,.(h/D)^{\alpha}\, h^{1/2} I^{1/2} \qquad (7\text{-}74)$$

Trong đó:

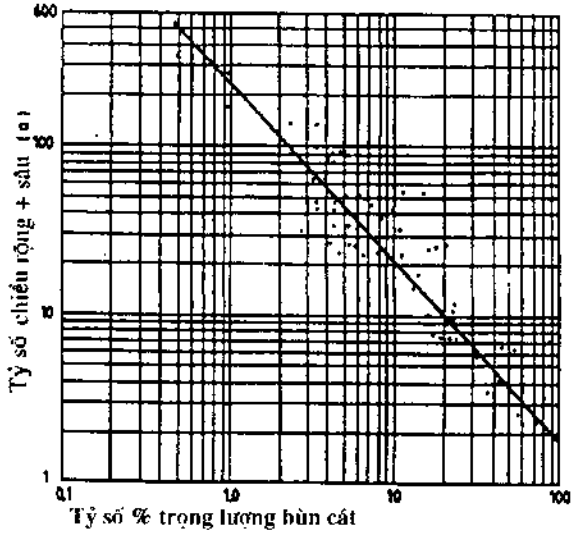
D - kích thước hạt bùn cát;

$\alpha = 0$ khi độ nhám tương đối nhỏ và công thức (7-74) giảm thành công thức Chezy, $\alpha = 1/6$ trong quan hệ Manning-Strickler và $\alpha = 0{,}25$ lòng sông cuội sỏi.

- Tỷ số chiều rộng chiều sâu (hệ số hình dạng mặt cắt ngang):

Hệ số hình dạng mặt cắt ngang được biểu thị:

$$a = B/h_s \text{ với kênh } 12 < a < 30 \qquad (7\text{-}75)$$



Hình 7-8 Tỷ số chiều rộng chiều sâu và % bùn sét trên chu vi kênh

Schumm (1960) thu thập số liệu của 40 mặt cắt ngang sông ở miền tây nước Mỹ đã thiết lập đồ thị về quan hệ tỷ số chiều rộng chiều sâu và tỷ lệ phần trăm về trọng lượng bùn sét đáy và bờ như ở hình (7-8) và công thức xác định a như sau:

$$a = 255\,(e_c B + e_b 2h_{max} / B + 2h_{max})^{1.08} \qquad (7\text{-}76)$$

Trong đó:

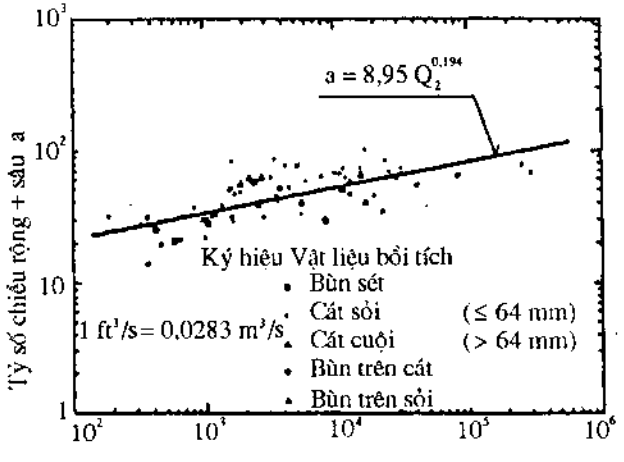
e_c, e_b là phần trăm bùn sét ở đáy và bờ. Các trị số đề nghị về tỷ số chiều rộng chiều sâu làm cơ sở thiết kế đối với các sông nhỏ (chiều rộng đáy B_o < 20 m) được ghi trong bảng 7-5.

Bảng 7-5: Các trị số đề nghị về tỷ số chiều rộng chiều sâu với kênh mặt cắt ngang hình thang có mái 1: m = 1: 2

Loại đất	Tỷ số Rộng-Sâu (B_o chiều rộng đáy)	
	B_o = 1,5 - 4 m	B_o = 4 - 20 m
Đất dính, đất bùn than	8 -12	12 - 24
Đất không dính	10 -15	15 - 30

Bảng 7-6: Gía trị trung bình của hệ số e trong công thức (7-77) với sông lòng cuội sỏi

Vật liệu bờ bồi tích trội	Trị số trung bình của hệ số e
Bùn và sét	6,93
Cát và sỏi (< 64 mm)	9,83
Cát và cuội (> 64 mm)	9,45
Bùn trên sỏi	7,46



Hình 7-9 Tỷ số rộng-sâu và lưu lượng 2 năm mùa lũ của sông Alberta lòng cuội sỏi, bờ bồi tích(1 ft³ = 0,0283 m³)

Bray (1982) dựa vào tài liệu 70 đoạn sông ở Alberta đưa ra quan hệ tỷ số chiều rộng- chiều sâu dạng:

$$a = eQ_2^{0.200} \quad (7\text{-}77)$$

Trong đó:

Q_2 là lưu lượng dòng chảy qua 2 năm mùa lũ;

e - hệ số xác định tính trội của vật liệu bờ bồi tích

Cho cả 70 đoạn, công thức (7-77) sẽ là:

$$a = 8{,}95\ Q_2^{0.194} \quad (7\text{-}78)$$

Quan hệ trên được trình bày trên hình (7-9).để tham khảo về hệ số hình dạng mặt cắt ngang sông Alberta. Các trị số của hệ số e với vật liệu bờ khác nhau nêu ở bảng (7-6).

Các kết quả cho thấy rằng loại vật liệu bờ bồi tích có một số ảnh hưởng hệ số hình dạng mặt cắt ngang của lòng dẫn. Trị số của nó có quan hệ đến số phần trăm bùn sét đáy (Scchumm, 1960), hoặc lưu lượng trội (Bray, 1982). Các nghiên cứu chỉ ra rằng tỷ số chiều rộng-chiều sâu với lòng dẫn có bờ bùn sét là nhỏ hơn rõ rệt so với lòng dẫn có bờ cấu tạo cát sỏi.

- Chuyển động dọc (thông số Shield):

Điều kiện dòng chảy đều ổn định trong lòng dẫn, thông số Shield được biểu thị theo công thức (7- 38). Khi xem các giá trị của ρ_s, ρ và g là không đổi, theo Julien (1988) thông số Shield được giảm thành:

$$\theta D \sim h_s I \quad (7\text{-}79)$$

- Chuyển động đối xứng (thông số Shield đối xứng):

Là dạng không thứ nguyên, hệ số chuyển động đối xứng θ_r được biểu thị bằng tỷ số lực trượt đối xứng với trọng lượng dưới nước của một phân tử đơn, theo Julien (1988) biểu thị băng công thức:

$$\theta_r \sim h_s I/BD \quad (7\text{-}80)$$

Các quan hệ về chế độ lấy từ kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả được trình bày ở bảng 7-7.giải theo phương trình liên tục (7-68) và tỷ số chiều rộng-chiều sâu (7-74). Tốc độ trung bình ở đây lấy theo công thức của Manning. Kết quả này có thể sử dụng để thiết kế mặt cắt ngang sông ở vùng hạ du, trong đó độ dốc lòng dẫn I, hệ số Manning n và tỷ số chiều rộng-chiều sâu cho trước.

Bảng7-7: Quan hệ chế độ với hình dạng thuỷ lực của sông

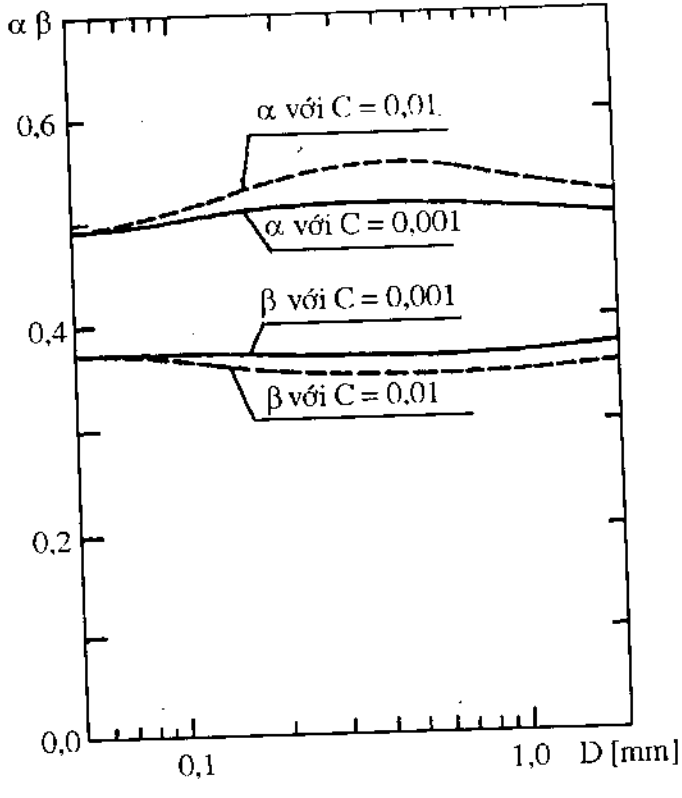
Tác giả	Công thức	Ghi chú
Lambor (1966)	I = I cho trước $h_s = 13.34\ (QnI^{1/3}/\eta)^{3/8}$ $B = h_s\eta/1000.I$ $u = 1/n(H_s^{2/3}I^{1/12})$ $A = Bh_s$	η = 1000al -hằng số thu hẹp Lambor. Dùng các sông trung Âu η = 15,5 - 21,6, sông Vistula η = 12,0 - 18,2, sông Oder η = 14,6 - 19,1, sông Elbe η = 7,1 - 8,9, sông Warta a = B/h_s hệ số hình dạng m/c ngang
Grísanin (1976)	I = I cho trước $P = k\ (Q/I^3)^{2/7}$ $R_h = MQ^{1/2}/(gP)^{1/4}$ $A = R_h$ $k = (g^{5/7}n^{12/7})/M^{20/7}$	Các sông Liên xô cũ. M = 1,05 là hằng số tương đương Grisanin với lòng không xói không bồi.
Grisin (công thức Altunin)	I = I cho trước $B = AQ^{0.5}/I^{0.2}$ $h_s = B^m/a$	Các sông Liên xô cũ: A = 0,7- 0,9, sông lòng cuội miền núi. A = 1,1- 1,7, sông lòng cát đồng bằng. m = 1,0 - 0,8, sông lòng cuội sỏi. m = 0,8 - 0,5, sông lòng cát. a = 8 - 12, sông lòng cuội sỏi. a = 4 - 3, sông lòng cát.
Bray (1982)	1.Phương pháp Threshold $B = 4,83Q_2^{0.500}$ $h = 0,0585Q_2^{0.428}D_{50}^{-0.285}$ $u = 3,53Q_2^{0.0715}D_{50}^{0.285}$	Cho sông Alberta Q_2, lưu lượng dòng chảy qua 2 mùa lũ Giao động các thông số:

	$I = 0{,}968Q_2^{-0{,}428}D_{50}^{1{,}285}$ 2.Phương pháp Kellerhal $B = 3{,}26Q_2^{0{,}500}$ $h = 0{,}183Q_2^{0{,}400}D_{90}^{-0{,}120}$ $u = 1{,}67Q_2^{0{,}100}D_{90}^{0{,}120}$ $I = 0{,}026Q_2^{-0{,}400}D_{90}^{0{,}920}$ 3.Biểu thức không thứ nguyên Best-fit $B = 2{,}68Q_2^{0{,}496}D_{50}^{-0{,}241}$ $h = 0{,}20Q_2^{0{,}397}D_{50}^{0{,}008}$ $u = 1{,}87Q_20{,}107^{D}{}_{50}^{0{,}233}$ $I = 0{,}063Q_2^{-0{,}375}D_{50}^{0{,}937}$ 4.Biểu thức Best-fit $B = 3{,}83Q_2^{0{,}528}D_{50}^{-0{,}070}$ $h = 0{,}246Q_2^{0{,}331}D_{50}^{-0{,}025}$ $u = 1{,}05Q_2^{0{,}140}D_{50}^{0{,}095}$ $I = 0{,}018Q_2^{-0{,}034}D_{50}^{0{,}586}$	$Q_2 = 5{,}5 - 3920\ m^3/s$ $B = 14{,}3 - 566$ m (ứng Q_2) $h = 0{,}442 - 6{,}93$ m (- Q_2) $I = 0{,}00022 - 0{,}015$ $D_{50} = 19 - 145$ mm
Hey (1982)	$R_h = 0{,}161Q_{bf}^{0{,}41}D_{50}^{-0{,}15}$ $h_{max} = 0{,}252Q_{bf}^{0{,}38}D_{50}^{-0{,}16}$ $I = 0{,}679Q_{bf}^{-0{,}53}D_{50}^{0{,}97}S_b^{0{,}13}$ $p = I_r/I$ $L_A = 2\Pi B$	Số liệu 66 đoạn sông ở Anh. Giao động các thông số: Q_{bf} là lưu lượng nhập bãi của 1.5 năm mùa lũ, $Q_{bf} = 2{,}12 - 820\ m^3/s$ $S_b = 7{,}5.10^{-5} - 3{,}74.10^{-2}\ m^3/s$ $D_{50} = 0{,}021 - 0{,}190$ m $\sigma_{50} = 22{,}03 - 8{,}52$ $\sigma_D = (D_{84}/D_{16})^{1/2}$ $e_s = 7{,}92 - 83{,}76\%$ $I_r = 0{,}000334 - 0{,}0215$
Hey (1985)	$B = 4{,}33Q_{bf}^{0{,}50}$ (Cỏ cây I)	Sông có lòng cuội sỏi, bờ cây cỏ

Tiếp tục bảng 7-7:

	$B = 3{,}33Q_{bf}^{0,50}$ (Cỏ cây II) $B = 2{,}73Q_{bf}^{0,50}$ (Cỏ cây III) $B = 2{,}34Q_{bf}^{0,50}$ (Cỏ cây IV) $h = 0{,}22Q_{bf}^{0,37}D_{50}^{-0,11}$ h_{max} $= 0{,}20^{0,37\sigma D}Q_{bf}^{0,36}D_{50}^{-0,21}$ $I =$ $0{,}087^{0,84\sigma D}Q_{bf}^{-0,43}D_{50}^{0,75}S^{0,1}$ $p = I_r/I$ $L_A = 6{,}31B$	Các thông số trong khoảng: Q_{bf}, lưu lượng ngập bãi, $Q_{bf} = 3{,}9 - 424\ m^3/s$ $S_b = 0{,}001 - 14{,}14$ kg/s $D_{50} = 0{,}014 - 0{,}176$ m $\sigma_D = (1/2)\log(D_{84}/D_{16}) = 0{,}24 - 0{,}68$ $I_r = 0{,}0219 - 0{,}00166$
Brownlie (1983)	Chiều sâu dòng chảy chế độ thấp: $h/D_{50} = 0{,}3724q_*^{0,654}I^{-0,254}x$ $\sigma_g^{0,105}$ Chiều sâu dòng chảy chế độ cao: $h/D_{50} = 0{,}2836q_*^{0,625}I^{-0,288}x$ $\sigma_g^{0,080}$ $q_* = g/\sqrt{(gD_{50}^3)}$ $q = Q/B$ $\sigma_g = 0{,}5(D_{84}/D_{50} + D_{50}/D_{16})$	Phạm vi số liệu dùng phân tích: $D_{50} = 0{,}088 - 2{,}8$ mm $q = 0{,}012 - 40\ m^3/s$ $Q = 0{,}0032 - 22{,}000\ m^3/s$ $I = 0{,}000003 - 0{,}037$ $R_b = 0{,}025 - 17{,}0$ m $T = 0 - 63^o$ (nhiệt độ)
Hancu và Batuca (1988)	$h = 8{,}03D_{50}\ (Q_{bf}/D_{50}^2)^{0,29}$ $B = 0{,}21D_{50}\ (Q_{bf}/D_{50}^2)^{0,56}$ $u = 0{,}61(gD_{50})^{0,50}$ $x(Q_{bf}/D_{50}^2)^{0,15}$ $B^{0,52}/h = 0{,}056D_{50}^{-0,48}$	Số liệu thu thập từ các kênh ở Ấn độ và một số đoạn sông ổn định ở Rumani
Julien	$h \sim Q^{1/a}D^{(6\alpha - 1)/b}\Theta^{-3/b}\Theta_r^{1/a}$	

(1988)	$B \sim Q^{(1+2\alpha)/a} D^{-(1+4\alpha)/b} \Theta^{1/b}$ $x\Theta_r^{-(1+\alpha)/a}$ $u \sim Q^{\alpha/a} D^{(1-\alpha)/a} \Theta^{1/a} \Theta_r^{\alpha/a}$ $I \sim Q^{-1/a} D^{5/b} \Theta^{(7+6\alpha)/b} \Theta_r^{-1/a}$ Trong đó: $a = 2 + 3\alpha$ $b = 4 + 6\alpha$	
Wilson (1988)	$B \sim Q^{\alpha}$ $h \sim Q^{\beta}$ $I \sim Q^{-(\alpha-\beta)}$	Trị số β và α lấy ở hình (7-10)



Hình 7-10 Trị số số mũ trong công thức của Winson

Hey (1982) gợi ý rằng với trải qua 1,5 năm lũ khi lưu lượng ngập bãi có thể dùng để thiết kế đối với sông lòng động cuội sỏi. Để xây dựng công thức cuối cùng, Hey cải biên công thức của Colebrook-White (công thức 7-72), trong đó a

được nói ở công thức (7-73) và công thức Darcy-Weisbach (công thức 7-71) và sử dụng như một công thức sức kháng dòng chảy.

Cỏ cây đóng vai trò quan trọng về khống chế chiều rộng sông và rõ ràng rằng mái bờ phản ứng lại biến đổi vận chuyển lượng bùn cát ở đáy thông qua xói bồi. Theo Hey có thể chia cỏ cây phân bố ở bờ thành 4 loại:

Loại I: 0% cỏ cây che phủ bờ.

Loại II: 1 - 5% che phủ.

Loại III: 5 - 50% che phủ.

Loại IV: lớn hơn 50% cỏ cây che phủ.

Các đề nghị của Hey (1985) về công thức chế độ dùng thiết kế sông lòng cuội sỏi và bờ có cỏ cây che phủ đã nêu trong bảng (7-7).

Các kỹ sư khi thiết kế mặt cắt sông hoặc kênh thường gặp là phải làm cho phù hợp giữa một lưu lượng và độ dốc đáy cho trước với một lưu lượng bùn cát chưa biết. Do đó, để giải quyết vấn đề này, Brownllie (1983) giả định lưu lượng bùn cát chưa biết thì chiều sâu dòng chảy là một hàm số của lưu lượng, độ dốc mái, các đặc tính của dòng chảy và bùn cát đáy. Đối lòng dẫn rộng có $h = R_h$, hai phương trình để tính toán chiều sâu dòng chảy cho sông, suối lòng là cát như sau:

1. Chế độ thấp (đáy gợn sóng và đụn cát).

2. Chế độ cao (đáy phẳng, không có đụn cát)

Trường hợp dòng chảy gồm cả 2 chế độ, một cơ chế biến đổi được áp dụng. Bỏ qua ảnh hưởng nhớt, tốc độ chuyển đổi thấp và cao có thể xác định theo độ dốc kích thước hạt bình quân. Với độ dốc lớn hơn 0,006 thì chỉ có chế độ cao. Khi độ dốc nhỏ hơn 0,006, tốc độ lớn nhất của chế độ dòng chảy thấp có thể xác định theo công thức:

$$Fr_g = 0,8\, F_g^{/} \qquad (7\text{-}81)$$

Còn tốc độ nhỏ nhất của chế độ cao là:

$$Fr_g = 1,25\, F_g^{/} \qquad (7\text{-}82)$$

Trong đó:

$$F_g^{/} = 1,74\, \Gamma^{1/3} \qquad (7\text{-}83)$$

và Fr_g là số Froude được xác định theo công thức sau:

$$Fr_g = u / \sqrt{((p_s - p) / p(gD_{50}))} \qquad (7\text{-}84)$$

Công thức của Brownlie đã ở trong bảng (7-7) được gợi ý để thiết kế chiều sâu dòng chảy những sông suối lòng cát khi cho trước lưu lượng Q, độ dốc I, kích thước hạt D_{50}, độ lệch tiêu chuẩn hình học σ và tỷ số chiều rộng- chiều sâu.

Hancu và Batuca (1988) đưa ra một số công thức để thiết kế các thông số hình học và thuỷ lực đối với lòng sông ổn định bồi tích. Bắt nguồn của các công thức này là dựa vào cơ sở nguyên lý biến đổi lưu lượng bùn cát lớn nhất theo một năng lực vận chuyển bùn cát của dòng chảy cho trước và các lực tác động nhỏ nhất dọc theo đáy sông. Công thức của Batuca và Hancu nêu trong bảng (7-7). Các mối quan hệ được xây dựng trên cơ sở khảo sát đo đạc hiện trường các kênh tưới ở Ấn độ được biết có hình thái rất ổn định.

Julien (1988) trình bày các quan hệ hình học–thuỷ lực với chiều rộng lòng dẫn B, chiều sâu dòng chảy trung bình h, tốc độ dòng chảy bình quân u, và độ dốc lòng dẫn I theo lý thuyết sau khi có xét đến sự tương đồng trong thực tế đối với lòng dẫn bồi tích không dính kết. Các quan điểm căn bản được xem xét là: 1) liên tục (công thức 7-68). 2) sức kháng dòng chảy (công thức 7-74). 3) chuyển động dọc (công thức 7-79) và 4) chuyển động đối xứng (công thức 7-80). Các công thức của Julien nêu trong bảng (7-7) dùng cho lòng dẫn vật liệu bồi tích không dính. Các trị số của số mũ α nằm trong khoảng từ 0 đến lớn hơn 0,4 phụ thuộc vào độ nhám tương đối.Với các giá trị không đổi của θ' và θ_r cuối cùng sẽ đưa đến chiều sâu dòng chảy, chiều rộng lòng dẫn, tốc độ và độ dốc thành hàm số của lưu lượng Q và kích thước hạt bùn cát D.

Wilson (1988) đưa ra công thức chế độ dựa trên cơ sở một mô hình mới về lực phân tán, trong đó trọng lượng phần hạt đất ngập trong nước được cân bằng do một sự kết hợp của ứng suất pháp tuyến và lực phân tán được tạo bởi rối động dòng chảy. Công thức Wilson trình bày ở bảng (7-7), trong đó số mũ β, α là hàm số của kích thước hạt và hàm lượng nêu ở hình (7-10). C là hàm lượng biểu thị bằng công thức:

$$C = S_s / Q \qquad (7\text{-}85)$$

Phương pháp cực hạn

Khác với quan điểm chế độ liên kết chiều rộng sông hay kênh với lưu lượng và bùn cát ở đáy, gần đây một số quan điểm khác là:

1. Tốc độ giải toả năng lượng nhỏ nhất,
2. Năng lực lòng dẫn nhỏ nhất.

Lý thuyết về tốc độ nhỏ nhất về giải toả năng lượng và các giải thích được Yang và Song (1986), Nang (1992) đưa ra. Lý thuyết của Yang và Molinas (1988) là sự điều chỉnh động lực của sông. Lý thuyết chung về tốc độ nhỏ nhất giải toả năng lượng là rằng với một hệ thống giải toả và kín dưới điều kiện cân bằng động lực, tốc độ tổng của hệ thống về giải toả năng lượng là nhỏ nhất. Trị số nhỏ nhất này

phụ thuộc vào sự hạn chế áp dụng đối với hệ thống. Nếu hệ thống không ở điều kiện cân bằng thì tốc độ tổng của nó về giải toả năng lượng không phải là trị số nhỏ nhất. Tuy nhiên, hệ thống sẽ tự điều chỉnh theo cách mà tốc độ giải toả năng lượng của nó có thể giảm đến trị số nhỏ nhất mà trị số này tương hợp với sự hạn chế và lấy lại sự cân bằng (Yang và Molinas).

Quan điểm về năng lực lòng dẫn nhỏ nhất cũng được Chang nêu ra (1980, 1985, 1986). Gỉa thuyết của Chang là, sự cần thiết và điều kiện đủ cho một chế độ rằng năng lực lòng dẫn γQI lệ thuộc ít nhất sự hạn chế. Trong đó γ là trọng lượng đơn vị của nước, I là độ dốc đáy lòng dẫn. Một dòng đến nước và bùn cát cho trước, lòng sông sẽ xác lập chiều rộng, chiều sâu và độ dốc của nó như là năng lực lòng dẫn hoặc trường hợp Q = const, độ dốc minimum. Theo Yang (1992) lý thuyết năng lực lòng dẫn nhỏ nhất là một lối giải thích đơn giản lý thuyết tốc độ nhỏ nhất về giải toả năng lượng. Yang và Molinas (1988) chỉ rõ rằng tốc độ năng lực lòng dẫn nhỏ nhất có thể sử dụng để xác định mặt cắt cho cả 2 trường hợp mặt nước phẳng ở trạng thái lưu lượng lớn và không đồng đều khi lưu lượng nhỏ.

- *Tốc độ giải toả năng lượng nhỏ nhất:*

Phân tích lý thuyết theo thuyết tốc độ nhỏ nhất về giải toả năng lượng dẫn đến việc giải thích sự tác động về biến đổi lưu lượng dòng chảy, chiều rộng lòng dẫn và hình ảnh dọc của lòng dẫn theo tốc độ giải toả năng lượng của một hệ thống bồi tích (Yang và Molinas, 1988). Với hệ thống sông cân bằng tại một lưu lượng Q đi qua một đoạn chiều dọc dài L và mực nước giảm theo chiều đứng ΔH, tốc độ tổng về giải toả năng lượng là:

$$P_t = \gamma Q \Delta H \qquad (7\text{-}86)$$

Trong đó:

P_t - tốc độ tổng cọng về giải toả năng lượng;

γ - trọng lượng riêng của nước.

Theo lý thuyết tốc độ nhỏ nhất giải toả năng lượng thì:

$$P_t = a \text{ minimum} \qquad (7\text{-}87)$$

khi tốc độ giải toả năng lượng do vận chuyển bùn cát có thể bỏ qua. Khi một độ dốc năng lượng bình quân I có thể sử dụng để nghiên cứu một khúc sông với một chiều dài L không đổi, công thức (7-87) trở thành:

$$QI = a \text{ minimum} \qquad 7\text{-}88)$$

Công thức (7-88) được xem là thuyết lý về năng lực lòng dẫn nhỏ nhất. Thuyết lý này được Chang và một số người khác sử dụng để nghiên cứu về sự phát triển

đồng bằng, hình dạng lòng dẫn, thiết kế sông ổn định và điều chỉnh động lực của lòng dẫn bồi tích. Khi tốc độ cục bộ không thay đổi đáng kể qua một lòng dẫn có chiều rộng không đổi thì có thể biểu thị bằng tốc độ trung bình u và công thức (7-86 và 7-87) có thể giản lược như sau:

$$u = a \text{ minimum} \tag{7-89}$$

Công thức (7-89) được biểu thị cho thuyết lý năng lực lòng dẫn đơn vị nhỏ nhất. Lý thuyết năng lục đơn vị nhỏ nhất được dùng để giải thích lý do cơ bản sông cong, sự hình thành các lạch, vụng nước, và để xác định hệ số độ nhám của lòng bồi tích dưới điều kiện khác nhau về dòng chảy, bùn cát và hình dạng đáy lòng.sông. Các công thức (7-87), (7-88) và (7-89) là trường hợp đặc biệt của lý thuyết chung về tốc độ nhỏ nhất giải toả năng lượng theo các mức độ khác nhau.

Tốc độ giải toả năng lượng tăng theo tăng lưu lượng dòng chảy mà không cần xét đến liệu uI, P_t, hoặc QI tham gia ở mức độ nào trong tiến trình nhỏ nhất. Nói cách khác, khi Q được xem xét như một sự hạn chế trong tiến trình nhỏ nhất, một lưu lượng lớn hơn sẽ tham gia với một tốc độ cao hơn về giải toả năng lượng. Dưới điều kiện dòng chảy sâu hoặc lưu lượng tạo lòng, nhỏ nhất của P_t theo hướng dọc yêu cầu là:

$$dP_t/dx = L\gamma\,(Q.dI/dx + I.dQ/dx) = 0 \qquad 7\text{-}90)$$

Phương trình (7-90) có thể dùng để giải thích sự biến đổi của I theo hướng dọc. Đối đoạn sông ngắn không tăng lưu lượng ở dưới hạ lưu thì dQ/dx = 0. Và đòi hỏi dI/dx = 0 hoặc I là một hằng số suốt trong đoạn sông. Vì vậy, tại dòng chảy sâu độ dốc mặt nước hoặc độ dốc năng lượng sẽ đồng đều trên toàn đoạn sông. Tuy nhiên, với đoạn sông dài hơn lưu lượng Q sẽ tăng dần theo hướng hạ lưu do dòng đến từ nguồn nước ngầm và các sông nhánh. Một trị số dương của dQ/dx trong phương trình (7-90) đòi hỏi dI/dx có trị số âm. Vấn đề trên là đối với sông thiên nhiên, với độ dốc năng lượng giảm dần theo hướng hạ lưu. Trong phân tích trước đây Q được xem hạn chế tiến trình giảm tối thiểu. Đối dòng chảy cạn hơn, công thức (7-86) có thể viết lại theo dạng:

$$P_t = \gamma Q\Delta H = \gamma Q(LI) = \gamma(AL/\Delta t)\Delta H \tag{7-91}$$

Độ hạ thấp gradient năng lượng ΔH ở một đoạn cho trước được xác định lại trên toàn bộ mặt cắt dọc được hình thành do lưu lượng tạo lòng. Vì vậy, trong quá trình dòng chảy cạn ΔH tác động như một hạn chế tiến trình giảm nhỏ nhất. Theo công thức (7-91), tối thiểu của P_t với một ΔH cho trước có nghĩa tối thiểu về Q hoặc tối đa thời gian Δt chảy qua đoạn sông với một độ dài L cho trước. Yang cho rằng một độ dốc đồng đều sẽ có một thời gian chảy qua Δt nhỏ nhất. Cũng theo lý thuyết tốc

độ nhỏ nhất về giải toả năng lượng, một con sông sẽ tự điều chỉnh để tăng Δt bằng việc tạo ra các lạch, vũng sâu với độ dốc đáy không bằng phẳng trong suốt đoạn sông. Các ảnh hưởng của vụng, lạch này đến tốc độ giải toả năng lượng giảm theo lưu lượng và chiều sâu nước tăng. Do đó, mặt nước không đồng đều hoặc độ dốc năng lượng tăng theo sự tăng lưu lượng và độ dốc trở nên đồng đều ở trạng thái dòng chảy sâu.

- Năng lực lòng dẫn nhỏ nhất

Theo Chang (1986) về bán lý thuyết chỉ ra rằng tính không liên tục hình dạng lòng dẫn có thể tượng trưng bởi quan hệ độ dốc với lưu lượng và kích thước vật liệu đáy. Trong 4 vùng khác nhau, ông lập mối quan hệ bằng đồ thị các thông số hình học xác định khi tăng dần độ dốc và đồng thời biểu thị theo dạng toán học. Ngưỡng hoặc tính không liên tục của hình dạng lòng dẫn được thể hiện bằng các đường I - V ở trong hình 7- 11. Từ dưới, ngưỡng đầu tiên (đường I) tương ứng với độ dốc giới hạn về chuyển động bùn cát đáy. I_c biểu thị ở công thức dưới đây:

$$I_c/\sqrt{D} = 0{,}000386\ Q^{-0{,}51} \qquad (7\text{-}92)$$

Trong đó:

D - kích thước bình quân hạt bùn cát đáy (mm);

Q - lưu lượng khi ngập bãi (m^3/s).

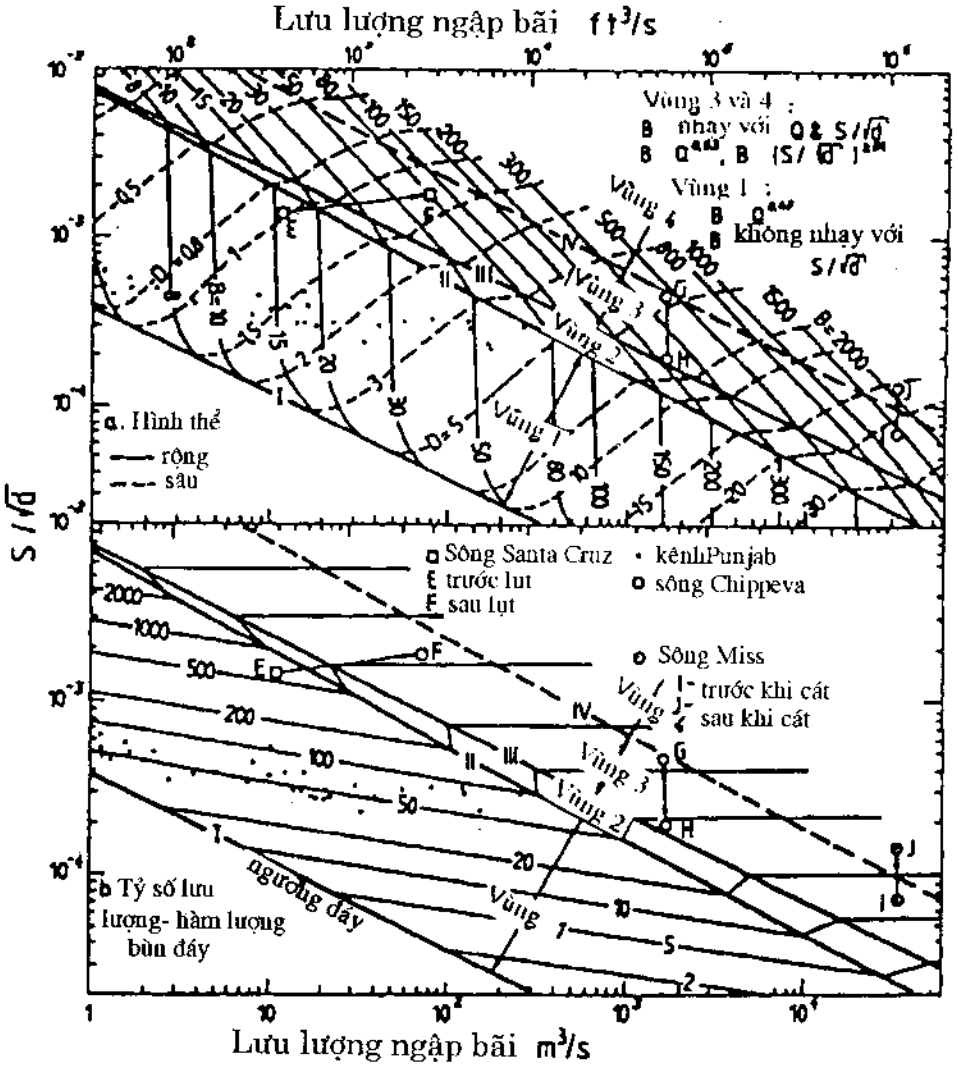
Công thức cho ngưỡng thứ 2 (đường II) là:

$$I/\sqrt{D} = 0{,}00704\ Q^{-0{,}55} \qquad (7\text{-}93)$$

Ngưỡng thứ 3 (đường III) theo công thức:

$$I/\sqrt{D} = 0{,}00763\ Q^{-0{,}51} \qquad (7\text{-}94)$$

Các sông ở trong vùng I có các đặc tính là độ dốc nhỏ, chiều rộng hẹp, tỷ số chiều rộng–chiều sâu nhỏ và sức kháng dòng chảy ở chế độ thấp. Chiều rộng không nhạy cảm với độ dốc và chỉ là một hàm số của lưu lượng ngập bãi. Các sông ở vùng 2 có độ dốc tương đối phẳng nhưng dốc hơn độ dốc sông vùng 1. Chiều rộng sông tương đối rộng và khá nhạy cảm với độ dốc. Các sông trong vùng 3 có độ dốc nằm trong phạm vi dốc trung bình đến khá dốc đặc trưng bởi các vụng, lạch sâu xen kẽ ở lưu lượng ngập bãi. Chiều rộng nhạy cảm với độ dốc. Những sông có độ dốc nhỏ thường ít phân dòng nhưng ngoằn nghèo, chúng được gọi là loại lòng dẫn khúc khuỷu bãi tản mạn. Sông độ dốc dốc hơn thường phân dòng và ít quanh co được gọi là lòng dẫn phân dòng. Sông trong vùng 4 có độ dốc đặc trưng bởi lòng dẫn phân dòng cao và khá thẳng.



Hình 7-11 Chế độ hình dạng lòng dẫn sông đáy cát.

(Ghi chú: $S/\sqrt{D}$ tương tự như $I/\sqrt{D}$ trong công thức 7-92 và 7-94)

Vì sự nhạy cảm của chiều rộng với độ dốc và lưu lượng ở vùng 2,3 và 4, một thay đổi về độ dốc hay lưu lượng hoặc cả hai có thể tạo nên một thay đổi lớn chiều rộng. Theo biến đổi chiều rộng–chiều sâu trong hình (7-11), một lòng dẫn phân dòng bắt đầu xuất hiện trong vùng 3 và sự biến đổi về phân dòng tăng khi tăng độ dốc và tỷ số chiều rộng–chiều sâu. Các quan hệ nêu trong hình (7-11) chỉ có giá trị

trong trường hợp thoả mãn các công thức bùn cát vận chuyển, nhưng đủ để định lượng các quan hệ để tính chiều rộng, chiều sâu và độ dốc lòng dẫn khi biết lưu lượng, kích thước hạt vật liệu ở đáy, tốc độ vận chuyển bùn cát, độ dốc mái của mặt cắt ngang sông.

7-2-3 Mặt cắt ngang ổn định của sông lòng cát

Một mô hình 2 chiều về chuyển động dòng chảy và bùn cát được dùng để làm sáng tỏ về dòng chảy và địa hình đáy của lòng dẫn cong bồi tích. Theo Przedwojski, 1988 các thông số không thứ nguyên k_{ss} và k_{sn} về sóng biến dạng đáy phụ thuộc thông số sau:

$$A_{kl} = (A_k^2/f)3\theta = f/(m_1\pi)^2(B/h)^2 3\theta \qquad (7\text{-}95)$$

Trong đó:

$$A_k = (f/m_1\pi)B/h \qquad (7\text{-}96)$$

Thông số sóng biến dạng đáy này, theo Struiksma (1983) là:

$$k_{ss} = -1/2((b - 3)/2 - 1/A_{kl}) \qquad (7\text{-}97)$$

$$k_{sn} = (1/A_{kl} - (k_{ss})^2)^{1/2} \qquad (7\text{-}98)$$

Công thức (7-97) và (7-98) cho thấy là các thông số này phụ thuộc trị số của hệ số b có quan hệ đến vận chuyển bùn cát s_b trên một chiều rộng đơn vị theo vận tốc u:

$$s_b \sim u^b \qquad (7\text{-}99)$$

Chiều rộng lòng dẫn trong công thức (7-95) được biểu thị dưới dạng công thức sau:

$$B = ((m_1\pi)^2/6g)^{0.25}(A_{Kl}/Ih\theta)^{0.25}\, Q^{0.50} \qquad (7\text{-}100)$$

Đưa công thức (7-97) và công thức (7-100) sẽ có chiều rộng lòng dẫn là:

$$B = ((m_1\pi)^2/6g)^{0.25}(1/(2k_{ss}+(b - 3)/2)Ih\theta)^{0.25}\, Q^{50} \qquad (7\text{-}101)$$

Công thức (7-101) là một dạng về "quan hệ chế độ", trong đó chiều rộng lòng dẫn là một hàm số của lưu lượng cho trước. Nhưng công thức (7-101) là quan hệ chế độ đã được đơn giản hoá. Công thức này cũng giải thích tại sao có những con sông rộng và trái lại có những con sông hẹp. Nếu để thông số sóng đáy $k_{ss} > 0$ và số mũ $b \geq 3$ thì chiều rộng B sẽ tăng mạnh. Nếu $k_{ss} < 0$ thì chiều rộng giảm xuống.

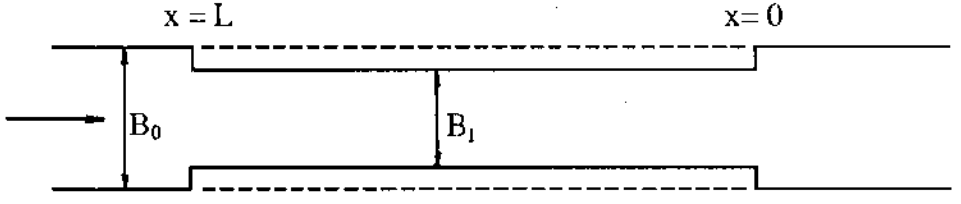
Các công thức (7-97) và (7-98) có thể cho kỹ sư sử dụng trong điều kiện ngưỡng. Khi thông số sóng đáy $k_{ss} < 0$ thì mặt cắt ngang quá rộng và lòng dẫn có

khuynh hướng phân nhiều dòng. Thông số đặc trưng A_{K1} trong công thức (7-95) được dùng ở điều kiện ngưỡng khi thiết kế mặt cắt ngang ổn định sông lòng cát. Trong phương pháp này trạng thái cân bằng của một đoạn sông có dường bờ cố định và một lưu lượng cho trước không đổi được xem xét. Hai trạng thái cân bằng nghiên cứu là: hiện hữu và sau khi thiết kế. Phương pháp này dựa theo cơ sở các phương trình liên tục chuyển động của nước và bùn cát với thông số Shield cũng như thông số A_{K1} biến đổi theo vật liệu đáy ở điều kiện ngưỡng.

7-2-4 Biến đổi lòng dẫn do công trình chỉnh trị.

Việc xây dựng các công trình chỉnh trị và các công trình khác trên sông dẫn đến biến đổi lòng dẫn. Sự biến đổi hình thái sông đó là do thu hẹp chiều rộng lòng dẫn sông vì công trình chỉnh trị, cắt sông cong và các công trình cầu, cống lấy nước v.v...

Trường hợp thu hẹp lòng dẫn, một phương pháp tính toán biến hình đơn giản của Jansen (1979), de Vries (1985) được áp dụng. Một đoạn sông với bờ bị cố định và lưu lượng không đổi biểu thị trong hình 7-12.



Hình 7-12 Thay đổi chiều rộng sông

Hai trạng thái cân bằng được so sánh. Trạng thái hiện hữu (chỉ số ban đầu của các thông số là 0) và trạng thái được thiết kế (các chỉ số đặt bằng 1), có các công thức sau đây:

Liên tục về nước:

$$Q_1 = Q_0 \tag{7-102}$$

Chuyển động của nước:

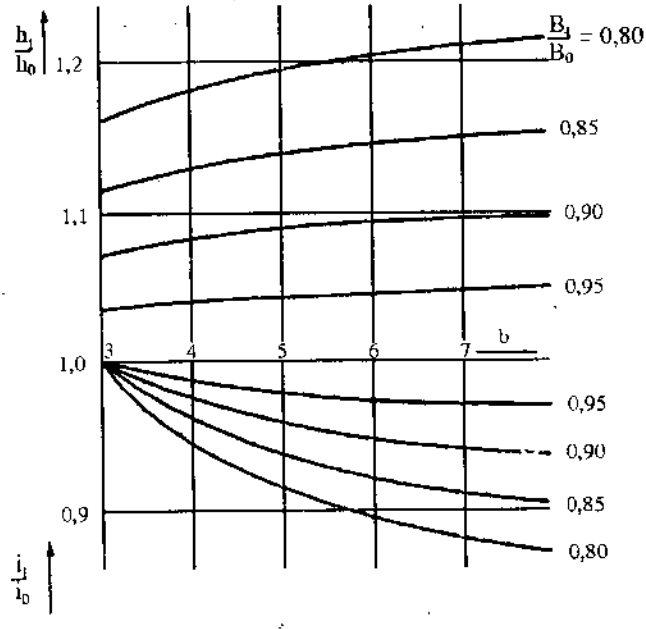
$$Q = Bch^{3/2}i^{1/2} \tag{7-103}$$

Liên tục về bùn cát:

$$S_1 = S_0 \tag{7-104}$$

Chuyển động bùn cát:

$$S\ Bm_s u^h \tag{7-105}$$



Hình 7-13 Kết quả thu hẹp chiều rộng

Các giả định như sau: hệ số Chezy $C_1 \approx C_0$, yếu tố gợn sóng $\mu_1 \approx \mu_0$, đường kính hạt $D_1 \approx D_0$ và hề số vận chuyển bùn cát $m_{s1} \approx m_{s0}$, $b_1 \approx b_0$. Chiều sâu trung bình và độ dốc năng lượng bình quân sau khi thu hẹp chiều rộng sông là:

$$h_1/h_0 = (B_0/b_1)^{(b-1)/b} \qquad (7\text{-}106)$$

$$i_1/i_0 = (B_1/B_0)^{1-(3/b)} \qquad 7\text{-}107)$$

Biểu đồ biểu thị các công thức ở trên xem hình (7-13). Khi phân bố tần suất lưu lượng f(Q) biết thì có thể áp dụng phân tích tương tự. Trong cả 2 trạng thái: hiện hữu và mới lượng bùn cát vận chuyển hàng năm bình quân là không thay đổi, do đó:

$$\int_0^\infty S(Q)f(Q)d(Q) = \text{const} \qquad (7\text{-}108)$$

Khi m_s và C không biến đổi nhiều theo lưu lượng và khi biến đổi của B và Q không lớn sẽ có:

$$B^{1-(b/3)}i^{b/3}\int_0^\infty Q^{b/3}f(Q)d(Q) = \text{const} \qquad (7\text{-}109)$$

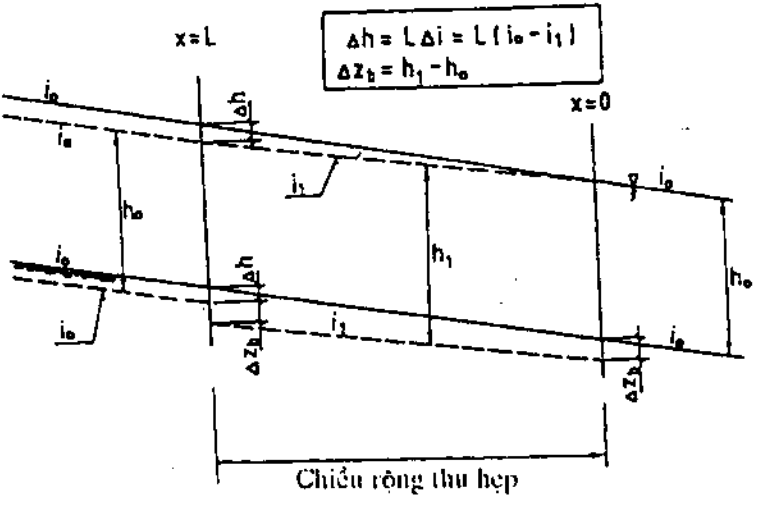
Trong đó công thức (7-103) và (7-105) và (7-107) được sử dụng. Theo công thức (7-107) với b = 3 thì độ dốc mới sẽ bằng độ dốc cũ trong trường hợp đối với vận chuyển bùn cát đáy với lượng lớn.

Một sự không liên tục về Q, S và B tại x = 0 tạo nên một bậc Δ_{zb} khi t tiến tới ∞ (de Vries, 1985). Hình (7-14) trình bày một cắt dọc đoạn sông bị thu hẹp. Trình bày ở trên mang tính lý thuyết, còn trong thực tế các chú ý sau được áp dụng:

1. Xây dựng các công trình chỉnh trị sông dẫn đến mặt cắt ngang sông đều đặn hơn trên bình diện. Vì lý do này trị số của hệ số Manning đối trạng thái cân bằng mới n là nhỏ hơn so với trạng thái cũ, tức là $n_1 < n_0$. Vì $h_1 > h_0$ và $(1/n_1) > (1/n_0)$ nên $C_1 > C_0$.

2. Cả Q và S biến đổi theo thời gian.

3. Cần thiết đo đạc nhiều về lượng bùn cát vận chuyển để chọn lựa công thức áp dụng thích hợp. Nhưng vì thiếu hoặc tốn nhiều kinh phí dùng cho việc đo đạc nên các kết quả thường sai lệch nhiều trong thực tế.



Hình 7-14 Mặt cắt dọc đoạn sông có mặt cắt ngang thu hẹp

Cần chú ý rằng làm giảm cao độ mực nước và đáy sông do thu hẹp chiều rộng của sông có thể gây nên hậu quả tiêu cực cho các mục đích sử dụng khác như công trình lấy nước và vận tải thuỷ.

7-3 Hình thái mặt bằng lòng sông

7-3-1 Giới thiệu

Để giảm tác động của dòng chảy về ổn định và các cấu trúc chỉnh lưu, sông có dạng đường bao hay tuyến gồm nhiều khúc cong. Những đoạn thẳng và cong rất nhỏ là ngoài điều nói trên vì dòng chảy có một khuynh hướng thay đổi vị trí theo hướng ngang trong trường hợp như vậy. Bán kính cong tối ưu bằng khoảng với độ

cong đoạn sông tương đối ổn định. Có một số qui định trong thiết kế về chấp nhận độ cong tự nhiên của sông, nhưng không phải tất cả các độ cong được hình thành do sông chưa được chỉnh trị.

Nghiên cứu sông thiên nhiên sẽ tìm ra độ cong nào có thể sử dụng cho chỉnh trị có hiệu quả nhất. Tuy công trình chỉnh trị để bảo vệ bờ chống xói mòn nhưng giữ cho lòng dẫn không quá cong là vấn đề khó khăn và đòi hỏi công trình đầu tư nhiều kinh phí cũng như cần nhiều kinh phí chở duy tu bảo dưỡng.

Xây dựng tuyến chỉnh trị phụ thuộc điều kiện địa hình, địa chất, các đặc tính thuỷ văn thuỷ lực của sông, cấu trúc công trình đã có, sẽ có và các yêu cầu kinh tế xã hội khác. Những điều kiện này được xem xét đầy đủ như những giới hạn và khung khi thiết kế về tuyến chỉnh trị. Ví dụ các vị trí cầu lớn đã xây dựng để xác định tuyến mới cần xem xét về cả hướng và khả năng thu hẹp của chúng, ổn định lòng sông v.v... Cảng, kênh lấy nước cũng phải gần với tuyến chỉnh trị mới và hướng với hướng dòng chảy một góc 25° đến 45° ở bờ lõm của sông.

Tuyến chỉnh trị phải có một khoảng cách thích hợp đối với đê hoặc các công trình giao thông quan trọng khác để không làm ảnh hưởng trong trường hợp bờ bị xói lở. Và điều quan trọng là tuyến chỉnh trị phải dựa trên cơ sở công trình chỉnh trị đã có.

Có thể tính toán biến đổi địa hình đáy sông theo các độ cong của sông khác nhau hoặc độ cong không đổi. Thậm chí có thể tính được tiến trình biến đổi sông cong cho bờ đất dính hoặc không dính. Tuy nhiên, đối với kỹ sư thiết kế điều cần biết là cách xác định tuyến chỉnh trị, được giới thiệu tóm tắt sau đây.

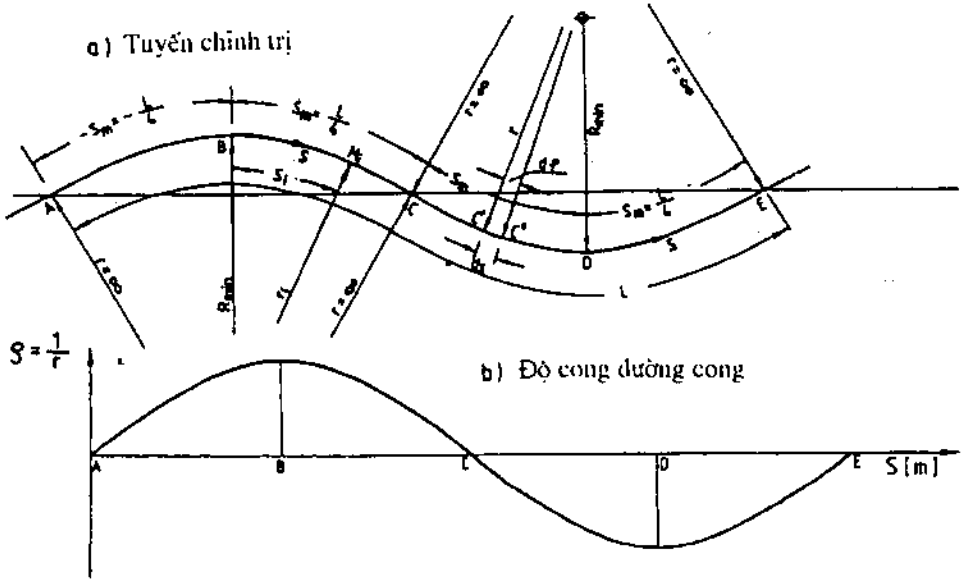
7-3-2 Đường cong cosin

Engelund (1974) và Hooke (1975) giới thiệu một đường cong cosin dựa theo nghiên cứu của Leopold và Langbein (1966). Theo tác giả đường cong này gần giống như đường cong ở các đoạn cong và uốn cong của sông, và cho rằng đường cosin giảm thiểu tổng bình phương về biến đổi hướng nên nó cũng là đường cong mà sông dành tối thiểu năng lực cho làm cong. Nhận xét này trùng hợp với các kết quả nghiên cứu của Chang (1984). Phân tích các công thức và phương trình chuyển động liên tục của nước và bùn cát cho thấy rằng sự biến dạng lòng dẫn theo mặt cắt dọc (địa hình đáy) được xác định bằng hàm số cosin theo khoảng cách xác định dọc theo lòng dẫn (Przedwojski,1988). Vì tuyến chỉnh trị liên hệ mật thiết với mặt cắt dọc và đường cong cosin biểu thị hình dạng sông cong theo trị số của R_m và L.

Mục đích của mục này này trình bày công thức chung để vẽ đường cong cosin và cách xác định các thông số cong tại một điểm bất kỳ trên đường cong.

Công thức chung đường cong

Công thức chung đường cong cosin trong hệ thống toạ độ cong (hình 7-15), theo Engelund (1974) và Przedwojski (1988) có dạng:



Hình 7-15 Cung đối xứng theo đường cong cosin

$$1/r_i = (1/R_{min})\cos(l_0 s_i) \quad (7\text{-}110)$$

Trong đó:

$$l_0 = 2\pi/L \quad (7\text{-}111)$$

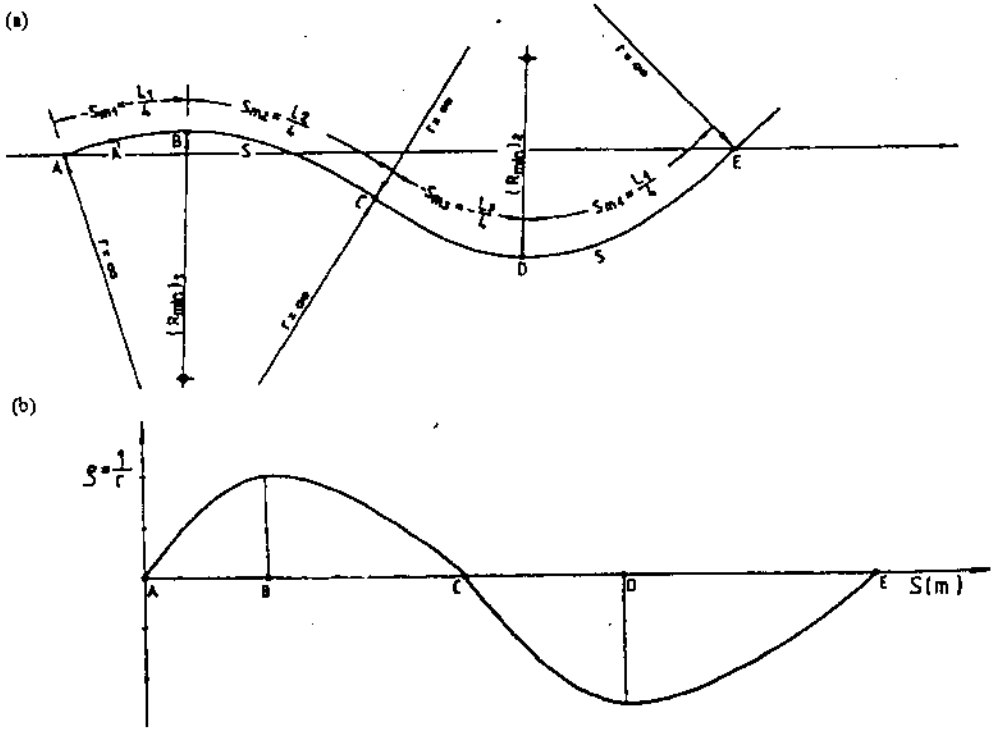
r_i là bán kính cong tại khoảng cách s_i kể từ đỉnh;

R_{min} - bán kính cong nhỏ nhất trên đỉnh cong.

Đường cong cosin là một đường cong tuần hoàn chu kỳ 2π (hình 7-15) và L là chiều dài đoạn cong. Tuyến lòng dẫn nêu ở hình (7-15) bao gồm các đường cong đối xứng có bán kính nhỏ nhất không đổi, tức là $R_{min1} = R_{min2}$. Theo công thức (7-10) thì dạng đường cong phụ thuộc vào 2 thông số R và L, và độ cong là hàm số của khoảng cách s. Tại vị trí bắt đầu của đường cong (điểm A), độ cong $\rho = (1/r) = 0$ vì khoảng cách kể từ đỉnh $s = s_m = (L/4)$ nên $\cos(-l_0 s_m) = \cos(-\pi/2) = 0$. Khi đường cong tăng lớn nhất đến đỉnh (điểm B), ở đó $\rho = 1/R_{min}$ vì $s = 0$ và $\cos 0 = 1$, và giảm trở lại đến trị số $\rho = 1/r = 0$ (điểm C) vì $s = s_m = (L/4)$ vì thế $\cos(l_0 s_m) = \cos(\pi/2) = 0$ (hình 7-15b).

Tuyến đường cong gồm các đường cong đối xứng được dùng nghiên cứu trong mô hình thuỷ lực. Trong sông thiên nhiên tuyến chỉnh trị của một lòng dẫn phần lớn không phải là các đường cong đối xứng mà có các trị số khác nhau về nhỏ nhất R_{min} của các đoạn cong kế tiếp nhau. Các đoạn cong có bán kính khác nhau này là do cường độ dòng chảy biến đổi cùng biến đổi vận chuyển bùn cát theo hướng dọc

và hướng ngang và sự biến đổi sức kháng cục bộ của đáy và bờ của lòng dẫn. Sự biến đổi sức kháng này có thể do đất cát hạt thô ở đáy sông hoặc cỏ cây mọc ở mái bờ làm thay đổi độ cong. Trường hợp này có $s_m < (L/4)$ (đổi chỗ A thành A/) và độ cong $\rho = (1/4) > 0$ (hình 7-16a).



Hình 7-16 Đường cong đối xứng theo đường cong cosin

(a) Tuyến chỉnh trị. (b) Đường cong

Đoạn cong theo đường cong cosin

Trong hệ thống đường cong toạ độ (hình 7-15a), tăng rất nhỏ chiều dài cong từ điểm C/ đến C// có thể biểu thị theo vi phân cung ds:

$$ds = rd\varphi \qquad (7\text{-}112)$$

Trong đó:

r là bán kính cong tại điểm C/;

$d\varphi$ - vi phân góc;

φ là góc (radian).

Độ cong của một đường cong tại điểm C/ là:

$$1/r = d\varphi/ds \tag{7-113}$$

Từ công thức (7-110) và (7-113) có:

$$d\varphi = ((1/R_{min})\cos(l_0 s))ds \tag{7-114}$$

Đưa vào công thức (7-114) có:

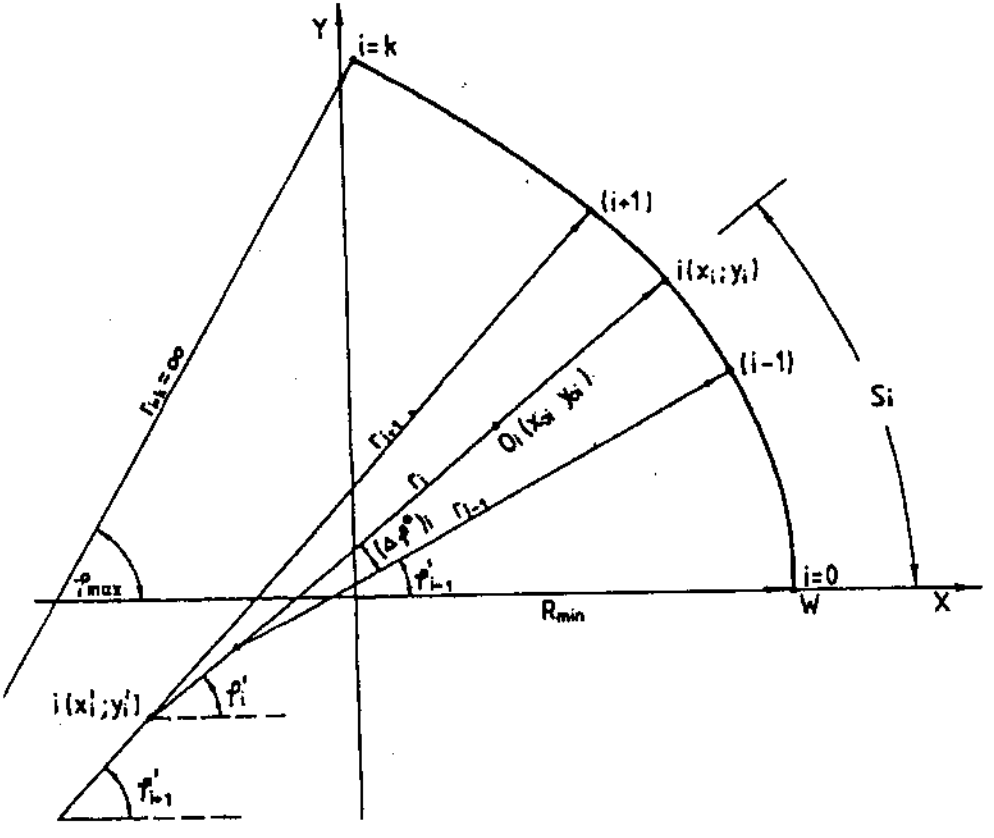
$$l_0 R_{min}\varphi = \sin(l_0 s) \tag{7-115}$$

Bình phương vế trái và vế phải các công thức (7-10) và (7-14) và biến đổi sẽ có:

$$(R^2_{min}/r_2) + R^2_{min}(l_0\varphi)^2 = 1 \tag{7-116}$$

Do đó bán kính cong tại điểm "i" (hình 7-17) trong hàm của góc φ_i được chứa giữa các hướng dương của bán kính R_{min} và r_i có thể biểu thị dưới dạng:

$$r_i = R_{min}/\sqrt{(1-(l_0 R_{min}\varphi)^2)} \tag{7-117}$$



Hình 7-17 Sơ đồ đoạn cong trong toạ độ Đê-các-tơ

Đối công thức (7-117) thay vì bán kính r trong công thức (7-112) sẽ có:

$$ds = (R_{min}/\sqrt{(1-(l_0R_{min}\varphi_i)^2)})d\varphi \quad (7\text{-}118)$$

Công thức (7-118) ở trong khoảng 0 đến φ đưa đến dạng công thức sau:

$$s_i = (L/2\Pi)\arcsin(l_0R_{min}\varphi) \quad (7\text{-}119)$$

Trong đó khoảng cách s_i (hình 7-17) với các trị số ấn định về R_{min} và L là hàm số của góc φ_i (tính theo radian). Công thức (7-119) cũng có thể chuyển dưới dạng:

$$l_0R_{min}\varphi_i = \sin(l_0s_i) \quad (7\text{-}120)$$

Nếu $s_i = s_m = (L/4)$ có $\sin(l_0s_i) = \sin(2\pi/L)s_i = \sin(\pi/2) = 1$ và trị số lớn nhất của góc $\varphi_i = \varphi_{max}$ chứa giữa các hướng dương của bán kính R_{min} nhỏ nhất và r lớn nhất bằng ∞ (hình 7-17) được xác định theo công thức:

$$\varphi_{max} = L/(2\pi R_{min}) \quad (7\text{-}121)$$

Trong đó góc φ_{max} tính theo radian hoặc theo dạng sau:

$$\varphi^o_{max} = 180^o/(2\pi^2R_{min}) \quad (7\text{-}122)$$

Trong hệ thống toạ độ đường cong các công thức (7-117) và (7-119) xác định các thông số s và r của đường cong trong hàm của góc φ mà góc này biến đổi trong phạm vi $\varphi_i \le \varphi_{max}$. Theo hình (7-17) thì toạ độ của điểm "i" được xác định như sau:

$$x_i = r_i\cos\varphi_i + x'_i \quad (7\text{-}123)$$

$$y_i = r_i\sin\varphi_i + y'_i \quad (7\text{-}124)$$

Trong đó:

$$x'_i = (r_{i-1} - r_i)\cos\varphi'_i + x'_{i-1} \quad (7\text{-}125)$$

$$y'_i = (r_{i-1} - r_i)\cos\varphi'_i + y'_{i-1} \quad (7\text{-}126)$$

Toạ độ của điểm 0_i xác định hướng của bán kính r_i và được đặt cách "i" một khoảng cách $0{,}5R_{min}$ dọc theo bán kính. Toạ độ của nó được xác định theo công thức:

$$x'_{0i} = (r_i - 0{,}5R_{min})\cos\varphi'_i + x'_{i-1} \quad (7\text{-}127)$$

$$y'_{0i} = (r_i - 0{,}5R_{min})\sin\varphi'_i + y'_{i-1} \quad (7\text{-}128)$$

Phương pháp xác định các thông số của một đường cong là:

Chiều dài L và bán kính nhỏ nhất R_{min} được xác định theo:

1. φ_{max} tính theo công thức (7-121).

2. Khoảng của góc Δφ (tính theo radian) được giả định (hình 7-17).

3. Các bước tiếp theo là:

a)

$$\Delta\varphi_{radian} = \Delta\varphi^{o}\pi/m180^{o} \quad (7\text{-}129)$$

b)

$$\varphi_i = \sum_{i=0}^{i=k}(\Delta\varphi)_{radian} \quad (7\text{-}130)$$

c) Toạ độ Đê-các-tơ đường cong điểm "i" theo công thức (7-123) và (7-124).

d) Tọa độ Đê-các-tơ hướng bán kính tại điểm 0_i.

e) Các trị số của khoảng cách s_i theo công thức (7-119) và các trị số của bán kính ở điểm "i" theo công thức (7-117) (hình 7-17).

Tính toán được thực hiện theo chương trình máy tính. Chương trình cho các kết quả về khoảng của các góc giả định. Để tăng độ chính xác tính toán khoảng của góc giả định được chia thành những khoảng nhỏ hơn biểu thị bằng chỉ số m trong công thức (7-129), m = 200 được giả định trong chương trình tính nói trên.

Do biến đổi liên tục độ cong của đường cong (và tương ứng biến đổi bán kính r) các trị số của các khoảng của góc sẽ thay đổi dọc theo đường cong. Để có kết quả chính xác, trị số $\Delta = 5^{o} - 10^{o}$ giả định tại đỉnh cong và giảm xuống $\Delta = 0{,}1^{o} - 0{,}2^{o}$ tại những vị trí mà độ cong 1/r tiến tới 0.

Thí dụ tính toán các thông số và toạ độ vuông góc của một bán kính cong R_{min} = 200 m và L = 1200 m được nêu trên hình 7-18.

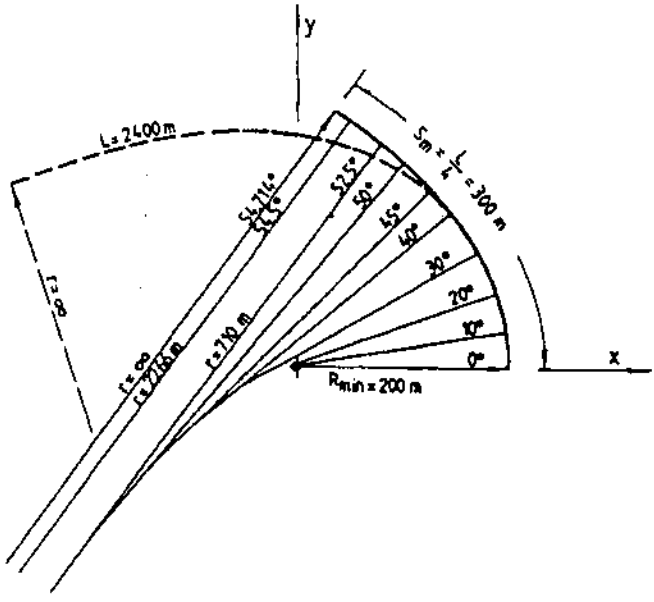
Trị số khác của L = 2400 m và Rmin = 200 m cũng được trình bày ở hình trên.

