

8 Conception des ouvrages en rivière et en canal



1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

SOMMAIRE du Chapitre 8

8.1	Introduction	996
8.1.1	Contexte	996
8.1.2	Types d'ouvrages et fonctions associées	997
8.1.3	Méthodologie de conception	999
8.1.3.1	Approche de conception	999
8.1.3.2	Exigences fonctionnelles	1000
8.1.3.3	Dimensionnement détaillé	1001
8.1.3.4	Aspects économiques	1001
8.1.3.5	Aspects environnementaux et sociaux	1002
8.1.3.6	Conditions de site	1003
8.1.3.7	Aspects liés aux matériaux	1003
8.1.3.8	Aspects liés à la construction	1006
8.1.3.9	Aspects liés à l'exploitation et à la maintenance	1006
8.2	Aménagements fluviaux	1007
8.2.1	Phénomènes d'érosion	1007
8.2.2	Types d'aménagements fluviaux	1009
8.2.2.1	Revêtements	1009
8.2.2.2	Épis et points durs	1010
8.2.2.3	Digues longitudinales	1012
8.2.2.4	Ouvrages destinés à faciliter la navigation	1012
8.2.2.5	Protections contre les crues	1012
8.2.2.6	Choix de la solution appropriée	1013
8.2.3	Collecte des données	1014
8.2.4	Détermination des actions	1015
8.2.4.1	Actions hydrauliques	1015
8.2.4.2	Autres types d'actions	1015
8.2.5	Tracé en plan	1016
8.2.5.1	Aspects généraux	1016
8.2.5.2	Protections des berges	1017
8.2.5.3	Épis	1018
8.2.5.4	Digues longitudinales	1020
8.2.6	Conception de la section	1021
8.2.6.1	Considérations de conception pour la sélection du type de section transversale	1021
8.2.6.2	Dimensionnement de la section transversale et coupes classiques	1027
8.2.7	Détails structurels	1031
8.2.7.1	Musoir et berme des épis ou des digues longitudinales	1031
8.2.7.2	Hauteur de crête et largeur des épis et des digues longitudinales	1032
8.2.7.3	Stabilité des pieds de revêtement	1032
8.2.7.4	Tapis plongeant	1034
8.2.7.5	Revêtement ouvert flexible	1036
8.2.7.6	Transitions	1040

8.2.8	Prise en compte des aspects liés aux matériaux dans la conception	1047	1
8.2.8.1	Disponibilité des matériaux	1047	
8.2.8.2	Approvisionnement et transport des matériaux	1048	
8.2.9	Prise en compte de la construction dans la conception	1049	2
8.2.9.1	Techniques de construction	1049	
8.2.9.2	Scénarios de construction	1049	
8.2.10	Prise en compte de la maintenance dans la conception	1051	
8.2.11	Réparations et modernisation des ouvrages existants	1052	
8.3	Canaux de navigation et d'adduction d'eau	1053	3
8.3.1	Introduction	1053	
8.3.2	Types d'ouvrages et fonctions associées	1053	
8.3.2.1	Canaux de navigation	1054	
8.3.2.2	Canaux d'adduction d'eau	1054	
8.3.3	Tracé en plan et concept général	1055	4
8.3.4	Conception de la section transversale	1055	
8.3.4.1	Généralités	1055	
8.3.4.2	Canaux de navigation	1055	
8.3.4.3	Canaux d'adduction d'eau	1057	
8.3.5	Détails structurels	1058	5
8.3.5.1	Généralités	1058	
8.3.5.2	Calcul des actions hydrauliques induites par la navigation	1059	
8.3.5.3	Dimensionnement de la carapace contre l'action des vagues	1061	
8.3.5.4	Dimensionnement de la couche filtre	1062	
8.3.6	Prise en compte de certains aspects dans la conception	1062	6
8.3.6.1	Aspects liés à la construction	1062	
8.3.6.2	Aspects liés à la maintenance	1062	
8.3.6.3	Réparations et modernisation des ouvrages existants	1063	
8.4	Ouvrages construits dans les petites rivières	1063	7
8.4.1	Types d'ouvrages et fonctions associées	1064	
8.4.2	Tracé en plan et concept général	1065	
8.4.3	Dimensionnement de la section	1066	
8.4.3.1	Généralités	1066	
8.4.3.2	Types de revêtements utilisant des enrochements	1068	
8.4.3.3	Restauration fluviale	1068	8
8.4.4	Prise en compte de certains aspects dans la conception	1070	
8.4.4.1	Aspects liés aux matériaux	1070	
8.4.4.2	Aspects liés à la construction	1071	
8.4.4.3	Aspects liés à la maintenance	1072	9
8.5	Ouvrages spéciaux	1072	
8.5.1	Généralités	1072	
8.5.1.1	Hauteur d'eau	1073	
8.5.1.2	Vitesses du courant	1073	10

8.5.2	Passes à poissons	1073
8.5.2.1	Généralités	1073
8.5.2.2	Expérience récente : la passe à poissons en forme de V construite sur le Rhin ...	1074
8.5.3	Protection anti-affouillement des piles de ponts	1076
8.6	Utilisation de matériaux spéciaux	1078
8.6.1	Enrochements liés avec du béton ou du bitume	1078
8.6.1.1	Définitions et applications	1078
8.6.1.2	Dimensionnement des enrochements et du liant	1079
8.6.1.3	Aspects spécifiques au type de structure	1081
8.6.1.4	Autres aspects liés à la construction et à la maintenance	1082
8.6.2	Gabions	1083
8.6.2.1	Utilisation des gabions dans les ouvrages fluviaux	1083
8.6.2.2	Tracé en plan	1084
8.6.2.3	Dimensionnement de la section	1084
8.6.2.4	Transitions	1088
8.6.2.5	Prise en compte des aspects liés aux matériaux dans la conception	1089
8.6.2.6	Prise en compte de la construction dans la conception	1090
8.6.2.7	Prise en compte de la maintenance dans la conception	1091
8.7	Références bibliographiques	1093

8 Conception des ouvrages en rivière et en canal

Le **Chapitre 8** présente la conception des ouvrages en enrochement exposés à l'**écoulement** et aux **courants** en rivière et en canal.

Données des autres chapitres:

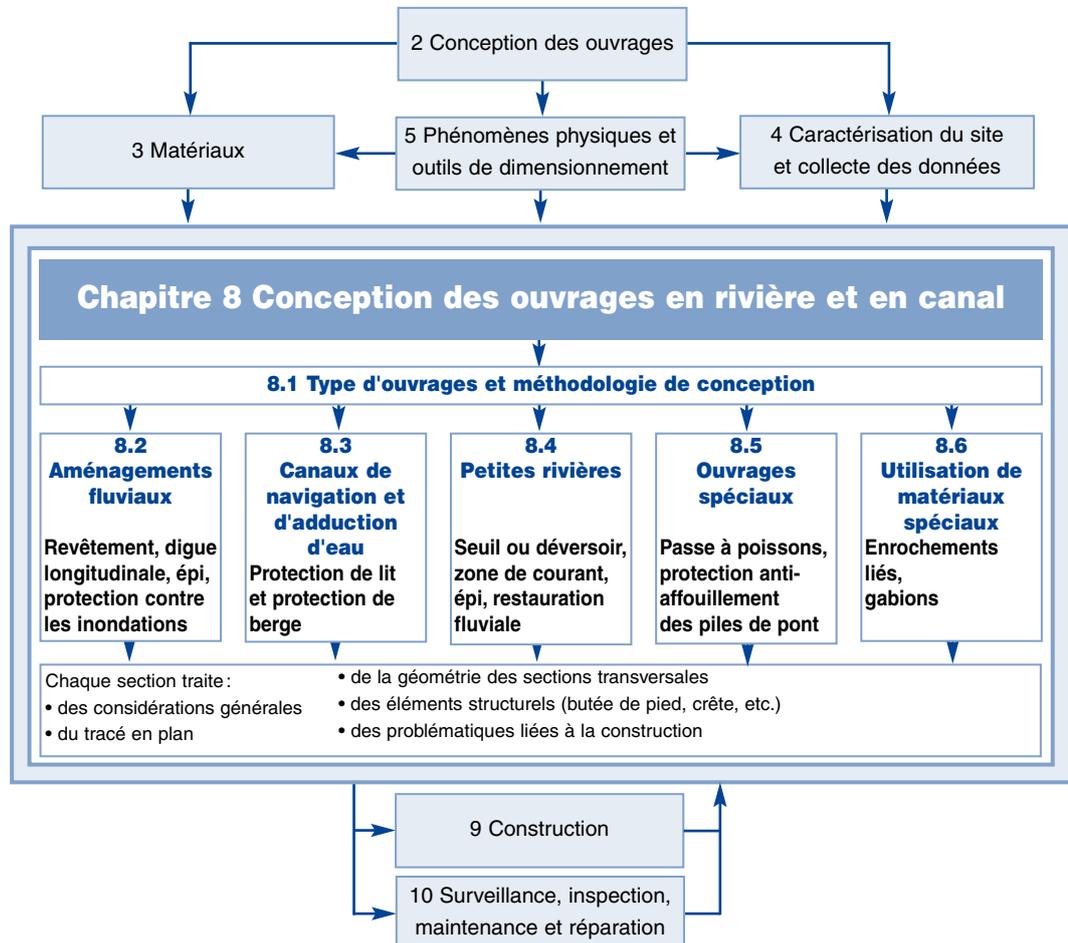
- **Chapitre 2** ⇒ Les **exigences de projet**
- **Chapitre 3** ⇒ Les **propriétés des matériaux**
- **Chapitre 4** ⇒ Les **conditions hydrauliques et géotechniques**
- **Chapitre 5** ⇒ Les **outils de dimensionnement**
- **Chapitre 9** ⇒ Les **méthodes de construction**
- **Chapitre 10** ⇒ Les **problématiques liées à la maintenance**

Résultats pour les autres chapitres:

- **Conception de l'ouvrage (coupe transversale et géométrie en plan)** ⇒ Chapitres 9 et 10.

NOTE: le processus de conception est **itératif**. Le lecteur est invité à **se référer au Chapitre 2** tout au long du cycle de vie de l'ouvrage pour se remémorer les problématiques importantes.

Ce logigramme indique où trouver l'information dans ce chapitre et les liens avec les autres chapitres. Il peut être utilisé en parallèle aux sommaires et à l'index pour naviguer dans le guide.



Le présent chapitre est consacré à l'utilisation de l'enrochement dans les chenaux à surface libre naturels et artificiels. Il s'agit des rivières, des cours d'eau, des chenaux de drainage, des voies navigables, des canaux de navigation, des canaux d'irrigation et de tous les chenaux d'adduction d'eau. Le Chapitre 7 traite des ouvrages de fermeture construits en chenal à surface libre.

Le logigramme du Chapitre 8 présente l'organisation de ce chapitre. La conception des ouvrages en enrochement construits en rivière et en canal s'effectue selon le processus expliqué au Chapitre 2, et repris à la Section 8.1.3.

Il existe une différence fondamentale entre les chenaux naturels (p. ex. les rivières et cours d'eau) et les chenaux artificiels (p. ex. les canaux et voies navigables), à savoir que ces derniers sont davantage régulés. La géométrie, les conditions d'écoulement et les variations de la hauteur d'eau sont souvent moins marquées dans le cas des chenaux artificiels; ceux-ci sont également caractérisés par des vitesses d'écoulement inférieures à celles des chenaux naturels. Ce chapitre traite de l'impact de ces différents facteurs sur le dimensionnement des ouvrages.

La Section 8.1 propose une présentation générale des ouvrages abordés dans ce chapitre. La Section 8.2 se consacre aux ouvrages en rivière. La Section 8.3 traite des canaux et des chenaux d'adduction d'eau en soulignant les différences par rapport aux ouvrages en rivière. Les Sections 8.4 à 8.6 abordent les aspects plus spécifiques liés aux types d'ouvrages, aux petites rivières et à certains matériaux spécifiques.

8.1 INTRODUCTION

8.1.1 Contexte

Les rivières et les cours d'eau sont des entités dynamiques dotées de frontières (p. ex. le lit et les berges) et soumises à des phénomènes d'érosion et de sédimentation. Les chenaux artificiels sont souvent faits de matériaux érodables. Dans les deux cas, il est nécessaire de construire des ouvrages permettant de stabiliser le lit et les berges, de façon à ce que le chenal ne migre pas et n'entraîne aucun dommage sur les infrastructures adjacentes.

On recense trois principales situations dans lesquelles il est nécessaire de protéger le lit et les berges d'un chenal :

- à **proximité d'ouvrages** tels que des ponts, des vannes, des écluses et des barrages mobiles, où les vitesses d'écoulement et la turbulence sont souvent fortes, et où l'érosion du chenal risque de nuire à la sécurité ou à l'intégrité de l'ouvrage ;
- **le long d'un chenal** où l'érosion potentielle du matériau naturel du lit ou des berges est inacceptable, notamment dans le cas où le trajet de la rivière ou du canal suit celui d'une route ou d'un autre type d'infrastructure ;
- **dans un canal de navigation**, où les courants et la turbulence induits par la navigation risquent d'éroder le lit et les berges. Ces conditions sont principalement observées sur les grandes voies navigables intérieures, au niveau des débarcadères ou des zones de manœuvre utilisés par de gros bateaux.

La protection anti-érosion du lit et des berges des chenaux à surface libre peut prendre diverses formes. L'enrochement est le matériau le plus couramment utilisé à cet effet ; le choix de la protection anti-érosion appropriée s'effectue en fonction de deux facteurs-clés :

- les actions hydrauliques ;
- l'environnement physique.

La résistance de l'enrochement aux actions hydrauliques est liée à la taille ou à la masse des enrochements individuels mais aussi, dans une moindre mesure, au potentiel d'imbrication des blocs. L'enrochement peut également être utilisé dans des matelas (p. ex. des gabions ; voir la Section

8.6.2), ce qui permet, pour une action hydraulique donnée, d'avoir recours à des enrochements de taille plus réduite. En règle générale, il est préférable, pour des raisons environnementales, d'utiliser de la roche plutôt que d'autres matériaux de construction (p. ex. l'acier ou le béton). De plus, l'enrochement présente une apparence naturelle, peut être rapidement colonisé par la végétation et constitue parfois un habitat intéressant pour les espèces aquatiques.

Les investissements nécessaires aux infrastructures bâties en rivière et en canal sont souvent lourds, qu'il s'agisse de la maintenance des voies navigables intérieures ou encore de la construction de nouveaux ponts ou d'ouvrages de protection contre les crues. Tous ces ouvrages reposent largement sur l'utilisation d'enrochement comme matériau de construction. Comme pour n'importe quelle autre forme d'aménagement, les ouvrages de génie civil sont désormais associés à une prise en compte généralisée des aspects sociaux, environnementaux et économiques. Ces facteurs doivent être considérés d'un bout à l'autre du processus de dimensionnement, parallèlement aux aspects techniques présentés dans ce guide (voir le Chapitre 2).

8.1.2 Types d'ouvrages et fonctions associées

Les **aménagements fluviaux** sont tous les ouvrages de génie civil construits en rivière, dont l'objectif est de guider et de confiner l'écoulement du bras de rivière, mais aussi de réguler la configuration du lit afin d'assurer un mouvement de l'eau efficace et sûr (glace et sédiments fluviaux y compris). Les aménagements fluviaux permettent de stabiliser ou de contenir une rivière. Ils peuvent également faire partie intégrante d'ouvrages de protection contre les crues.

Le type d'aménagement fluvial le plus courant est la **protection des berges**, également appelée **revêtement** : on place des enrochements sur la berge pour empêcher l'érosion du matériau naturel qui la constitue (voir la Figure 8.1). L'enrochement peut être placé en vrac ou appareillé, comme dans certaines régions des Pays-Bas. Il est également possible de protéger les berges à l'aide de cages faites de grillage métallique, dans lesquelles sont placés de petits enrochements, on parle alors de gabions.

Les **murs de soutènement** constituent une alternative aux revêtements, dans le cas où les berges sont instables et où l'espace disponible est limité. De nos jours, l'usage de pierre sous forme de maçonnerie est relativement rare. Les murs de soutènement sont généralement construits à l'aide de paniers en gabions remplis de petits enrochements (voir la Section 8.6.2). Les **murs de soutènement en gabions** présentent l'avantage de permettre un drainage libre et de favoriser la croissance de la végétation. Ces murs peuvent également être constitués de gros enrochements disposés de façon à former un mur bas au bord du chenal.



Figure 8.1 Protection des berges classique
(source : l'Agence britannique de l'Environnement)

On peut également avoir recours à des **épîs** pour limiter l'érosion ; le principe consiste à maintenir une certaine distance entre la berge naturelle et les vitesses d'écoulement érosives. Cette approche n'est généralement applicable que dans le cas des grosses rivières. Les **points durs** constituent une alternative aux épîs (voir la Figure 8.2). Les **épîs** peuvent servir à confiner le bras

principal d'une rivière afin d'améliorer sa navigabilité, en assurant une hauteur d'eau suffisante même dans des conditions d'écoulement faible.

Les aménagements fluviaux sont aussi mis en place pour les ouvrages de grande envergure (notamment les ponts) afin d'empêcher que la rivière ne migre et n'érode l'ouvrage par contournement. À cet effet, les **digues longitudinales** sont largement utilisées, et notamment en Asie. La Figure 8.3 présente un exemple classique : il s'agit d'une vue nord (amont) de la digue longitudinale de 3.2 km de long construit à l'ouest du Pont de Jamuna (Bangladesh). Le cliché a été réalisé après l'achèvement de la digue, en avril 1997. En arrière-plan, on aperçoit le pont en construction (longueur : 5 km). Le cliché met en évidence la large tranchée de 27 m de profondeur, spécialement creusée en vue de la construction du talus de faible pente (de 5/1 à 6/1) mis en place sous l'eau protégé par du rip-rap. Au-dessus du niveau de l'eau, sur le talus, on aperçoit l'intersection entre la bande noire (rip-rap placé à la main et béton bitumineux à structure ouverte) et une berme étroite.

Les ouvrages tels que les ponts ou les **barrages mobiles** nécessitent de mettre en place une **protection du lit** ou une **protection anti-affouillement** afin d'empêcher tout affouillement au niveau des fondations sous l'effet de l'érosion. L'enrochement peut être utilisé en rivière pour construire des **barrages**, bien qu'il ne suffise pas toujours à assurer la résistance nécessaire ; en règle générale, il n'est employé que dans les cas de faible baisse du niveau d'eau au niveau de l'ouvrage (p. ex. une perte de charge inférieure à 0.3 m). En cas de perte de charge notable, on peut utiliser des enrochements liés ou placés à l'intérieur d'une structure en béton (voir la Figure 8.4). Le Chapitre 7 présente le dimensionnement détaillé des ouvrages de fermeture.



Figure 8.2 Points durs au Maroc (source : J. Van Duivendijk)



Figure 8.3 Digue longitudinale de grande envergure construit avant le Pont de Jamuna, au Bangladesh (source : J. Van Duivendijk)



Figure 8.4

Barrage mobile lors du placement des enrochements (source : l'Agence britannique de l'Environnement)

L'enrochement peut également être utilisé en vue de la réhabilitation ou de la préservation des petites rivières et des cours d'eau, où il permet de créer des zones de courant artificielles (voir la Figure 8.5).



Figure 8.5 *Enrochements mis en place dans un petit cours d'eau afin de stabiliser le lit et de créer des zones de courant (source : Mott MacDonald)*

8.1.3 Méthodologie de conception

8.1.3.1 Approche de conception

Le Chapitre 1 présente une approche globale de la conception des ouvrages en enrochement; le Chapitre 2 aborde de façon plus détaillée la planification et le dimensionnement de ces ouvrages (voir la Section 2.2).

Comme tous les matériaux de construction, l'enrochement utilisé pour construire les ouvrages en rivière et en canal doit faire l'objet de spécifications, d'essais et de contrôles. Ses principales propriétés et fonctions sont présentées aux Sections 3.2 à 3.6. L'ouvrage doit être dimensionné suivant une procédure de plus en plus détaillée. À chaque étape, il est essentiel de tenir compte des aspects techniques et des informations présentant un niveau de précision adapté. Il s'agit notamment des aspects suivants :

- facteurs **environnementaux** et sociaux (voir la Section 2.5);
- actions **hydrauliques** (voir le Chapitre 4);
- caractéristiques du **sol** (voir la Section 4.4);
- performance **hydraulique** (voir la Section 5.1);
- réponse **structurelle** (voir la Section 5.2);
- stabilité **géotechnique** (voir la Section 5.4);
- **affouillement** (voir les Sections 5.2.2.3 et 5.2.2.9);
- aspects liés à la **construction** risquant d'influencer la conception (voir le Chapitre 9);
- aspects liés à la **maintenance** risquant d'influencer la conception (voir le Chapitre 10);
- disponibilité et durabilité des **matériaux** (voir la Section 3.1).

La partie la plus importante du processus de dimensionnement consiste à définir les fonctions des ouvrages de génie civil. Il est alors possible de comparer objectivement des solutions alternatives en s'appuyant sur les considérations suivantes :

- respect des **exigences fonctionnelles** (p. ex. stabilisation d'une berge de rivière soumise à une érosion);
- respect d'autres **contraintes pour le dimensionnement** (p. ex. permettre la croissance d'un certain type de végétation);
- respect d'**autres contraintes** ou exigences (p. ex. utilisation optimale des matériaux locaux ou minimisation de la gêne occasionnée pour les loisirs).

Le dimensionnement des ouvrages en enrochement construits en rivière ou en canal nécessite de prendre en compte un certain nombre d'éléments qui forment l'ouvrage dans son ensemble, notamment :

- la **carapace**, exposée aux forces érosives et aux agents d'altération;
- les **sous-couches**, qui constituent un filtre ou une transition entre la carapace en enrochement et le sol naturel à protéger. Les sous-couches peuvent comprendre des couches d'enrochements calibrés ou de galets, avec ou sans géotextile entre le sous-sol et la couche filtre;
- les **extrémités** (p. ex. transition avec une zone non-protégée) et les bords de l'ouvrage en enrochement (p. ex. le pied), qui sont parfois exposés à des actions importantes - le plus souvent de nature hydraulique - et vulnérables face au dommage lié à l'affouillement ou à l'érosion par contournement;
- les **transitions** entre deux types d'ouvrage en enrochement, ou entre un ouvrage en enrochement et un autre type d'ouvrage. Ces transitions sont soit longitudinales, c'est-à-dire parallèles au sens de l'écoulement (transitions horizontales), soit transversales, c'est-à-dire perpendiculaires au sens de l'écoulement (le long du talus d'une protection de berge, de la crête au pied).

Le dimensionnement global est présenté **en plan** (tracé des ouvrages qui définit leurs dimensions et leur géométrie d'ensemble), de ses **sections** (illustrent la composition, l'épaisseur et la géométrie du talus des différents éléments constitutifs de l'ouvrage) et des **détails structurels** (transitions et détails localisés au niveau du pied ou de la crête). Cette section est suivie d'une présentation des recommandations de dimensionnement fournies dans ce chapitre.

8.1.3.2 Exigences fonctionnelles

En fonction de leur nature, les ouvrages en enrochement construits en rivière ou en canal et les ouvrages associés présentent différentes fonctions premières, comme l'explique la Section 8.1.2. La Section 2.2.2.2 traite des exigences fonctionnelles. Voici d'autres exemples d'utilisation de l'enrochement en génie civil appliqué aux rivières et aux canaux :

- **protection générale** du lit et des berges d'un canal d'irrigation en aval d'un ouvrage de régulation (p. ex. une vanne);
- **protection locale** de berges qui s'érodent en direction d'une décharge ou d'une zone où le sol est pollué;
- **aménagements fluviaux de grande envergure** en amont et en aval d'un pont, pour empêcher toute érosion par contournement du pont;
- création de **zones « naturelles »** dans un cours d'eau urbain très régulé (p. ex. petits barrages mobiles et zones de courants);
- **protection locale** d'une berge au niveau d'une jetée utilisée pour la traversée des ferries;
- **revêtement** d'un canal navigable fait de **matériaux érodables**;
- **revêtement** servant à empêcher tout débordement lors des crues.