Toạ độ vuông góc x và y thực tế được sử dụng nhiều được trình bày ở hình 7-19. Toạ độ x_1 tiếp tuyến với đường cong tại điểm bắt đầu cong P và toạ độ y_1 đi qua nó theo hướng bán kính. Trong hệ toạ độ x_1 và y_1 điểm bất kỳ trên đường cong (điểm M) được xác định theo công thức:

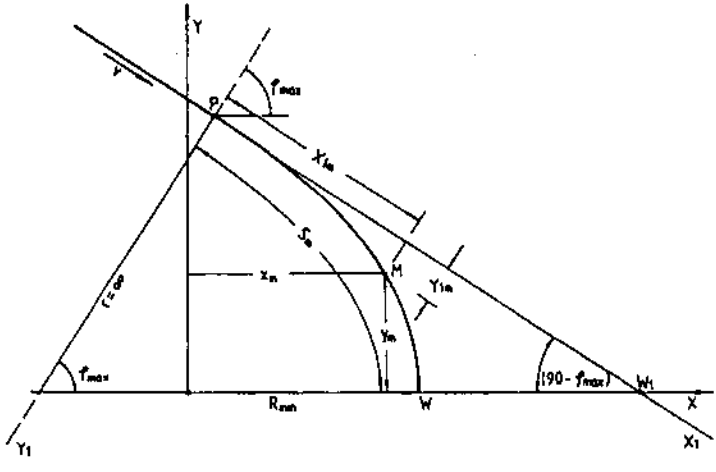
$$x_{1m} = (x_m - x_p)\cos\varphi_{max} + (y_m - y_p)\sin\varphi_{max} \quad (7\text{-}131)$$

$$y_{1m} = (x_m - x_p)\sin\varphi_{max} + (y_m - y_p)\cos\varphi_{max} \quad (7\text{-}132)$$

Trong đó x_p, y_p là toạ độ của điểm P được xác định theo công thức (7-123) và (7-124) trong hệ toạ độ x và y.



Hình 7-18 Các thông số cung R = 200 m và L = 1200 m (đường liền), L = 2400 m (đường đứt)



Hình 7-19 Sơ đồ đoạn cong trong toạ độ Đề các-tơ

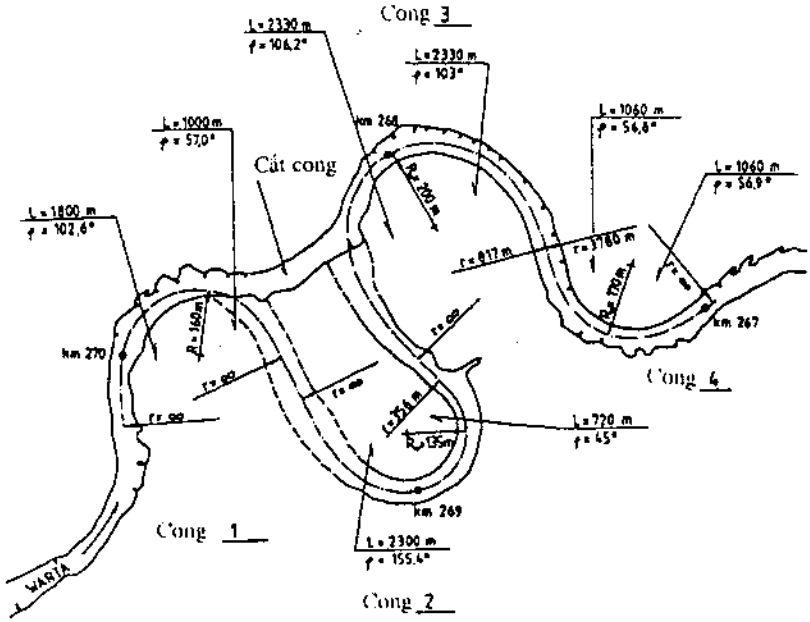
<u>*Ví dụ tính toán*</u>

Đường cong cosin được dùng nghiên cứu hình dạng sông cong quanh co như sông Warta và Prosna. Mặt bằng sôngWarta đoạn từ 272,2 km đến 267,0 km được nêu ở hình 7-20.

Hình dạng lòng dẫn của sông dựa trên cơ sở bản đồ 1908. Hiện nay đoạn cong 2 bị cắt cong tạo thành một khúc hơi cong (đường liền trong hình 7-20). Các thông số và hình dạng cong ở hình trên là theo đường cong cosin được tính toán dựa theo chương trình đã nói ở trên. Độ cong đường cong nêu ở hình 7-22. Từ phân tích hình 7-20 và hình 7-22 cho thấy đường cong cosin diễn tả đầy đủ hình dạng sông cong quanh co như sông Warta.

Mặt bằng sông Prosna gồm các đoạn từ 47,0 đến 46,3 km. Các thông số của đường cong R_{min}, L và $\varphi = \varphi_{max}$ miêu tả trục hình học lòng dẫn của sông được nêu ở hình 7-21 và độ cong của đường cong nêu ở hình 7-22. Trường hợp này đường cong cosin cũng miêu tả rất rõ về hình dạng cong ở các đoạn của sông Prosna. Một số nơi cục bộ vị trí mặt cắt ngang chuyển tiếp có độ cong không liên tục có thể là do sức kháng khác nhau ở đáy và bờ của lòng dẫn vì đất cát hạt thô hoặc cây cỏ bảo vệ mái bờ.

Các ví dụ trên cho thấy đường cong cosin phù hợp đối với hình dạng sông cong quanh co.

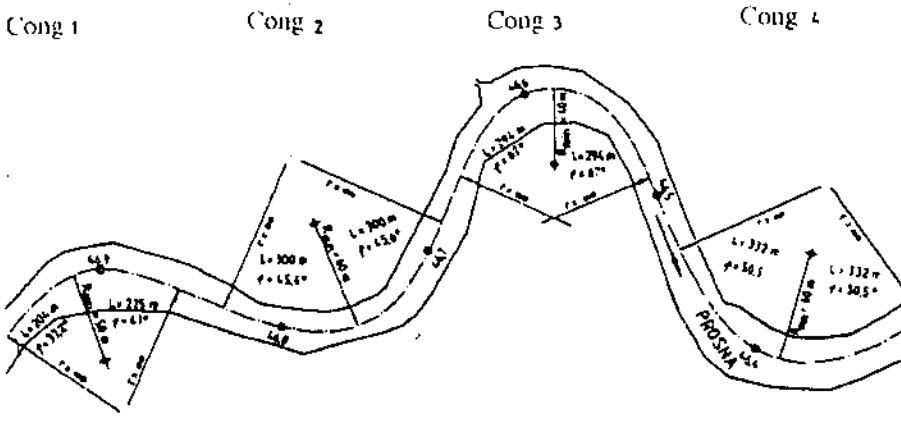


Hình 7-20 Mặt bằng sông Warta

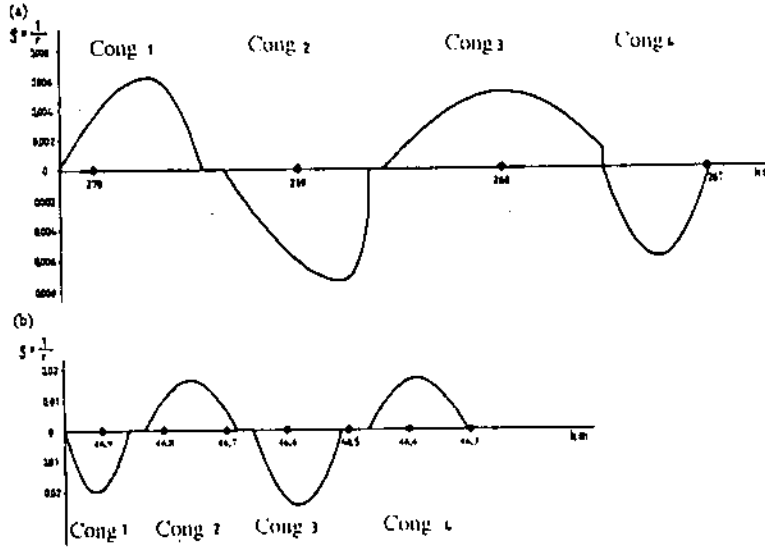
Mặt khác, phân tích ổn định về dòng chảy và bùn cát trong lòng dẫn lòng động cho thấy là biến dạng địa hình phương đứng của đáy lòng dẫn là một hàm chu kỳ của $\cos(l_{sn}s)$, trong đó $l_{sn} = (2\pi/k_{sn})$ là chiều dài xáo động chu kỳ và k_{sn} số sóng cát theo hướng dọc được tính dựa theo các đặc tính hình học và thuỷ lực của lòng dẫn.

Nghiên cứu của Przedwojski (1988) về chọn đoạn sông của sông Warta được chứng minh là $L \approx l_{sn}$. Có nghiã là chiều dài đặc trưng L của một khúc cong là gần bằng với chiều dài sóng l_{sn} mà chiều dài này miêu tả biến dạng đáy theo mặt cắt dọc lòng dẫn.

Vì vậy có thể kết luận rằng đường cong cosin được biểu thị ở công thức (7-110) là phù hợp với độ cong tự nhiên và sông cong quanh co. Do đó, đường cong cosin được sử dụng thiết kế tuyến chỉnh trị.



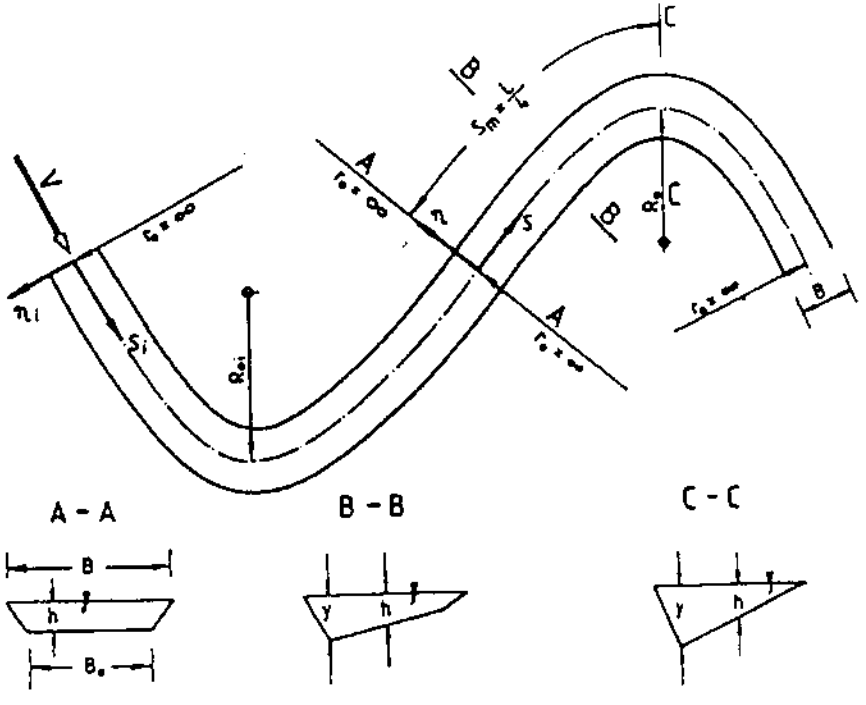
Hình 7-21 Mặt bằng sông Prosna



Hình 7-22 Độ cong đường cong. (a) sông Warta, (b) sông Prosna

7-3-3 Bán kính nhỏ nhất của đường cong

Thu hẹp lòng dẫn sử dụng để tăng chiều sâu cải thiện đường vận tải thuỷ trong thời gian nước thấp bằng biện pháp công trình cho một đoạn sông dài. Với một số dự án tưới tiêu, cung cấp nước v.v... cũng đòi hỏi một tuyến chỉnh trị mới cho đoạn sông có chiều rộng không thay đổi hoặc độ rộng lòng dẫn đồng đều. Đặc trưng chính của tuyến mới là: bán kính cong và chiều dài cung của thuyến thiết kế (hình 7-23). Vấn đề quan trọng là dự tính về thay đổi cao độ đáy. Ví dụ khi thiết kế cắt sông cong cần có các thông tin về chiều rộng và chiều sâu cần thiết cho vận tải thuỷ và cao độ chân bờ để thiết kế công trình bảo vệ.



Hình 7-23 Sơ đồ xác định đoạn sông cong quanh co

Tuyến một đoạn sông cong quanh co và hình thể mặt bằng của nó phải được nghiên cứu đầy đủ vì có hiểu rõ hình thái và các thông số khống chế chính thì mới có thể thực hiện việc nghiên cứu chỉnh trị cho đoạn sông đó. Để nghiên cứu các đặc tính của đoạn sông thường sử dụng 2 phương pháp sau đây:

1. Theo kinh nghiệm, dựa trên cơ sở mô hình và khảo sát hiện trường.

2. Mô hình toán, dựa vào phương pháp phân tích hoặc số học về phương trình điều chỉnh.

Các nghiên cứu bằng mô hình sông cong quanh co lòng bồi tích được tiến hành do Friedkin (1945), Charton - Benson (1966), Mohan - Agrawal (1980). Những lòng dẫn trong phòng thí nghiệm có vật liệu bờ đồng đều cho thấy là có khuynh hướng rõ rệt về độ cong khởi đầu cho một chuỗi cong đều đặn ở đoạn hạ lưu. Khuynh hướng này không xảy ra đối với vật liệu bờ không đồng dạng, và trường hợp này thấy xuất hiện các đoạn cong có độ cong khác nhau.

Sự phát triển và chuyển dịch các vòng cung cong của đoạn lòng dẫn sông ban đầu thẳng với đất cát đồng nhất theo nghiên cứu của Crosato (1990) cho thấy rằng: trạng thái đầu tiên sông cong quanh co là một hình sin đều đặn đặc trưng bởi tăng dần biên độ rộng, chiều dài sóng và dịch chuyển cung về hạ lưu. Tính không đối xứng của các đoạn cong bao gồm dạng hình sin đều đặn ban đầu được tiếp tục nghiên cứu dựa vào mô hình toán những năm sau này.

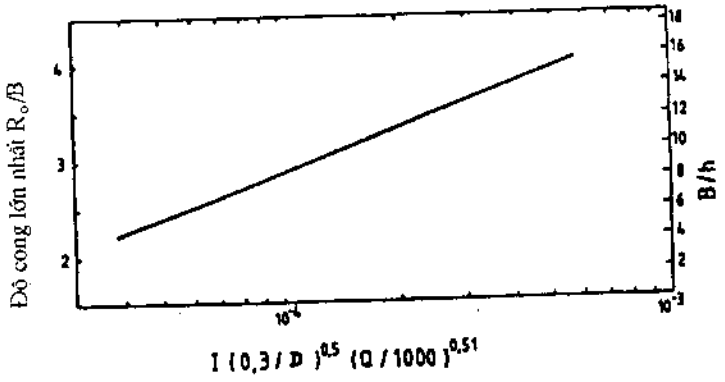
Sự chuyển dịch sông cong về dần hạ lưu và biến đổi hình dạng trên mặt bằng của nó do chịu ảnh hưởng cấu tạo vật liệu biên, sự cân bằng tương đối giữa khả năng vận chuyển và cung cấp bùn cát, góc và chiều cao bờ và thay đổi mực nước trong sông. Các yếu tố cục bộ khác như tiêu nước trên mái cọng thêm cỏ cây làm tăng thêm tính phức tạp của sông cong quanh co. Tuy sông cong có nhiều đặc tính phức tạp, các quan hệ kinh nghiệm giữa lưu lượng Q và chiều dài sóng λ, và giữa chiều dài sóng với chiều rộng lòng dẫn B, và giữa biên độ sông cong với chiều rộng lòng dẫn được tối giản do Jansen (1979), Hey (1983).

Để chống xói lở bờ có nhiều hình thức công trình chỉnh trị khác nhau được sử dụng. Nói chung đầu tư công trình chỉnh trị rất tốn kém, do đó để giảm kinh phí xây dựng và quản lý tu bổ cần phải tính được bán kính tối ưu và chiều dài tối ưu cho các đoạn sông cong quanh co làm cơ sở xác lập tuyến chỉnh trị và bố trí công trình chỉnh trị.

Mục này đề cập đến bán kính nhỏ nhất và tối ưu sông cong. Leopold và Wolman (1960) cho rằng không kể kích cở sông, phần lớn sông cong quanh co có xu hướng phát triển một bán kính cong đến tỷ số chiều rộng (r/B) giữa 2 đến 3. Nghiên cứu trên 50 con sông có kích thước khác nhau, Leopold tìm ra là có đến 2/3 tỷ số (r/B) nằm trong khoảng 1,5 - 4,3 với trị số trung bình là 2,7. Nason và Hickin (1986) tìm ra rằng tốc độ dịch chuyển lớn nhất của lòng dẫn cũng xuất hiện trong tỷ số (r/B) bằng 2 đến 3. Tuy nhiên, sự thay đổi đất cát ở bờ hoặc vật cản có ảnh hưởng lớn đến mối quan hệ trên như đã đề cập đến từ trước đây của Friedkin (1945). Chang (1984) dựa trên quan điểm năng lượng kết hợp với quan hệ dòng liên tục, lượng bùn cát vận chuyển, sức kháng dòng chảy, ổn định bờ và phương trình của Odgaard (1981) về chuyển đổi mái lòng dẫn đã giải thích rằng tỷ số (r/B)

gần như không đổi sẽ được xác lập theo độ cong lớn nhất theo đó sông trở lại ban đầu. Quan điểm phân tích của Chang nêu ở hình (7- 23). Mặt cắt A-A đoạn chuyển tiếp có dạng gần như hình thang. B-B và C-C nơi khúc cong đáy hình thang được chuyển thành mái đáy. Với một cặp chiều rộng và chiều sâu giữa sự chuyển đổi lớn nhất dốc đáy xuất hiện khi độ dốc đáy mở rộng đến mặt nước ở bờ lồi. Vì chuyển đổi độ dốc đáy tỷ lệ độ cong của lòng dẫn, độ dốc đáy chuyển đổi lớn nhất xuất hiện theo độ cong lớn nhất (hoặc r nhỏ nhất) đối với một chiều rộng và chiều sâu ở giữa cho trước. Kết quả phân tích của Chang (1984) được nêu tại hình 7-24. Độ cong lớn nhất theo tỷ số (r/B) là hàm số của độ dốc lòng dẫn, kích thước hạt bùn cát và tỷ số chiều rộng–chiều sâu trung bình.

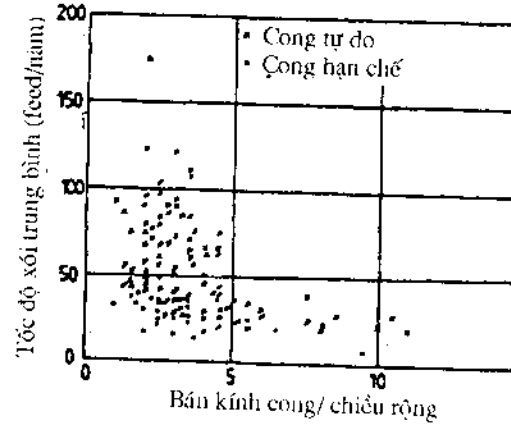
Giới hạn dưới của quan hệ này phụ thuộc điều kiện về lượng bùn cát đáy mất đi, giới hạn trên là tại điểm ngoài mà lòng dẫn có thể phát triển thành phân dòng. Như trên hình (7-24), trị số của (r/B) trong khoảng 2,2 - 4,0 tỷ lệ độ dốc lòng dẫn hoặc tỷ số chiều rộng–chiều sâu. Trị số trung bình bằng khoảng 3. Khi tỷ số này không đổi cho thấy khả năng đường cong nhọn hơn đối độ dốc lòng dẫn thoải hơn mà độ dốc này cũng kết hợp một tỷ số chiều rộng–chiều sâu nhỏ hơn.



Hình 7-24 Quan hệ độ cong lớn nhất với độ dốc, lưu lượng, kích thước bùn cát và tỷ số chiều rộng–chiều sâu

Biedenharn et al. (1989) đưa ra một số nhận xét về đặc tính một đoạn sông cong ở hạ du sông Hồng dài 600 dặm, dòng chảy trong lòng bồi tích gồm cát, bùn và sét. Độ quanh co từ 2 đến 1,5, độ dốc lòng dẫn bình quân 0,00013. D_{50} vật liệu lòng sông khoảng 0,25 mm còn D_{50} của bờ nhỏ hơn bằng khoảng 0,10 mm. Bán kính cong các đoạn nằm trong phạm vi 381,25 m đến 3355 m. Chiều rộng trung bình lòng dẫn 305 m ứng với lưu lượng 2830 m^3/s. Các khúc cong có bãi bên ở bờ lồi được phân là sông cong tự do và các khúc còn lại chịu ảnh hưởng mạnh của sức vật

liệu được xem là sông phân dòng. Biểu đồ vẽ tỷ số r/B và tốc độ xói bình quân hàng năm được biểu thị trên hình 7-25.



Hình 7-25 Tỷ số r/B và tốc độ xói trung bình hàng năm của sông Hồng

Hình trên cho thấy là tại trị số r/B lớn hơn 5, tốc độ xói trung bình sẽ thấp (khoảng 10 feed/năm đến 35 feed năm, tức trung bình khoảng 3,205 m/năm) không có biểu hiện tăng giảm rõ ràng.

Vì bán kính cong giảm , sức kháng của dòng chảy trong đoạn cong tăng tương ứng với đường đi ngắn hơn qua bãi bên, và tiếp tục như vậy cho đến khi (thường ở tỷ số r/B bằng 2 đến 3) một sự phân vùng xẩy ra ở gần nơi vào chỗ cong và dòng chảy chảy cắt qua bãi bên. Tiến trình này đối với sông Hồng cũng tương tự với sự xuất hiện một lạch cắt ngang phần bãi bên tiếp giáp bờ ở bờ lồi. Dẫn đến kết quả là bùn cát lắng đọng lại ở rìa thượng lưu khúc cong và xói rõ nét ở rìa hạ lưu do ảnh hưởng trực tiếp của dòng chảy cắt ngang. Do sự dịch chuyển dần về hạ lưu với khuynh hướng duy trì tỷ lệ cong tương tự ban đầu (tỷ số r/B bằng khoảng 2 đến 3) và tốc độ xói mạnh ở tỷ lệ này (hình 7-25). Trong hình trên các trị số nằm rải rác cho thấy rằng có thể có các yếu tố khác ngoài r/B làm biến đổi tiến trình sông cong. Có thể một khúc cong bắt gặp vật liệu kháng làm tiến trình dịch chuyển hạ lưu bị ngăn hoặc chậm lại đáng kể. Cũng ở hình (7-25) cho thấy là đối đoạn sông cong hạn chế tốc độ xói lở tương đối thấp (khoảng 3 m/năm đến 10 m/năm). Ngược lại đối với sông cong tự do tốc độ xói lở lớn hơn rõ rệt so với tốc độ xói lở của sông cong hạn chế. Nếu không gặp phải vật liệu kháng nơi dòng chảy qua sông cong tiếp tục chuyển dịch về hạ lưu bảo trì một tỷ số r/B bằng khoảng 2 đến 3. Vì

vậy khó có thể cho khúc cong phát triển theo tỷ lệ r/B nhỏ hơn 2 nếu không có sự hiện diện của vật liệu kháng ở bờ rìa hạ lưu khúc cong. Nói cách khác, những khúc sông cong có tỷ lệ r/B nhỏ hơn 2 được chia là cong tự do và có thể có sự hiện diện của vật liệu kháng. Sự khác nhau tốc độ xói lở của sông cong hạn chế và sông cong tự do phá vỡ tuần tự dịch chuyển hạ lưu của sông cong và nguyên nhân tạo nên cắt cong tự nhiên. Vì hiện diện những vị trí đất sét cứng không xói được ở chỗ cong sừng trâu, một cơ chế mới hiện trở lại ban đầu dòng chảy cắt qua khúc cong.

Hey (1983) cho rằng bán kính cong với tỷ số r/B sông cong quanh co là một hàm số của góc cung φ nằm giữa các điểm cong trong đoạn sông cong và đưa ra quan hệ sau:

$$r = (360/\varphi)B \tag{7-133}$$

Trong đó:

r là bán kính đường tròn xác định độ cong của một khúc cong riêng lẻ được đo nằm giữa các điểm cong kề nhau;

φ - góc quét bởi bán kính cong giữa các điểm cong kề nhau;

B là chiều rộng lòng dẫn khi ngập bãi. Trường hợp sông cong phát triển có góc cung $\varphi = 150^0$ công thức (7-133) có dạng:

$$r = 2{,}4B \tag{7-134}$$

Để tính bán kính trung bình Mohan và Agrawal (1980) đề nghị áp dụng công thức sau:

$$(L/4)^2 = (M_B - B)/2.\ (2r - (M_B - B)/2) \tag{7-135}$$

Trong đó:

L là chiều dài sông cong;

M_B là đới cong;

B - chiều rộng trung bình của lòng dẫn chính;

r - bán kính cong.

Thông thường chiều rộng lòng dẫn biết trước và các trị số của L và M_B được tính trên cơ sở có các số liệu đo đạc cần thiết. Công thức dùng để tính toán như sau:

$$L = 26{,}6(\ Q/\sqrt{(gh_s)}\ )^{0.813} \tag{7-136}$$

$$M_B = 66{,}3(\ Q/\sqrt{(gh_s)}\ )^{0.578} \tag{7-137}$$

Trong đó:

Q - lưu lượng;

g - gia tốc trọng trường;

h_s là chiều sâu trung bình dòng chảy.

Mohan và Agrawal (1981) khẳng định lại là bán kính cong trung bình có thể tính theo các công thức nói trên khi biết B, L, M_B . Grisin (1979) cho các trị số sau đây của bán kính cong trục tuyến chỉnh trị: $r_{max} \geq 7,5B$ và $r_{min} \geq B$. Trong đó B là chiều rộng lòng dẫn ở đoạn sông thẳng.

Cao độ đáy sông biến đổi có thể do các nguyên nhân sau:

1. Các dòng phụ do mất ổn định dòng chảy.

2. Dòng chảy vòng do lực ly tâm mà lực này có thể biểu thị bằng hàm số mũ η_0.

Trong trường hợp độ cong biến đổi khi chiều dài sóng biến dạng cao độ đáy l_{sn} bằng với chiều dài khúc sông cong, tức là $l_{sn} \approx L$ sự xáo động chu kỳ $\eta_p \approx 0$. Địa hình đáy nơi cong có thể xác định theo công thức đơn giản sau:

$$Y = h(1 + \eta_0) \qquad (7\text{-}138)$$

Giả định mặt cắt ngang tại đỉnh cong, nơi có độ cong lớn nhất (mặt cắt C-C ở hình 7-23), có độ dốc đáy chuyển đổi lớn nhất tức là đáy dốc đến mặt nước ở bờ lồi thì tỷ số bán kính cong và chiều rộng có thể tính theo công thức sau:

$$R_0/B_0 = 0,5(K_0(h/n_0)1/(\delta-1))^{1/2} \qquad (7\text{-}139)$$

Tong đó:

h - độ sâu trung bình của dòng chảy;

$n_0 = B_0/2$ một nửa chiều rộng lòng dẫn;

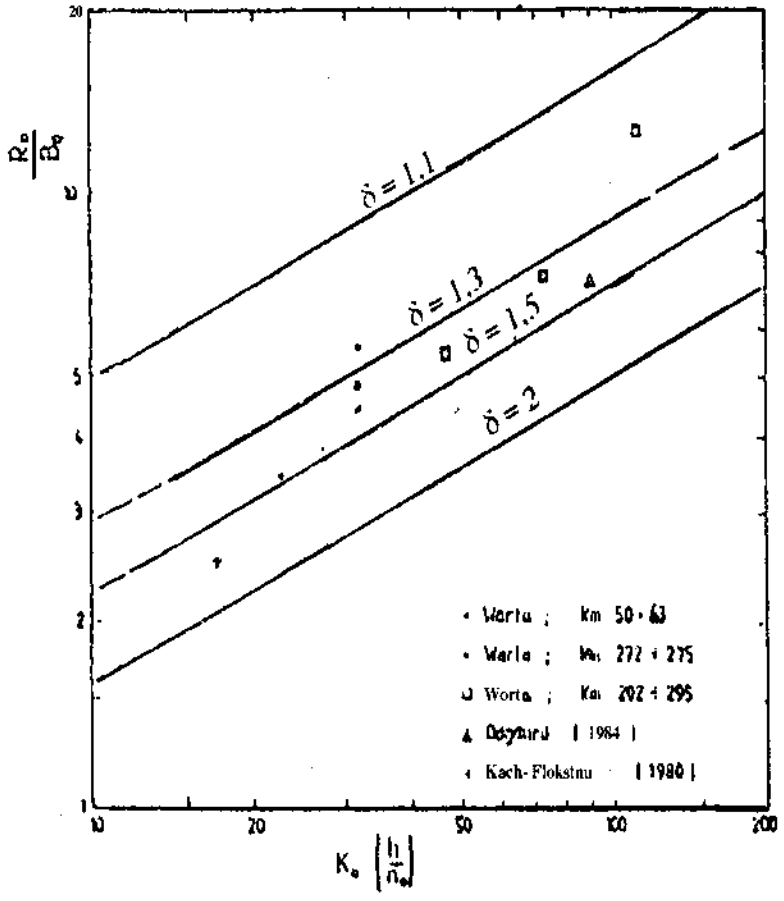
$\delta = y/h$, trong đó y là chiều sâu lớn nhất dòng chảy (xem hình 7-23);

K_0 là hằng số của đoạn sông cho trước.

Đối đoạn sông cong quanh co phát triển có độ cong lớn nhất (hoặc trị số R_0 nhỏ nhất) hình dạng mặt cắt ngang tại đỉnh cong là hình tam giác và $\delta \approx 2$. Đối sông cong kém phát triển có độ cong trung bình tương ứng với góc cung giữa các điểm cong nhỏ hơn thì các trị số của δ giảm, khi lòng dẫn thẳng $\delta = 1$. Tỷ số R_0/B_0 và $K_0(h/n_0)$ với các trị số khác nhau của δ được vẽ ở hình 7-26.

Với sông cong quanh co phát triển $\delta = 2$ và có được các trị số của $K_0(h/n_0)$, tỷ lệ R_0/B_0 nằm trong khoảng 2 đến 5. Tỷ lệ này phụ thuộc trực tiếp vào K_0 (tức hệ số ảnh hưởng C_r, số F_r, số mũ $1/n_1$ trong phân bố vận tốc số mũ Prandtl, vận tốc hướng tâm biểu thị bằng hàm f_h) và tỷ số h/n_0. Độ dốc đáy trung bình giả định chuyển đổi được biểu thị bằng trị số của $\delta = y/h$ (công thức 7-139) có thể áp dụng để thiết kế trị số nhỏ nhất của cung với độ cong khác nhau tại đỉnh.

Một mô hình số dự đoán xói lở trong thời gian dài đối lòng dẫn sông cong quanh co được Howard (1983) thiết lập. Tốc độ xói lở bờ ở bất kỳ vị trí đều được xác định dựa theo lý thuyết của Ikada và Parer. Mô hình này cũng dùng để dự báo biến đổi lòng dẫn của sông cong khi bờ không có công trình bảo vệ



Hình 7-26 Tỷ số R_0/B_0 và $K_0(h/n_0)$

7-3-4 Chiều dài cong tối ưu

Nhiều nhà nghiên cứu cho rằng chiều dài cung nằm giữa các điểm cong (L/2) có quan hệ đến chiều rộng lòng dẫn B. Mamak (1956) và Grisin cho rằng chiều dài cung cong tối ưu sẽ là:

$$L/2 = (10 - 15)B \qquad (7\text{-}140)$$

Trên cơ sở quan trắc sông ngòi ở Anh, Hey (1983) cho rằng:

$$L/2 = 2\Pi B \quad (7\text{-}141)$$

Đối sông cong $L = l_{sn}$, chiều dài tối ưu đoạn cong có thể tính theo công thức dưới đây:

$$L = (2\Pi/k_{sn})(h/f) \quad (7\text{-}142)$$

Trong đó:

k_{sn} là số sóng không thứ nguyên theo hướng dọc.

Có thể áp dụng công thức (7-97) và (7-98) để xác định chiều dài cong tối ưu.

7-3-5 Một số đặc trưng của sông Hồng.

Sông Hồng là một con sông lớn, dài 1150 km, trong đó ở địa phận Việt nam dài 510 km. Kể từ hợp lưu sông Đà với sông Hồng (Thao) tới cửa Ba lạt dài 238 km. Ba sông Đà, Thao, Lô hợp lưu tại Việt trì, dọc theo sông Hồng đến Hát môn phân lưu qua sông Đáy (trong trường hợp có lũ lớn phải phân lũ). Tiếp đến phân lưu qua sông Đuống với lưu lượng chiếm khoảng 27% chảy vào hệ thống sông Thái bình. Các phân lưu khác là vào sông Luộc, Trà lý, sông Đào Nam định và sông Ninh cơ.

Diện tích lưu vực của hệ thống sông Hồng đến Sơn tây khoảng 143.600 km^2

Hệ thống sông Hồng hàng năm chuyển tải ra biển khoảng 120 tỷ m^3 nước và 114 triệu tấn bùn cát. Dòng chảy mùa lũ, từ tháng 6 đến tháng 10 bình quân chiếm 75% tổng lượng nước toàn năm.

Chênh lệch lưu lượng và mực nước trong năm khá lớn như nêu ở bảng 7- 8 dưới đây.

Bảng 7- 8: Tỷ số lưu lượng, mực nước của sông Hồng

Vị trí đo	Q/Q_0	Q_{min}/Q_0	Q_{max}/Q_{min}	$H_{max} - H_{min}$ (m)
Sơn tây	9,00	0,15	65,00	12,72
Hà nội	7,60	0,12	63,40	12,42

Qua tỷ số các lưu lượng đặc trưng ở 2 vị trí nêu ở bảng trên cho thấy là khi lũ lớn tỷ lệ phân lưu qua sông Đuống tăng, còn đối với lưu lượng trung bình nhiều năm thì tỷ lệ phân lưu qua sông Đuống thấp hơn. Với lưu lượng lũ lớn nhất, chênh lệch mực nước ở 2 vị trí này xấp xỉ nhau.

Lưu lượng và mực nước thực đo ở các trạm thuỷ văn dọc theo sông Hồng và các phân lưu trong lũ lớn nhất 1971 được nêu trong bảng 7- 9.

Bảng 7- 9: Lưu lượng và mực nước thực đo trong lũ 1971

Đặc trưng Q,H	H(m)	Q (m^3/s)	% Q so S.t	% Q so Hn
Việt Trì	18,17			
Sơn Tây	16,29	34,200*	100	154
Hà Nội	14,13	22,2	64,9	100
H.Yên	8,56			
Phú Hào	5,97	11.000	32,1	49,5
Vũ Thuận	4,16	8,350	24,4	37,6
T.Cát	13,68	9,150	26,7	41,2
T.Dương	7,78	2,460	7,8	11,0
Q.chiến	6,63	2,610	8,1	11,7
N.Định	5,77	6,700	19,6	30,1
T.Phương	3,92	3,650	8,2	11,9

Đặc trưng các đoạn cong, biểu thị ở bảng 7-10 dưới đây.

Bảng 7-10: Biên độ cong Y, chiều dài 2 đỉnh cong (cùng chiều) L ở bờ hữu và tả sông Hồng

Đặc trưng đoạn cong	Cung cong bờ hữu	Cung cong bờ tả
Biên độ cong Y (m)		
- Y_{max}	8.500	9.000
- Y_{mim}	400	600
- $Y_{t.binh}$	3.400	3.600
Chiều dài 2 đỉnh cong L (m)	27.000	30.000
- L_{max}	3.200	2.300
- L_{min}	11.900	11.300
- $L_{t.binh}$		
Tỷ số L/Y	3,3	3,3

Từ bảng trên thấy là tỷ số của chiều dài bình quân L của các chiều dài giữa 2 đỉnh cong cùng chiều và biên độ bình quân Y của các biên độ các cung cong ở bờ hữu và bờ tả là như nhau. Nói cách khác tỷ số L/Y của các cung cong bên hữu như bên tả. Tuy nhiên xét riêng từng đoạn cụ thể có sự khác biệt. Ví dụ, đoạn Việt trì - Cửa Đuống tỷ số này là 2,2 - 9,0 (có L lớn và lòng sông đoạn này có diễn biến mạnh), đoạn Phú Hùng Cường bằng 2,0 và đoạn cong gấp Ngô xá - Vũ thuận tỷ số bằng 1,2.

Các trị số trung bình của mặt cắt ngang của sông Hồng ứng với mực nước 13,30 tại Hà nội được biểu thị trong bảng 7- 11

Bảng 7- 11: Các trị số trung bình mặt cắt ngang ứng mực nước 13,30 ở Hà nội

TT	Đoạn sông	Chiều sâu H (m) lòng chính	Chiều sâu H (m) bãi	Tỷ số c.rộng bãi và lòng chính B_b/B_l	Tỷ số d. tích m/c ướt bãi – lòng chính ω_b/ω_l
1	Việt trì- Cửa Đuống	10,7	3,04	2,32	0,66
2	Cửa Đuống - Cửa Luộc	10,0	3,35	2,46	0,82
3	Cửa Luộc - Cửa Trà lý	9,7	3,21	1,77	0,38
4	Cửa Trà lý - Cửa S.Đào	8,5	3,32	3,16	0,87
5	Cửa S.Đào - Cửa Ninh cơ	6,9		4,24	0,88
6	Cửa Ninh cơ - Ba lạt	6,7		1,85	0,54

Chiều rộng sông giữa 2 đê chính (B) và có đê bối (B') tại các đoạn sông nêu trong bảng 7- 12 dưới đây.

Bảng 7-12: Chiều rộng sông B giữa 2 đê chính và B' có đê bối.

Đoạn sông	Chiều rộng sông B (m)			Chiều rộng sông có đê bối B' (m)		
	B_{th}	B_{max}	B_{min}	B'_{th}	B'_{max}	B'_{min}
Việt trì - Cửa Đuống	3.600	6.700 (Yên lạc)	1.200 (Chèm)	2.000	3.900 (Yên lạc)	800 (Sơn tây)*
Cửa Đuông-Cửa Luộc	2.800	6.500 (Văn giang)	1.000 (Lan đình)	1.350	1.750 (cảng Hà nội)	550 (T.trì)*
Cửa Luộc-Cửa Trà lý	2.000	4.000 (Tảo xuân)	1.100 (Trắc ngoại)	1.550	2.500 (Tảo xuân)	550 (Nhật tảo)
Cửa Trà lý Cửa S.Đào	2.100	3.000 (Hồng xuân)	1.050 (Phú chữ)	1.050	1.000 (Liên minh)	750 (Thanh phú)
Cửa S.Đào-Cửa Ninh cơ	2.800	5.200 (Vũ hồng)	850 (Phú hào)	1.500	1.400 (Nam thắng)	600 (Vũ hợp)
Cửa Ninh cơ Ba lạt	1.550	3.500 (Hồng tiến)	720 (Xuân tân)	700	1.500 (Vũ thuận)	500

Ghi chú: * Đã được phá bỏ.

CHƯƠNG VIII

HÌNH THÁI SÔNG

8-1 Giới thiệu

Sông ngòi là hệ thống phức tạp gồm nhiều yếu tố hình thái. Hình thái sông liên quan đến hình dạng sông trên mặt bằng, hình thể lòng dẫn, đáy sông và mặt cắt dọc của nó. Hình thái lòng dẫn thay đổi theo thời gian và chịu ảnh hưởng của lưu lượng dòng chảy và bùn cát bao gồm các đặc tính về bùn cát, cấu tạo vật liệu đáy và bờ, cỏ cây. Do tác động qua lại rất phức tạp trong lòng dẫn nên cho đến nay vẫn chưa có một giải thích đầy đủ thông qua mô hình toán hay vật lý về tiến trình hình thái sông khác nhau. Vì lý do này theo Ackers (1982) có 2 hướng sử dụng để nghiên cứu là:

1. Nghiên cứu thực nghiệm:
   - Nghiên cứu thực địa hình thể sông tự nhiên trên mặt bằng.
   - Nghiên cứu trong phòng thí nghiệm một đoạn sông cong.
   - Tiêu chuẩn phân loại hình dạng trên mặt bằng.
   - Tương quan hình dạng (về chiều dài cong) với lưu lượng
   - Lưu lượng tạo lòng (hoặc trội) khi dòng không ổn định.
   - Phân tích thống kê về số liệu hình dạng.
   - Khảo sát các dạng dòng chảy bao gồm dòng chảy phụ.
   - Khảo sát chuyển động bùn cát, bao gồm xói lở bờ và dạng bùn cát.
2. Nghiên cứu lý thuyết:
   - Phương pháp đơn giản hoá để sử dụng phương trình Navier-Stokes về dòng chảy trong lòng dẫn cong, bao gồm hình thành dòng chảy phụ.
   - Biến đổi ứng suất cắt và các đặc tính khác của dòng chảy trong lòng dẫn biên cứng, có hỗ trợ của nghiên cứu bằng mô hình.
   - Mất ổn định chuyển động nước là một nguyên nhân làm sông cong.
   - Mất ổn định bùn cát là một nguyên nhân làm sông cong.
   - Mô hình số về tương tác giữa dòng chảy và bùn cát trong dòng chảy cong.
   - Lý thuyết tốc độ tối thiểu về giải toả năng lượng (Yang và Song, 1989).
   - Thuyết tương tự, tức đi lung tung, đường không trói buộc.

8-2 Mặt bằng sông cong quanh co và sông phân dòng.

Hình dạng trên mặt bằng của sông theo truyền thống được phân chia thành các loại thẳng, cong quanh co và phân dòng. Một sông cong quanh co có một lòng dẫn đơn, trong khi một sông phân dòng có một số lòng dẫn. Phân chia như trên có lúc khó phân biệt giữa một lòng dẫn thẳng với một lòng dẫn chỉ hơi cong và không phải mọi người đều đồng ý về cách phân loại như trên. Một cách khác về phân loại lòng dẫn theo ổn định tương đối, đặc trưng lượng chuyển bùn cát và tính chất dòng chảy do đề nghị của Meyer và Schumm (1979, 1981). Lòng dẫn không ổn định nhất là loại có đặc trưng chia nhánh, hay thay đổi vị trí và độ dốc.

Kellerhals et al.(1976) giải thích tính chất lòng dẫn theo 3 vấn đề chính sau đây:

A) Dạng lòng dẫn (hình 8-1A):

1. Thẳng: hơi ít cong, xuất hiện nhiều ở lòng dẫn phân dòng, nhánh sông đồng bằng và những sông có công trình chỉnh trị.

2. Cong: có độ cong vừa phải với chiều rộng nơi cong nhỏ hơn khoảng 2 lần chiều rộng lòng dẫn.

3. Không quy luật: dạng hình không trùng lặp. Nhiều lòng dẫn phân dòng và phân nhánh được liệt vào loại này.

4. Cong không đồng đều: dạng hình của lòng dẫn được lặp lại trên mặt bằng. Những lòng dẫn đáy cát cong tự do với lượng chuyển bùn cát đáy cao, và lòng dẫn cong không theo quy luật được liệt vào loại này.

5. Cong quanh co đồng đều: đặc trưng bởi dạng hình lặp lại rõ ràng. Góc giữa lòng dẫn và trục lũng sông nhỏ hơn 90°.

6. Cong khúc khuỷu: dạng hình lặp lại ít nhiều nhưng với góc giữa trục lòng dẫn và hướng lũng sông lớn hơn 90°. Dạng này thường kết hợp với dạng sông lòng cát cong tự do trong đồng bằng ngập lụt có tính trội bồi theo phương đứng.

B) Đảo (hình 8-1B): những đảo này thường tương đối ổn định, có cây cỏ mọc, và đạt hoặc gần đạt đến cao độ đồng đều lũng sông.

C) Bãi ở lòng dẫn (hình 8-1C):

1. Bãi bên: trong lòng dẫn thẳng hoặc cong, bãi bên thường xuất hiện. Nơi lòng dẫn khá thẳng các bãi này có thể di chuyển. Thường vị trí của các bãi này ở lòng dẫn hơi cong thì ổn định.

2. Bãi bờ lồi: dạng bãi này thường thấy ở sông cong phát triển.

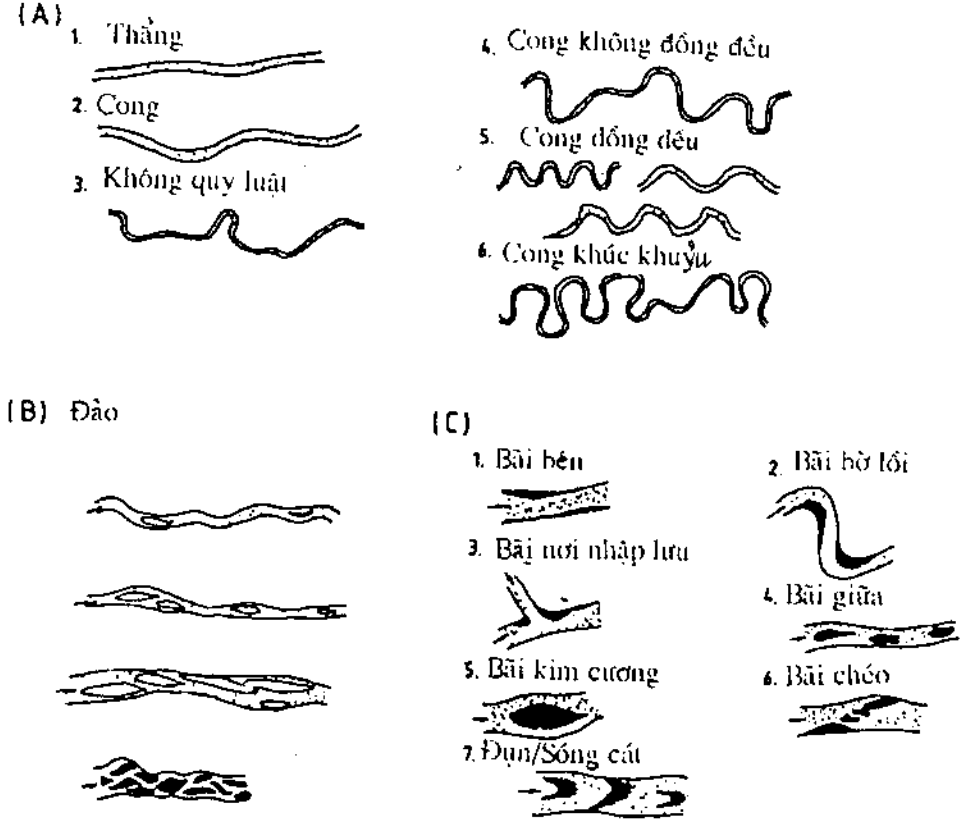
3. Bãi nơi nhập lưu: bãi thường thấy ở phía dưới nơi sông nhánh nhập với sông chính hoặc cả 2 bên sông nhánh chỗ nhập lưu.

4. Bãi giữa: vị trí bãi khá ổn định trong nhiều chục năm với lượng bùn cát vận chuyển ngang qua bãi. Lắng đọng bùn cát lơ lửng nơi cây cỏ che chắn có thể biến bãi giữa thành đảo.

5. Bãi kim cương: thường phát triển ở giữa lòng dẫn đặc trưng của loại sông phân dòng lòng dẫn cát hoặc cuội sỏi.

6. Bãi chéo: loại bãi này chỉ thấy ở lòng dẫn cuội sỏi.

7. Sóng cát, hay đụn lớn: loại này thường thấy ở lòng dẫn đáy cát thay đổi linh hoạt. Tính đặc trưng rõ nét là dạng hình giống đụn cát. Chiều dài của loại bãi này theo chiều rộng lòng dẫn, và chiều cao thường lớn hơn 50% chiều cao bãi trung bình.



Hình 8-1 Phân loại sông: (A) Dạng hình lòng dẫn sông. (B) Đảo. (C) Bãi ở lòng dẫn sông

Kellerhals (1976) cũng đưa ra phân loại lòng dẫn đặc trưng tính trội (hình 8-2) như sau:

1. Phát triển về hạ lưu: toàn bộ dạng hình sông cong chuyển dịch về hạ lưu không hình thành cắt cong.

2. Chuyển dịch và cắt cong: thường thấy ở sông cong quanh co đồng bằng ngập lụt phát triển.

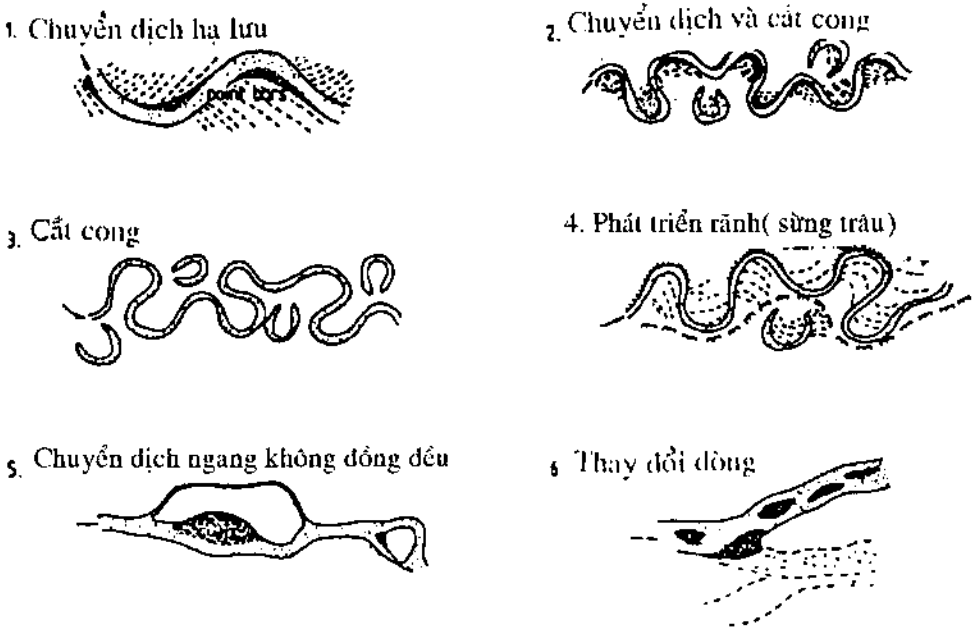
3. Cắt cong: xuất hiện khi gradient dòng chảy nhỏ mà đồng bằng ngập lụt cấu tạo chủ yếu là bồi lắng đứng.

4. Phát triển vành đai rãnh: sông dịch chuyển phía dưới và 2 bên với vật liệu dễ bị xoí lở.

5. Chuyển dịch ngang không đồng đều: thường thấy ở lòng dẫn bồi tích xuất hiện lòng phụ, nhánh hoặc rãnh sông.

6. Thay đổi dòng: lòng sông mở rộng có thể cắt qua đê theo lòng dẫn trước đây hoặc tạo một đường hoàn toàn mới.

Fujita (1989) thí nghiệm trên mô hình vật lý về đặc tính của bãi dẫn đến hình thành sông phân dòng. Trong thí nghiệm số Froud lấy nằm trong khoảng 0,68 đến 2,12, trị số đối với sông miền núi.



Hình 8-2 Đặc trưng trội lòng dẫn sông

Tác giả kết luận là dạng hình sông phân dòng xuất hiện trong trường hợp độ sâu nhỏ và tiêu biểu về một tiêu chuẩn đối sông phân dòng. Arker (1982) cũng trên cơ sở thí nghiệm mô hình vật lý cho rằng chiều dài cong phụ thuộc chính lưu lượng trội, thứ đến là kích thước hạt. Ông định nghĩa lưu lượng " lưu lượng trội là lưu lượng có dòng chảy ổn định nằm trong phạm vi dòng thay đổi theo chu kỳ và rằng sẽ có thể xác định chiều dài cong qua thí nghiệm". Các kết luận Acker đưa ra là:

1. Chiều dài sóng sông cong liên hệ chặt chẽ với chiều dài sóng của các bãi nông xen kẽ trong một lòng dẫn thẳng.

2. Lòng dẫn sông cong rộng hơn so với sông thẳng nhưng chiều sâu lớn nhất thì như nhau.

3. Chiều dài cong không nhạy cảm đối với hàm lượng bùn cát, miễn là ở trên trị số ngưỡng sông cong.

4. Không phương trình số mũ đơn nào tiêu biểu đầy đủ cho mối quan hệ phức tạp về chiều dài sông cong với lưu lượng và kích thước hạt.

5. Lưu lượng trội (tạo lòng) bằng khoảng lưu lượng khi ngập bãi, miễn là xuất hiện với tần xuất không nhỏ hơn một lần trong một năm.

Brotherton (1979) đưa ra lý thuyết về nguồn gốc dạng hình lòng dẫn. Ông cho rằng sông cong hình thành nơi thanh thoát đất cát bờ xói dễ dàng hơn so với sông phân nhánh đặc tính chủ yếu xói lở bờ. Cả hai trường hợp, xói lở bờ là do hoặc lắng đọng bùn cát đến (bồi sông cong hoặc sông phân nhánh) hoặc trực tiếp do một lưu lượng có năng lượng trội (xói sông cong hoặc sông phân nhánh). Bồi sông cong hình thành nơi vật liệu bờ là hạt mịn so với bùn cát lắng đọng. Bồi sông phân nhánh ở nơi vật liệu bờ thô hoặc nơi bờ là hạt nhỏ không dính kết. Xói sông cong dòng chảy mang đất cát của bờ xâm nhập vào vật liệu đáy và chuyển chúng xuống hạ lưu. Xói sông phân dòng dòng chảy mang đất cát bờ vào đáy nhưng không vận chuyển xuống phía dưới. White (1987) cho rằng phân nhánh xẩy ra khi độ dốc lũng sông vượt quá độ dốc cân bằng được biểu hiện bằng sự phân chia lòng dẫn chính thành 3 lòng phụ. Do đó, lòng dẫn thẳng có thể xuất hiện khi $I_v < I_1$, lòng dẫn cong khi $I_1 < I_v < I_3$ và lòng dẫn phân nhánh khi $I_3 > I_v$. Trong đó I_v là độ dốc lũng sông, I_1 là độ dốc cân bằng của lòng dẫn chính đơn, I_2 là độ dốc cân bằng của của lòng dẫn kép và I_3 là độ dốc cân bằng lòng dẫn có 3 dòng chảy.

Điều kiện hình thành phân chia thường được biểu thị bằng các công thức chế độ có quan hệ đến các đặc trưng trên mặt bằng của một lòng dẫn và lưu lượng, tức là $I = aQ^n$ (các công thức chế độ đã được nêu ở chương 7).

Trong hai thập niên gần đây, phân tích ổn định dựa theo thuyết xáo động nhỏ để dự đoán xu thế thành sông cong hoặc sông phân dòng từ một sông thẳng ban đầu

được phát triển cùng các thuyết về ổn định cong và ổn định lòng dẫn có các bãi xen nhau. Khảo sát hiện trường và thí nghiệm mô hình cho thấy rằng biến dạng đáy là nguyên nhân cơ bản về sông cong. Bồi và xói bùn cát đáy có thể gây nên biến dạng nhỏ ở đáy bằng phẳng của sông thẳng do bùn cát này làm biến đổi dòng chảy. Địa hình đáy và hình dạng trên mặt bằng của sông là kết quả của tác động qua lại rất phức tạp của dòng chảy với vận chuyển bùn cát và biên của lòng dẫn. Sự xáo động ở đáy thúc đẩy một đường đi cong. Tiếp sau độ cong khác nhau theo đường đi của nó là một dòng chảy phụ và một dòng chính ban đầu theo hướng ngược lại. Thành phần vận tốc dòng chảy ngang có khuynh hướng làm tăng xáo động ở đáy và tham gia vào việc truyền xuống phía hạ lưu và sự mở rộng này được tăng mạnh khi lực ma sát trở nên ít quan trọng. Thành phần dòng chảy phụ cũng tham gia làm tăng xáo động đáy. Độ dốc bên của đáy kháng lại sự tăng trưởng về biến dạng đáy. Các quan hệ về những cơ chế dòng chảy nói ở trên đối với một lưu lượng cho trước có thể xác định khi lòng dẫn sẽ giữ nguyên ổn định hay không. Với lòng dẫn không ổn định, biến dạng đáy chỉ cho thấy là lòng dẫn sẽ cong quanh co hoặc phân dòng.

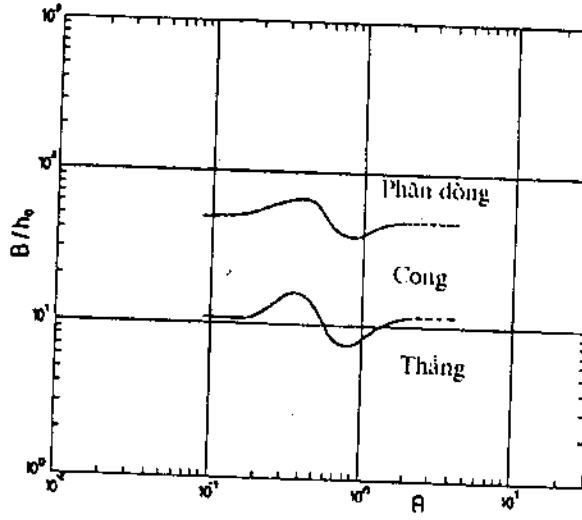
Parker (1976) quan sát sự phát triển một lòng dẫn ban đầu thẳng thành cong với bờ có thể xói trong phòng thí nghiệm. Đầu tiên một dạng các bãi xen kẽ phát triển và lòng dẫn vẫn còn thẳng. Sau đó, sự phát triển các bãi đã gây nên xói lở bờ và lòng dẫn cong dần và không biến đổi chiều dài sóng của các bãi. Như vậy bãi phát triển là một sự báo trước về sông cong hoặc phân dòng phôi thai.

Holtorff (1989) giả định là sự hình thành lòng dẫn bồi tích có thể so sánh với một hệ thống hoàn trả mà trong đó kết quả (hình dạng lòng dẫn) và nguyên nhân (dòng chảy) có quan hệ mật thiết với nhau. Tác động chuyển động ngang do hiện hữu xáo động ngang là sự giải thích xác đáng và hợp lý hơn cả. Dựa theo quan niệm này của Holtorff, một mô hình toán dùng để dự tính về sự hình thành và biến dạng của lòng dẫn bồi tích với các thông số về chất vận chuyển (nước, bùn cát) và thông số hình học của nó.

Những ý kiến quan trọng về dòng phân nhánh và sự hình thành bãi đã được nêu do Engelund (1973). Fredsoe (1978) cũng giới thiệu một số ví dụ về tiêu chuẩn ngưỡng của sông cong và sông phân dòng trong trường hợp không có bùn cát lơ lững. Lý thuyết ổn định không đồng dạng cũng được sử dụng để dự tính không chỉ là một tiêu chuẩn về hình thành bãi tương tự như lý thuyết trước đây mà còn dự báo được hình dạng cuối cùng của bãi (theo Colombini, 1986; Tubino và Seminara, 1990). Một số tiêu chuẩn trên cơ sở về phân tích ổn định sẽ được giới thiệu dưới đây.

8-3 Ngưỡng giữa sông cong và sông phân dòng

Nói chung dạng hình sông đồng bằng bồi tích được phân loại thẳng, cong hoặc phân dòng. Callander (1969) và Parker (1976) dùng một mô hình 2 chiều về dòng chảy để giải thích nguồn gốc sông cong. Các tác giả xem việc biến đổi lòng dẫn thẳng thành cong hoặc phân dòng như là một vấn đề ổn định. Callander giả định rằng chúng chỉ phụ thuộc vào lưu lượng. Còn Parker dùng kỹ thật xáo động và lý luận khoa học tự nhiên để xây dựng tiêu chuẩn phân loại hình dạng trên mặt bằng. Nhưng cả hai ông không tính đến ảnh hưởng của các dòng chảy phụ.



Hình 8-3 Sơ đồ phân loại sông trên mặt bằng (Fredsoe, 1978)

Engelund và Skovgaard (1973) dùng mô hình dòng chảy 3 chiều để giải thích về mất ổn định. Mô hình xây dựng dựa trên cơ sở lý thuyết là một tính chất quan trọng của cơ chế mất ổn định là dòng xoắn ốc. Kết quả phân tích đưa ra kết luận là tất cả lòng dẫn thẳng đều không ổn định và sẽ hình thành hoặc là dạng hình lòng dẫn cong quanh co hoặc là dạng hình lòng dẫn phân nhánh phụ thuộc vào chiều rộng lòng dẫn có nhỏ hơn một số trị số của ngưỡng hay không. Fredsoe (1978) dùng một mô hình 2 chiều có thêm lượng bùn cát lơ lững vào bùn cát đáy. Ông cho rằng bùn cát lơ lững phản ứng trễ một khoảng nào đó đối với ứng suất đáy, trong khi một sự trễ như vậy không có ý nghĩa gì đối tải trọng bùn cát đáy. Ông cũng giả định là độ dốc đáy của lòng dẫn không ảnh hưởng đến lượng vận chyển bùn cát lơ lững. Fredsoe đề nghị phân loại lòng dẫn trên mặt bằng theo sơ đồ hình 8-3 và kết luận rằng mất ổn định chỉ phụ thuộc vào thông số Shield và tỷ số chiều rộng-chiều sâu. Vế trước là không thật quan trọng trong việc xác lập về ngưỡng chế độ thẳng-

cong và thẳng-phân dòng. Nó ảnh hưởng đáng kể chiều dài sóng mở rộng lòng L/h_0 do biến dạng đáy mà biến dạng này tăng theo thông số Shield, mặc dầu L/h_0 tiến đến một trị số không đổi với $\theta > 1,22$. Theo Fredsoe độ nhám đáy không quan trọng và cho rằng đụn cát ở đáy làm mất ổn định với trị số tỷ số chiều rộng-chiều sâu nhỏ hơn so với trường hợp đáy lòng dẫn bằng phẳng. Và cũng cho rằng thiếu vắng bùn cát lơ lững và khi $\theta > 1$ thì tất cả lòng dẫn vẫn giữ thẳng. Với lòng cuội sỏi ($D > 2$ mm) không có bùn cát lơ lững hiện diện sẽ ổn định không cần xét đến tỷ số chiều rộng-chiều sâu. Dựa theo quan hệ sức kháng Strickle và $h_0/D = 1000$, có thể tìm thấy $\theta = 1$ là tương đương với $Fr = 1$. Vì vậy, theo ông nguyên nhân chính về mất ổn định đối dòng chảy là bùn cát lơ lững. Kết luận này có khi không phù hợp với các số liệu quan trắc và hình như vai trò của bùn cát lơ lững trong lòng dẫn đã được phóng đại trong phân tích của Fredsoe. Ông cũng đưa ra tiêu chuẩn ổn định như sau:

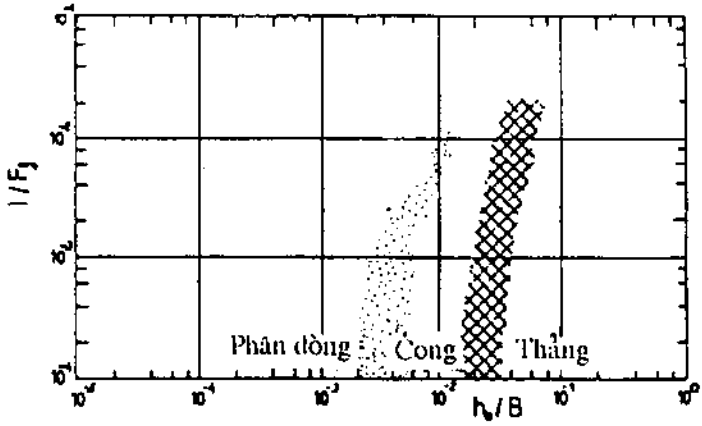
- Với $B/h_0 < 8$ - thẳng.
- Với $B/h_0 > 60$ - cong.

Dựa số liệu khảo sát, ông cũng đưa ra kết luận về các lòng dẫn cong quanh co khi $5 < L/B < 15$.

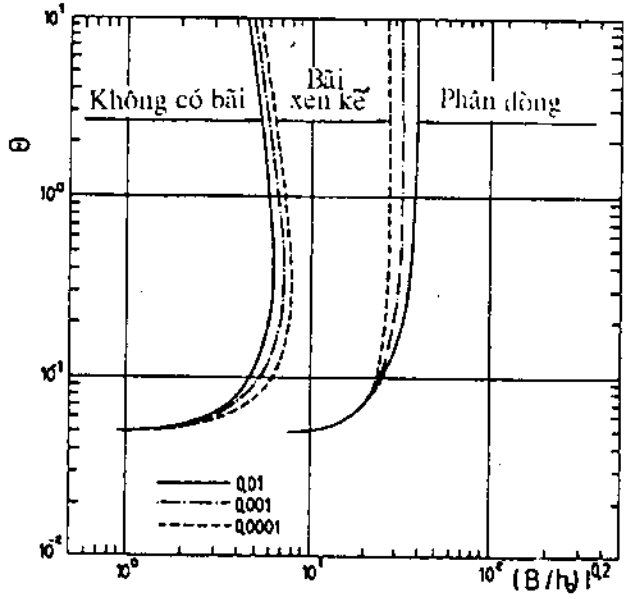
Blondeaux và Seminara (1983) dựa vào mô hình dòng chảy 2 chiều có xem xét về vận chuyển bùn cát đáy, mở rộng các nghiên cứu trước đây của Parker về ảnh hưởng độ dốc đáy ngang với vận chuyển bùn cát đáy và sự ảnh hưởng của dòng chảy phụ đối với hướng ứng suất cắt đáy. Kết quả thu được về tốc độ mở rộng bao gồm một thành phần không ổn định do vận chuyển bùn cát đáy ngang tỷ lệ thuận theo số nhánh, và thành phần ổn định do ảnh hưởng độ dốc đáy nằm ngang với vận chuyển bùn cát đáy hướng ngang. Các tác giả cho rằng sự ổn định của một dòng chảy phụ thuộc vào 3 thông số: θ, h_0/D và h_0/B. Sơ đồ phân loại lòng dẫn trên mặt bằng của Blondeaux và Seminara (1983) nêu ở hình 8-4. Diện tích đậm nhạt dần phụ thuộc kiểu ổn định theo thông số thứ 3, được xem như số Froude Fr_g.

Kuroki và Kishi (1985) cho rằng dạng hình lòng dẫn phụ thuộc thông số Shield θ, độ dốc I và tỷ số chiều rộng- chiều sâu B/h_0. Sơ đồ phân loại của 2 ông được nêu ở hình 8-5 sau khi đã so sánh các số liệu thu được từ thí nghiệm mô hình và khảo sát hiện trường các sông ở Nhật bản.

Các nghiên cứu Struiksma (1985) về biến dạng đáy các đoạn sông cong đã mở rộng phương pháp nghiên cứu để phân biệt giữa sông cong quanh co và phân dòng. Ông đưa ra một sơ đồ phân loại nêu ở hình 8-6 cho phép có được một tiêu chuẩn ngưỡng nếu biết trước kích thước của lòng dẫn.



Hình 8-4 Sơ đồ phân loại trên mặt bằng (theo Blondeaux và Seminara)



Hình 8-5 Sơ đồ phân loại trên mặt bằng (theo Kuroki và Kishi, 1985)

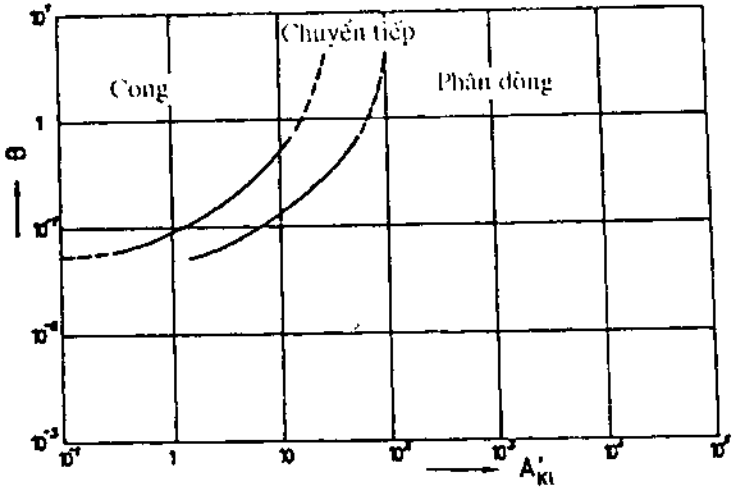
Thông số ngưỡng phụ thuộc vào hệ số nhám Darcy-Weisbach f, thông số Shield θ và θ′ (được hiệu chỉnh đối với độ nhám) và tỷ số chiều rộng-chiều sâu B/h_o. Khi tăng độ dốc mái hoặc lưu lượng sẽ có thể làm tăng số nhánh trong một hệ thống sông phân dòng.

Điều kiện chung về ngưỡng là:

$$k_{ss} = 0 \tag{8-1}$$

Tiêu chuẩn chung về ngưỡng là:

1. Các trị số của $k_{ss} > 0$ sông cong quanh co.
2. $K_{ss} \geq 0$ hoặc $k_{ss} < 0$ chuyển tiếp.
3. Các trị số $k_{ss} < 0$ phân dòng.



Hình 8-6 Sơ đồ phân loại dựa trên θ và A'_{Ki} (theo Struiksma,1988)

8-4 Mặt cắt dọc

Mặt cắt dọc của sông là một hình ảnh đặc trưng. Từ thượng nguồn đến cửa sông, lưu lượng tăng dần do dòng chảy được bổ sung từ các sông nhánh.

Một sông phân dòng ở thượng lưu của một đoạn giữa của sông sẽ dần thành đoạn sông cong. Còn đoạn gần cửa sông có thể hình thành đồng bằng bồi tích (hình 8-7).

Dọc theo sông kích thước hạt lòng sông dần dần giảm do bị mài mòn. Sự thay đổi khối lượng (dM) của một hạt tỷ lệ thuận với khối lượng của nó (M) và khoảng cách bị di chuyển (dx), tức là:

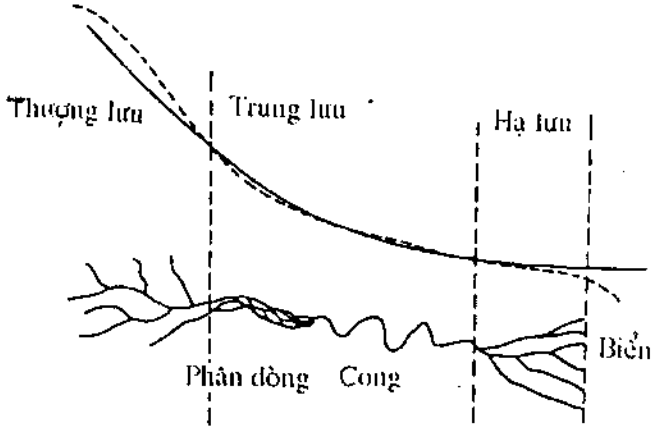
$$dM = -\alpha M dx \tag{8-2}$$

Dẫn đến có:

$$M = M_0 \exp(-\alpha x) \tag{8-3}$$

Trong đó:

α là hệ số về tính chất hạt và sông;
M_0 - khối lượng tại x = 0.



Hình 8-7 Ví dụ mặt cắt dọc sông

Bảng 8-1: Hệ số giảm kích thước hạt α_1 (theo Zwaard,1983-1984)

Sông	α_1 x 10^{-1} (m^{-1})	Nguồn
Rhine	0,36	Leliavski
Mur	0,60	
Iller	0,29	
Rio Grande	0,36	Fenwich
Mississippi	0,09	
Hồng	0,22	

Theo đường kính hạt, công thức trên có thể biến đổi thành:

$$D = D_0 \exp(-\alpha_1 x) \qquad (8\text{-}3a)$$

Các trị số của α_1 được nêu trong bảng (8-1).

Mặt cắt dọc sông cũng có thể biểu thị bằng một hàm số mũ. Ví dụ đối với sông Rio Grande phần dưới Otowi có thể viết :

$$I = 0{,}0022 \exp[(-5{,}8 \times 10^{-3})x] \qquad (8\text{-}4)$$

Vì $i_b = - \partial z_b/\partial x$ và z_b cũng bị biến đổi số mũ theo khoảng cách nên hàm số mũ này chỉ là khái niệm chung về cắt dọc đáy sông

8-5 Xói bờ

Vật liệu bờ của sông thiên nhiên thường thay đổi nhiều so với vật liệu lòng sông. Trong nhiều trường hợp bờ lòng dẫn có một độ dính kết vì hiện diện của hạt mịn như bùn, sét, do đó phân tích xói lở bờ không đơn giản hơn lòng sông có cấu tạo vật liệu rời. Hơn nữa ở bờ còn có cỏ cây mà hệ thống rễ của chúng có thể làm tăng khả năng chống xói của bờ.

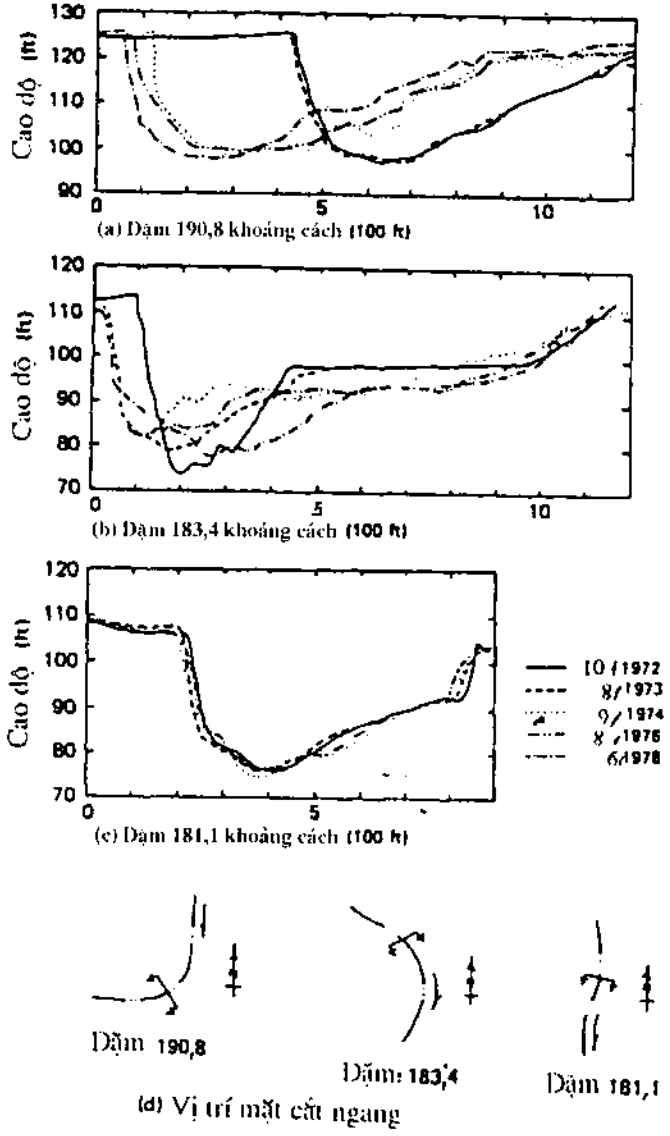
Xói lở bờ là nguồn đáng kể bổ sung lượng bùn cát cho lòng sông. Nghiên cứu vận chuyển bùn cát trên lưu vực sông Sacramento cho thấy là 11,5 triệu tấn tổng số bùn cát chảy vào sông có 6,8 triệu tấn (59%) do xói lở bờ đưa vào (Odgaard,1987). Theo Sổ tay kỹ sư quân đội Mỹ (USACE), 1981 các sông ở Mỹ có 575 000 dặm bờ bị xói lở với 142 000 dặm bị xói lở nghiêm trọng, thiệt hại hàng năm được tính là 340000000 đô la. Thay đổi mặt cắt ngang do bờ xói lở trong thời gian 1972 - 1978 tại các mặt cắt ngang tương ứng của sông Sacramento nêu tại hình 8-8. Kinh phí đầu tư cho các công trình bảo vệ bờ luôn vượt hiệu quả đầu tư và không kinh tế khi phân tích cost-benefit. Nghiên cứu của các kỹ sư Mỹ kết luận rằng không có phương pháp đầu tư ít kinh phí để giải quyết xói lở bờ một cách triệt để mà sẽ phải tốn kém, nhưng ở các sông nhỏ các đoạn cụ thể các biện pháp có tính sáng tạo , đầu tư ít kinh phí, không vĩnh cửu có thể áp dụng. Xói lở bờ là vấn đề hay gặp phải và thường được giải quyết theo kinh nghiệm kỹ thuật sông ngòi.

Cơ chế xói lở bờ và ổn định của công trình bảo vệ liên quan đến tải trọng thuỷ lực là vấn đề rất phức tạp. Hiểu biết tiến trình xói và cơ chế phá huỷ công trình vẫn còn ở tình trạng sơ khai và còn chưa có thể thành lý thuyết đầy đủ để diễn tả chính xác hiện tượng quan trọng và tác động qua lại giữa chúng. Đặc biệt xói lở bờ dọc theo sông phân đồng rất khó để phán đoán vì tiến trình xảy ra càng phức tạp. Xói bờ dọc theo lòng dẫn cong tương tự tiến trình đối với sông cong quanh co, đặc biệt tăng nhanh tiến trình xói lở theo giảm bán kính cong (Hickin và Nanson,1984). Một khía cạnh khác thú vị từ khảo sát sông Jamuna là giảm đáng kể xói bờ lõm cong do có sự tham gia của sản phẩm xói lở bờ. Xói lở bờ sông này hàng năm trung bình khoảng 300 m, và có thể đến 1 000 m/năm. Chiều sâu lớn nhất ở bờ lõm chỉ bằng khoảng 2 lần chiều sâu trung bình của lòng dẫn và phụ thuộc vào bán kính cong tương đối của đoạn cong (Pilarczyk,1989).

Xói lở bờ có thể do thuộc tính tự nhiên vốn có hoặc do con người làm gia tăng vì những thay đổi trên lưu vực sông và xung quanh lòng dẫn. Sạt lở bờ theo một trong các hiện tượng hoặc kết hợp như sau:

- Mất lớp đất bề mặt ở mái bờ liên tục hoặc một khoảng thời gian nào đó.
- Sạt lở từng dãy hoặc từng cung nhỏ vật liệu mái bờ.
- Sạt lở một cung lớn.

Tiến trình chính và nguyên nhân về sạt lở bờ theo Knighton (1984), Các kỹ sư quân đội Mỹ (1981), van der Knaap (1990), Comes (1990) là:



Hình 8-8 Mặt cắt ngang sông Sacramento (theo USACE,1981)

A) Xói lở đất bề mặt:

1. Nước mưa.
2. Do gió.
3. Vật cứng hoặc băng trôi.
4. Tiêu nước bề mặt.
5. Sóng (do gió và tàu thuyền).
6. Cấu tạo vật liệu bờ.

B) Sự biến đổi dưới mặt đất:

1. Nâng lên của băng.
2. Băng vĩnh cửu.
3. Rò.
4. Băng tan.
5. Giao động mực nước.
6. Cỏ, cây và động vật.
7. Độ ẩm của đất.

C) Tác động ở sông

1. Lực chân vịt tàu thuyền.
2. Dòng chảy.
3. Bồi đắp bãi bờ lồi.
4. Cắt dòng.

Theo Neill và Yaremko (1989) nhuyên nhân xói lở bờ về tự nhiên và do tác động của con người là:

1. Tiến phát triển địa chất mở rộng đồng bằng.

2. Tiến trình cong có hệ thống của sông cong quanh co trong đồng bằng bồi tích ngập lụt.

3. Mất ổn định địa chất như một nguyên nhân khởi đầu về xói lở bờ là rất quan trọng nơi lạch sâu có mái dốc đứng cấu tạo bằng đất yếu.

4. Phát triển lưu vực. Nơi lưu vực sông bị biến đổi như phá bỏ rừng để lấy đất canh tác, hoặc sử dụng đất canh tác để phát triển đô thị làm tăng đỉnh lũ và lượng bùn cát trong sông.

5. Loại bỏ cây cỏ ở mái bờ.

6. Bảo vệ bờ và công trình chỉnh trị cục bộ khác làm tăng xói lở nơi lân cận khác.

7. Khai thác vật liệu làm lòng sông sâu và mất chân bờ.

8. Cải tạo lòng dẫn hoặc nắn thẳng khởi sự cho một kết quả lâu dài lòng dẫn có xu hướng trở lại sông cong.

9. Hoạt động thường xuyên của hồ chứa nước làm biến đổi mực nước, lòng dẫn và bùn cát.

USACE (1981) nêu cơ chế phá huỷ bờ theo bảng 8-2.

USACE (1981) cũng cho rằng điều kiện mất ổn định bờ là như sau:

Tại bề mặt:

1.Phá huỷ bề mặt nặng nề có thể do hình thể bờ mất ổn định như do chân bờ bị xói hỗng, xói bề mặt do sóng, xói dọc theo mặt bờ do dòng chảy trên mặt.

2. Nứt sâu do quá khô hạn đối với đất dính, các thay đổi cấu trúc làm bờ trở nên yếu và mất ổn định.

3. Qúa tải dọc trên đỉnh bờ làm bờ mất ổn định.

Độ ẩm trong đất bờ

1. Mái bờ đất không dính kết có thể dốc hơn tạm thời góc nghỉ vật liệu bờ do mao dẫn hoặc ảnh hưởng ổn định tạm thời khác. Khi ảnh hưởng tạm thời này không còn bờ trở nên mất ổn định.

2. Rò rỉ, vật liệu bờ là đất không dính bị xói mòm do thấm dần trở thành đường rỗng trong mái bờ.

3. Hiện tượng hoá lỏng, đối với cấu trúc vật liệu hạt mịn rời dễ tăng nhanh áp lực khe rỗng (khi nước rút nhanh hoặc tải trọng động đất) dẫn đến một khối lớn bờ bị sụp xuống như một hỗn hợp lỏng.

Bảng 8-2: Cơ chế phá huỷ bờ (theo USACE,1981)

Cơ chế	Ghi chú
Sinh học (động vật)	Bề mặt bờ bị phá huỷ do gia súc ăn cỏ, các sinh vật làm tổ.
Sinh học (thực vật)	Cây cỏ thông thường làm tăng ổn định bờ trừ phi cây cỏ bị chặt phá làm rễ mục hoặc cây làm cản trở xáo động dòng chảy.
Xói mòn	Vật liệu cứng do gió hoặc dòng chảy mang theo, hoặc lúc băng di chuyển làm xói mòn bề mặt bờ.
Dòng chảy	Dòng chảy tràn bờ cuốn theo đất cát bề mặt của bờ làm xói mòn bề mặt. Lượng dòng chảy, khả năng tải cát, rối động, các dòng phụ và tác động của sóng quyết định tốc độ xói lở. Dòng thấm chảy ra mái góp phần đáng kể sạt

	trượt lớn bờ.
Đóng băng và tan băng	Sự thay đổi nhiệt độ theo chu kỳ gây ra nứt đất bị co và trương nở quá độ vì hiện diện đóng băng và tan băng nước trong đất bờ
Trọng lực	Mái ổn định của bờ không dính kết theo ổn định trọng lực. Với mái dốc hơn, các hạt đất sẽ lăn xuống dưới.
Tác động của con người (ở bờ)	Hoạt động nào đó của con người ở bờ như làm đất tơi để canh tác hoặc tác động tương tự khác làm ảnh hưởng cơ chế tự nhiên như phá bỏ cỏ cây hay làm thức ăn gia súc.
Tác động của con người (lòng dẫn)	Ví dụ tác động trực tiếp như nạo vét lòng sông, khai thác vật liệu cát sỏi. Gián tiếp như xây dựng công trình trên sông, chân vịt tàu thuyền làm rối động dòng chảy và gây sóng phá hoại bờ.
Băng	Băng làm tắc nghẽn dòng chảy trong lòng dẫn và thu hẹp dòng chảy.
Mưa	Bề mặt bị xói mòn do mưa cũng như mưa gây nên dòng chảy lũ và tràn bãi bờ.
Sóng	Sóng do gió hoặc do tàu thuyền qua lại làm xói lở bề mặt nơi gần với mặt nước và làm các hạt đất bề mặt tơi rời.
Gió	Bề mặt bị phá huỷ do gió thường nhỏ hơn so với do dòng chảy. Nhưng sóng do gió lại có tác dụng phá hoại mạnh hơn.

4. Khi mức nước ngầm trong đất cao, mực nước ở sông thấp một tải trọng thuỷ lực gia tăng ở mái bờ có thể gây sạt trượt trừ phi thoát nước được do thấm.

5. Sự co lại và trương nở do khô và ẩm ướt ảnh hưởng đến ổn định đất bờ có sét. Một áp lực nước lớn có thể do nước xâm nhập tự do vào sâu trong khe nứt và giữa các lớp đất bờ có cấu tạo khác nhau.

6. Cường độ chống cắt của đất sét phụ thuộc áp lực khe rỗng và độ bão hoà.

Các điều kiện khác:

1. Dòng chảy trọng lực hoặc có áp trong đất không dính hoặc trong lớp đất rỗng có thể kéo theo đất cát do hiện tượng rò rỉ dẫn đến sự phá hỏng ở mái bờ.

2. Một lớp đất sét mỏng yếu khi bao hoà có thể gây ra phá huỷ do cắt ở phần bờ trên.

3. Làm trơn do nước và áp lực thuỷ tĩnh lớn giữa mặt tiếp xúc khác nhau vật liệu bờ có thể làm giảm sức kháng trượt tạo nên trượt khối lớn bờ.

4. Trường hợp đặc biệt do tổng hợp các cơ chế phá huỷ.

Loại bờ khác nhau có các cơ chế phá huỷ khác nhau như tổng kết của USACE. (1981) và Peterson (1986) dưới đây:

a) Bờ đất dính kết có độ thấm thấp và tiêu nước chậm. Bờ trở nên mất ổn định trong điều kiện mực nước sông rút nhanh. Bờ bị phá huỷ xẩy ra đột ngột khi bị mất chân, dưới có lớp bùn lầy, hoặc bị trượt khi đất bờ bị bão hoà. Một khối lượng lớn vật liệu bờ đổ xuống lòng sông tức thời. Chiều cao bờ là yếu tố quan trọng đánh giá về ổn định đối với bờ đất dính kết vì cùng chiều cao thì với bờ đất ít hoặc không dính kết sẽ ổn định hơn.

b) Bờ đất không dính kết bề mặt bờ bị xói mòn theo thời gian. Tốc độ xói lở mặt chịu ảnh hưởng các yếu tố sau:

- Hướng và cường độ của tốc độ dòng chảy gần bờ.
- Dao động rối động của dòng chảy.
- Cường độ và dao động của lực trượt ở bờ.
- Thấm, rò rịn và lực sóng.

Góc nghỉ nhỏ (khoảng 20°) với đất cấu trúc hạt tròn mịn và góc nghỉ lớn (có trị số lớn hơn 45°) với hạt thô. Tiêu thoát nước của đất không dính hạt mịn sẽ chậm hơn so với đất hạt thô hơn và do đó dễ nhạy cảm hơn về phá huỷ. Vật liệu cát rời có chứa một số ít hạt mịn dễ bị phá hoại hoá lỏng (trượt cạn). Khi bờ có cấu tạo như vậy bão hoà và mực nước hạ xuống thì áp lực trong mái bờ sản sinh làm hạt cát trượt và cả khối đất cát làm việc như một chất lỏng, một khối lượng lớn vật liệu bờ thình lình đổ xuống lòng sông.

c) Bờ có cấu tạo thành lớp thì tiến trình xói lở phức tạp. Những lớp vật liệu không dính kết bị xói lở mặt còn những nơi vật liệu dính kết có thể không bị xói lở. Bờ phân lớp bị xói lở và sạt trượt do hậu quả dòng chảy ngầm và rò rịn.

- Dòng chảy ngầm từ mái bờ ra sông chịu ảnh hưởng mực nước ngầm, dao động mực nước sông, sóng do gió và tàu thuyền và nước tù đọng do băng.

- Rò rịn xẩy ra khi dòng chảy ngầm đi qua lớp đất thấm mang theo các hạt đất cát của lớp này tạo thành đường ống làm lớp trên nứt hoặc sập xuống và trượt.

Xói lở bờ dọc theo sông phụ thuộc vào tiến trình hình thái sông xác định các lực gây xói và các đặc tính cơ học đất của bờ đặc trưng bởi khả năng kháng xói của nó. Các yếu tố chính là:

1. Dòng chảy, lưu lượng dòng chảy, dòng nước ngầm , sóng tàu, ứng suất cắt do dòng chảy tác động.

2. Vận chuyển bùn cát, tức là chuyển tải đất cát sau khi bờ đổ xuống.

3. Tính chất bờ, cấu trúc và trọng lượng vật liệu bờ, cường độ chống cắt gồm độ dính, tính chất điện hoá, chiều cao bờ và mái dốc mặt cắt ngang, độ thấm và cao độ mức nước ngầm, địa tầng, phạm vi nứt nẻ, cỏ cây và công trình xây dựng.

Bờ đất dính thường bị phá huỷ khối lớn sụp tập trung ở chân mái bờ. Khối này được tải dần đi do xói ngang trước khi bờ trở nên dốc hơn hoặc đáy sông sâu hơn tạo nên sạt lở tiếp. Những thay đổi hình thể bờ có tính chu kỳ gây nên sự biến đổi về xói lở bờ. Giả thiết khối sập ở chân mái bờ không bị lấy đi hết tức thời, tốc độ di chuyển trung bình theo thời gian có thể biểu thị bằng một ứng suất cắt tiêu chuẩn và một hệ số xói của vật liệu bờ tại chân mái.

Hickin và Nanson (1984) cho rằng mối quan hệ giữa kích thước hạt tại chân bờ lõm và sức kháng di chuyển bờ là rất giống với sơ đồ của Shield. Các lòng dẫn sông cong thay đổi vị trí hướng ngang do xói lở bờ lõm đi đôi với bồi bờ lồi tạo thành các bãi bồi ở đây. Hai ông hiệu chỉnh tốc độ dịch chuyển cục bộ theo tỷ số chiều rộng-bán kính cong cục bộ. Dựa vào tài liệu khảo sát 21 con sông có dịch chuyển ở miền tây Canada đã kết luận rằng tốc độ dịch chuyển lớn nhất xuất hiện khi $2 < R/B < 3$. Khi $R/B < 2$, tốc độ di chuyển trên chiều rộng lòng dẫn đơn vị v_c/B và giảm nhanh đến 0 tại $R/B = 1$. Khi $R/B > 3$ tốc độ dịch chuyển lớn nhất trên một đơn vị chiều rộng tăng theo tăng độ cong. Các quan hệ này được biểu thị theo công thức sau đây:

$$v_c = 2{,}5 v_{2,5} R/B \tag{8-5}$$

$$v_c = 0{,}67 v_{2,5} ((R/B) - 1) \tag{8-6}$$

Trong đó:

v_c là tốc độ xói lở (m/năm);

B - chiều rộng lòng dẫn (m);

R - bán kính cong (m);

$v_{2,5}$ là tốc độ xói ngang của lòng dẫn dọc theo trục cong có $R/B = 2{,}5$. Trị số của $v_{2,5}$ khác nhau theo từng con sông và biến đổi từ 0,73 đến 9,41.

Ikada (1981) giả định rằng tốc độ xói lở bờ tỷ lệ khác nhau giữa tốc độ trung bình theo chiều sâu U_{bank} và tốc độ trung bình theo mặt cắt ngang U. Công thức biểu thị như sau:

$$v_c = EU ((U_{bank}/U) - 1) \tag{8-7}$$

Trong đó E là hệ số xói.

Odgaard (1989) giả thiết là tốc độ xói lở bờ tỷ lệ tuyến tính với tăng độ sâu xói ở bờ:

$$v_e = E^{/}U_0 ((h_{bank}/h_0) - 1) \quad (8\text{-}8)$$

Trong đó:

$E^{/}$ là thông số xói, $E^{/} = 0,5E$;

U_0 - tốc độ trung bình theo chiều sâu tại tuyến giữa;

h_0 - chiều sâu tuyến giữa.

Tốc độ xói lở ngang của bờ đối đất dính do dòng chảy, sóng, mực nước hạ nhanh và sạt trượt mái được van der Knaap nghiên cứu (1990) và tốc độ xói lở dn/dt này biểu thị ở công thức sau:

$$dn/dt = R/\gamma\ (\tau/\tau_c - 1) \quad (8\text{-}9)$$

với:

$$R = 0,364\ \tau_c \exp(1.3\tau_c)\ (N/m^2s) \quad (8\text{-}10)$$

Trong đó:

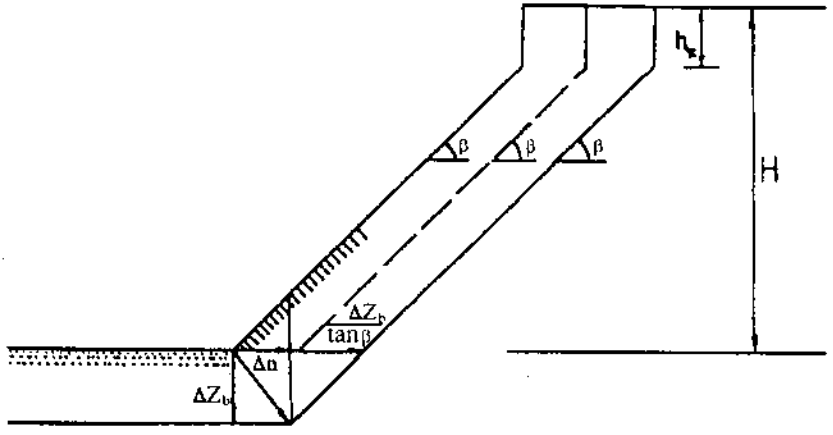
R - tốc độ xói lở ban đầu;

γ là trọng lượng riêng của đất;

τ - ứng suất cắt;

τ_c, ứng suất cắt tới hạn. Giới hạn dưới về áp dụng công thức (8-9) là $\tau_c = 0,6\ N/m^2$. Đất với ứng suất cắt tới hạn thấp hơn chỉ là đất kết dính kém và có đặc tính như đất không dính.

Mosselman (1989) giả định rằng xói lở bờ chỉ gây ra vì ứng suất cắt bị ảnh hưởng bởi lưu lượng. Xói tại chân bờ có thể được chia nhỏ thành các lát ngang Δn và hạ thấp lòng sông ở chân bờ Δz_b (hình 8-9).



Hình 8-9 Xói lở bờ biểu thị bằng Δn và Δz_b (theo Mosselman, 1989)

Hình 8-10 Xói, sạt lở bờ sông Hồng tại Phương độ, Hà Tây

Theo Mosselman, 1992 tốc độ xói lở bờ có thể biểu thị bằng công thức sau:

$$\partial n/\partial t = E\,((\tau_{bank}/\tau_c) - 1) + G\,((H/h_c) - 1) - (1/\tan\beta)(\partial z_t/\partial t) + F \qquad (8\text{-}11)$$

Trong đó:

$\partial n/\partial t = v_c$ là tốc độ xói lở;

τ_{bank} là ứng suất cắt dòng chảy ở bờ;

τ_c - ứng suất cắt tới hạn dưới, với ứng suất này xói không xuất hiện;

G - là hệ số xói;

H - chiều cao bờ tổng cọng;

h_c, chiều cao bờ tới hạn, dưới nó xói bờ không xẩy ra;

β là góc mái bờ;

F là tượng trưng nguyên nhân độc lập.

Vế đầu tiên bên phải của công thức biểu thị về xói lở đối với đất dính và nó bằng zero khi $\tau_{bank} < \tau_c$. Bờ càng cao và dốc càng dễ bị sạt lở hơn so với bờ ít dốc và thấp. Vì xói chân làm giảm ổn định bờ do tăng mái dốc và chiều cao bờ do đó, các phần trên bị phá huỷ khối lớn. Sản phẩm trượt khối này có thể tập trung tại chân và có tác dụng bảo vệ bờ trong một khoảng thời gian. Khối này sẽ bị dòng chảy cuốn dần trước khi xẩy ra chân bờ tiếp tục bị xói. Trong vòng xói lở này hình dạng bờ bị

lùi cong không đồng đều. Tốc độ xói lở bờ tỷ lệ chiều cao và độ dốc mái bờ khi thời gian xem xét ngắn hơn thời gian của vòng xói. Về ảnh hưởng của chiều cao đến xói lở bờ được biểu thị ở vế thứ 2 bên phải công thức trên. Tổng chiều cao bờ xác định theo công thức:

$$H = h_{bank} + H_{tb} \qquad (8\text{-}12)$$

Trong đó:

h_{bank} - chiều sâu nước gần bờ;

H_{tb} - độ gia thăng của bờ;

Tốc độ xói lở bờ $\partial_{tb}/\partial t = 0$ khi $H < h_c$. Vế thứ 3 bên phải của công thức (8-11) biểu thị tốc độ xói lở bờ do đáy sông gần bờ bị hạ thấp vì gradient năng lực vận chuyển bùn cát (xem hình 8-9). Tốc độ xói lở bờ $\partial n/\partial t = 0$ khi $\partial_{tb}/\partial t > 0$. Vế cuối cùng bên phải của công thức trên biểu thị xói lở bờ do nguyên nhân độc lập.

Cố thể biểu thị ứng suất cắt ở bờ τ_{bank} dưới dạng:

$$\tau_{bank} = \alpha_L(\rho g U^2_{bank}/C^2) \qquad (8\text{-}13)$$

Trong đó:

U_{bank} - tốc độ dòng chảy ở lòng sông chính gần bờ;

$\alpha_L = 0{,}275$ với tỷ số rộng-sâu bằng khoảng 5;

ρ là tỷ trọng của nước;

g - gia tốc trọng trường;

C - hệ số Cezy về độ nhám thuỷ lực;

τ_c ứng suất cắt bờ tới hạn được xác định theo tốc độ dòng chảy ở lòng chính gần bờ giới hạn U_c. Dùng công thức (8-12) và (8-13), giả định độ gia thăng không đổi và không có nguyên nhân độc lập về xói lở bờ, công thức (8-11) trở thành:

$$\partial n/\partial t + E\,((U^2_{bank} - U^2_c)/U^2_c) + G\,((h_{bank} - h_c/H_c) - (1/\tan\beta)(\partial z_b/\partial t) \qquad (8\text{-}14)$$

Mosselman giả định rằng bờ cấu tạo bởi một phần j vật liệu dính mà phần này mất tải sau khi bị xói, phần còn lại (1 - j) bùn cát dạng hạt tính chất tương tự vật liệu đáy. Do đó đầu vào của sản phẩm xói s_{bank} được giải thích trong phương trình liên tục về bùn cát là:

$$s_{bank} = (1 - j)H\,|\,\partial n/\partial t)\,| \qquad (8\text{-}15)$$

Mosselman (1992) khi phân tích mô hình một chiều của mình về lòng dẫn thẳng không có dòng chảy phụ đã giả định là trị số của tốc độ dòng chảy gần bờ và chiều sâu nước là tương đương trị số trung bình mặt cắt ngang:

$$U_{bank} = U \text{ và } \quad h_{bank} = h \qquad (8\text{-}16)$$

Sau khi thay công thức (8-16) vào công thức (8-14) có:

$$\partial n/\partial t = E((U^2 - U^2_c)/U^2_c - (1/\tan\beta)(\partial z_b/\partial t) + G((h - h_c)/H_c) \quad (8\text{-}17)$$

Thay công thức (8-17) vào công thức (8-15) sẽ có:

$$s_{bank} = (1 - j)HE((U^2 - U^2_c)/U^2_c) - ((1 - j)H)/\tan\beta(\partial z_b/\partial t) + (1 - j)HG((h - h_c)/H_c) \quad (8\text{-}18)$$

Cả hai bờ được giả định xói lở như nhau. Mặc dầu đáy sông hạ thấp góp phần làm xói lở bờ nhưng nó không gây nên mở rộng đáy, do đó biến đổi chiều rộng đáy có thể biểu thị như sau:

$$\partial B_0/\partial t = 2E((U^2 - U^2_c)U^2_c) + 2G((h - h_c)/H_c) \quad (8\text{-}19)$$

Trong đó, B_0 là chiều rộng đáy có quan hệ đến chiều rộng trung bình theo chiều sâu của sông B.

$$B = B_0 + h/\tan\beta$$

Vì vậy,

$$\partial B/\partial t = 2E((U^2 - U^2_c)/U^2_c) + 2G((H - H_c)/h_c) + (1/\tan\beta)(\partial h/\partial t) \quad (8\text{-}20)$$

Với sông không sâu $h/\tan\beta$ hẳn phải nhỏ hơn B và có thể không cần xét đến. Dùng công thức (8-20) và (8-18) phương trình liên tục về bùn cát, theo Mosselman (1992) có thể viết như sau:

$$B(1 + 2K)\partial z_b/\partial t + \partial(B_{sb})/\partial s = (1 - j)H\partial B/\partial t - KB\partial h/\partial t \quad (8\text{-}21)$$

Trong đó:

$K = (1 - j)H/B\tan\beta$;

s_b là tốc độ vận chuyển bùn cát trên một đơn vị chiều rộng theo hướng s.

Với mô hình 2 chiều, Mosselman đưa ra công thức sau:

a) Với đáy biến đổi rộng giả định bờ đứng và độ gia thăng không đổi, không có nguyên nhân khác:

$$\partial B/\partial t = E((U^2 - U^2_c)U^2_c) + G((h - h_c)/H_c) \quad (8\text{-}20a)$$

b) Với phương trình liên tục về bùn cát:

$$\partial s_b/\partial s + \partial(s_b\tan\alpha)/\partial n = ((1 - j)H/B)(\partial B/\partial t) \quad (8\text{-}21a)$$

Trong đó, hướng vận chuyển bùn cát $\tan\alpha$ được biểu thị theo công thức:

$$\tan\alpha = V/U - A(h/R_c) - (1/f(\theta))(\partial_n/\partial n) \quad (8\text{-}22)$$

Trong đó:

α - hướng vận chuyển bùn cát;

U và V là vận tốc dòng chảy trung bình theo chiều sâu tương ứng theo hướng x và y.

$f(\theta) = (0.85/E)\sqrt{0}$, hàm trọng lượng. Trong đó E là hệ số xác định kích thước.
R_c là bán kính cong hiệu quả của tuyến dòng chảy có quan hệ với dòng phụ. R_c thường được xem bằng bán kính cong tuyến dòng chảy đoạn sông.

8-6 Trạng thái không ổn định

Với một lòng dẫn hình chữ nhật rộng, sự lan truyền một rối động nhỏ tại đáy sông được nghiên cứu bằng áp dụng các phương trình thuỷ động lực về chuyển động nước và bùn cát. Mô men và phương trình liên tục của nước như sau:

$$\partial U/\partial t + U(\partial U/\partial x) + g(\partial h/\partial x) + g(\partial z_b/\partial x) + g|U|U/C^2h = 0 \quad (8\text{-}23)$$

$$\partial h/\partial t + U(\partial h/\partial x) + h(\partial U/\partial x) = 0 \quad (8\text{-}24)$$

Phương trình liên tục về vận chuyển bùn cát có thể viết:

$$\partial z_b/\partial t + \partial s/\partial x = 0 \quad (8\text{-}25)$$

$$s_b = f\,(U, \text{thông số}) \quad (8\text{-}26)$$

Gộp 2 phương trình (8-25) và (8-26) có:

$$\partial z_b/\partial t + (df(U)/dU)(dU/\partial x) \quad (8\text{-}27)$$

Các phương trình (8-27), (8-24) và (8-23) hình thành một hệ thống 3 phương trính khác nhau có 3 biến số độc lập U, h và s_b. Khi c = dx/dt, một tốc độ truyền sóng để giải và trở thành công thức không thứ nguyên, theo de Vries (1987):

$$\phi^3 - 2\phi^2 + (1 - (Fr)^{-2} - \Psi(Fr)^{-2})\phi + \Psi(Fr)^{-2} = 0 \quad (8\text{-}28)$$

Trong đó, các thông số không thứ nguyên sau đây được xác định:
$\Psi = f(U)/h$ là thông số vận chuyển bùn cát,
$\phi = c/U$ - thông số truyền tương đối,
$Fr = U/\sqrt{(gh)}$ - số Froude.

Khi công thức vận chuyển tương dương với định luật năng lực;

$$S_b = f(U) = aU^b \quad (8\text{-}29)$$

Trong đó a và b được xem không đổi nên thông số vận chuyển không thứ nguyên viết dưới dạng sau:

$$\psi = abU^{b-1}/h = bs_b/q \quad (8\text{-}30)$$

Vì thông số ψ tỷ lệ với tỷ số giữa vận chuyển bùn cát và dòng chảy nên công thức (8-28) có 3 nghiệm. Các nghiệm này được vẽ trên hình 8-10. Hai nghiệm ($\phi_{1,2}$) biểu thị tốc độ truyền sóng rối động nhỏ ở mặt nước. Nghiệm thứ 3 biểu thị tốc độ truyền sóng về xáo động nhỏ ở đáy.

Trường hợp đáy cố định và không có vận chuyển bùn cát (f(U) = 0 hoặc $\psi = 0$) việc giải công thức (8-28) dẫn đến 3 nghiệm:

$$\phi_{1,2} = 1 \pm (Fr)^{-1};\ \phi_3 = 0 \qquad (8\text{-}31)$$

Dạng có thứ nguyên là:

$$c_{1,2} = u \pm \sqrt{(gh)}; \qquad c_3 = 0 \qquad (8\text{-}32)$$

Trong trường hợp dòng chảy trong lòng động với số Froude (Fr < 0,8) $\phi_{1,2}$ được biểu thị như trong công thức (8-31) và:

$$\phi_3 = \psi/(1 - (Fr)^2) \qquad (8\text{-}33)$$

Với số Froude nhỏ (Fr < 1), tức là các sông đồng bằng thấp, thì $\phi_3 = \psi$. Nhập công thức (8-30) vào (8-33) có:

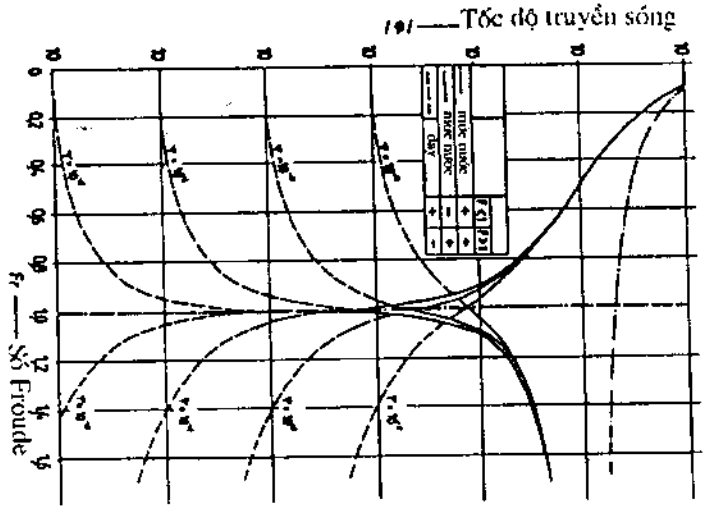
$$c_3 = b\,(s_b/h)(1/(1 - (Fr)^2)) \qquad (8\text{-}34)$$

Vì $\psi < 1$ nên $\phi_3 < 1$ và $c_3 < u$. Từ hình (8-10) và công thức (8-34) có thể thấy là:

$$\phi_3 < |\phi_{1,2}|$$

Với dòng chảy dưới mức tới hạn (Fr < 1) trị số của ϕ_3 âm. Dòng chảy tới hạn (Fr = 1) tốc độ truyền sóng $\phi_1 = 2$ và nó không bị ảnh hưởng vận động của dáy. Hình (8-11) cho thấy rằng $|\phi_2| \approx |\phi_3|$ và do đó,

$$\phi_{2,3} \approx \pm\sqrt{(0.5\psi)} \qquad (8\text{-}35)$$



Hình 8-11 Tốc độ truyền sóng tương đối xáo động (theo de Vries, 1987)

Trong trường hợp dòng chảy trên mức tới hạn (Fr > 1) và không gần với mức tới hạn thì tốc độ truyền sóng về mặt nước không bị ảnh hưởng bởi vận động của đáy và nghiệm thứ 3 có thể xác định theo tốc độ truyền sóng của một xáo động nhỏ ở đáy và được biểu thị theo công thức sau đây:

$$- \phi_1\phi_2\phi_3 = \psi Fr^{-2} \qquad (8\text{-}36)$$

Theo de Vries (1987) với số Fruode trung bình (Fr < 0,8), các trường hợp lưu ý như sau:

- Trường hợp chuyển động nước và chuyển động bùn cát có thể không đi đôi với nhau.

- Trị số của c_1 và c_2 không chịu ảnh hưởng của vận động ở đáy. Do vậy nếu chuyển động nước phải được tính khi $|c_{1,2}| > c_3$ hoặc $c_3 = 0$. Và giả định đáy không đổi trong khoảng thời gian để tính chuyển động của nước (ngày).

- Nếu các biến đổi phụ thuộc thời gian của đáy sông nghiên cứu gồm $|c_{1,2}| < c_3$ rằng $c_{1,2}$ tiến tới $\pm\infty$, do đó dòng chảy được xem xét như dòng ổn định. Có nghĩa là đối với sóng các vế $\partial U/\partial t$ và $\partial h/\partial t$ có thể bỏ qua và các phương trình (8-23) và (8-24) trở thành:

$$U(\partial U/\partial x) + g(\partial h/\partial x)\, g(\partial z_b/\partial x) = -g(U^2/C^2h) \qquad (8\text{-}37)$$

$$U(\partial h/\partial x) + h(\partial U/\partial x) = \partial q/\partial x = 0 \qquad (8\text{-}38)$$

Hợp nhất $\partial q/\partial x$ thành $q = q(t)$. Lưu lượng này có thể biến đổi theo thời gian, nhưng tại thời điểm t nào đó q sẽ không thay đổi theo mỗi x và đường cong nước vật có thể dùng phương trình (8-37) và (8-38) để tính.

Mizumura(1989) trình bày lý thuyết về hình thành sóng cát ở trong lòng dẫn hở bằng việc sử dụng dòng thế năng chảy qua một đáy thấm được. Sự lệch pha giữa mực nước và hình thành đáy được biểu thị bằng hàm của số Reynold dựa trên độ thấm bên trong của vật trung gian và số sóng về hình thành đáy. Ông kết uận rằng:

- Tiêu chuẩn để xuất hiện sự chuyển dịch hạ lưu các đụn cát là:

$$- \alpha\delta\omega h/8 < 0 < \alpha/2\delta\omega h \qquad (8\text{-}39)$$

- Tiêu chuẩn để xuất hiện sự chuyển dịch hạ lưu các gợn cát là:

$$- \alpha\delta\omega h/8 > 0 \qquad (8\text{-}40)$$

Trong đó:

α = 0,01 - 0,12 là hằng số dương không thứ nguyên;

ω - số sóng cát (m^{-1});

h - chiều sâu (m);

$\delta = \tan^{-1}(Re)$. Trong đó Re là số Reynold được biểu thị bằng công thức sau:

$$Re = \omega U h^2/g \qquad (8\text{-}41)$$

và:

$$\theta = (1 - (Fr)^2 \omega h \tanh(\omega h))/(\tanh(\omega h) - (Fr)^2 \omega h) \qquad (8\text{-}42)$$

Trong đó:

$Fr = U/(gh)^{1/2}$ là số Froude và U là tốc độ không rối động.

Giả thiết khi lượng bùn cát đáy vận chuyển trên một đơn vị chiều rộng là s_b = 10 $cm^3/(ms)$, chiều sâu dòng chảy h = 2 m và số mũ b = 5, từ công thức (8-34) tốc độ truyền sóng hình thành đáy c_3 = 2,16 m mỗi ngày. Còn nếu s_b = 100 $m^3/(ms)$, h = 2 m, b = 5 sẽ có c_3 = 21,5 m mỗi ngày.

Các trị số tính toán trên là giống với các trị số xác định được của Bhowmik (1986), Mahmood và Haque nêu trong River Sedimentation, (1986). Do đó công thức (8-34) có thể được dùng để xác định về sự truyền hình thành dạng đáy.

Khi tốc độ truyền sóng đáy c_b được xác định bằng quan sát ở đỉnh dạng đáy và dựa trên cơ sở công thức (8-34), Jansen (1979) đưa ra công thức sau:

$$c'_3 = 1.8b(s_b/h)(1/1' - 0.5\zeta)(1/(1 - Fr^2(1 - 0,5\zeta)^{-3}) \qquad (8\text{-}43)$$

Trong đó:

$\zeta = \Delta_f/h$ là chiều cao tương đối dạng đáy. Δ_f là chiều cao đụn cát.

So sánh các số liệu có được từ thí nghiệm cho thấy là:

$$c_3/c_b = 0,7 \pm 0,2 \qquad (8\text{-}44)$$

và:

$$c'_3/c_b = 1,1 \pm 0,4 \qquad (8\text{-}45)$$

Giả thiết là một đụn cát được truyền hoàn toàn với tốc độ c_b, công thức về vận chuyển bùn cát theo Jansen biểu thị như sau:

$$s_b(x) = c_b z_b(x) + s_{b0} \qquad (8\text{-}46)$$

Trong đó:

$z_b(x)$ là cao trình đáy;

s_{b0} - hằng số tích phân dùng ám chỉ một lượng vận chuyển bùn cát lơ lửng không đổi có thể được biểu thị ngoài lượng bùn cát đáy vận chuyển $c_b z_b(x)$.

Lượng vận chuyển bùn cát đáy có trị số lớn nhất tại đỉnh đụn. Với đụn có:

$$s_{bmax} \approx 1,8\, s_b; \qquad s_b \approx 0,5 c_b \Delta_f \qquad (8\text{-}47)$$

Tốc độ truyền sóng đáy c_b có thể tính theo công thức (8-34) hoặc (8-43) nếu biết vận chuyển bùn cát. Quan tâm thực tế về xác định c_b là để tính s_b từ c_b và Δ_f trong công thức (8-47) nhưng không thể thực hiện.

Với dòng chảy ổn định sông đồng bằng bồi tích, độ nhám có quan hệ đến kích thước và hình dạng tạo thành đáy sông. Tuy nhiên, điều kiện dòng chảy ổn định trong tự nhiên và hình dạng đáy có khuynh hướng tự điều chỉnh kích thước của nó trong điều kiện dòng chảy tức thời. Một biến đổi kích thước hình dạng đáy gây ra sự biến đổi về khối lượng ở đáy. Do lượng vận chuyển bùn cát bị giới hạn, thời gian đòi hỏi để biến đổi khối lượng và kích thước hình dạng đáy có khuynh hướng lệch pha sau dòng chảy. Thời gian lệch pha này có thể nhỏ nhưng cũng có thể lớn trong trường hợp vận chuyển bùn cát tương đối nhỏ và thay đổi lớn về khối lượng. Nghiên cứu về độ nhám thuỷ lực trong điều kiện dòng chảy không ổn định của Wijbenga (1990) có nhận xét như sau:

- Từ số liệu thực tế đã xác nhận rằng dạng đáy nhỏ hơn thì tốc độ truyền sóng lớn hơn. Kích thước hình dạng đáy không vượt quá một kích thước nào đó với điều kiện dòng chảy cho trước. Với vật liệu đáy không đồng nhất độ cao biến đổi ở đáy càng lớn. Chiều cao đụn biến đổi nhiều hơn so với biến đổi theo chiều dài.

- Khảo sát cao độ đáy trong một đoạn cong sông Congaree trong thời gian lưu lượng lớn nhất và gần trung bình, Levey (1980) nhận xét là chiều cao dạng đáy sông với sóng dài 5 m đến 30 m là lớn rõ rệt khi lưu lượng lớn nhất so với khi lưu lượng trung bình. Biến đổi chiều cao tỷ lệ với chiều cao đụn cát và có nghĩa là chiều cao dạng đáy lớn theo lưu lượng lớn. Theo lưu lượng giảm gần một tuần sau dạng đáy mới trở lại như cũ.

- Một lý thuyết thống kê dùng dự đoán các đặc tính về phát triển và tàn lụi dạng đáy dựa trên cơ sở vận chuyển bùn cát qua chiều dài đụn nhưng hãy còn nhiều vấn đề tồn tại.

- Lý thuyết về tính phụ thuộc theo thời gian của hình thành dạng đáy sẽ là cơ sở cho việc giải phương trình liên tục và mô men về bùn cát và nước.

- Để xác định sơ bộ các đặc tính phát triển và tàn lụi dạng đáy có thể dùng đường cong số mũ như sau:

$$d\Delta_f(t)/dt = (1/T_\Delta)(\Delta_{f\infty} - \Delta(t)) \qquad (8\text{-}48)$$

và:

$$d\lambda(t)/dt = (1/T_\lambda)(\lambda_\infty - \lambda(t)) \qquad (8\text{-}49)$$

Trong đó:

$\Delta_f(t)$ - chiều cao đụn thực;

$\Delta_{f\infty}$ - chiều cao đụn cân bằng;

$\lambda(t)$ - chiều dài đụn thực;

λ_∞ là chiều dài đụn cân bằng;

T_Λ và T_λ thời gian tương ứng chiều cao và chiều dài đụn;
t là thời gian.

Tính phụ thuộc theo thời gian của dạng đáy có thể tóm tắt như sau (Wijbenga, 1990):

- Lệch pha thời gian là ít hơn đối với dạng đáy nhỏ hơn.
- Tốc độ truyền sóng dạng đáy phản ứng tức thời với biến đổi điều kiện dòng chảy
- Biến đổi chiều cao đụn trong chế độ đụn là lớn hơn so với biến đổi chiều dài đụn cùng chế độ.
- Với phân bố bùn cát không đồng nhất, biến đổi dạng đáy lớn hơn so với bùn cát đồng nhất.

Wang Xingkui và Qian Ning (1989) đã nghiên cứu cấu trúc xáo động của dòng bão hoà bùn cát trong lòng dẫn hở và kết luận như sau:

- Xáo động có khuynh hướng tăng theo tăng hàm lượng,
- Tần xuất xáo động giảm và năng lượng xáo động tập trung thành xoáy lớn với tần suất nhỏ còn kích thước dọc của xoáy tăng lên.
- Cấu trúc cơ bản của xáo động không thay đổi đáng kể, chỉ cường độ và tần suất có thay đổi một ít về độ lớn.

8-7 Phân loại đáy sông hướng đứng

Sự xuất hiện một lớp phủ bề mặt có thể thấy:

1. Trong lòng dẫn bồi tích vật liệu thành phần hạt do:

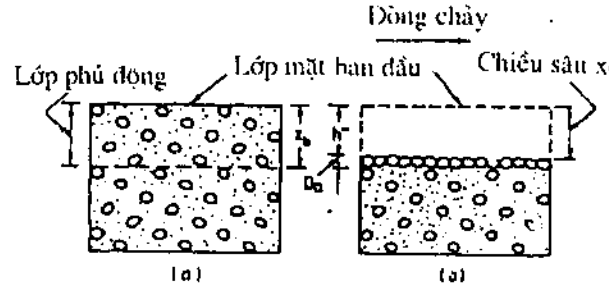
a) Lòng sông hạ thấp sau một đập.

b) Thu hẹp lòng dẫn,

c) Trong khi cắt độ dốc hoặc thềm lũng sông.

Lớp bề mặt có thể chia thành tĩnh hoặc động. Lớp phủ tĩnh kết quả do mất cân bằng giữa năng lực vận chuyển bùn cát của dòng chảy và lượng bùn cát đến ở một đoạn sông cho trước. Lớp này được hình thành do tác động liên tục của dòng nước, đặc biệt trong thời gian lũ. Trong thời gian đó ứng suất cắt của đáy sông thường vượt ứng suất cắt giới hạn của hỗn hợp cấu tạo đáy sông. Những hạt lớn hơn thường không có khả năng bị vận chuyển dưới điều kiện dòng chảy cho trước, ở lại đáy và dần dần tạo nên lớp bề mặt hạt thô hơn lớp nằm ở dưới. Lớp này được xác định là lớp bề mặt thô không bao giờ bị cuốn đi và bảo vệ lớp ở dưới.

Khi hiện diện lớp vật liệu thành phần hạt, đáy sông xói như trong trường hợp đàng sau đập nước, có thể hạn chế bằng hình thành một lớp phủ bề mặt (hình 8-12).



Hình 8-12 Hình thành lớp bề mặt. (a) cấu trúc vật liệu đáy ban đầu. (b) lớp bề mặt (theo Borah,1989)

Chiều sâu xói, theo Borah (1989) có thể xác định:

$$h'' = z_b - D_s \tag{8-50}$$

và,

$$z_b = D_a/(1 - p)P_a \tag{8-51}$$

$$D_a = 68(hI/(s - 1))^{1,67}(u_*v)^{0,67} \text{ với } u_*D_{50}/v \leq 10 \tag{8-52}$$

$$D_a = 27(hI/(s - 1))^{0,68}(v/u_*)^{0,14} \text{ với } 10 < u_*D_{50} \leq 500 \tag{8-53}$$

$$D_a = 17(hI/(s - 1)) \quad \text{với } u_*D_{50}/v > 500 \tag{8-54}$$

Trong đó:

z_b - chiều dày lớp tác động;

D_a - kích thước nhỏ nhất lớp phủ;

p - độ rỗng vật liệu đáy;

P_a - phân số về kích thước lớp phủ ở trên lớp vật liệu đáy;

h'' - chiều sâu xói;

$u_* = (ghI)^{1/2}$ là tốc độ cắt;

g - gia tốc trọng trường;

h - chiều sâu dòng chảy;

I - độ dốc năng lượng;

D_{50} - kích thước hạt trung bình;

v - độ nhớt động học của nước;

$s = \rho_s/\rho$ là trọng lực riêng của bùn cát.

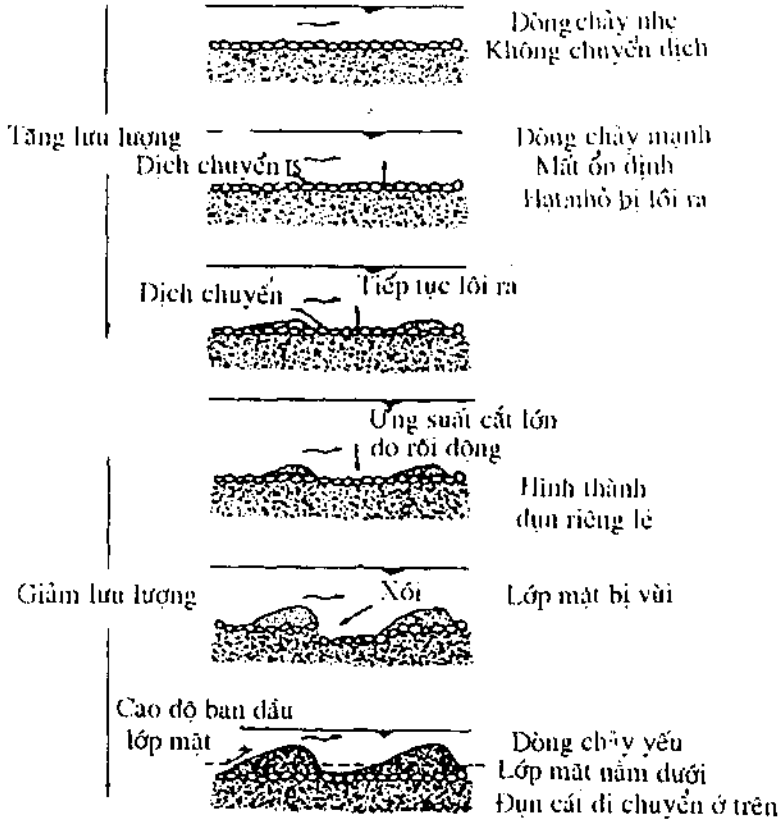
Độ rỗng có thể xác định công thức kinh nghiệm của Komura và Simmons như sau:

$$p = 0,245 + 0,0864/(0,1D_{50})^{0,21} \tag{8-55}$$

Sự xuất hiện của lớp phủ mặt là hiện tượng phổ biến đối với những sông đáy cuội sỏi. Tính chất của các sông này là giảm nhanh kích thước hạt theo hướng hạ lưu và giảm đột ngột độ dốc khi thay đổi từ sông lòng cuội sỏi thành sông lòng cát. Sông lòng cuội sỏi ở hạ lưu kích thước cuội sỏi nhỏ dần là do mài mòn và vận chuyển lựa chọn của dòng chảy. Các phương trình cơ bản từ nghiên cứu của Parker (1989) là: Sự miêu tả về vận chuyển hỗn hợp ; Phương trình liên tục về bùn cát; Phương trình liên tục của nước; Dòng chảy thông thường trong lòng dẫn rộng.

Một lớp phủ trở nên mất ổn định trong điều kiện và thời gian dòng chảy lũ được gọi là lớp phủ động. Lớp phủ loại này khảo sát thấy ở sông Meuse của Hà Lan và qua thí nghiệm Klaassen (1990) đưa ra các kết luận sau đây:

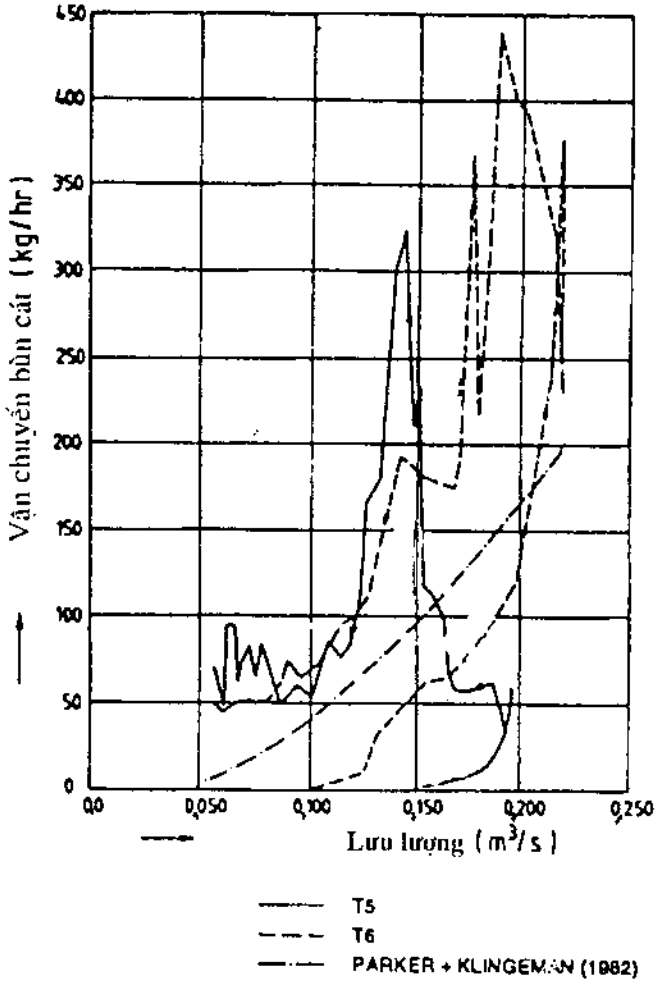
1) Sự phá vỡ lớp phủ xuất hiện khi xuất hiện đụn đơn chuyển động qua lớp phủ và tạo ra mất ổn định các hạt thô ở nơi khuất của đụn (hình 8-13).



Hình 8-13 Sơ đồ phá vỡ lớp phủ trong thời gian có lũ (theo Klaassen,1990)

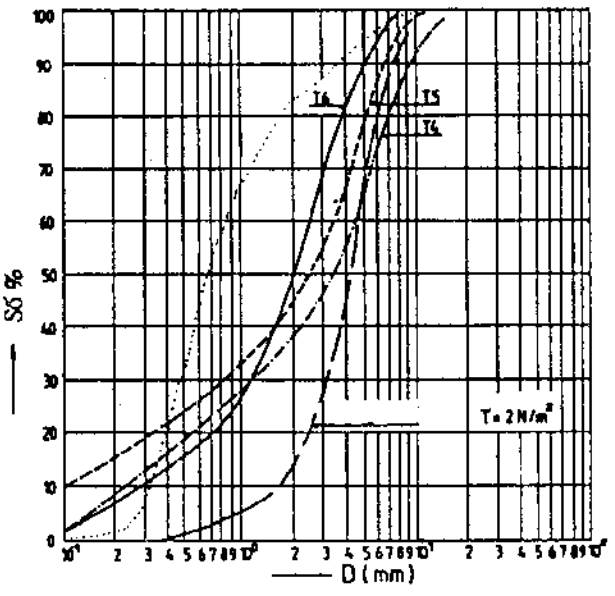
2) Sau khi lũ qua, lớp phủ phục hồi lại.

3) Lệch pha vận chuyển bùn cát chậm sau biến đổi về lưu lượng với điều kiện mà qua đó lớp phủ bị phá dần. Đối với đáy sông đã được phủ, không có quan hệ đồng nhất giữa các điều kiện thuỷ lực và vận chuyển bùn cát (hình 8-14).



Hình 8-14 Quan hệ không đồng nhất giữa lưu lượng và vận chuyển bùn cát (theo Klaassen,1990)

4) Cấu tạo của lớp phủ phục hồi phụ thuộc vào lũ đã qua. Cấu tạo là hạt mịn hơn sau lũ lớn (hình 8-15: T5 là lũ trung bình, T6 là lũ cao). Cấu tạo giữa các con lũ đưa đến một lớp phủ tĩnh.



Hình 8-15 Cấu tạo khác nhau của lớp phủ (từ thí nghiệm mô hình). T4, trước khi lũ. T5, sau khi lũ trung bình. T6, sau khi lũ cao.

Theo Klaassen (1990) với lòng cuội sỏi các vấn đề chính xem xét là:

Lớp phủ động trong thời gian lũ là:

- Mất ổn định lớp phủ trong thời gian lũ.
- Quan hệ trực tiếp và gián tiếp vận chuyển bùn cát.
- Thay đổi cấu tạo lớp phủ trong lũ.

Từ thí nghiệm mô hình lòng động bằng cát, Klaassen (1990) đưa ra một số kết luận sau:

1) Trong thời gian lũ lớp phủ trở nên mất ổn định và một số vật liệu dưới lớp phủ bị lôi ra. Vật liệu này là các hạt mịn hơn và được vận chuyển ở mức thấp. Hiện tượng ở vế sau có thể giải thích là ban đầu vận chuyển bùn cát ở mức cao về sau ngừng vận chuyển.

2) Vận chuyển bùn cát tương đối mạnh có thể do lũ trước đây tạo nên lớp phủ bề mặt mịn hơn tại giai đoạn gần kết thúc lũ so với thời đoạn lũ cao. Với sông lòng cuội sỏi, quan hệ đồng nhất giữa trạng thái dòng chảy và vận chuyển bùn cát không tồn tại. Như nhau trạng thái và vận chuyển bùn cát có thể khác nhau về độ lớn.

3) Lớp phủ mặc dù trở nên mất ổn định nhưng vẫn còn duy trì trong thời gian lũ. Những hạt thô hơn nằm lại ở trong các hố trũng của đụn cát tạo thành một lớp

hạt thô. Trong thời gian lũ rút lớp này xuất hiện lại và những hạt nhỏ được đưa lên nằm ở trên đỉnh của lớp phủ không trở lại lớp vật liệu nằm ở dưới.

4) Lớp phủ là một phản ứng của sông với thực tế rằng các hạt thô hơn được vận chuyển khó khăn so với hạt mịn hơn. Để vận chuyển tất cả các hạt có trên lớp mặt, các hạt thô khả năng được vận chuyển kém được bù lại là chúng lộ nhiều hơn với dòng chảy.

5) Công thức vận chuyển bùn cát của Parker và Klingeman (1982) phù hợp để sử dụng tính tốc độ vận chuyển bùn cát lòng dẫn cuội sỏi với lớp phủ động.

6) Cấu tạo vật liệu đáy (tỷ số cuội sỏi-cát) có vai trò quan trọng về tính hỗn hợp. Một sự giảm dần hàm lượng cuội sỏi dẫn đến thay đổi đột ngột hình dạng đáy và độ nhám và có thể gây nên biến đổi đột ngột về độ dốc.

7) Kích thước lòng dẫn lớp phủ động, tức tỷ số chiều rộng đáy/ chiều sâu có thể biểu thị bằng công thức chế độ.

8-8 Phân lưu và hợp lưu

Xem xét về phân lưu và hợp lưu là rất phức tạp liên quan đến về chuyển động nước và bùn cát. Ví dụ mưa trong lưu vực của 2 sông hợp lưu có thể đồng pha hoặc lệch pha. Thường vật liệu đáy các sông như vậy rất khác nhau. Việc chia độ dốc năng lượng I_0 thành I_1 và I_2 được xác định chủ yếu bởi dạng dòng chảy cục bộ nơi phân lưu, nên dạng hình lòng dẫn rất quan trọng. Tại những nơi hợp lưu ảnh hưởng của nước vật có thể đến đoạn thượng lưu của sông. Ngụ ý rằng bùn cát đến (nơi hợp lưu) sông chính cũng có thể không theo quy luật. Hình dạng phân lưu ảnh hưởng phân bố kích thước hạt vật liệu đáy của 2 sông ở hạ lưu. Phân loại vật liệu như vậy thường được thực hiện và chứng minh cho nhận xét này. Tại nơi nhập lưu phân bố kích thước hạt của sông chính bị ảnh hưởng mạnh mẽ kích thước hạt của một trong các sông ở phía trên và có thể thay đổi theo thời gian. Cũng tại nơi nhập lưu, một con lũ ở một trong các sông ở thượng lưu gây nên nước vật ảnh hưởng đáng kể đối các sông khác.

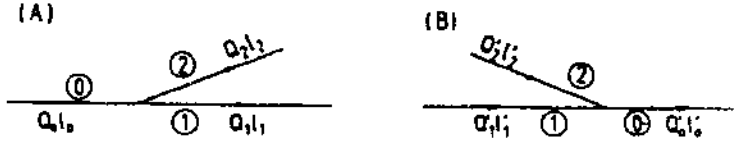
Phân bố lưu lượng ở các lòng dẫn phân lưu phụ thuộc điều kiện mực nước và chuyển nước sông phân nhánh hạ lưu. Phân bố lượng bùn cát đáy được khống chế bởi hình dạng của phân lưu. Một lòng dẫn phân lưu nằm ở bờ lõm của sông chính có khuynh hướng được cấp bùn cát tương đối nhiều hơn. Một sự tăng vận chuyển bùn cát hoặc giảm lưu lượng nước trong một lòng dẫn phân lưu sẽ dẫn đến thay đổi điều kiện của nó. Nếu lưu lượng ở một phân lưu giảm nhưng tỷ số lưu lượng-bùn cát của phân lưu trước đây vẫn giữ không đổi, theo Zwaard, (1983-1984) có thể viết dưới dạng:

$$I/Q = aB^{1-b}Q^{b}h^{-b}/Q \approx \text{constant} \quad (8\text{-}56)$$

hoặc:

$$B^{1-b}Q^{b-1}h^{-b} \approx \text{constant} \quad (8\text{-}57)$$

Khi b ≥ 3, một sự giảm lưu lượng sẽ làm giảm chiều sâu, vì giảm chiều rộng là không phù hợp với điều kiện tự nhiên.



Hình 8-16 (A) Chia nhánh. (B) Hợp lưu

8-9 Dạng hình đáy và độ nhám sông bồi tích

Với sông lòng cuội sỏi, yếu tố ma sát được xem là độ nhám tương đối, nhưng với sông lòng động là cát trải qua tăng cường độ dòng chảy và bùn cát để hình thành dạng đáy có sức kháng. Dạng hình đáy và độ nhám bồi tích rất quan trọng theo quan điểm kỹ thật vì các lý do chính sau đây:

- Dạng hình đáy phản ảnh tính ngẫu nhiên về vận chuyển lượng bùn cát đáy. Do đó khi đo phải dựa vào dạng hình đáy.

- Độ nhám ảnh hưởng quan hệ lưu lượng và chiều sâu đối với một lưu lượng cho trước.

- Trong xác định độ sâu vận tải thuỷ chiều cao dạng đáy sông phải được xem xét, đặc biệt nếu kích thước dạng đáy quá nhỏ so với độ sâu bình quân.

Simons và Richardson (1966) phân định dạng hình đáy thông qua thí nghiệm mô hình vật lý có các yếu tố ma sát và vận chuyển (hình 8-17). Yếu tố ma sát biểu thị cấu tạo hạt và sức kháng thường có trị số nhỏ đối cát hạt mịn hơn. Các thành phần chính của dạng hình đáy được tổng hợp trong bảng 8-3. Sóng cát, đụn cát và gợn cát là được chia cấp theo chiều dài sóng ứng chiều sâu nước áp dụng cho lòng sông đáy cát. Sóng cát hình thành nơi ứng suất cắt tương đối nhỏ và khi cát thô hơn 0,6 - 1,0 mm, đụn cát thường xuất hiện nơi ứng suất trung bình. Kích thước đụn cát có quan hệ mật thiết với độ sâu dòng chảy. Gợn cát là các sóng cát thấp đồng pha với sóng mặt nước. Loại này ít thấy hơn so với đụn cát nhưng ở lòng sông cạn với vận chuyển bùn cát tương đối lớn và tốc độ dòng chảy bé. Sóng cát và đụn cát dịch chuyển hạ lưu trong khi gợn cát truyền về thượng lưu. Dạng hình của một lòng sông biến đổi không ngừng, ngay cả dưới điều kiện ràng buộc trong một máng thí nghiệm (Klaasen, 1986).