8.1.3.3 Dimensionnement détaillé

Lors de la phase de dimensionnement détaillé, il faut disposer d'un tracé conceptuel des aménagements fluviaux, ainsi que d'une ou plusieurs coupe(s) préliminaire(s); voir la Section 8.2.6. Les dimensionnements préliminaires sont développés pour pouvoir élaborer les plans et les spécifications. Cela s'effectue selon plusieurs étapes successives, bien que le concepteur puisse avoir à revenir en arrière durant ce processus pour apporter des modifications ou effectuer des analyses plus poussées, etc. À titre d'exemple, le dimensionnement d'un revêtement (processus fréquent) nécessite de suivre une procédure itérative de type :

- **dimensionnement géométrique**, comprenant l'étendue du tracé en plan (voir la Section 8.2.5), du talus et de la crête (voir la Section 8.2.6);
- choix du **système de revêtement** (voir les Sections 8.2.2.2, 8.6.1 ou 8.6.2);
- **dimensionnement du pied**, notamment en termes de protection anti-affouillement (voir la Section 8.2.7);
- détermination de la **stabilité** pour différents scénarios de dimensionnement, tels que les actions hydrauliques induites par les crues ou par la navigation, ou d'autres types d'actions tels que la pression de la glace (voir la Section 8.2.5);
- dimensionnement de la **carapace** et des **filtres** pour résister aux vagues et aux courants induits par le vent et par la navigation (voir les Sections 8.2.7.5 et 8.3.5.1);
- incorporation du revêtement dans les ouvrages locaux, ou inversement.

Les sections du Chapitre 8 mentionnées ci-dessous proposent des renvois au Chapitre 5, consacré à la performance hydraulique (voir la Section 5.1) et à la réponse structurelle (voir la Section 5.2).

8.1.3.4 Aspects économiques

Les aspects économiques du projet peuvent être évalués en comparant les bénéfices qu'il apporte (p. ex. l'ouvrage permet d'éviter tout dommage à une route dont le trajet suit celui de la rivière) aux coûts induits par sa construction et sa maintenance (voir la Section 2.2.2.5). Dans le cas des ouvrages en rivière, l'échelle peut être un facteur déterminant. Les ouvrages de protection des berges à petite échelle construits sur un cours d'eau urbain peuvent être très économiques, notamment si une longueur de revêtement réduite au niveau d'une courbe protège une chaussée urbaine ou un réseau d'assainissement de l'affouillement lié à l'érosion. Lorsqu'ils sont construits sur de grosses rivières, les ouvrages de ce type sont généralement coûteux, car leur construction nécessite de grandes quantités de matériaux et des engins spéciaux (p. ex. barges à clapet et grues flottantes). Toutefois, la construction peut se justifier si l'ouvrage assure la protection d'une infrastructure de grande envergure. Le pont de Jamuna, au Bangladesh, est un exemple de grand pont ayant nécessité de lourds investissements dans des aménagements fluviaux, pour assurer la stabilité du cours de la rivière à proximité du pont.

Les facteurs suivants ont un impact direct sur la faisabilité d'une solution technique donnée, donc sur le coût de l'ouvrage :

- profondeur et largeur du chenal ;
- hauteur de la berge ;
- longueur et/ou profondeur de la protection du lit ;
- vitesse d'écoulement ;
- vagues induites par le vent ou par la navigation.

En outre, le poids économique d'un projet de protection anti-érosion en enrochement à un endroit donné dépend en premier lieu de la présence ou de l'absence, au niveau local, d'une source d'enrochement adaptée (voir la Section 3.1). En effet, le transport de ce matériau est coûteux, et le poids économique du projet n'est pas le même si la source de roche adaptée est proche (p. ex. à une distance de 5 km) ou éloignée (p. ex. à 500 km du site concerné). Dans ce dernier cas, il peut être plus économique d'opter pour une solution alternative à l'enrochement libre, telle qu'un revêtement en enrochements liés au bitume (voir la Section 8.6.1), en gabions (voir la Section 8.6.2) ou en blocs de béton.

8.1.3.5 Aspects environnementaux et sociaux

Les effets des ouvrages sur l'environnement de la rivière et ses berges adjacentes doivent être évalués dès le début du processus de dimensionnement. Certaines caractéristiques environnementales, telles que les hauteurs d'eau, les vitesses du courant et la morphologie de la rivière, sont susceptibles d'être affectées (voir la Section 2.5). Il faut également tenir compte des effets sur la végétation, sur la faune et sur l'aspect visuel des rives.

Certains effets positifs peuvent être escomptés si l'on opte pour un ouvrage en enrochement, plutôt que pour d'autres types d'ouvrages. Les ouvrages en enrochement s'intègrent plus facilement dans leur environnement que les structures en béton ou en acier. De plus, ils peuvent fournir une surface naturelle propice à la colonisation par les végétaux et constituer un habitat adéquat pour les poissons et autres espèces aquatiques. La croissance des végétaux peut être rapide, car la charge sédimentaire de la rivière ne tarde pas à remplir les vides présents dans l'enrochement, offrant ainsi des conditions favorables à la croissance de la végétation aquatique.

Les **facteurs sociaux** jouent un rôle central lorsque la rivière est très utilisée pour la navigation, les loisirs ou d'autres activités (p. ex. la pêche, mais aussi l'abreuvement ou le lavage du bétail dans certains pays en développement). L'utilisation de la rivière doit être prise en compte dès les premiers stades de programmation et de conception, afin d'évaluer les impacts éventuels et d'envisager toutes les options possibles. Les droits de navigation sont parfois protégés par la loi, ce qui nécessite de consulter les autorités compétentes de façon approfondie, voire d'entamer une démarche judiciaire. Dans le cas des rivières qui constituent d'importantes réserves de pêche, il est possible que les permis de construire soient restreints à certaines saisons précises, ou que des réglementations imposent de préserver au maximum le lit de la rivière. L'accès à la rivière à des fins de construction peut parfois faire l'objet de négociations poussées avec les différents propriétaires concernés. Ces négociations doivent avoir lieu dès les premiers stades de la conception, lorsque l'on dispose encore suffisamment de temps pour résoudre les problèmes éventuels.

Dans tous les cas, la **consultation** précoce de l'ensemble des parties concernées est précieuse, car elle permet d'éviter un certain nombre de difficultés et de retards à un stade plus avancé de la construction, où leur impact serait très coûteux. Une consultation précoce accroît également les chances d'identifier et de tirer parti de toutes les opportunités d'améliorations sur le plan environnemental ou social.

Une **analyse multicritères** (voir la Section 2.5) peut permettre au concepteur d'évaluer et de classer l'importance de ces différents aspects. Cette analyse doit être réalisée lors de l'étape initiale de sélection afin de comparer les variantes acceptables sur le plan social et environnemental. Ce processus peut permettre aux différentes parties intéressées de se mettre d'accord concernant la solution la plus avantageuse.

8.1.3.6 Conditions de site

Il faut avoir une connaissance approfondie de la rivière ou du canal, et collecter toutes les données disponibles. En outre, il faut parfois élargir les données disponibles. La **géométrie** de la rivière ou du canal est essentielle (plan et coupes). Il faut noter que les chenaux naturels ne sont souvent pas uniformes; il est nécessaire de dresser un tableau complet des variations du niveau du lit et du profil, du talus des berges, de la pente du lit et de la géométrie en plan relatives au tronçon dans lequel les travaux seront effectués. Il en va de même pour la **vitesse du courant**. Les données-clés nécessaires au dimensionnement des ouvrages en rivière et en canal sont les suivantes :

- **données hydrauliques** : notamment les débits, avec les hauteurs d'eau et les vitesses de courant associées (y compris, au besoin, les vitesses locales). Ces données doivent couvrir les cas de débits forts et faibles (les données en présence de faibles débits doivent être connues en vue de la construction et pour des raisons environnementales; voir la Section 4.3);
- **morphologie de la rivière** : notamment les observations et les données relatives aux phénomènes d'érosion et de sédimentation (voir la Section 4.1);
- **données géotechniques** : elles sont généralement utiles lors des phases avancées de la conception, par exemple pour déterminer la stabilité des berges. Ce point peut être important lorsque l'on observe une large variation du niveau d'eau dans le chenal, surtout si la hauteur d'eau peut varier rapidement, ou en présence d'un risque d'action sismique (voir la Section 4.4);
- **contraintes** liées aux conditions du site, notamment concernant les zones d'accès lors de la construction (voir le Chapitre 9);
- dans le cas des rivières larges ou estuariennes, il faut également tenir compte de l'**action de la houle** (voir la Section 4.2);
- pour les rivières et les canaux qui constituent **des voies de navigation principales, il peut être important de connaître le détail des actions** induites par la navigation (p. ex. le sillage, l'impact des propulseurs), et d'en tenir compte (voir la Section 4.3.4).

Certaines zones spécifiques nécessitent de connaître d'autres caractéristiques de l'environnement (prise en compte de la présence de glace ou de conditions climatiques agressives au moment de choisir une solution ou des matériaux, etc.).

Le degré de précision des analyses effectuées sur site dépend des étapes de dimensionnement, et de la variation du paramètre ou de la caractéristique étudié(e); pour plus d'informations sur les aspects géotechniques, se reporter à la Section 4.4. Ainsi, dans le cas spécifique de l'analyse de la géométrie d'une rivière, pour une longueur de 200 m et une largeur moyenne de chenal de 20 m, il est préférable de disposer de huit coupes de ce chenal, espacées d'environ 25 m. Il est possible d'augmenter cet espacement si l'analyse révèle que la coupe de la rivière est assez uniforme. Il est en revanche conseillé de réduire cet espacement si la rivière présente une géométrie complexe, caractérisée par de fortes variations du talus des berges ou du niveau du lit, ou si le stade de l'étude nécessite une précision accrue.

8.1.3.7 Aspects liés aux matériaux

La **disponibilité** et la **qualité** des matériaux locaux doivent être étudiées à un stade précoce du processus, car elles ont une influence capitale sur le poids économique des projets d'ouvrages en enrochements en rivière et en canal (voir la Section 3.1). L'enrochement naturel est plus rentable comme matériau de construction lorsqu'il est disponible au niveau local, car les coûts de transport sont alors relativement limités. Néanmoins, il est parfois nécessaire d'acheminer l'enro-

chement jusqu'au site depuis plusieurs centaines de kilomètres. Ainsi, dans le cas d'ouvrages fluviaux de grande envergure construits en Asie (Tappin *et al.*, 1998), aucune source de gros enrochements n'était disponible localement ; or la construction d'aménagements fluviaux nécessite ce type de matériaux pour résister aux fortes actions hydrauliques présentes. Il a donc fallu transporter les enrochements sur de longues distances. De plus, les ouvrages construits sur des rivières de montagne nécessitent parfois des enrochements de bonne durabilité et de grandes dimensions pour résister à l'écoulement induit par la fonte des neiges et au transport d'enrochements ou de blocs qui en résulte. Cela constitue parfois un problème majeur, du fait des difficultés, donc du coût, que présente le transport depuis des carrières éloignées.

Les **spécifications applicables à l'enrochement**, notamment en termes de granulométrie/blocométrie (voir la Section 3.4.3), doivent également tenir compte du degré de difficulté que présentent l'obtention de la catégorie d'enrochement désirée et les essais de conformité (voir la Section 3.10). La spécification retenue doit respecter les réglementations européennes. Toutefois, il est possible d'utiliser des enrochements non-standard, et l'approche simple est généralement suffisante (voir la Section 3.4.3.9). Les concepteurs adoptent parfois des approches non-standard en matière d'indices de qualité de l'enrochement, comme le montre la partie supérieure du Tableau 8.1. Il est préférable d'opter pour l'enrochement non-standard associé (défini à la Section 3.4.3.9), donné dans la partie inférieure du Tableau 8.1.

Tableau 8.1 Exemple d'enrochement spécifié par le maître d'œuvre et d'enrochement non-standard associé à utiliser

Catégorie spécifique au concepteur pour un « enrochement de type A »		
% d'enrochements de masse inférieure	Variation blocométrique acceptable (kg)	
	Limite inférieure	Limite supérieure
100	230	400
50	110	170
15	35	110
Enrochement non-standard équivalent à utiliser conformément à l'approche européenne		
Limites nominales	60	280
Limites extrêmes	40	420

Parmi les **matériaux associés** susceptibles d'être disponibles au niveau local figurent le **sable** et les **galets**, utilisables pour réaliser les filtres et les sous-couches. Il est également possible d'opter pour des **filtres géotextiles** plutôt que pour des filtres granulaires. Dans certains cas, une combinaison d'enrochements et de végétaux peut constituer une protection anti-érosion appropriée, notamment sous forme de matelas de fascines (voir la Figure 8.6) ; ceux-ci peuvent être constitués de roseau, de saule ou de bambou. De plus, les **matelas de fascines** peuvent servir de contreforts lors du placement des géotextiles. De nos jours, on utilise le plus souvent des géotextiles pour la fonction de filtration ; cependant l'ancienne méthode des matelas, consistant à placer du bois local de fascinage entre deux couches de fascines, est encore appliquée dans certaines régions pour des raisons économiques (pays en développement) ou écologiques (Pays-Bas, Japon). Les fascines servent également à placer le géotextile sous l'eau et à empêcher les couches de géotextile d'être rabattues par les vagues et/ou les courants. Le géotextile, muni d'au moins deux couches de fascines – l'ensemble formant le matelas de géotextile – est transporté sur l'eau jusqu'à son futur emplacement puis coulé sur le lit ou la berge sous le poids d'enrochements. L'utilisation de filtres géotextiles pour ce type d'application nécessite un soin particulier. Les conditions de houle doivent être modérées pour éviter que les matelas ne soient endommagés lors de leur placement (voir la Section 9.7.1.2).



Figure 8.6 Construction d'un matelas de fascines en vue du placement d'un géotextile
(source : Hans van Duivendijk)

Les **enrochements appareillés** (voir la Figure 8.7) sont placés à la main sur une sous-couche de galets. La forme de ces blocs est angulaire et régulière, plutôt qu'arrondie ; ils sont placés individuellement de façon à former une couche simple, puis maintenus ensemble à l'aide d'épaufrures de roche. Ce système assure une bonne résistance à l'érosion, tout en étant suffisamment flexible pour tolérer un léger tassement des fondations. L'étendue de la carapace d'enrochement le long du talus (soit de la crête au pied) dépend de la profondeur du chenal et de son degré d'exposition (aux actions hydrauliques telles que les courants, la turbulence ou la houle). La sous-couche de galets présente généralement une épaisseur de 0.15 à 0.25 m. La construction s'effectue à sec.

Cette technique de placement est bien plus répandue dans les régions où la main-d'œuvre est bon marché. Elle suppose de disposer d'enrochements de dimensions adaptées (éléments plus ou moins cuboïdes, d'une hauteur de 250 à 400 mm) ainsi que d'une main-d'œuvre bon marché. Compte tenu de ces deux facteurs, les enrochements appareillés peuvent constituer un moyen efficace d'assurer la protection contre l'érosion du lit et des berges d'un canal à proximité d'ouvrages de régulation et au niveau de courbes abruptes. Cette technique est rarement utilisée comme seul revêtement des berges d'un canal. Dans les cas où le seul enrochement disponible est de petite dimension (p. ex. les galets provenant du lit de la rivière), on peut envisager d'avoir recours à des gabions ou à des matelas de gabions (voir la Section 8.6.2).



Figure 8.7 Revêtement fait d'enrochements appareillés
(source : Hans van Duivendijk)

8.1.3.8 Aspects liés à la construction

Lors des étapes initiales du processus de dimensionnement, il faut tenir compte de la façon dont l'ouvrage va être construit, afin de ne pas perdre de temps à mettre en œuvre des solutions trop complexes ou trop coûteuses. Il faut notamment s'intéresser aux risques liés à la construction (voir la Section 9.5), ainsi qu'aux questions d'hygiène et de sécurité (voir la Section 2.6).

Parmi les facteurs-clés à prendre en compte en vue de la construction d'ouvrages en rivière figurent les variations saisonnières du débit et de la hauteur d'eau. Le débit des rivières est extrêmement variable, mais caractérisé par une tendance saisonnière sous-jacente (débits accrus en hiver dans les pays européens, débits potentiellement élevés au printemps dans les régions montagneuses ou régimes d'écoulement dominés par la moisson dans certains pays d'Asie). En règle générale, la construction en rivière est moins difficile en période de bas débit et d'eau relativement peu profonde. Il ne faut pas perdre de vue le risque d'inondation rapide avec des vitesses d'écoulement et des hauteurs d'eau élevées.

Lorsqu'il n'est pas possible de prédire avec exactitude le débit ni la hauteur d'eau, les travaux doivent être planifiés de façon à ce qu'un changement rapide des conditions hydrauliques n'endommage pas excessivement l'ouvrage en construction. Dans la mesure du possible, les opérations critiques reposant sur un placement précis des enrochements ou sur l'utilisation d'engins fragiles doivent être effectuées aux moments pour lesquels on dispose de prédictions fiables en termes de conditions fluviales. Cela peut être incompatible avec d'autres facteurs tels que les aspects environnementaux (p. ex. risque de pollution de l'eau en période de bas débit). Dans ce cas, il convient de résoudre rapidement le conflit dans l'intérêt de toutes les parties.

En Europe, l'hiver s'accompagne parfois de difficultés de construction, non seulement du fait du risque accru d'inondation, mais aussi de ceux associés aux températures de gel et à la présence de glace dans la rivière.

L'accès au site revêt une importance capitale lors du choix des méthodes de construction appropriées, que les moyens de transport utilisés soient terrestres ou flottants. Il faut s'intéresser aux charges maximales imposées sur les routes et les ponts, aux tirants d'eau utilisables par les bateaux qui transportent les enrochements, aux sites adaptés pour le chargement, le déchargement et le stockage de tous les matériaux, ainsi qu'aux contraintes relatives à l'utilisation des voies navigables (voir la Section 9.2).

8.1.3.9 Aspects liés à l'exploitation et à la maintenance

Le dimensionnement doit tenir compte des futures exigences de gestion associées à un ouvrage achevé. Il faut que les options d'exploitation soient réalistes, atteignables sur toute la durée de vie du projet et, dans la mesure du possible, abordées avec le maître d'ouvrage. Il faut envisager les aspects suivants :

- **capacité du maître d'ouvrage** à effectuer la maintenance et les travaux de réparation (budget et personnel disponibles) ;
- risque d'**altération** ou de **durabilité** médiocre des éléments structurels tels que l'enrochement, les géotextiles (en cas d'exposition aux rayons UV) ou l'acier (en cas de corrosion) ;
- **vandalisme** (p. ex. arrachage d'éléments du revêtement), dont les conséquences sont parfois graves ;
- **débroussaillage** si nécessaire pour faciliter le passage de la crue ;
- **équipements, instruments et personnel** nécessaires au niveau local pour réaliser l'inspection, la surveillance et les comptes rendus des dommages.

En règle générale, plus les dépenses d'infrastructure liées aux ouvrages de génie fluvial sont élevées, et plus les coûts de maintenance sont réduits. Pour parvenir à un équilibre satisfaisant entre les dépenses d'infrastructure et les coûts de maintenance, il faut étudier les besoins de maintenance éventuels de chacune des options envisagées au cours du dimensionnement. Les possibilités d'effectuer les opérations de maintenance sont parfois très restreintes, notamment sur un canal de navigation à fort trafic ou sur un canal d'irrigation pérenne. Dans ce cas, il peut être judicieux de consentir à des dépenses d'infrastructures supplémentaires afin de limiter les besoins de maintenance de l'ouvrage (voir les Sections 2.3.3 et 10.2).

Pour élaborer un plan d'inspection et de maintenance adéquat, il faut identifier les éventuelles zones de dégradation ou de rupture sur l'ouvrage, notamment en déterminant les mécanismes associés (voir la Section 2.3.1). Le Chapitre 10 aborde en détail les aspects liés à la maintenance.

8.2 AMÉNAGEMENTS FLUVIAUX

Le dimensionnement d'un aménagement fluvial s'effectue selon des étapes successives, comme l'illustre le logigramme présenté au début du Chapitre 8.

8.2.1 Phénomènes d'érosion

Les phénomènes d'érosion sont induits principalement par une vitesse d'écoulement, une turbulence et une contrainte de cisaillement élevées. La nature et l'origine du matériau constitutif des berges, mais aussi les processus qui influencent l'érosion superficielle des rives sans protection, sont des aspects-clés à prendre en compte lors du choix et du dimensionnement des aménagements fluviaux.

Dans certaines régions du monde, les marées sont parfois responsables de variations importantes du niveau de la mer et d'inversions du sens du courant dans les rivières et les canaux. Les tronçons de rivières qui subissent l'influence des marées peuvent s'étendre sur plusieurs dizaines de kilomètres; le dimensionnement des revêtements en enrochement, des protections de pied et des protections anti-affouillement doit alors se baser sur les points suivants (d'après Escarameia, 1998):

- les **variations de la hauteur d'eau** lors du cycle des marées signifient qu'il est généralement nécessaire de concevoir une protection pour la partie supérieure des berges avec le même soin que pour la partie inférieure, en cas d'effet des marées à cet endroit. De plus, en l'absence de couche filtre ou de géotextile adéquat(e), les surpressions hydrostatiques peuvent s'accumuler derrière un revêtement de berge;
- du fait de l'**inversion du sens du courant à proximité des ouvrages hydrauliques**, il faut veiller à mettre en place une protection des berges et du lit non seulement en aval, mais aussi en amont de l'ouvrage. Il faut donc apporter un soin particulier aux bords des protections;
- dans les **rivières alluviales soumises à des courants de marée**, l'instabilité des chenaux de jusant et de flot peut avoir un impact sur le dimensionnement de la protection du lit et du pied;
- les **habitats naturels** présents dans les tronçons soumis à l'influence des marées diffèrent de ceux des autres bras de rivières, car le dépôt de limon fin sur le haut des berges favorise la colonisation par les mollusques et les micro-organismes. La conception des revêtements doit être favorable à ce phénomène.

Les rejets occasionnels (p. ex. lâchers d'eau provenant des réservoirs ou rejets intermittents des centrales électriques) ont un effet déstabilisateur lié aux courants qu'ils génèrent, et peuvent également être à l'origine d'importantes charges différentielles entre l'avant et l'arrière d'un revêtement de berge. Ce phénomène est surtout observé lorsque la perméabilité du sol de base présente un écart considérable avec celle du revêtement.

Cette section donne un bref aperçu des phénomènes d'érosion ; pour plus d'informations, le lecteur peut se reporter à Hemphill et Bramley (1989). Par souci de simplicité, les berges de rivière sont généralement classées comme suit :

- berges **cohésives** à forte teneur en argile. Cette catégorie comprend également certaines tourbes ;
- berges **non-cohésives** présentant une cohésion réduite ou nulle : elles ne contiennent qu'une faible quantité d'argile, et sont souvent constituées de sable ou de galets ;
- berges **composites** présentant une structure stratifiée (p. ex. superposition d'un sol non-cohésif et d'un sol cohésif).

Le cas des berges à **fond rocheux** est particulier : elles ne souffrent pas de l'érosion sur des durées de projet normales.

Les berges composites (voir la Figure 8.8) sont généralement présentes dans les rivières où s'effectue un transport du matériau de lit. La section inférieure de la berge est constituée de sédiments compatibles avec le matériau de lit, et correspond à un dépôt fluvial antérieur. La partie supérieure de la berge est constituée de sédiments qui ne sont pas présents en quantité importante sur le lit du chenal, et résulte du dépôt de sédiments fins sur la surface du haut-fond lors de la décrue. On observe parfois des couches successives de matériau cohésif et non-cohésif ; la berge composite est alors appelée berge stratifiée. La végétation permet de stabiliser le matériau et facilite une nouvelle sédimentation en augmentant la rugosité hydraulique locale.

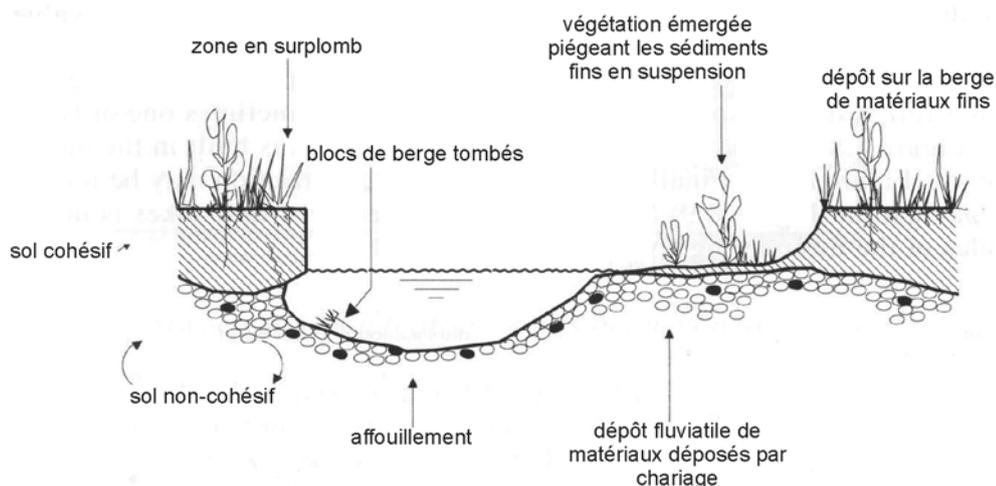


Figure 8.8 Berges stratifiées composites présentant une réponse variable aux forces érosives

Les rivières à lit sablonneux ou limoneux ont souvent des berges cohésives (p. ex. de la tourbe) qui peuvent être intercalées, notamment si leur cours traverse un ancien lac glaciaire ou des dépôts marins.