Bảng 8-3: Phân loại dạng đáy (theo Knighton,1984)

Dạng đáy	Kích thước	Hình thể	Tính chất và sự xuất hiện
Sóng cát	Chiều dài sóng nhỏ hơn 0,6 m; cao nhỏ hơn 0,04 m	Tam giác, dốc trên thoải, đỉnh nhọn, mặt dưới dốc	Hạn chế với bùn cát hạt nhỏ hơn 0,6 mm, chuyển dịch không liên tục, tốc độ dòng chảy nhỏ
Đụn cát	Chiều dài sóng 4 - 8 lần chiều sâu dòng chảy, cao 1/3 chiều sâu dòng chảy, lớn hơn sóng cát	Tương tự sóng cát	Mái thượng lưu có thể như sóng cát, chuyển dịch không liên tục, lệch pha với mặt nước
Đáy phẳng			Bề mặt đáy bằng, không có dạng đáy với các độ sâu và kích thước vật liệu đáy
Gợn cát	Độ cao tương đối nhỏ phụ thuộc chiều sâu và tốc độ dòng chảy	Dạng hình Sin, có hệ thống hơn đụn cát	Ít thấy hơn so với đụn cát, có ở lòng sông dốc, cùng pha với sóng mặt nước, dạng đáy có thể dịch chuyển thượng lưu, hạ lưu hoặc đứng yên.

Van Rijn (1984) đưa ra đồ thị phân loại dạng đáy theo thông số trạng thái vận chuyển T (hình 8-19) được biểu thị theo công thức sau:

$$T = ((u'_*)^2 - (u_{*c})^2)/(u_{*c})^2 \quad (8\text{-}58)$$

Và thông số hạt đặc trưng được xác định như sau:

$$D_* = D_{50}\,((\rho_s - \rho)/\rho)(g/\nu^2))^{1/3} \quad (8\text{-}59)$$

Trong đó:

$u'_* = (g^{1/2}/C')U$, tốc độ cắt ở đáy có liên quan đến hạt;

U - tốc độ dòng chảy trung bình;

$C' = 18\log((12R_h/(3D_{90}))$ là hệ số Chezy có quan hệ đến hạt;

R_h- bán kính thuỷ lực của đáy;

D_{90} - đường kính hạt vật liệu đáy không vượt 90% trọng lượng các hạt;

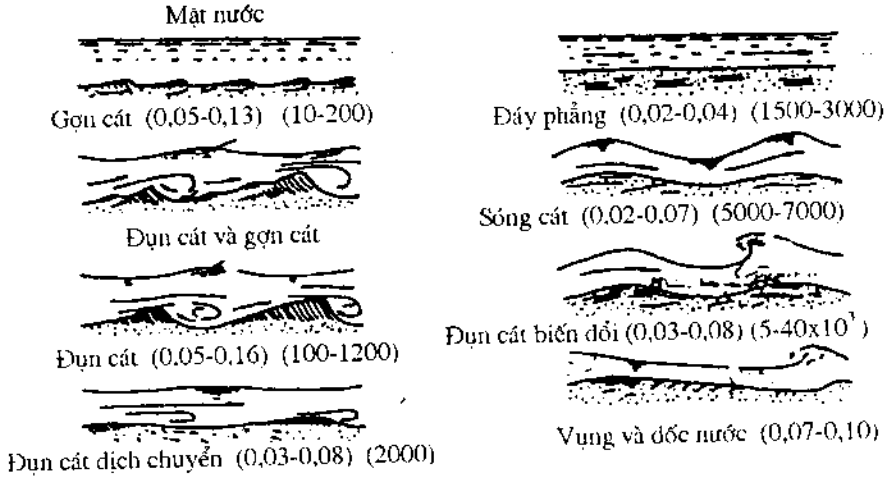
u_{*c} - tốc độ cắt tới hạn ở đáy để khởi động;

D_{50} là đường kính hạt vật liệu đáy không vượt quá 50% về trọng lượng;

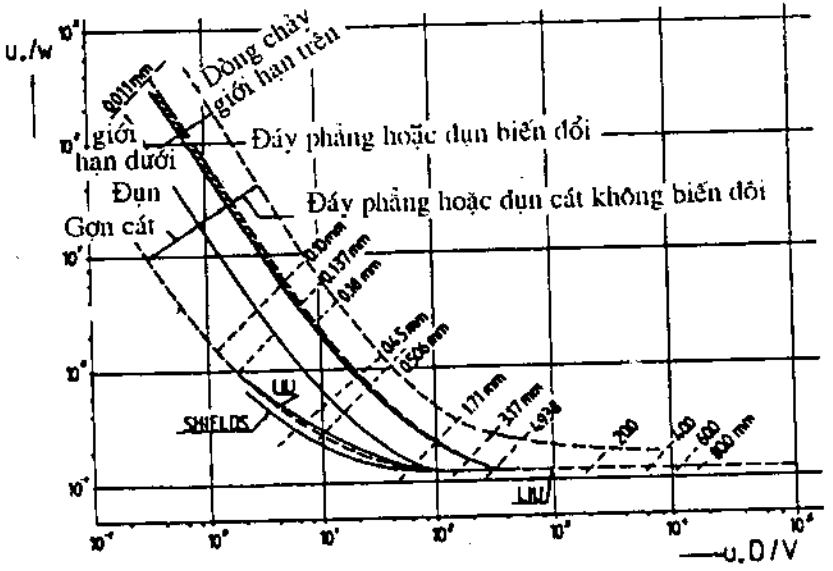
ρ_s và ρ tỷ trọng bùn cát và nước;

g - gia tốc trọng trường;

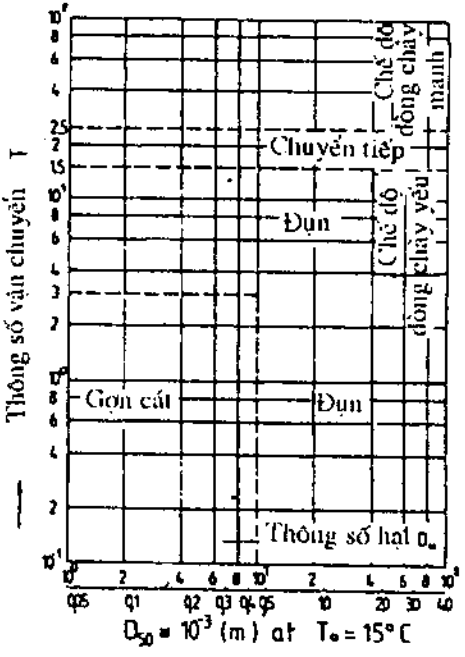
v là hệ số nhớt động học.



Hình 8-17 Dạng hình đáy (thí nghiệm mô hình, cát D_{50} = 0,19 - 0,93 mm)



Hình 8-18 Tiêu chuẩn dạng đáy (theo Simons và Richardson,1961 và Jansen,1979)



Hình 8-19 Phân loại dạng đáy (theo van Rijn, 1984)

Từ đồ thị có thể biết dạng đáy của sông hoặc máng thí nghiệm theo điều kiện tương tự. Kích thước dạng đáy ảnh hưởng sức kháng dòng chảy sông đồng bằng bồi tích. Sức kháng này do tổn thất năng lượng dòng chảy qua đỉnh dạng đáy hạ lưu gây ra. Kích thước dạng đáy cũng rất quan trọng theo quan điểm kỹ thuật vì chúng xác định một cao độ đáy thấp nhất và xói cục bộ. Điều này quan trọng khi thiết kế công trình chỉnh trị và thiết kế trụ cầu, nhất là đối các sông lớn. Vì lý do đó các đặc tính dạng đáy không thứ nguyên sau đây được xem xét:

Δ_l/h - chiều cao đụn cát (tương đối) không thứ nguyên.

λ/h - chiều dài đụn cát không thứ nguyên.

Δ_l/λ - độ dốc đụn cát.

Trong đó:

λ - chiều dài đụn cát;

Δ - chiều cao đụn cát;

h - chiều sâu dòng chảy (hình 8-20).

Chiều cao đụn cát về điều kiện cân bằng có thể biểu thị theo quan hệ dưới đây:

1. Công thức Jansen (1979):

$$\Delta_l/h = 0{,}9((1 - Fr)^2/b) - 0{,}024 \qquad (8\text{-}60)$$

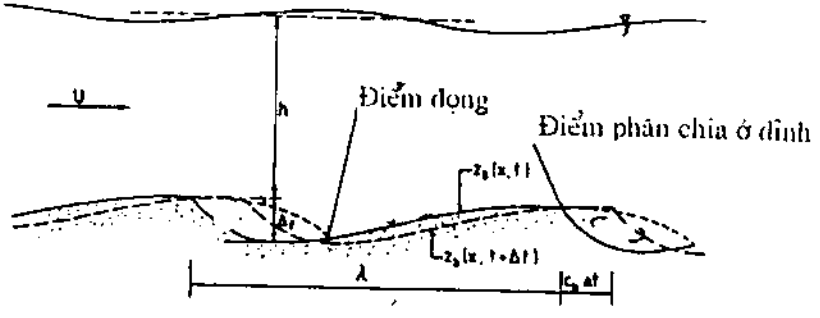
2. Trên cơ sở số liệu thí nghiệm mô hình với đường kính hạt 0,19 - 2,3 mm và số liệu khảo sát hiện trường đường kính hạt 0,49 - 3,6 mm, Rijn (1984) đưa ra công thức:

$$\Delta_f/h = 0,11(D_{50}/h)^{0,3}(1 - e^{-0,5T})(25 - T) \quad (8\text{-}61)$$

Trong đó:

D_{50} - đường kính hạt vật liệu đáy;

T - thông số về trạng thái vận chuyển (công thức 8-58)



Hình 8-20 Sơ đồ xác định hình dạng sóng và đụn cát.

3. Chiều cao dạng đáy, theo Prasad và Aziz (1986):

$$\Delta_f = (-\rho C_f U^2 - \tau_c)/((\rho g(i_b - C_f(Fr)^2) - cg\rho i_b) \quad (8\text{-}62)$$

Trong đó:

c, hàm lượng hạt đất cát vận động ở lớp đáy sông;

$f = C_f/8$ là hệ số ma sát Darcy-Weibach;

τ_c - ứng suất cắt tới hạn;

ρ và ρ_s tỷ trọng nước và bùn cát;

U - tốc độ dòng chảy;

i_b - độ dốc đáy lòng dẫn;

$Fr = U/\sqrt{(gh)}$ là số Fruode.

Chiều dài dạng đáy λ có thể xác định:

1. Công thức Van Rijn (1984) đối với đụn cát:

$$\lambda = 7,3h \quad (8\text{-}63)$$

2. Công thức Yalin (1977) với đụn cát:

$$\lambda = 2\Pi h \quad (8\text{-}64)$$

3. Công thức Kennedy về gợn cát:

$$Fr = (2 + \xi\tan\xi)/(\xi^2 + 3\xi\tan\xi) \quad (8\text{-}65)$$

Trong đó ξ là số sóng không thứ nguyên:

$$\xi = 2\Pi(h/\lambda) \quad (8\text{-}66)$$

Hai công thức (8-63) và (8- 64) cho thấy là chiều dài đụn cát không thứ nguyên là không thay đổi. Về ý nghĩa vật lý là chiều cao đụn cát giảm khi tăng cấp dòng chảy trong khi chiều dài dạng đáy giữ nguyên không thay đổi. Tuy nhiên, theo Klaassen (1986) quan hệ này không hoàn toàn như vậy. Có thể những đụn cát dài hơn thể hiện D_* nhỏ hơn (xem công thức 8-59) và đụn cát ngắn hơn có trị số D_* lớn hơn.

Độ dốc dạng đáy có thể xác định theo quan hệ sau (Rijn, 1984):

$$\Delta_f/\lambda = 0{,}015(D_{50}/h)^{0,3}(1 - e^{-0,5T})(25 - T) \quad (8\text{-}67)$$

Độ dốc dạng đáy ở trạng thái cân bằng giới hạn (tức độ dốc giữ ổn định) có thể xác định theo công thức của Haque và Mahmood (1987) như sau:

$$\Delta_f/\lambda = 0{,}4b^{-1,178}(1 - \exp(-2{,}5h/\lambda)) \quad (8\text{-}68)$$

Trong đó:

b - số mũ trong công thức vận chuyển bùn cát $s_b = aU^b$.

Thay tỷ số h/λ trong công thức (8-68) vào công thức chiều dài dạng đáy (8-63) có:

$$\Delta_f/\lambda = 0{,}116b^{-1,178} \quad (8\text{-}69)$$

Trong công thức này cũng như công thức (8-60) độ dốc dạng đáy là một hàm của số mũ b nằm trong khoảng 3 đến 10 nên các trị số tính theo công thức (8-69) sẽ nằm trong phạm vi 0,032 đến 0,0077. Trong chế độ đụn cát, độ dốc Δ_f/λ thường nhỏ hơn 0,07 (Yalin, 1977 và Rijn, 1984). Trong chế độ sóng cát, độ dốc lớn hơn so với đụn cát và trị số lớn nhất là 0,20.

Các công thức (8-67) và (8-61) dự báo một sự giảm chiều cao và độ dốc dạng đáy khi tăng tốc độ dòng chảy dẫn đến chế độ xoá bỏ đụn cát. Chiều cao tương đối dạng đáy Δ_f/λ nằm xung quanh 0,1 khi độ sâu nước lớn (h = 10 m) đến khoảng 0,2 với độ sâu nhỏ hơn (h = 1 m).

Vai trò bùn cát lơ lững trong việc xác định chiều dài dạng đáy ổn định theo nghiên cứu lý thuyết của Haque và Mahmood (1987) được tổng kết như sau:

- Bùn cát lơ lững có vai trò nổi bật trong xác định chiều dài dạng đáy.

- Dạng đáy có khuynh hướng dài ra khi vận tốc rơi của hạt giảm, hoặc hệ số về khyếch tán tăng, hay tốc độ dòng chảy tăng.

- Vận tốc rơi của hạt có ảnh hưởng lớn đến chiều dài đáy. Một cấp về độ lớn của vận tốc rơi của hạt giảm sẽ gây ra tăng 4 cấp về độ lớn chiều dài dạng đáy.

- Lý thuyết dự báo phản ứng của hệ thống dạng đáy đối với giảm nhiệt độ nước.

Trong sông thiên nhiên, chiều cao dạng đáy nằm từ khoảng vài centimet $\Delta_f = 2$ - 3 cm sông Welna) đến vài mét ($\Delta_f = 3$ m ở sông Jamuna) và chiều dài dạng đáy từ trên 10 cm ($\lambda = 30$ cm ở sông Welna mùa cạn) đến vài trăm mét ($\lambda = 200$ m ở sông Jamuna trong thời gian lưu lượng đỉnh).

Khi xét lòng dẫn tự nhiên không chỉ về tổn thất ma sát do cấu tạo bờ và đáy mà còn phải tính đến ảnh hưởng tính không đồng đều về lòng dẫn và các yếu tố khác. Nếu là lòng động thì càng nghiên cứu kỹ hơn vì tính chất phức tạp của nó. Tổn thất ma sát phụ thuộc hình dạng của đáy sông và ảnh hưởng của vận chuyển bùn cát. Mà vận chuyển bùn cát phụ thuộc vào chuyển động nước nên xác định tổn thất ma sát là không thể tách rời. Trong sông thiên nhiên tỷ số chiều rộng-chiều sâu thường lớn và tổn thất ma sát tổng thể thể hiện rõ bởi tính chất các đặc tính của đáy. Trong trường hợp đó hầu hết các tác giả nghiên cứu về độ nhám chia yếu tố ma sát thành 2 phần:

- Độ nhám hạt (độ nhám ngoài).
- Độ nhám dạng đáy (độ nhám hình thái).

Vì vậy, các quan miệm về phân chia sau đây được áp dụng:

1. Hệ số ma sát Darcy-Weisbach $f = 8gU^2hI$:

$$f = f' + f'' \tag{8-70}$$

2. Với hệ số Chezy $C = U(hI)^{-1/2}$:

$$1/C^2 = 1/C'^2 = 1/C''^2 \tag{8-71}$$

3. Với tốc độ cắt $u^2_* = gH_hI$:

$$u_* = u'_* + u''_* \tag{8-72}$$

4. Với một ứng suất cắt ở đáy $\tau_0 = \rho u^2_*$:

$$\tau_0 = \tau' + \tau'' \tag{8-73}$$

5. Với một ứng suất cắt không thứ nguyên:

$$\theta = u^2_*/(gD_{50}(\rho/\rho_s - \rho))$$

$$\theta = \theta' + \theta'' \tag{8-74}$$

6. Đối với độ dốc:

$$I = I' + I'' \tag{8-75}$$

7. Bán kính thuỷ lực:

$$R_h = R'_h + R''_h \tag{8-76}$$

Vế phải của các công thức từ (8-70) đến (8-76) thì hạng mục đầu có quan hệ đến độ nhám hạt, còn hạng mục sau liên quan độ nhám dạng đáy.

Có nhiều phương pháp để xác định sức kháng đối với dòng chảy. Để tính yếu tố ma sát do độ nhám hạt có thể sử dụng công thức Darcy-Weisbach hoặc công thức của Manning hay quan hệ lô-ga-rít của Wijbenga (1990) như sau:

$$f' = 8(u_*/U)^2 \qquad (8\text{-}77)$$

hoặc:

$$f' = 1/\,(5{,}75\log(12{,}2R'_h\delta/k_s))^2 \qquad (8\text{-}78)$$

Trong đó:

U - tốc độ trung bình,

R'_h - bán kính thuỷ lực do độ nhám hạt;

k_s - độ nhám cát tương đương;

I - độ dốc;

$u_* = (gR'_h I)$ là vận tốc cắt;

δ là hàm của $(k_s u_*)/(11.6v)$ là hệ số hiệu chỉnh về ảnh hưởng của độ nhớt. Còn v là hệ số nhớt động học.

Để tính yếu tố ma sát do độ nhám dạng đáy, một số phương pháp được đề cập dựa trên cơ sở sau:

1. Thí nghiệm lòng cố định.
2. Các số liệu từ lòng động
3. Kiểm tra lại bằng mô hình toán.

(Các tài liệu nghiên cứu về độ nhám thuỷ lực và sức kháng dòng chảy xuất bản 1989 của Ogink và 1990 của Wijbenga).

Trong phương pháp sức kháng dòng chảy với nhiều tiến trình khác nhau được áp dụng để xác định các yếu tố ma sát hình thái và hạt. Yếu tố ma sát ngoài được xác định bằng cách dùng công thức (8-77) và (8-78). Yếu tố độ nhám dạng đáy được xác định theo sự khác biệt giữa yếu tố độ nhám tổng thể f và yếu tố độ nhám ngoài được xác định f' và chỉ còn lại f''.

Ogink (1989) thông qua thí nghiệm mô hình các dạng lòng hỗn hợp và đơn cứng đã có một số nhận xét sau về dạng đáy:

a) Những đụn cát 2 chiều với độ dốc và hình dạng rìa khuất khác nhau;

b) Sóng cát 2 chiều và

c) Sóng cát tam giác do dạng đụn cát bị xói mòn.

Để tính độ nhám thuỷ lực sông đồng bằng bồi tích, theo Ogink (1989) các tiến trình thực hiện như sau:

Công thức chung là:

$$f = \beta_g f' + \beta_d f''_d + \beta_r f''_r \qquad (8\text{-}79)$$

với:

$$\beta_g = \lambda_c/\lambda; \qquad \beta_d = F(\phi); \qquad \beta_r = \sum(\lambda_{ri}/\lambda_d) \qquad (8\text{-}80)$$

Trong đó:

f - hệ số ma sát hỗn hợp lòng sông;

f' - ma sát hạt;

f''_d là hệ số ma sát dạng hình của đụn cát;

f''_r là hệ số ma sát dạng hình của sóng cát;

λ_c - chiều dài đáy hiệu quả = chiều dài dạng đáy λ được trừ đi phần chiều dài phân chia (khoảng $5\Delta_f$);

λ - chiều dài dạng đáy;

Δ_f - chiều cao dạng đáy;

ϕ - góc nghỉ;

λ_{ri} - chiều dài của sóng cát thứ i;

λ_d - chiều dài đụn cát;

β_g - hệ số giảm ma sát hạt;

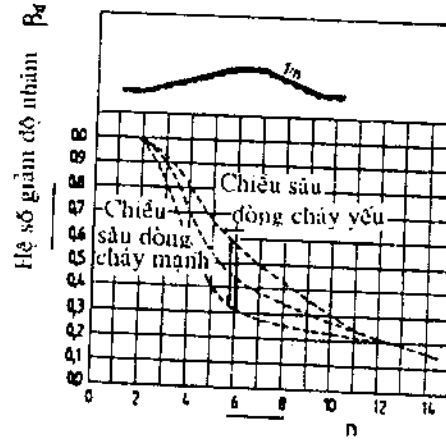
β_d - hệ số giảm ma sát đụn cát, độ giảm phụ thuộc vào ϕ theo hình 8-21;

β_r là hệ số giảm độ nhám sóng cát. β_r nằm trong quan hệ sau:

$$\beta_r f''_r = \sum_{i=1}^{N}(f''_{ri}(\lambda_{ri}/\lambda_d)(U_{ri}^{-2}/U^2)) \approx f''_{ri}\sum(\lambda_{ri}/\lambda_d) \qquad (8\text{-}81)$$

Với chiều sâu dòng chảy tương đối lớn, hệ số β_r gồm sóng cát và đụn cát.

Các trường hợp sau đây cần phân biệt:



Hình 8-21 Hệ số giảm độ nhám dạng hình (ma sát đụn cát) β_d là hàm số của độ dốc rìa khuất.

1. Đối một lòng đáy phẳng:

$$f = f' \tag{8-82}$$

Trong đó:

$$f' = 8g/(C')^2; \quad C' = 18\log(12h/k_s); \quad k_s = 3D_{90}$$

2. Đối lòng có dạng đáy đơn:

$$f = f_d; \quad f_d = 8g/C^2; \quad C = 18\log(12h/k_s) \tag{8-83}$$

$$k_s = 3D_{90} + 1{,}1\Delta_d\,(1 - \exp(-25\Delta_d/\lambda_d))$$

3. Với một lòng có dạng đáy hỗn hợp:

$$f = \beta_g f' + \beta_d f''_d + \beta_r f''_r \tag{8-84}$$

$$\beta_g = (\lambda_d - 5\Delta_d - 4.5\sum\Delta_{ri})/\lambda_d \quad \text{cho một đụn cát.}$$

Trong đó:

f' theo công thức (8-82);

β_d - theo hình (8-21)

$f'' = f_r - f'_r$. Trong đó f_r theo công thức (8-83) thay Δ_d và λ_d bằng Δ_r và λ_r.

Các kết luận và kiến nghị của Ogink (1989) như sau:

- Yếu tố ma sát hỗn hợp thường được đánh giá thấp khi chiều sâu dòng chảy tương đối nhỏ nếu sử dụng tốc độ và độ sâu dòng chảy trung bình.

- Trong phần lớn phạm vi áp dụng về độ sâu dòng chảy, độ nhám thuỷ lực biến đổi nhiều hơn theo độ sâu so với dùng công thức Manning hoặc công thức của White và Colebrook.

- Dạng rìa khuất của đụn cát được mở rộng quan sát thấy trong lòng sông tạo nên sức kháng dòng chảy khá nhỏ so với dạng đáy lý tưởng, với các vùng phân chia ra ngoài đỉnh đụn cát.

- Dạng rìa khuất có thể có được khi xác định độ cao và khoảng cách hiệu quả của điểm phân chia tương đối về nếp lõm.

Vanoni và Hwang (1967) qua nhiều thí nghiệm về sức kháng thuỷ lực ở lòng cát rời đã ổn định, cho rằng tỷ số h/κ nằm trong khoảng 1,33 đến 1,0 và là nhỏ hơn nhiều đối các đụn cát đứng yên. Độ ma sát ngoài được tính theo:

$$f' = 8g/C^2 \tag{8-85}$$

Trong đó:

$$C = 18\log(12R_h/D_{90}) \tag{8-86}$$

Trong đó:

R_h - bán kính thuỷ lực đáy máng dẫn được hiệu chỉnh ảnh hưởng của tường bên theo chu trình Einstein và f' trên toàn bộ chiều dài đáy. Độ ma sát hình dạng $f'' = f - f'$, hoặc có thể biểu thị ở các công thức sau:

$$1/\sqrt{f''} = 3{,}5 \log(R_h/e\Delta_f) - 2{,}3 \qquad 8\text{-}87)$$

hoặc:

$$1/\sqrt{f''} = 3{,}3 \log (R_h\lambda/\Delta^2_f) - 2{,}3 \qquad (8\text{-}88)$$

Trong đó:

e là tỷ số giữa hình chiếu nằm ngang mặt hướng rìa khuất của dạng đáy và tổng diện tích đáy. Công thức (8-88) không chính xác bằng công thức (8-87)

Engelund và Hansen (1967) nêu quan hệ của thông số Shield như sau:

$$\theta = (hI/D)(\rho/(\rho_s - \rho)) \qquad (8\text{-}89)$$

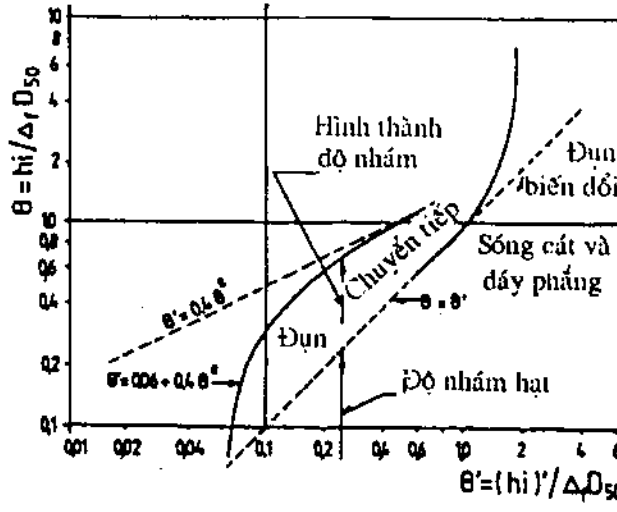
Và ứng suất cắt không thứ nguyên Shield do độ nhám ngoài là:

$$\theta' = ((hI)'/D)(\rho/(\rho_s - \rho)) \qquad (8\text{-}90)$$

Độ sâu h' được tính theo công thức sau:

$$U/gh'I = 9{,}45(h'/k_s)^{1/8} \qquad (8\text{-}91)$$

Trong đó, $k_s = 2{,}5D_{50}$



Hình 8-22 Biểu đồ sức kháng (theo Engelund và Hansen, 1967)

Một quan hệ $\theta = f(\theta')$ được biểu thị trên hình 8-22. Tại chế độ dòng chảy thấp hơn sẽ có:

$$\theta' = 0{,}06 + 0{,}4\theta^2 \qquad (8\text{-}92)$$

Tại chế độ dòng chảy cao hơn có:

$$\theta' = 0{,}4\theta^2 \qquad (8\text{-}93)$$

Engelund (1977) đưa ra cách tính yếu tố ma sát dựa trên cơ sở thí nghiệm mô hình lòng động. Độ ma sát ngoài bằng:

$$f' = 8g/C^2 \quad (8\text{-}94)$$

$$C = 18 \log(11 R'_h/k_s) \quad (8\text{-}95)$$

$$R'_h = (1/226)(U^{1,6}k_s^{0,2}/I^{0,8}) \quad (8\text{-}96)$$

Trong đó:

R'_h - bán kính thuỷ lực của cùng lòng dẫn đáy phẳng mang cùng lượng nước ở đáy có đụn cát. $R'_h \leq R_h$;

k_s - độ nhám thuỷ lực. $k_s = 2D_{65}$

Yếu tố ma sát hình dạng có thể xác định theo :

$$f'' = 10 (\Delta_f^2/h\lambda) \exp(-2,5\Delta_f/h) \quad (8\text{-}97)$$

Van Rijn (1984) đựa trên cơ sở thí nghiệm và số liệu khảo sát thực địa đã đưa ra quan hệ giữa độ nhám thuỷ lực k_s, D_{90}, Δ_f và Δ_f/λ. Tỷ số chiều rộng-chiều sâu B/h = 5 và độ cao tương đối dạng đáy Δ_f/λ. Độ nhám hạt hiệu quả của đáy phẳng không có vận chuyển bùn cát biến đổi trong khoảng 1 đến $10D_{50}$ với trị số trung bình:

$$k_{s,grain} = 3 D_{90} \quad (8\text{-}98)$$

Độ nhám thuỷ lực dạng đáy có thể xác định theo công thức:

$$k_{s,form} = 1,1 \Delta_f (1 - \exp(-25 \Delta_f/\lambda)) \quad (8\text{-}99)$$

Hệ số Chezy có thể tính bằng:

$$C = 18 \log(12 R_h/k_s) \quad (8\text{-}100)$$

Với những đụn cát dốc, độ nhám thuỷ lực gần xấp xỉ bằng độ cao của đụn. Để tính sức kháng tổng thể đối với dòng chảy của đáy sông phủ các đụn cát (không kể gợn cát), van Rijn đề nghị áp dụng công thức sau:

$$k_s = 3 D_{90} + 1,1 \Delta_f (1 - \exp(-25\Delta_f/\lambda) \quad (8\text{-}101)$$

Trong sông thiên nhiên Δ_f thường có cấp kích thước lớn hơn D_{90} nên độ nhám hạt có thể bỏ qua trong tính toán độ nhám thuỷ lực của một lòng sông có đụn cát. Trong các sông sâu, độ nhám hạt so với độ nhám hình thái cũng không quan trọng bằng.

Haque và Mahmood (1983) đưa ra quan hệ để xác định yếu tố ma sát hình dạng thông qua mô hình thí nghiệm:

$$f'' = 5 (\Delta_f/\lambda)^{3/2}(\Delta_f/h)^{1/6} \quad (8\text{-}102)$$

Với những đụn cát nhỏ (tức $\lambda \leq 2\Delta_r$) yếu tố ma sát hình dạng là hàm số quan trọng của độ dốc Δ_r/λ so với độ nhám chiều cao tương đối của dạng đáy Δ_r/h.

Dựa theo các kết quả nghiên cứu, một số nhận xét sau đây:

- Độ ma sát ngoài giảm đáng kể theo trị số tăng độ dốc đụn cát.

- Với độ dốc Δ_r/λ kích thước hạt có ảnh hưởng rõ rệt về chiều dài phân chia λ_0 khi độ dốc đụn dốc hơn $\lambda_0/\Delta_r = 4,25$. Một Δ_r không đổi cho trước sẽ giảm khi tăng Δ_r/λ, ngụ ý rằng chiều dài hiệu quả mà trên đó các hạt gây ra sức kháng dòng chảy.

- Đường bao tốc độ ở bên trên các đụn cát gồm 2 lớp có thể phân biệt: lớp biên và lớp ngoài. Trong lớp biên đường bao tốc độ bị ảnh hưởng của hình dạng đụn và lệch khỏi đường bao lôgarit ở vùng ngoài.

- Xác định chính xác về yếu tố ma sát hình dạng là phụ thuộc chủ yếu vào cách tính ma sát hạt.

Vetter (1986) nghiên cứu phân bố vận tốc trong lòng hở vận chuyển bùn cát và ông phân tích ảnh hưởng hàm lượng bùn cát lơ lững và hình dạng lòng dẫn đối với phân bố vận tốc. Đường bao vận tốc thẳng đứng được biểu thị theo quy luật lôgarit. Đường bao tốc độ tính toán đem so sánh với phân bố vận tốc đo được trong sông Rhine cũng như ở máng mô hình thí nghiệm.

8-10 Công thức vận chuyển

Lượng bùn cát vận chuyển được sông thiên nhiên mang tải có thể chia thành 3 thành phần:

1. Lượng bùn cát đáy vận chuyển, gồm tất cả kích thước bùn cát > 0,064 mm được dòng nước vận chuyển.

2. Lượng bùn cát di đẩy vận chuyển, gồm các hạt có kích thước < 0,064 mm và chuyển động lơ lững.

3. Lượng phù sa hoà tan vận chuyển, gồm các vật liệu được vận chuyển trong dung dịch.

Những hạt bùn cát đáy có thể chuyển động lăn, trượt hoặc nhảy cóc tại vận tốc nhỏ hơn vận tốc dòng chảy phụ cận. Các hạt bùn cát lơ lững được vận chuyển và bảo trì bởi các tiến trình hỗn hợp chảy rối trong dòng chảy. Lượng bùn cát đáy vận chuyển là đáng quan tâm hơn cả vì ảnh hưởng của chúng đến phát triển điều chỉnh lòng dẫn và công trình chỉnh trị. Tốc độ vận chuyển bùn cát đáy là hàm số hầu như phụ thuộc hoàn toàn vào khả năng vận chuyển của dòng chảy. Các quan hệ về vận chuyển bùn cát là mối liên hệ vận chuyển bùn cát với đặc tính bùn cát và đặc tính dòng chảy. Tuy nhiên có nhiều biến số liên quan (bảng 8-4) độc lập hoặc phụ

thuộc không thể xác định một cách giản đơn nguyên nhân và hậu quả vì tác động qua lại giữa chúng. Sự thiếu chính xác về xác định vận chuyển bùn cát là do:

- Phần lớn các công thức mang tính thực nghiệm nên giá trị của chúng bị hạn chế.

- Khảo sát thực địa để có được số liệu đủ và chính xác là công việc tốn kém và khó khăn, trong khi đưa vào máng mô hình thí nghiệm điều kiện được giản đơn hoá.

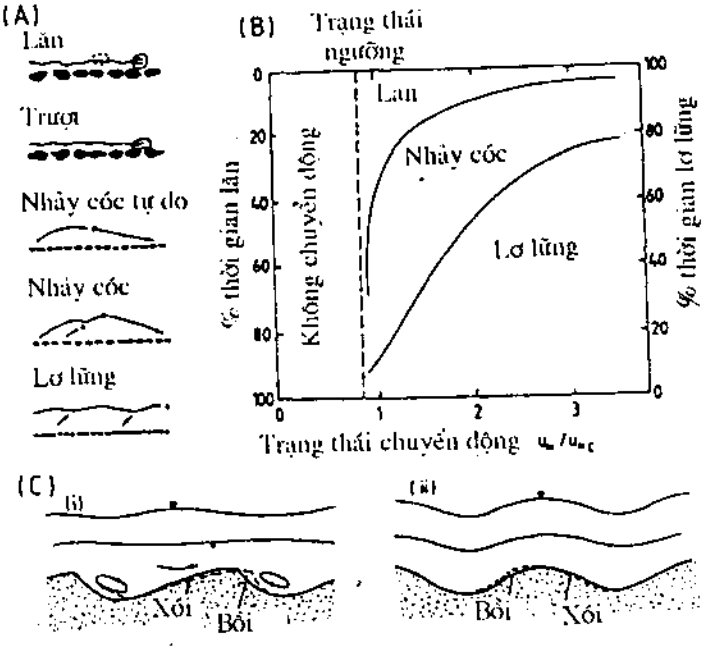
- Trong thiên nhiên điều kiện vận chuyển không đồng nhất (không gian và thời gian) dẫn đến một sự phân tán rõ rệt về số liệu.

Lượng vận chuyển bùn cát di đẩy và phù sa hoà tan có thể không phải xét đến vì khác biệt không đáng kể tỷ trọng nước và bùn cát này.

Những hạt lăn, trượt hoặc nhảy cóc dọc theo đáy cấu thành bùn cát đáy (hình 8-23A). Chuyển động lơ lững được duy trì chống lại trọng lực do chuyển động rối với cường độ và hướng không nhất quán, do đó các hạt không đi theo đường có thể dự đoán. Sự phân chia theo quy ước về bùn cát đáy thành 2 thành phần là một sự lý tưởng hoá. Một trị số riêng biệt của $\tau' > \tau$ tương ứng với sự khởi đầu vận chuyển là không tồn tại trong tự nhiên. Cũng không có các vùng phân chia về biên lượng vận chuyển bùn cát đáy từ khởi động. Năm 1977 Abbott và Francis đưa ra tiêu chuẩn để phân biệt các hình thức vận động của hạt theo trạng thái vận chuyển u_*/u_{*c}. Trong đó $u_* = (\tau_0/\rho)^{1/2}$ là tốc độ cắt của một dòng chảy quan sát và u_{*c} là tốc độ cắt ngưỡng mà tại đó chuyển động bắt đầu. Hình (8-23B) cho thấy là tất cả các dạng vận chuyển bùn cát đáy có thể xuất hiện đồng thời trong một phạm vi rộng của điều kiện dòng chảy, thậm chí còn chiếm ưu thế ở trạng thái cho trước bất kỳ. Nhưng 2 ông không xem xét đến ảnh hưởng về tác động qua lại giữa hạt với hạt mà vấn đề này trở nên quan trọng khi $u_*/u_{*c} > 2$.

Bảng 8-4: Các biến số đối với vận chuyển bùn cát đáy (theo Knighton,1984)

Tính chất dòng chảy	Tính chất chất lỏng	Tính chất bùn cát	Tính chất khác
Lưu lượng (Q) Tốc độ (U) Độ sâu d/ chảy (h) Chiều rộng (B) Độ dốc (I): sức kháng (f)	Độ nhớt động học (v) Tỷ trọng (ρ) Nhiệt độ (T) Hàm lượng bùn cát di đẩy (C)	Tỷ trọng (ρ_s) Kích thước hạt (D) Phân loại (σ) Tốc độ rơi (ω)	Trọng lực (g) Dạng mặt bằng Dạng cắt ngang



Hình 8-23 (A). Các hình thức vận chuyển bùn cát đáy. (B). Phần trăm thời đoạn những hạt riêng lẻ trong dòng nước qua lăn, nhảy cóc và lơ lững là hàm số của trạng thái vận chuyển. (C). Sơ đồ về xói, bồi của một đụn cát.

Chuyển động hạt khi có khi ngừng, đặc biệt lòng sông là cuội sỏi khi dòng chảy ở trạng thái ngay trên ngưỡng xói. Trong lòng sông là cát dạng sóng và đụn cát, các hạt có khuynh hướng chuyển động thành nhóm tạo nên dạng đáy dịch chuyển về hạ lưu (hình 8-23C). Sự phát triển các dạng như vậy là kết quả của vận chuyển bùn cát, tính chất vật liệu đáy, điều kiện và sức kháng dòng chảy ở nơi gần đáy. Mỗi hạt dịch chuyển với các đoạn ngắn rồi nghỉ tạm thời. Chuyển động không đều đặn đã dẫn đến cách ngẫu nhiên hình thành phân bố tần xuất được xác định theo độ dài bước và thời gian nghỉ ở giữa.

Điều kiện dòng chảy để khởi động được biểu thị theo các công thức sau đây:

1. Tiêu chuẩn Bagnold (1966):

$$u_{*c}/\omega = 1 \qquad (8\text{-}103)$$

2. Tiêu chuẩn của Engelund (1965):

$$u_{*c}/\omega = 0{,}25 \qquad (8\text{-}104)$$

3. Tiêu chuẩn của Rijn (1984):

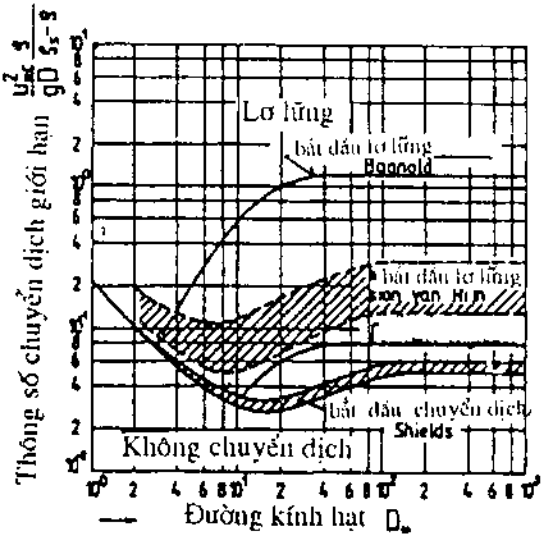
$$u_{*c}/\omega = 4/D_*; \quad \text{với } 1 < D_* \leq 10 \qquad (8\text{-}105)$$

$$u_{*cr}/\omega = 0,4; \quad \text{với } D_* > 10 \qquad (8\text{-}106)$$

Trong đó:

u_{*cr} - vận tốc cắt đáy tới hạn để khởi động;

D_* - đường kính hạt đặc trưng biểu thị theo công thức (8-59). Công thức (8-103) - (8-106) được biểu thị ở hình 8-24.



Hình 8-24 Khởi động và lơ lửng (theo van Rijn, 1984)

Với dòng chảy đều hàm lượng cân bằng của bùn cát lơ lửng theo Jansen (1979), van Rijn (1984) có thể viết dưới dạng:

$$\varepsilon_s(\partial C/\partial z) + (1 - C)\omega C = 0 \qquad (8\text{-}107)$$

Trong đó:

C - thể tích hay khối lượng hàm lượng bùn cát;

ε_s là khuếch tán rối của hạt bùn cát;

ω - tốc độ rơi.

Trong công thức trên vận chuyển bùn cát do chuyển động rối bằng với chuyển động do trọng lực.

Khuếch tán rối ε_s có liên quan đến khuếch tán mô men chất lỏng ε được biểu thị ở dạng sau đây:

$$\varepsilon_s = \beta\phi\varepsilon \qquad (8\text{-}108)$$

Trong đó:

β - hệ số nói về độ khuếch tán khác nhau của một hạt bùn cát và độ khuếch tán một hạt chất lỏng và giả thiết không thay đổi theo chiều sâu dòng chảy;

ϕ là hệ số nói về độ tắt dần rối động chất lỏng hạt bùn cát và phụ thuộc hàm lượng bùn cát. Với hàm lượng nhỏ ($C < C_v < 0,001$) và dùng phân bố hằng parabôn ε_s (công thức 8-108) với $\phi = 1$ (không ảnh hưởng tắt dần), kết hợp với công thức (8-107) có:

$$C/C_a = (a(h - z)/z(h - a))^{Z} \quad \text{với } z/h < 0,5 \qquad (8\text{-}109)$$

$$C/C_a = (a/(h - a))^{Z} \exp(-4Z(z/h - 0,5)) \quad \text{với } z/h \geq 0,5 \qquad (8\text{-}110)$$

Trong đó:

C_a - hàm lượng ở mức $z = a$;

h là độ sâu dòng chảy;

z là toạ độ đứng;

Z - thông số lơ lững được biểu thị ở dạng công thức:

$$Z = \omega/\beta_{ku*} \qquad (8\text{-}111)$$

β và ϕ biểu thị ở các công thức sau:

$$\beta = 1 + 2(\omega/u_*)^2 \quad \text{với } 0,1 < \omega/u_* < 1 \qquad (8\text{-}112)$$

$$\phi = 1 + (C/C_0)^{0,8} - 2(C/C_0)^{0,4} \qquad (8\text{-}113)$$

Trong đó:

$C_0 = 0,65$ là hàm lượng khối lượng lớn nhất bùn cát đáy.

Số lơ lững được biến đổi Z' được xác định theo:

$$Z' = Z + \varphi \qquad (8\text{-}114)$$

Trong đó:

Z là số lơ lững (công thức 8-111);

φ - hệ số hiệu chỉnh gồm thể tích do hạt chiếm, độ giảm tốc độ rơi của hạt và độ tắt dần về rối động. Hệ số này có thể biểu thị dưới dạng:

$$\varphi = 2,5(\omega/u_*)^{0,8}(C_a/C_0)^{0,4} \quad \text{với } 0,01 \leq \omega/u_* \leq 1 \qquad (8\text{-}115)$$

Để tham khảo, được giả định bằng một nửa chiều cao dạng đáy Δ_f, hoặc mức độ nhám tương đương k_s nếu các kích thước dạng đáy chưa biết (hình 8-25). Do đó:

$$a = 0,5\Delta_f, \text{ hoặc } a = k_s \text{ với } a_{min} = 0,01\ h \qquad (8\text{-}116)$$

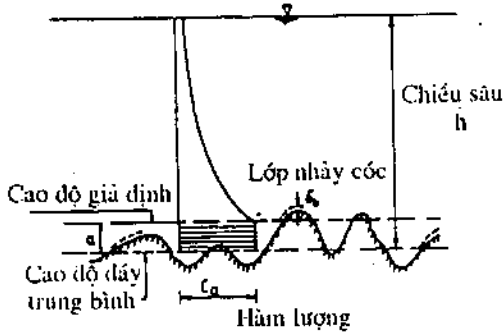
Hàm lượng ảnh hưởng được xác định:

$$C_a = 0,015(D_{50}/a)(T^{1,5}/D_*^{0,3}) \qquad (8\text{-}117)$$

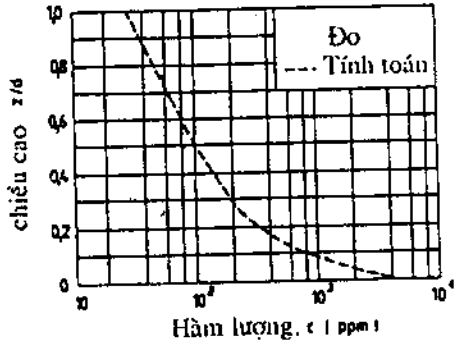
Trong đó:

D_* - thông số hạt đặc trưng (công thức 8-59);

T - thông số trạng thái vận chuyển (công thức 8-58).



Hình 8-25 Sơ đồ xác định hàm lượng (Rijn, 1984)



Hình 8-26 Đường bao hàm lượng sông Mississippi (Rijn, 1984)

Một hàm lượng bùn cát lớn trong chế độ dòng chảy vượt giới hạn (số Fruode lớn hơn 1 một ít) được Khaleel và Sarginson (1986) nghiên cứu bằng thí nghiệm mô hình với 252 lượt thí nghiệm. Dùng lý thuyết phân tích thứ nguyên cổ điển để xác định mối quan hệ giữa hàm lượng bùn cát và 5 thông số không thứ nguyên bình phương số Fr, U^2/gh, số Reynold, Uh/v, tỷ số tốc độ U/ω, tỷ số chiều rộng-chiều sâu B/h, độ nhám tương đối h/D). Hai ông cũng kết luận là có việc giảm đường kính của vật liệu được vận chuyển. Các hạt chuyển động có đường kính nhỏ hơn vật liệu gốc ở đáy. Giảm lớn nhất về đường kính là 44% đường kính vật liệu gốc.

Phân bố hàm lượng bùn cát lớn nhất của cát được Woo et al. (1988) nghiên cứu và kết luận rằng tốc độ rơi của hạt cát giảm theo hàm lượng bùn cát.

Có rất nhiều công thức về vận chuyển bùn cát nhưng chỉ nêu một số công thức dưới đây để tham khảo. Các công thức về tần xuất vận chuyển bùn cát đáy, bùn cát lơ lửng và bùn cát tổng hợp.

Lượng bùn cát lơ lững vận chuyển trên một đơn vị chiều rộng có thể xác định như sau:

$$s_s = \int_a^h CU\,dz \qquad (8\text{-}118)$$

Dùng công thức (8-109), (8-113) và (8-115) để biểu thị đường bao hàm lượng bùn cát và:

$$u/u_* = 1/k\,(\ln(z/z_0)) \qquad (8\text{-}119)$$

để biểu thị đường bao vận tốc, lượng bùn cát lơ lững vận chuyển theo công thức (8-118) viết lại dưới dạng:

$$s_s = (u_*C_a/k)(a/(h-a))^{Z'}\left(\int_a^{0,5h}((d-z)/z)^{Z'}\ln(z/z_0)\right. \qquad (8\text{-}120)$$

$$\left.+\int_{0,5h}^{h}\exp(-4Z(z/h-0,5))\ln(z/z_0)dz\right)$$

Tốc độ vận chuyển bùn cát lơ lững có thể hiểu một cách không chính xác lắm là bằng khoảng 25% được biểu thị theo công thức sau đây ($0,3 \le Z \le 3$ và $0,01 \le a/h \le 0,1$:

$$s_s = FU\,hC_a \qquad (8\text{-}121)$$

$$F = ((a/h)^{Z'} - (a/h)^{1,2})/((1-(a/h))^{Z'}(1,2 - Z'), \qquad (8\text{-}122)$$

Trong đó:

$z_0 = 0,033k_s$ là mức vận tốc zero;

k_s - mức độ nhám tương đương Nikuradse;

U, tốc độ dòng chảy trung bình;

h - độ sâu dòng chảy;

C_a, hàm lượng bùn cát;

Z' là số lơ lững được biến đổi (công thức 8-114).

Rijn (1984) cho rằng công thức (8-117) về hàm lượng có thể áp dụng có hiệu quả để tính vận chuyển bùn cát hạt mịn có đường kính nằm trong khoảng 0,1 - 0,5 mm.

Công thức bùn cát đáy vận chuyển có thể phân theo liệu chúng có tương quan tốc độ vận chuyển bùn cát trên đơn vị chiều rộng s_b hay vượt ứng suất cắt $(\tau_0 - \tau_c)$ hoặc vượt lưu lượng trên một đơn vị chiều rộng $(q - q_c)$:

$$s_b \sim (\tau_0 - \tau_c) \qquad (8\text{-}123)$$

hoặc:

$$s_b \sim (q - q_c) \qquad (8\text{-}124)$$

Nhiều công thức về lượng vận chuyển bùn cát đáy trong những năm gần đây đều ở dạng cơ bản theo công thức Du Boys (1879):

$$s_b = \alpha\tau\,(\tau_0 - \tau_c) \qquad (8\text{-}125)$$

Trong đó:

s_b - tốc độ vận chuyển về khối lượng vật liệu đáy theo một đơn vị thời gian qua một đơn vị chiều rộng mặt cắt ngang (m^2/s);

α - thông số bùn cát;

$\tau_0 = \rho g R_h I$ là ứng suất cắt ở đáy;

τ phụ thuộc trị số của τ_0 mà tại đó hàm cắt $s_b =$ trục 0.

Một số công thức khác dựa trên cơ sở công thức Du Boys được giới thiệu sau đây, trong đó D xem bằng D_{50}:

Shields(1936):

$$s_b = 10\,\theta(\theta - \theta_c)D\,(U/s) \qquad (8\text{-}126)$$

$$\theta = u^2_*/gD\,(s - 1); \qquad s = \rho_s/\rho \qquad (8\text{-}127)$$

Meyer- Peter và Muller (1948):

$$s_b = 8(\theta - \theta_c)^{1,5}\,D(gD(s - 1))^{0,5} \qquad (8\text{-}128)$$

Bagnold (1956):

$$s_b = \beta\theta^{0,5}(\theta - \theta_c)D(gD(s - 1))^{0,5} \qquad (8\text{-}129)$$

β là hệ số Bagnold.

Yalin (1977):

$$s_b = G\theta^{0,5}\,(\theta - \theta_c)D(gD(s - 1))^{0,5} \qquad (8\text{-}130)$$

$$G = (0,635/\theta_c)(1 - (\ln(1 + as^*)/as^*)) \qquad (8\text{-}131)$$

$$as^* = (2,45/s^{0,4})\theta_c^{0,5}(\theta/\theta_c - 1) \qquad (8\text{-}132)$$

Smart (1984):

$$s_b = 4,2(\theta - \theta_c)DUI^{0,5} \qquad (8\text{-}133)$$

Trong đó:

I là độ dốc đáy khi dòng chảy đều (gradient năng lượng).

van Rijn (1984):

$$s_b = 0,053(T^{2,1}/D_*^{0,3})D(gD(s - 1))^{0,5} \qquad (8\text{-}134)$$

Trong đó:

T - thông số tình trạng vận chuyển (công thức 8-58);

D_* - thông số hạt đặc trưng (công thức 8-59).

Low (1989):

$$s_b = 40((u^2_*/gD(s - 1))^3\,\omega D \qquad (8\text{-}135)$$

Einstein (1942):

$$0{,}465(s_b/\omega D) = \exp(-0{,}391/\theta) \quad (8\text{-}136)$$

Trong đó:

$D = D_{35}$ và ω là tốc độ rơi:

$$\omega = (gD(s - 1))^{0,5}F \quad (8\text{-}137)$$

và:

$$F = ((2/3 + 36v^2/gD^3(s - 1))^{0,5} - ((36v^2/gD^3(s - 1))^{0,5} \quad (8\text{-}138)$$

Einstein - Brown (1950):

$$s_b = 40((u^2_* /gD(s - 1))^3 D\omega \quad (8\text{-}139)$$

Công thức về khả năng vận chuyển bùn cát cân bằng được sử dụng rộng rãi trong mô hình toán được viết dưới dạng:

$$s_b = aU^b \quad (8\text{-}140)$$

Có s_b và U trong điều kiện cân bằng được dùng để xác định các trị số a và b theo phương pháp tiêu chuẩn về tuyến tính. Giả định a và b là không đổi. Theo de Vries (1987) số mũ b có thể biểu thị dưới dạng:

$$b = 3/(1 - \theta_c/\theta) \quad (8\text{-}141)$$

Trường hợp trạng thái giới hạn ($\theta \approx \theta_c$) trị số b tiến tới ∞ và với vận chuyển bùn cát lớn ($\theta > \theta_c$) thì b tiến tới 3. Nên $3 < b < \infty$. Tuy nhiên, số liệu khảo sát hiện trường và thí nghiệm trong máng cho thấy là $3 < b < 10$. Dựa cơ sở thí nghiệm mô hình với đụn cát ở đáy, Bell và Sutherland (1983) đưa ra công thức:

$$s_b = 2{,}63U^{8,0} \quad (8\text{-}142)$$

Thực ra trong sông thiên nhiên trị số của b nhỏ hơn. Ví dụ phần trung và hạ lưu sông Warta b = 4.

Tại tốc độ vận chuyển thấp phần lớn các hạt bùn cát chuyển động gần với đáy và lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp có thể xác định theo công thức vận chuyển bùn cát đáy. Tại các trường hợp khác, lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp s_t có thể tìm thấy bằng một trong 2 cách: tính riêng theo 2 thành phần (Rijn, 1984):

$$s_t = s_b + s_s \quad (8\text{-}143)$$

hoặc trực tiếp từ quan hệ lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp mà trong đó làm rõ được giữa bùn cát đáy s_b và bùn cát lơ lửng s_s (Pacheco-Ceballos, 1989).

Vận chuyển bùn cát đáy tổng hợp có thể được xác định theo một trong các công thức sau đây:

Van Rijn (1984): vận chuyển bùn cát đáy s_b và vận chyển bùn cát lơ lửng s_s được tính riêng lẻ:

$$s_b/Uh = 0,005((U - U_c)/(gD_{50}(s - 1))^{0,5})^{2,5}(D_{50}/h)^{1,2} \quad (8\text{-}144)$$

$$s_s/Uh = 0,012((U - U_c)/(gD_{50}(s - 1))^{0,5})^{2,4}(D_{50}/h)(D_*)^{-0,6} \quad (8\text{-}145)$$

Tốc độ dòng chảy trung bình giới hạn có thể xác định theo:

$$U_c = 0,19(D_{50})^{0,1}\log(12R_b/3D_{90}); \quad \text{với } 0,1 \le D_{50} \le 0,5 \text{ mm} \quad (8\text{-}146)$$

$$U_c = 8,5(D_{50})^{0,6}\log(12R_b/3D_{90}); \quad \text{với } 0,5 \le D_{50} \le 2,0 \text{ mm} \quad (8\text{-}147)$$

Trong đó:

s_b là dung lượng vận chuyển bùn cát đáy trên một đơn vị chiều rộng theo một đơn vị thời gian (m^2/s);

s_s - dung lượng vận chuyển bùn cát lơ lững trên một đơn vị chiều rộng theo một đơn vị thời gian;

U_c - vận tốc dòng chảy trung bình giới hạn được tính theo tiêu chuẩn của Shield;

D_{50} và D_{90} là đường kính hạt vật liệu đáy (m);

h - độ sâu dòng chảy (m);

U - vận tốc dòng chảy trung bình (m/s);

R_b -bán kính thuỷ lực liên quan đến đáy (m);

D_* - đường kính hạt đặc trưng được biểu thị theo công thức (8-59)

Engeland-Hansen (1967):

$$s_b = 0,084((\mu hI/D_{50}(s - 1))^{5/2}D_{50}((gD_{50}(s - 1))^{1/2} \quad (8\text{-}148)$$

Trong đó, $\mu = (C^2/g)^{2/5}$ là hệ số sóng cát.

Yang (1973) về công thức vận chuyển cát theo tiêu chuẩn khởi động (đường kính hạt trung bình $0,062 \le D_{50} \le 2$ mm):

$$\log C_{ts} = 5,435 - 0,286\log(\omega D_{50}/v) - 0.457\log(u_*/\omega) + (1,799 - 0,409\log(\omega D_{50}/v) - 0,314\log(u_*/\omega))\log(UI/\omega - U_cI/\omega) \quad (8\text{-}149a)$$

Yang (1979), công thức vận chuyển cát không theo tiêu chuẩn khởi động với hàm lượng cao hơn 100 ppm (tính theo trọng lượng) là:

$$\log C_{ts} = 5,165 - 0,153\log(\omega D_{50}/v) - 0,297\log(u_*/\omega) + (1,780 - 0,2360\log(\omega D_{50}/v) - 0,2480\log(u_*/\omega))\log(UI/\omega) \quad (8\text{-}149b)$$

Yang (1984), công thức vận chuyển cuội sỏi:

$$\log C_{tg} = 6,681 - 0,633\log(\omega D_{50}/v) - 4,816\log(u_*/\omega) + (2,784 - 0,305\log(\omega D_{50}/v) - 0,282\log(u_*/\omega))\log(UI/\omega - U_cI/\omega) \quad (8\text{-}150)$$

Tốc độ dòng chảy trung bình giới hạn không thứ nguyên ở trong công thức (8-149a) và (8-150) có thể xác định theo:

$$u_c/\omega = 2,5/(\log(u_*D_{50}/v) - 0,206) + 02,66; \text{ với } 1.2 < (u_*D_{50}/v) < 70 \quad (8\text{-}151a)$$

và,

$$u_c/\omega = 2{,}25;\ 70 \le (u_*D_{50}/v) \qquad (8\text{-}151b)$$

Tong đó:

C_{ts} - hàm lượng cát đáy tổng hợp (phần triệu theo trọng lượng);

U - vận tốc dòng chảy trung bình;

I - độ dốc năng lượng hay độ dốc mặt nước;

D_{50} - đường kính hạt trung bình;

$u_* = (ghI)^{1/2}$ là vận tốc cắt;

h - độ sâu dòng chảy;

ω - tốc độ rơi trung bình của hạt;

UI- năng lực dòng chảy đơn vị;

UI/ω, U_cI/ω là năng lực dòng chảy đơn vị không thứ nguyên và năng lực dòng chảy tới hạn không thứ nguyên lúc khởi động.

Công thức (8-149a) được áp dụng về vận chuyển cát và công thức (8-150) áp dụng cho vận chuyển cuội sỏi với đường kính hạt bình quân 2 đến 10 mm. Mối quan hệ giữa hàm lượng bùn cát và năng lực dòng chảy đơn vị không chịu ảnh hưởng của về biến đổi dạng đáy, độ nhám tương đối, số Froude và kiểu lòng dẫn. Một thực tế là hàm lượng bùn cát có quan hệ với năng lực dòng chảy đơn vị có thể được làm rõ bằng các lý thuyết đã được xác minh về cơ chế chất lỏng và về rối động. So sánh các kết quả đo và tính toán, Yang (1988) cho rằng nói chung, các công thức về năng lực dòng chảy thường chính xác hơn.

Pacheco-Ceballos (1989) đưa ra một hệ các công thức để tính lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp:

$$S_t = C_tQ \qquad (8\text{-}152)$$

Trong đó hàm lượng bùn cát bình quân được biểu thị bằng:

$$C_t = KUI / ((k^{//}U \tan\phi + (1 - K^{//})\omega) \qquad (8\text{-}153)$$

$K^{//} = s_b/s_t$ là tỷ số giữa lượng vận chuyển bùn cát đáy và lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp:

$$K^{//} = (a /((C/C_a)(h - a) + a)))((\log(15a/D)/\log(12h/D)) \qquad (8\text{-}154)$$

và,

$$K = (\rho_m /(s - 1)ghb_f)((aU_b/U) + ea_s) \qquad (8\text{-}155)$$

$$C/C_a = \int_E^1((1 - y)/y)^z(E/(1 - E))^z\, dy \qquad (8\text{-}156)$$

$$E = a/h; Z = \omega/\beta ku_* \quad (8\text{-}157)$$

$$\beta = 1 + 2(\omega/U)^2 \qquad \text{với } 0{,}1 < \omega/U < 0{,}7 \quad (8\text{-}158a)$$

$$ea_s = (1 - K^{//})/K^{//}(\omega/U)((U_b/U) - K^{//})/K^{//}(a/\tan\phi) \quad (8\text{-}158b)$$

$$U_b = U\,(\log(15a/D))/(\log(15h/D)) \qquad \text{với } a \geq 2D \quad (8\text{-}158c)$$

Đường bao hàm lượng bùn cát được nêu ở hình 8-29. Trong các công thức (8-152) đến (8-158) các ký hiệu dùng như sau:

U - vận tốc dòng chảy (m/s);

I - độ dốc;

ϕ - góc nghỉ;

ρ_m - tỷ trọng hỗn hợp nước và bùn cát (kg/m^3);

ρ - tỷ trọng nước;

$s = \rho_s/\rho$ tỷ trọng tương đối của hạt;

b_f - hệ số hình dạng của dạng đáy;

U_b - vận tốc đáy (m/s);

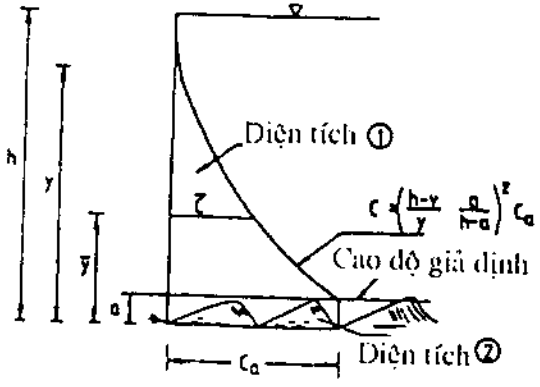
e là hệ số không thứ nguyên.

a_s là độ dày lý thuyết lớp lơ lửng;

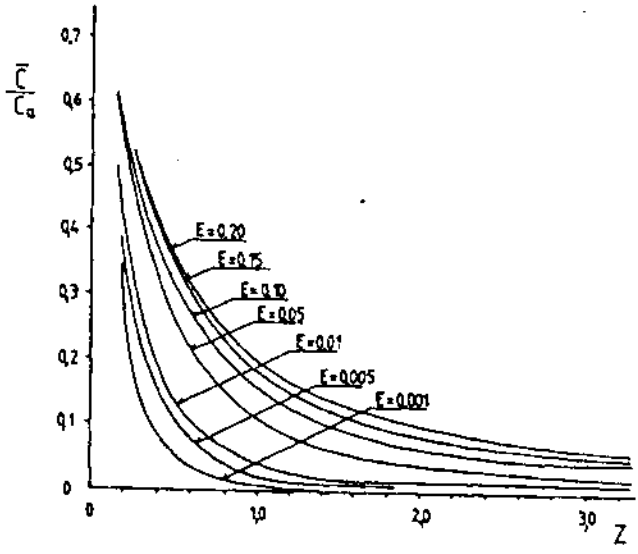
ω - tốc độ rơi của hạt (m/s);

$u_* = (ghI)^{1/2}$ là vận tốc cắt ở đáy (m/s);

k là hằng số Karman.



Hình 8-27 Đường bao hàm lượng bùn cát (Pacheco-Cebollos,1989)



Hình 8-28 Các giá trị Z với C/C_a (Pacheco-Ceballos,1989).

Tỷ số hàm lượng trung bình của bùn cát lơ lững C đối hàm lượng bùn cát trung bình tại mức C_a với thông số lượng vận chuyển bùn cát lơ lững Z có các giá trị E = a/h khác nhau được nêu trong hình 8-28.

Khi $K^{//} = 1$, công thức (8-150) trở thành công thức vận chuyển bùn cát đáy viết dưới dạng:

$$S_b = Q\,(KI/\tan\phi) \qquad (8\text{-}159)$$

Khi $K^{//} = 0$, tức là khi bùn cát đáy không chuyển động, công thức (8-150) trở thành công thức vận chuyển bùn cát lơ lững:

$$S_b = Q\,(KUI/\omega)(s - 1) \qquad (8\text{-}160)$$

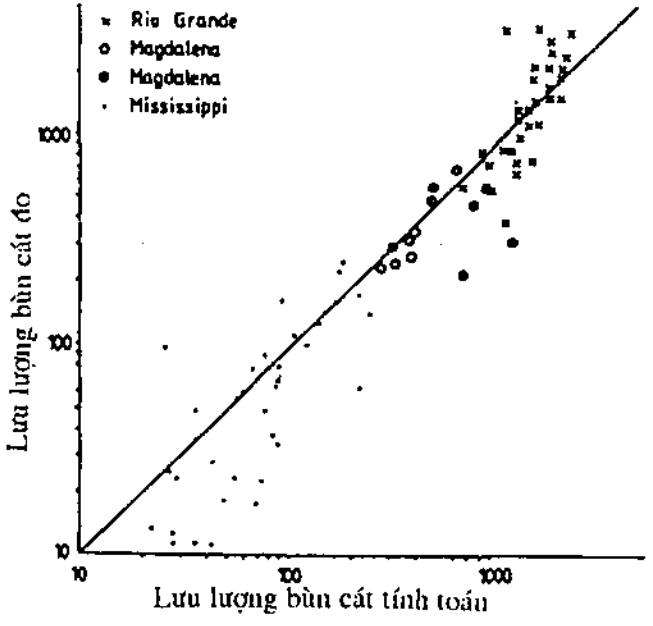
Từ đo và kết quả tính theo công thức (8-49) về vận chuyển bùn cát tổng hợp được nêu trong hình 8-29.

Từ hình 8-29 cho thấy kết quả tính toán tương đối phù hợp với kết quả đo đạc ở sông thiên nhiên.

Dựa trên các các quả nghiên cứu của van Rijn (1984), Lewis - Hwang (1986), Bechteler - Vetter (1989), Milhous (1989) Low (1989) và Raphelt (1990) các kết luận rút ra được nêu như sau:

1. Chỉ có đầy đủ các chuỗi số liệu mới có thể làm cơ sở để so sánh giữa vận chuyển bùn cát tính toán và tốc độ vận chuyển bùn cát thu được từ đo đạc trong sông. Các chuỗi số liệu này phải được đo đồng thời trong cùng một mặt cắt ngang gồm:

- Phân bố vận tốc dòng chảy hướng thẳng đứng.
- Hàm lượng bùn cát lơ lững.
- Lượng vận chuyển bùn cát đáy.
- Các thông số thuỷ lực
- Một số số liệu về vật liệu đáy như kích thước hạt D_{50}, D_{60} và D_{90}.



Hình 8-29 So sánh giữa lưu lượng bùn cát đo và tính (pacheco-Cebollos, 1989)

2. Van Rijn dựa vào 226 số liệu của các sông ở Mỹ và tính lượng vận chuyển bùn cát tổng hợp theo công thức (8-144) và (8-145) thu kết quả tốt hơn so với các phương pháp của Engeland-Hansen và Ackers-White. Nhưng nghiên cứu so sánh về15 công thức vận chuyển bùn cát đưa đến một kết luận công thức của Karim và Kennedy (1983) về vận chuyển bùn cát tổng hợp là được đề nghị sử dụng rộng rãi. Low (1989) đựa vào kết quả thí nghiệm vận chuyển nước đối với các hạt bùn cát nhân tạo trọng lượng riêng nhẹ $1,0 < s < 2,5$ cho rằng công thức của Einstein-Brown và công thức của Smart có thể biến đổi thành như sau:

$$s_b = (6,42/(s-1)^{0,5})(\theta - \theta_c)DUI^{0,6} \qquad (8\text{-}161)$$

và công thức này sử dụng rất hiệu quả để tính tốc độ vận chuyển bùn cát. Công thức của Meyer-Peter và Muller, Shields thiên hướng lớn trong khi công thức của Bagnold, Yalin và Smart thiên nhỏ (với bùn cát nhẹ). Theo Lewis, Hwang (1986)

cho rằng các công thức của Acker-White, Meyer -Peter và Muller và công thức Einstein và Toffaleti đã sửa đổi có thể sử dụng để tính lưu lượng bùn cát khi không có hiện diện của cát hạt mịn ở trong lòng dẫn. Lewis, Hwang (1986) đề nghị dùng công thức của Toffaleti đã sửa đổi như sau:

$$s_{tm} = 10^{(\log(S_{tt})+\alpha)} \qquad (8\text{-}162)$$

Trong đó:

s_{tm} - lưu lượng bùn cát được tính theo công thức Toffaleti đã sửa đổi;

s_{tt} là lưu lượng bùn cát tính theo công thức Toffaleti;

α - hệ số hiệu chỉnh (α = 0,35).

3. Yang (1988) và Raphelt (1990) cho rằng không có quan hệ bùn cát nếu không xét đến lưu lượng bùn cát một cách đầy đủ đối với tất cả các loại bùn cát từ hạt cát rất mịn đến sỏi cuội. Raphelt gợi ý tiêu chuẩn như sau:

- Lòng cuội sỏi (vật liệu đáy thô hơn 2 mm):

  Yang (2 mm < D < 10 mm),

  Meyer-Peter và Muller (D_{50} > 5 mm),

- Đối với sông lớn (chiều rộng lòng > 800 ft, tức là khoảng 244 m, chiều sâu > 25 ft, tức khoảng 7,6 m):

  Toffaleti,

  Laursen (Copeland),

  Lausen (Madde),

- Sông nhỏ:

  Lausen (Copeland),

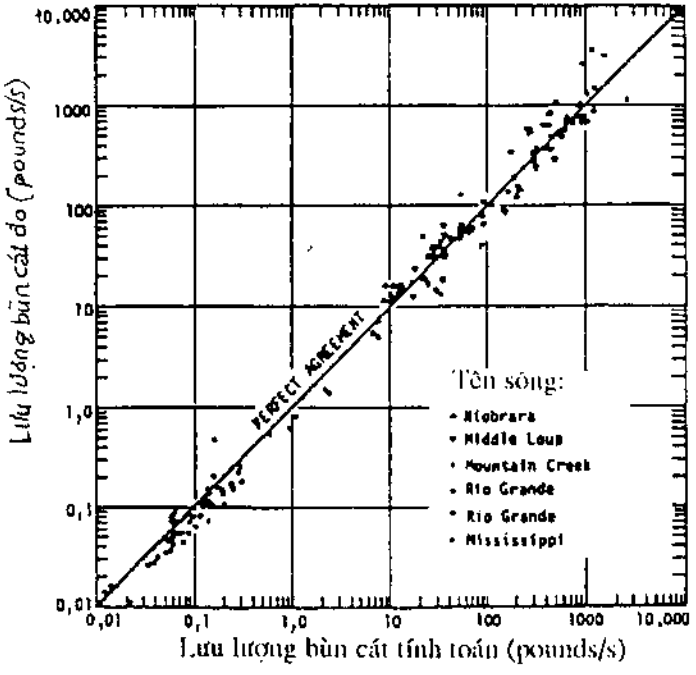
  Ackers và White,

  Colby.

4. Alonso (1980) đã kiểm tra 8 công thức vận chuyển bùn cát, so sánh số liệu ở 40 lượt đo ở thực địa và 225 thí nghiệm trong máng đã nhận xét là công thức của Yang (8-149a) phù hợp với tất cả các số liệu. Còn các công thức của Acker và White, Engelund và Hansen, Lausen cũng tương đối phù hợp và có độ sai số tương đối lớn. Trong các công thức kiểm nghiệm chỉ có công thức của Yang có thể tính khả năng vận chuyển cát trong tất cả các điều kiện dòng chảy trong lòng dẫn, nói chung thường không có cỏ cây. Yang (1982, 1991) từ 1247 lượt đo ở sông thiên nhiên và máng trong phòng thí nghiệm đem so sánh với kết quả tính toán theo công thức của mình đã vẽ đường quan hệ nêu ở hình 8-30. Thông qua hình trên cho thấy độ chính xác của công thức (8-149a). Uỷ ban điều hành ASCE, 1982 đã cho so sánh số liệu thu thập từ một số con sông thiên nhiên và tính toán bằng các công thức lưu lượng bùn cát nêu ở hình 8-31 và 8-32 cho thấy trừ công thức của Yang (8-149a) còn các công thức khác có nhiều sai lệch giữa đo và tính toán.

5. Một kết luận rất quan trọng của Bechteler và Vetter (1989) như sau: " ...thiếu đáp số đầy đủ và tin cậy là từ khảo sát đo sông, được nhắc đi nhắc lại nhiều lần, là một vấn đề tồn tại lớn nhất trong nghiên cứu bùn cát. Đo đạc được tiến hành theo các kỹ thuật và thiết bị khác nhau trên thế giới. Thường người ta phải làm cho đủ các những trị số được đánh giá hoặc được tính theo các thông số không đo đạc..."

Sự chính xác của các công thức vận chuyển bùn cát là rất khó kiểm nghiệm vì việc đo đạc ở hiện trường về lưu lượng bùn cát thường thiếu. Sự khác biệt khá lớn về kết quả tính giữa các công thức và sai lệch nhiều giữa tính toán và khảo sát về vận chuyển bùn cát dẫn đến thiếu chính xác các quan niệm về vận chuyển bùn cát.



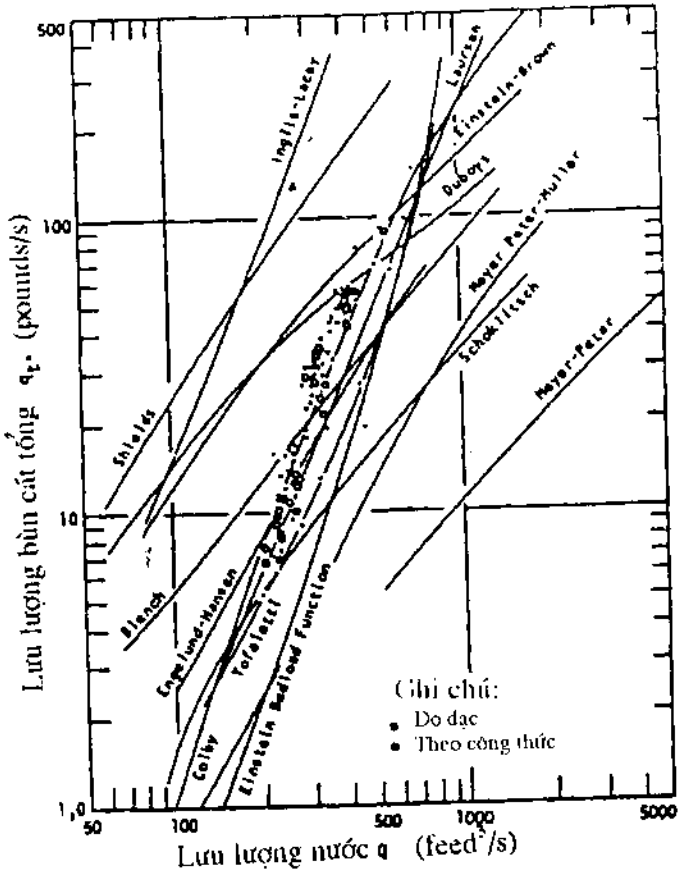
Hình 8-30 So sánh giữa kết quả tính và khảo sát lưu lượng bùn cát đáy tổng hợp ở 6 tram sông (Yang, 1973 và1988)

Tốc độ vận chuyển bùn cát có thể thay đổi nhiều trong và giữa các mặt cắt ngang của một đoạn sông và thay đổi theo thời gian. Thay đổi này có thể không đều đặn hoặc có tính chu kỳ theo các thời gian khác nhau. Tốc độ vận chuyển bùn cát có thể thay đổi theo giờ, ngày và tháng trong thời gian dòng chảy lũ. Tiến trình đó sẽ dẫn đến sự biến đổi có tính tạm thời cao độ đáy sông do xói và bồi. Các quan sát của Andrews trong năm 1979 dọc theo một đoạn sông ngắn (430 m) của sông East Fork thấy có loại mặt cắt điển hình là:

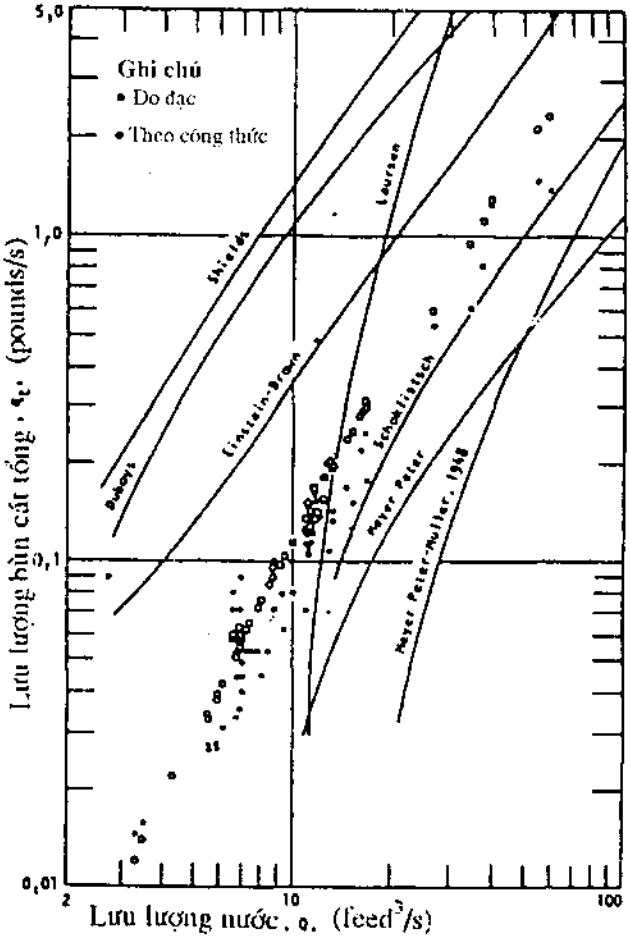
1. Loại mặt cắt 'xói' là mặt cắt bị xói khi lưu lượng Q vượt trên lưu lượng tràn bãi bên Q_b và được bồi khi $Q < Q_b$, lúc tốc độ vận chuyển bùn cát tương đối lớn và tương đối nhỏ tương ứng.

2. Loại mặt cắt 'bồi' là mặt cắt được bồi khi $Q > Q_b$ và bị xói khi $Q < Q_b$ lúc tốc độ vận chuyển bùn cát nhỏ và lớn tương ứng.

Sự liên tục của vận chuyển bùn cát có thể bị biến đổi do các công trình xây dựng trong sông. Hồ chứa giữ lại một lượng lớn bùn cát kết quả là hạ thấp lòng dẫn ở phía hạ lưu đập để điều chỉnh tỷ số lượng vận chuyển bùn cát/ lưu lượng lớn hơn. Cải tạo lòng dẫn như công trình bảo vệ bờ hoặc nắn thẳng sông cong có thể làm thay đổi điều kiện vận chuyển bùn cát. Một quan hệ khăng khít luôn tồn tại giữa hình dạng lòng dẫn và tốc độ vận chuyển bùn cát vào và ra trong một đoạn lòng dẫn.



Hình 8-31 So sánh giữa kết quả tính và khảo sát lưu lượng bùn cát tổng hợp sông Niobrara, Nebraska.



Hình 8-32 So sánh giữa kết quả tính theo các công thức khác nhau và khảo sát lưu lượng bùn cát tổng hợp sông Mountain Creek, South Carolina.

CHƯƠNG IX

ĐÊ

9-1 Điều kiện biên về thuỷ lực

9-1-1 Phân tích rủi ro.

1) Rủi ro khác nhau đối với đê điều.

Nhiệm vụ của một con đê là bảo vệ đất đai, nhà cửa và các cơ sở hạ tầng khác chống lại ngập lụt.. Tuy nhiên tuỳ theo đặc điểm của từng vùng, đê có thể chống lũ với tần xuất xuất hiện cao nhưng cũng có đê chống lũ tần xuất thấp, thậm chí cho lũ chính vụ tràn qua như phần lớn đê các tỉnh miền trung và đồng bằng sông Cửu long. Khi đê không đảm bảo được nhiệm vụ đê bị vỡ thì việc ngập lụt sẽ xảy ra gây nên tổn thất lớn. Mức tổn thất có thể chấp nhận được xác định bằng cách phân tích tối ưu kinh tế giữa kinh phí đầu tư ban đầu và kinh phí duy tu sửa chữa.

2) Mức rủi ro có thể chấp nhận về xã hội đối ngập lụt.

Việc đầu tiên trong thiết kế đê là xác định một tần suất phá hoại của công trình. Nó phải được lựa chọn con lũ nào đối với một vùng là có thể chấp nhận được. Đây không phải vấn đề kỹ thuật thuỷ lợi mà là vấn đề kinh tế và chính trị. Người ta giả định rằng một quan hệ tối ưu có thể xác định giữa kinh phí để xây dựng đê và giá trị mà nó bảo vệ (cao hơn nhiều so với kinh phí đầu tư xây dựng đê khi nó bảo vệ vùng tập trung dân cư có các cơ sở hạ tầng quan trọng). Ngoài ra những vấn đề này không chỉ được tính ra thành tiền mà còn các giá trị khác như bảo trì môi trường tự nhiên, văn hoá v.v... và là một sự hợp nhất của kinh tế và chính trị.

Kinh nghiệm ở các nước có nhiều đê như Hà Lan, Mỹ về nguyên tắc có 2 cách để đối phó với lũ lụt là:

- Bảo vệ một vùng chống ngập lụt bằng đê chính hoặc hệ thống đê bao;
- Chấp nhận ngập lụt nhưng đảm bảo là thiệt hại do ngập lụt là nhỏ nhất.

Lựa chọn giữa 2 cách trên chủ yếu là vấn đề chính trị. Hà lan lựa chọn cách một còn Mỹ phần lớn chọn cách thứ hai.

3) Bảo hiểm lũ lụt và quản lý lũ lụt ở Mỹ.

Tại Mỹ, cơ quan quản lý lúc khẩn cấp liên bang (FEMA) quản lý chương trình bảo hiểm lũ lụt quốc gia (NFIP). Theo chương trình này mọi người bảo hiểm của

cải của mình bằng cách mua bảo hiểm của chính phủ liên bang. Bảo hiểm lũ lụt bao trùm tất cả các loại kinh phí thiệt hại về của cải với một mức lớn nhất nào đó (ví dụ một nhà ở gia đình 2 người, mức lớn nhất là 185 000 đô la).

9-1-2 Xác định trị số thiết kế.

Sau khi đã xác định mức độ rủi ro (tần xuất cho phép phá vỡ) thì có thể tiến hành xác định cường độ của cấu trúc và các tải trọng thiết kế tác động lên công trình. Tuy nhiên việc xác định cường độ thực cấu trúc của công trình đê điều là rất khó khăn mà chỉ có thể nói rằng thiết kế với tải trọng thiết kế cho trước mà theo đó tần xuất gây vỡ đê là thấp nhất.

a) Về mực nước thiết kế, ví dụ Hà Lan sau thiên tai năm 1953 vỡ nhiều đoạn đê biển làm 1365 km^2 đất và 47 000 ngôi nhà bị ngập, 1835 người chết tổng thiệt hại được tính 1 triệu đô la cùng thời giá, chính phủ Hà Lan đã quyết định mức nước thiết kế cho củng cố lại 160 km đê biển là 1/10.000 năm mới gặp lại. Đối với vùng ít dân cư và kinh tế không quan trọng, tần xuất mực nước thiết kế là 1/4 000. Còn đối với đê sông, sau lũ 1975 và 1995 tần xuất mức nước thiết kế là 1/1250 năm. Đối đồng bằng sông Hồng, sau vỡ đệ 1971 làm ngập lụt trên 200.000 ha của 5 tỉnh đồng bằng, ước tính thiệt hại trên 2 triệu đô la Bộ Thuỷ lợi báo cáo chính phủ quyết định mực nước thiết kế 13,30 tại Hà nội, tương ứng tần xuất 1/100 năm đến 1/120 năm để củng cố lại các tuyến đê mà tập trung thực hiện nhiều nhất trong 2 năm 1972 và 1973 là gần 20 triệu m^3 đất đắp.

b) Trị số thực tế: Tần xuất thiết kế được quyết định là phụ thuộc các giá trị hoạt động kinh tế của vùng được bảo vệ, chấp nhận của xã hội về mức lũ lụt và tổng kinh phí chính quyền muốn dành cho công tác chống lại lũ lụt bằng việc đắp đê. Theo kinh nghiệm của các nước phát triển thì đối với vùng sản xuất nông nghiệp cao sản mà ngập lụt không phải nước mặn tần xuất bằng1/10 năm. Nơi đã đầu tư nhiều hơn như có công trình tưới tiêu, tần xuất lấy 1/25 năm. Với ngập lụt là nước mặn, tần xuất sẽ là 1/50 đến 1/100 năm. Những vùng có dân cư nhưng không phải là thành phố, tần xuất 1/50 - 1/100 thường áp dụng nếu ngập lụt gây nên hư hại nhà cửa, công trình hạ tầng khác. Còn nếu chỉ ngập một mức nhất định và thời gian ngắn thì tần xuất thiết kế chỉ 1/10 năm. Vùng nông thôn tập trung dân cư và đất đai sản lượng cao, thị xã tần xuất có thể áp dụng 1/500 năm. Thành phố lớn, vùng công nghiệp tập trung hoặc nơi tập trung cơ sở hạ tầng quan trọng như ga đường sắt, sân bay.v.v., tần xuất có thể chọn 1/1.000 năm.

Các con số nêu trên chỉ có tính chất tham khảo khi dự định thiết kế hay thiết kế sơ bộ. Trong nhiều trường hợp ngoài tần xuất về ngập lụt còn phải kết hợp xem xét đến các rủi ro khác như động đất, công nghiệp hoá chất và nguyên tử.v.v..

Ngày nay theo quan điểm phòng tránh thiên tai, khuynh hướng chung chọn tần xuất thiết kế cho đê là từ 1/10 đến 1/250 năm. Vì cho rằng thời gian trở lại về lũ lụt đo đê bảo vệ là ngắn, và quan trọng hơn với thời gian ngắn này luôn thức tỉnh ý thức cho dân về hiểm hoạ ngập lụt, thông qua đó thiệt hại được giảm thiểu.

Tại Anh một phương pháp được áp dụng để tính thời gian ngập lụt trở lai hay tần xuất bằng cách tính 'đương lượng nhà' (HE). Khi tiềm năng tổn thất về ngập lụt có thể xảy ra, chúng được định giá về rủi ro . Một HE được xác định là kinh phí trung bình năm về chịu thiệt hại do ngập lụt của một ngôi nhà trung bình bị rủi ro ngập lụt. Để so sánh nhà với đất sử dụng cho các mục đích kinh tế khác áp dụng bảng sau đây:

Sử dụng đất	Đơn vị	Đương lượng nhà
Nhà	Số	1,0
Vườn/đất được phân	(-)	0,04
NRP - sản xuất	Diện tích (m^2)	0,030
NRP - phân phối	(-)	0,054
NRP - rỗi	(-)	0,032
NRP - cơ quan	(-)	0,033
NRP - để bán	(-)	0,035
NRP - nông nghiệp	(-)	0,01
Đường C	Số	2,7
Đường B	(-)	6,3
Đường A (không có xe tải)	(-)	15,9
Đường A (có xe tải)	(-)	31,7
Đường xe gắn máy	(-)	63,5
Đường sắt	(-)	63,5
Rừng và cây bụi	Diện tích (100ha, 0,01km^2)	0,02
Đồng cỏ rộng	(-)	1,3
Đồng cỏ tập trung	(-)	3,0
Đất trồng rộng	(-)	6,3
Đất trồng tập trung	(-)	44,1
Công viên	Số	0,6
Sân gôn/ đua ngựa	(-)	0,7
Sân bóng	(-)	0,1
Công viên đặc biệt	(-)	9,2

NRP - tài sản không tại chỗ.

Các diện tích được chia thành từng dải sử dụng đất, mỗi dải có tiêu chuẩn riêng về bảo vệ. Các tiêu chuẩn được nêu trong bảng sau đây là tiêu chuẩn mục tiêu tối thiểu (tần xuất xuất hiện) áp dụng cho đê biển và đê cửa sông.

Dải sử dụng đất	Phạm vi đương lượng nhà	Tiêu chuẩn
A	> 50	200
B	25 - 50	100
C	5 - 25	50
D	1,25 - 5	20
E	0,01 - 1,25	-

Tiêu chuẩn này được nhiều nước áp dụng. Với vùng ven biển tập trung cơ sở công nghiệp hoặc thành phố, tiêu chuẩn này có vẻ thiên nhỏ. Tuy nhiên như dự án nâng cấp đê biển các tỉnh đồng bằng sông Hồng ở nước ta các chuyên gia cho rằng đê biển được thiết kế tần suất khoảng 20 năm.

9-1-3 Trạng thái giới hạn.

1) Thiết kế nhiệm vụ

Thiết kế xác định nhiệm vụ của đê bảo vệ tương ứng với tần xuất quy định Những tuyến đê xác định với tần xuất cao (> 1/100 năm) có đỉnh đê cao hơn mức nước cao nhất đã xẩy ra cộng với độ gia thăng bao gồm sóng leo là loại đê không cho nước tràn qua và được xem như 'đê chống ngập tuyệt đối'. Tuy nhiên có thể cho phép giới hạn nước do sóng có thể tràn qua nhưng không vượt quá 2 lít/ s/m khi trên đỉnh đê là đường giao thông hoặc cỏ phát triển tốt (tiêu chuẩn của Hà Lan). Với các tuyến đê bảo vệ với tần xuất thấp hơn, đặc biệt đê cho phép lũ chính vụ tràn qua như đê các tỉnh miền trung và nam bộ, khi thiết kế phải xác định rõ nhiệm vụ không chống lũ chính vụ, được xem 'đê chống ngập tương đối' để định thiết kế cấu trúc thích hợp.

2) Thiết kế cấu trúc.

Lựa chọn thiết kế cấu trúc phụ thuộc thiết kế nhiệm vụ, điều kiện môi trường tại đỗ, và khả năng kinh tế kỹ thật bao gồm điều kiện thi công, quản lý để dự án có thể trở thành hiện thực. Ví dụ khi thiết kế cấu trúc cho đê miền trung hoặc đê nam bộ phải xác định một cao trình đỉnh đê thích hợp cho từng vùng cụ thể để chống được lũ sớm hay lũ tiểu mãn bảo vệ lúa hè thu chưa thu hoạch nhưng lũ chính vụ có thể tràn qua nhưng không làm đê bị phá hỏng. Muốn thực hiện được mục tiêu trên thiết kế cấu trúc đê về nguyên tắc có thể nối vắn tắt là loại đê thấp, chắc. Thiết kế cấu trúc đê này một số tuyến không phải xét đến yếu tố sóng leo hoặc độ gia

thăng trong thành phần cấu tạo nên cao độ đỉnh đê nhưng phải thiết kế bảo vệ đỉnh và mái đê. Đối công trình đê biển nơi chiều sâu nước trung bình và tác động sóng không lớn, nước dâng do bão thấp cao trình đỉnh đê có trị số trung bình được xác định theo các yếu tố hợp thành gồm mực nước triều, nước dâng và sóng leo . Nhưng thiết kế cấu trúc bảo vệ mái phía biển và bảo vệ chân phải được quan tâm đầy đủ chống được các tải trọng do sóng tác động.

3) Triết lý thiết kế.

Công trình đê sông đê biển là để bảo vệ nhân dân và các giá trị kinh tế, văn hoá.v.v.. chống lại lũ bão. Tuy nhiiên cần phải nhận thức rằng sẽ không có an toàn tuyệt đối hoặc 'chống ngập tuyệt đối'. Điều đó được biểu thị bằng tần xuất phá huỷ (hoặc an toàn) đối với một hệ thống công trình bảo vệ nào đó. Trước hết cần phân biệt các khả năng dẫn đến phá hỏng đê là như sau:

- Dòng chảy tràn qua đỉnh đê.
- Xói lở và sạt trượt mái ngoài.
- Mất ổn định mái trong dẫn đến sạt trượt đê
- Mất ổn định nền đê và hiện tượng xói ngầm (rò rỉ, sủi).
- Mất ổn định toàn bộ đê.

Những hư hỏng trên xảy ra nơi các lực tác động được xem cân bằng với cường độ của cấu trúc (trạng thái giới hạn chủ yếu). Trong quan niệm về trạng thái giới hạn chủ yếu, hàm số mật độ tần xuất về 'đe doạ tiềm tàng' (các tải trọng) và 'sức kháng' (cường độ đê) được xem xét tổ hợp. Loại 'đe doạ tiềm tàng' gồm các biến số cơ bản có thể xác định như điều kiện biên đối với công trình như là tốc độ gió mạnh (hoặc chiều cao và chu kỳ sóng), mực nước v.v... Sức kháng của đê bắt nguồn từ các thông số cơ bản có được qua mô hình ổn định bán thực nghiệm hoặc lý thuyết về các hạt. Quan hệ này được dùng để biểu thị đe doạ tiềm năng do điều kiện biên, được gọi là các hàm truyền (tức biến đổi mực nước, sóng thành các lực tác động đến hạt hay các thành phần cấu trúc khác). Tần xuất xuất hiện của mỗi cơ chế hiện tượng phá huỷ có thể tìm thấy từ kỹ thuật thống kê và toán học. Biên an toàn giữa 'đe doạ tiềm tàng' và 'sức kháng' phải đảm bảo một tần xuất thấp về phá huỷ.

4) Trạng thái giới hạn cơ bản.

a) Trạng thái giới hạn cơ bản về phá huỷ: Trong thiết kế thường quan tâm đến trạng thái giới hạn cơ bản (ULS) của một cơ chế phá huỷ. Trạng thái này biểu thị tình trạng mà trong đó tác động các tải trọng tới hạn S được cân bằng với cường độ R của công trình. Khi trạng thái giới hạn cơ bản vượt cường độ thì công trình sẽ phá huỷ.

b) Trạng thái giới hạn cơ bản về bền vững: Ngoài trạng thái giới hạn cơ bản về phá huỷ có các trạng thái khác tồn tại liên tục về một tải trọng gây nên phá huỷ dần dần sức kháng của công trình và không làm công trình nguy hiểm vì bị phá huỷ ngay. Ví dụ trường hợp này như cơ chế xói hạ thấp dần bờ biển hoặc lún công trình. Việc làm giảm dần sức kháng của công trình có 'hể do các điều kiện tới hạn phá huỷ không thể dự đoán trước. Độ bền vững của công trình thường bị giảm dần trước khi phá huỷ. Ví dụ hiện tượng rò rỉ hoặc sủi dưới nền đê là một tiến trình theo thời gian dài trước khi xẩy ra sập đê. Trạng thái giới hạn bền vững (SLS) được luận giải theo cách như (ULS).

Một vấn đề quan trọng về thực tiễn về (SLS) tức là giảm dần sức kháng của công trình theo thời gian có thể khắc phục theo 2 cách:

1. Tăng sức kháng để đảm bảo đủ cường độ trong thời gian tuổi thọ của công trình.

2. Khống chế việc giảm dần sức kháng bằng thực hiện đầy đủ quy trình kiểm tra, quản lý và tu bổ.

c) Trạng thái giới hạn cơ bản trong khi xây dựng: Theo lẽ thông thường phải chú trọng đến tính chất công trình sau khi mới xây dựng cũng như ngay trong khi xây dựng công trình cũng có thể bị hư hỏng, nhất là hư hỏng có nguyên nhân từ địa chất. Ví dụ khi thi công đắp đê thoát nước đất đắp kém làm tăng áp lực nước nhưng lại giảm áp lực giữa các hạt đất dẫn đến mất ổn định. Hoặc hiện tượng hư hỏng đê mới đắp đối với đê cao trên nền đất yếu.

Khi nói về trạng thái giới hạn cơ bản đối với đê cần phân biệt các cơ chế phá hoại nêu ở hình 9-1 theo các hiện tượng sau:

Tràn là hiện tượng nước tràn qua đỉnh đê làm đê sũng nước, xói mái trong và có thể dẫn đến vỡ đê.

Sạt cung mái trong có thể xẩy ra do đường bão hoà nằm ở vị trí cao trong thân đê khi mực nước cao duy trì trong thời gian dài.

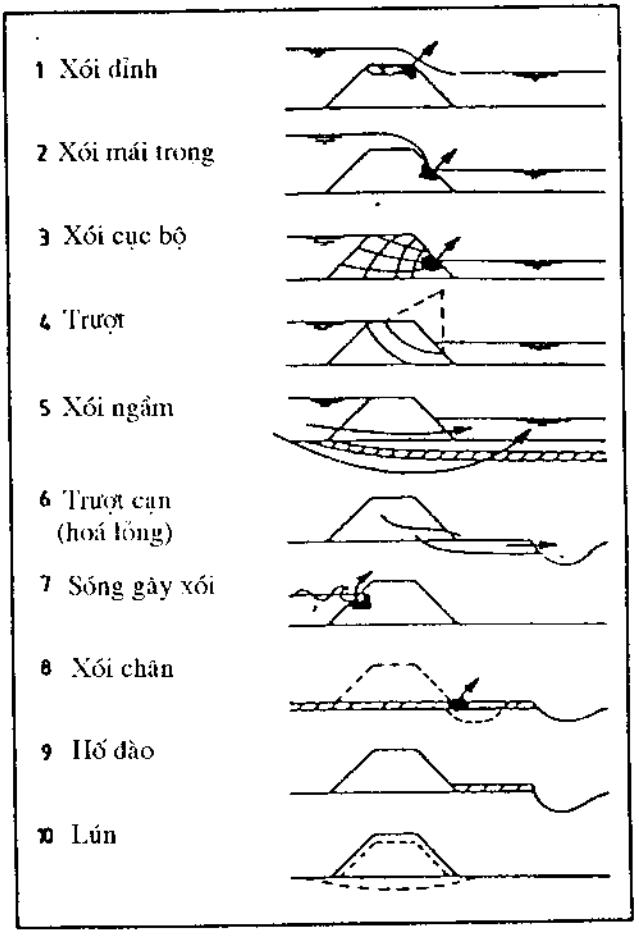
Mất ổn định cục bộ về vật liệu đê trên mái hạ lưu có thể do thấm và mặt bão hoà cao.

Xói mái ngoài có thể do tác động sóng do gió hoặc do tàu thuyền.

Xói bãi có thể do nước thuỷ triều lên xuống và dòng chảy.

Rò, sủi: Sủi là hiện tượng hình thành dần dần ở nền đê, 'đường ống' dòng nước mang theo đất cát ở nền ra ngoài. Rò là hiện tượng tương tự nhưng xẩy ra ở phần thân đê. Rò, sủi sẽ phát triển gia tăng khi tăng mục nước ở '. rớc đê.

Trượt thân đê phía ngoài có thể xẩy ra, thường xuất hiện khi thân đê tiêu thoát nước kém khi mực nước phía ngoài hạ thấp đột ngột.



Hình 9-1 Cơ chế phá huỷ

Sập hoặc hạ thấp đỉnh đê do lún hoặc lớp nền bị biến dạng. Lún cũng có thể do nguyên nhân 'xói trong' vì ôxy hoá lớp than bùn dưới nền đê.

Hoá lỏng có thể xuất hiện nơi hiện diện một lớp túi cát hạt rời và ở một độ sâu nhất định dưới nền đê.

9-1-4 Điều kiện biên (Tải trọng)

1) Giới thiệu.

Điều kiện biên hay tải trọng chính đối với đê là mực nước và sóng thường được gọi là điều kiện biên tự nhiên. Chất lượng đất nền và thân đê rất quan trọng về ổn định địa chất có khi cũng được gọi là một điều kiện biên. Tuy nhiên, chất lượng đất

nền và thân đê nói ở đây là để phân tích các trạng thái giới hạn và có quan hệ nhiều về cường độ hơn là tải trọng.

Mực nước sông được xác định theo lưu lượng. Riêng vùng hạ lưu (đê cửa sông) còn cọng thêm yếu tố mực nước triều. Bảng 9-1 sau đây cho thấy đối các loại đê khác nhau có các điều kiện biên tự nhiên khác nhau

Bảng 9-1: Khác nhau về điều kiện biên của đê

Loại đê	Mực nước	MN khác nhau	Thời gian	dh/dt	Tần xuất	MN khác nhau dọc	C. cao sóng
Đê sông	c.biết	lớn	dài	biến đổi	t.thoảng	lớn	nhỏ
Đê c. sông	c.biết	lớn	ngắn	lớn	t.thoảng	lớn	t.bình
Đê kênh	biết	nhỏ	dài	nhỏ	hay	nhỏ	nhỏ
Đê bao	biết	nhỏ	dài	nhỏ	hay	nhỏ	nhỏ
Đê hồ	biết	thay đổi	dài	nhỏ	hay	nhỏ	t.bình
Đê biển	c.biết	lớn	ngắn	lớn	t.thoảng	lớn	lớn

Theo quan điểm về điều kiện biên tự nhiên thì đê biển là loại phức tạp hơn cả. Các yếu tố ảnh hưởng dao động mực nước đối đê biển là:

- Triều thiên văn.
- Sóng thần (do động đất).
- Dao động.
- Sóng do gió.
- Biến đổi khí tượng.
- Nước dâng.

Điều kiện biên không phải từ tự nhiên như các hoạt động của con người có ảnh hưởng lớn đến điều kiện biên như xây dựng các đập chắn sông, cầu, nạo vét và khai thác lòng sông v.v...

2) Vấn đề nước biển dâng và lún nền.

Như đã đề cập thiết kế mực nước có liên quan đến một tần xuất xuất hiện nào đó. Tuy nhiên, ngày nay do biến đổi khí hậu toàn cầu nên phải xem xét thêm yếu tố nước biển dâng khi thiết kế đê biển (bao gồm đê cửa sông). Vì tuổi thọ đê biển thường được thiết kế hàng chục năm (đê biển Bắc bộ Việt nam khoảng 20 năm) nên nằm trong thời gian chịu tác động của nước biển dâng cao. Theo nghiên cứu của Dự án VA Study thì mức nước biển vùng biển nước ta sẽ dâng cao thêm 1,0 m trong thế kỷ này.

Về lún đất nền ở các lớp bề mặt có thể tính chính xác khi có đủ tài liệu địa chất. Lún có thể do trọng lượng bản thân của đê. Nhưng lún đất nền lớp sâu hơn việc tính toán có nhiều khó khăn và thường được gắn với yếu tố nước biển dâng cao. Nước biển dâng và lún nền được kết hợp xem xét và gọi là 'nước biển dâng tương đối'.

9-2 Điều kiện biên về địa chất

9-2-1 Giới thiệu

Do thiết kế nhiệm vụ, công trình đê sông hay đê biển có thể chống lại tác động tổng hợp như biến đổi mực nước, dòng chảy, sóng và tác động đặc biệt khác (như lực va chạm của tàu thuyền, bằng trôi). Các tác động này, kể cả trọng lượng bản thân công trình được chuyển vào trong đất với cách thức:

- Có thể chấp nhận biến dạng của cấu trúc và,
- Xác xuất mất ổn định thấp.

Việc truyền tác động vào đất (phụ thuộc theo thời gian) bao hàm những biến đổi về ứng suất của đất cả trong phần công trình và lớp đất nền. Do ứng suất gia tăng trong đất có thể làm cho đê có thể biến dạng theo chiều đứng và chiều cao hoặc thậm chí có thể dẫn đến làm mất ổn định công trình. Tính biến dạng không chỉ phụ thuộc tải trọng ngoài mà còn phụ thuộc về hình thể (độ dốc mái), trọng lượng công trình, độ thấm cũng như cường độ chống cắt của cấu trúc và của các lớp nền.

Thực tế làm việc của công trình đê kè biển, phụ thuộc lớn về tác động qua lại giữa công trình kè và đất nền hoặc đê sông, giữa mực nước và đất thân nền đê nên sự hiểu biết đầy đủ về các đặc tính chính về địa chất thân và nền công trình là rất cần thiết.

9-2-2 Địa chất công trình và chức năng công trình ngăn nước.

Chức năng chính của một công trình ngăn nước tương tự như con đê là để bảo vệ đất đai nhà cửa, nhân dân v.v... ở sau đê. Về ổn định của công trình có nghiã cả đê và kè (bao gồm các công trình khác trên đê) phải đảm bảo thoả mãn dưới tác động tải trọng bên ngoài và bên trong ở điều kiện tới hạn. Về yêu cầu kỹ thuật đối với đê, cả hai 'độ cao' và 'ổn định' là rất quan trọng. Đặc biệt đối với đê 'chống ngập triệt để' thì khi thiết kế độ cao đê phải xem xét tính toán đầy đủ về địa chất như độ lún để xác định độ cao gia thăng, nhất là nền đê tồn tại lớp đất yếu như sét và đất bùn than.

9-2-3 Các thông số của đất.

Trong thiết kế đê, các thông số địa chất công trình được biểu thị với các ký hiệu như sau:

D kích thước hạt, đường kính hạt (m).

D_i đường kính hạt, biểu thị về phân bố kích cỡ hạt i% đất (khối lượng) để D < D_i

D, d D là đường kính hạt lớp thô ở trên (của lọc), d đường kính hạt lớp hạt nhỏ hơn ở dưới.

U hệ số đồng dạng (D_{60}/D_{10} trong cùng một lớp, D_{60}/d_{10} tỷ số trong lớp lọc).

γ trọng lượng đơn vị của đất (kN/m^3).

γ_w trọng lượng đơn vị của nước (kN/m^3).

n độ rỗng (%).

n_{max} độ rỗng lớn nhất (trạng thái rời nhất).

n_{min} độ rỗng nhỏ nhất (trạng thái chặt nhất).

$n_{in-situ}$ độ rỗng hiện trường.

e tỷ số rỗng, e = n/(1 - n) (%).

D_r tỷ trọng tương đối (%).

k hệ số thấm (m/s).

q lưu lượng đơn vị vận tốc dòng chảy riêng (m/s).

c độ dính kết (kN/m^2).

ϕ góc nội ma sát (độ).

σ' ứng suất hiệu quả (kN/m^2).

σ ứng suất tổng (kN/m^2).

τ ứng suất cắt (kN/m^2).

τ_f sức kháng cắt (kN/m^2).

u áp lực khe rỗng (kN/m^2).

i gradient áp lực đầu nước (-).

G môđun cắt (kN/m^2).

E môđun đàn hồi dọc (kN/m^2).

K môđun thể tích (kN/m^2).

m_v độ nén (m^2/kN).

c_v hệ số cố kết (m_2/s).

9-2-4 Các nguyên lý cơ học đất cơ bản

1) Nguyên lý ứng suất hiệu quả (ứng suất thực)

Điểm đầu tiên trong cơ học đất là định luật ứng suất hiệu quả của Terzaghi, dựa trên cơ sở rằng đất là vật liệu hạt với khe rỗng giữa các hạt. Khi nước hiện diện sẽ xuất hiện áp lực nước khe rỗng nào đó.

Định luật ứng suất hiệu quả của Terzaghi:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (9\text{-}1)$$

Trong đó:

σ' là ứng suất hiệu quả;

σ - ứng suất tổng hoặc áp lực đất;

u - áp lực khe rỗng hoặc áp lực nước.

Về ứng suất tổng σ thường có quan hệ với trọng lượng tổng (ướt) của đất và tăng theo tải trọng ngoài tại bề mặt (hình 9-2). Điều kiện đất tự nhiên bao gồm các lớp bồi tích nằm ngang và cao độ đất nằm ngang, ứng suất tổng chiều đứng tại một độ sâu tuỳ ý có thể được biểu thị trực tiếp bởi trọng lượng của tất cả các lớp trên.

$$\sigma_v = \sum d_i * \gamma_i \quad (9\text{-}2)$$

Trong đó:

d_i - chiều dày lớp đất có trọng lượng riêng tổng γ_i (bao gồm trọng lượng nước khe rỗng).

Với hình dạng mặt đất khác (như dưới dạng một mái dốc) ứng suất tổng hướng thẳng đứng không dễ xác định và thường được giả định khi xác định.

Tải trọng (trọng lượng đất bên trong cũng như tải trọng ngoài) thường được biểu thị theo các ứng suất tổng. Tuy vậy về cường độ của đất được nêu theo ứng suất hiệu quả. Tương tự, biến dạng đất chỉ ứng suất hiệu quả và biến đổi ứng suất hiệu quả mới là quan trọng. Cả về cường độ và về biến dạng đất có liên quan đến ứng suất hiệu quả. Biến đổi áp lực khe rỗng không ảnh hưởng trực tiếp tính chất vật liệu hạt, nhưng vì biến đổi áp lực khe rỗng thường tương ứng với các thay đổi về ứng suất pháp tuyến hiệu quả nên áp lực khe rỗng cũng ảnh hưởng đến ổn định và tính biến dạng nhưng là ảnh hưởng gián tiếp. Do đó áp lực khe rỗng và ứng suất hiệu quả có mối quan hệ khăng khít. Một điều sáng tỏ là áp lực khe rỗng phát triển đến một mức nào đó có thể làm giảm ứng suất cắt hiệu quả của đất.

2) Sức kháng cắt

Các ứng suất cắt tồn tại giữa các hạt đất (do độ nhám và dính giữa các hạt) là lý do để mái dốc của đê giữ được ổn định.

Có thể biểu thị ứng suất cắt dọc theo một mặt trượt tiềm tàng:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi \quad (9\text{-}3)$$

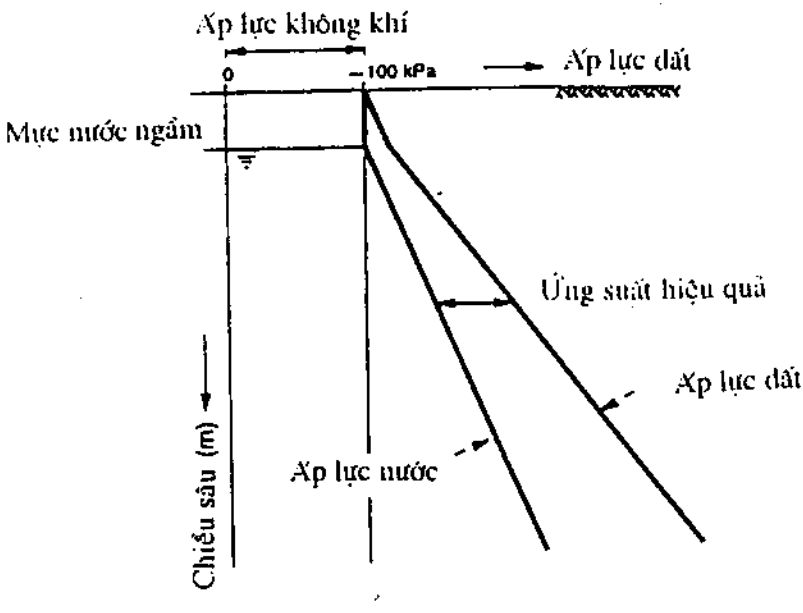
Trong đó,

τ_f - ứng suất cắt;

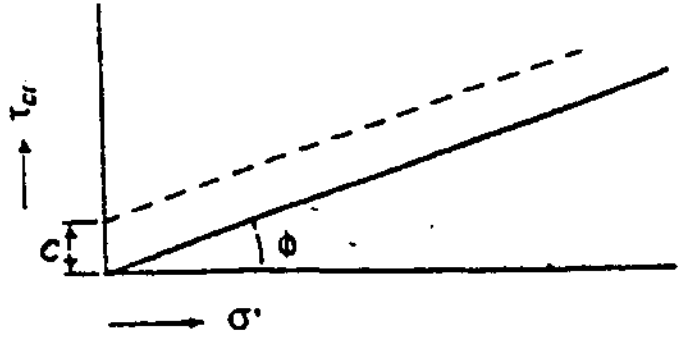
c - lực cố kết;

ϕ - góc nội ma sát;

σ' - ứng suất hiệu quả (ứng suất pháp tuyến) trên mặt trượt (hình 9-3).



Hình 9-2 Trình bày về ứng suất hiệu quả áp lực đất (ứng suất tổng) và áp lực nước khe rỗng



Hình 9-3 Biểu thị ứng suất cắt là hàm số của ứng suất hiệu quả

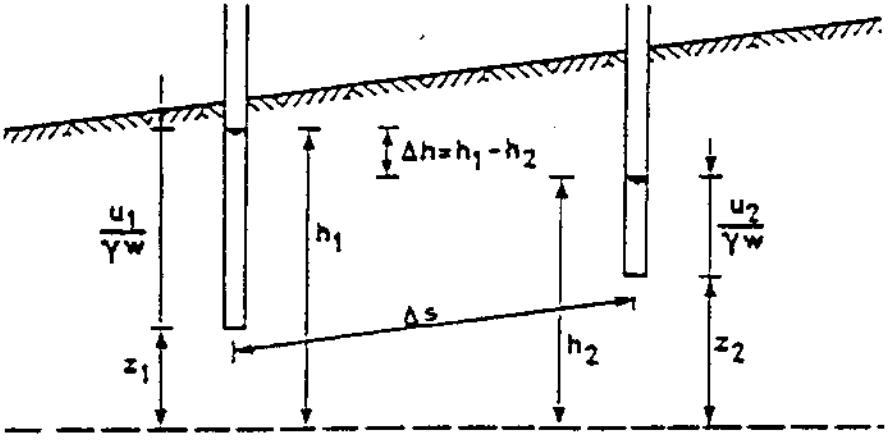
Các thông số ứng suất cắt c và ϕ có thể xác định trong phòng thí nghiệm theo mẫu không bị phá hoại

Từ hình trên cho thấy là ứng suất cắt có quan hệ chặt chẽ với ứng suất hiệu quả σ'. Sự vắng áp lực khe rỗng trong công thức (9-3) có nghĩa là ứng suất cắt không bị ảnh hưởng bởi áp lực khe rỗng. Tuy nhiên (theo công thức 9-1), cho thấy rõ là tại

ứng suất tổng không đổi (giữ nguyên tải trọng ngoài) một sự tăng áp lực khe rỗng sẽ dẫn đến giảm ứng suất pháp tuyến hiệu quả và do đó gián tiếp giảm ứng suất cắt. Với loại đất không kết dính (c = 0, đất cát) có thể ứng suất cắt bằng zero trong trường hợp tới hạn.

3) Về áp lực khe rỗng.

Vì áp lực nước khe rỗng ảnh hưởng cả tải trọng và cường độ của đất nên việc phân tích ổn định mái đê là rất quan trọng để nắm rõ sự biến đổi áp lực khe rỗng bên trong thân đê, kè. Có thể phát sinh áp lực khe rỗng dưới điều kiện có hoặc không có dòng chảy nước ngầm. Dòng chảy ngầm có thể phân thành dòng ngầm tĩnh tại (không thay đổi theo thời gian) và dòng ngầm không tĩnh tại (thay đổi về tốc độ dòng chảy). Dòng ngầm xuất hiện do ảnh hưởng khác nhau về đầu nước giữa 2 phân tố đất cạnh nhau. Ví dụ tại vị trí trước và sau mái đê sông trong thời kỳ nước cao ở trong sông hay khi đầu nước áp lực của nước biển biến đổi đối với đê biển (hình 9-4).



Hình 9-4 Dòng chảy ngầm trong đê

Biến đổi áp lực khe rỗng trong đất có thể trệch với áp lực thuỷ tĩnh theo 3 nguyên nhân khác nhau như sau:

a. Dòng chảy ngầm do chênh đầu nước (hay thế năng) giữa 2 vị trí. Trong trường hợp đối với đê, các điều kiện biên thuỷ lực biến đổi ở phía sông hay phía biển (do thay đổi triều, sóng do gió và tàu thuyền, mực nước sông) còn ở phía trong đồng không thay đổi làm tăng dòng chảy ngầm.

b. Dòng này có thể là dòng tĩnh tại hoặc không tĩnh tại (có liên quan đến độ cố kết của đất) với kết quả là làm giảm dung tích do một lượng gia tăng tải trọng

ngoài không thể xảy ra vì nước khe rỗng đáng phải bị trục xuất ra lại bị trễ do độ thấm nhỏ của đất và do tải trọng ngoài được truyền nhờ áp lực khe rỗng gia tăng tạm thời. Hiện tượng này đặc biệt thường xuất hiện với đất ít thấm như đất sét.

c. Thay đổi dung tích do ứng suất cắt. Vấn đề này có thể quan trọng khi trong đất có bọc cát hạt rời và đất sét nhẹ sẽ có thể dẫn đến áp lực khe rỗng vượt trội làm giảm tức thì ứng suất hiệu quả và ứng suất cắt. Với đất cát rời có thể xuất hiện hiện tượng hoá lỏng trong trường hợp tới hạn.

4) Dòng chảy ngầm và độ thấm.

Như đã đề cập ở trên dòng chảy ngầm là do chênh đầu nước giữa 2 vị trí (hình 9-4). Đầu nước chênh là h, khoảng cách giữa 2 vị trí Δs. Khác nhau về áp lực khe rỗng là $u = (h - z)\gamma_w$

Cường độ dòng chảy ngầm có thể áp dụng định luật Darcy:

$$q = k.i \qquad (9\text{-}4)$$

Trong đó:

q - lưu lượng đơn vị hay tốc độ dòng chảy riêng (m/s)

k - hệ số thấm (m/s);

I - gradient thuỷ lực.

Đối với tốc độ dòng chảy riêng, hệ số thấm k là quan trọng vì các thông số về đất biến đổi rất lớn. Đất sét k trong khoảng 10^{-7} đến 10^{-10} m/s, còn với đất cát k trong khoảng 10^{-3} đến 10^{-5}. Vật liệu hạt như cuội sỏi có độ thấm lớn hơn nhiều nhưng định luật Darcy không còn giá trị để áp dụng.

9-2-5 Cơ chế phá hoại

Theo quan điểm địa chất công trình cơ chế phá hoại nói chung có quan hệ đến các điều kiện trạng thái giới hạn địa chất. Có hai điều kiện trạng thái giới hạn quan trọng trong địa chất công trình đối với đê điều là 'trạng thái giới hạn cơ bản' kết hợp với các cơ chế phá huỷ và 'trạng thái giới hạn bền' liên quan đến biến dạng lớn nhất có thể chấp nhận của đất hoặc thay đổi cao độ mặt đất hay cao độ đê v.v...

Quan hệ về 2 trạng thái này với các cơ chế phá huỷ đê và các công trình chặn nước khác cần phân biệt theo: cơ chế vi mô và cơ chế vĩ mô.

1) Cơ chế vi mô. Hình 9-5 nói về cơ chế vi mô có thể dùng để tham khảo:

- Xói ngầm: một dạng chuyển dịch các hạt đất trong lớp lọc, đất từ lớp nền dịch chuyển lên lớp bên trên có hạt thô hơn.

- Xói trong: một dạng chuyển dịch hạt đất trong lớp lọc, hạt đất mịn hơn của một lớp được đưa ra ngoài qua khe rỗng các hạt thô hơn của cùng một lớp.

- Mất đất ở bên trong do dòng chảy ngầm đưa ra ngoài một mái dốc. Cơ chế này xảy ra ở mái trong của đê khi mực nước ngoài sông cao duy trì thời gian dài làm đường bão hoà trong thân đê dâng cao.

- Rò, sủi: một dạng xói do dòng chảy ngầm mạnh đưa các hạt đất cát ra ngoài qua một đường dẫn tương tự 'đường ống'. Hiện tượng này thường thấy ở nền đê là đất cát và đường ống nằm ngay dưới lớp đất ít thấm ở trên lớp nền cát này, xảy ra khi cường độ dòng chảy ngầm vượt một mức nào đó. Cường độ dòng chảy ngầm này có thể biểu thị bằng tỷ số độ chênh đầu nước tại vị trí vào và ra với khoảng cách giữa các vị trí đó.

Các thông số của đất liên quan đến cơ chế này là đường kính hạt và độ thấm. Điều kiện tải trọng trội là gradient thuỷ lực cục bộ.

Về ổn định vi mô liên quan chính đến thời gian trạng thái tới hạn và điều kiện tải trọng thiết kế. Đặc biệt đối với vật liệu hạt như cát việc vận chuyển phải xảy ra đến một mức đủ lớn nào đó trước khi có thể làm cho đê bị hư hại. Mặc dầu cơ chế vi mô được khởi đầu như một hiện tượng không biết trước và các kỹ sư cần nhận thức hậu quả nguy hiểm của nó sau khi trải qua thời gian dài. Rất nhiều thí dụ để thấy nhiều con đê bị phá huỷ hoàn toàn do hậu quả của rò, sủi như một số đoạn đê sông Hồng năm 1971,1986.

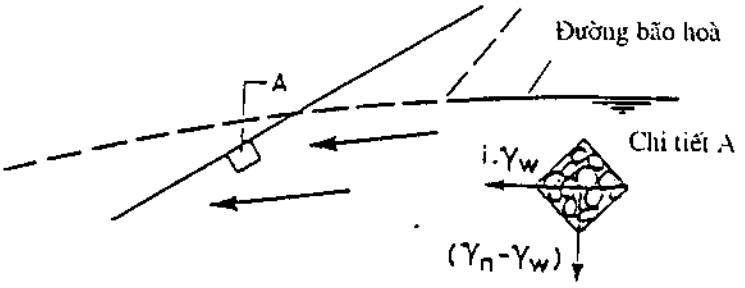
2) Cơ chế vĩ mô. Cơ chế này được minh hoạ trên hình 9-6:

- Mất ổn định mái đê xảy ra khi ứng suất cắt thực dọc theo một mặt phá hoại tiềm tàng đã vượt sức kháng cắt dọc theo mặt đó. Hầu hết các trường hợp được xem xét mặt phá hoại hình cung, trừ trường hợp mặt cắt ngang nơi mặt phá hoại có thể trệch như ở hình 9-6b.

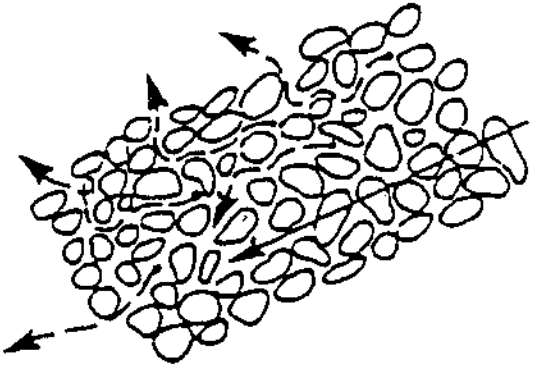
- Mất ổn định cục bộ trong lớp đất nền ở dưới dưới kè lát mái do tác động của lực sóng. Mất ổn định cục bộ này có thể xảy ra tức thời do tác động lớn của một con sóng ngoài dự kiến hoặc tải trọng lặp đi lặp lại của nhiều con sóng lớn. Trong thời gian sóng tác động lặp đi lặp lại như vậy một áp lực khe rỗng vượt trội xuất hiện và lớn dần trong trường hợp nền là cát rời sẽ dẫn đến giảm sức kháng để mất ổn định.

- Nén ép làm mất ổn định mà trong đó một khối đất lớn bị biến dạng và xê dịch theo hướng thẳng đứng do biến dạng ngang lớn ở lớp dưới ở thấp hơn rất yếu. Nén ép lớp đất yếu do tải trọng ngoài.

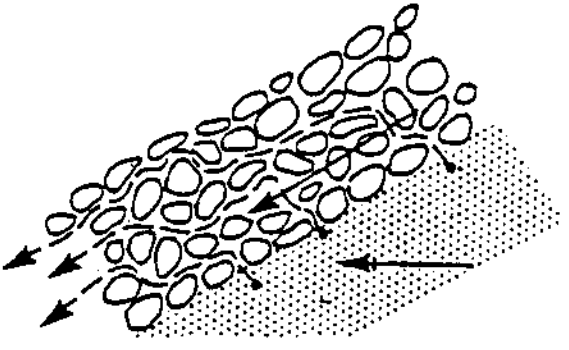
- Trượt chảy hoặc trượt cát do hoá lỏng xảy ra đối với đất cát rời đến rất tơi rời. Cát có thể chảy và dịch chuyển với khối lớn. Gây nên có thể do tải trọng lặp đi lặp lại (do sóng biển hoặc do động đất). Để đánh giá tiềm năng hoá lỏng các thông số cần biết là dung trọng và độ thấm của cát.



a) Mất ổn định vi mô mái ngoài

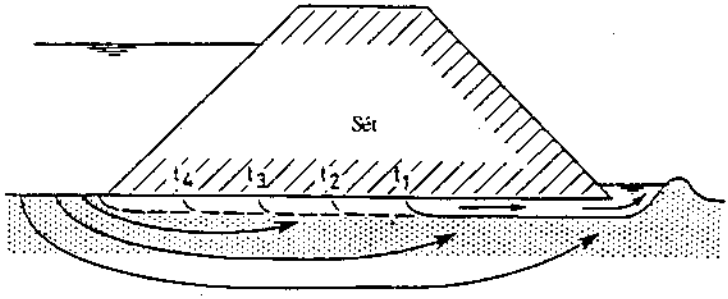


b) Dịch chuyển bên trong lọc



c) Xói ngầm

Hình 9-5 Cơ chế vi mô



d) Sủi

Hình 9-5 (tiếp) Cơ chế vi mô

a) Mất ổn định mái ngoài. b) Chuyển dịch trong lọc. c) Xói ngầm. d) Sủi

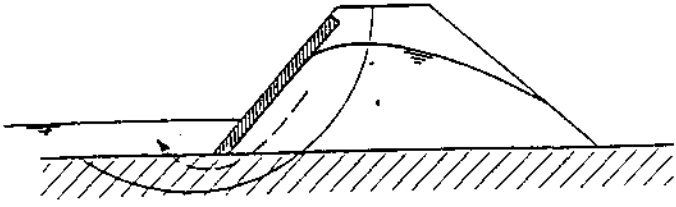
- Lún do ảnh hưởng của cố kết hoặc trườn đất ở dưới. Thực ra vấn đề này ngoài chức năng của đê (ngoài trạng thái giơí hạn bền) hơn là mất ổn định. Phụ thuộc chiều dày các lớp đất yếu ở dưới, độ dốc và các đặc tính trườn đất cũng như độ thấm của các lớp này mà lún có thể tiếp tục trong nhiều năm sau khi đê đã đắp xong. Độ lớn về lún còn phụ thuộc vào độ gia tăng hay tải trọng ngoài tác động.

Cơ chế vĩ mô được đặc trưng bởi sự biến dạng hoặc dịch chuyển tương đối của khối đất lớn một cách từ từ đến đột ngột. Cơ chế này được xem có nguồn gốc giả định đất là liên tục (thay vì các hạt riêng lẻ). Nguyên lý về ứng suất hiệu quả là một thí dụ về giả định này. Gọi các đặc trưng vĩ mô và các thông số phụ thuộc được quy về liên tục tương tự như độ đàn hồi, dính kết và góc nội ma sát.

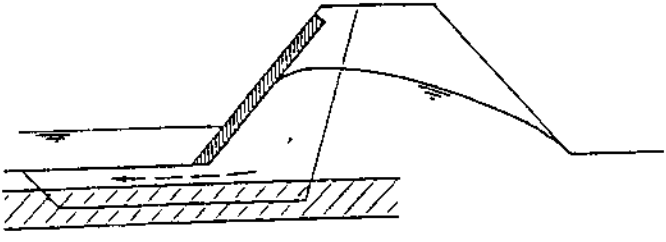
Nơi biến dạng và dịch chuyển lớn (trong thời gia một mái của đê mất ổn định) xảy ra thì có thể nói rằng đã đạt đến trạng thái giới hạn cơ bản hoặc đã vượt. Trường hợp khác, cơ chế chỉ ra rằng như cơ chế biến dạng mà qua đó trạng thái giới hạn bền lớn hơn thiết kế đê. Thực ra không có biên giới chặt chẽ nào giữa hai loại trạng thái giới hạn và cũng không tồn tại trong thực tiễn. Là vì ứng suất cắt lớn và biến dạng lớn đối với hầu hết các loại đất (trừ đất sét yếu và đất bùn than) luôn đi đôi với nhau, nói cách khác cả hai đặc trưng cùng xuất hiện cùng một lúc.

Trừ cơ chế mà áp lực khe rỗng do giảm dung tích của cốt đất nhiều gây nên bởi ứng suất cắt, có nhiều mô hình có thể áp dụng để tính toán dùng trong thiết kế có quan hệ cơ chế vĩ mô. Những mô hình để xác định về ổn định mái đê (phương pháp Bishop và Fellenius) và xác định về lún (phương pháp Terzaghi và Koppean) có thể

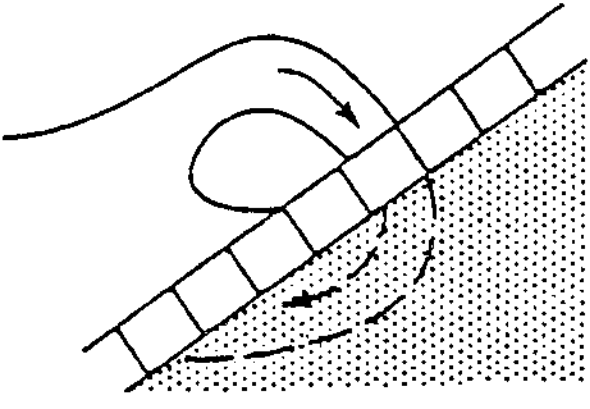
áp dụng để tính toán ổn định đối với mái đê sông và đê biển. Đương nhiên cần thiết có các thông số về địa chất công trình dùng cho tính toán với yêu cầu lấy các mẫu đất không bị phá hoại và thí nghiệm trong phòng theo tiêu chuẩn qui định.



a) Phá huỷ cắt cung



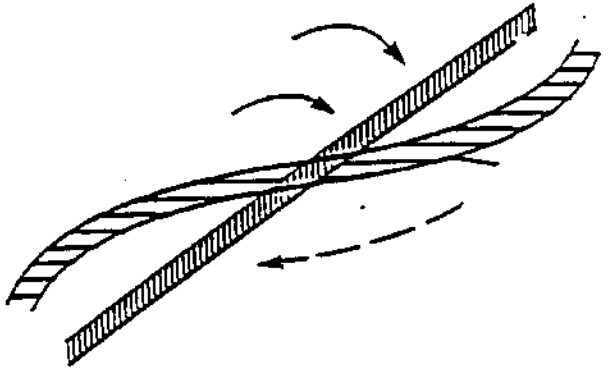
b) Mặt cắt khác



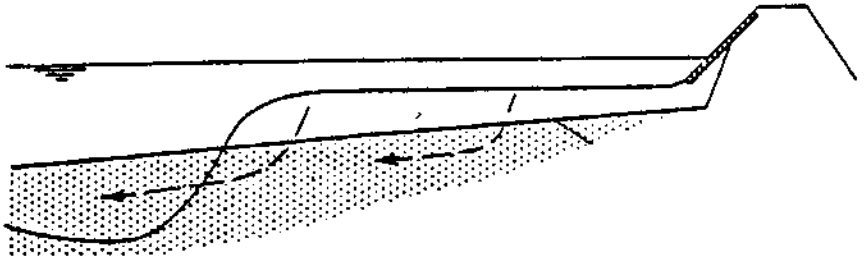
c) Phá huỷ cắt cục bộ (do tải trọng sóng)

Hình 9-6 Cơ chế vĩ mô

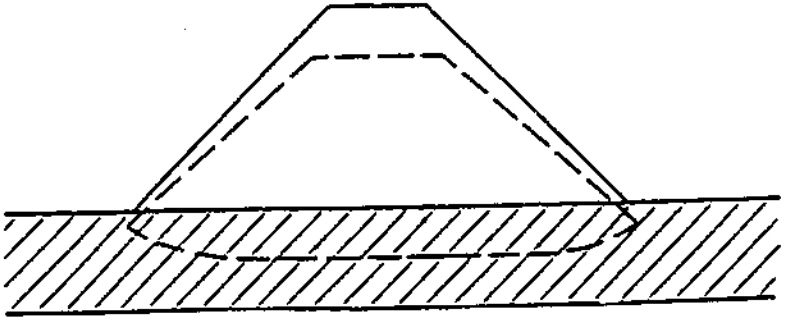
a) Phá huỷ cắt cung. b) Mặt cắt khác. c) Phá huỷ cắt cục bộ



d) Biến dạng mái (do tải trọng sóng)



e) Trượt chảy do hoá lỏng



f) Lún do cố kết và trượt lớp yếu ở dưới nền

Hình 9-6 (tiếp) Cơ chế vĩ mô: d) Biến dạng mái do sóng. e) Trượt chảy do hoá lỏng. f) Lún do cố kết và trượt lớp đất yếu dưới nền đê

9-2-6 Quan điểm thiết kế.

Cơ chế phá huỷ về địa chất như trình bày ở trên có thể kết hợp với các hiện tượng khác có thể làm biến đổi tăng sự nguy hiểm của đê. Do đó cần thiết phân tích rủi ro, tức tìm mối liên hệ giữa cơ chế phá huỷ về địa chất với các hiện tượng nguy hiểm khác.

Mỗi công trình bằng đất như đê có một độ an toàn và tiêu chuẩn sử dụng riêng trong thời gian thọ của nó. Độ an toàn và độ bền vững thường được xác định theo tính toán ổn định và biến dạng. Trong đó các tính chất của đất được lược giản qui về đặc trưng địa chất của các lớp, được qui định trong tiêu chuẩn thiết kế tính toán. Về an toàn, những năm gần đây các nước áp dụng rộng rãi phương pháp xác xuất. Trong đó ngoài các thông số về vật liệu, các thông số riêng phụ thuộc theo: rủi ro có liên quan đến phá huỷ đê, sự biến đổi trong các thông số và ảnh hưởng của các thông số này đến tần xuất phá huỷ.

1) Phương pháp gần đúng.

Thiết kế trước đây thường theo phương pháp gần đúng. Nguyên lý của nó là dựa theo phân tích rủi ro mà trong đó tất cả cơ chế phá huỷ và các loại tải trọng gồm các đặc tính về cường độ của đất được xét đến. Mỗi cơ chế và từng điều kiện trạng thái giới hạn (ổn định hoặc lún) được chọn tương ứng với tải trọng chấp nhận của đê. Trạng thái giới hạn này thường tương ứng với một trị số cường độ nào đó hoặc cường độ đặc trưng. Vượt điều kiện trạng thái giới hạn có nghĩa phá huỷ và không được chấp nhận, trừ một tần xuất P_f nào đó (thường là nhỏ). Thí dụ, một con sóng thiết kế (ứng với S_D trong hình 9-7) có thể có do phân tích thống kê về sóng. Trong thực tế, trị số P_f thường biểu thị như một trị số về tần suất trung bình của từng năm mà đê biển bị hư hỏng hoặc như một chu kỳ (trung bình) về hư hỏng $T_R = 1/P_f$.

Trị số cường độ đặc trưng (R_{char} trong hình 9-7) chọn là tần xuất phá huỷ ($S < R$) nhỏ có thể chấp nhận. Trong tính toán địa chất công trình R_{char} thường có liên quan với các thông số về cường độ, góc nội ma sát ϕ và lực cố kết c hoặc các tính chất về biến dạng.

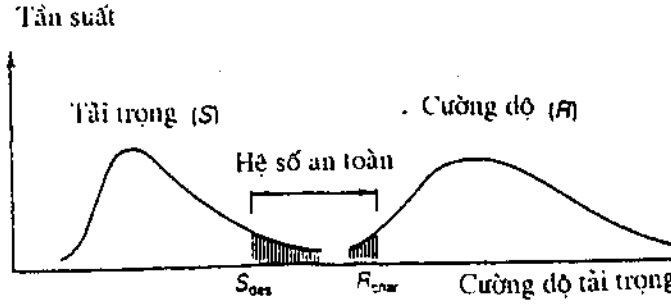
Nguyên lý về sự gần đúng dùng để tính tính dễ biến của S và R bằng việc dùng một hệ số an toàn F. F được xác định:

$$F = F_{char} / S_D \tag{9-5}$$

Với F rõ ràng luôn > 1.

Tính ngẫu nhiên về cường độ khác nhau và biến đổi tải trọng được biểu thị bằng hệ số tổng hợp F theo một số hệ số an toàn riêng biệt (phương pháp gần đúng đơn

giản nhất là chỉ có một hệ số an toàn F). Luỹ tích các hệ số an toàn riêng biệt để áp dụng cho thiết kế.