La forme générale et les dimensions des chenaux à lit alluvial sans protection changent constamment sous l'effet des phénomènes d'érosion et de sédimentation. On observe souvent une instabilité permanente et un ajustement naturel de la rivière en faveur d'un nouveau régime d'écoulement. Cependant, il est possible de définir un état moyen de la rivière, caractérisé par des valeurs moyennes de débit, Q (m^3/s), et de hauteur d'eau, h (m). La construction d'aménagements fluviaux peut influencer cet état moyen, induisant une instabilité à d'autres endroits du lit et des berges (voir la Section 4.1).

Les principaux phénomènes à l'origine de l'érosion superficielle sont illustrés à la Figure 8.9, où τ représente la contrainte de cisaillement exercée par le courant. Pour de plus amples informations sur l'érosion induite par les courants, première cause de l'affouillement et de l'érosion des berges de rivières, le lecteur peut se reporter aux Sections 4.1 et 5.2.3.3.

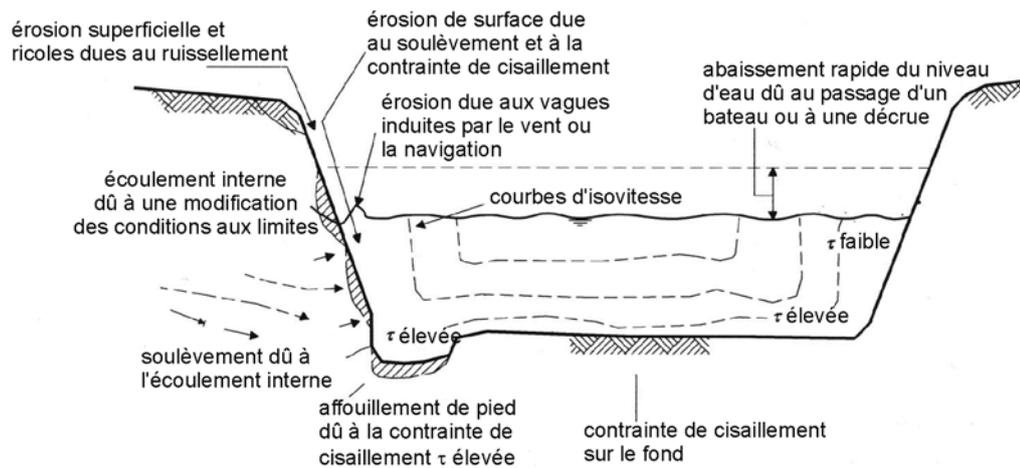


Figure 8.9 Représentation schématique de l'érosion superficielle observée dans la coupe d'un chenal

8.2.2 Types d'aménagements fluviaux

La présente section est consacrée aux aménagements fluviaux construits sur les tronçons médians et inférieurs de rivières caractérisées par des pentes douces ($< 1V : 1000H$), des vitesses du courant généralement comprises entre : $0.5 < U < 3.0$ (m/s) et jamais supérieures à $U = 5$ m/s, et des sols alluviaux présentant des tailles de tamis, D (mm), entre 0.01 et 20 mm. Les ouvrages de génie fluvial construits sur des cours d'eau situés dans des montagnes escarpées et à lit fait de matériaux grossiers dépassent la portée du présent guide.

Les aménagements fluviaux sont conçus pour contenir la rivière, par exemple, pour assurer la navigabilité ou éviter toute érosion excessive, ce qui limite la progression des changements naturels induits par l'érosion et la sédimentation. Tous ces ouvrages remplissent leur fonction en protégeant les matériaux érodables du lit et des berges face aux effets des vitesses du courant élevées et de l'écoulement turbulent.

Un **revêtement** (voir la Section 8.2.2.1) constitue une forme directe de protection anti-érosion mise en place pour une berge. Les **épîs** représentent une alternative indirecte, de même que les **points durs** qui écartent l'écoulement érosif de la berge (voir la Section 8.2.2.2).

8.2.2.1 Revêtements

Les **revêtements** (ou **protections des berges**) constituent la forme la plus courante d'aménagement fluvial (voir la Figure 8.10). Ils se composent d'une couche de matériau résistant à l'érosion qui recouvre le matériau érodable des berges, et parfois même du lit de la rivière. On utilise pour cela différents matériaux : enduits, géotextiles, etc. ; ce guide se consacre principalement aux solutions utilisant des enrochements. Le choix du matériau le plus adapté doit s'effectuer à un stade précoce du projet. Les enrochements peuvent être placés directement sur la berge ou le lit à protéger. Néanmoins, on recommande souvent de les placer sur une sous-couche servant de transition entre l'enrochement moyen de la carapace et le matériau fin et érodable des fondations. La sous-couche peut être constituée de roche broyée ou de galets qui empêchent toute érosion du sous-sol à travers les vides de la protection. Il est possible d'utiliser des géotextiles dans le système de filtration, en parallèle ou à la place du filtre granulaire (voir la Section 5.4.3.6). La sous-couche permet à la fois de réduire le risque que le matériau des fondations ne soit emporté dans la carapace, et le risque que celle-ci ne perfore le sous-sol.

Le lecteur trouvera des informations détaillées sur d'autres types de revêtements que ceux utilisant des enrochements dans un certain nombre de références majeures, telles que Hemphill et Bramley, *Protection of river and canal banks* (Protection des berges de rivières et de canaux, 1989) ou Cranfield University, *Waterway bank protection* (Protection des berges de voies navigables, 1999).

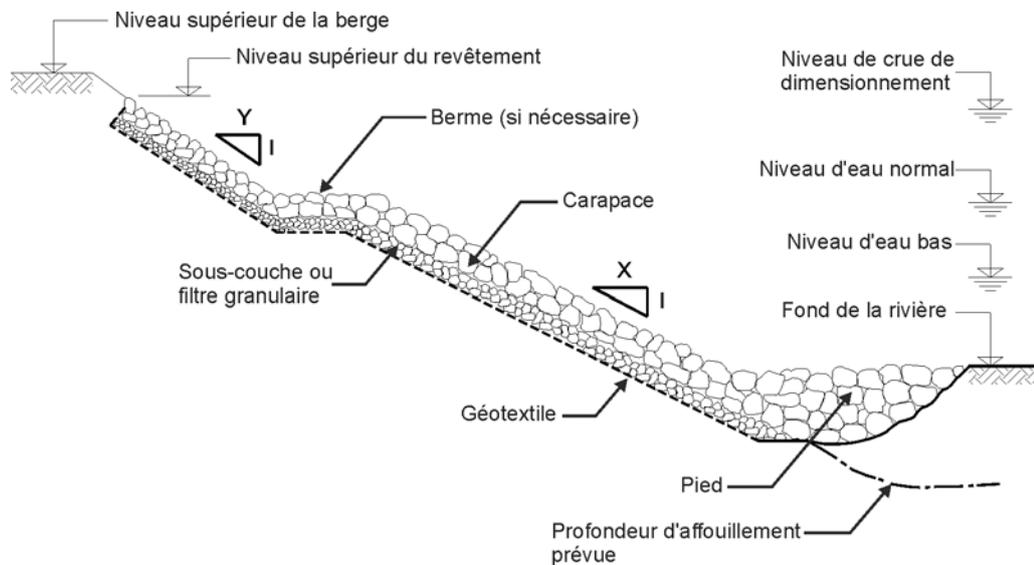


Figure 8.10 Éléments constitutifs d'un revêtement en enrochement classique

Le niveau du pied du revêtement est calculé en fonction de l'affouillement maximal anticipé après achèvement des travaux (voir la Section 8.2.6.1). Il peut être nécessaire de mettre en place une berme afin de faciliter la construction et la maintenance de l'ouvrage (voir les Sections 8.2.6.1 et 8.2.6.2). Un élément de soutènement du pied (p. ex. un mur de palplanches) peut également être utilisé ; la Section 8.2.7 présente différents aspects structurels particuliers relatifs au pied des revêtements.

8.2.2.2 Épis et points durs

Les **épis** servent à réduire la largeur d'un bras de rivière en condition de faible débit pour en améliorer la navigabilité (voir la Figure 8.11). Les épis constituent également une méthode indirecte permettant de limiter l'érosion ; ils consistent à dévier les vitesses d'écoulement élevées pour les éloigner des berges érodables. Ces structures fonctionnent de façon autonome, ou forment un système (voir la Figure 8.12). Les épis constituent une solution adaptée en matière de prévention de l'érosion, mais ces ouvrages génèrent un affouillement au niveau de leurs musoirs. Ils doivent donc être conçus pour résister à l'affouillement, sinon ils risquent d'être rapidement emportés. Les épis ne doivent pas être considérés comme une alternative bon marché à un revêtement disposé le long d'une berge, s'il est effectivement nécessaire de mettre en place ce dernier type de système.



Figure 8.11 Système d'épis sur la Loire (source : Service Maritime et de Navigation de Nantes)

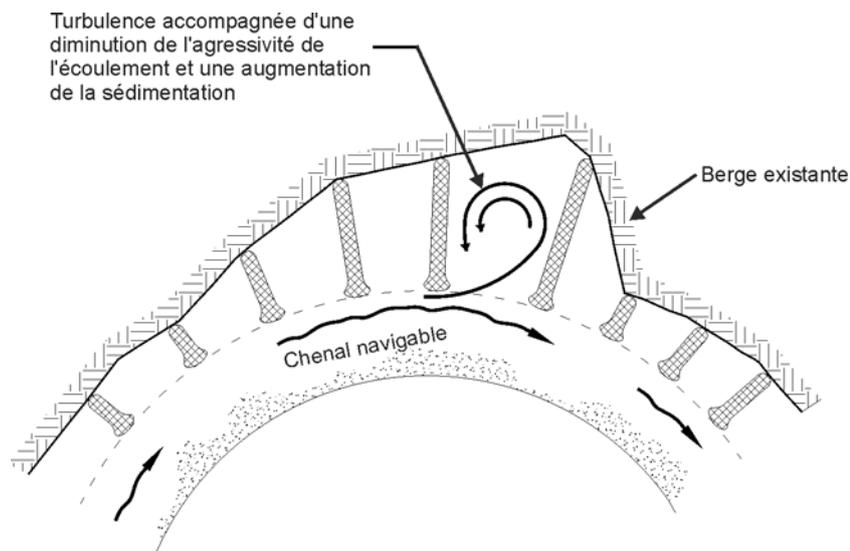


Figure 8.12 Exemple de vue en plan d'un système d'épis conçu pour réguler et stabiliser l'érosion de l'extérieur de la courbe

Les épis sont souvent construits à partir d'un mur de terre protégé par des enrochements recouvrant les surfaces exposées. Le musoir de l'épi (extrémité qui se projette dans la rivière) doit être constitué d'enrochements plus gros car c'est souvent à cet endroit que les actions hydrauliques sont les plus fortes. Il faut prêter une attention spécifique aux phénomènes d'affouillement observés au niveau de l'extrémité des épis. Ceux-ci peuvent également être faits de gabions ou de matelas de gabions (voir la Section 8.6.2), ce qui peut représenter un mode de construction économique dès lors que les tailles d'enrochements requises sont disponibles dans le lit de la rivière.

Les **points durs** sont des épis miniatures (voir la Figure 8.13) qui permettent de dévier l'écoulement et de l'éloigner de la berge à protéger. Les points durs étant plus courts que les épis, ils sont également espacés d'une distance réduite. Il ne faut pas les confondre avec les épis: les points durs sont des revêtements localisés qui font saillie dans la rivière. Ils limitent à un degré acceptable l'érosion observée au niveau local, mais aussi entre eux. Les épis, en revanche, sont longs par rapport à la largeur de la rivière; ils sont souvent exposés à de fortes actions hydrauliques en section courante, mais surtout au niveau de leur musoir. À ce titre, les épis sont des ouvrages de génie fluvial majeurs.

Les points durs constituent parfois une solution bon marché face à un problème d'érosion des berges; ils assurent toutefois une protection limitée et peuvent nécessiter un surcroît de maintenance. Les points durs ne sont pas adaptés en présence de fortes actions hydrauliques.



Figure 8.13 Points durs en construction (source: Witteveen + Bos)

Il faut également mentionner les **digues surbaissées** et les **épis immergés**. Les digues surbaissées sont des ouvrages bas dont le rôle est de détourner l'écoulement d'une ligne de berge soumise à l'érosion. Ces ouvrages sont constitués d'enrochement ou d'autres matériaux résistants à l'érosion ; leur crête se situe sous le niveau d'eau de référence. Les digues surbaissées sont parfois détachées de la berge. L'eau peut franchir ou contourner l'ouvrage, et le principal courant est détourné de la berge à protéger. Ces ouvrages empêchent l'apparition de vitesses érosives élevées à proximité d'une ligne de berge sans protection, diversifient les hauteurs d'eau (eau peu profonde au pied de la digue et plus profonde dans le chenal) et protègent la flore naturelle des berges.

8.2.2.3 Digues longitudinales

Les digues longitudinales servent à prévenir l'érosion des berges au niveau des ponts, des pontons et des autres ouvrages bâtis sur de grosses rivières. Il s'agit d'ouvrages en terre de grande envergure qui présentent, en plan, une forme de croissant, et sont protégés par des revêtements (voir la Section 8.2.2.1). Les digues longitudinales sont conçues pour s'assurer que la rivière suivra son cours à proximité du pont ou de l'ouvrage en question, afin d'éviter tout risque d'érosion par contournement.

Lorsque les digues longitudinales ont pour fonction de réguler un chenal de navigation (comme les épis), elles peuvent être franchies. En revanche, lorsqu'elles servent à empêcher l'érosion par contournement, le franchissement ne doit pas être permis.

8.2.2.4 Ouvrages destinés à faciliter la navigation

Les ouvrages construits en rivière pour en améliorer la navigabilité visent à maintenir une profondeur et une largeur de chenal suffisantes. De plus, la voie navigable doit présenter des vitesses de courant et une hauteur d'eau acceptables pour assurer la sécurité de la navigation tout au long de l'année. Disposer d'une profondeur et d'une largeur adéquates est capital en période de faible débit, tandis que les vitesses du courant sont un problème associé aux débits forts.

Pour ce type de fonction, on peut avoir recours à un épi ou à une digue longitudinale. En limitant la largeur du bras de rivière en période de faibles débits, ces ouvrages assurent, pendant une grande partie de l'année, le maintien de la profondeur d'eau requise. En période de crue, ils risquent toutefois de réduire la largeur du chenal, entraînant ainsi une montée des eaux et forçant la rivière à sortir de son lit. C'est la raison pour laquelle les épis et les digues longitudinales sont souvent submersibles en crue. Il est donc recommandé d'utiliser des balises et autres instruments de ce type pour assurer la sécurité de la navigation en période de crue.

8.2.2.5 Protections contre les crues

La protection contre les crues est un problème associé aux hauteurs d'eau élevées et, selon les circonstances, aux vitesses d'écoulement élevées. Le dimensionnement des ouvrages de protection contre les crues se base généralement sur la hauteur d'eau plutôt que sur les aspects liés à l'érosion. Comme pour tous les ouvrages en rivière, le concepteur doit, naturellement, tenir compte de la nécessité que l'ouvrage résiste aux forces érosives ; il ne s'agit toutefois pas du rôle premier des ouvrages de protection contre les crues. L'onde de crue qui descend la rivière a besoin d'espace pour s'étendre, ce qui entraîne une élévation de la hauteur d'eau, donc l'inondation des terrains adjacents. Il est alors nécessaire de mettre en œuvre différentes mesures de protection contre les crues, en utilisant éventuellement de l'enrochement comme matériau de base. Ainsi, il est possible de construire des digues de protection contre les crues ou des talus le long du bras de rivière, et notamment dans la plaine inondable. Il faut parfois appliquer un revêtement sur la face de ces structures exposée à l'action de l'eau afin d'éviter tout dommage, ainsi qu'une protection de pied spécifique. La Figure 8.14 présente la protection de pied d'une digue de prévention des crues en phase de réhabilitation. Le revêtement et la protection de pied ne sont pas nécessaires si les ouvrages sont situés loin de la rivière, lorsque les vitesses du courant qui atteignent les protections sont faibles.



Figure 8.14 *Digue de protection contre les crues construite le long de la Loire (ici en phase de réhabilitation) – vue de la protection anti-affouillement (source : TPPL-France)*

De plus, il peut être nécessaire de construire des réservoirs de rétention des crues, munis là encore d'un revêtement du côté exposé à l'onde de crue. Cela vaut notamment pour les réservoirs exposés aux vagues soulevées par le vent.

8.2.2.6 *Choix de la solution appropriée*

Le choix de la solution la plus adaptée en matière d'aménagement fluvial est une tâche complexe, qui dépend de nombreux facteurs, présentés au Chapitre 2. Dès les premières étapes de la conception, il est utile de préparer des ébauches relatives à un certain nombre de variantes, puis de comparer ces ébauches en termes de coûts directs, de durabilité, de maintenance, d'impact environnemental, etc. Les concepteurs savent que si l'une des options envisagées semble largement plus économique que les autres, elle n'offre peut-être pas le même degré de stabilité, ce qui nécessitera une maintenance fréquente.

Le revêtement, ou protection de berge, est la forme la plus courante d'aménagement fluvial ; ces ouvrages doivent être considérés comme l'option par défaut. Il se peut toutefois que les recommandations qui suivent aident le concepteur à déterminer quelle est la solution la plus adaptée.

Revêtements

Les revêtements sont adaptés dans de nombreuses situations où la berge doit être protégée sans modification de sa position, c'est-à-dire où il n'est pas nécessaire d'effectuer de gros travaux de reprofilage de la ligne de berge. Naturellement, toute construction d'un revêtement nécessite de redresser le profil de la berge afin que l'ouvrage soit construit selon des lignes et des niveaux appropriés. Toutefois, s'il est nécessaire d'effectuer un réalignement important de la berge, il convient d'envisager les options suivantes :

- si la construction d'un revêtement continu sur la ligne de berge existante est trop coûteuse, il est possible d'opter pour des points durs ;
- s'il est nécessaire de restaurer la berge avant de mettre en place la protection, notamment en vue de regagner du terrain perdu, la principale solution est la pose d'un revêtement ;
- cependant, si cette restauration est trop coûteuse, mais nécessaire pour réaligner la berge (p. ex. afin de faciliter la navigation), la solution alternative consiste à construire des épis.

Épis et points durs

Les épis constituent une solution adaptée dans le cas des rivières navigables; ils servent alors à délimiter le chenal de navigation. Ils sont construits sur des rivières larges et peu profondes, plutôt que sur des chenaux étroits et profonds. De même, ils sont plus fréquents sur les rivières à pente raide et à lit de galets que sur les chenaux où l'eau s'écoule lentement. Bien conçus, les épis facilitent le dépôt de sédiments entre eux, donc le remblayage d'une ligne de berge érodée. Les épis peuvent être inadaptés dans le cas de rivières caractérisées par d'importantes variations de la hauteur d'eau (passage d'un faible débit à un débit de crue).

Les points durs peuvent être construits sur des berges relativement raides, où l'on tolère une certaine érosion entre ces ouvrages. Il faut cependant évaluer soigneusement la solution alternative consistant à utiliser des points durs plutôt que des revêtements; ces deux options présentent en effet chacune un inconvénient, à savoir le coût (revêtements) et la difficulté de construction (points durs).

Digues longitudinales

Relativement rares en Europe, les digues longitudinales sont souvent construites sur les grands fleuves d'Asie (p. ex. en Inde, au Pakistan et au Bangladesh). Elles permettent de contenir la rivière au niveau d'un ouvrage important ou d'une avancée de l'urbanisation; elles sont généralement conçues à proximité d'un grand pont routier ou ferroviaire lorsque le chenal de la rivière a tendance à se déplacer. Dans ce cas, la construction d'une digue longitudinale est une intervention massive, qui nécessite souvent un important travail d'ingénierie et de lourds investissements de surveillance et de maintenance. L'ampleur des coûts induits est justifiée par le fait que ces ouvrages permettent d'éviter un risque de dommage à une infrastructure ou à une implantation urbaine majeure.

8.2.3 Collecte des données

Le dimensionnement des aménagements fluviaux repose sur une collecte des données nécessaires concernant la rivière et le site de projet. Il faut prêter une attention particulière aux variations saisonnières qui devront, le cas échéant, faire l'objet de deux études: l'une réalisée en période de faible débit, et l'autre en période de débit fort. Cette approche permet de définir précisément les besoins et d'élaborer les solutions avec un degré de fiabilité élevé.

En règle générale, le dimensionnement des aménagements fluviaux nécessite d'étudier les paramètres énumérés ci-dessous. Le degré de précision dépend de l'échelle du projet et varie au fil du processus de dimensionnement:

- données relatives à la **hauteur d'eau** ou niveau (voir la Section 4.1) et données relatives à l'écoulement ou **débit** (voir la Section 4.3.2); elles se présentent souvent sous la forme de valeurs maximales pour une probabilité de crue donnée. Les hydrogrammes, qui représentent les vitesses de hausse et de baisse du débit et de la hauteur d'eau, facilitent également la planification des travaux d'aménagements fluviaux. Il est également conseillé de connaître la vitesse de décrue pour évaluer la stabilité des berges;
- estimations des **vitesses d'écoulement maximales** dans le bras de rivière, basées soit sur des mesures directes, soit sur des calculs (voir la Section 4.3.2.4);
- **principales dimensions** (voir la Section 4.1) de l'étendue du chenal concernée (tracé en plan, coupes, pente du lit et inclinaison de la surface de l'eau, notamment). La section étudiée doit s'étendre en amont et en aval du site de projet;
- **composition des matériaux constitutifs** du lit et des berges (type de sol, granulométrie, présence éventuelle de couches érodables dans les berges, notamment);
- tous types d'informations utiles reposant sur d'anciennes cartes, des clichés aériens, des témoignages concernant un **déplacement du chenal**, une migration des méandres, les modèles de dépôt et d'érosion, une déviation de chenal, une dérivation ou un raccourcissement des courbes, etc.;

- tous types d'informations concernant le **transport solide** de la rivière (taille des particules, volumes, variations saisonnières éventuelles, etc.); voir la Section 4.1.1.2;
- tous types d'informations concernant l'**utilisation du bras de rivière** à prendre en compte dans le dimensionnement, la construction et la maintenance de l'ouvrage (p. ex. la navigation, les loisirs, la pêche, la faune, une source d'eau); voir les Sections 2.2.2 et 2.6;
- détails concernant une **influence des marées** ou une exposition à la houle éventuelle dans les tronçons inférieurs (voir la Section 4.2.3);
- dans le cas des chenaux de navigation, **caractéristiques des bateaux** susceptibles d'induire une action des vagues sur l'ouvrage.

8.2.4 Détermination des actions

8.2.4.1 Actions hydrauliques

Les actions hydrauliques qui s'exercent sur les aménagements fluviaux sont principalement :

- les **hauteurs d'eau** et leurs variations au fil du temps, notamment dans les estuaires (voir la Section 4.2.2);
- les **contraintes de cisaillement** dues à l'écoulement de l'eau, notamment à la turbulence (voir la Section 4.3.2.5) et aux **courants générés par la navigation** (voir la Section 4.3.4);
- les **vagues soulevées par le vent** (voir la Section 4.2.4) et les **vagues induites par la navigation** (voir la Section 4.3.4).

Pour déterminer les charges de dimensionnement, il faut également étudier les caractéristiques temporelles des vagues dues au vent en fonction des hauteurs d'eau et des courants, à l'aide de **probabilités combinées**, et choisir une **période de retour** appropriée pour les variables stochastiques (p. ex. vitesse et sens du vent, hauteurs d'eau, longueurs du fetch et vitesses de courant associées).

Pour dimensionner un aménagement fluvial, le concepteur doit évaluer les risques afin de déterminer le niveau de dimensionnement adapté. La pratique courante consiste à adopter une période de retour de 100 ans pour les débits de crue lorsque l'on détermine les hauteurs d'eau et les vitesses du courant; cette méthode n'est toutefois pas applicable à toutes les situations. Ainsi, il est possible d'opter pour des périodes de retour plus courtes pour le dimensionnement des ouvrages de moindre envergure, ou lorsque les conséquences d'une rupture éventuelle sont limitées (voir la Section 2.3.3.2).

Lorsque l'on utilise des probabilités combinées, il faut veiller, dans le cas de charges combinées, à ne pas additionner les charges de dimensionnement correspondant à des phénomènes indépendants les uns des autres. Par exemple, une vitesse du vent présentant une période de retour de 100 ans et la hauteur de houle associée ne coïncident pas toujours avec une hauteur d'eau présentant une période de retour de 100 ans et une vitesse de courant associée. En d'autres termes, additionner les actions provenant du vent et de la houle de période de retour de 100 ans conduira certainement à un surdimensionnement car la probabilité réelle de ces 2 événements simultanés est beaucoup plus faible.