Hình 9-7 Tải trọng và phân bố cường độ (phương pháp gần đúng)

2) Tần xuất

Phương pháp tần xuất được dùng để chọn hệ số an toàn thích hợp bằng cách dùng công cụ phân tích thống kê để biểu thị tính ngẫu nhiên của cả về cường độ và về biến đổi tải trọng. Với phương pháp này một biên an toàn có thể có khi đem xem xét tất cả những điều không chắc có thể xẩy ra về tải trọng và về các biến số cường độ. Bằng việc chấp nhận một tần xuất phá huỷ nào đó, người kỹ sư thiết kế điều chỉnh biên về an toàn.

9-2-7 Đất đắp đê.

Để xây dựng một đoạn đê mới hay nâng cấp tu bổ đê (nâng cao, mở rộng) thường đất là vật liệu được sử dụng. Khác với đất ở dưới như nền đê (thường phải chấp nhận tồn tại đất nền này trong thiết kế), đất dùng làm vật liệu đắp đê phải đạt các yêu cầu riêng để khi công trình xây dựng xong sẽ an toàn và thực hiện theo chức năng của nó.Yêu cầu thường là loại đất đắp, cấu tạo đất (phân bố kích thước hạt) và tỷ trọng có liên quan đến vị trí mà đê được xây dựng hay nâng cấp tu bổ. Các yêu cầu này liên quan đến các tính chất về địa chất công trình như cường độ, độ thấm và tính biến dạng.

Một số yêu cầu đất dùng cho thi công như về độ ẩm để quá trình đắp đạt được dung trọng tối ưu theo thiết kế với chiều dày lớp đầm lớn nhất. Hai biểu trưng địa chất được sử dụng nhiều là mật độ tương đối của đất và độ chặt protor.

Mật độ tương đối thường dùng nhiều đối với đất hạt như đất cát và cuội sỏi, được biểu thị với một phạm vi về độ rỗng xác định theo tỷ lệ phần trăm như sau:

$$D_r = (n_{max} - n_{in\text{-}situ})/(n_{max} - n_{min}).100\% \qquad (9\text{-}6)$$

Trong đó:

D_r - mật độ tương đối (%);

n_{max} - độ rỗng lớn nhất (tương ứng với dung trọng hay mật độ thấp nhất và ở trạng thái rời nhất);

$n_{in\text{-}situ}$ - độ rỗng (%);

n_{min} - độ rỗng nhỏ nhất (%) (tương ứng với dung trọng hay mật độ cao nhất và ở trạng thái chặt nhất).

$D_r = 100\%$ có nghĩa là $n_{in\text{-}situ} = n_{min}$, do đó đất ở trạng thái chặt nhất. Ngược lại $D_r = 0\%$ có nghĩa là $n_{in\text{-}situ} = n_{max}$, nên đất ở trạng thái rời rạc nhất. Thường nếu là bọc cát rời thì $D_r < 33\%$, còn trung bình khi $33\% < D_r < 66\%$ và chặt khi $D_r > 66\%$.

Độ rỗng được xác định như sau:

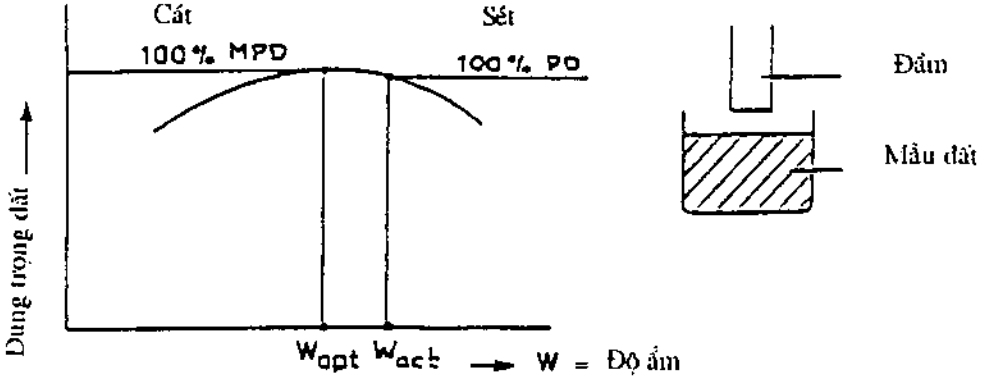
$$n = (V_p/V_t).100\% \qquad (9\text{-}7)$$

Trong đó:

V_p - dung tích rỗng của phân tố đất;

V_t - dung tích tổng của phân tố đất độ.

Mật độ proctor được dùng đối với đất dính như đất sét và dùng cho cả đất hạt không dính như cát. Mật độ proctor được xác định theo thí nghiệm proctor. Mẫu đất được lấy có độ ẩm nào đó được đầm nhiều lần với cùng tải trọng theo chu trình tiêu chuẩn. Vì dung trọng sau khi đầm phụ thuộc vào lượng nước chứa trong mẫu đất nên thí nghiệm thực hiện theo một số mẫu có độ chứa nước khác nhau. Kết quả dung trọng sau khi đầm như là hàm số của độ ẩm và qua đó mật độ protor lớn nhất (MPD) có thể có (xem hình 9-8).



Hình 9-8 Thí nghiệm Proctor

Mật độ proctor lớn nhất là quan trọng vì nó cho phép xác định được dung trọng theo thiết kế. Với cát làm vật liệu đắp đê (nơi không có vật liệu đất khác để sử dụng) thì dung trọng yêu cầu sau khi đầm được biểu thị theo tỷ lệ phần trăm của mật độ proctor (MPD) ví dụ bằng 95%. Thí nghiệm này được thực hiện ngay tại hiện trường đầm đất cát với lượng nước chứa khác nhau để có được dung trọng yêu cầu. Tuy đất sét cũng dùng mật độ protor lớn nhất nhưng thường sử dụng lượng ngậm nước ở hiện trường làm cơ sở để yêu cầu về mức đầm nện. Để tham khảo, quan hệ giữa mật độ tương đối D_r và mật độ proctor lớn nhất MPD đối với đất cát có chứa ít sét và bùn là như sau:

MPD	D_r
85	15 - 30
90	40 - 55
95	60 - 80
100	85 - 100

Đất cát thường được dùng để đắp áp trúc mái đê hạ lưu, mái kè sông kè đê biển và còn dùng để đắp đê biển ở những nơi hiếm các nguồn loại đất khác. Hàm lượng đất hạt mịn (% hạt bùn sét) không vượt quá 5% và đất cát này phải được đầm. Yêu cầu về độ đầm chặt theo MPD là 90% đến 95% đối với đắp đê. Còn với nền cho kè lát mái, một yêu cầu về MPD là 95% đến 98%.

Đất cát tự nhiên ở các lớp dưới không gây vấn đề mất ổn định và lún. Trừ trường hợp tồn tại bọc cát rất tơi rời nhưng không có hoặc không đủ khả năng giữ nguyên vị trí của nó. Cát rời có thể hoá lỏng khi chịu tác động mạnh của sóng biển hoặc bị xói hổng chân đối với đê kè biển hay chấn động rung của phương tiện vận chuyển có tải trọng lớn đi trên mặt đê và động đất đối đê sông đê biển. Hiện tượng sủi cũng thường xảy ra trong mùa nước sông lớn đối với đê có nền cát mà lớp phủ bề mặt là đất ít thấm đã bị phá huỷ.

Đất sét thường được dùng đắp bọc bên ngoài lõi đê bằng đất cát để chống xói mòn và ngăn dòng thấm qua thân đê. Mặt khác tạo điều kiện cho cỏ phát triển trên đỉnh và 2 mái đê chống xói mòn. Tính bất lợi của loại đất này là nhảy cảm với biến đổi thời tiết mưa nắng tạo nên các khe nứt để giảm lượng nước chứa trong đất càng nhiều càng tốt khi khô hạn. Hơn nữa lượng nước chứa trong đất thường cao khi lấy đất từ bãi vật liệu để đắp nên khó khăn cho việc đầm đạt dung trọng yêu cầu. Theo kinh nghiệm, đất sét dùng đắp đê có các yêu cầu như sau:

- Hàm lượng hạt mịn (< 2 μm) 20% đến 50%
- Hàm lượng cát < 25%

- Hàm lượng mùn < 3%
- Hàm lượng nước khi thi công < WI - 0.8 PI (giới hạn chảy - chỉ số dẻo).
- Độ đầm chặt > 95% độ chặt proctor PD.

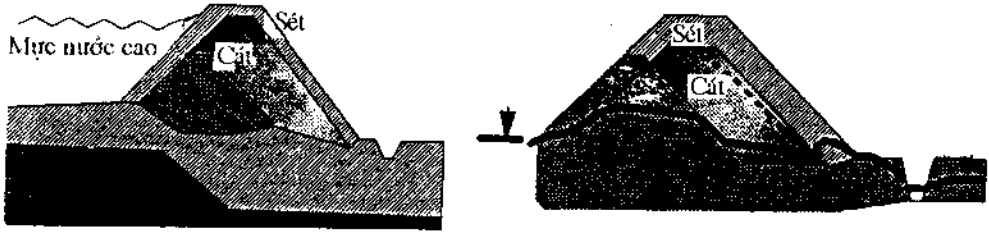
Khi đầm nếu dùng phương tiện cơ giới với chiều dày lớp đất đầm không vượt quá 0,4 m. Dự án nâng cấp đê biển 7 tỉnh miền trung ở nước ta (PAM- 4617) đã thực hiện đắp đê bằng đất sét ướt được cắt bằng kéo thành các khối hình chữ nhật. Các khối đất sét vốn đã có dung trọng cao do trầm tích được đem xếp khít với nhau thay vì xăm thành miếng nhỏ phơi khô để đầm.

Khi hiện diện các lớp đất sét tự nhiên dưới nền đê cần đề phòng về biến dạng và trượt do mất ổn định và lún. Đặc biệt đất sét là loại yếu đến trung bình.

9-3 Tác động thời tiết đối với sức chống xói của đất dính

9-3-1 Giới thiệu.

Đất đắp đê thường là loại có nhiều hàm lượng sét hoặc đất sét dùng để bọc ngoài mặt đê và làm nền cho kè lát mái có khả năng chống xói lở cao và ít thấm khi giữ được một độ ẩm nhất định. Nhưng lớp bề mặt lại chịu tác động mạnh của không khí, động thực vật tới một độ sâu phụ thuộc vào: (a) điều kiện nước trong đất, (b) thời gian, (c) tính đồng nhất của khối đất, (d) độ chặt của khối đất, (e) điều kiện không khí và (g) loại phủ mặt. Trong điều kiện khí hậu nóng khô sức kháng của loại đất này với sóng, nước bị hạn chế. Đặc biệt đối với đê biển, nơi vùng đất không bão hoà vài chục cm chiều sâu đất lớp bề mặt bị nứt nẻ dễ bị phá hoại dưới tác động của sóng chỉ có chiều cao nhỏ hơn 0,5 m. Độ thấm của đất sét này bị giảm xuống sau vài ba mùa khô còn khoảng 3 x 10^{-5} m/s. Kết luận trên được rút ra từ thực tế đê các nước bắc Âu và Phòng nghiên cứu địa chất của Bộ Giao thông công chính và Thuỷ lợi Hà Lan, 1985 và được nêu ở hình 9-9 dưới đây.



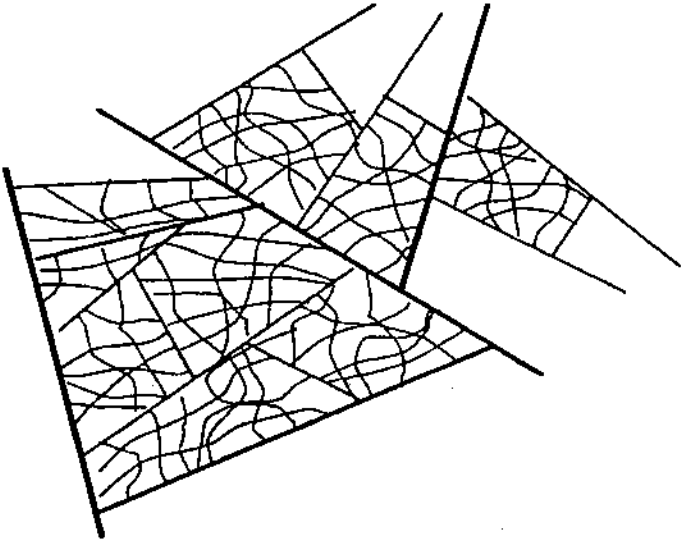
Hình 9-9 Mặt cắt đê, vùng bão hoà thường xuyên và vùng chịu ảnh hưởng mạnh của thời tiết

9-3-2 Tác động của thời tiết và biến dạng lớp đất sét bề mặt.

1) Đất sét thường thấy ở địa hình trội đá có nguồn gốc núi lửa chứa tỷ lệ đáng kể các khoáng chất hoá học không ổn định. Sự tan rã và kết tủa dễ xảy ra do ảnh hưởng điều kiện thiên nhiên và cường độ liên kết giữa các hạt. Đất dính có thể dễ dàng biến thành như một loại chất liệu đá mềm vỡ, nhất là nơi vùng không bão hoà nước. Đá nguồn gốc núi lửa loại này bị phong hoá thành khoáng vật sét trương nở. Tính chất trương nở này của hạt khoáng sét làm biến dạng cấu trúc của đất.

Trong điều kiện khí hậu nhiệt đới ẩm như Việt nam, về trương nở thường là do đất dính chứa nhiều hạt mịn. Vật liệu hạt mịn của khoáng sét như kao lanh có chứa sắt không kết tinh, ôxít và hydroxít nhôm. Lực hút giữa các hạt qua các phân tử nước hoặc tích điện bề mặt của vật liệu này nói chung thường nhỏ và do đó phạm vi về giới hạn dẻo và giới hạn chảy cũng hạn chế. Nói cách khác, những hạt có chứa chất không kết tinh có thể tạo nên liên kết hoá học rất mạnh. Vì tính chất đó mà vật liệu này không kết được với nước một cách bình thường và biến dạng nứt gãy xuất hiện khi bị khô (như loại đất laterít).

Đất dính ở vùng không bão hoà nước bị trương nở và nứt nẻ. Do ứng suất kéo và nén làm lớp mặt nứt nẻ, đặc biệt là loại đất sét có liên kết hoá học như nói ở trên. Các đường nứt nẻ này chịu ảnh hưởng lặp lại nhiều lần điều kiện thời tiết khô và ướt quá mức sẽ thúc đẩy qua trình nứt nẻ tiếp (hình 9-10).



Hình 9-10 Cấu trúc bề mặt đất sét nứt nẻ

2) Hút nước và hàm lượng nước.

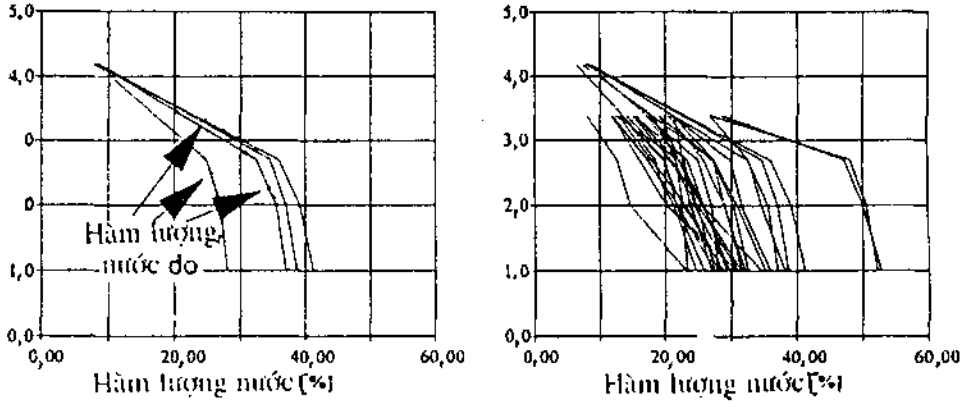
Thường nơi không khí độ ẩm thấp và nhiệt độ cao, lượng nước chứa trong đất bị mất dần trong một thời gian dài, đất dính có một ái lực mạnh đối với nước. Nó cũng rút nước từ không khí khi có độ ẩm tương đối cao. Biến đổi lực hút do không khí, nhiệt độ và ngưng hơi nước làm thay đổi áp lực nước khe rỗng âm và thay đổi lượng ngậm nước. Thay đổi lượng ngậm nước chủ yếu do phát triển cấu trúc đất. Thay đổi dung tích là vì thay đổi hàm lượng nước có thể đạt đến 50% và có thể dễ dàng thấy các nứt nẻ xuất hiện, thậm chí với các thay đổi nhỏ về hàm lượng nước.

Về áp lực khe rỗng âm, được biểu thị bằng trị số của pF:

pF = - logu, trong đó u là áp lực khe rỗng âm tính bằng cột nước cm.
(ví dụ pF = 2 có nghĩa là u = - 100 cm cột nước).

Kết quả khảo sát thực địa của đê Hà Lan cho thấy hàm lượng nước trong đất sét biến đổi trong phạm vi pF = 1 đến > 4 (hình 9-11).

Nếu đất đắp có hàm lượng nước lớn sẽ xuất hiện hiện tượng nứt. Khe nứt sẽ rộng và tồn tại lâu dài và thường phải xử lý bằng cách nhồi đất hạt ít dính kết trong suốt quá trình bị nứt. Do vậy khi dùng đất sét để đắp đê phải có hàm lượng nước tương đương với hàm lượng nước cân bằng có liên quan đến áp lực khe rỗng âm của đất tại vị trí công trình. Ví dụ ở Hà Lan, trị số lực hút của đất là 10 m cột nước đối với lớp áo hay lớp bề mặt và khoảng 2-5 m đối với đất thân đê ở trong.



Hình 9-11 Ví dụ về đường cong pF: quan hệ giữa hàm lượng nước và lực hút nước của đất sét

3) Bề mặt đất sét và hợp thể đất sét

Tại bề mặt của một hợp thể đất sét các điều kiện như ẩm ướt, băng giá khô, băng tan, biến đổi độ mặn và các tác động khác có thể làm nứt nẻ nhỏ. Khi bề mặt

hợp thể sét cấu tạo rất mịn thì càng dễ bị xói mòn do nước.mặc dầu sét có khả năng kháng xói cao so với các loại đất khác. Theo các kết quả nghiên về hiện tượng xói này của đê Hà Lan (GD, 1996, 1997) cho thấy độ sâu lớp bề mặt đệm đất sét dưới nền kè lát mái bằng bê tông bị xói 0,8 m đến 0,1 m trong thời gian 3 đến 30 năm. Tuy nhiên, có thể sử dụng vải địa kỹ thuật thích hợp để giảm thiểu độ xói mòn này.

4) Chiều sâu cấu trúc

Những thay đổi thường xuyên sự hút ẩm của đất sét do thay đổi thời tiết có thể tạo nên các khe nứt xuống dưới bề mặt. Với đất được đầm kỹ, chiều sâu cấu trúc bị giảm 0,3 m đến 0,5 m sau một vài năm đắp ở vùng không bao hoà nước trong điều kiện khí hậu khô nóng và có thể đạt đến 1,6 m - 1,8 m sau 50 năm.

5) Độ thấm

Độ thấm lớp sét bề mặt của đê hay lớp nền dưới kè lát mái các kết quả nghiên cứu cho thấy tăng đáng kể ở vùng không bão hoà nước, đặc biệt vào mùa hè. Trị số này có thể đạt đến $3x10^{-5}$m/s. Nguyên nhân chính là do đất bị nứt nẻ và mất cân bằng cấu trúc đất. Chỉ cần một vết nứt trên 1 m^2 lớp bề mặt sẽ làm tăng mạnh độ thấm.

9-3-3 Tiến trình xói mòn.

1) Giới thiệu.

Các nghiên cứu cho thấy tiến trình xói mòn đối đất sét là gồm những hạt bị tách rời dần dưới tác dụng của dòng chảy hoặc sóng. Chúng được chia thành 3 loại:

- Sự phân tán hay tách các hạt dính kết thành nhóm hoặc từng hạt riêng lẻ do sức hút của nước;
- Mài mòn, tức bóc các hạt ra do lực nâng của dòng chảy trên một mặt tự do;
- Xói mòn khối, tức các kết tập đất bị lôi ra do tác động sóng, mất ổn định mái có liên quan đến ảnh hưởng áp lực nước tĩnh và động trong và trên mặt đất.

2) Mài mòn.

Là một loại xói mòn có liên quan trực tiếp đến cấu tạo đất. Cường độ xói được xác định bằng cấu trúc các hạt mịn mà cấu trúc này liên quan đến cấu tạo vật liệu. Ví dụ, thí nghiệm với các mẫu không bị phá hoại một nửa là hạt cát và bề mặt là vật liệu hạt mịn có độ dính kết chịu đựng với dòng chảy rối có tốc độ 8 m/s. Nếu vật liệu không đủ tiêu chuẩn, có khe rỗng giữa các hạt lớn như cát sẽ bị lôi ra dễ dàng khi tốc độ dòng chảy nhỏ (2 đến 4 m/s), còn lưu lại phần vật liệu bề mặt. Trên một ngưỡng nào đó mà cát bị xói là đất sét bị mài mòn. Trừ đất sét pha nhiều cát, cấu trúc đất mịn xác định theo tốc độ xói (vùng không bảo hoà). Thường cho rằng với đất sét có giới hạn chảy lớn hơn khoảng 40% - 50% so với cốt tập thô hơn. Đất sét có giới hạn chảy cao hơn sẽ khó bị mài mòn, xói do dòng chảy có tốc độ 8 m/s.

Tại Hà Lan, tiêu chuẩn sử dụng đất sét cho đê và bọc mái kè dày khoảng 0,3 m - 0,5 m (trường hợp bề mặt không cây cỏ) nêu trong bảng 9-2.

Bảng 9-2: Tiêu chuẩn đất sét chống xói dùng cho đê, kè (theo TAW 1996)

Khả năng chống xói		Chỉ tiêu	
Chống được:		LI	> 45
		PI	> 0,73 (LI - 20)
		Hàm lượng cát	< 40
Chống được ít:		PI	< 18
	hoặc	PI	< 0,73 (LI - 20)
	hoặc	Hàm lượng cát	> 40
Chống trung bình đến tốt		LI	< 45
		PI	> 18
		Hàm lượng cát	< 40
Các loại đất sét dùng cho đê, kè yêu cầu:			
	Hấm lượng hưu cơ		< 5
	Hàm lượng Sodium chlorid s		< 4
	Hàm lượng vôi		< 25
Ghi chú: LI - giới hạn chảy PI - giới hạn dẻo (%) PI = 0,73 (LI - 20) còn gọi là đường A trong giản đồ dẻo của đất.			

9-4 Chuyển động ban đầu và xói của đất rời

9-4-1 Chuyển động ban đầu.

Từ 1953 Brahms đã thí nghiệm tìm ra quan hệ giữa tốc độ, chiều sâu dòng chảy, kích thước và trọng lượng hạt được biểu thị theo công thức (9 - 8) và hình (9 -12) sau đây:

$$U_{cb} = C_B W^{1/6} - C_B' \sqrt{d} \qquad (9 - 8)$$

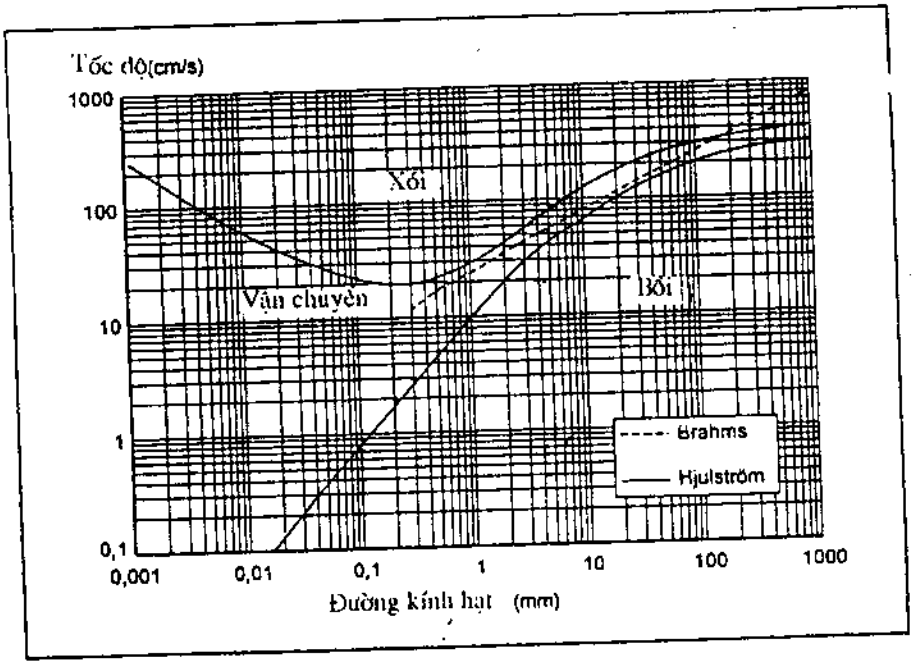
Trong đó:

C_b - hệ số thứ nguyên;

d - đường kính hạt;

U_{cb} - tốc độ dòng chảy giới hạn sát đáy;

W - trọng lượng trong nước của hạt.



Hình 9 -12 Chuyển động ban đầu của hạt theo Brahms và Hjulstrom

Theo hình trên cho thấy đối hạt cát mịn và rời rất dễ bị xói.

Tác động dòng chảy

Năm 1936 Shields nghiên cứu chuyển động ban đầu của các hạt có kích thước đồng đều trong một dáy phẳng và vẽ các đường cong chuyển động của chúng với ứng suất cắt áp dụng khi điều kiện chuyển động bằng không.được nêu tại hình (9 - 13) . Theo ông, ứng suất cắt tiêu chuẩn tại đáy (τ_c):

$$\tau_c = \rho u^2_{*c} \qquad (9 - 9)$$

Hoặc ở dạng không thứ nguyên:

$$\psi_c = u^2_{*c}/\Delta g d \qquad (9 - 10)$$

Trong đó:

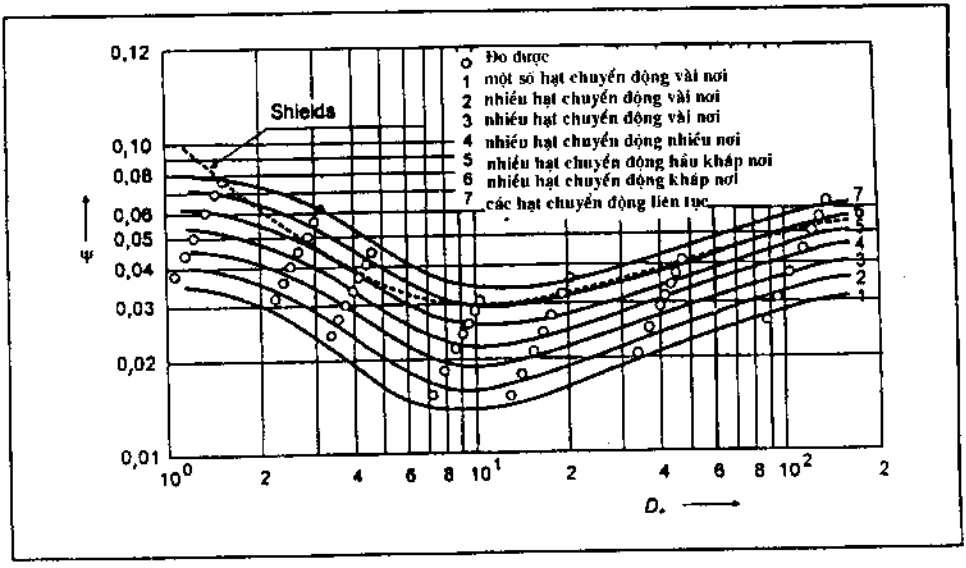
$g = 9{,}81$ m/s^2 là gia tốc trọng trường;

u_{*c} là tốc độ dòng chảy cắt tiêu chuẩn ở đáy (m/s);

Δ - tỷ trọng tương đối (-);

ρ - tỷ trọng chất lỏng (kg/m^3);

ψ_c - thông số chuyển động tới hạn (-).



Hình 9 -13 Biểu đồ Shields

Với dòng chảy đều (đường bao vận tốc dạng lôgarít) trên một đáy nhám thuỷ lực, tốc độ trung bình giới hạn U_c là:

$$U_c = u_{*c}\, C/\sqrt{g} \qquad (9 - 11)$$

Trong đó hệ số Chezy được xác định:

$$C = (\sqrt{g/k})\ln(12R/k_s) \qquad (9 - 12)$$

k_s - độ nhám tương đương của Nikuradse (m): Với dòng chảy rối $k_s = 3d_{90}$; dòng chảy đều $k_s = 2d_{50}$;

R - bán kính thuỷ lực (m);

k = 0,4 là hằng số Von Karman (-)

Khi chiều rộng dòng chảy B lớn hơn nhiều so với chiều sâu h, công thức (9 - 11) có thể viết:

$$U_c = 2{,}5\sqrt{(\psi_c \Delta g d)}\ \ln(12h/k_s) \qquad (9 - 13)$$

Thông số chuyển động tới hạn đối với vùng rối do nhám nhiều $\psi_c = 0{,}06$. Trị số 0,03 và nhỏ hơn chuyển động của hạt riêng biệt có thể xảy ra. Quan hệ kinh nghiệm của ψ_c trình bày tại bảng (9 -3)

Bảng 9 -3: Quan hệ kinh nghiệm của ψ_c (Van Rijn 1993)
ψ_c là hàm số của D_* (= $d(\Delta g/v^2)$)

$\psi_c = 0{,}24D_*^{-1}$	với	$D_* \le 4$
$\psi_c = 0{,}14D_*^{-0{,}64}$	với	$4 < D_* \le 10$
$\psi_c = 0{,}04D_*^{-0{,}10}$	với	$10 < D_* \le 20$
$\psi_c = 0{,}013$	với	$20 < D_* \le 150$
$\psi_c = 0{,}055$	với	$D_* > 150$

Theo Van Rijn (1993), độ nhám tương đương của một đáy phẳng biến đổi xấp xỉ từ 1 đến 10 lần D_{90} của vật liệu chất lòng sông.

Tác động sóng và dòng chảy.

Theo Van Rijn (1993) trị số trung bình theo thời gian của ứng suất cắt tại đáy tác động lên đáy là tổng ứng suất cắt do sóng và dòng chảy có thể biểu thị bằng công thức sau:

$$\tau_{0,cw} = \rho f_c U^2 + 1/4\, \rho f_w U_\delta^2 \qquad (9 - 14)$$

Trong đó:

$f_c = g/C^2$ (-);

f_w là hệ số ma sát (-);

U tốc độ dòng chảy ở độ sâu trung bình (m/s);

U_δ - tốc độ dòng chảy do sóng (m/s);

$\tau_{0,cw}$ là ứng suất cắt tại đáy do sóng và dòng chảy tác động.

Trong chế độ nhám thuỷ lực ($U_\delta A_\delta/v > 10^5$ và $A_\delta/k_s < 100$) hệ số ma sát là:

$$f_w = \exp(-6 + 5{,}2(A_\delta/k_s)^{-0{,}19}) \qquad (9 - 15)$$

Trong đó:

$A_\delta = U_\delta T/(2\pi)$ là trị số tới hạn lớn nhất ở đáy (m);

T là chu kỳ sóng (s);

$f_{w,} = 0{,}3$ khi $A_\delta/k_s < 1{,}57$

9-5 Các phương pháp tính ổn định mái đê

9-5-1 Giới thiệu các phương pháp:

a) Phương pháp Wedge (phương pháp hình nêm).

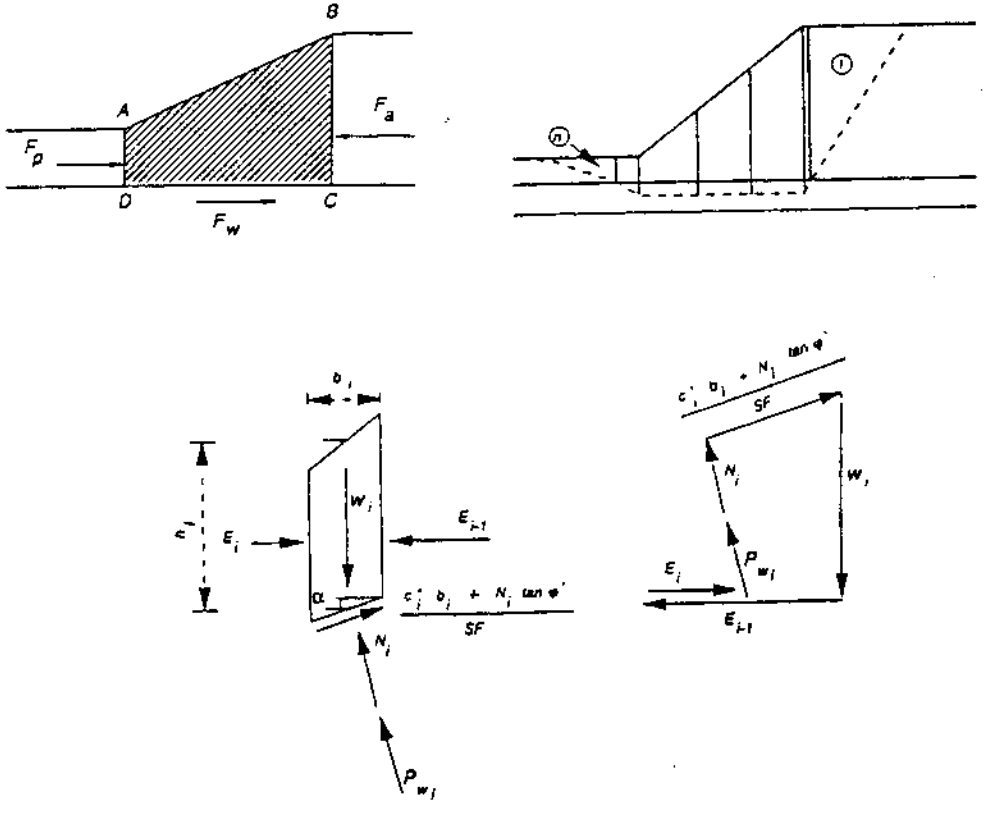
Là phương pháp tính tay có thể biết được nhanh chóng về ổn định mái. Phương pháp này giả định sự xuất hiện một mặt trượt ngang theo một nêm chủ động và bị

động ở cả hai phía (hình 9 - 14). Nêm bị động xuất hiện ở mặt mà tại đó đất dịch chuyển trượt. Để phân tích trượt tiềm tàng, đất được chia thành một số các lát cắt thẳng đứng.

Hạn chế của phương pháp này là:

- Chỉ xét đến các mặt trượt phẳng. Trong nhiều trường hợp không phù hợp quan điểm động học.
- Các điều kiện không đạt đến cân bằng
- Mặt nguy hiểm nhất được xác định bằng thử dần và sai số.

Tuy nhiên, phương pháp hình nêm khá chính xác trong trường hợp nơi mặt trượt có khuynh hướng cắt qua một lớp đất yếu tương đối mỏng nằm theo hướng ngang và cho kết quả chính xác hơn cả phương pháp mặt trượt hình cung.



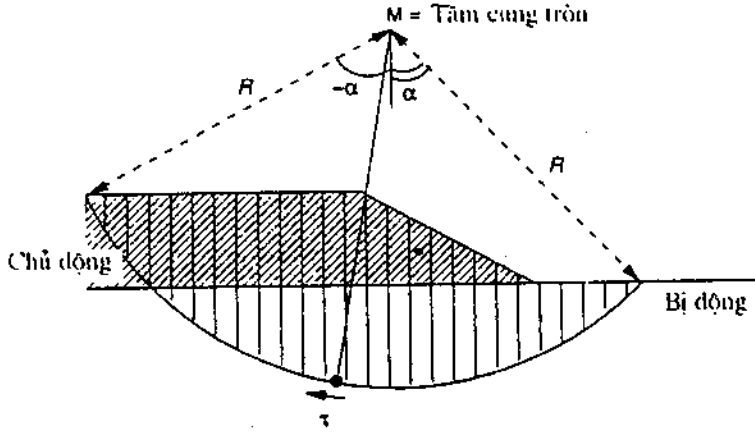
Hình 9 -14 Về ứng suất cắt dọc theo mặt trượt phẳng: Phương pháp hình nêm

b) Phương pháp Bishop.

Là phương pháp xác định mặt trượt theo tính toán. Phương pháp này giả định rằng trượt xuất hiện dọc theo các mặt hình cung. Đây là phương pháp được áp dụng rộng rãi ở các nước để xác định yếu tố ổn định của một mái dốc. Khối đất trượt tiềm năng được chia thành một số lát cắt thẳng đứng. Mỗi ứng suất cắt τ và một ứng suất pháp tuyến σ cho tác dụng dọc theo mặt trượt hình cung. Với từng lát, lực cắt có thể xác định bằng cách nhân cường độ kháng cắt với độ dài b của mỗi lát dọc theo mặt trượt. Tất cả các lực cắt của các lát nhân với bán kính của cung trượt R cho tổng mô men sức kháng cắt. Mô men gây trượt được xác định bằng cách nhân trọng lượng của mỗi lát với khoảng cách nằm ngang đến điểm tâm của cung tròn và cộng tất cả các lát lại. Hệ số ổn định SF xác định theo công thức:

$$SF = \frac{\text{Tổng mô men kháng}}{\text{Tổng mô men gây trượt}}$$

$$\frac{\sum_{i=1}^{n}[(c_i' + \sigma_{ni}\tan\phi_i')b_iR]/\cos\alpha}{\sum_{i=1}^{n}(\gamma_i h_i b_i R\sin\alpha_i)} \qquad (9\text{-}16)$$



Hình 9-15 Mặt trượt cung

Trong đó:

SF là hệ số an toàn;

i là số của lát cắt;

c_i - độ cố kết tại mặt trượt của lát thứ i (kPa);

σ_{ni} - ứng suất hiệu quả vuông góc với mặt trượt tại lát thứ i (kPa);

ϕ_i - góc nội ma sát tại mặt trượt của lát i;

b_i - chiều rộng của lát cắt (m);

R là bán kính (m);

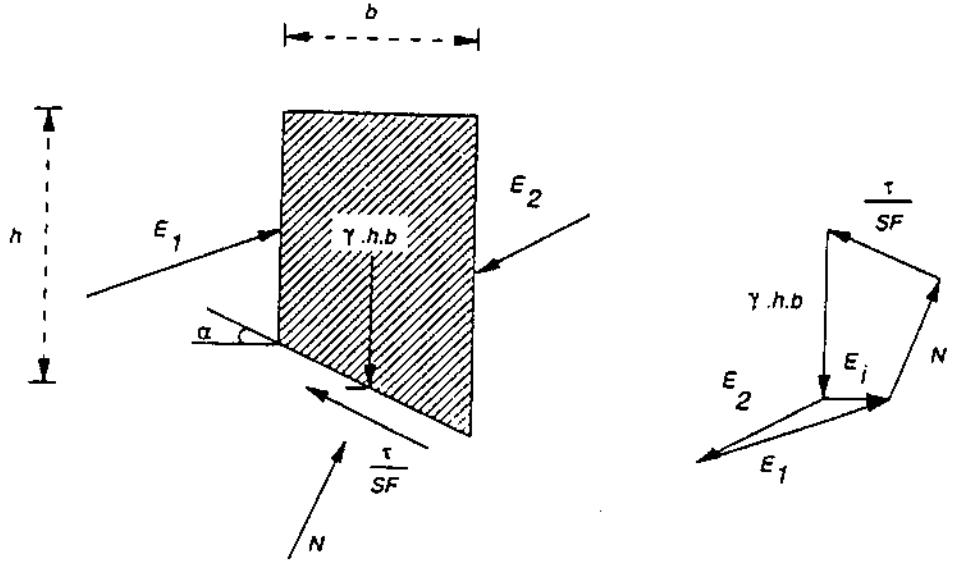
α_i là góc mặt trượt lát i;

γ_i - trọng lượng đơn vị của đất ở lát i (kN/m);

h_i là chiều cao lát cắt (m).

Mặt trượt cung với các lát cắt và các lực tác dụng lên một lát cắt được biểu thị trên hình (9 -15) và hình (9 -16). Trên hình (9-16) cho thấy từ cân bằng đứng của một lát cắt σ_{ni} có thể tính được với giả định rằng các lực giữa các lát nằm ngang, do đó các lực này không gây ảnh hưởng cân bằng theo phương đứng. Cân bằng đứng của một lát cắt có thể xác định theo công thức:

$$\sigma_{ni}' + u_i + \tau_i \tan\alpha_i = \gamma_i h_i \qquad (9\text{-}17)$$



Hình 9-16 Các lực tác dụng lên một lát cắt theo phương pháp Bishop

Trong đó:

u_i là áp lực khe hở của mặt trượt tại lát thứ i (kPa);

τ_i là ứng suất cắt tại mặt trượt của lát i,(kPa).

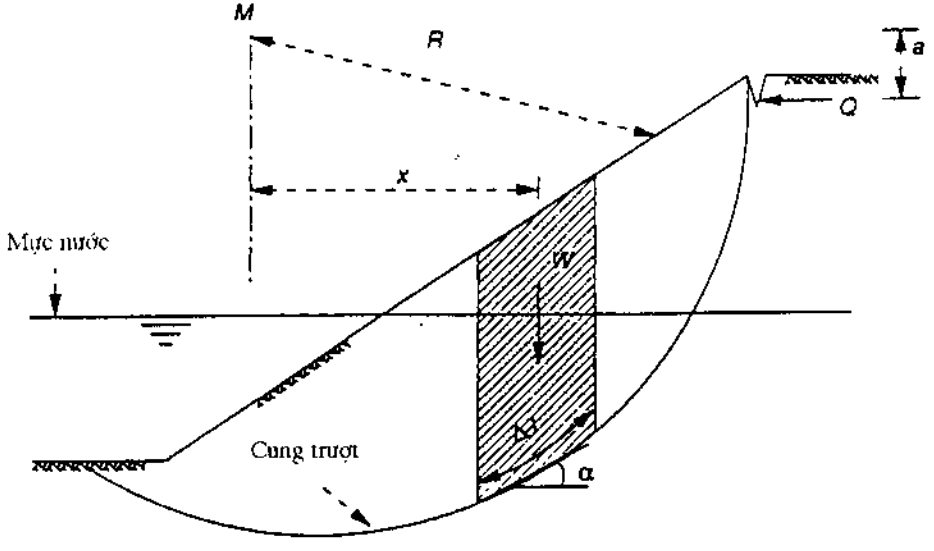
Hạn chế của phương pháp Bishop là:

- Phương pháp thích hợp chỉ cho trường hợp mặt trượt hình cung;
- Chỉ cân bằng mô men ngoại lực, thoả mãn cân bằng theo phương đứng;
- Cân bằng phương ngang kết quả tính còn có vấn đề nhưng kết quả chung không sai lệch lớn.

Tuy nhiên phương pháp này với chương trình phần mềm dùng cho máy tính như SLOPE/W được nhiều cơ quan tư vấn thiết kế ở nước ta sử dụng.

c) Thí dụ phân tích theo phương pháp Bishop

Khối đất giữa mái dốc và cung trượt như ở hình (9-17). Khối đất được chia thành các lát cắt và tỷ số giữa tổng mô men kháng và mô men gây trượt được tính. Một ứng suất phẳng được giả định.



Hình 9-17 Nguyên lý tính các mặt trượt cung

Từ cân bằng của lát cắt như sau:

$$SF = \frac{R\sum_{i=1}^{n}\tau.\Delta l}{Q.a+\sum_{i=1}^{n}W.x} \qquad (9\text{-}18)$$

Trong đó:

SF là hệ số an toàn;

R - bán kính cung tròn (m);

I - số của lát cắt;

τ là độ kháng cắt dọc theo Δl (kPa);

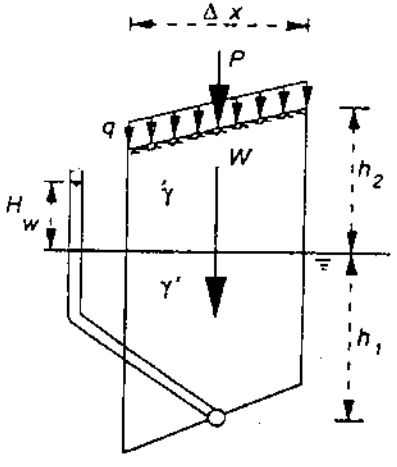
Δl - độ dài của lát (m);

Q.a là mô men do một lực nằm ngang ví dụ như áp lực nước hoặc áp lực đất khi bị nứt nẻ (kN);

W - trọng lượng của một lát gồm cả tải trọng trên đỉnh (kN);

x - cánh tay đòn của lát cắt đến điểm tâm M của cung tròn (m).

Để tính trọng lượng W phần trên mực nước ngầm dùng dung trọng đất còn phần ở dưới mức nước ngầm dùng dung trọng đất ngập trong nước như ở hình (9- 18)



Hình 9-18 Các lực thẳng đứng tác dụng trên một lát cắt

Có thể viết dưới dạng công thức:

$$W = (\gamma' h_1 + \gamma h_2 + q)\Delta x + p \qquad (9\text{-}19)$$

Trong đó:

W - trọng lượng của lát cắt (kN);

h_1 và h_2 là chiều cao của lát cắt ở phần dưới và trên mức nước (m);

p là tải trọng ngoài đồng đều tác dụng thẳng đứng trên lát cắt (kPa);

x - chiều rộng nằm ngang của lát cắt (m);

P - tải trọng ngoài tác dụng tại một điểm theo phương thẳng đứng trên lát cắt (kN).

Về ứng suất đứng ở mặt dưới của lát cắt:

$$\sigma_v = W/\Delta x \qquad (9\text{-}20)$$

Trong đó:

σ_v - ứng suất đứng bình quân tại đáy của lát cắt (kPa).

Khi tính toán, áp lực nước khe hở được xét như áp lực nước khe hở trội tại tâm của cung tròn.

Trong nhiều trường hợp Q bằng zero và nếu chiều rộng x của các lát giả thiết giống hệt nhau thì hệ số ổn định có thể xác định theo công thức đơn giản hơn:

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^{n} \tau / \cos\alpha}{\sum_{i=1}^{n} \sigma_v \sin\alpha} \qquad (9\text{-}21)$$

Cường độ chống cắt τ độc lập với điều kiện tải trọng và loại đất. Trường hợp tải trọng trên một lớp ít thấm (ví dụ như đất sét) việc phân tích ổn định dựa vào các thông số đất không thoát nước. Tức là góc nội ma sát có thể xem bằng không. Cường độ kháng cắt τ là tương đương với cường độ kháng cắt đất không tiêu thoát nước C_u. Tính toán ổn định trường hợp không tiêu nước nêu trong hình (9-19) và kết quả tính ghi ở bảng (9-4)

Bảng 9-4: Ví dụ tính ổn định cho trường hợp đất không tiêu nước

Số lát cắt	Mô men gây trượt (kNm)			Mô men kháng trượt (kNm)		
	W	x	W	C_u	Δl	$C_u.\Delta l$
1	34	11,0	374	30	1,25	37,5
2	270	8,9	2402	32	4,2	134,4
3	277	5,7	1578	37,5	3,6	135,0
4	208	2,3	488	34	3,3	112,0
5	86	-0,2	-17	30	3,5	105,0
Q.a = 8.8,9 = 71	Tổng W.x = 4825			Tổng $C_u.\Delta l$ = 523,9		

Hệ số an toàn là: SF = (14,75 . 523,9) / (4825 + 71) = 1,58

Trường hợp đất tiêu thoát nước c' và ϕ' của đất cần biết do đó cường độ kháng cắt τ có thể xác định bằng cách dùng công thức Mohr-Coulomb:

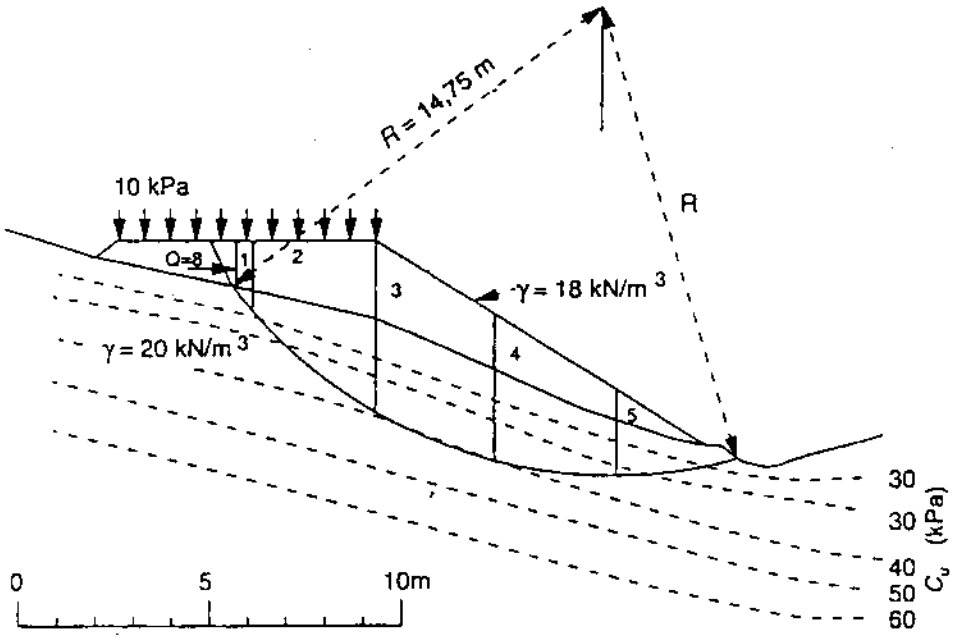
$$\tau = c' + \sigma'_n.\tan\phi' \qquad (9\text{-}22)$$

Trong đó:

c' - độ cố kết hiệu quả (kPa);

σ'_n - ứng suất pháp tuyến hiệu quả vuông góc với mặt trượt (kPa);

ϕ' - góc nội ma sát hiệu quả.



Hình 9-19 Tính toán mặt trượt cho đất không tiêu thoát nước

Theo Mohr-Coulomb, ứng suất pháp tuyến phụ thuộc mái của mặt trượt và phụ thuộc vào c' và ϕ'. Việc tính toán đối với đất tiêu thoát nước phức tạp hơn so với đất không tiêu thoát nước. Tuy nhiên, với trợ giúp của chương trình máy tính vấn đề khó khăn trên được giải quyết.

9-6 Tính toán lún

9-6-1 Giới thiệu.

Những đoạn đê sông tôn cao trên 2 m hay tuyến đê mới, hoặc đắp trên nền đất yếu phải tính toán lún. Nói chung, đê biển không hải tính lún vì trong phần độ cao gia thăng có thành phần lún và nước biển dâng do biến đổi khí hậu toàn cầu.

Dựa vào các đặc tính cơ lý của đất nền đê và đất đắp đê và khả năng chịu tải của đê có thể lựa chọn các mặt cắt điển hình dùng để tính toán lún. Đối với mặt cắt qua nền đất yếu, mật độ mặt cắt tính lún dày hơn so với các mặt cắt trong tuyến đê đắp có cấu trúc địa chất nền tốt hơn. Nên chọn mặt cắt tính toán lún trùng với mặt cắt tính toán ổn định trượt và ổn định thấm. Có thể sử dụng chương trình GEO/W để

tính lún cho đê hoặc có thể sử dụng phương pháp tính tay bằng cách áp dụng công thức.

9-6-2 Công thức tính toán lún

Độ lún cuối cùng của đê có thể xác định theo các công thức sau đây:

$$S = \sum_{i=1}^{n} \frac{e_{1i} - e_{zi}}{1 + e_{1i}} h_i \qquad (9\text{-}23)$$

Trong đó:

S là độ lún cuối cùng (cm);

n - số lượng các lớp đất nền đê,

e_{1i} - tỷ lệ khe rỗng của lớp đất thứ i dưới tác dụng của ứng lực trung bình;

e_{zi} là tỷ lệ khe rỗng của lớp đất thứ i dưới tác dụng chung của ứng lực tự trọng trung bình và ứng lực phụ trung bình;

h_i là độ dày của lớp đất thứ i (cm).

Độ sâu tính toán của tầng ép lún nền đê có thể xác định theo công thức sau như sau:

$$\delta_z / \delta_b = 0{,}2 \qquad (9\text{-}24)$$

Trường hợp nền là đất yếu có cường độ chịu tải $E \leq 50$ Kg/cm^2 thì tỷ số $\delta_z/\delta_b \approx 1$.

Trong công thức (9-24) các ký hiệu:

δ_b là ứng lực tự trọng của đất mặt lớp tính toán nền;

δ_z - ứng lực phụ của đất ở mặt lớp tính toán nền đê.

CHƯƠNG X

MẶT CẮT NGANG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH BẢO VỆ BỜ BIỂN

10-1. Giới thiệu

Công trình bảo vệ bờ biển thường là đê hoặc tường được xây dựng dọc theo đường tuyến bờ hay các kè phá sóng. Chương này sẽ đề cập đến thiết kế mặt cắt ngang các công trình nói trên. Khi thiết kế, các thông số liên quan phải được xem xét đầy đủ như khả năng thi công, vật liệu, công tác duy tu và bảo dưỡng.

Tuỳ theo mức độ yêu cầu bảo vệ của công trình về ngập lụt của đê hay tường kè để xác định cao độ đỉnh. Nếu là đê hay tường kè bảo vệ với mức nước cao nhất (bao gồm mực nước triều, nước dâng và sóng leo trong bão) cho một vùng đô thị lớn hoặc khu công nghiệp quan trọng được gọi là công trình có cao trình đỉnh cao hay 'chống ngập tuyệt đối'. Thông thường đê hoặc tường biển cho phép đảm bảo chống với mức nước triều có các tổ hợp nước dâng và sóng leo trong bão theo một tần suất nhất định tuỳ thuộc vào tầm quan trọng vùng do đê bảo vệ hoặc cấp đê. Theo kinh nghiệm của các nước như Hà Lan, Anh đê và tường kè biển cho phép một lượng nước tràn qua đỉnh bằng khoảng 5 - 10 lít/ giây/ m.

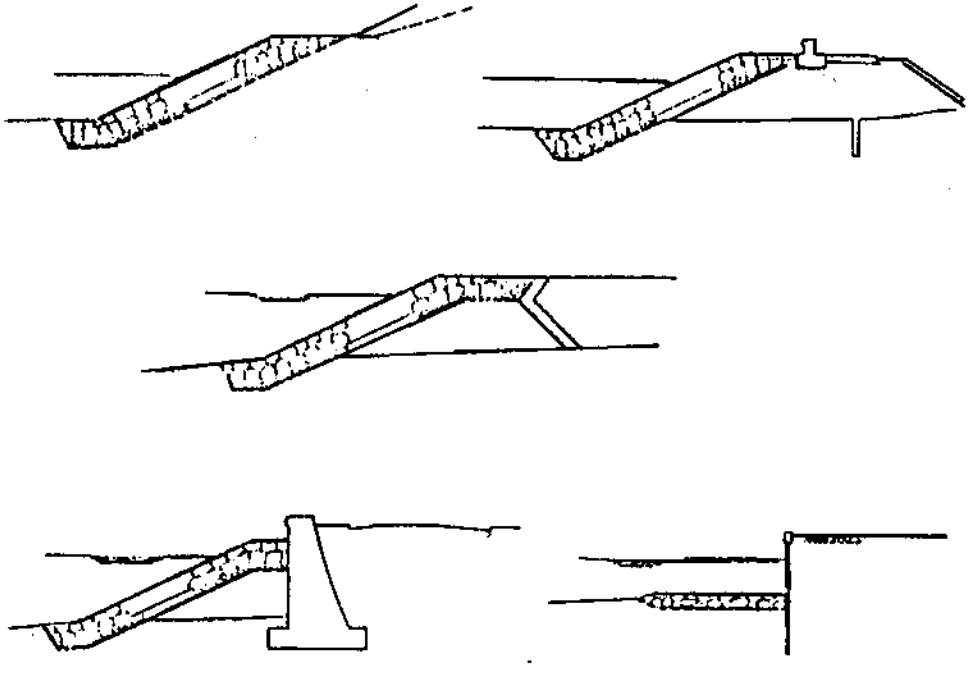
Với kè phá sóng, mục đích chính là để tiêu hao năng lượng của sóng giảm chiều cao sóng tác dụng bờ nên cao trình đỉnh của kè có thể giảm càng nhiều càng tốt với điều kiện trị số chiều cao sóng còn lại không lớn hơn 0,3 m. Đối kè còn có tác dụng điều chỉnh hướng dòng chảy, cao độ đỉnh thường phụ thuộc chính vào điều kiện thi công, cao độ đỉnh tối thiểu là 2 m trên mực nước thiết kế cao trung bình.

10-2 Loại cấu trúc

10-2-1 Đê và tường kè biển.

Đê biển thường có mặt cắt hình thang, mái thượng lưu kinh tế kỹ thuật được nghiên cứu tổng kết là nằm trong khoảng 1: 3 đến 1: 5 tuỳ theo vật liệu thân đê và hình thức vật liệu kết cấu bảo vệ mái. Đê biển Việt nam hầu hết mái thượng lưu được bảo vệ bằng đá lát hoặc cục bê tông liên kết ở vùng chịu sóng trực tiếp, còn

phần lớn bảo vệ mái bằng cỏ nơi phía ngoài có rừng cây ngập mặn chắn sóng. Một số dạng mặt cắt ngang đê và tường kè biển được trình bày trên hình 10-1.



Hình 10-1 Một số dạng mặt cắt ngang đê, tường kè biển

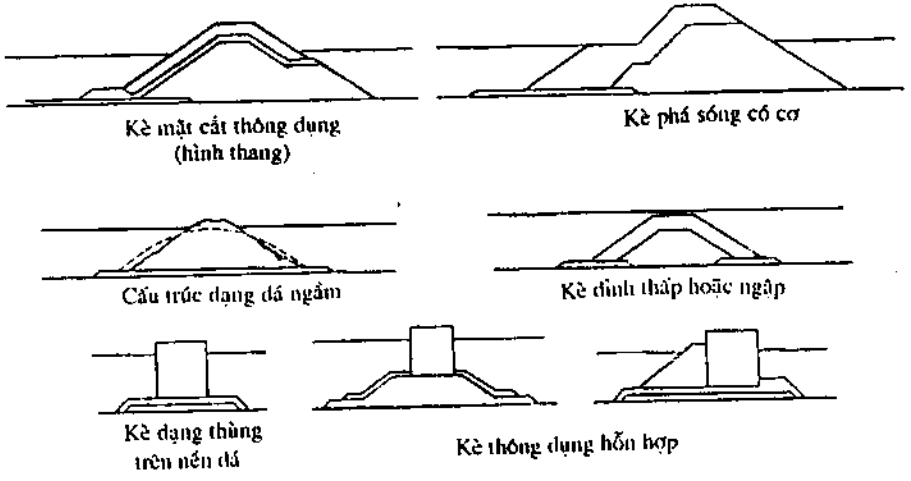
10-2-2 Kè phá sóng

Toàn bộ tuyến thân và mái kè chịu tác động của tải trọng thuỷ lực chủ yếu ở lớp bề mặt. Kè phá sóng thường chịu áp lực sóng lớn do nó được bố trí nhô ra chắn sóng. Viên vật liệu của kè phá sóng yêu cầu phải có đủ khả năng chống với các con sóng cao nhất, trong khi yêu cầu về sóng nước tràn qua đỉnh kè có thể không quan trọng bằng.

Các dạng mặt cắt kè phá sóng thông thường được áp dụng như ở hình 10-2.

Dạng mặt cắt kè phá sóng (như trình bày ở hình 10-2) gồm:

+ Kè mặt cắt thông dụng (hình thang);
+ Kè phá sóng có cơ;
+ Cấu trúc dạng đá ngầm;
+ Kè đỉnh thấp hoặc ngập;
+ Kè dạng thùng trên nền đá;
+ Kè thông dụng kết hợp dạng thùng.



Hình 10-2 Hình dạng mặt cắt ngang kè phá sóng

10-3 Mặt cắt ngang thiết kế đê, tường kè biển

10-3-1 Vùng tải trọng.

Mức độ tác động của sóng lên một con đê hoặc tường kè biển trong bão phụ thuộc vào hướng của cơn bão, cường độ và hướng gió, phạm vi mặt nước trước đê hay tường kè và hình dạng địa hình đáy bãi phía trước. Tại một vùng bờ thường có một quan hệ nào đó giữa mức nước (thuỷ triều cọng với nước dâng do gió) với chiều cao sóng vì nước dâng và sóng đều do gió tạo nên. Vì vậy điều tốt nhất trong thiết kế nếu có được đường phân bố tần suất mực nước và sóng cho một vùng cụ thể (Pilarczyk,1990).

Đê vùng cửa sông, đê biển và tường kè biển cần phân biệt chiều sâu nước ở các vùng trước chúng như sau:

- Vùng ngập thường xuyên, là vùng không có bãi cao;
- Vùng giữa mực nước thấp nhất (MLW) và mực nước thấp bình quân (MHW). Là vùng thường chịu tải trọng sóng có cường độ không lớn nhưng thường xuyên có thể gây tác dụng xói chân ảnh hưởng ổn định công trình;
- Vùng giữa mực nước thấp bình quân và mực nước thiết kế. Đây là vùng có thể chịu tác dụng mạnh của sóng và áp lực giảm dần ở phần khi sóng leo trên mái;
- Vùng nằm trên mức nước thiết kế, là vùng chỉ chịu sóng leo.

Việc phân các vùng tải trọng không chỉ để hiểu mối quan hệ giữa tải trọng và hư hỏng ở các vùng khác nhau mà trong thiết kế phải xem xét biện pháp công trình thích hợp cho từng vùng tải trọng.

10-3-2. Mặt cắt ngang đê, tường kè.

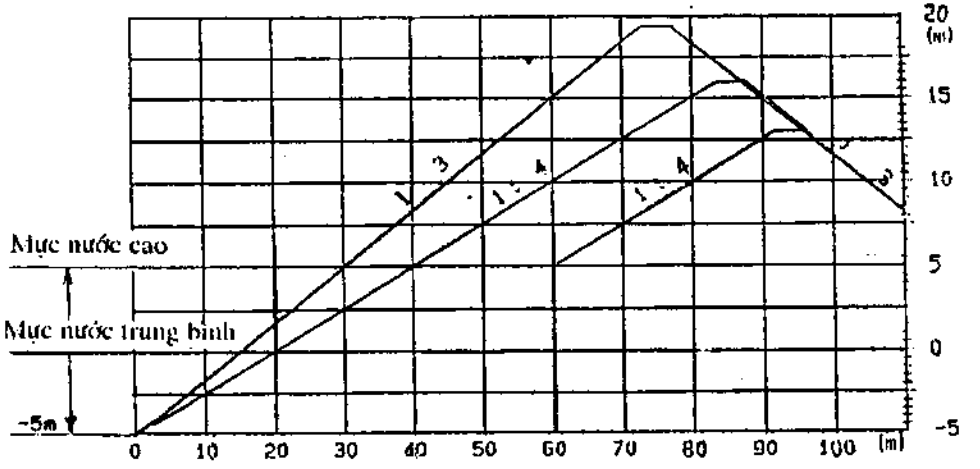
Mái đê, tường kè biển ở phía biển không quá dốc để tránh khả năng mất ổn định gây trượt mái. Ngược lại, một mái thoải giảm tác dụng của lực sóng trên mái, sóng leo thấp và năng lượng sóng bị tiêu hao trong quá trình sóng tác động trên chiều dài của mái đê, kè. Có thể xác định một mặt cắt đê hoặc kè có khối lượng nhỏ nhất với các góc mái dốc khác nhau đầu tư xây dựng kinh phí nhỏ nhất. Nhưng đối với công trình bảo vệ bờ biển, phần kinh phí chiếm tỷ trọng lớn nhất là kè mái và mái càng dài khi độ dốc mái càng thoải. Một mặt cắt ngang tối ưu kinh tế kỹ thuật có thể xác định khi biết giá thành 1 m^3 đất đắp và 1 m^2 kè. Tuy nhiên cần chú ý rằng giá thành của kè không phải luôn tỷ lệ thuận với độ thoải lớn của góc mái. Ví dụ, mái càng dốc thì vật liệu bảo vệ càng nặng, nhưng nếu mái rất thoải có khi chỉ cần bảo vệ bằng cỏ với giá thành rẻ.

Mái đê biển ở nước ta, Hà Lan thực tế thường là 1 : 3 mái phía đồng và giữa 1 : 3 đến 1 : 5 mái phía biển. Chiều rộng đỉnh đê kè tối thiểu 2 m. Một cơ ở mái thượng lưu để giảm chiều cao sóng và phục vụ cho công tác duy tu bảo dưỡng thường gặp ở đê Hà Lan, ngược lại một cơ đê phía đồng của đê biển Việt nam chỉ có thể giải thích vì mặt cắt đê chưa đảm bảo. Theo các vùng tải trọng khác nhau, mái phía biển được bảo vệ theo kết cấu tương ứng như ở chân bằng cọc, đống đá đổ, ống buy ruột đá; mái bảo vệ bằng đá ghép hoặc các cục bê tông rời hay liên kết mảng phần chịu tác động mạnh của sóng; phần sống leo thường chỉ bảo vệ bằng trồng cỏ (nơi phía bãi có cây chắn sóng) và lát đá (nơi trực tiếp sóng gió).

Ví dụ về ảnh hưởng của góc mái khi có 1 cơ thượng lưu được trình bày trên hình 10-3.

Tại hình 10-3 cho thấy là với 3 mặt cắt ngang có cùng chiều cao sóng leo, nếu mái dốc 1 : 3 cho đỉnh đê cao nhất còn khi mái thoải hơn là1 : 4 thì giảm chiều cao đê nên giảm khối lượng.

Đối các tuyến đê biển có nhiệm vụ'chống ngập tuyệt đối' đê được bồi trúc tôn cao qua hàng thế kỷ để đối phó với thảm hoạ xuất hiện trước đó. Có thể thí dụ đê biển các tỉnh ven viển đồng bằng sông Hồng là loại này nhưng cho đến nay sau khi được đầu tư của PAM cũng chỉ có thể chống được mức nước triều cao p = 5% gặp bão gió cấp 9 có nước dâng tần suất p = 20%. Tổ hợp các yếu tố tương đương một tần suất khoảng 10 năm gặp 1 lần. Đê biển Hà Lan sau thảm hoạ vỡ năm 1953 tần suất mực nước thiết kế là 10.000 năm gặp lại. Tần suất này được lựa chọn khi đã so sánh tổng kinh phí đầu tư nhỏ hơn tổng kinh phí tổn thất do ngập lụt vùng do đê bảo vệ.



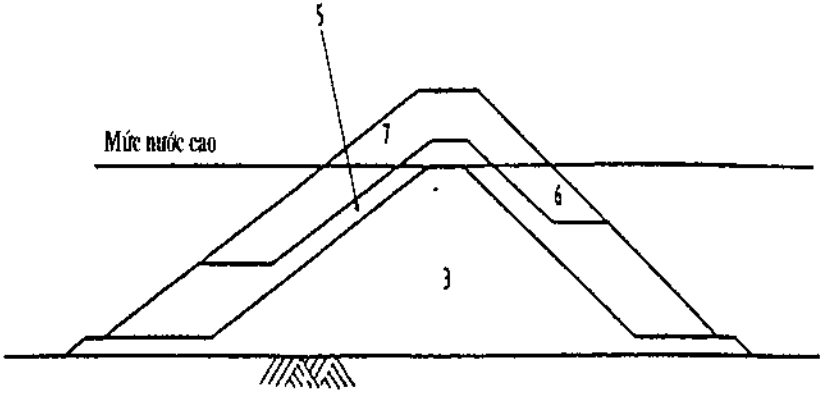
Hình 10-3 Ví dụ mặt cắt ngang đê khác nhau với cùng chiều cao sóng leo 2%

10-4 Mặt cắt ngang kè phá sóng dạng hình thang

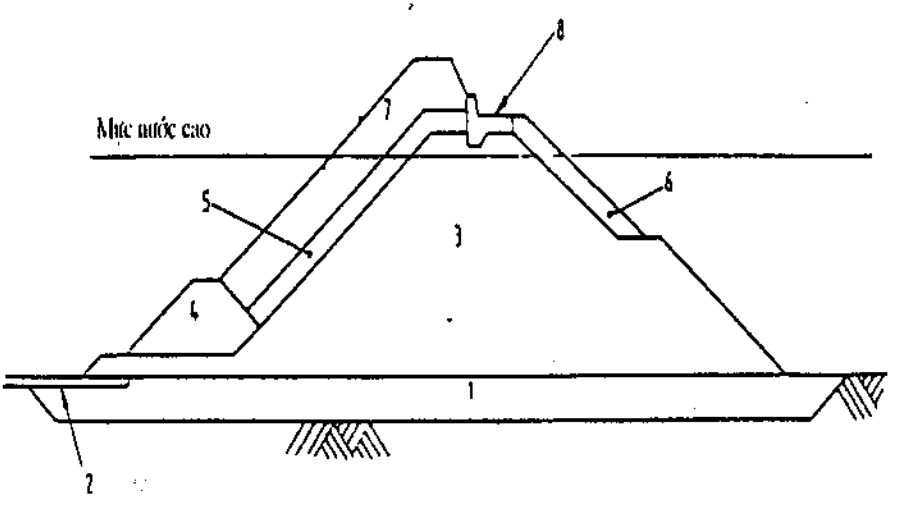
10-4-1 Giới thiệu

Kè phá sóng để bảo vệ bờ và đặc biệt được xây dựng ở công trình cảng. Một kè phá sóng thông thường phải bảo đảm khả năng ổn định cao nhất, chấp nhận mức độ nào đó để sóng tràn qua và truyền năng lượng sóng. Kè dạng hình thang cấu trúc gồm một khối lượng đá đổ thấm ít ở giữa và độ thấm lớn dần do khe hở giữa các viên vật liệu có kích thước lớn ở mặt ngoài. Kè gồm một số lớp bao phần ở giữa như trình bày tại hình 10-5 và hình 10-6. Các thành phần của kè và chức năng tương ứng nêu trong hình 10-4

Thành phần	*Chức năng*
1 Gia cố nền (nếu cần thiết)	Để tăng ổn định kè.
2 Đệm chân	Chống xói chân.
3 Lõi	Để chất tải kè và giảm truyền sóng.
4 Đống đổ chân	Để giữ các viên vật liệu lớp ngoài.
5 Lớp dưới	Để giữ phần lõi và làm nền cho lớp bọc ngoài.
6 Lớp bọc mái trong	Bảo vệ phần lõi dưới tác dụng của sóng tràn qua và chống sóng cho vùng bên trong, ví dụ cảng.
7 Lớp ngoài	Để ổn định kè và phá sóng bảo vệ vùng bên trong.
8 Cấu trúc đỉnh	Đường thi công, bảo dưỡng và giảm sóng tràn qua.

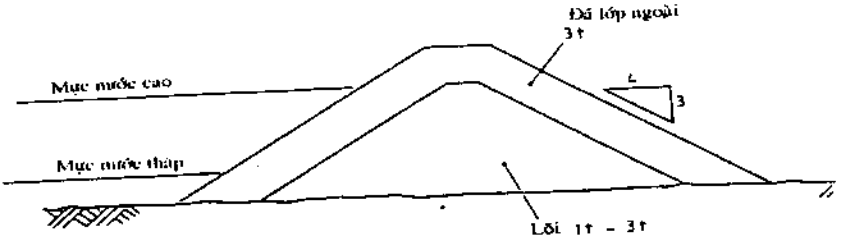


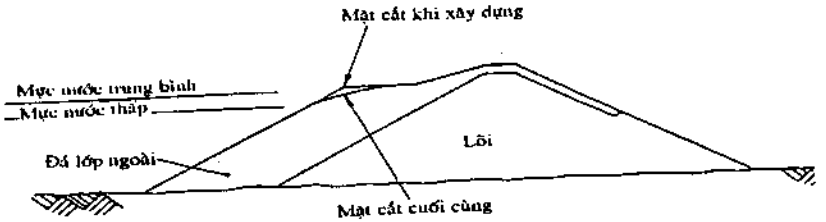
(a) Cấu trúc dạng hình thang



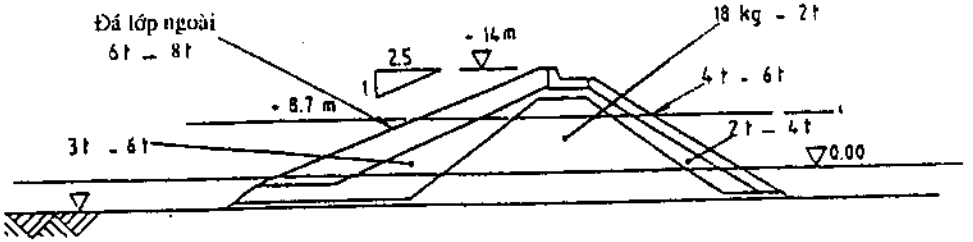
Hình 10-4 Các thành phần kè phá sóng và chức năng tương ứng

Tại hình (10-5) chỉ có một lớp bao phần lõi, còn hình (10- 6)b và (10-5)c có đến 3 lớp. Việc lựa chọn kết cấu mặt cắt phụ thuộc điều kiện thiết kế, khả năng thi công và nguồn cung cấp vật liệu. Riêng về cao độ đỉnh của lõi thường lấy cao hơn một ít mực nước tĩnh cao nhất. Kích thước của lớp vật liệu dưới lớp vật liệu bao ngoài, vật liệu bảo vệ bên ngoài v.v.. phải được tính toán và chọn lựa bố trí thích hợp.

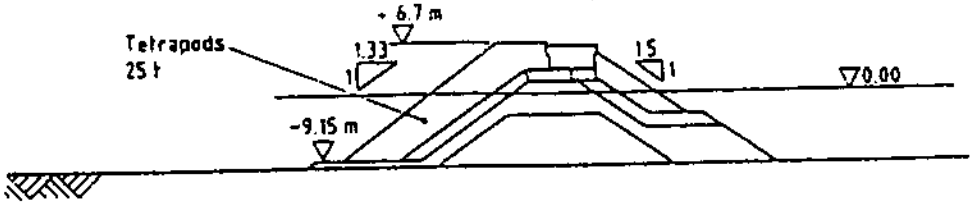




Hình 10-5 Ví dụ mặt cắt kè có một lớp bọc phần lõi

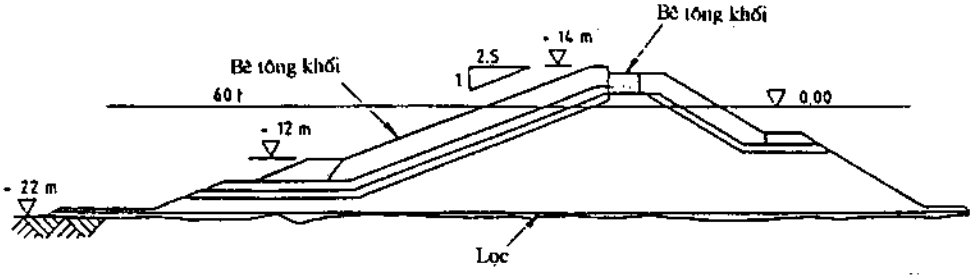


a) Cảng Taibot ở Anh

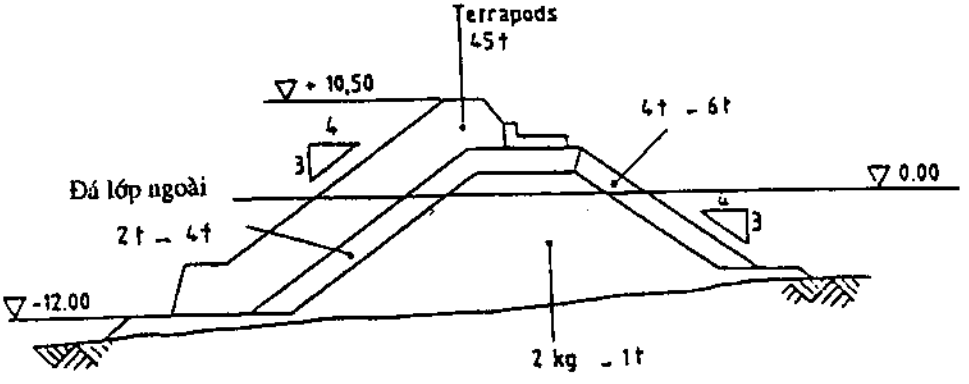


b) Mỏ hàn ở Crescet, Hoa Kỳ

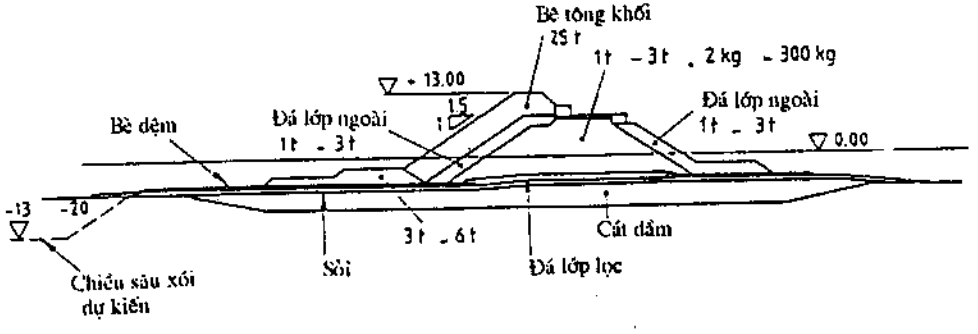
Hình 10-6 Ví dụ mặt cắt kè có các lớp bọc phần lõi



c) Kè Siner ở Bồ Đào Nha

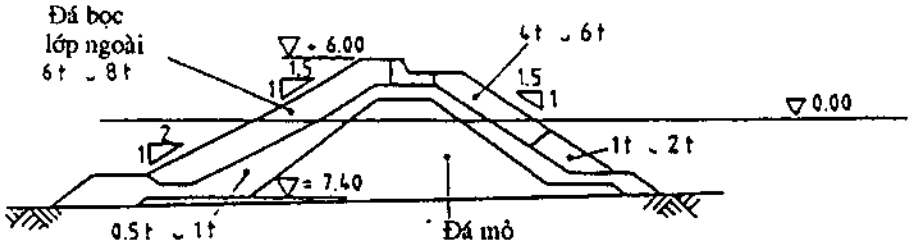


d) Kè Ras Lanuf ở Liby

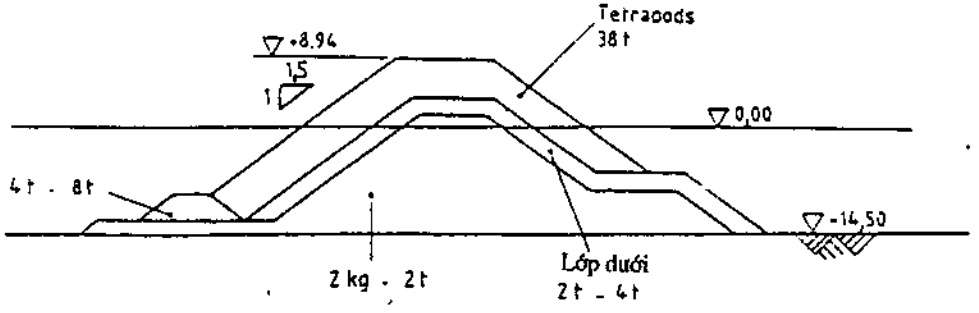


e) Kè Zeebrugge ở Bỉ

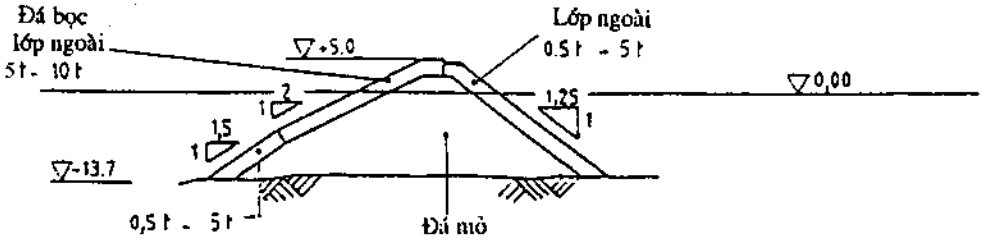
Hình 10-6 Ví dụ mặt cắt kè cố các lớp bọc phần lõi (tiếp)



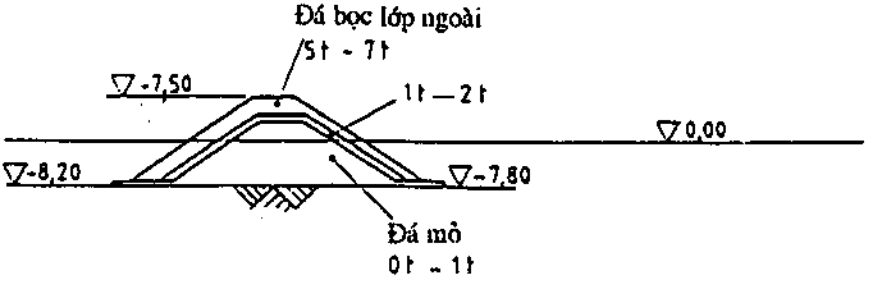
f) Kè larnaca



g) Kè Benghazi ở Liby



h)Kè Tema ở Gana



j) Kè Khassab ở Ô man

Hình 10-6 Ví dụ mặt cắt kè có các lớp bọc phần lõi (tiếp)

Khi thiết kế cần tận dụng tối đa vật liệu đá mỏ, nhờ đó sẽ cho giá thành rẻ hơn so với cấu kiện bê tông. Nếu kè có 3 lớp thì 2 lớp trong cần sử dụng vật liệu đá. Đá còn có thể dùng ở các phần sau:

(a) Lớp mặt phần dưới nước nơi mà lớp bọc lõi đầu tiên làm xong;

(b) Chân kè tiếp nối với lớp bọc lõi dưới lớp bao bên ngoài;

(c) Bao ngoài phần mặt của mái sau;

(d) Có thể sử dụng đá hoàn toàn để làm kè phá sóng để tạo một kè thấm, hay

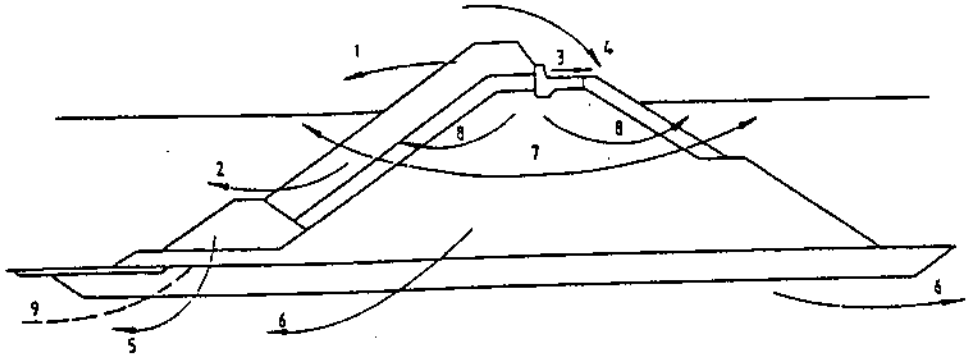
(e) Sử dụng lớp đá dày bảo vệ phía biển, dưới tác dụng của sóng sẽ hình thành dạng hình chư S hay một cơ ở khu vực gần đỉnh.

Dạng hình (d) và (e) có thể tham khảo hình 10-5.

10-4-2 Hư hỏng và nguyên nhân mất ổn định của kè phá sóng.

Sự ổn định kè phá sóng có quan hệ đến cấu trúc kè, nền của nó và ảnh hưởng của cả tải trọng tĩnh và tải trọng động. Tải trọng động có thể do động đất hoặc do tác động của sóng liên tục và lâu dài làm thay đổi cấu trúc và nền của kè như lún hay làm xói thềm bờ. Mất ổn định mái và ảnh hưởng do biến đổi áp lực khe rỗng làm ảnh hưởng ổn định công trình. Ví dụ khi áp lực khe rỗng tăng trong các lớp cấu trúc kè làm giảm góc ma sát giữa các viên vật liệu dẫn đến giảm ổn định mái.

Hình 10-7 cho ta thấy các kiểu hư hỏng của một kè phá sóng mặt cắt hình thang



Hình 10-7 Các hình thức hư hỏng kè do tác động của sóng

Ghi chú:

1 Dịch chuyển các viên vật liệu bọc ngoài.

2 Di chuyển lớp bọc ngoài.

3 Đỉnh bị dịch chuyển.

4 Sóng tràn qua đỉnh làm xói mép đỉnh.

5 Xói chân.

6 Nền bị phá hoại.
7 Trôi rửa vật liệu lõi.
8 Sụt do áp lực khe rỗng trội.
9 Xói thềm bờ.

10-4-3 Viên vật liệu bọc ngoài

Lớp bọc ngoài của kè phá sóng mặt cất hình thang có vai trò hết sức quan trọng về bảo đảm ổn định cho công trình vì khi hư hỏng lớp này sẽ dẫn đến phá hoại các phần khác như các lớp dưới, lõi. Lớp bọc ngoài cũng có tác dụng quan trọng về phản xạ sóng, sóng leo, sóng tràn ảnh hưởng đến thiết kế cụ thể về bảo vệ chân, các lớp nằm dưới nó và đỉnh của kè. Vì thường viên vật liệu của lớp bọc ngoài có kích thước và trọng lượng lớn nên cũng là yếu tố xem xét lựa chọn năng lực loại cẩu khi thi công. Vật liệu thông dụng để làm viên bọc ngoài là đá và bê tông.

1) Đá.

Đá làm viên vật liệu bọc ngoài bị giới hạn bởi khả năng kinh tế để sản xuất vận chuyển được các viên kích thước lớn nhất. Trọng lượng thường yêu cầu là 10 tấn đến15 tấn mỗi viên. Có thể giảm kích thước viên đá bằng cách chọn mái thoải hơn nhưng đi đôi yêu cầu cao về chất lượng vật liệu của các lớp bên dưới, lõi và ngay cả bản thân lớp bọc ngoài. Vì tác dụng của sóng viên vật liệu trọng lượng nhỏ hơn sẽ bị mài mòn do va đập hoặc dịch chuyển với nhau. Kinh nghiệm các nước cho thấy thường để khắc phục tình trạng không dùng đá kích thước lớn theo yêu cầu thiết kế thay vì loại kích thước nhỏ với mái thoải hơn sẽ đắt hơn dùng đá kích thước lớn

2) Cục bê tông.

Cục bê tông làm vật liệu bọc ngoài kè phá sóng có nhiều dạng khác nhau nêu ở hình 10-8. Các viên này có thể đặt tự do không theo hàng lối, xếp hay kết hợp giữa 2 cách trên tuỳ theo hình thức kết cấu của viên vật liệu và phần công trình yêu cầu.

Viên vật liệu có cấu tạo phức tạp với mục đích đạt ổn định lớn nhất do khả năng liên kết giữa chúng, giảm lực sóng bằng tăng độ rỗng trong lớp bề mặt. Bảng 10-1 nêu yêu cầu trị số độ rỗng cho đá và các loại viên bê tông có cấu tạo khác nhau:

Bảng 10-1: Trị số độ rỗng yêu cầu

Viên vật liệu	Độ rỗng (%)
Đá mỏ (đặt hoặc xếp 2 lớp)	37
Tetrapods	50
Stabits	52
Dolosse	56

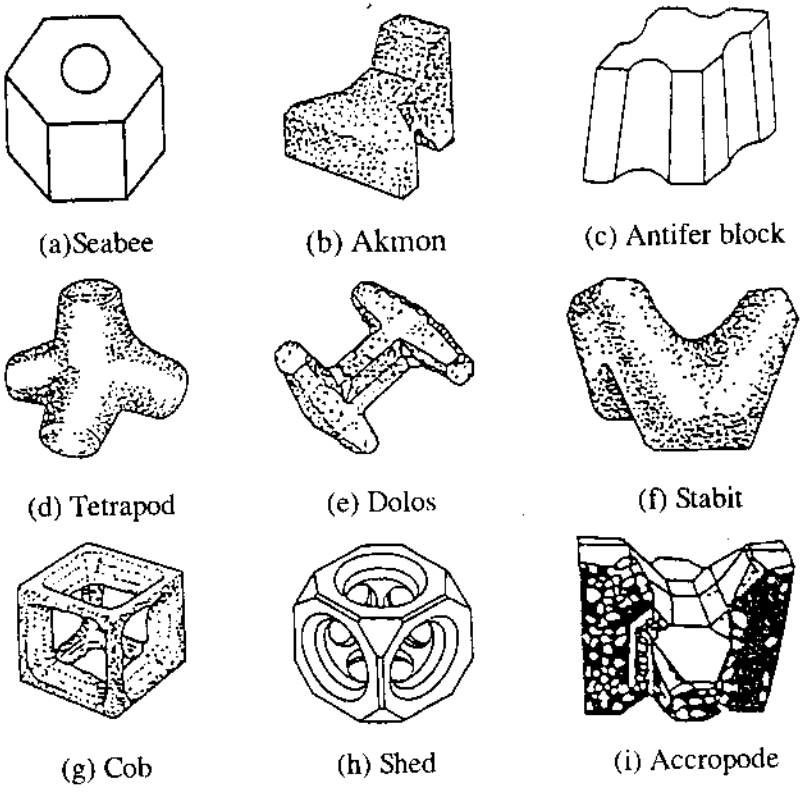
Gợi ý kích thước lớn nhất của viên vật liệu bê tông bảo vệ mặt ngoài của kè phá sóng được trình bày trong bảng 10-2.

Bảng 10-2: Kích thước lớn nhất của viên bê tông bảo vệ mặt ngoài

Viên bê tông	Trọng lượng (tấn)
Dolos	15
Stabit	20
Tetrapod	30
Antifer block	60

10-4-4 Công thức thiết kế viên vật liệu mặt ngoài.

Quan hệ giữa chiều cao sóng và trọng lượng của viên đá bọc ngoài kè phá sóng biểu thị bằng công thức Hudson được áp dụng rộng rãi trong thiết kế. Nghiên cứu ổn định tĩnh và động, Van der Meer đã đưa ra công thức khác mà trong công thức Hudson chưa đề cập đến.



Hình 10-8 Ví dụ các loại kết cấu viên bê tông bảo vệ mái ngoài

1) Công thức Hudson dùng thiết kế cho đá bảo vệ mái ngoài.

$$W = \frac{W_r H_D}{K_D X^3 \cot\alpha} \qquad (10\text{-}1)$$

Trong đó:

W là trọng lượng của viên đá ở trên khô (Niutơn);

W_r - trọng lượng đơn vị của đá (Niutơn/m^3)

W_w là trọng lượng đơn vị của nước (nước sạch = 9810 N/m^3);

H_D - chiều cao sóng thiết kế tại chân công trình (m);

X là dung trọng tương đối của viên đá, tức là (W_r/W_w) - 1;

α - góc mái;

K_D - hệ số ổn định không thứ nguyên.

Công thức trên dùng thiết kế ổn định lớp đá bảo vệ mặt phía biển trong điều kiện đỉnh của công trình đủ cao để phần lớn sóng nước không vượt qua và không sử dụng để thiết kế kè phá sóng đỉnh thấp.

Về chiều cao sóng H_D lấy trên cơ sở thí nghiệm mô hình sóng tác dụng đều. Thí nghiệm cho thấy trị số chiều cao sóng đều tương đương nằm giữa chiều cao sóng chuẩn (sóng ý nghĩa) H_s của một chuỗi các con sóng không đều và các trị số cao hơn như $H_{1/10}$, tức là 1 phần mười các con sóng cao nhất (trị số H_s được xác định theo biểu đồ Hinscat).

Độ dốc mái dốc hơn 1 : 1,5 không sử dụng đối với bảo vệ lớp bề mặt bằng đá và công thức Hudson cũng không áp dụng trong trường hợp độ dốc mái gần tương đương với góc nghỉ của vật liệu. Mặt khác công thức này cũng không áp dụng khi độ dốc mái kè khá thoải (xem ghi chú ở bảng 10-3).

Trị số của K_D của công thức Hudson dùng cho đá lớp bề mặt được nêu trong bảng 10-3.

Bảng 10-3: Các trị số K_D

Hình dạng đá	n	Cách đặt	Thân kè Sóng vỡ. Sóng không vỡ		Đầu kè Sóng vỡ. S không vỡ. Cotα		
Tròn, nhẵn	2	Tự do	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 đến 3
Tròn nhẵn	>3	Tự do	1,6	3,2	1,4	2,3	5
Góc cạnh	2	Tự do	2,0	4,0	1,9	3,2	1,5
					1,6	2,8	2,0
					1,3	2,3	3,0
Góc cạnh	>3	Tự do	2,2	4,5	2,1	4,2	5

Ghi chú:

- Cho phép sóng nước tràn qua ít và tỷ lệ hư hỏng 0% - 5%;
- n là số lớp đá;
- Chỉ dùng với mái 1 : 1,5 đến 1 : 5 trị số phù hợp 1 : 1,5 đến 1 : 3).

Trị số K_D không xét đến các yếu tố khác có ảnh hưởng đến ổn định của kè như là:

(a) Phổ và chu kỳ sóng;

(b) Hình thức đặt xếp đá;

(c) Độ liên kết giữa các viên;

(d) Góc sóng tác động;

(e) Kích thước và độ rỗng vật liệu lớp dưới;

(g) Khoảng cách dưới mực nước tĩnh mà lớp bề mặt phải đạt đến;

(h) Độ cao của lõi quan hệ đến mực nước tĩnh.

2) Các công thức khác áp dụng cho đá bảo vệ bề mặt.

Dựa kết quả nghiên cứu mô hình của Phòng thí nghiệm thuỷ lực Delft, Hà Lan Van der Meer đã đưa ra công thức 10-2 và 10-3 để xác định ổn định của viên đá. Các công thức này khắc phục một số yếu tố mà công thức Hudson chưa đề cập như: chu kỳ sóng, thông số sóng vỗ, điều kiện sóng vỡ, chu kỳ sóng bão, độ thấm của lõi.

Với sóng vỡ, áp dụng trị số ξ_m nhỏ hơn 2,5 đến 3,5:

$$(H_s/XD_{n50})\sqrt{\xi_m} = 6{,}2P^{0.18}(S\sqrt{N})^{0.2} \qquad (10\text{-}2)$$

Với sóng không vỡ, áp dụng trị số ξ_m lớn hơn 2,5 đến 3,5:

$$H_s/XD_{n50} = 1{,}0P^{-0.13}(S/\sqrt{N})^{0.2}\sqrt{\cos\alpha}\,.\xi_m^{P} \qquad (10\text{-}3)$$

Trong đó:

H_s là chiều cao sóng chuẩn (m);

D_{n50} - kích thước trung bình viên đá (tương tự khối vuông);

X - dung trọng tương đối của đá, có quan hệ đến nước ở hiện trường;

α - góc của mái;

S - mức có thể bị tổn hại;

N là số con sóng;

ξ_m thông số sóng vỡ, bằng:

$$\frac{\tan\alpha}{\sqrt{(2\pi H_s/gT_z^2)}}$$

T_z là chu kỳ sóng (s);
P - hệ số về thấm của lõi;
g là gia tốc trọng trường (9,81 m/s^2).

Cần chú ý rằng chiều cao sóng thiết kế trong công thức (10-2) và (10-3) là H_s còn trong công thức thông dụng của Hudson (10-1) là $H_{1/10}$.

Mức tổn hại S được xác định là:

$$S = A/D_{n50}^2$$

Trong đó:
A là diện tích bị hư hại trên mặt cắt ngang. Có thể xem tương tự số lượng viên đá có đường kính D_{n50} bị dịch chuyển theo một dải rộng D_{n50}. Tổn hại ban đầu được xác định khi một đến 3 viên đá bị dịch chuyển được xem bằng mức tổn hại 5% như đã nói ở trên.
(S = 1 đến 3).

Hệ số thấm P của lõi lấy bằng 0,1 khi lõi vật liệu ít thấm và 0,6 với vật liệu gần như kích thước đồng đều.

Số các con sóng N = 3000 đến 5000

3) Dùng công thức Hudson cho viên bê tông.

Công thức Hudson còn được dùng để tính trọng lượng của viên bê tông đặt tự do trên mái ngoài của kè phá sóng bằng lựa chọn hệ số K_D thích hợp thông qua mô hình thuỷ lực. Tuy nhiên, vì công thức Hudson không đề cập đến một số yếu tố có liên quan đến ổn định của viên vật liệu nên hệ số K_D nêu trong bảng 10-4 sau đây chỉ áp dụng trong thiết kế sơ bộ.

Bảng 10-4: Trị số của hệ số K_D áp dụng cho cục bê tông thân kè phá sóng

Hình thức viên bê tông	K_D
Dolos	10 - 12
Stabit	10 - 12
Tetrapot	6 - 8
Antifer block	6 - 8
Accropode	10 - 12

Trị số của hệ số K_D ghi trong bảng (10-4) rút từ thí nghiệm mô hình có xu hướng thích hợp với giới hạn có thể chấp nhận về chuyển động của viên bê tông dưới tác dụng cuả thuỷ lực, do đó khi thiết kế cụ thể cần gia thêm hệ số an toàn. Mặt khác qua thí nghiệm cũng cho thấy với loại Tetrapot và Dolosse kém ổn định khi chịu tác dụng của sóng xiên so với sóng tác dụng vuông góc, do đó hệ số K_D

nên lấy trị số nhỏ hơn. Cũng nên lấy trị số của K_D nhỏ nếu các viên bê tông có liên kết tốt với nhau.

10-4-5 Chiều dày và phạm vi lớp bảo vệ bề mặt.

Chiều dày của lớp bề mặt bằng đá thiết kế bằng 2 lớp, tức 2D. Trong đó D là kích thước trung bình của viên đá (dạng hình khối vuông). Nếu chỉ một lớp đá thì chiều dày yêu cầu phải bằng 1,15D.

Chiều dày đối với lớp bảo vệ mặt bằng cục bê tông phụ thuộc vào cách thức đặt. Tuy nhiên thông thường là 2 lớp. Có thể đặt một lớp theo cách thức xếp đặc biệt.

Lớp bảo vệ bề mặt kè phá sóng được kéo xuống dưới mức nước biển thấp nhất bằng 1,5 đến 2,0 lần H_s. Nơi công trình nằm trong vùng nước sâu thì mái kéo đến dưới mức mà lớp dưới đầu tiên lộ ra.

10-4-6 Thiết kế lõi và các lớp dưới lớp bề mặt.

Yêu cầu quan trọng về ổn định kè là vật liệu lõi không được đi ra ngoài bằng thiết kế cấp phối lọc tốt của vật liệu làm kè từ lõi đến các lớp bọc. Mặt khác cần thiết thiết kế chống trôi vật liệu lõi và các lớp dưới lớp bề mặt trong khi thi công.

1)Vật liệu lõi.

Vật liệu lõi, theo tiêu chuẩn của Anh có kích thước lớn nhất 1 tấn đến 3 tấn. Đương nhiên kích thước này còn phụ thuộc kích thước của lớp bề mặt và các lớp dưới. Loại 1 tấn thường sử dụng nhiều, còn loại 3 tấn dùng cho nơi biển lúc thi công có sóng lừng. Hạn chế vật liệu kích thước nhỏ vì dễ bị xói trôi trong quá trình kè làm việc, trôi khi thi công và làm ô nhiễm môi trường biển. Loại 1 kg - 10 kg chỉ được chiếm 5% đến 10% tổng khối lượng sử dụng.

2) Kích thước vật liệu lớp dưới

Nhiệm vụ của các lớp dưới lớp mặt là:

- Tác dụng như lọc giữa lõi và lớp mặt;
- Làm nền ổn định cho lớp mặt;
- Tiêu hao năng lượng sóng khi sóng qua lớp bề mặt;
- Bảo vệ lõi trong thời gian thi công.

Thiết kế lớp dưới phải xét cấp phối cả lớp mặt và lõi, đồng thời tuân theo các yêu cầu về tiêu chuẩn lọc nên phải bố trí nhiều hơn 1 lớp.

Thông thường trọng lượng của viên vật liệu lớp đệm được quy định không nhỏ hơn 1/10 lần trọng lượng viên bảo vệ mặt ngoài nếu là đá thiên nhiên. Trọng lượng những viên đá nhỏ hơn chỉ chiếm khoảng 30% hoặc ít nhất có trên 50% khối lượng đá có trọng lượng lớn hơn. Với cục bê tông mặt ngoài, trọng lượng viên đá lớp dưới đầu tiên được tham khảo trong bảng 10-5

Bảng 10-5: Trọng lượng viên đá dưới lớp bề mặt bằng cục bê tông

Cục bê tông (Trọng lượng W)	Trọng lượng đá lớp dưới
Dolos	W/5 - W/10
Stabit	W/5 - W/10
Tetrapot	W/10 - W/20
Accropode	W/7.5 - W/15

Đồng thời thoả mãn cấp phối:

$$\frac{D_{85\,(\text{lớp dưới})}}{D_{bó(\text{lớp mặt})}} > 2$$

Phía dưới cần thiết bề mặt mái phẳng nên có thể rải một lớp sỏi cuội có kích thước lớn nhất yêu cầu bằng khoảng 2/3 đường kính lỗ hổng giữa các viên đá.

Cấp phối yêu cầu giữa các lớp kế tiếp nhau là:

$$D_{15u}/D_{85c} \leq 4 \text{ đến } 5$$

$$4 \leq D_{15u}/D_{15c} \leq 20 \text{ đến } 25$$

Trong đó:

D là kích thước vật liệu (tương tự hình khối vuông);

Chỉ số 'c' biểu thị cho lõi;

Chỉ số 'u' biểu thị cho lớp dưới;

Chỉ số '15' và '85' biểu thị số phần trăm lớn hơn kích thước đó.

3) Chiều dày lớp dưới.

Mỗi lớp có chiều dày tối thiểu bằng 2 lần viên đá.

Có thể xác định chiều dày của một lớp dưới theo công thức:

$$r = nk_> (W/W_r)^{1/3} \qquad (10\text{-}4)$$

Trong đó:

r là chiều dày trung bình của lớp (m);

n - số lượng của lớp đá;

W - khối lượng của đá (N);

W_r - khối lượng đơn vị của đá (N/m^3);

$k_>$ là hệ số lớp được nêu tại bảng 10-6.

Bảng 10-6: Hệ số lớp $k_>$

Đá	n	Cách đặt	Hệ số lớp $k_>$	Độ rỗng (%)
Đá mỏ (nhẵn)	2	Tự do	1,02	38
Đá mỏ (góc cạnh)	2	Tự do	1,15	37
Đá mỏ (nhẵn)	>3	Tự do	1,10	40
Đá giả (vuông)	2	Tự do	1,10	47

10-4-7 Thiết kế đỉnh

1) Về cấu tạo

Đỉnh và mép mái trong của kè. Không có phương pháp phân tích nào đề cập đầy đủ về xác định kích thước đỉnh và lớp bảo vệ rìa mép trong của kè. Kích thước phụ thuộc chính lượng sóng nước tràn do sóng leo. Khi thiết kế sơ bộ kích thước đỉnh giả định lấy không nhỏ hơn kích thước của 3 viên vật liệu. Phần rìa mép trong nên bố trí viên vật liệu có kích thước lớn hơn để ổn định khi sóng tràn qua. Tuy nhiên có thể đặt viên vật liệu có kích thước nhỏ hơn nếu thiết kế sóng không tràn qua.

Trong thiết kế cấu trúc, đỉnh kè phá sóng thường được thiết kế ổn định như cấu trúc trọng lực. Cấu trúc bê tông khối lớn thường áp dụng và cả bê tông cốt thép có thể được dùng với lý do là:

(a) Ngăn ngừa nứt bề mặt do ứng suất nhiệt;

(b) Chống lại ứng suất uốn do lún không đều của thân kè hoặc do tải trọng sóng tác động lên tường;

(c) Chống ứng suất cục bộ tại vị trí tiếp giáp.

Người ta cho rằng dùng bê tông cốt thép có thể có được một khối lượng bê tông tối thiểu với chiều dày hợp lý đủ cường độ và độ bền vững cao. Các khe lún theo mặt cắt ngang được bố trí với khoảng cách thích hợp 5 m đến 10 m có một khe.

Chiều rộng đỉnh đủ tạo một đường đi dùng trong kiểm tra quản lý, tu dưỡng. Trên đỉnh còn có một tường chắn sóng để ngăn hoặc để giảm sóng leo và sóng tràn qua. Có khi đỉnh của kè còn do các yêu cầu khác như thương mại, du lịch.

Hình 10-9 trình bày một số mặt cắt điển hình đỉnh kè phá sóng dạng mặt cắt hình thang. Hình (10-9)a và (10-9)b trình bày loại đỉnh đơn giản được gia cường giữ 2 đầu bằng các viên lớp bề mặt và cho phép sóng nước có thể tràn qua. Lớp dưới lớp bề mặt nằm ngay dưới đỉnh cũng có thể cho phép một lượng lớn nước khi

sóng cao hơn xuyên qua. Tại hình (10-9)c, một tường chắn sóng bố trí ở mép ngoài được giữ chân bằng lớp bề mặt. Sóng tràn qua có thể xảy ra nhưng tổn hại ở rìa mép trong của đỉnh được loại bỏ bằng cách kéo dài bề rộng đỉnh để mép như một công xôn. Hình (10-9)d đỉnh kè phá sóng có một tường chắn sóng cao để chỉ cho phép trường hợp hạn hữu mới có sóng tràn qua. Mặt trước tường chắn sóng có dạng cong để ngăn sóng không đổ vào phía đỉnh kè, tuy nhiên dạng hình này không có tác dụng khi gặp các con sóng lớn chu kỳ dài. Loại tường chắn sóng cao này sẽ chịu tác dụng lực sóng lớn hơn so với các loại đỉnh kè khác.

Một cơ ngang ở phía biển của đỉnh có chiều rộng tối thiểu bằng 2 viên vật liệu bảo vệ mái ngoài.

2) Phân tích ổn định

Đỉnh kè ổn định phụ thuộc chủ yếu tải trọng sóng. Tải trọng sóng tác động vào đỉnh kè lại phụ thuộc hình dạng cấu trúc đỉnh, cao độ lớp bề mặt trước đỉnh và độ thấm của thân kè. Trong thí nghiệm mô hình thuỷ lực khi sóng không vỡ trên cấu trúc đỉnh kè, áp lực sóng có thể giả định tỷ lệ khác nhau giữa chiều cao sóng chuẩn và chiều cao đỉnh kè trên mức nước tĩnh. Với áp lực P_w (kN/m^2) giả thiết đồng đều trên toàn bộ chiều cao mặt đứng, do đó có thể tính được áp lực này bằng công thức kinh nghiệm sau:

$$P_w = KW_wL\,(H_s/H_c - 0,5) \qquad (10\text{-}5)$$

Trong đó:

H_s - chiều cao sóng chuẩn tại công trình (m);

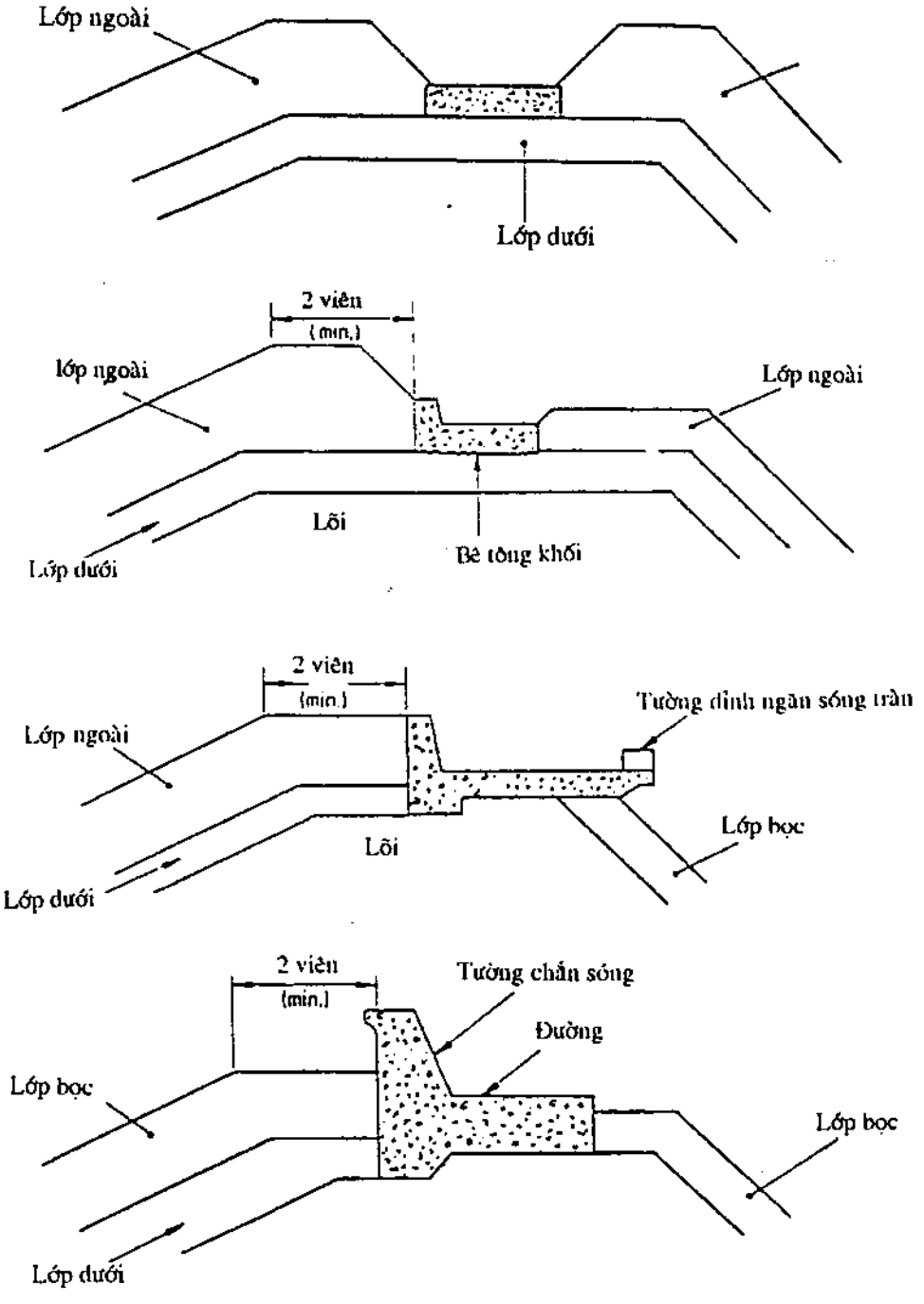
H_c - chiều cao đỉnh kè (m);

L - chiều dài sóng ứng với chu kỳ sóng chuẩn tại chiều sâu nước ở công trình (m);

W_w là trọng lượng đơn vị của nước (nước sạch = 9810 N/m^3, nước biển = 10050 N/m^3);

K - hệ số không thứ nguyên biến đổi từ 0,025 - 0,19 cho đá dạng tròn nhẵn đến Tetrapot. Gợi ý rằng trị số lấy bằng 0,25 dùng cho thiết kế sơ bộ.

Về ổn định của đỉnh kè, theo quy định tiêu chuẩn thiết kế của Anh một hệ số an toàn về chống trượt ít nhất là 1,5 để chống với lực sóng. Với dạng đỉnh kè có tường chắn sóng như ở hình (10-9)d, một hệ số an toàn ít nhất bằng 2,0 để chống lại trượt và lật. Khi tính toán ổn định đỉnh kè chống lật giả định toàn bộ chiều rộng đáy của đỉnh kè chịu áp lực đẩy nổi. Vì có thể đỉnh kè gặp phải các con sóng lớn đặc biệt tác động nên cần thiết phải thông qua thí nghiệm mô hình để kiểm tra thiết kế đỉnh kè.



Hình 10-9 Cấu trúc đỉnh kè phá sóng dạng mặt cắt hình thang

10-4-8 Thiết kế chân.

Nơi vùng nước nông, chân kè phá sóng dạng mặt cắt hình thang chịu tác động sóng vỡ. Tốc độ dòng chảy lớn và sự đảo chiều của gradient thuỷ lực có thể gây ra xói thềm bãi chân kè (trừ trường hợp bãi là đá) làm lún kè. Hiện tượng lún do xói này có thể khắc phục bằng thiết kế lớp đệm lọc bảo vệ chân.

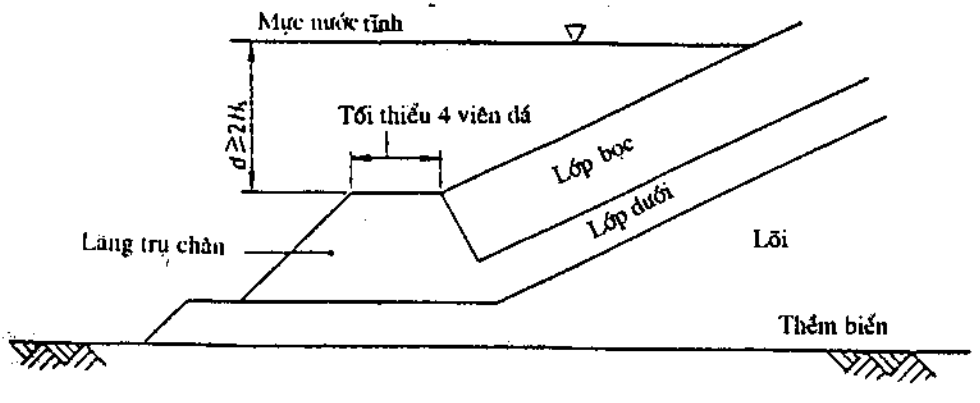
Tại nơi nước sâu ở chân kè nhỏ hơn 2 lần H_s và mái của lớp bề mặt dốc hơn 1 : 3, một dạng lăng trụ ở chân kè được bố trí.

Hình (10-10) trình bày các hình thức tiêu biểu bảo vệ chân kè phá sóng. Hình (10-10)a lớp dưới lớp bề mặt được kéo dài để hình thành lăng trụ bảo vệ chân, đá có cùng kích thước nếu chiều sâu nước lớn hơn 2 lần H_s. Trong vùng nước nông, đá phải dùng loại có kích thước lớn hơn để bảo vệ chân.

Cần lưu ý đến khả năng dòng chảy gây xói thềm bãi ở chân kè. Dòng chảy có thể do ảnh hưởng của hoạt động thuỷ triều lên xuống hoặc có thể do phản xạ sóng xiên tác dụng lên bề mặt của kè phá sóng. Tính toán kích thước viên đá ổn định do tác động của dòng chảy đã nêu trong chương II và III có thể áp dụng.

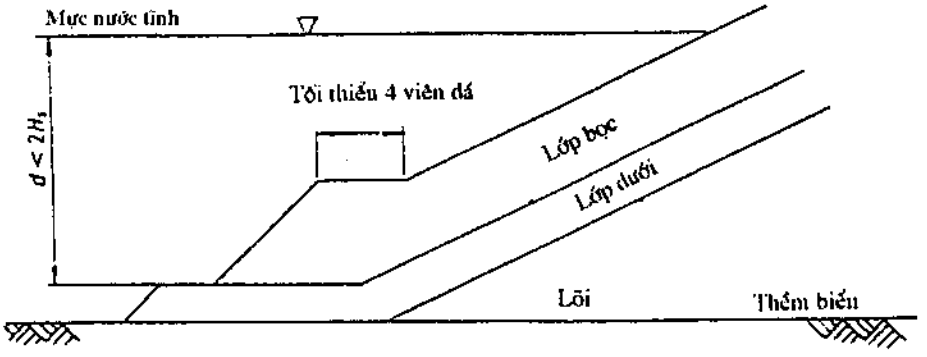
Một chức năng quan trọng khác của lăng trụ bảo vệ chân kè là giữ chân cho lớp bề mặt. Chiều rộng lăng trụ có chức năng như vậy ít nhất bằng 4 lần kích thước viên đá.

Tuy nhiên, cần thông qua mô hình thí nghiệm để xác định. Một dạng đệm bố trí trước chân như trình bày ở hình (10-10)e. Đệm có bề rộng đủ để chống xói nơi thềm bãi vật liệu là hạt mịn.

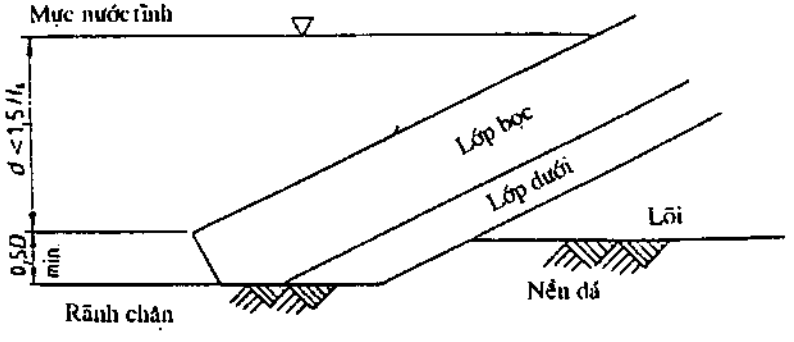


(a) Trường hợp nước sâu

Hình 10-10: Bảo vệ chân kè phá sóng

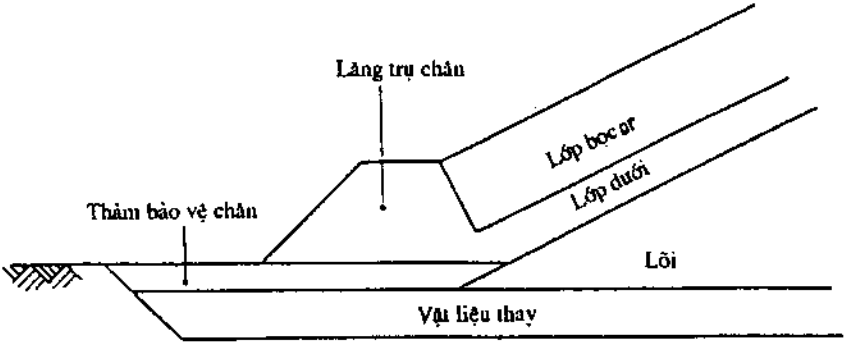


(b) Trường hợp nước nông



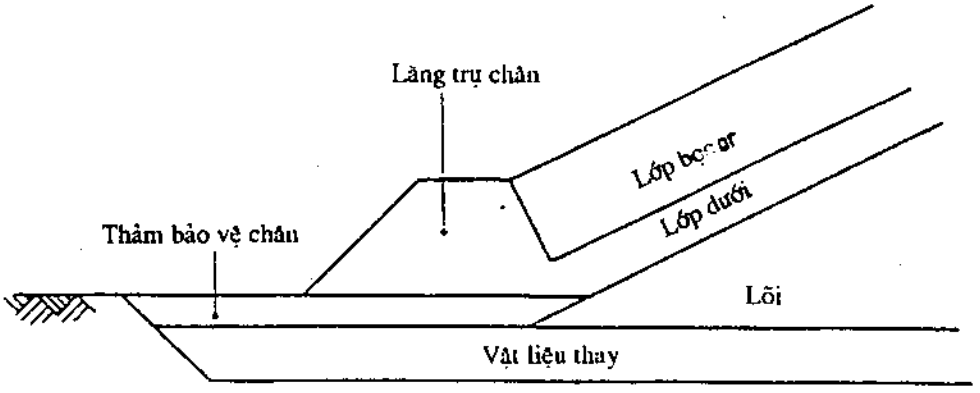
(c) Nền đá

Ghi chú: d là chiều sâu nước tĩnh



(d) Vật liệu thềm yếu

Hình 10-10 Bảo vệ chân kè phá sóng (tiếp)



(e) Thảm bảo vệ chân

Hình 10-10 Bảo vệ chân kè phá sóng (tiếp theo)

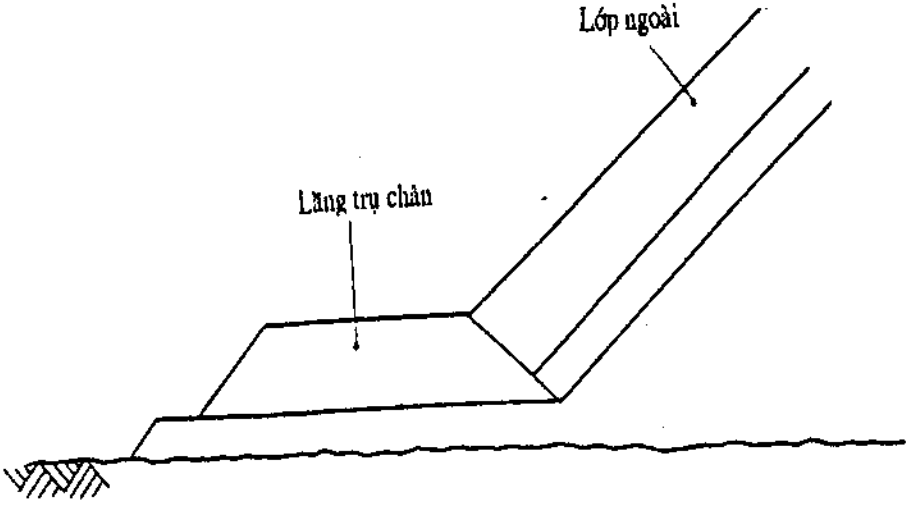
Các dạng khác bảo vệ chân nơi thềm là đất cát hạt mịn được nêu ở hình (10-11). Chiều rộng lăng trụ bảo vệ chân hoặc phạm vi đệm bảo vệ phụ thuộc vào chiều sâu xói và các đặc tính sóng vỡ và tốc độ dòng chảy. Kích thước viên đá yêu cầu đối với một đệm bảo vệ chân đảm bảo ngưỡng ổn định ứng với sóng thiết kế, sóng vỡ và kéo xuống. Hình (10-12) trình bày biểu đồ ngưỡng chuyển động của viên đá trên thềm bãi dưới tác động của sóng. Chiều cao sóng ở đây là $H_{1/10}$ và trọng lượng của viên đá lấy từ hình (10-12) là bằng gấp đôi, có thể lấy tăng hơn nếu là nơi có dòng chảy tốc độ lớn.

Trường hợp nền là cát mịn hoặc cát hạt rời phải thiết kế thảm lọc đệm để chống xói.

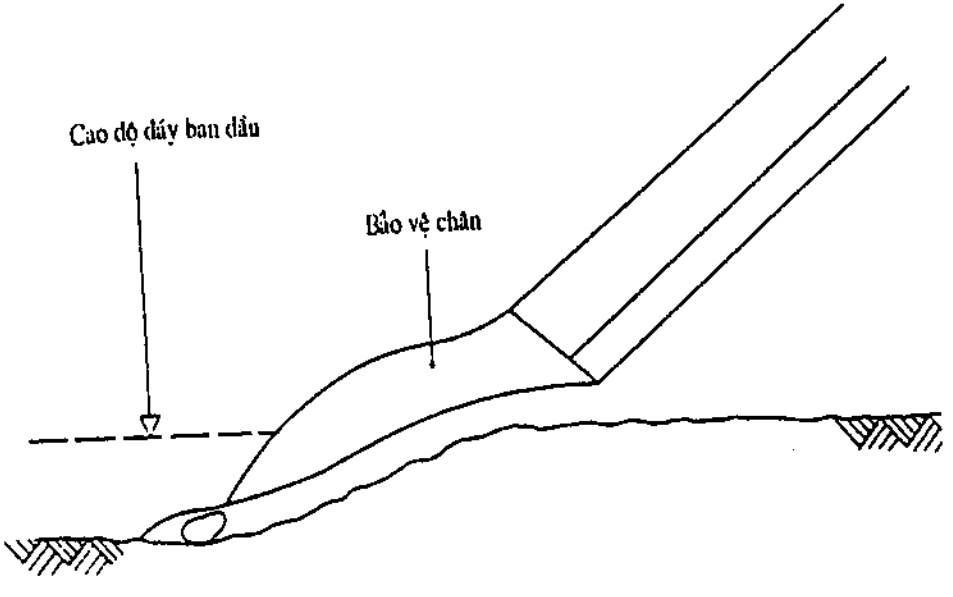
10-4-9: Thiết kế nền

Như đã trình bày, ổn định của kè phá sóng phụ thuộc ổn định bản thân kè và ổn định nền dưới tác dụng của tải trọng tĩnh và động. Phải xem xét ổn định tổng thể thân và nền kè trên cơ sở phân tích cấu trúc của kè và các kiến thức đất nền. Vì thông thường kè phá sóng có mái khá dốc nên có thể bị sạt trượt do ảnh hưởng của động đất, nhất là nơi nền có khả năng xẩy ra hiện tượng hóa lỏng. Có thể khắc phục bằng thiết kế mặt cắt rộng hơn hoặc thêm cơ hay mái thoải hơn.

Lún do nén hoặc hoá lỏng đất cát ở dưới nền có thể xác định theo tiêu chuẩn về lý thuyết cơ học đất. Có thể loại bỏ nền yếu thay vì bằng nền cát thô hoặc cuội sỏi.

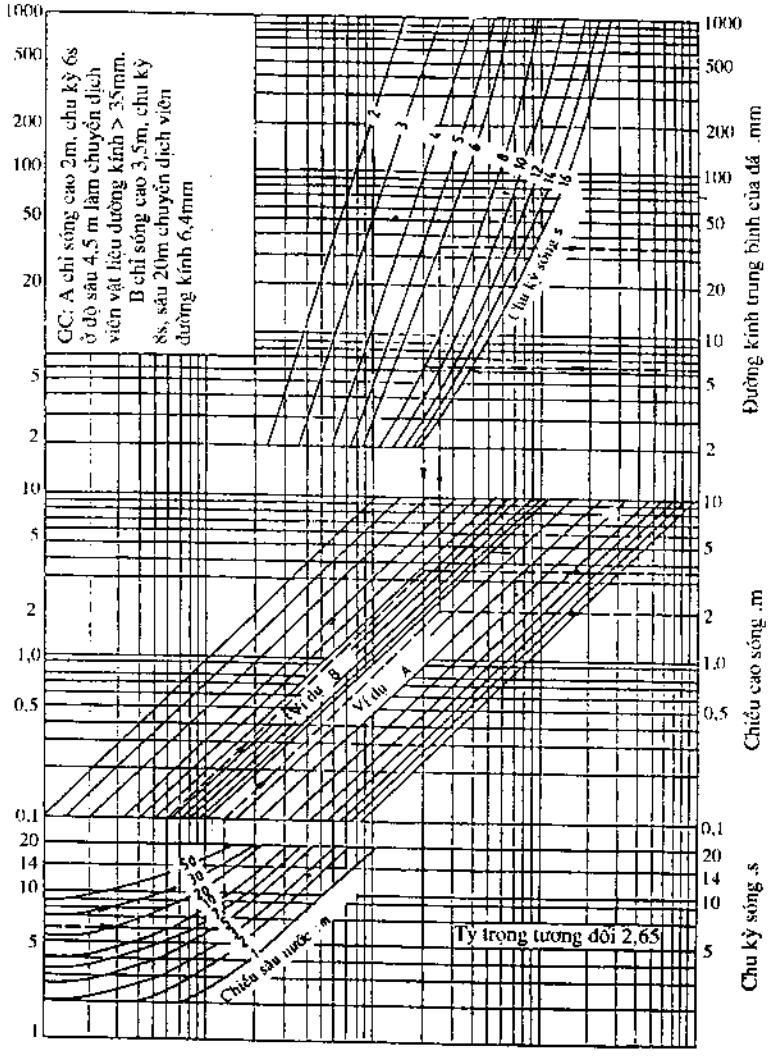


(a) Khi xây dựng



(b) Sau khi xây dựng

Hình 10-11 Đệm bảo vệ chân kè phá sóng



Hình 10-12 Ngưỡng chuyển động của viên đá trên thềm bãi do sóng tác động

10-4-10 Thiết kế đầu kè.

Đầu kè phá sóng phải được xem xét đặc biệt trong thiết kế để bảo đảm yêu cầu ổn định cần thiết. Đầu kè có vị trí khác với các phần khác của kè, đó là:

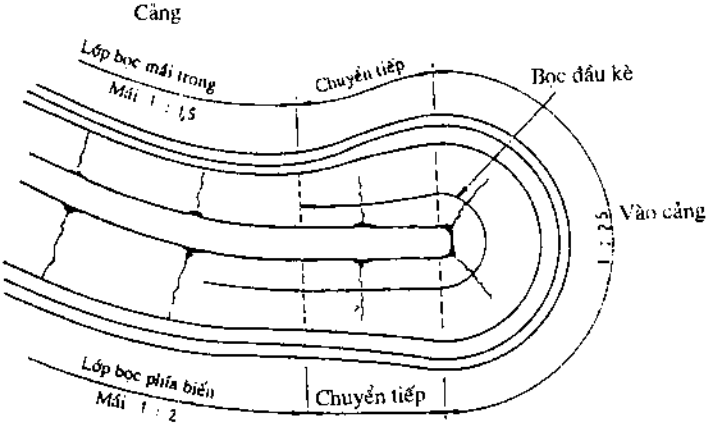
- Thường nằm ở nơi sâu hơn;
- Chịu tác động mạnh hơn của sóng, dòng chảy;
- Sóng xiên có thể bị phản xạ, khúc xạ do bản thân kè hoặc các kè khác trong hệ thống công trình bảo vệ bờ hoặc cảng;

- Xáo động sóng tăng có thể do phản xạ hay khúc xạ sóng vì hoạt động nạo vét bên trong cảng hoặc do thay đổi cao trình đáy bãi;

Đầu của kè phá sóng thiết kế thường là dạng tròn như trình bày ở hình 10-13. Tuy nhiên dạng đầu tròn này cũng tạo ra những bất lợi nhỏ về ổn định lớp bề mặt:

- Dưới tác động của sóng sẽ tạo nên vận tốc dòng chảy cao hơn ở phần rìa mái và thường thấy đây là vùng kém ổn định hơn;

- Dạng đầu cong tròn có thể làm giảm khả năng liên kết giữa các viên vật liệu lớp ngoài.



Hình 10-13 Dạng đầu tròn tiêu biểu kè phá sóng

Vì những lý do trên, để ổn định tổng thể phần thân cũng như phần đầu cùng một điều kiện sóng bão, các viên vật liệu có kích thước lớn hơn được bố trí bao quanh khu vực đầu kè, hoặc độ dốc mái thoải hơn hoặc kết hợp giữa 2 giải pháp trên. Giải pháp khác là tăng chiều dày lớp mặt ngoài đầu kè cùng tăng chiều rộng đỉnh kè. Loại viên vật liệu này được bố trí đầu kè kéo dài một đoạn chuyển tiếp về 2 phía một khoảng cách bằng khoảng 1 đến 2 lần chiều cao của kè. Đoạn chuyển tiếp giữa đầu và thân này phải cong thuận nhất là mặt kè phía biển. Một số dạng viên bê tông như Tetrapot hoặc Dolos kém ổn định với sóng tác động xiên, do đó các giải pháp nói trên cần áp dụng.

Trị số K_D đối với đá làm lớp mặt đã nêu tại bảng (10-3) như đã nói chỉ áp dụng giới hạn độ dốc mái nhất định. Khi mái ở đầu kè thoải hơn 1:3 sẽ giảm rõ rệt độ ổn định của lớp bảo vệ mặt ngoài.

10-5. Kè phá sóng mặt đứng

10-5-1 Giới thiệu.

Kè phá sóng mặt đứng luôn ngăn sự truyền năng lượng sóng vào thân kè mà hầu hết năng lượng được phản xạ. Một kè phá sóng hợp lý là loại mặt phía biển nước

thấm được ở một mức độ nhất định. Mặt thấm được này sẽ thu một phần năng lượng sóng.

Mặt của kè phía biển thẳng đứng nhưng một phần như ở đỉnh có thể dạng mái dốc hoặc tường có chân xiên. Nhưng trên mặt bằng mặt phía biển của loại kè này là đường thẳng. Cũng có khi là loại kết hợp có mái dốc từ chân đến đỉnh kè.

Dạng cấu trúc của kè phá sóng mặt đứng có thể là loại trọng lực hay cấu trúc cọc. Các hình thức khác nhau về mặt cắt ngang kè loại này được nêu từ hình (10-14) đến hình (10-22).

Cấu trúc của kè có các hình thức sau:

1) Mặt đặc:

Hình (10-14) đến hình (10-19) trình bày mặt cắt ngang kè phá sóng mặt đứng đặc. Dạng thông dụng loại này là cấu trúc trọng lực. Kè dạng thùng được nhồi đầy ruột như ở hình (10-14)a.b.c , kè cấu trúc bằng các khối bê tông xếp như hình (10-15) và các hình thức kè cọc ruột nhồi bê tông hoặc vật liệu khác từ hình (10-16) đến hình (10-18) cũng là loại cấu trúc trọng lực.

2) Mặt có xoi lỗ:

Ví dụ dạng công trình kè phá sóng mặt đứng không thấm có lỗ xoi nêu ở hình (10-20). Lỗ có thể hình tròn hoặc tam giác cho phép nước vào trong một buồng đặt ngay phía sau của tường phía biển và đi ra ngoài. Nhờ cấu tạo như vậy đã làm tiêu hao năng lượng sóng, giảm sóng phản xạ và tải trọng sóng tác động vào công trình cũng như giảm được sóng leo.

Kè mặt xoi lỗ có thể thiết kế theo loại thấm được với kết cấu gồm khối hở liên kết hoặc màng chắn có khe hở được hệ thống cọc đỡ giữ như ở hình (10-21).

3) Mặt đứng có đống đổ phía biển:

Hình thức kè phá sóng loại này trình bày ở hình (10-22). Nhờ đống đổ phía biển mà giảm chiều cao sóng leo, tải trọng sóng và sóng phản xạ tác động lên công trình.

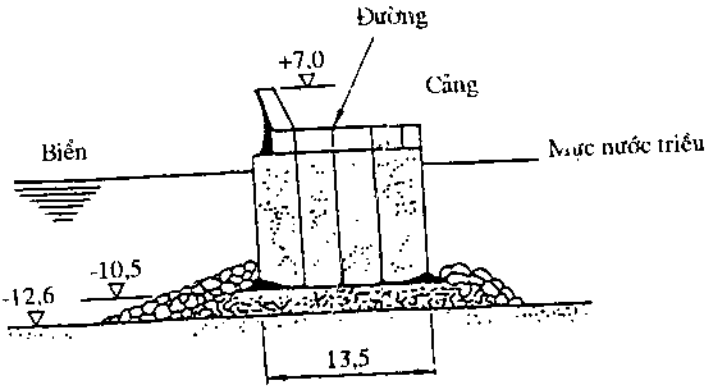
10-5-2 Thiết kế.

Yếu tố chính xem xét khi thiết kế kè phá sóng mặt đứng là tính năng thuỷ lực và tải trọng, yếu tố nền và thi công chỉ xét như yếu tố ảnh hưởng.

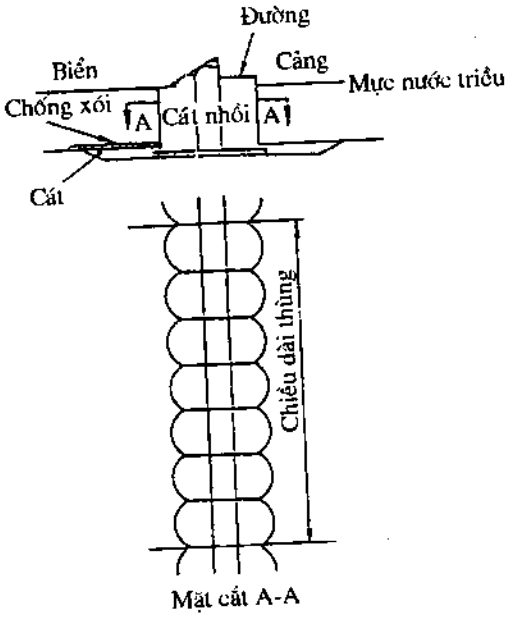
1) Tính năng thuỷ lực.

(a) Sóng tràn đỉnh kè: Kè thiết kế ở các mức độ khác nhau sóng nước tràn đỉnh. Tràn đỉnh kè phá sóng mặt đứng có thể dẫn đến làm giảm đáng kể lực sóng ngang trên bề mặt đứng cuả kè. Nếu thiết kế cho phép sóng tràn qua thì có thể giảm giá đầu tư công trình nhưng tăng đầu tư phần đỉnh đủ vững dưới tác động của sóng

tràn. Vì lý do kinh tế thường kè phá sóng nói chung cho phép sóng tràn ở một mức độ nào đó. Tuy nhiên với mặt kè đứng, sóng nước tràn đỉnh được ném một khoảng cách vào phía trong. Khi lượng lớn sóng nước tràn có thể gây nên xáo động mạnh khu vực sau kè và tạo sóng thứ cấp gây bất lợi vùng được kè bảo vệ như khu cảng. Vì vậy khi thiết kế cần cân nhắc kỹ các yếu tố kỹ thuật và kinh tế để lựa chọn một cao độ đỉnh kè hợp lý.