8.2.4.2 Autres types d'actions

Outres les forces hydrauliques, le concepteur doit s'intéresser aux charges suivantes :

- différentes actions exercées sur l'ouvrage nécessitant des opérations de maintenance et leur influence sur le dimensionnement (voir la Section 8.2.10);
- forces s'exerçant sur l'ouvrage lors de la construction (voir la Section 8.2.9);
- actions géotechniques (voir la Section 5.4).

La Section 8.2.6.1 propose des recommandations spécifiques en matière de dimensionnement de la section.

8.2.5 Tracé en plan

8.2.5.1 Aspects généraux

Le tracé des aménagements fluviaux et leurs propriétés fonctionnelles dépendent des caractéristiques de la rivière concernée. Il faut donc tenir compte des spécificités de chaque situation; la présente section constitue un aide-mémoire pour les points importants.

Les conséquences des aménagements doivent être évaluées en rapport avec le régime de la rivière. Plus l'intervention est lourde, plus son impact sur les paramètres hydrauliques de la rivière sera important.

Parmi les réponses hydrauliques possibles, citons notamment :

- un accroissement des vitesses du courant à proximité de l'ouvrage ;
- une intensification de l'affouillement local ;
- des effets de remous ;
- en aval, un dépôt de matériaux mis en suspension par le phénomène d'affouillement ;
- des variations du niveau du lit ;
- et une déviation des courants vers les sections non protégées de la rivière.

Lors du dimensionnement ou de l'évaluation comparative des différentes solutions, il convient d'étudier de façon approfondie chaque conséquence possible et les risques associés. Dans certains cas, cette étude détaillée peut déboucher sur un ensemble de types d'ouvrages correspondant à la réponse locale optimale, comme l'illustre la Figure 8.15.

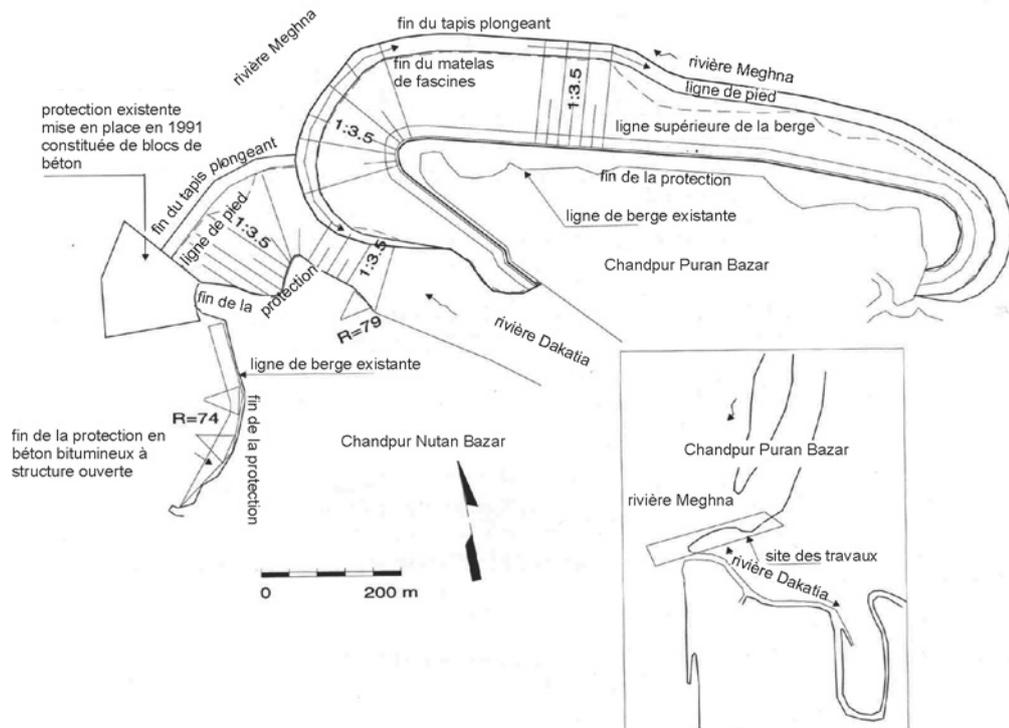


Figure 8.15 Exemple d'ensemble d'ouvrages potentiels sur une rivière en tresse (source : Royal Haskoning)

8.2.5.2 Protections des berges

L'approche la plus courante consiste à construire la protection sur la berge existante. Cependant il est parfois nécessaire de modifier la géométrie de la berge. Celle-ci est alors réalignée avant de mettre en place la protection. On peut également avoir recours à des points durs ou à des épis, qui permettent d'éloigner des berges l'écoulement érosif.

Revêtements

Lorsque l'on décide de construire un revêtement pour protéger une ligne de berge existante, l'impact de l'ouvrage sur la morphologie de la rivière est parfois relativement limité. En effet, les revêtements figent la ligne de berge à l'endroit qu'elle occupe avant la construction. Toutefois, le dimensionnement du revêtement doit prévoir la mise en place d'une protection de pied appropriée pour éviter tout affouillement par érosion. Cette protection de pied doit être adaptée à la nature du lit et à ses variations locales (p. ex. présence ponctuelle d'un affleurement dans un lit principalement constitué de terre). De même, la protection du pied n'est pas forcément uniforme le long du revêtement : sa longueur de pied, sa profondeur et sa granulométrie peuvent varier parallèlement aux conditions hydrauliques observées.

Il est parfois conseillé de placer le revêtement à une certaine distance du bord de l'eau, anticipant ainsi l'érosion future de la berge. Cette approche est mise en œuvre dans les cas où la vitesse d'érosion ne peut être prédite et lorsque l'on admet un certain degré d'érosion. Le concepteur ne doit toutefois pas voir dans cette méthode un moyen de réaliser des économies. En effet, lorsque l'érosion atteindra le revêtement, celui-ci sera facilement érodé si le dimensionnement ne prévoit aucun pied ni aucun tapis plongeant (voir la Section 8.2.6.3).

Si la ligne de berge doit être restaurée avant de mettre en place la protection (p. ex. récupération de terrain suite à une érosion majeure), les propriétés du matériau de remplissage doivent être proches de celles du matériau naturel de la berge, afin que les caractéristiques de drainage soient relativement constantes.

Points durs

La Figure 8.16 illustre une application classique des points durs aux États-Unis, où ils sont associés à de la végétation.

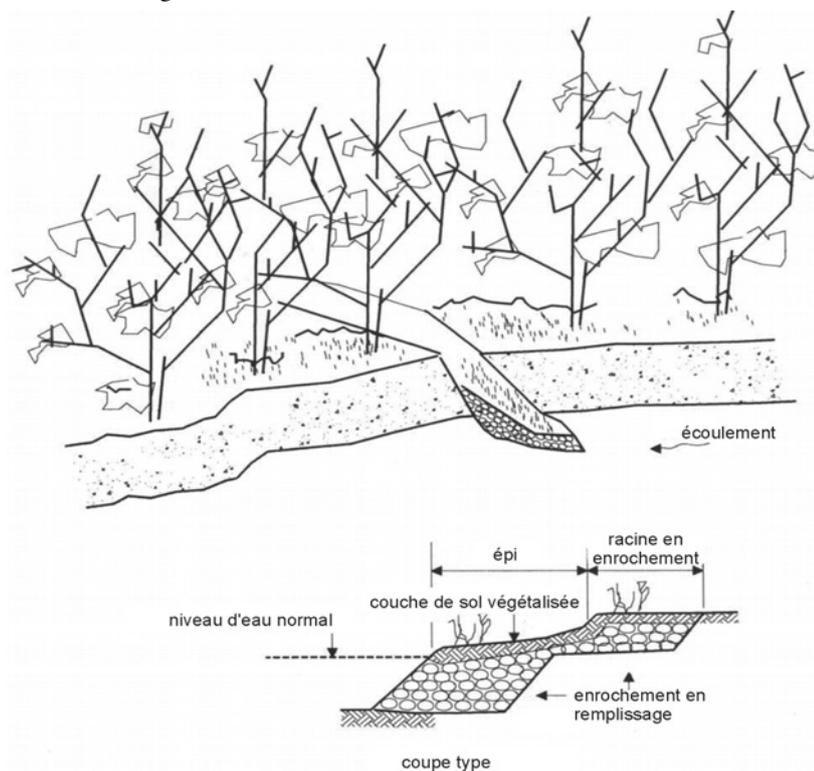


Figure 8.16
Exemple d'application
d'un point dur associé à
de la végétation
(États-Unis)

À la Figure 8.16, on voit que la végétation permet de stabiliser les enrochements déversés en réduisant le débit qui franchit les points durs en période de crue. Ce type d'ouvrage nécessite parfois une maintenance fréquente; il est donc adapté dans les régions où la main-d'œuvre est abondante.

Les points durs sont également mis en place à proximité des ouvrages de grande envergure construits pour protéger les berges des fleuves en tresse (p. ex. Brahmaputra ou Meghna inférieur au Bangladesh). En l'absence de protection, le chenal peut se déplacer de 500 m par an. Les points durs permettent d'éviter que ce phénomène ne se produise dans les rivières en tresse; ils sont espacés de façon régulière à la limite de l'extension des différents chenaux (c'est-à-dire le long des berges permanentes de la rivière, entre lesquelles les différents chenaux se déplacent). À ces endroits, la ligne de berge dans l'espace entre deux points durs adjacents peut reculer, sans risque, d'environ 100 m.

La longueur et l'espacement des points durs peuvent être déterminés suivant la même méthode que pour les épis (voir la Section 8.2.5.3).

L'espacement est donné :

- dans une **rivière à méandres**, par l'espace maximal acceptable entre deux points durs dans les circonstances données. La technique utilisée pour déterminer la longueur et l'espacement des épis peut être appliquée aux points durs (voir la Section 8.2.5.3);
- dans une **rivière en tresse**, par l'espace maximal entre deux points durs acceptable dans les circonstances données, et par la longueur développée maximale du bras de rivière en mouvement.

8.2.5.3 Épis

Les épis sont construits dans des rivières relativement peu profondes afin de maintenir, pour un large panel de débits (faibles débits, notamment), un chenal étroit et profond. Ces ouvrages sont relativement longs par rapport à leur espacement et à la largeur totale de la rivière à pleins bords.

Les épis ont parfois plusieurs fonctions :

- **stabiliser** le bras de rivière pour maintenir le chenal à faible hauteur d'eau dans une position favorable;
- **resserrer** le chenal à faible hauteur d'eau pour augmenter sa profondeur;
- **protéger les berges** en éloignant l'écoulement principal. Les vitesses du courant près des berges sont généralement réduites à moins de 50 % de leur valeur initiale.

Selon la nature de la rivière et la (ou les) fonction(s) des ouvrages, il est nécessaire de construire quelques épis seulement, ou tout un système. Bien situés, quelques ouvrages de ce type suffisent (voir la Figure 8.17). Dans d'autres cas, il faut construire un système d'épis sur les berges extérieures des courbes du tronçon (voir la Figure 8.11). Enfin, la navigation nécessite parfois un rétrécissement total du chenal (voir la Figure 8.18), auquel cas on construit une série d'épis sur les deux berges des méandres de la rivière.

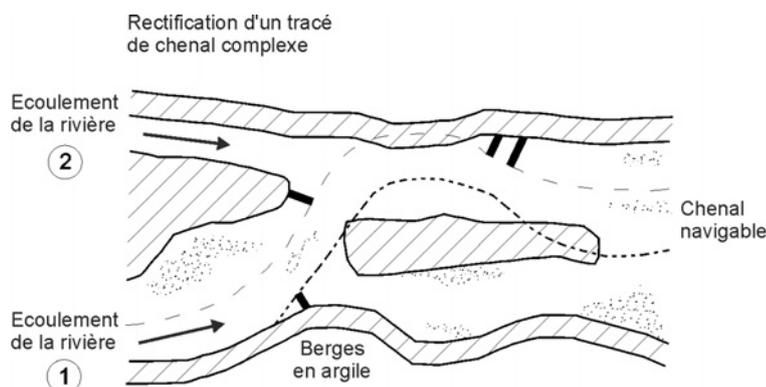


Figure 8.17
Exemple d'épis individuels construits pour rectifier un tracé de chenal complexe

Les paragraphes ci-dessous présentent des règles simples, applicables à une série d'épis construits dans une rivière à méandres. Elles permettent au concepteur de déterminer les valeurs adéquates d'espacement, S_{sp} (m), et de longueur, L_{sp} (m), des épis, selon les définitions données à la Figure 8.18. L'écoulement principal se concentre au milieu du chenal tandis que la turbulence est observée entre les épis, ce qui contribue à diminuer l'agressivité de l'écoulement et à accroître la sédimentation le long de la berge.

Espacement

L'élargissement de l'espacement des épis se traduit par une augmentation de la force des courants générés entre les épis, ce qui accroît le risque d'érosion de la berge exposée. Les tourbillons entre les épis successifs doivent être forts et stables, ce qui limite l'espacement. La stabilité d'un tourbillon est régie par le ratio adimensionnel, e_{sp} (-), défini comme le rapport de la perte de charge dans la rivière entre deux épis, $U^2 S_{sp}/(C^2 h)$ (m), à la charge hydrodynamique de la rivière, $U^2/(2g)$ (m) (voir l'Équation 8.1), où U est la vitesse moyennée sur la profondeur (m/s), S_{sp} est l'espace entre les épis (m), C est le coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) (voir la Section 4.3.2.3) et h est la hauteur d'eau moyenne de la section transversale de la rivière (m).

$$e_{sp} = \frac{2g}{C^2} \frac{S_{sp}}{h} \quad (8.1)$$

La valeur de e_{sp} ne doit jamais dépasser 1. D'après des études réalisées sur des modèles physiques (Delft Hydraulics, 1973), le rapport de perte de charge doit toujours être inférieur à $e_{sp} = 0.6$. Dans la pratique, il est recommandé d'opter pour une valeur de e_{sp} encore plus basse (Jansen *et al.*, 1979, 1994). La distance qui sépare deux épis est généralement déterminée à partir de l'Équation 8.2 (stabilité du tourbillon) et de l'Équation 8.3 (exigence relative à la navigation):

$$S_{sp} / B = 1 \text{ à } 2 \quad (8.2)$$

$$S_{sp} / B = 0.5 \text{ à } 1 \quad (8.3)$$

où B = largeur de la rivière après rétrécissement (m).

Lorsque la valeur du rapport S_{sp}/B (-) augmente, on observe des valeurs supérieures d'accélération et de décélération du courant, ce qui risque de gêner la navigation. Cela affecte également la construction et la maintenance, puisque les distances importantes entre les épis augmentent l'affouillement exercé sur eux, bien que cela réduise le nombre d'ouvrages à construire. Ainsi, bien que l'élargissement de l'espacement limite le nombre d'épis à construire, le coût de chaque ouvrage peut augmenter car il faut renforcer la protection anti-affouillement des musoirs.

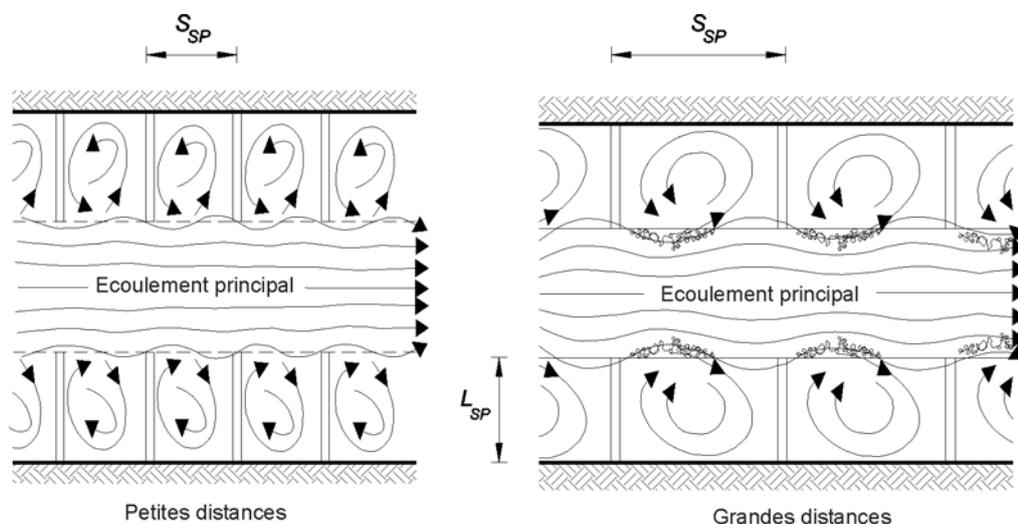


Figure 8.18 Exemple de système d'épis dont la longueur et l'espacement sont définis en fonction de la largeur de la rivière

Longueur

Les valeurs suggérées pour le ratio S_{sp}/L_{sp} varient de 1 à 6 pour les épis construits dans des rivières à méandres et servant à stabiliser ou à rétrécir le chenal (Jansen *et al.*, 1979, 1994). Les épis construits dans les rivières en tresse ont pour fonction de maintenir l'écoulement érosif à une certaine distance de la berge ou d'une culée de pont. Néanmoins, il apparaît que les épis ne constituent pas la solution optimale dans ce cas. La déviation rapide et le cours imprévisible des chenaux d'une rivière en tresse signifient que l'affouillement se développera non seulement devant le musoir de l'épi, mais aussi parfois le long de la jonction avec la berge, ce qui accroît le risque de dommage, donc les coûts de construction et de maintenance des épis. L'USACE (1981) fournit davantage de détails à ce sujet.

8.2.5.4 Dignes longitudinales

Dans une **rivière à méandres**, le choix entre les épis et les digues longitudinales dépend du degré de réalignement nécessaire du chenal. S'il est nécessaire de réduire la courbure d'un méandre abrupt, une digue longitudinale peut s'avérer plus adaptée et plus économique qu'une série d'épis très longs (voir la Figure 8.11).

Il n'en va pas de même pour une **rivière en tresse**, car il faut éviter tout rétrécissement et tout changement soudain de sens de l'écoulement afin de limiter le nombre d'aménagements fluviaux nécessaires. Le rétrécissement et les changements de sens se traduisent par une augmentation de la profondeur d'affouillement, qui a un impact considérable sur le dimensionnement et sur les coûts.

Les digues longitudinales peuvent être conçues soit pour stabiliser le chenal, soit pour guider l'écoulement; elles se situent généralement à proximité d'ouvrages de grande envergure (p. ex. des ponts). Ces deux exigences fonctionnelles sont expliquées ci-dessous :

- **stabiliser le chenal** : une digue longitudinale construite dans ce but présente, comme les épis, une crête basse submersible, et est généralement discontinue. L'ouvrage ne mesure que quelques mètres de haut et peut être construit dans une rivière à méandres. Les éléments qui relient la digue longitudinale et la berge, connus sous le nom de « digues transversales de connexion » (« cross-dikes » en anglais; Mamak, 1958) ou encore de « points d'ancrage arrière » (« tie-backs » en anglais; USACE, 1981), présentent également une crête basse. Ces structures permettent de prévenir l'érosion en période de débit fort, et facilitent le dépôt de sédiments entre la digue longitudinale et la berge en période de faible hauteur d'eau. La Figure 8.19 représente des digues transversales de connexion dans deux environnements différents;
- **guider l'écoulement** : une digue longitudinale conçue pour guider l'écoulement présente une crête suffisamment haute pour empêcher tout débordement en période de crue. Dans les grosses rivières, la nécessité de construire une crête élevée, associée au risque d'affouillement profond au pied de la berge, peut déboucher sur des berges très élevées, mesurant jusqu'à 20 m de haut, voire plus. Dans ce cas, une protection de berge peut être une solution plus économique. En règle générale, il est recommandé de ne pas construire de digue longitudinale en eau profonde.

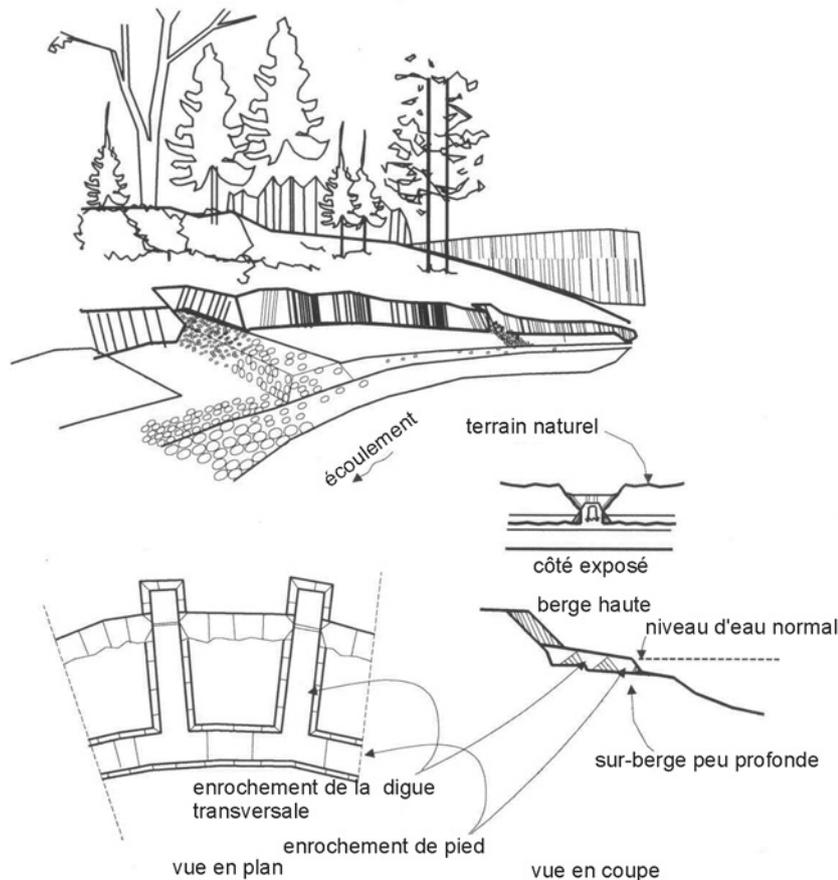


Figure 8.19
Digue longitudinale munie de digues transversales de connexion, mettant en évidence l'utilisation d'enrochements (solution mise en œuvre aux États-Unis)

8.2.6 Conception de la section

8.2.6.1 Considérations de conception pour la sélection du type de section transversale

Une section est généralement composée d'une carapace, séparée du sol à protéger par une ou plusieurs sous-couche(s). Le talus de la carapace comporte parfois une ou plusieurs berme(s); voir la Section 8.2.6.2. Le pied est souvent exposé à de fortes charges, et peut être victime de l'affouillement. La hauteur de crête doit être déterminée avec soin, selon que la submersion est autorisée ou non.

Les rivières sont des entités dynamiques dans lesquelles les actions hydrauliques changent constamment, et les limites du chenal évoluent au fil du temps. Le dimensionnement de la coupe d'un revêtement, qui constitue la base de tous les aménagements fluviaux présentés dans ce guide, doit tenir compte de l'environnement très dynamique dans lequel sont construits les ouvrages. Les contraintes de dimensionnement sont énumérées ci-dessous et présentées dans cette section :

- affouillement ;
- morphologie de la rivière ;
- hydrologie et régulation ;
- vagues soulevées par le vent ;
- courants et turbulence locaux ;
- variations de la hauteur d'eau liées aux marées et au vent ;
- courants et vagues induits par la navigation ;
- actions dues à la glace ;
- conditions aux limites géotechniques.

Affouillement

Les aménagements fluviaux doivent être conçus pour résister à l'affouillement, notamment à l'érosion du lit adjacent à l'aménagement. L'affouillement peut être localisé, généralisé ou les deux. On utilise différentes expressions pour désigner les diverses formes d'affouillement, tels qu'un *affouillement au niveau d'une courbe*, un *affouillement au niveau d'un rétrécissement*, etc. L'utilisation de ces expressions peut être incorrecte, et le concepteur doit s'assurer du phénomène physique réellement à l'œuvre dans chaque situation. Il est recommandé d'adopter les termes utilisés dans un ouvrage de référence donné, tel que le *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* (guide sur l'affouillement au niveau des ponts et autres ouvrages hydrauliques) (May *et al.*, 2002) ou le *Scour Manual* (guide sur l'affouillement) (Hoffmans et Verheij, 1997).

L'affouillement anticipé à proximité d'un ouvrage lors de la construction et en service est l'un des aspects-clés à prendre en compte au cours du dimensionnement. La plupart des cas de ruptures d'aménagements fluviaux sont dus à une sous-estimation de la profondeur d'affouillement. Il faut envisager l'occurrence conjointe d'un affouillement local et de conditions morphologiques critiques.