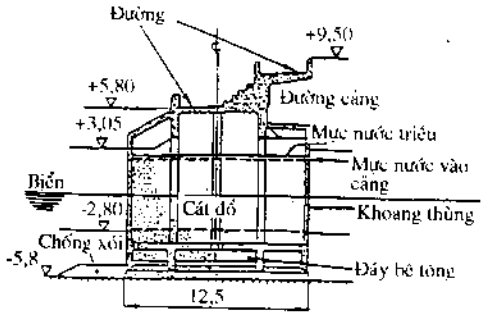


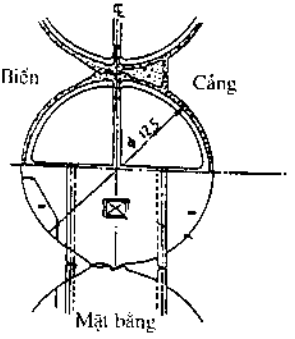
(a) Kè Gela ở Italia



(b) Kè Marsa el Brega

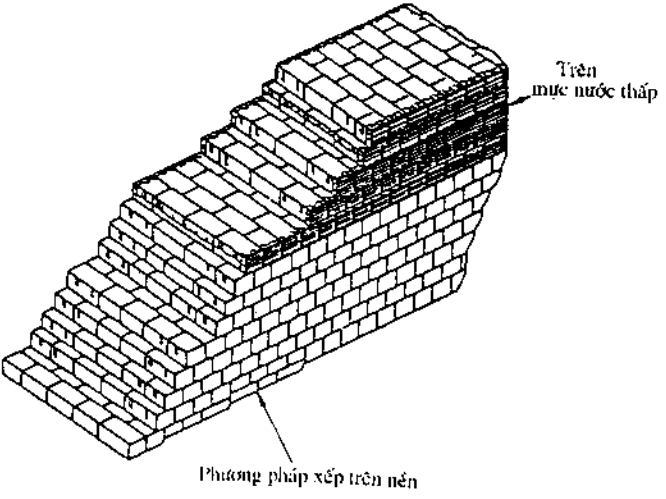
Hình 10-14 Kè mặt đứng cấu trúc dạng thùng (tiếp theo)



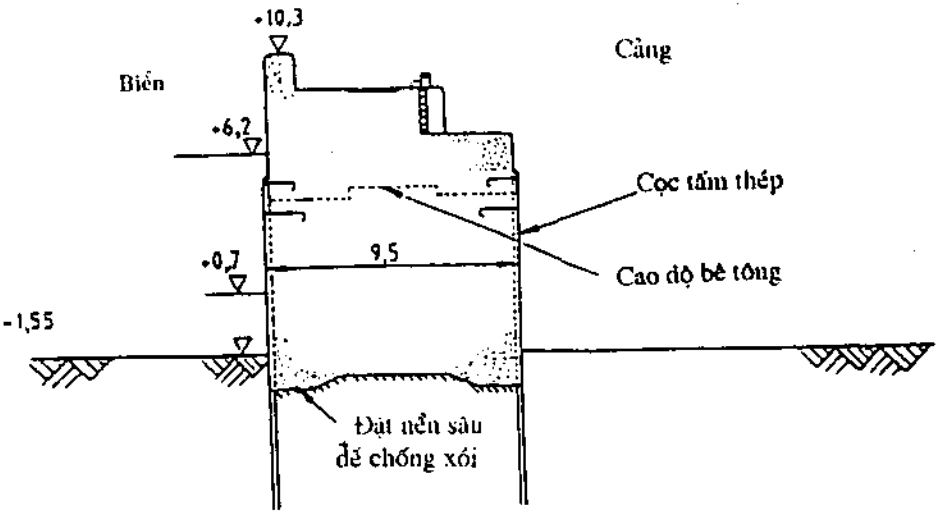


(c) Kè Brighton marina ở Anh

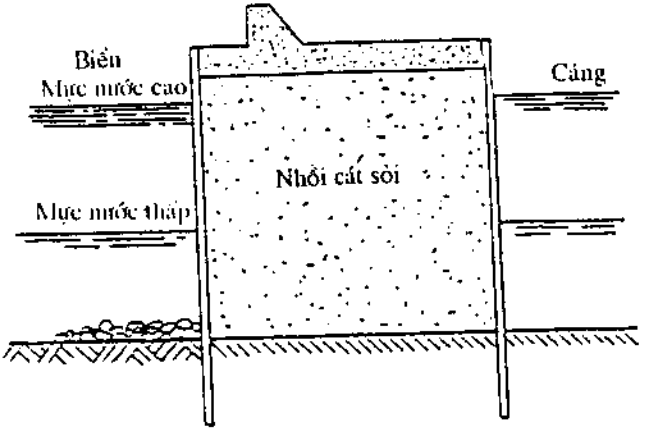
Hình 10-14 Kè mặt đứng cấu trúc dạng thùng (tiếp theo)

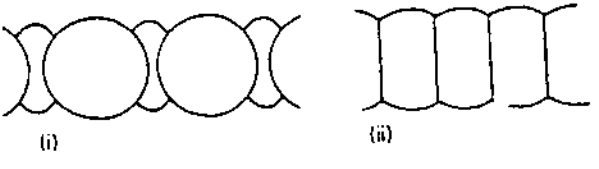


Hình 10-15 Cấu trúc các khối bê tông xếp

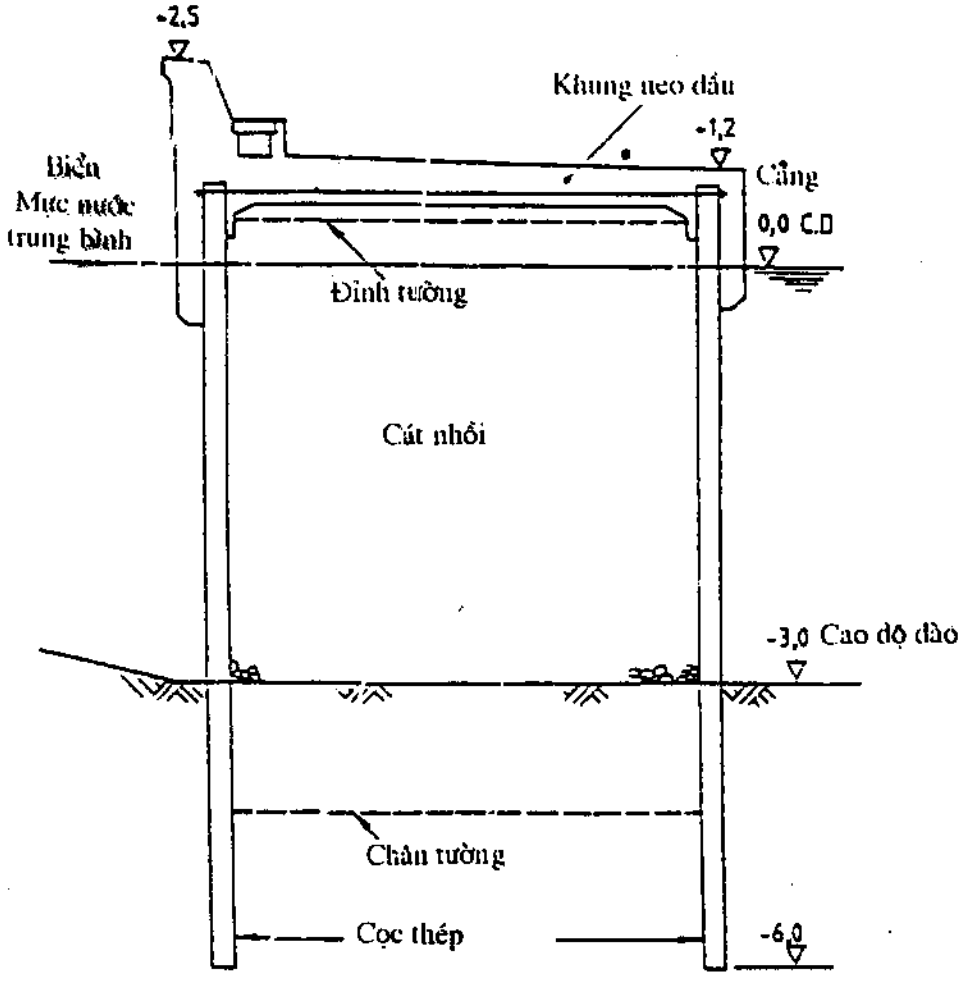


Hình 10-16 Cấu trúc cọc cừ giữa nhồi bê tông





Hình 10-17 Dạng cọc cừ có ngăn



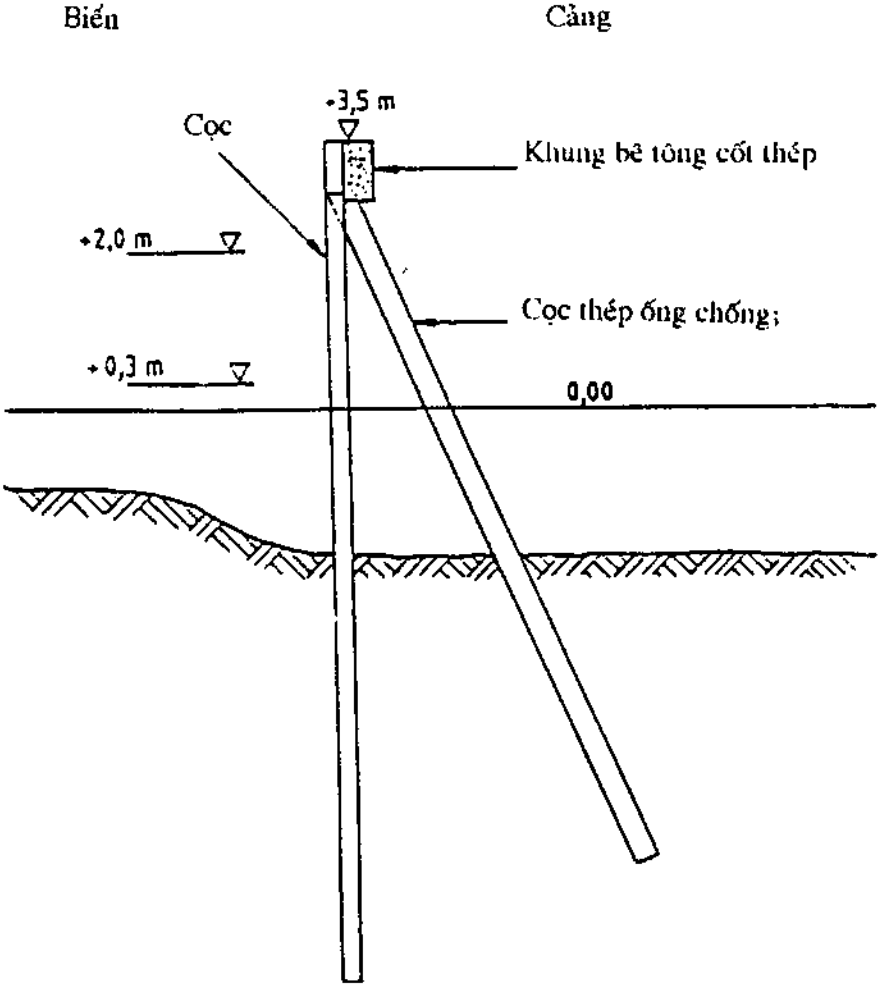
Hình 10-18 Dạng cọc cừ kép

Truyền sóng do sóng tràn đỉnh kè phá sóng mặt đứng có thể xác định theo biểu đồ ở hình 10-23. Biểu đồ được xây dựng theo kết quả thí nghiệm mô hình với sóng đều.

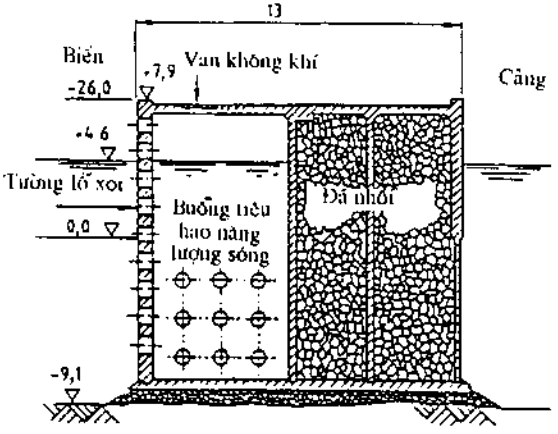
(b) Phản xạ sóng: Phản xạ năng lượng sóng từ mặt đứng của kè phá sóng đối với sóng không vỡ có thể đạt gần100%. Năng lượng sóng phản xạ này ảnh hưởng bất lợi đối tàu bè, đường vận tải thuỷ vào cảng và gây xói khu vực phía biển của kè. Biện pháp làm giảm năng lượng sóng bằng bố trí các khoang rỗng phía sau mặt trước của kè. Lượng phản xạ biến đổi theo chu kỳ sóng và không thể tính toán

được. Nhưng theo thí nghiệm của Goda một hệ số phản xạ nằm trong khoảng 30% đến 70%. Sử dụng đống đổ ở phía mặt trước của kè sẽ làm giảm sóng phản xạ và cả sóng tràn đỉnh. Hệ số phản xạ trong trường hợp này phụ thuộc vào chu kỳ sóng, chiều cao đống đổ và độ rỗng của nó. Goda cho rằng 30% đến 50% năng lượng được tiêu hao do các khối bê tông đổ đống.

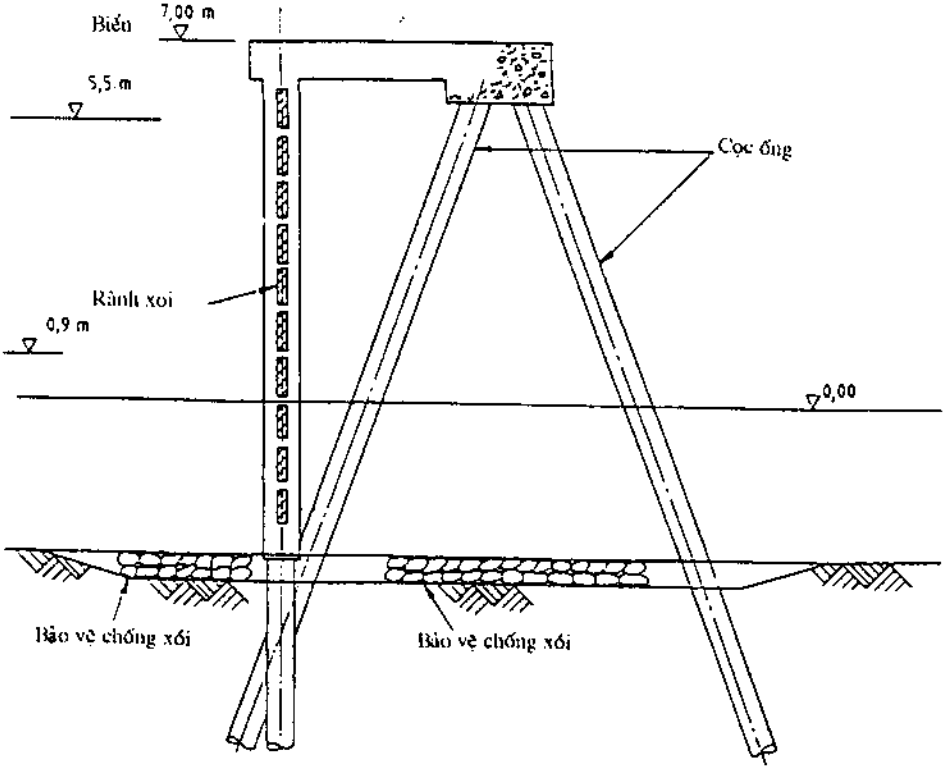
Trường hợp phản xạ sóng đối với sóng không vỡ ở vùng nước sâu, mô hình thuỷ lực cần thiết để xác định hệ số phản xạ. Khi mặt đứng phía biển của kè có lỗ, phản xạ sóng có thể biến đổi nhiều theo chu kỳ sóng.



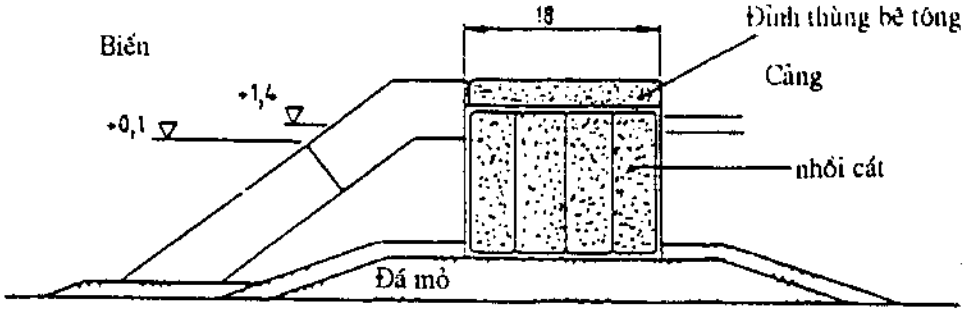
Hình 10-19 Dạng cọc tường đơn

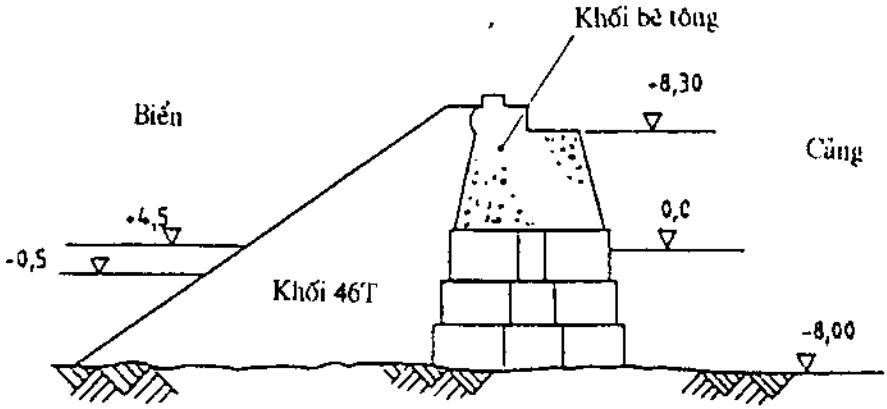


Hình 10-20 Cấu trúc mặt đứng xoi lỗ



Hình 10-21 Dạng màng chắn có khe hở





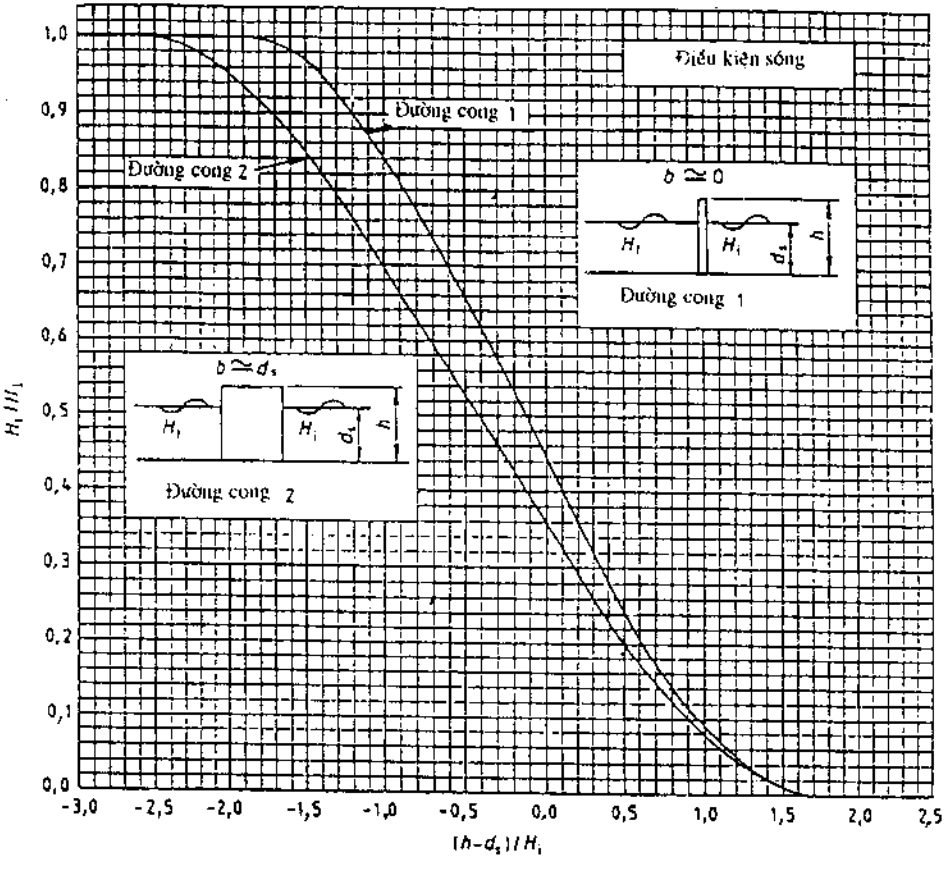
Hình 10-22 Dạng có đống đổ mặt phía biển

2) Tải trọng.

(a) Tải trọng sóng trên mặt đứng kè phá sóng.

Khi ở điều kiện sóng vỡ, lực tác động lên mặt kè rất lớn mặc dầu một phần năng lượng sóng đã tiêu hao trong quá trình vỡ. Do khác nhau mực nước giữa phía biển và phía rìa trong, áp lực thuỷ tĩnh được xét riêng rẽ. Tổng các lực và sự phân bố của chúng trên bề mặt được xét và đánh giá ổn định.

Cần chú ý đến phân bố áp lực đẩy nổi ở phía dưới đáy kè dạng thùng, nơi nền là kết cấu hạt chịu biến đổi của áp lực nước.



Hình 10-23 Hệ số truyền sóng do sóng tràn đỉnh

Ghi chú: (Hình 10-23)

b - chiều rộng kè (m);

d_s- chiều sâu nước (m);

H_i - chiều cao sóng đến (m);

H_t - chiều cao sóng truyền (m);

h - chiều cao kè (m);

g - gia tốc trọng trường (9,81 m/s^2);

I - chu kỳ sóng đến (s)

(b) Phương pháp giảm tải trọng sóng.

Tải trọng sóng lên công trình có thể giảm bằng các giải pháp như sau:

- Cho phép sóng tràn đỉnh ở một mức độ nhất định;
- Bề mặt có khe hở;

- Mái dốc phần trên của mặt;

Các kết quả nghiên cứu cho rằng tải trọng sóng có thể giảm đến 60% khi bề mặt kè có khe hở. Tuy nhiên hiệu quả bị hạn chế do tác động này rất nhạy cảm theo chu kỳ sóng. Tải trọng sóng giảm nếu bố trí đống đổ ở mặt phía biển của kè. Tải trọng nằm ngang giảm đáng kể khi thiết kế mái dốc ở phần đỉnh của kè phá sóng mặt đứng (xem hình 10-14)b). Dưới tác dụng của sóng trên mái nghiêng tạo thành phần lực thẳng đứng có thể làm tăng khả năng ổn định chống trượt và chống lật. Tuy nhiên, với mái dốc sóng tràn xảy ra nhiều hơn và bị tác động mạnh hơn áp lực do sóng vỡ nhưng được bù lại xói chân công trình ít hơn so với phần trên mái đứng.

3) Chống xói nền.

Tác động của sóng lên mặt đứng kè phá sóng gây nên xáo động lớn ở đáy. Nếu kè đặt trên nền có cấu tạo địa chất vật liệu hạt thì khả năng xói mạnh khu vực chân công trình xẩy ra, nhất là phía biển. Để đảm bảo ổn định cần thiết kế chống xói nền. Xói nền có thể xảy ra ngay nền là đá mềm như loại đá phấnv.v... Vì đầu tư giải pháp chống xói nền ít hơn nhiều so với đầu tư thân kè và vai trò quan trọng giữ ổn định tổng thể cho kè nên bảo vệ chân là không thể thiếu trong thiết kế kè phá sóng.

Hình thức kết cấu bảo vệ chân, kích thước viên đá và phạm vi bảo vệ xói đối với các công trình kè lớn phải được kiểm tra thông qua thí nghiệm mô hình.

Kích thước viên đá yêu cầu để chống xói do tác động của sóng có thể áp dụng dạng công thức Hudson để xác định:

$$W = \frac{W_r H^3}{N_s^3 X^3}. \qquad (10\text{-}6)$$

Trong đó:

H là chiều cao sóng tại công trình (m). Trị số lấy không nhỏ hơn $H_{1/10}$;

N_s - hệ số ổn định với nền có gia cố đống đổ bảo vệ chân;

W_r - trọng lượng đơn vị của đá N/m^3)

X - tỷ trọng tương đối của đá, bằng (Wr/W_w - 1)

W_w - trọng lượng đơn vị của nước (nước sạch = 9810 N/m^3, nước biển = 10050 N/m^3).

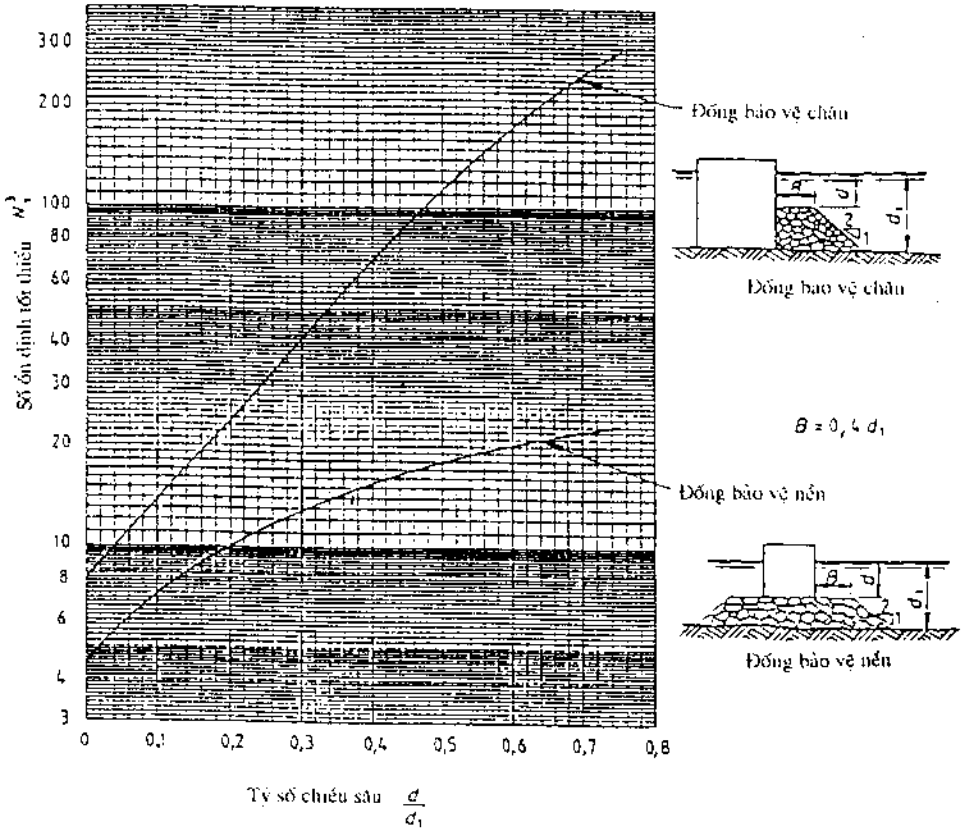
Trị số N_s với điều kiện sóng không vỡ có thể dùng biểu đồ hình (10-24) để tra.

Tác dụng của dòng chảy có thể gây ra xói chân kè. Trọng lượng viên đá chống xói do dòng chảy được xác định theo công thức của Isbash như sau:

$$W = 0{,}0219 \frac{V^6 W_r}{g^3 X^3} (1 - \sin^2\theta/\sin^2\phi)^{-3/2} \qquad (10\text{-}7)$$

Trong đó:

W - trọng lượng viên đá (N);



Hình 10-24 Hệ số ổn định N_s bảo vệ nền và chân bằng đống đổ.

V -tốc độ dòng chảy lớn nhất (m/s);

W_r là trọng lượng đơn vị của đá (N/m3).

X - tỷ trọng tương đối của đá trong nước, bằng (W_r/W_w - 1);

W_w - trọng lượng đơn vị của nước.

ϕ - góc nghỉ của đá;

0 là góc mái.

Nơi công trình vừa có tác động của dòng chảy và vừa có tác động sóng, trọng lượng của viên đá bảo vệ chân yêu cầu tăng 50%.

Trong quá trình thi công, xói chân có thể xảy ra nơi đoạn kè làm tiếp nên cần có biện pháp chống xói trước hoặc ngay sau khi làm xong từng đoạn của kè phá sóng mặt đứng. Không có tiêu chuẩn để tính chiều dài bảo vệ xói nhưng thông thường áp dụng xói có thể trong phạm vi bằng 1/4 chiều dài sóng thiết kế và chiều rọng đệm bảo vệ chân ở phía biển lấy không nhỏ hơn 2 lần chiều dài bước sóng được xác định ở công thức (10-6). Những nơi nền là hạt mịn, bề rộng bảo vệ chân trên còn được kéo rộng hơn.

10-6 Kè phá sóng cấu trúc tổng hợp

10-6-1 Giới thiệu.

Loại kè phá sóng này (hình 10-25) thường dùng nơi nước sâu mà nếu sử dụng dạng cấu trúc mặt cắt hình thang sẽ đòi hỏi một khối lượng rất lớn đá khó có thể đáp ứng, hoặc nếu làm kè mặt đứng phải chịu áp lực lớn của cả chiều sâu nước và sóng. Kè có dạng mặt cắt tổng hợp trong trường hợp này sẽ kinh tế hơn.

Kết cấu tổng hợp thường phần trên là mặt đứng gồm các thùng bê tông cốt thép, còn phần dưới là dạng hình thang gồm đá đổ và đáy của phần mặt đứng nằm trên một mặt phẳng nằm ngang suốt cả chiều dài của kè.

10-6-2 Thiết kế.

Các yếu tố xem xét trong thiết kế gồm lựa chọn hình thức mặt cắt ngang, tính năng thuỷ lực, tải trọng, ổn định tổng thể và thiết kế các phần cấu trúc của công trình.

1) Chọn mặt cắt ngang

Kinh nghiệm các nước cho rằng trừ phi có đầy đủ về số liệu sóng và thông qua mô hình kiểm định, kè phá sóng dạng tổng hợp chỉ áp dụng nơi nước sâu mà toàn bộ sóng được phản xạ và sóng vỡ ngay trước khi gặp mặt đứng của cấu trúc.

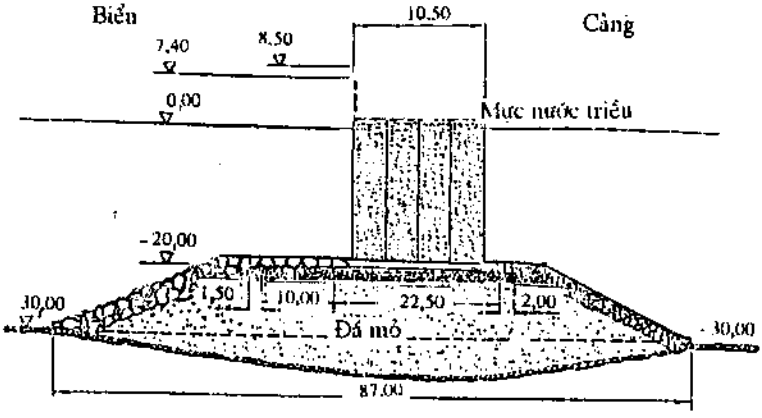
Để sóng phản xạ toàn bộ, thoả mãn tỷ số sau đây:

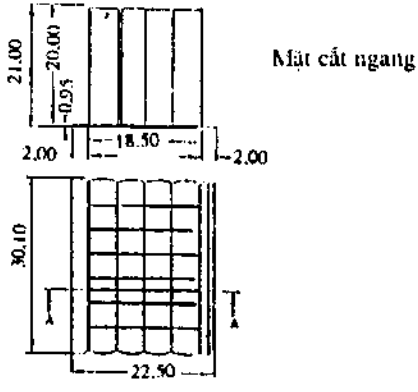
$$d \geq 0{,}75d_1$$

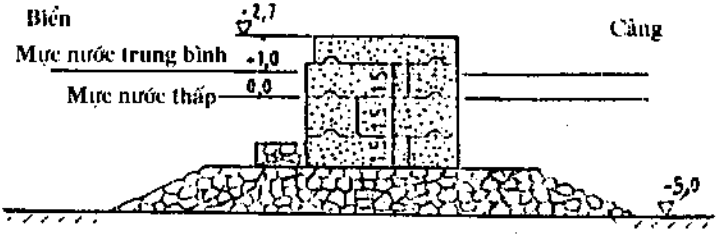
$$d_1 \geq 1{,}8H_{1/10}$$

Trong đó:

d - chiều sâu nước tại chân mặt đứng;







Hình 10-25 Kè phá sóng dạng tổng hợp

d_1 - chiều sâu nước tại chân mặt dạng hình thang.

Trường hợp d_1 lớn hơn 1,8H thì có thể cho phép $d < 0,75d_1$.

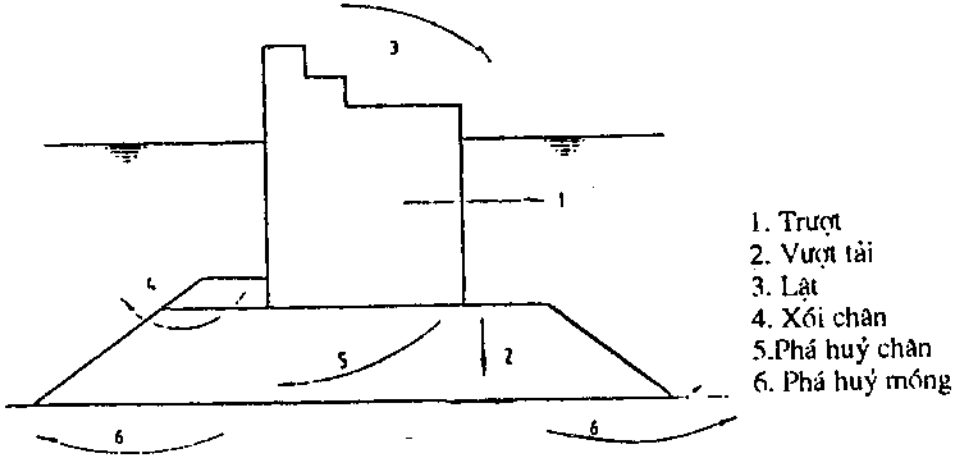
Khi thiết kế cần xem xét kỹ cao trình đỉnh của phần hình thang ở dưới trên cơ sở phân tích giá thành và khả năng thi công.

2) Tính năng thuỷ lực và tải trọng.

Tính năng thuỷ lực và tải trọng đã đề cập ở mục 10-5-2. Để đảm bảo ổn định phần kết cấu hình thang, yêu cầu ($d - d_1$)/d phải lớn hơn 0,4 đến 0,5. Phần mặt đứng ở trên cần thiết kế dạng mặt có xoi lỗ và có buồng tiêu hao năng lượng sóng

3) Về ổn định tổng thể.

Yêu cầu này bao gồm ổn định phần dưới cấu trúc dạng hình thang và phần trên mặt đứng. Nguyên nhân căn bản làm mất ổn định kè kết cấu tổng hợp là xói ở phần dưới và chuyển vị kết câú phần trên do tải trọng sóng lớn. Sự xói mòn dần ở nền có thể làm biến dạng, sạt mái phía biển hoặc làm tăng áp lực đẩy nổi gây trượt. Mất ổn định của kè có thể biểu thị trên hình 10-26. Sự phân bố áp lực đẩy nổi rất khác nhau, có thể là hình tam giác nếu nền và đáy thấm và phân bố đồng đều nếu ở rìa ngoài của phần đáy bị các hạt nhỏ làm tắc.



Hình 10-26 Các dạng hư hỏng kè phá sóng tổng hợp

Ghi chú:

1. Trượt 2. Vượt tải 3. Lật 4. Xói chân 5.Phá huỷ chân 6. Phá huỷ móng

Hệ số ma sát giữa đáy và nền được giả định lớn hơn 0,6 để đảm bảo độ ma sát cần thiết theo thời gian.

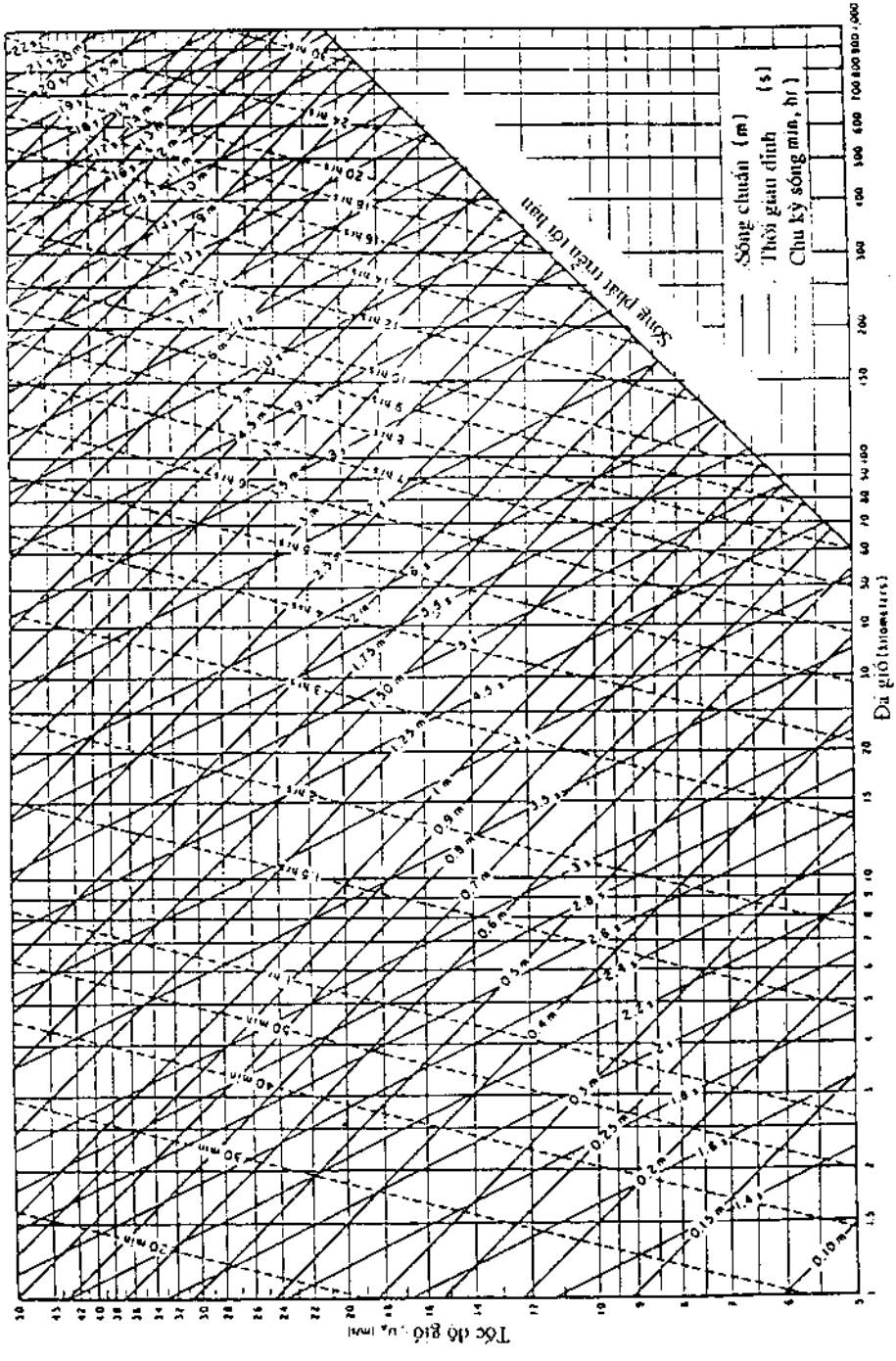
Hệ số an toàn chống trượt và lật của phần mặt đứng thường lấy bằng 1,5 đến 2,0 phụ thuộc vào khả năng hư hỏng ở nền và mức độ chế độ sóng tại công trình.

Để giảm tải trọng sóng tác động lên bề mặt đứng của kè và tăng khả năng ổn định phần đỉnh của cấu trúc hình thang ở dưới các khối đá kích thước lớn hoặc kết cấu bê tông trọng lượng lớn được bố trí. Có thể sử dụng các khối bê tông cục, tấm liên kết để bao mặt ngoài hoặc bố trí ở cơ phía biển có trọng lượng tối thiểu 10 tấn và có thể đến 30 tấn hay nặng hơn.

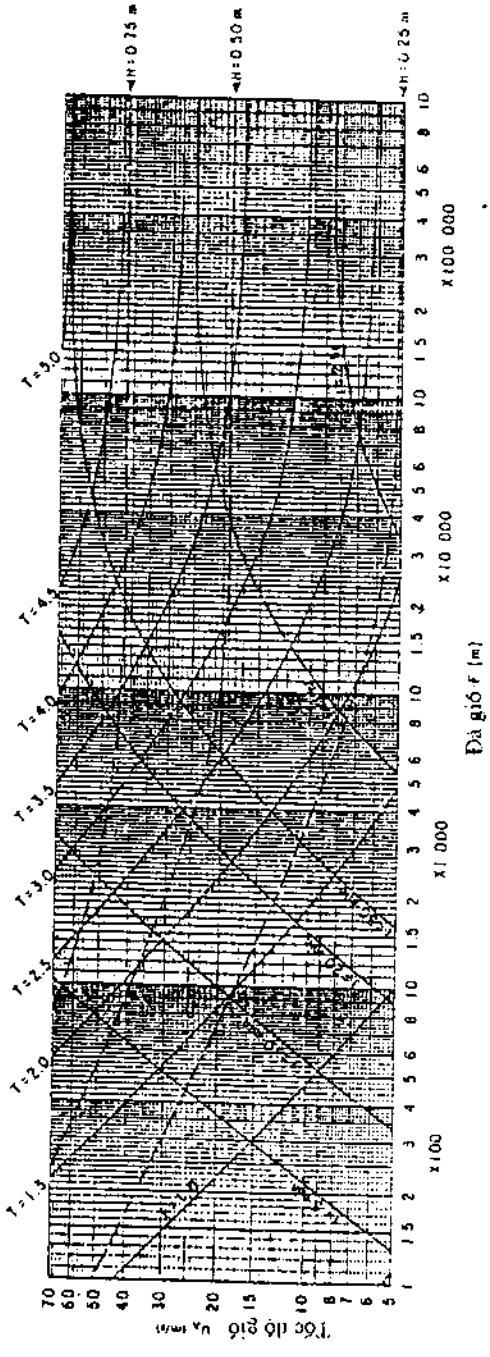
Vì phần nguy hiểm nhất của công trình kè phá sóng loại tổng hợp là rìa trên đỉnh mái dốc và đỉnh của cấu trúc hình thang nên trong thiết kế yêu cầu một chiều rộng tối thiểu ở phía trước chân tường đứng là 5 m đủ cho 5 viên đá lớn hoặc 5 viên bê tông.

10-7 Biểu đồ Hincast

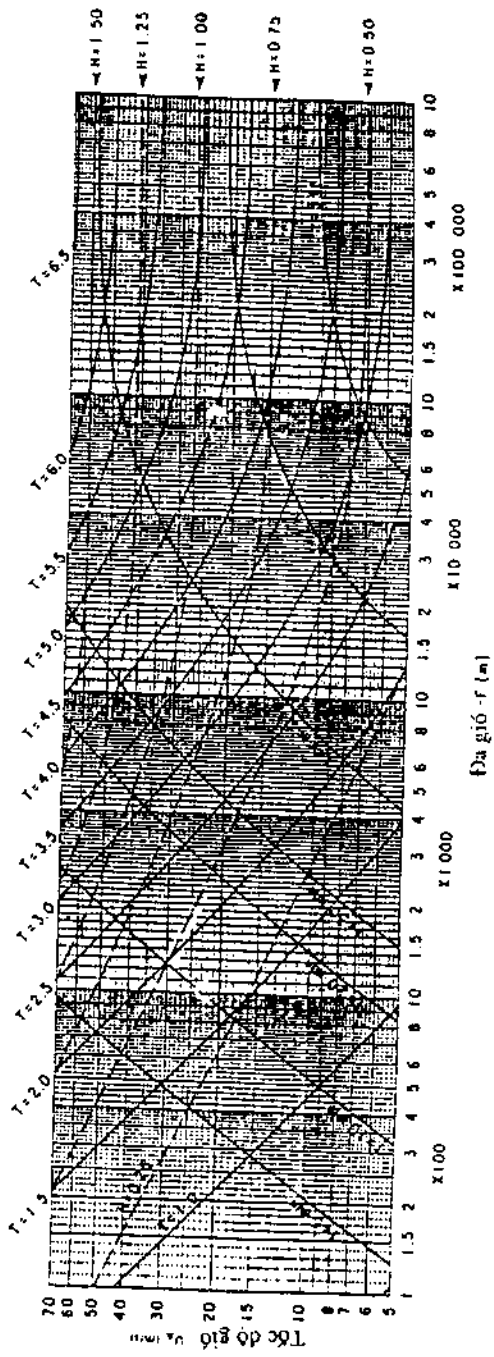
Biểu đồ Hincast dùng để xác định chiều cao sóng chuẩn (sóng ý nghĩa) H_s. Trong hệ thống biểu đồ, H_s là hàm số của tốc độ gió (U_A, m/s), đà gió (F, m), chu kỳ sóng (T,s) và chiều sâu nước (m).



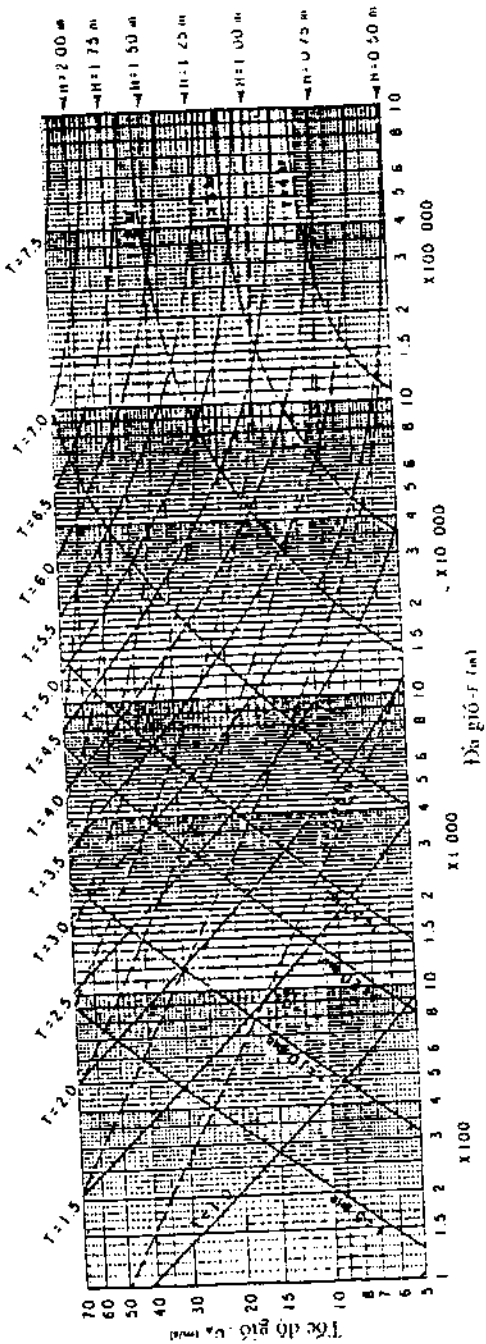
Biểu đồ 1: Tính Hs ở vùng nước sâu



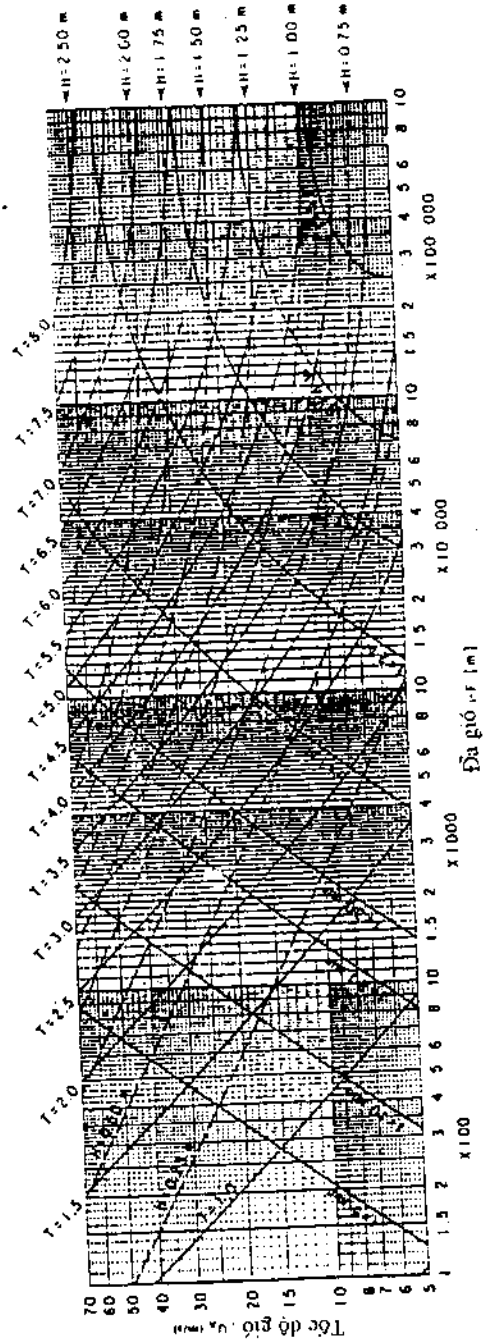
Biểu đồ 2_a: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 1,5 m



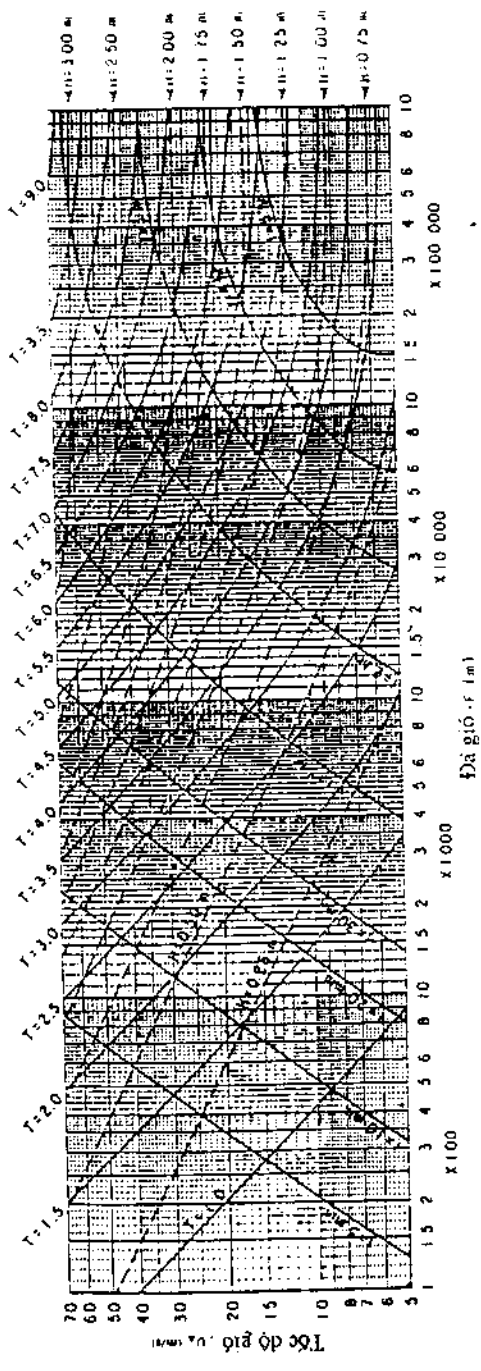
Biểu đồ 2_b: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 3,0 m



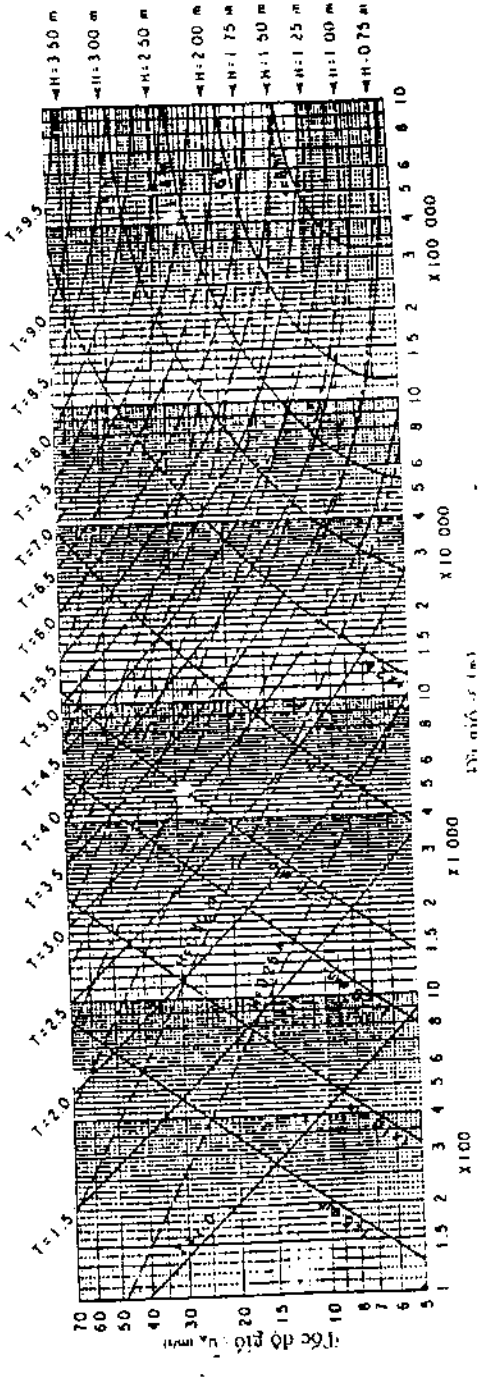
Biểu đồ 2_c: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 4,5 m



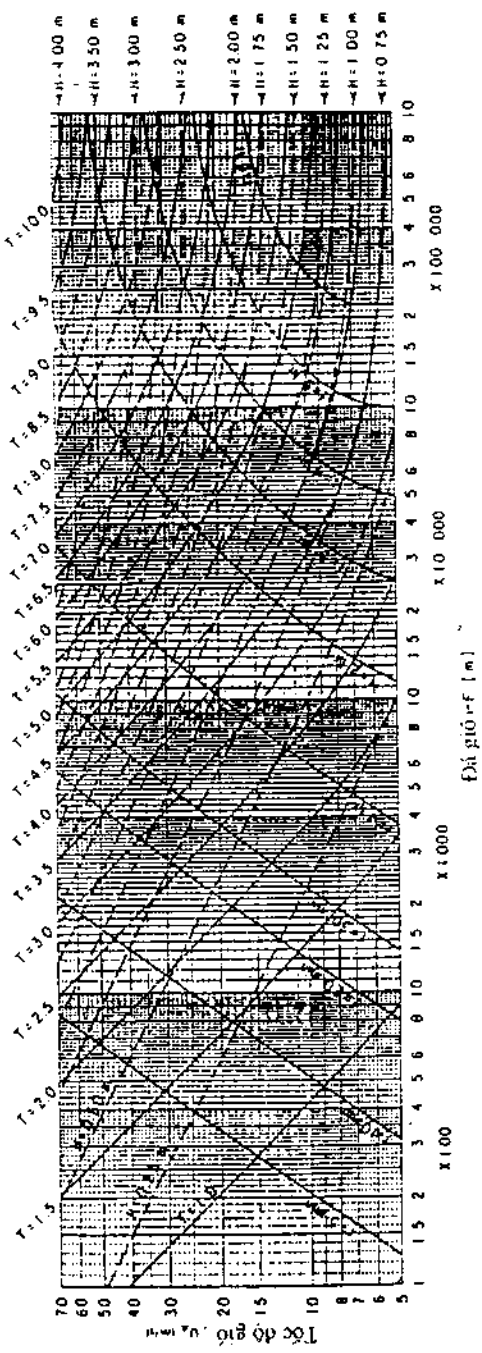
Biểu đồ 2_d: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 6,0 m



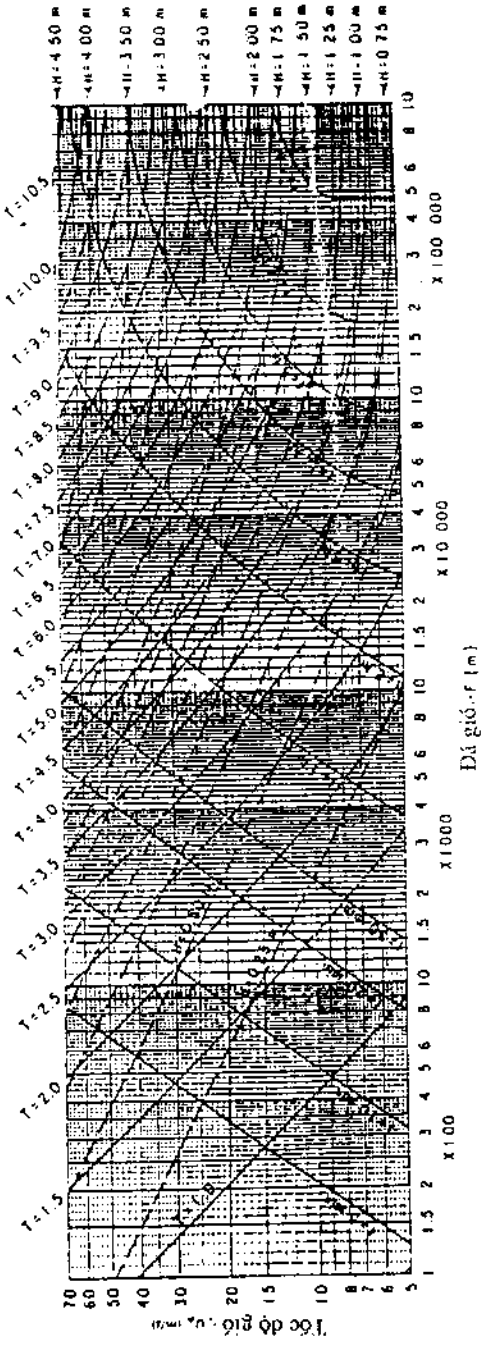
Biểu đồ 2_e: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 7,5 m



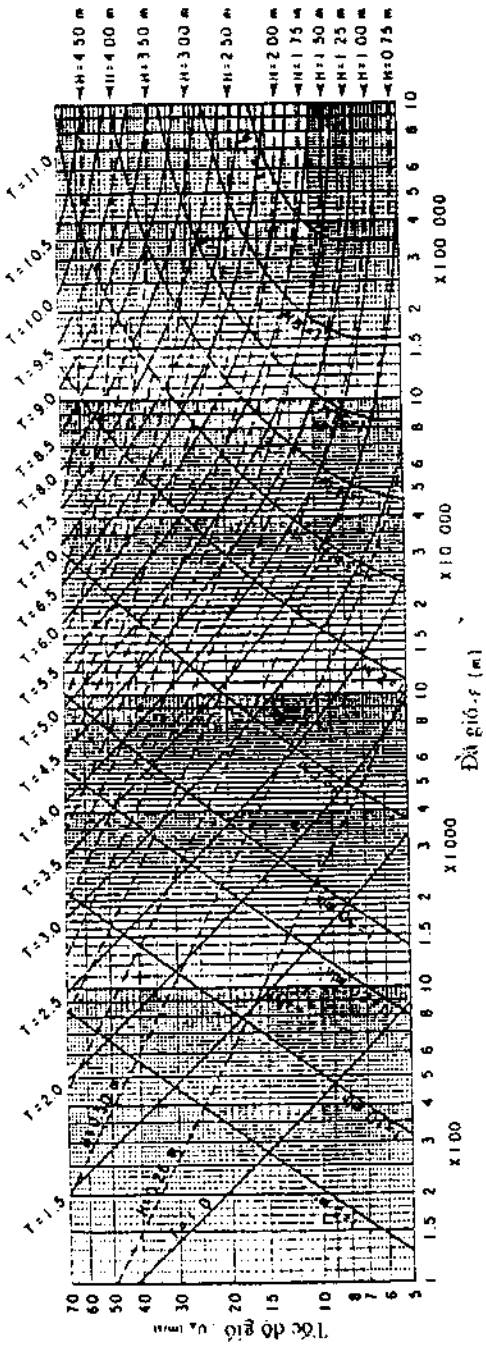
Biểu đồ 2_g: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 9,0 m



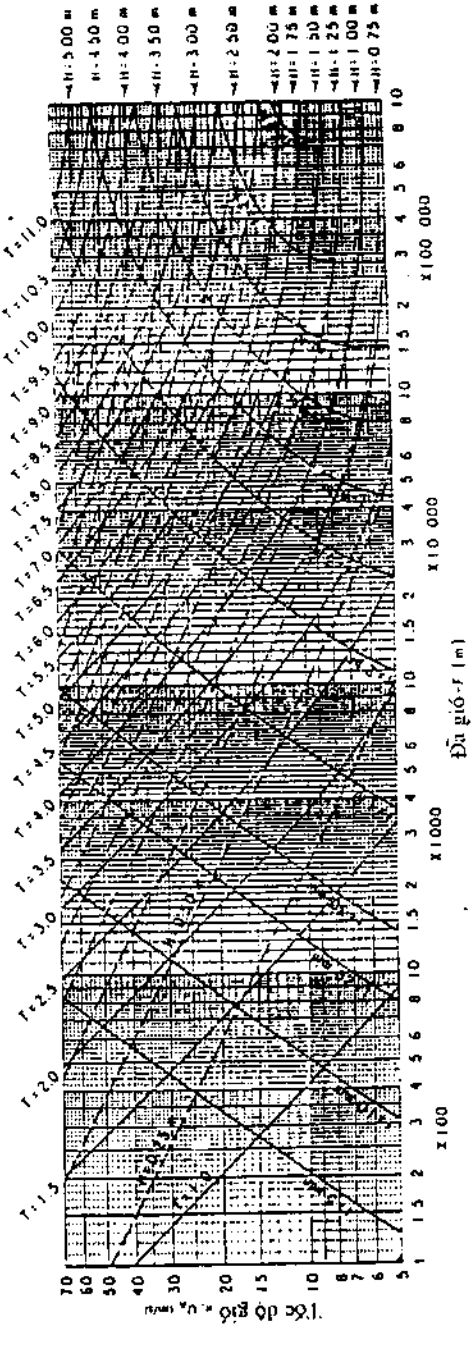
Biểu đồ 2_h: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 10,5 m



Biểu đồ 2_i: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 12,0 m



Biểu đồ 2_k: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 13,5 m



Biểu đồ 2_l: Tính Hs vùng nước nông, chiều sâu 15,0 m

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Dikes and Revetments. *Design, Maintenance and Safety Assessment. Krystian W. Pilarczyk. 1988*

Design Philosophy and Methodology. W. Pilarczyk.

Hydraulic Boundary Conditions. Henk Jan Verhagen.

Geotechnical boundary conditions andsoilinvestigations. Jaap Lindenberg & Maarten de Groot.

Soil - Water -Structure Interactions. Gerrit J. Schiereck

Impact of weathering on erosion resistance of cohesive soil. Gerard A.M. Kruse

Incipient motion and scouring of loose materials. Gijs J.C.M. Hoffmans.

Wave run-up and overtopping. Jentsje W. van der Meer.

Geometrical design of coastal structures. Jentsje W. van der Meer.

Filter structures. Gerrit J. Schiereck.

Applications and stability criteria for rock and artificial units. W. van der Meer.

Design criteria for Placed Block Revetments. M. Klein Breteler and A. Bexuijen.

Bituminous revetments. J.A. van Herpen.

Grass covers and reinforcement measures. Jan Willem Seijffert & Henk Verheij.

Three dimensional synthetic mats. J.A. van Herpen.

Alternative revetments. Mark Klein Breteler & Crystian W. Pilarczyk.

Other design considerrations. Crystian W. Pilarczyk.

Overall Geotechnical Stability investigations. Jaap Lindenberg & Maarten de Groot.

2. River training techniques. B. Przedwojski, R. Blazejewski and K.W. Pilarczyk. *Fundamentals, Design and Applications. 1995.*

3. Sea dike Erosion and Coastal Retreat at Nam dinh Province, Vietnam. *Coastal Engineering 1996. Proceedings of the 25th international conference. USA .Ton That Vinh, G.rant, Nguyen ngoc Huan and Z. Pruszak.*

4. Rehabilitation of sea dikes in Vietnam. *Coastal Engineering 1998. Proceedings of the 26th international conference. South Africa. C.W. Pilarczyk & Ton That Vinh*

5. Sea Defence Works. *Design, construction & emergency works. Roland Berkelley Thorn & J.C.F. Simmons. London*

6. Offshore breakwaters and Shore evoolution Control. *K.W. Pilarczyk, Ryszard B. Zeidler.*
7. Coastal Protection. *C.W. Pilarczyk.*
8. U.S. Shore Protection Manual. *Geotechnical Services*
9. Maritime structures. *Guide to the design and construction of breakwaters. Bsi.UK.*
10. Stream bank Protection Guidelines. USA.
11.Theory and Design irrigation Structures and River Training. *R.S. Vashney & Gupta. India.*
12. CUR. 1995. Manual on use of rock in hydraulic engineering. *The Netherlands.*
13. Sea dike northan part of Vietnam . *Riview. C. W. Pilarczyk, P.J. Eversdijk & Kant*
14. Công trình bảo vệ bờ. *GS.TS Vũ Tất Uyên* và Công trình chỉnh trị bãi nông *Tôn Thất Vĩnh. 1991*
15. Kỹ thuật thường thức sửa chữa đê. *Tôn Thất Vĩnh, Nhà xuất bản Nông nghiệp, 1993*
16. Công trình bảo vệ bờ sông để chống lũ. *TCN 14 - 84- 91.*
17. Biện pháp xử lý khẩn cấp mạch đùn mạch sủi trong mùa lũ. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 274, 1990.*
18. Sự phá hoại của bão và những chú ý khi xây dựng nhà và đê biển. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 266, 1989.*
19. Sóng và công trình tiêu sóng bảo vệ đê biển. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 273, 1990.*
20. Đê biển và những tồn tại cần giải quyết. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 280, 1991.*
21. Xử lý tạm thời nứt đê trong mùa lũ. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 232, 1983.*
22. Tăng độ ổn định mái đất bằng cây, cỏ. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 294, 1993.*
23. Những hư hỏng và biện pháp xử lý đê vùng cửa sông. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi số 286, 92*
24. Tổng quan đê biển Việt nam. *Tôn Thất Vĩnh chủ biên, Cục Phòng chống lũ lụt và Quản lý đê điều, 1995.*
25. Đánh giá hiện trạng đê điều Đồng bằng sông Hồng và biện pháp tăng cường. *Tôn Thất Vĩnh chủ biên, TTTVKTĐĐ, Cục Phòng chống lũ lụt và Quản lý đê điều,*
26. Báo cáo thoát lũ sông Hồng. *Lê văn Kiến chủ biên, 1975, Cục PCLL-QLĐĐ.*

27. Giải pháp toàn diện về phòng chống thiên tai ngập lụt. *Tôn Thất Vĩnh. Tập san Thuỷ lợi 1996.*
28. Hướng dẫn thiết kế đê biển. *Tiêu chuẩn Nghành. 14 TCN 130-2002. Chủ biên GS. Lương Phương Hậu - Tôn Thất Vĩnh.*
29. Công trình bảo vệ đê, bờ sông. *Tiêu chuẩn Nghành (dự thảo).Chủ biên Tôn Thất Vĩnh.*

TÔN THẤT VĨNH

THIẾT KẾ
CÔNG TRÌNH BẢO VỆ BỜ, ĐÊ

Chịu trách nhiệm xuất bản : PGS, TS TÔ ĐĂNG HẢI
Biên tập : KIÊN TRUNG
Sửa bông : KIÊN TRUNG
Vẽ bìa : HƯƠNG LAN

6X7 - 6X7.3
KHKT - 2003

NHÀ XUẤT BẢN KHOA HỌC VÀ KỸ THUẬT
70 Trần Hưng Đạo, Hà Nội

In 700 cuốn khổ 16x24 cm, tại Nhà in KH&CN
Giấy phép xuất bản số: 113-228, cấp ngày 27/1/2003
In xong và nộp lưu chiểu tháng 10 năm 2003

ik công trình bảo vệ bí, đê

1 003110 500391

54.000 VNĐ

203172

8 935046 931721

Giá: 54.000 đ