Pour tenir compte de l'affouillement et des changements morphologiques, le concepteur dispose généralement de trois options concernant la profondeur du pied d'un ouvrage en projet (voir les Sections 8.2.7.3 et 5.2.3.3):

- un **pied construit à une profondeur suffisante**, au niveau ou en dessous du niveau maximal de la fosse d'affouillement d'après les estimations;
- un **pied construit au-dessus du niveau maximal anticipé de la fosse d'affouillement**, mais muni d'une protection flexible capable de s'adapter à l'affouillement, donc de protéger le revêtement contre l'érosion. La meilleure solution consiste à déverser des enrochements. Les alternatives telles que les matelas de gabions et de fascines sont moins flexibles et ne sont pas toujours capables de résister à l'affouillement localisé. Elles peuvent toutefois être utilisées lorsque les **estimations d'affouillement** sont **modérées** et/ou sans fosses d'affouillement profondes et localisées;
- un **tapis plongeant** (tapis de protection pouvant s'enfoncer dans le sol suivant l'affouillement) peut également être installé à la place d'un matelas flexible (voir la Section 8.2.7.4).

Morphologie de la rivière

Les aménagements fluviaux ont un impact sur la morphologie de la rivière, et sont également affectés par ses changements morphologiques. Un revêtement bien conçu doit résister aux forces érosives en service, dès lors que les opérations de maintenance nécessaires sont effectuées. Les aménagements fluviaux sont toutefois localisés, et visent rarement à stabiliser l'intégralité de la section transversale de la rivière ou du chenal. Le mouvement du lit et des berges peut donc se poursuivre au niveau des zones non-protégées. Ainsi, ces phénomènes sont plus marqués près des limites des aménagements fluviaux (p. ex. pied d'un revêtement).

À cet égard, le transport sédimentaire n'est pas l'aspect à prendre en compte lors du dimensionnement d'un aménagement fluvial. Cependant, l'érosion du matériau constitutif du lit ou des berges et son dépôt à une certaine distance doivent faire l'objet d'une analyse, basée sur les aspects suivants:

- **dégradation et dépôt de matériaux à long terme** liés à l'évolution des conditions aux limites et/ou à la présence d'ouvrages en amont;
- **migration de chenal** en amont ou en aval des aménagements fluviaux;
- **modification de la section du chenal** liée aux variations saisonnières ou quotidiennes du transport sédimentaire et du débit;
- emplacement des **revêtements existants** ou d'autres formes d'aménagements fluviaux.

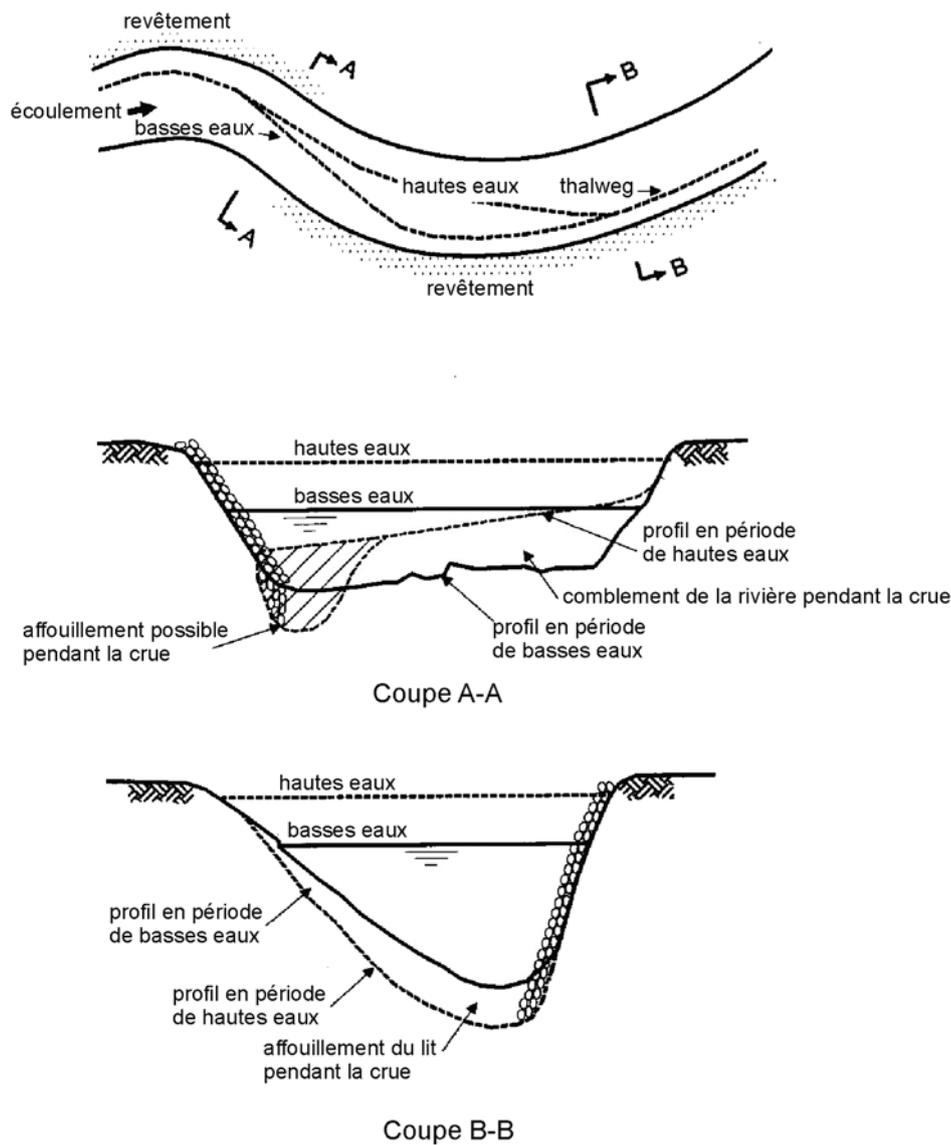


Figure 8.20 Exemple de changements de la morphologie d'une rivière

La Figure 8.20 représente les revêtements situés sur la berge extérieure de deux courbes successives d'un bras de rivière classique. La position du thalweg, courbe reliant les points les plus bas de coupes successives, indique également la position approximative de la ligne de vitesse maximale du courant (voir la partie supérieure de la Figure 8.20). La position du thalweg varie parfois largement, notamment dans les grosses rivières; elle doit donc être étudiée au moment de déterminer la géométrie du chenal. Les coupes A-A et B-B illustrent la façon dont les variations du débit affectent la coupe du chenal. La coupe A-A met en évidence la façon dont la géométrie d'une coupe délimitée par deux courbes évolue avec les variations du débit. En règle générale, la section se remplit lors d'une crue et subit un affouillement en période de basses eaux – bien que l'on observe parfois un phénomène d'affouillement en période de hautes eaux élevées en aval de la courbe, comme l'illustre la figure. Ces variations sont telles que le lit des systèmes fluviaux de grande envergure (p. ex. débits moyens $\geq 10000 \text{ m}^3/\text{s}$) s'élève ou se creuse parfois de plusieurs mètres lors d'une crue. Dans les rivières plus petites, l'affouillement ou l'élévation du fond peuvent être inférieurs à 1 m; ces variations doivent toutefois être prises en compte quelle que soit leur amplitude. La coupe B-B est celle de la courbe; elle montre l'affouillement de la rivière en période de crue et l'élévation du fond en période de basses eaux.

Le concepteur doit connaître la morphologie du système fluvial sur lequel il envisage de construire les aménagements fluviaux. Il est préférable de consulter un spécialiste de la géomorphologie fluviale afin de comprendre la morphologie de la rivière, de déterminer quelles sont les approches adaptées et d'évaluer l'impact éventuel des solutions alternatives.

Hydrologie et régulation

L'hydrologie de la rivière détermine les conditions hydrauliques auxquelles l'ouvrage sera exposé (voir la Section 4.3). L'hydrologie d'un bassin fluvial évolue au fil du temps; c'est pourquoi se baser sur les conditions hydrauliques observées par le passé conduit parfois à sous-estimer les conditions d'écoulement réelles rencontrées après la construction. Les actions hydrauliques exercées sur un ouvrage fluvial peuvent s'accroître du fait d'une nouvelle utilisation du sol dans le bassin versant, de la poursuite de l'urbanisation, des changements climatiques ou de la construction d'autres aménagements en amont. Cette intensification des actions hydrauliques se traduit par exemple par une accélération des courants, une montée des eaux, une variabilité accrue des hauteurs d'eau, susceptibles d'influencer le dimensionnement de la coupe de la façon suivante :

- **l'accélération des courants** nécessite d'augmenter la taille des enrochements de la carapace, donc son épaisseur ;
- **l'augmentation du niveau de crue** nécessite d'élever la hauteur de crête du revêtement, de l'épi ou de la digue longitudinale ;
- **l'accroissement de la vitesse de montée ou de baisse** des niveaux d'eau entraîne une diminution de la stabilité du revêtement, notamment du talus avant, en cas de baisse de niveau brutale.

Vagues soulevées par le vent

La plupart des rivières sont trop petites ou trop peu profondes pour que le vent puisse soulever de fortes vagues. Néanmoins, dans certaines rivières de grande envergure ou estuaires, les vagues soulevées par le vent sont parfois importantes, et doivent être prises en compte. Ces vagues dépendent de facteurs tels que la vitesse, le sens et la durée du vent, la longueur du fetch et la hauteur d'eau. En règle générale, on peut dire que les vagues sont du type de celles observées en eau profonde (voir la Section 4.2.4). Outre la vitesse du vent, il faut tenir compte de la durée de vent suffisante pour induire la formation de vagues. Ainsi les courtes rafales atteignant des vitesses élevées ne durent pas assez longtemps pour générer des vagues.

Les vagues soulevées par le vent influencent principalement la revanche de l'ouvrage nécessaire pour faire face au run-up (voir la Section 5.1).

Courants locaux et turbulence

La vitesse du courant est le principal facteur qui détermine la taille de l'enrochement. Il faut toutefois savoir que les chenaux naturels présentent des vitesses d'écoulement très variables. Les courants sont affectés par la présence d'ouvrages, d'obstacles et de courbes dans le chenal. Ceux-ci peuvent entraîner la formation de tourbillons et turbulences susceptibles d'exercer des charges bien plus fortes sur les aménagements fluviaux que les seuls courants.

Ces phénomènes locaux peuvent être particulièrement marqués aux endroits où l'ouvrage entrave l'écoulement (p. ex. au niveau d'un musoir d'épi). Le concepteur doit donc être très prudent lorsqu'il utilise, comme seule base de dimensionnement, une vitesse moyenne du courant. Il faut tenir compte de la diversité éventuelle des vitesses du courant, ainsi que du degré de turbulence possible, notamment aux endroits où des obstacles ou des changements de la géométrie risquent de former des tourbillons et des courants locaux (voir également les Sections 4.3.2.4 et 4.3.2.5).

Hauteurs d'eau et courants induits par les marées et par le vent

Dans les zones soumises à l'influence des marées, on observe des variations quotidiennes des hauteurs d'eau ainsi que des courants de marée. Il arrive que le vent exerce une contrainte de cisaillement sur l'eau, ce qui induit la formation d'un courant (voir la Section 4.2.3). En conditions de régime stationnaire, la vitesse du courant peut atteindre une magnitude de 2 à 5 % de celle du vent; l'effet du vent sur les hauteurs d'eau est en revanche généralement négligeable, à moins que la longueur du fetch ne soit considérable (voir la Section 4.2.4.6).

Courants et vagues induits par la navigation

Les différents impacts des vagues sur le dimensionnement de la section en coupe concernent la hauteur de crête, l'angle de talus et l'étendue des ouvrages de protection du lit. En rivière, les techniques de navigation sont très différentes de celles rencontrées en canal ; le dimensionnement doit donc tenir compte de ces spécificités. Les actions hydrauliques induites par la navigation et exercées sur une voie navigable intérieure sont les suivantes :

- courant de retour (voir la Section 4.3.4.1) ;
- abaissement du plan d'eau et du bourrelet de proue (voir la Section 4.3.4.1) ;
- ondes de poupe et ondes secondaires ou d'interférence (voir la Section 4.3.4.2).

Comme l'illustre la Figure 8.21, un bateau qui remonte une rivière, navigue souvent dans la partie du chenal où la vitesse du courant est la plus basse pour économiser du carburant et accroître sa vitesse. Un bateau qui descend une rivière, en revanche, navigue généralement à l'endroit où la vitesse du courant est maximale. Le dimensionnement doit parfois se baser sur plusieurs routes de navigation. Le concepteur doit tenir compte des pratiques et des réglementations locales pour déterminer l'effet de la navigation sur la stabilité du chenal et des berges (la Section 8.3.5 traite cet aspect dans le cas des canaux).

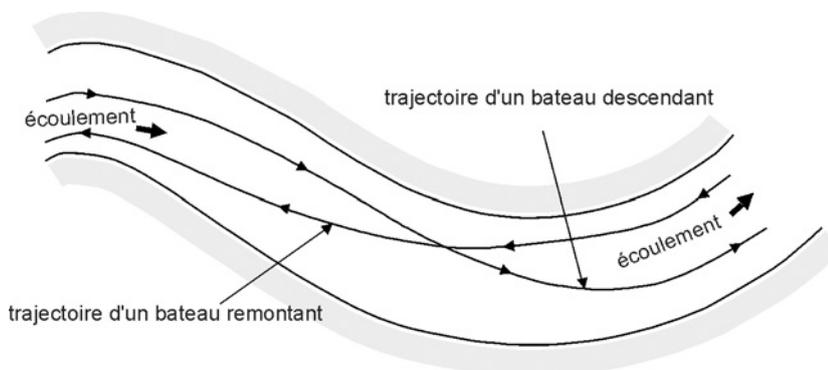


Figure 8.21 Trajectoires de navigation classiques

Le Tableau 8.2 donne les valeurs classiques d'une série d'actions hydrauliques. Ces valeurs sont fournies à titre indicatif. Le dimensionnement détaillé doit s'appuyer sur des données plus précises et plus spécifiques au site.

Tableau 8.2 Valeurs classiques des actions hydrauliques

Situation	Courant de retour U_r ou courant naturel	Abaissement du plan d'eau		Ondes secondaires		Vagues soulevées par le vent	
	Vitesse (m/s)	Hauteur Δh (m)	Période T (s)	Hauteur H_f (m)	Période T (s)	Hauteur H (m)	Période T (s)
Petits cours d'eau et canaux limités	1.0 – 2.0*	0.5 – 0.75	20 – 60	0.5	2 – 5	0.5	2
Canaux de navigations larges	2.0	1.0	20 – 60	1.0	2 – 5	1.0	3 – 4
Rivières larges et estuaires	3.0 – 4.0	1.0	20 – 60	1.0	2 – 5	1.5 – 2.0	5 – 6

Note : * dans les tronçons supérieurs à forte pente, les vitesses du courant naturel peuvent atteindre 4 m/s.

Actions dues à la glace

La résistance des ouvrages en rivière aux forces exercées par la glace est un aspect important à considérer, par exemple le long des rives des lacs ou des rivières larges dans les zones arctiques.

Ces problèmes spécifiques qui doivent être résolus dans ces conditions sont traités ici. La remontée de la glace sur un talus peut endommager la carapace et dans certaines conditions les forces horizontales peuvent devenir si importantes que le haut d'une digue longitudinale ou d'un épi peut reculer – incluant une *décapitation*.

NOTE: considérations pour le dimensionnement prenant en compte les actions dues à la glace

La glace a à la fois des effets positifs et négatifs. D'une part, la présence de glace limite l'action des vagues et l'érosion. D'autre part, la glace peut endommager la protection du talus et peut remonter et endommager les servitudes de surface. Les digues conçues pour résister à l'attaque des vagues peuvent souvent résister aux forces dues à la glace. Cependant, il y a un équilibre à trouver entre le lissé qui encourage la flexion (pour minimiser les forces dues à la glace et les mouvements des enrochements) et la rugosité nécessaire à la dissipation de l'énergie des vagues.

L'enrochement peut être soumis à des contraintes normales et de cisaillement sur sa surface. Ces contraintes vont provoquer une rotation, délogant le bloc d'enrochement. Il est donc préférable que la surface de l'enrochement soit relativement lisse et que la couche d'enrochement soit bien imbriquée. Les enrochements angulaires tendent à rester ensemble et imbriqués. Le coefficient de frottement de la glace sur de l'enrochement varie entre 0.1 et 0.5. Il est évident que des surfaces d'enrochement plus lisses réduisent la contrainte de cisaillement. Un autre désavantage des talus rugueux avec des surfaces importantes de blocs d'enrochement est la possibilité de formation de glace rigide qui peut faire bouger les enrochements et les faire flotter loin du site.

Par retour d'expérience de l'utilisation de l'enrochement dans des ouvrages de protection soumis à de la glace, les recommandations préliminaires suivantes peuvent être données :

- l'enrochement de blocométrie étalée (ou rip-rap) doit être évité ; du gros enrochement standard est préférable ;
- pour une épaisseur de glace d'environ 0.7 m, du gros enrochement standard 300 à 1 000 kg ou plus doit être mis en place ;
- généralement, lorsque le niveau d'eau varie beaucoup et qu'il y a un risque que les enrochements éclatent, le diamètre nominal médian de l'enrochement, D_{n50} (m), doit être supérieur à l'épaisseur maximum de glace, $t_{glace; max}$ (m) ;
- la pente de la carapace doit être inférieure à 30° pour minimiser les contraintes de cisaillement ;
- le talus en dessous de l'eau doit être moins pentu que le talus au-dessus de l'eau pour augmenter l'amoncellement de moellons de glace et limiter la remontée de la glace sur le talus.

Plus d'informations sont données à la Section 5.2.4 et dans McDonald (1988) et Wuebben (1995).

La conception avec ces recommandations en tête conduit souvent à des conflits (d'intérêt) : les exigences de stabilité conduisent à du gros enrochement angulaire pour la carapace, alors qu'en prenant en compte la glace, il vaut mieux utiliser des enrochements arrondis. Dans ce cas des matériaux alternatifs peuvent être intéressants, tels que certains types d'enrochement artificiel (voir les Sections 3.12 et 5.2.2.3), des gabions ou matelas de gabions et des enrochements liés (voir les Sections 3.15, 5.2.2.7 et 8.6.2).

Conditions aux limites géotechniques

La stabilité géotechnique de l'ouvrage, notamment l'angle de talus sécuritaire, est le principal facteur géotechnique à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages fluviaux. La profondeur et l'angle de talus des fosses d'affouillement situées au niveau du pied sont des conditions aux limites majeures à prendre en compte lors du dimensionnement pour assurer la stabilité globale de la berge ainsi que celle du pied (voir la Section 5.4.3.2).

Différents mécanismes de rupture peuvent se produire (voir la Section 2.3) ; ils doivent être étudiés individuellement ou en combinaison. La Section 5.4 présente la façon d'aborder les principaux scénarios de dimensionnement géotechnique, résumés à la Figure 8.22.

Il faut tenir compte de la stabilité globale de l'ouvrage. Cela couvre la stabilité du revêtement et des berges en termes de glissement du talus et des fondations du sous-sol, de tassement et de portance.

Les problèmes de stabilité localisés, tels que l'affouillement local et l'érosion interne ou renard, risquent d'entraîner la rupture de la berge. L'origine de ces deux phénomènes est souvent un affouillement ou une érosion excessifs. Il ne faut pas négliger les effets éventuels des forces résultant du gradient hydraulique ou du ruissellement des eaux de pluie, susceptibles d'entraîner une micro-instabilité par érosion de la berge au-dessus de la surface de l'eau. En cas de prévision de ruissellement, il peut être nécessaire de mettre en place des chenaux de drainage localisés afin de faciliter l'évacuation des eaux de pluie et d'éviter tout dommage à la partie supérieure du revêtement.

Des méthodes de construction adaptées permettent souvent de surmonter les dégradations ou les ruptures localisées. Les risques de renard, de migration et de liquéfaction peuvent être largement minimisés par des reconnaissances géotechniques solides, par un compactage adapté du sous-sol et par un dimensionnement géotechnique approprié.

La stabilité géotechnique de la sous-couche joue un rôle important car elle permet d'améliorer le drainage de l'eau présente dans les fondations et empêche les particules de sol d'être emportées dans la carapace. Il faut appliquer les règles relatives aux filtres (voir la Section 5.4.3.2) et utiliser, au besoin, des filtres géotextiles adaptés.

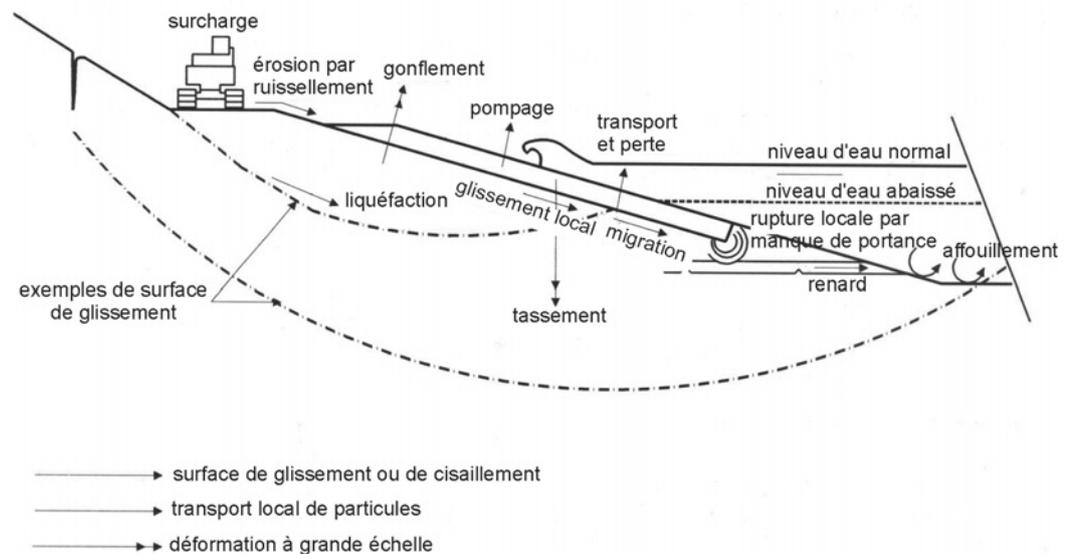


Figure 8.22 Mécanismes de rupture du sous-sol

8.2.6.2 Dimensionnement de la section transversale et coupes classiques

Il n'existe pas de différence notable entre les coupes des trois types d'aménagement fluvial, à savoir les épis, les digues longitudinales et les protections de berge. Les Figures 8.23 et 8.24 présentent la coupe classique des digues et des revêtements, respectivement. Bien qu'il soit en principe possible d'opter pour un dimensionnement structurel différent de ceux représentés (p. ex. épi de palplanches), les aménagements fluviaux sont souvent constitués d'un noyau de terre ou d'un talus préexistant surmonté d'une carapace composée principalement d'enrochement naturel.

Cette section ne fait aucune distinction spécifique entre les différents types d'ouvrages mentionnés, puisqu'elle présente les aspects généraux relatifs au dimensionnement de la section. Celui-ci doit parfois tenir compte de contraintes géométriques liées à la proximité d'ouvrages antérieurs sur un site donné. L'enrochement facilite néanmoins l'adaptation du dimensionnement aux contraintes locales. Ainsi le talus d'un revêtement peut être incliné davantage en augmentant la taille des enrochements et l'épaisseur de la carapace. Pour réhabiliter un système de protection des berges, la solution rentable consiste souvent à protéger l'ancien ouvrage puis à l'incorporer dans le concept d'ensemble.

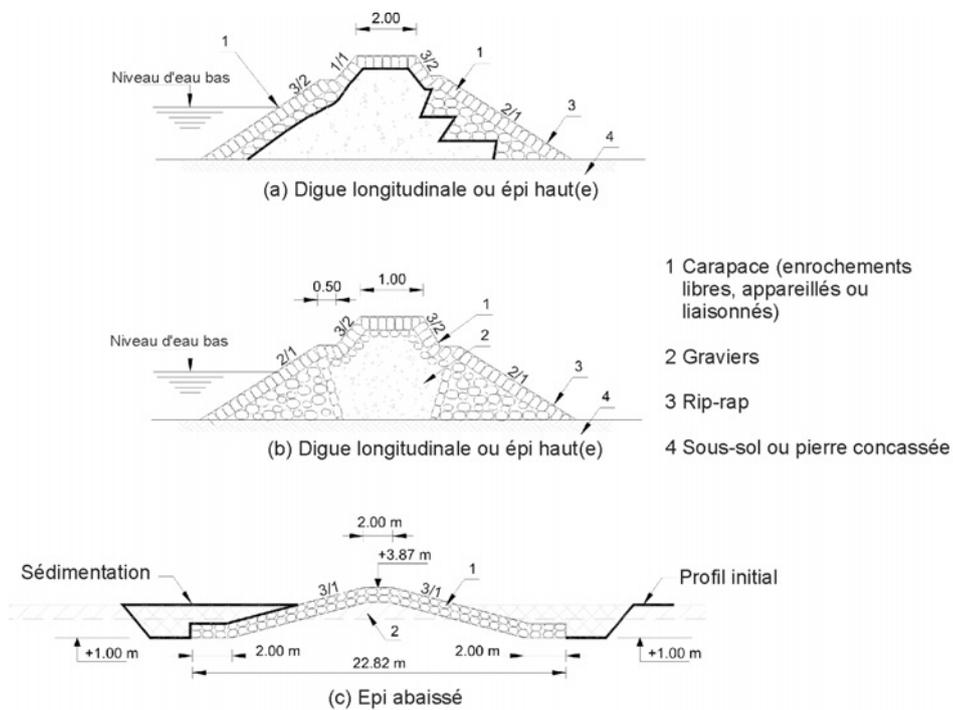


Figure 8.23 Coupes de digues classiques

La Figure 8.23 (a) et (b) représente la coupe classique des épis hauts; cette coupe peut également être appropriée dans le cas d'une digue longitudinale. La Figure 8.23 (c) représente la coupe classique des épis bas. Ces ouvrages peuvent être construits sur un matelas de fascines puis couverts d'enrochement naturel ou de rip-rap. La Figure 8.24 (a) et (b) représente la coupe d'une protection de berge. Il faut noter que la construction de ces deux types d'ouvrages s'effectue par étapes jusqu'à la plus grande profondeur d'affouillement.

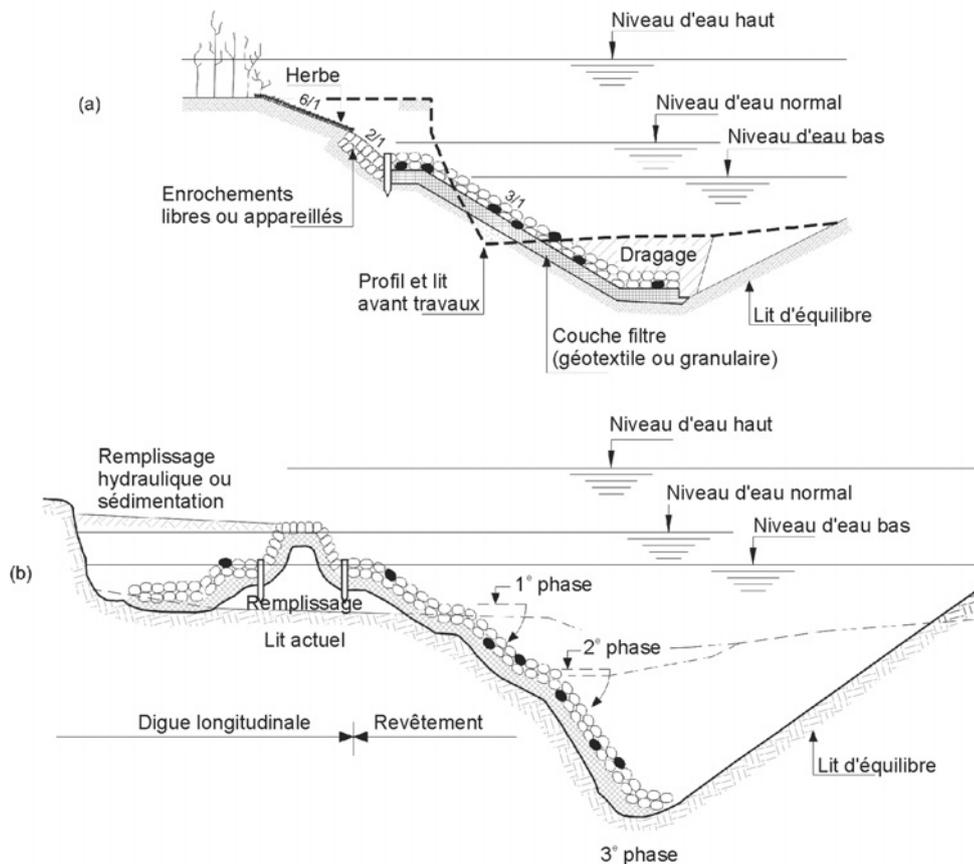


Figure 8.24 Coupes de revêtements classiques

Les paragraphes ci-dessous traitent des principaux éléments constitutifs de la section.

Talus et carapace

En règle générale, les pentes du revêtement doivent être inférieures ou égales à 3/2 en environnement fluvial et à 2/1 en environnement marin ou estuarien. Dans le cadre d'un projet donné, il est cependant essentiel de tenir compte de l'ensemble des facteurs suivants au moment de choisir la pente du revêtement :

- le talus doit présenter une pente aussi forte que possible pour minimiser la quantité d'enrochements nécessaires. Par exemple, la surface d'un revêtement de 3 m de haut sur un talus de pente 3/1 est supérieure de 42 % à celle d'un revêtement identique sur un talus de pente 2/1 ;
- la pente la plus forte nécessite souvent d'utiliser des enrochements plus gros, qui doivent être facilement disponibles ; l'épaisseur du revêtement achevé est donc supérieure ;
- le talus du revêtement a également une incidence sur le run-up des vagues (voir la Section 5.1.1.2) et sur l'affouillement, qui risque d'augmenter avec un revêtement à pente plus forte ;
- il faut en outre veiller à garantir la sécurité de l'ouvrage, notamment dans les zones de loisirs aquatiques.

La nature du matériau placé sous le revêtement a une influence majeure sur la géométrie du talus avant. Dans le cas d'un épi construit à sec, le matériau de noyau peut être choisi et compacté de façon à offrir une résistance optimale (CUR/TAW, 1991). Le talus avant peut atteindre une pente de 3/2. Dans le cas des berges naturelles, l'approche courante consiste à égaliser la rive de façon à obtenir une pente uniforme, à moins que la ligne de berge ne soit restaurée à l'aide d'enrochements. Les matériaux lâches (p. ex. sables et limons) autorisent des talus à pente douce, tandis que les argiles permettent d'opter pour des talus à forte pente.

Un certain nombre de situations nécessitent un talus à pente douce :

- zones de séismes ;
- risques de baisse rapide de la hauteur d'eau après une longue période de niveau élevé. L'état saturé de la masse de sol peut déstabiliser la berge ;
- risques élevés de rupture par glissement (dépôt lâche de particules de sol de fondation ou présence de mica).

Lorsqu'il est impossible de construire un talus à pente douce, il faut envisager des alternatives, telles que l'utilisation de gabions pour former un mur de soutènement).

Dans le cas de revêtements construits sur plusieurs niveaux – généralement séparés par une berme (voir la Figure 8.10) – il est possible d'opter pour une pente et un type de carapace différents pour chaque niveau. Ainsi, en environnement fluvial, les couches supérieures de la masse de sol protégée sont parfois lâches, donc plus vulnérables à la liquéfaction en cas de séisme que les couches inférieures. L'une des solutions consiste à adoucir le talus de la partie supérieure du revêtement. Inversement, dans le cas où la berge est constituée d'un matériau sablonneux lâche recouvert de couches d'argile, il peut être nécessaire d'adoucir le talus de la partie inférieure du revêtement.

Hauteur de crête

La hauteur de crête d'un revêtement se situe normalement au-dessus du niveau de crue de dimensionnement, avec une revanche de 0.3 à 0.5 m. Cette valeur peut être supérieure dans le cas des très grosses rivières ou en cas de prévision de run-up. En résumé, la hauteur de la crête des revêtements et des digues fluviales est déterminée par :

- le **niveau d'eau de dimensionnement** (crue), qui doit être basé sur une approche probabiliste combinant le débit de la rivière, les plus hauts niveaux de pleine mer dans les estuaires et la surélévation du niveau d'eau dû au vent dans les estuaires et les lacs (voir les Sections 4.2 et 4.3) ;

- le **run-up des vagues** pour lequel on utilise souvent le niveau dépassé par 2 % des vagues. Ce niveau dépend de la pente du talus, de la rugosité du talus, de la présence d'une berme, de la perméabilité de l'ouvrage, de la hauteur des vagues et de leur période et direction d'incidence (voir la Section 5.1.1.3);
- une marge qui doit tenir compte des **effets de seiches** (voir la Section 4.2) et de bourrasques de vent (vagues solitaires), qui peut varier de quelques dizaines de centimètres à quelques mètres (pour les seiches);
- la **remontée lente du niveau moyen des mers due au changement climatique** (voir la Section 4.2), pour les estuaires et les sites en rivières à proximité de la mer;
- les **tassements** du sous-sol et de l'ouvrage lui-même pendant sa durée de vie.

La combinaison de tous ces facteurs dans une approche probabiliste définit la hauteur de la crête, la revanche, R_c (m), par rapport au niveau d'eau de dimensionnement dépend des quatre derniers facteurs énumérés dans la liste ci-dessus.

Dans certaines circonstances, toutefois, il n'est pas nécessaire que la crête du revêtement soit aussi haute que le niveau de crue; c'est le cas, par exemple, des épis franchis en période de crue (voir la Section 8.2.7.1). Pour certains revêtements, la charge hydraulique critique est observée à des hauteurs d'eau standard sous l'action des courants ou des vagues, tandis que la charge exercée en période de crue est moins sévère.

Berme

Le dimensionnement peut prévoir une berme sur le talus, entre la partie inférieure et la partie supérieure du revêtement (voir la Figure 8.10). Les bermes permettent d'améliorer la stabilité générale des ouvrages; elles constituent une alternative à l'aplanissement du talus avant sur toute la longueur du revêtement. Elles servent parfois de transition entre des parties du revêtement constituées de matériaux différents ou construites suivant des techniques de pose différentes. Les bermes permettent également de limiter le « run-up » lorsque celui-ci est critique.

La hauteur et la largeur de la berme dépendent de sa fonction première :

- les **bermes larges** constituent un accès en vue de l'inspection et de la maintenance des revêtements de grande envergure. Dans ce cas, la hauteur de la berme doit permettre d'effectuer les opérations de maintenance pendant quelques mois chaque année, et sa largeur doit être suffisante pour manœuvrer les engins;
- les **bermes étroites** peuvent servir de passage pour piéton ou de transition entre un revêtement inférieur construit sur une berge naturelle et le revêtement supérieur établi sur une digue de protection contre les crues.

Par exemple, si la berme doit permettre l'accès des véhicules et des engins, elle doit être suffisamment large pour la circulation et les manœuvres, et être construite au-dessus du niveau d'eau normal du chenal.

La hauteur de berme peut également dépendre des niveaux d'eau relevés lors de la construction. Une berme peut, par exemple, être mise en place au niveau de la transition entre la construction sous l'eau et la partie supérieure du revêtement, construite à sec (voir la Figure 8.14).

Pied

Le pied est souvent considéré comme la partie la plus importante de la coupe, car il détermine la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble. La Section 8.2.7.3 présente le dimensionnement du pied de façon détaillée; celui-ci doit être basé sur une estimation fiable de l'affouillement maximal anticipé dans le lit.

8.2.7 Détails structurels

8.2.7.1 Musoir et berme des épis ou des digues longitudinales

Les épis, et parfois les digues longitudinales, peuvent être submergés lorsque le niveau d'eau est élevé. Si le revêtement comporte un talus long, il est possible d'incorporer une berme :

- pour des raisons de stabilité;
- pour former une transition entre deux types de carapace de revêtement;
- pour permettre des opérations de maintenance.

La forme tridimensionnelle des épis et de l'extrémité des digues longitudinales doit faire l'objet d'un dimensionnement précis; inadaptée, elle peut en effet générer de forts tourbillons et accroître l'affouillement. Dans le cas d'épis de grande envergure, le profil de l'extrémité présente généralement un talus de pente compris entre 5/1 et 10/1. Pour les épis de taille plus réduite, il est possible d'opter pour des talus à pente plus forte. Dans le cas d'aménagements fluviaux de grande envergure construits sur de grosses rivières, il faut évaluer plusieurs options de dimensionnement à l'aide d'essais sur modèles physiques. La Figure 8.25 représente les musoirs d'un épi et l'extrémité d'une digue longitudinale.

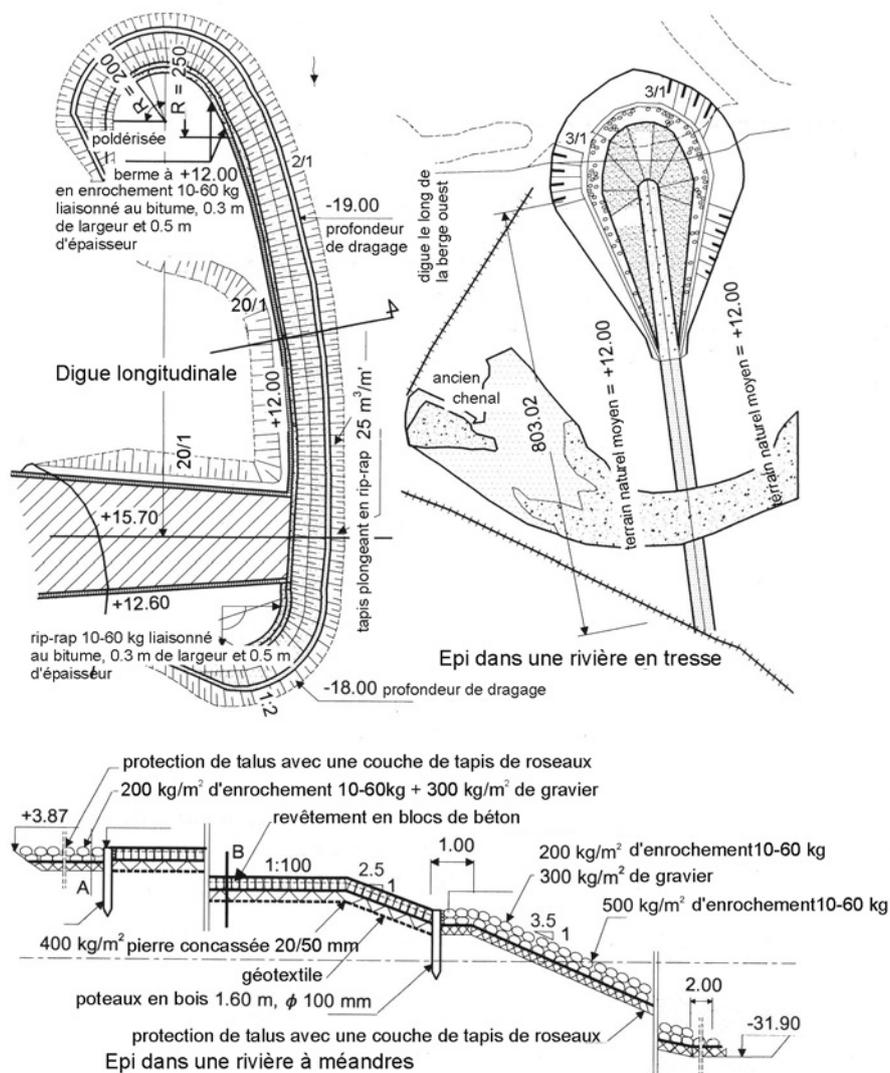


Figure 8.25 Exemples de musoirs d'épis et de digues longitudinales

La Figure 8.25 présente trois vues différentes :

- vue en plan d'une digue longitudinale construite dans une rivière en tresse (en haut à gauche) ;
- vue en plan d'un épi construit dans une rivière en tresse (en haut à droite) ;
- coupe de l'extrémité d'un épi construit dans une rivière à méandres (en bas).

La vue en coupe (voir la Figure 8.25 – en bas) met en évidence la différence entre le revêtement construit à sec (au-dessus de la ligne pointillée) et le revêtement construit sous l'eau (en dessous de la ligne pointillée). La transition entre les deux types de revêtement est assurée par une rangée de poteaux - une solution couramment utilisée aux Pays-Bas. La stabilité des poteaux est assurée par une berme.

8.2.7.2 Hauteur de crête et largeur des épis et des digues longitudinales

La hauteur de crête des épis et des digues longitudinales ayant pour fonction de stabiliser ou de rétrécir le chenal dans des rivières à méandres est déterminée non seulement par des impératifs économiques, mais aussi par les exigences relatives à la navigation, les coefficients de débit de crue et les aspects pratiques liés à la construction (p. ex. placement des enrochements dans le revêtement de la crête à construire à sec). Cela signifie que la crête doit être au sec lorsque la hauteur d'eau est normale. La hauteur maximale est déterminée par le niveau de la plaine inondable, car en période de niveau élevé de la rivière, il faut éviter toute concentration des courants et toute érosion à l'arrière des ouvrages. Les crêtes des épis peuvent être inclinées vers la rivière, généralement suivant une pente de 100/1 à 200/1.

La hauteur de crête des digues longitudinales dans le cadre des projets de construction de ponts est souvent bien supérieure. Ces digues longitudinales ont pour fonction d'éloigner l'écoulement des culées et des talus d'approche du pont ; elles ne doivent donc pas être franchies. La hauteur de la crête peut être déterminée par la hauteur d'eau de dimensionnement adoptée pour l'ensemble du projet. Le franchissement par les vagues peut être acceptable ; dans ce cas, la revanche ne constitue qu'une protection contre les tassements imprévus et permet de faire face aux imprécisions des calculs de la hauteur d'eau.

8.2.7.3 Stabilité des pieds de revêtement

Les aménagements fluviaux peuvent être exposés à divers types d'affouillement, selon la nature de la rivière et selon le type et l'emplacement de l'ouvrage : affouillement localisé, généralisé, au niveau d'un rétrécissement, d'une confluence, d'une courbe ou d'un obstacle (voir les Sections 8.2.6.1 et 5.2.3). Un ouvrage donné ne sera probablement pas exposé à toutes ces formes d'affouillement ; ceux-ci n'ont pas non plus la même ampleur. Il existe un facteur aggravant, à savoir que ces différents types d'affouillement sont, dans une certaine mesure, interdépendants ou partiellement liés. Hoffmans et Verheij (1997), May *et al.* (2002) et Sumer et Fredsoe (2002) proposent des recommandations plus précises concernant l'affouillement et les ouvrages construits pour lutter contre ce phénomène.

Après avoir vérifié les calculs permettant d'estimer l'affouillement global et ses conséquences, et établi que ceux-ci présentent une probabilité de dépassement acceptable, le concepteur doit déterminer quelles sont les contre-mesures à prendre. Il existe trois solutions au problème d'affouillement au niveau du pied :

- **cas n° 1 : pas d'affouillement significatif – protection inutile** : le pied du revêtement se situe au point de rencontre entre le talus et le niveau du lit de la rivière, et aucun affouillement sensible (susceptible de menacer la stabilité du revêtement) n'est prévu ;
- **cas n° 2 : affouillement significatif – protection du lit nécessaire** : le pied du revêtement se situe au point de rencontre entre le talus et le niveau du lit, mais un affouillement appréciable est prévu ; il faut donc prendre des mesures de protection adaptées dans le lit de la rivière ;
- **cas n° 3 : affouillement significatif – extension du pied du revêtement** dans le lit en prévision de l'affouillement futur : le pied du revêtement est placé dans une tranchée excavée dans le lit, dans la plaine inondable ou dans l'estran lors de la construction.

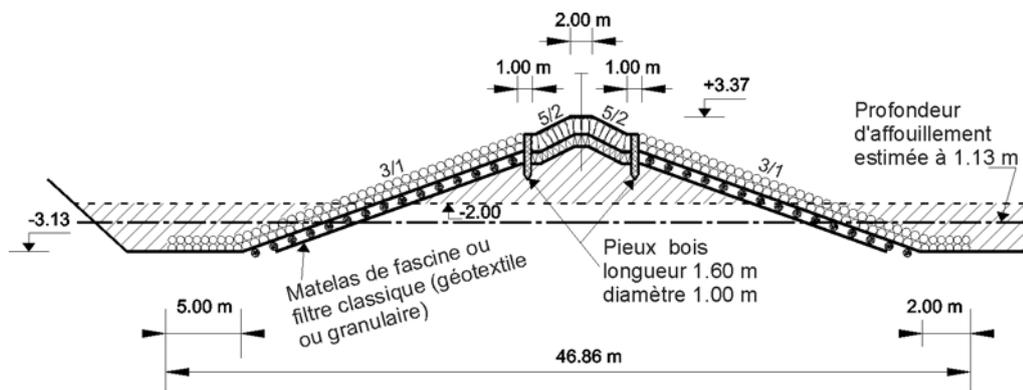


Figure 8.26 Extension d'un pied d'épi en prévision de l'affouillement

On n'observe généralement aucun affouillement appréciable sur les berges intérieures des courbes des rivières à méandres ni sur la section courante des épis. Il suffit généralement d'étendre de quelques mètres la carapace du revêtement sur le lit horizontal. Souvent, cette protection horizontale est déjà assurée par le bord du matelas de fascines ou de la couche filtre (voir la Figure 8.26). En cas de risque de migration du sol à travers la carapace, il faut envisager d'étendre la couche filtre.

En cas de risque d'affouillement appréciable ou d'affouillement devant l'ouvrage, des mesures adaptées s'imposent. Le concepteur doit tout d'abord évaluer la profondeur d'affouillement future (Hoffmans et Verheij, 1997; May *et al.*, 2002). En fonction des résultats obtenus et des circonstances locales, il doit déterminer si la situation relève du cas n° 2 ou du cas n° 3 (définis ci-dessus) ou encore d'une combinaison des deux. Dans le cas n° 2, il peut être recommandé d'installer un tapis plongeant (voir la Section 8.2.7.4 ci-dessous). Dans le cas n° 3, le revêtement peut être étendu vers le bas dans une tranchée excavée (voir la Figure 8.27). Dans la Figure 8.27, la partie inférieure du revêtement et le tapis plongeant ont été placés sous l'eau. L'opération de placement du filtre géotextile sous l'eau peut être facilitée par l'ajout de fascines (voir la Section 9.7.1.2).

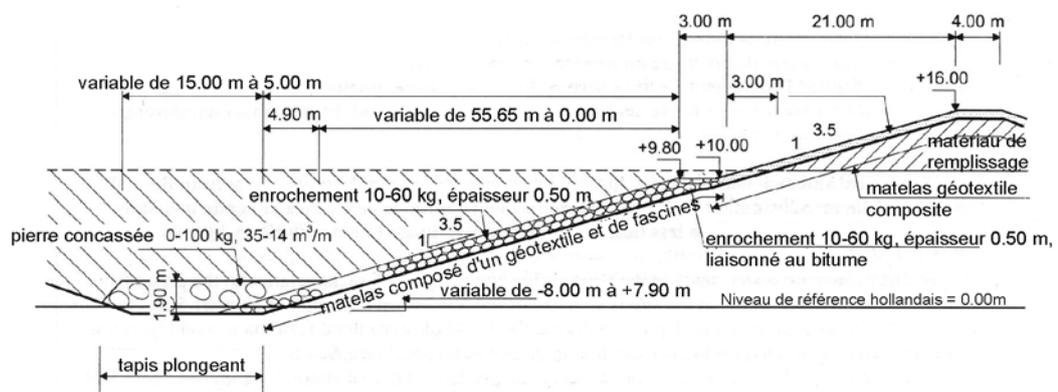


Figure 8.27 Pied de digue longitudinale munis d'un tapis plongeant construit dans une tranchée (excavée à sec ou draguée sous l'eau, selon les besoins)

Le choix final de la contre-mesure à mettre en œuvre dépend généralement :

- de la possibilité de construire un revêtement dans une **tranchée à sec** jusqu'à la profondeur d'affouillement prévue;
- de la faisabilité de draguer jusqu'à la profondeur d'affouillement prévue, au vu des coûts induits, des équipements disponibles et de l'aspect pratique (courants);
- de l'efficacité éventuelle d'un **tapis plongeant** (voir la Section 8.2.7.4).

8.2.7.4 Tapis plongeant

Ce type d'ouvrage est dénommé « falling apron » ou « launched apron » en anglais. Il n'existe pas de terme français consacré, et le terme de « tapis plongeant » sera utilisé dans ce guide. Un tapis plongeant est un monticule d'enrochements déversés au pied d'un revêtement. Le tapis est conçu pour s'enfoncer dans la fosse d'affouillement lorsque celui-ci se produit au pied de l'ouvrage. Le principe du tapis plongeant est de constituer une carapace sur la pente de la fosse d'affouillement. La largeur du tapis et la quantité d'enrochements doivent être suffisantes pour couvrir toute la paroi inclinée de la fosse totalement développée. L'épaisseur et la taille du matériau granulaire doivent être telles que le sol sous-jacent soit toujours retenu par la couche protectrice à l'issue du processus d'enfoncement.

L'affouillement de pied est observé le long du pied d'un ouvrage présentant d'importantes variations locales de profondeur, notamment dans le cas de l'affouillement au niveau de l'extérieur d'une courbe. Au moment de choisir parmi les trois options énumérées ci-dessus, il ne faut pas oublier qu'un tapis plongeant n'est utile que s'il est également flexible dans le sens longitudinal de la structure de pied. C'est la raison pour laquelle il est préférable d'opter pour un tapis constitué uniquement d'enrochement à granulométrie étalée. En effet, la rigidité accrue conférée par des matériaux supplémentaires tels que des géotextiles, des fascines ou des gabions risque d'empêcher le tapis de s'adapter au développement local de l'affouillement, donc de l'empêcher de jouer son rôle de protection.

Le concepteur doit être extrêmement prudent lorsqu'il extrapole à partir de l'expérience capitalisée sur d'autres rivières et à des profondeurs plus réduites. Il faut noter qu'un tapis plongeant en enrochement débouche automatiquement sur un revêtement à forte pente (talus naturel proche de 2/1), qui peut s'avérer instable dans certaines situations (p. ex. séismes). L'utilisation d'un tapis plongeant doit donc faire l'objet d'une analyse critique, comme l'illustre l'Encadré 8.1.

Ces structures peuvent constituer une protection efficace contre l'affouillement au bord des ouvrages. Cette sécurité consiste notamment à retarder le phénomène d'affouillement. Toutefois, il faut continuer à surveiller les tapis plongeants après la construction afin de s'assurer que leur comportement réel est conforme aux prédictions et de déterminer s'il est nécessaire de déverser de nouveau des enrochements.

Encadré 8.1 Analyse critique de l'utilisation de tapis plongeants sur le site du Pont de Jamuna (Inde)

Dans le cadre du projet de construction du Pont de Jamuna (Bangladesh), l'idée initiale était de fixer le pied dragué du revêtement de la digue longitudinale à une profondeur de 10 m sous le niveau de référence local (les profondeurs indiquées ci-dessous sont également données par rapport à ce niveau de référence). L'affouillement risquait de se développer jusqu'à une profondeur de -25 m. Un tapis plongeant a donc été conçu et placé à -10 m, avec la possibilité de descendre de 15 m supplémentaires. Au cours du dimensionnement détaillé, cette option a été jugée trop risquée, et les concepteurs ont décidé que le tapis plongeant fonctionnerait de -18 à -27 m, ou localement jusqu'à -30 m. Les analyses ont permis d'établir les points suivants :

- draguer depuis le niveau de la plaine inondable, soit +12 m, jusqu'à un niveau de -18 m représentait le maximum possible en termes de coûts (c'est-à-dire en surface de sections à draguer et en disponibilité des équipements) ;
- une différence de hauteur de 10 à 12 m entre le niveau du tapis plongeant et le fond de la fosse d'affouillement représentait le maximum envisageable pour que l'enfoncement du tapis soit fiable et sans dommage.

Dans le cadre du même projet, sur un autre site moins sensible à l'affouillement, le dimensionnement de la protection des berges comprenait un tapis plongeant allant de +8.80 m à -20 m car les analyses avaient permis d'estimer que :

- l'affouillement était bien moins susceptible de se développer jusqu'à cette profondeur ;
- si cela se produisait malgré tout et que le tapis ne remplissait pas sa fonction, aucune conséquence lourde n'était à craindre.

Les informations obtenues à l'issue de recherches préliminaires réalisées sur modèles (van der Hoeven, 2002) aident à mieux comprendre le processus de tassement des tapis plongeants et ses implications. Il est à noter que cette étude a été menée dans le cadre d'un projet spécifique ; on observera probablement des différences dans d'autres situations. Les paragraphes ci-dessous passent en revue les principales conclusions de l'étude ; l'Encadré 8.2 propose des informations plus détaillées :

- un tapis plongeant s'enfonce de façon uniforme sur toute la pente de la fosse d'affouillement. Lors de l'essai sur modèle, la pente était toujours recouverte d'enrochement ;
- la pente est d'environ 2/1. Cette valeur s'applique, apparemment, au modèle et au prototype, et rejoint les prédictions présentées dans d'autres ouvrages ;
- la taille des enrochements n'a aucune influence sur la pente ;
- la protection ainsi obtenue se limite, dans le modèle, à une couche simple de matériau granulaire, tandis que le prototype présente une épaisseur de couche de $5 D_{n50}$;
- un tapis plus épais ne se traduit pas par la formation d'une couche protectrice plus épaisse sur la pente. Cela permet toutefois de ralentir le recul du bord du tapis ;
- lorsque le tapis plongeant est construit sous la forme d'un coin dirigé vers la rivière, il est possible de stocker d'autres matériaux du côté externe. Cela permet de retarder le recul du tapis au début du processus de tassement ;
- la protection de la pente assurée par le tapis plongeant n'empêche pas le sable situé sous le tapis d'être emporté. Celui-ci ne peut en effet retenir le sable, en raison de la couche simple (observée lors des essais sur modèles), des enrochements relativement gros utilisés et des espaces vides entre les enrochements. Pour des raisons pratiques évidentes, il n'est pas possible de mettre en place plusieurs couches d'enrochement présentant chacune une granulométrie différente. Il est donc recommandé d'utiliser des enrochements calibrés, plus à même de jouer le rôle de filtre. Dans ce cas particulier, la solution était d'utiliser une granulométrie étalée (de 1 à 100 kg) plutôt que la granulométrie appliquée sur le talus adjacent (de 10 à 60 kg) ;
- la protection de la pente limite le transport des matériaux du fond à travers la couche protectrice. Bien que celle-ci laisse passer le sable, elle suffit généralement à entraver son transport depuis les fondations ;
- après avoir atteint une profondeur d'équilibre, la partie principale du tapis plongeant est toujours intacte. Cette quantité de réserve joue le rôle de tampon ; elle sera nécessaire lorsque la fosse d'affouillement se creusera ou si un bras de rivière se forme à proximité du revêtement ;
- le tapis plongeant est une protection flexible, capable de s'adapter aux conditions d'écoulement en cas d'attaque angulaire de la rivière. C'était le cas dans la partie amont du modèle. Le tassement à cet endroit était uniforme.

Lorsqu'il faut reconstituer un tapis plongeant, le volume supplémentaire d'enrochement doit être déversé sur la partie horizontale du tapis. Le mécanisme de tassement se charge ensuite de répartir les enrochements sur toute la pente.

Encadré 8.2 Essais de laboratoire menés récemment sur les tapis plongeants

Un essai pilote a été réalisé sur le comportement des tapis plongeants en testant des modèles à échelle réduite en canal (van der Hoeven, 2002). Les tapis testés étaient destinés aux digues longitudinales du projet de construction du Pont de Jamuna (voir l'Encadré 8.1). La Figure 8.28 présente les prévisions relatives au comportement du tapis plongeant dans le prototype et en laboratoire.

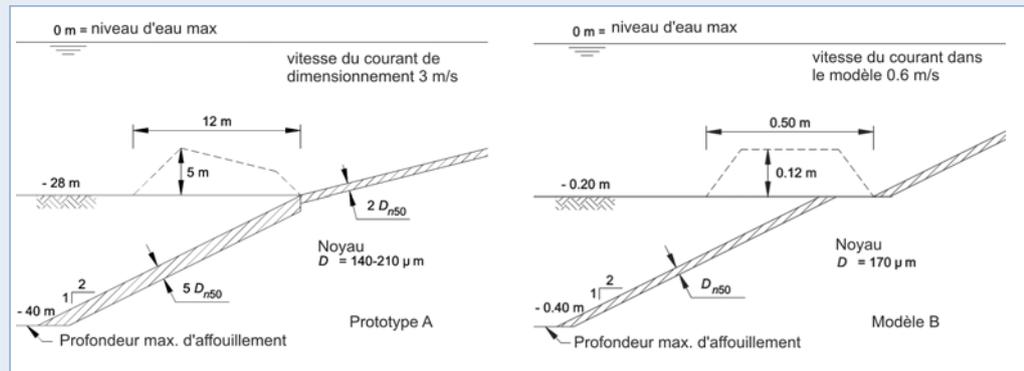


Figure 8.28 Prévisions relatives au comportement du prototype (A) et comportement observé en essai de laboratoire (B)

Les essais avaient pour objectif de :

1. Obtenir des informations concernant le processus de tassement et les phases successives.
2. Savoir si la configuration choisie a une influence sur la pente finale (le déversement doit-il s'effectuer avec un soin particulier ?).
3. Mettre au point une méthode pour renforcer un tapis constitué de trop peu d'enrochements.
4. Déterminer si l'utilisation d'un tapis plongeant assure une protection durable contre l'affouillement.

Le dimensionnement d'un tapis plongeant doit tenir compte des aspects suivants. Lorsque le tapis sera totalement déployé sur le modèle, il sera constitué d'une seule couche d'enrochements sur une pente forte de 2/1. Il faut donc s'assurer tout d'abord que le diamètre des enrochements (soit $D_{n50} = 0.203$ m dans le prototype) est suffisant par rapport à la pente. On évalue ensuite la stabilité de la pente (voir l'Encadré 8.3) en utilisant l'angle du tapis (soit $\alpha = 26.5^\circ$ pour une pente de 2/1) plutôt que l'angle du revêtement. En utilisant cet angle de tapis et un angle de repos de 40° , le facteur de réduction lié à la pente peut être estimé en utilisant l'Équation 5.116 (Section 5.2.1.3) : $k_{st} = 0.7$. La taille de l'enrochement requise pour la stabilité contre une vitesse de courant maximale de 3 m/s peut être estimée par la formule de Pylarczyk (Équation 5.119, Section 5.2.3). Les valeurs utilisées pour les différents facteurs et paramètres sont : paramètre de mobilité, $\psi = 0.035$, densité relative déjaugée de l'enrochement $\Delta = 1.65$, facteur de stabilité, $\phi_{sc} = 0.75$, facteur du profil de vitesse (pour $h = 30$ m), $k_n = 0.68$ et un facteur de turbulence $k_t^2 = 1.0$ (c'est-à-dire niveau de turbulence normal). La taille de l'enrochement requise est alors de $D_{n50} = 0.19$ m, la masse médiane correspondant est $M_{50} = 20$ kg. Un enrochement de 5 à 40 kg ($D_{n50} = 0.22$ m) convient. On opte pour une granulométrie étalée afin de limiter les pertes de fines contenues dans le matériau sous-jacent, car aucun filtre granulaire ni aucun géotextile n'est placé sous le tapis. Une prédiction d'affouillement de 6 m signifie que le volume minimal d'enrochement à placer dans le tapis est de $0.22 \times 6.0 \times \sqrt{5} = 2.96$ m³ par mètre linéaire de revêtement. Le tapis doit être placé à une profondeur d'eau de 15 m, ce qui nécessite des tolérances de placement élevées. Le comportement du tapis ne peut être prédit avec précision lorsque l'on place un volume de 6 m³ par mètre linéaire de revêtement.

8.2.7.5 Revêtement ouvert flexible

Le terme *revêtement ouvert* sert généralement à faire la distinction entre les enrochements libres et les enrochements liés (partiellement ou totalement). Les paragraphes ci-dessous présentent une méthode de dimensionnement pratique applicable à un revêtement ouvert flexible. Celle-ci se déroule généralement suivant les étapes successives suivantes :

- **étape 1 :** évaluation de la **résistance à l'érosion du sol non-protégé** et détermination de la surface de talus à protéger ;
- **étape 2 :** **dimensionnement de la carapace** pour garantir la stabilité face aux actions hydrauliques (attaque des vagues au-dessus du niveau de l'eau et attaque du courant sous l'eau, notamment) ;
- **étape 3 :** **choix du matériau** (diamètre et durabilité, notamment) ;
- **étape 4 :** dimensionnement du **système de filtres** et de la **sous-couche** ;
- **étape 5 :** dimensionnement de la **protection de pied** et des **transitions** éventuelles.

Étape 1: résistance à l'érosion du sol non-protégé

À ce stade, le concepteur doit déterminer quelles sont les zones du sol non-protégé qui présentent une résistance insuffisante aux actions hydrauliques, donc l'étendue sur laquelle le revêtement doit être placé dans le sens longitudinal (le sens transversal est traité à l'Étape 2). Il doit déterminer où se trouve la limite pour que le sol non-protégé adjacent ne s'érode pas, ou, si on admet un certain degré d'érosion, où se trouve le seuil au-delà duquel certaines parties du revêtement risquent de s'effondrer. Dans la pratique, les actions hydrauliques (courants, attaque de la houle, variations de la hauteur d'eau) doivent être évaluées au niveau des limites du revêtement et, de façon plus générale, pour l'aménagement fluvial concerné :

- au pied d'une protection de berge (affouillement du lit) ;
- sur les berges exposées à l'action des hélices ;
- sur les berges exposées aux vagues induites par la navigation ;
- le long des talus d'un épi (tourbillons) ;
- à la base d'un épi en phase de débordement ;
- à l'arrière d'une digue longitudinale non submersible (comme conséquence de la formation de méandres, du déplacement d'un bras de rivière ou de tourbillons).

Cette liste n'est pas exhaustive ; elle constitue un aide-mémoire qui doit être adapté à chaque situation particulière. Le lecteur peut se référer aux Sections 4.2 et 4.3 (notamment aux Sections 4.3.2.3 et 4.3.2.4) pour déterminer les actions hydrauliques appropriées, et aux Sections 4.1.3.4 et 5.2.1.2 pour vérifier que le matériau constitutif du sol ne risque pas d'être érodé par l'action de l'eau.

Étape 2: stabilité de la carapace et dimensionnement de l'enrochement

La stabilité du revêtement des aménagements fluviaux doit être conçue en fonction des actions hydrauliques observées (courants, vagues induites par le vent ou par la navigation, ou combinaison de courants et de vagues ; voir la Figure 8.29). Les actions hydrauliques induites par la navigation ont un impact plus limité dans le cas des fleuves (voir la Section 8.3). L'attaque du courant n'affecte que la partie immergée du revêtement, tandis que les actions exercées par les vagues concernent sa section émergée.

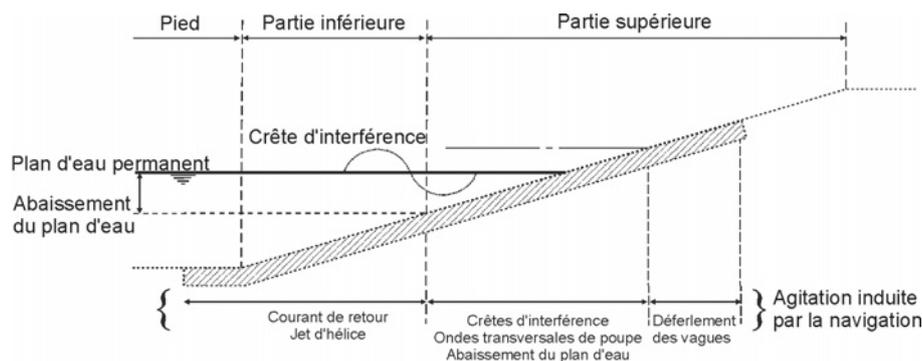


Figure 8.29 Actions hydrauliques induites par la navigation à prendre en compte dans le dimensionnement des différentes parties d'un revêtement

Le lecteur doit évaluer le(s) phénomène(s) physique(s) à l'œuvre et déterminer la taille d'enrochement requise. Il trouvera à la Section 5.2.1 une introduction générale, à la Section 5.2.2 une présentation de la réponse structurelle à l'action de la houle, et à la Section 5.2.3 une explication de la réponse à l'action des courants. Lorsque la présence de glace est possible, il faut prêter une attention particulière aux charges qu'elle induit ; le lecteur trouvera davantage d'informations sur ce point à la Section 5.2.4.

Le résultat du dimensionnement de la carapace s'exprime généralement sous la forme du diamètre nominal médian, D_{n50} , nécessaire pour assurer la stabilité hydraulique.

- **Dimensionnement de l'enrochement à l'attaque des courants**

Les charges dont il est ici question sont celles exercées par les courants naturels. La Section 8.3.6 traite du dimensionnement des revêtements exposés aux charges liées aux mouvements de l'eau induits par la navigation. La stabilité hydraulique de la carapace est évaluée à l'aide de calculs déterministes (voir la Section 2.3.3.3) basés sur une valeur donnée du courant de dimensionnement. La hauteur d'eau en période de crue s'obtient à partir des formules de la Section 4.3.5. La vitesse du courant, ainsi que les courants et le cisaillement locaux, sont déterminés à l'aide de la Section 4.3.2.

Le calcul du diamètre d'enrochement approprié s'effectue via l'approche d'Isbash, désormais couramment utilisée (voir la Section 5.2.1.4). La Section 5.2.3.1, inspirée des travaux de Pilarczyk (Équation 5.219), d'Escarameia (Équation 5.223) ou de Maynard (Équation 5.224), propose une série d'équations plus précises ou plus générales. L'Encadré 5.24 compare les résultats obtenus à l'aide de ces trois équations: en condition de turbulence normale, les valeurs sont similaires; en revanche, face à une turbulence accrue, les équations de Maynard et d'Escarameia constituent une approche plus sécuritaire.

L'Encadré 8.3 s'intéresse aux écarts que présentent les résultats obtenus à l'aide des trois équations, mais spécifiquement dans le cadre du dimensionnement des enrochements face à l'attaque des courants.

- **Dimensionnement de l'enrochement à l'attaque des vagues**

Le dimensionnement de la partie supérieure du revêtement face à l'attaque des vagues peut s'effectuer à l'aide des équations de la Section 5.2.2:

- voir la Section 5.2.2.2 pour un talus de pente uniforme et peu franchi;
- voir la Section 5.2.2.8 pour un talus composé (talus comportant une berme)
- voir la Section 5.2.2.4 pour le talus d'un ouvrage à crête abaissée;
- voir la Section 5.2.2.11 pour la crête et le talus arrière d'un ouvrage peu franchi.

En règle générale, il est préférable d'opter pour un dimensionnement statiquement stable. Il est à noter que l'utilisation d'enrochement à granulométrie étalée (p. ex. du rip-rap) tend à accroître le dommage (voir l'explication proposée à la Section 5.2.2.2). De plus, en rivière estuarienne, il faut tenir compte du fait que la houle provenant de la mer attaque parfois l'ouvrage selon un angle très oblique (voir la Section 5.2.2.2).

NOTE: les carapaces en enrochement naturel des ouvrages situés en eau très peu profonde et sur des fonds en pente douce sont plus vulnérables aux dommages que celles situées en eau profonde à cause des modifications de la forme des vagues lorsqu'elles se propagent vers la côte (voir la Section 5.2.2.2). Approximativement, la taille de l'enrochement requise pour la stabilité de la carapace est 10 % plus grande qu'en eau profonde. L'expression *eau très peu profonde* signifie que $h < 2 H_{s-en\ pied}$ où h est la hauteur d'eau devant l'ouvrage par rapport au niveau d'eau de dimensionnement (m) et $H_{s-en\ pied}$ est la hauteur significative de la houle au pied de l'ouvrage (m). il est à noter qu'en eau profonde signifie $h > 3 H_{s-en\ pied}$ (voir la Section 5.2.2.2).

Lorsque l'on préfère utiliser un enrochement plus petit, les enrochements liés (Section 8.6.1) ou les gabions (Section 8.6.2) peuvent constituer une solution adéquate; le dimensionnement de ces systèmes est présenté à la Section 5.2.2.7.

La méthode de dimensionnement pour les vagues induites par la navigation est illustrée à l'Encadré 8.5, Section 8.3.5.2.

Étape 3: sélection et spécification du matériau de la carapace

Une fois la valeur de dimensionnement de D_{n50} déterminée (voir l'Étape 2), la masse médiane requise M_{50} s'obtient à l'aide de la formule $M_{50} = \rho_r D_{n50}^3$ (voir l'Équation 3.9). Le choix de l'enrochement approprié s'effectue conformément aux exigences applicables à l'enrochement standard de l'EN 13383 (voir la Section 3.4.3.2). Il peut être nécessaire d'utiliser un enrochement non-standard dans certains cas spécifiques, ou pour s'adapter à la production locale (voir la Section 3.4.3.9). Une approche simple utilisant des blocs non-standard suffit généralement; toutefois il est possible d'avoir recours à une approche détaillée en réponse à certaines exigences spécifiques.

Il faut tenir compte de la durabilité de l'enrochement utilisé (voir la Section 3.6), notamment par rapport aux phénomènes d'altération tels que les cycles gel-dégel (voir la Section 3.8.6).

Encadré 8.3 Dimensionnement de la carapace d'un revêtement à l'attaque des courants

Le lecteur doit être conscient du fait que les équations de dimensionnement sont sensibles au choix des paramètres d'entrée. En particulier, les approches de Pilarczyk et de Maynard utilisent la vitesse moyennée sur la profondeur, tandis que la méthode proposée par Escarameia et May repose sur la vitesse proche du fond. La Section 5.2.3.1 donne les valeurs classiques des autres paramètres d'entrée; il peut toutefois être nécessaire d'introduire des valeurs plus précises. S'il utilise l'approche de Pilarczyk, le lecteur peut se référer à :

- la Section 5.2.1.3 pour déterminer précisément le facteur d'amplification en cas de turbulence k_t . On peut prendre une valeur de $r = 0.20$ si une turbulence relativement élevée, sans être excessive est prévue (voir la Section 4.3.2.5);
- la Section 5.2.1.8 pour obtenir le facteur du profil de profondeur, Λ_h , qui sert à déterminer précisément le facteur du profil de vitesse, k_r .

S'il utilise l'approche d'Escarameia, le lecteur peut se référer à la Section 4.3.2.5 pour obtenir une valeur précise de l'intensité de la turbulence, nécessaire pour calculer le coefficient de turbulence, C_T .

Le résultat est exprimé sous la forme du diamètre d'enrochement nécessaire pour assurer la stabilité, comprenant un coefficient de sécurité pour la méthode proposée par Maynard. Il est à noter que les approches de Pilarczyk et d'Escarameia et May donnent un diamètre médian D_{n50} , qui peut facilement être converti en M_{50} , ce qui permet d'opter pour un enrochement standard (voir l'Étape 3). En revanche, l'équation de Maynard fournit une valeur de D_{50} où $D_{n50} = 0.84 D_{50}$ (la Section 3.4.2 aborde en détail le rapport entre D_n et D).

Une valeur classique de l'épaisseur de couche est $2 k_t D_{n50}$ (pour les valeurs de k_t , voir la Section 3.5.1). Dans le cas des courants faibles, pour lesquels on utilise des enrochements petits, il peut être pratique de surdimensionner l'épaisseur de couche pour immerger un géotextile et un matelas de fascines. Inversement, en supposant qu'une épaisseur minimale de 0.5 m soit requise pour la construction ($D_{n50} = 0.203$ m), il est possible de vérifier que la stabilité hydraulique de cette taille d'enrochement est suffisante.

Étape 4: dimensionnement du système de filtres et de la sous-couche

En principe, il est possible de placer un filtre granulaire entre le sous-sol et la carapace. Dans la pratique, l'utilisation de géotextiles à cet effet est de plus en plus fréquente. Les critères applicables aux filtres granulaires et aux filtres géotextiles sont présentés à la Section 5.4.3.6. Le système de filtres doit respecter trois types de critères :

- exigences fonctionnelles (respect des règles relatives aux filtres);
- exigences relatives à la construction, notamment lorsque le filtre géotextile ou granulaire est placé sous l'eau;
- exigences de durabilité (résistance suffisante du filtre lors de la construction et en service).

La solution que constitue un filtre granulaire multicouche, disposé en couches fines sur un talus immergé, est rarement applicable en génie fluvial, excepté pour les ouvrages de grande envergure. La pratique courante consiste à utiliser un filtre composite, constitué d'un géotextile et d'une couche de matériau granulaire. Il est souvent recommandé de placer la carapace directement sur un géotextile (sans sous-couche) ou sur une sous-couche de graviers sans géotextile.

L'Encadré 8.4 présente les exigences fonctionnelles applicables à un filtre géotextile. Ces exigences concernent la stabilité de l'interface entre le sol de base et le filtre géotextile, mais aussi la perméabilité du filtre. Lorsque la carapace est appliquée directement sur le filtre géotextile, il vaut veiller à ce que celui-ci ne soit pas endommagé lors de la construction.

Encadré 8.4 Exigences fonctionnelles et dimensionnement d'un filtre géotextile

Les indices f et b désignent le filtre et la base (matériau du sous-sol), respectivement. Il convient d'évaluer la stabilité de l'interface et la perméabilité du filtre (voir la Section 5.4.3.6 pour les méthodes de dimensionnement, et la Section 3.16 pour les spécifications relatives aux géotextiles).

- **Stabilité de l'interface :**

La stabilité de l'interface dépend du diamètre indicatif des particules de sol à filtrer, D_f , et des caractéristiques du géotextile à sélectionner (ouverture de maille du filtre géotextile, $O_{90,w}$, et valeur minimale de l'ouverture de maille du géotextile, D_{min}). L'Équation 5.278 donne une règle de stabilité courante : $D_{min} \leq O_{90,w} \leq D_f$, où $D_f = C D_{85,b}$ (voir l'Équation 5.279).

- **Perméabilité du filtre :**

Il faut vérifier la perméabilité du filtre ; ce critère est exprimé par la règle générale de perméabilité des couches filtrantes et filtrées $k_f \gg k_b$. Des rapports plus précis sont donnés pour les différents types de sol à filtrer (sols limoneux et sables fins, notamment ; voir la Section 5.4.3.6 et les Équations 5.276 et 5.283).

En conclusion, les exigences fonctionnelles applicables à un filtre géotextile prennent la forme d'une fourchette de valeurs de $O_{90,w}$ et d'une valeur minimale de $k_f = 16$ à $25 k_b$ (m/s).

Étape 5: dimensionnement de la protection de pied et des transitions éventuelles

Il faut étudier les différentes options disponibles en matière de protection de pied (voir les Sections 8.2.7.3 et 5.2.3.3). La Section 8.2.7.6 présente les différentes solutions classiques et les transitions associées. Pour plus d'informations concernant le cas particulier des tapis plongeants, le lecteur peut se référer à la Section 8.2.7.4.

NOTE: en plus du dimensionnement des talus et du pied de revêtement aux actions des vagues et des courants, dans les sites où des charges dues à la glace peuvent arriver, le phénomène de la glace et les mesures à prendre pour protéger le revêtement en enrochement contre les forces dues à la glace doivent faire l'objet d'une attention particulière (voir la Section 8.2.6.1).

8.2.7.6 Transitions**Définitions**

Cette section donne un bref aperçu des exigences relatives aux transitions, et propose quelques exemples. Les transitions se situent entre différents types de revêtements, au niveau du pied de l'ouvrage, au niveau d'une berme ou d'une crête. Elles peuvent s'étendre sur une certaine longueur (dans une zone de transition ou au niveau d'une zone de contact séparant deux systèmes). De façon schématique, les deux principaux types de transitions sont la *transition transversale* et la *transition longitudinale*, illustrées à la Figure 8.30.

Les mêmes méthodes de construction s'appliquent pour ces deux types de transition. Toutefois, la zone de transition est souvent le point faible d'une construction, au niveau duquel se produit le début du dommage infligé au revêtement. Parmi les formes de dommage classiques observées au niveau des zones de transition figurent notamment :

- l'**affouillement des enrochements** ou la **sous-pression** exercée sur les matelas ou sur les enrochements du revêtement ;
- l'**infiltration** de matériau granulaire d'une couche à l'autre, à l'origine d'un tassement de la carapace ;
- l'entraînement du **sable**, des matériaux fins du filtre ou des argiles à travers les vides ou le long des éléments structurels (pieux qui dépassent du filtre et de la couche supérieure) ;
- la **décomposition** des poteaux et des planches de bois ;
- les dommages causés par le **gel** au mortier de ciment.

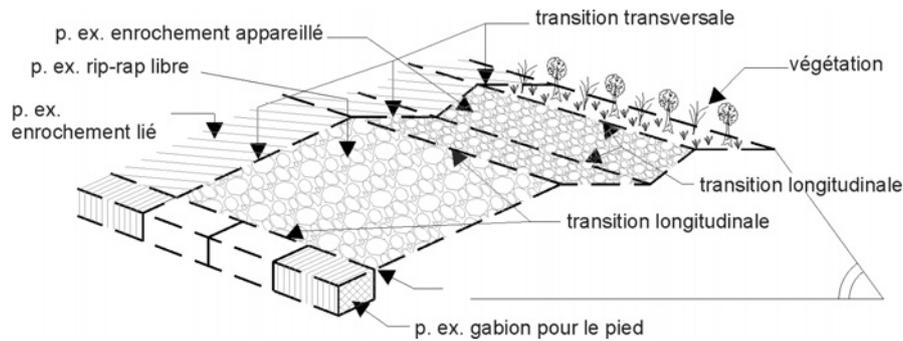


Figure 8.30 Transitions transversales et longitudinales

Dans la mesure du possible, il faut éviter les transitions longitudinales. Il est préférable qu'un talus de berge soit protégé par un seul type de revêtement du pied à l'extrémité supérieure. Toutefois, cette solution est pratique dans les cas où la hauteur de la berge protégée est limitée. Pour les hauteurs considérables, une solution envisageable consiste à modifier la composition du revêtement. Cela n'est pas toujours facile, notamment dans le cas de l'extension d'un revêtement ou si des systèmes différents sont adoptés pour le bas et pour le haut du revêtement. Avec une couche supérieure imperméable, le concepteur doit alors analyser soigneusement les conséquences des sous-pressions éventuelles. Il peut par exemple augmenter la masse de l'enrochement utilisé pour la carapace.

Les transitions transversales doivent être renforcées à l'aide de la technique suivante :

- **épaisseur accrue** de la carapace au niveau de la transition ;
- carapaces de rip-rap ou de blocs **liés** avec un enduit bitumineux ;
- **utilisation de joints en béton coulés sur place** ou de planches pour empêcher la progression du dommage le long de la berge.

Les transitions transversales sont particulièrement vulnérables dans les chenaux à écoulement rapide, où la présence éventuelle d'irrégularités locales entraîne la formation d'une turbulence capable d'arracher un enrochement ou de soulever le bord d'un matelas. Dès l'apparition d'un dommage localisé, celui-ci peut rapidement s'aggraver car la turbulence s'accroît et l'écoulement risque de passer sous le revêtement. C'est la raison pour laquelle les transitions ne doivent pas être placées dans le lit ou sur les berges d'un chenal juste en aval d'un ouvrage tel qu'une vanne, où les risques d'écoulement rapide et turbulent sont élevés. Dans ce cas, il convient d'utiliser des revêtements lourds dans la zone de forte turbulence, et de placer la transition là où le régime d'écoulement est plus calme.

Parmi les exigences applicables aux structures de transition, on distingue les exigences **fonctionnelles**, les contraintes liées à la **construction** et les exigences de **gestion** et de maintenance, présentés ci-dessous.

Exigences fonctionnelles

La liste ci-dessous est un aide-mémoire sur les aspects fonctionnels à prendre en compte lors de la phase du dimensionnement consacrée aux transitions :

- la zone de transition doit présenter au moins la même **résistance** et la même fonctionnalité que le plus résistant des deux revêtements à assembler ;
- la **perméabilité** de la couche supérieure doit être égale à celle du plus perméable des deux revêtements à assembler. Il est préférable que la perméabilité du filtre ne soit pas supérieure à celle du moins perméable des deux filtres à assembler. Le dimensionnement de la zone de transition doit tenir compte des **sous-pressions**. Lorsque l'on utilise plusieurs types de sous-couches, aucun transport de matériaux ne doit se produire d'une couche à l'autre, ou du sous-sol à la couche filtre ;

- la zone de transition doit être au moins aussi **flexible** que les deux revêtements à assembler. Ainsi les tassements localisés n'entraîneront pas de dommage indésirable (p. ex. une cavité). Cela peut s'avérer difficile lorsque l'on utilise des bordures de béton ou des pieux ; il faut donc prêter une attention particulière à ces zones potentiellement vulnérables ;
- la durabilité de la transition doit être aussi bonne que celle des deux revêtements à assembler. Cela n'est pas toujours facile lorsque l'on utilise des pieux de bois, qui présentent généralement une espérance de vie plus courte (à moins qu'ils ne soient faits de bois dur, ce qui peut poser un problème pour l'utilisation durable des ressources en bois, ou de bois tendre traité, ce qui peut comporter un risque de pollution).

Les structures de pied doivent assurer la protection du revêtement contre l'affouillement du lit, empêcher le glissement du revêtement et être capables de drainer les eaux souterraines, le cas échéant. La transition doit avoir une réserve de stabilité en cas d'affouillement d'encrochements ; cette stabilité peut être conférée par un tapis plongeant, par exemple. Il faut étudier avec précision les joints verticaux disposés parallèlement à la rivière (p. ex. formés par des pieux), car ils comportent un risque élevé d'affouillement des matériaux du filtre et du sol de base.

Contraintes liées à la construction

La liste ci-dessous repose sur une série de retours d'expérience de problèmes rencontrés, dont le dimensionnement doit tenir compte ; elle met l'accent sur l'excavation et les encrochements liés :

- s'il est nécessaire de réaliser une **excavation** dans le bord du revêtement localisée pour permettre la mise en place, il faut s'assurer qu'un compactage du remblai excavé est possible ;
- il est préférable d'**éviter** les excavations larges et profondes au niveau des transitions. Il est essentiel de prévoir des tolérances adaptées durant la construction. Le travail des machines doit, au besoin, être complété par une **excavation manuelle** ;
- il faut éviter toute **surexcavation** et, le cas échéant, **combl**er le vide créé avec du **gravier** ou un **filtre/une sous-couche** similaire. Il faut notamment éviter toute surexcavation à proximité des ouvrages (p. ex. murs de palplanches, murs parafoilles en béton), car elle risque de nuire à leur stabilité ;
- l'application de liants à **base de bitume et de ciment** (mortier et béton) au niveau des zones de transition doit s'effectuer le plus tôt possible après la construction, pour éviter que les vides ne se remplissent de limon, de végétation ou d'encrochements indésirables. Il faut néanmoins étudier avec soin l'option que constituent les encrochements liés au mortier ou au béton, car ils augmentent la rigidité de la transition, qui devient donc plus vulnérable au dommage ;
- les **vides** qui doivent être liés avec du bitume ou du ciment doivent présenter une largeur d'au moins 2 cm ;
- **avant d'appliquer un liant à base de bitume**, il faut vérifier la conformité de toutes les parties de la structure de transition. Il est à noter que la chaleur peut nuire à certains géotextiles.

Les excavations doivent être réalisées avec soin. Les tranchées creusées à l'aide d'engins mécaniques sont souvent trop larges ou trop profondes, ce qui risque d'affecter la stabilité géotechnique de la structure de transition, notamment en présence d'éléments séparateurs verticaux faits de bois ou de béton. La surexcavation est également à l'origine de tassements localisés, car le sol remblayé est difficile à compacter.

Exigences de gestion et de maintenance

Les ouvrages conçus et construits avec un soin suffisant doivent être conformes à toutes les exigences en termes de gestion et de maintenance. Cependant, les transitions nécessitent parfois davantage de maintenance que le revêtement lui-même ; c'est pourquoi :

- l'ouvrage doit comporter le moins de transitions possible ;
- il faut éviter de placer des transitions entièrement en dessous de la hauteur d'eau de dimen-

sionnement. En rivière estuarienne, il est préférable d'éviter toute transition, comme l'indique la Figure 8.31.

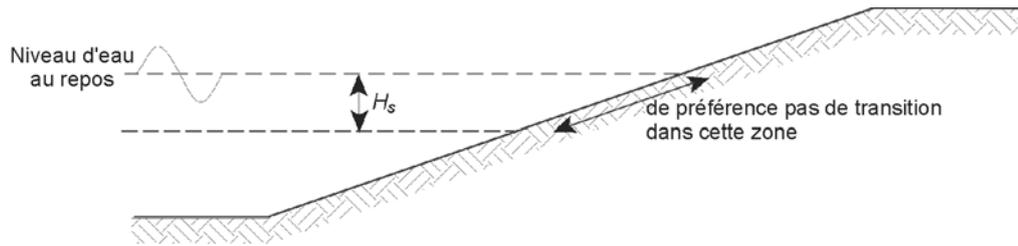


Figure 8.31 Zone où l'attaque des vagues est la plus sévère (H_s = hauteur significative de la houle de dimensionnement)

Exemples de transitions longitudinales classiques

Cette section présente une série d'exemples de transitions entre deux types de revêtements (voir les Figures 8.32 à 8.40). Le concepteur peut sélectionner et adapter ces exemples de transitions et de pieds afin de garantir un ajustement optimal aux conditions locales du projet.

La Figure 8.32 présente un exemple de transition utilisant des enrochements liés entre différents types de revêtements. Il est à noter qu'il n'est pas toujours nécessaire de placer des enrochements liés dans la totalité de l'ouvrage. Dans la Figure 8.32, on place du rip-rap libre sous l'eau et on n'applique un liant à base de mastic bitumineux qu'au niveau de la transition avec le béton bitumineux à structure ouverte (utilisé notamment dans le cadre du projet de Bharaid Bazar). Il est possible d'employer dans ce cas des enrochements liés au bitume dès lors que l'épaisseur de couche est jugée suffisante pour résister aux forces de sous-pression. Le calcul précis des sous-pressions dépasse la portée du présent guide, mais est brièvement présenté à la Section 5.4.5. Il est généralement possible d'utiliser du béton bitumineux à structure ouverte, dont l'application s'effectue de préférence dans la zone supérieure du revêtement. La hauteur de la berme doit être fixée de façon à ce que l'application du liant ait lieu à sec.

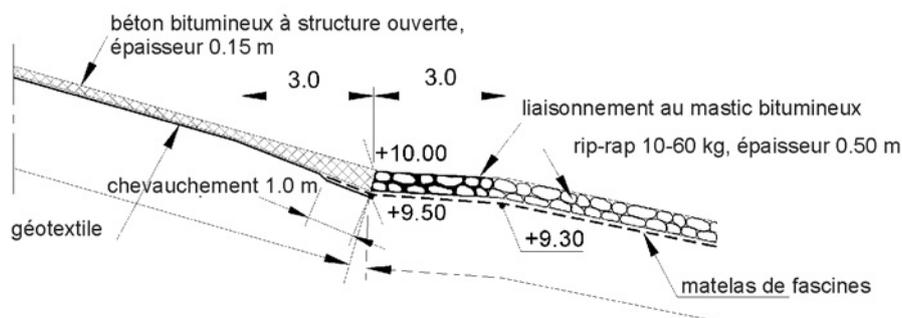


Figure 8.32 Transition entre des enrochements percolés ou liés et du rip-rap. L'application de l'enduit bitumineux s'effectue de préférence au-dessus du niveau de l'eau

Entre un revêtement de blocs de béton et du rip-rap, le liant peut n'être appliqué qu'à proximité de la bordure de béton qui constitue le support de pied pour les blocs de béton (voir la Figure 8.33, à gauche). Dans ce cas particulier, le matériau utilisé pour le filtre granulaire était du matériau de mines (« minestone »), utilisé comme sous-couche à la place du sable (la Section 3.13 propose des recommandations sur l'utilisation de matériaux alternatifs). Dans la Figure 8.33 (à droite), on utilise un mur de séparation fait de pieux en bois. Dans ce cas, il faut tenir compte de l'utilisation durable des ressources en bois et de la pollution générée par les bois tendres traités. **NOTE**: il n'y a pas de filtre entre la base argileuse et les blocs de béton préfabriqués. En cas de doute concernant la résistance à l'érosion de l'argile, il est préférable d'ajouter un filtre (granulaire ou géotextile) sous les blocs de béton.

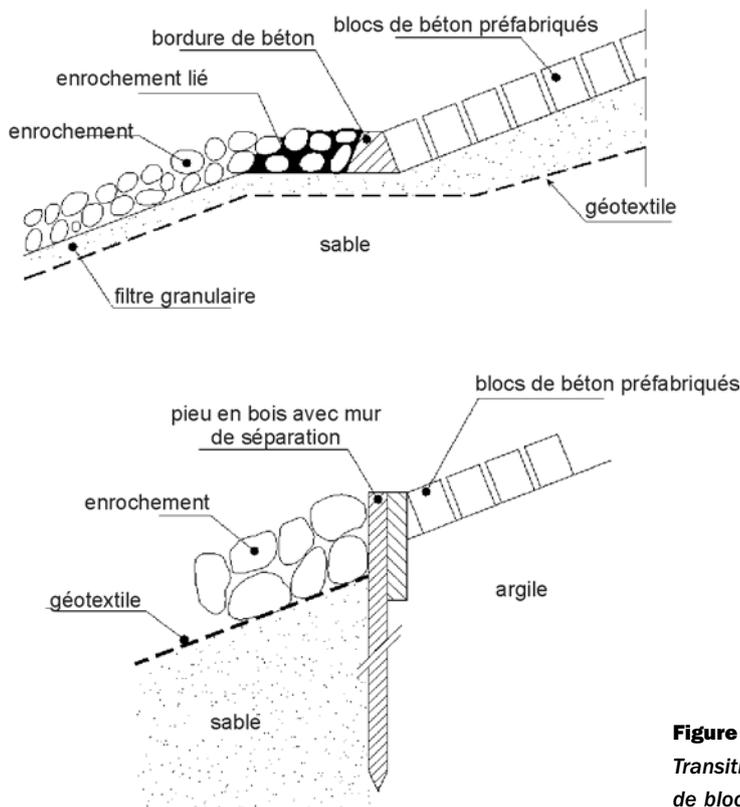


Figure 8.33
Transition entre des revêtements faits de blocs de béton et du rip-rap

Exemples de transitions au niveau du pied de l'ouvrage

Les structures de pied sont relativement lourdes, car le rôle du pied est de supporter le poids de la protection du talus. Il est à noter qu'en rivière estuarienne, le pied est parfois très semblable à ceux présentés à la Section 6.3.4.1. Le pied peut être plus léger dans le cas d'eaux peu profondes et de revêtements courts; les structures de pied sont en revanche plus imposantes dans le cas de revêtements de grande envergure et d'environnements agressifs (prédications d'affouillement fort, notamment).

La Figure 8.34 présente une coupe classique de pied incorporant des pieux. La longueur des pieux dépend de l'épaisseur du revêtement (donc des forces appliquées sur la partie supérieure de la rangée de pieux) et des caractéristiques du sol. Le choix de la longueur de pieu doit tenir compte des prédictions d'affouillement éventuelles. L'utilisation de pieux au niveau du pied doit être étudiée à la lumière des différentes contraintes de dimensionnement, telles que la disponibilité des enrochements et les exigences géométriques. Il est possible d'opter pour un tapis plongeant dès lors qu'il existe une source d'enrochements abondante et en l'absence d'exigences géométriques.

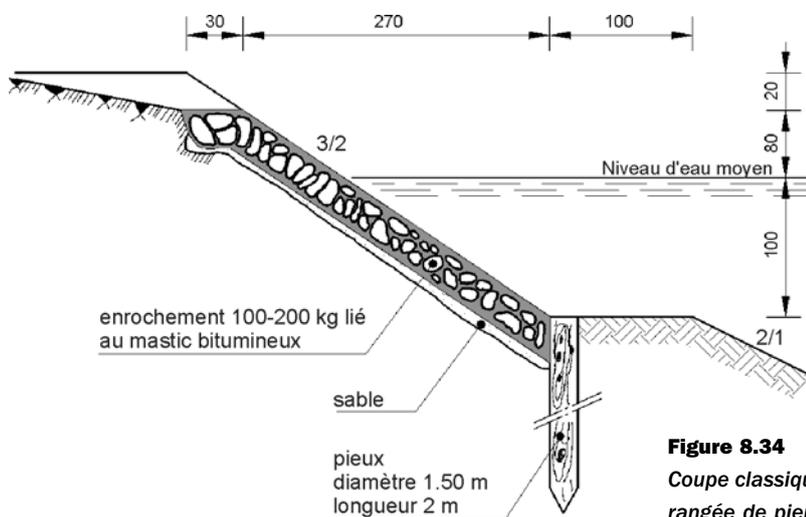


Figure 8.34
Coupe classique de pied incorporant une rangée de pieux (dimensions en cm)

La Figure 8.35 présente une coupe de pied combinant différents types de matériaux (enrochement et pieux de bois) et différentes fonctions (support des blocs de béton et protection anti-affouillement). Dans ce cas particulier, l'enrochement placé au niveau du pied, qui peut jouer le rôle d'un tapis plongeant, doit être conçu de façon à empêcher l'affouillement au niveau des pieux. Cette double fonction n'est le plus souvent pas économique, et il est alors préférable de déterminer la longueur de pieu adaptée ou de dimensionner un vrai tapis plongeant.

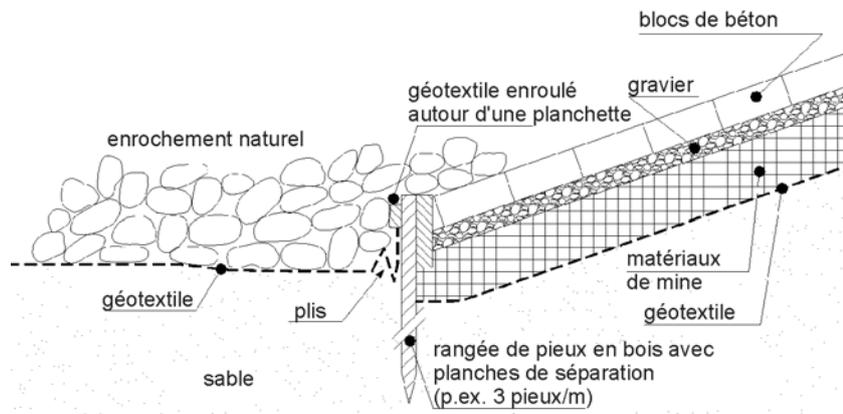


Figure 8.35 Coupe classique de pied combinant différents types de matériaux

La Figure 8.36 est une coupe de pied utilisant un mur de palplanches. Il est à noter que le revêtement de la Figure 8.36, utilisé en environnement estuarien, assure une fonction de drainage pour éviter les sous-pressions sous les enrochements liés. La Figure 8.37 présente un exemple classique d'utilisation de gabions pour stabiliser le pied.

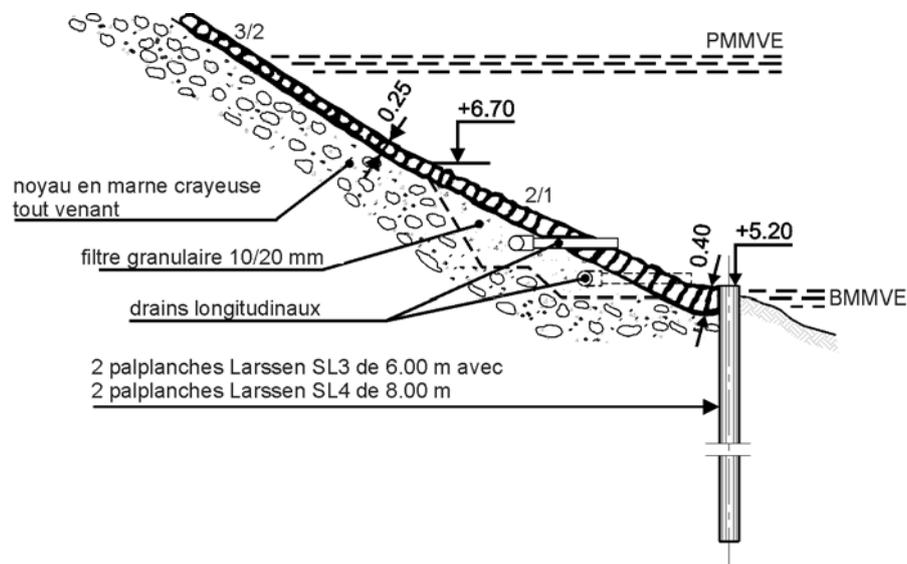


Figure 8.36 Jonction entre un revêtement en enrochements et un mur de palplanches en environnement estuarien

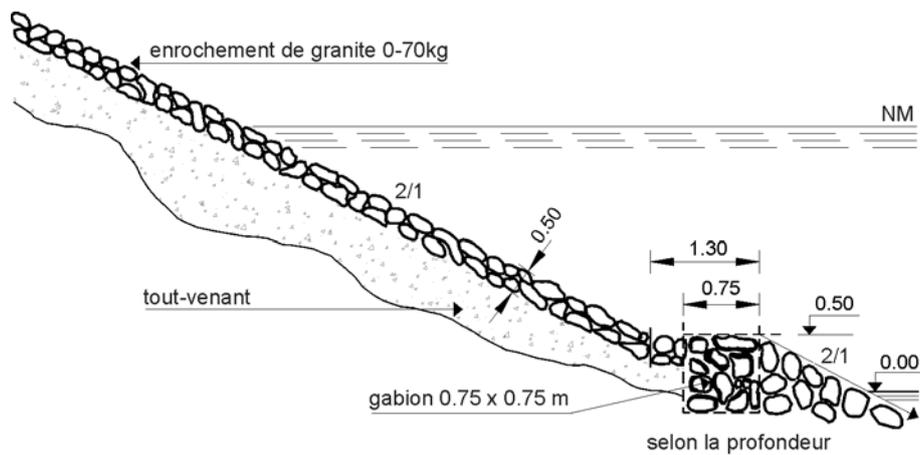


Figure 8.37 Utilisation de gabions comme pied associé à une double couche d'enrochements libres

Exemples de conception de détails pour les bermes

Une berme est définie par la transition entre un talus à forte pente et un talus à pente plus douce (ou une section horizontale), et inversement. Parfois vulnérable aux fortes charges, cette zone peut subir des dommages. La Figure 8.38 donne des exemples classiques de détails de conception du bord avant d'une berme de digue au-dessus du niveau de l'eau.

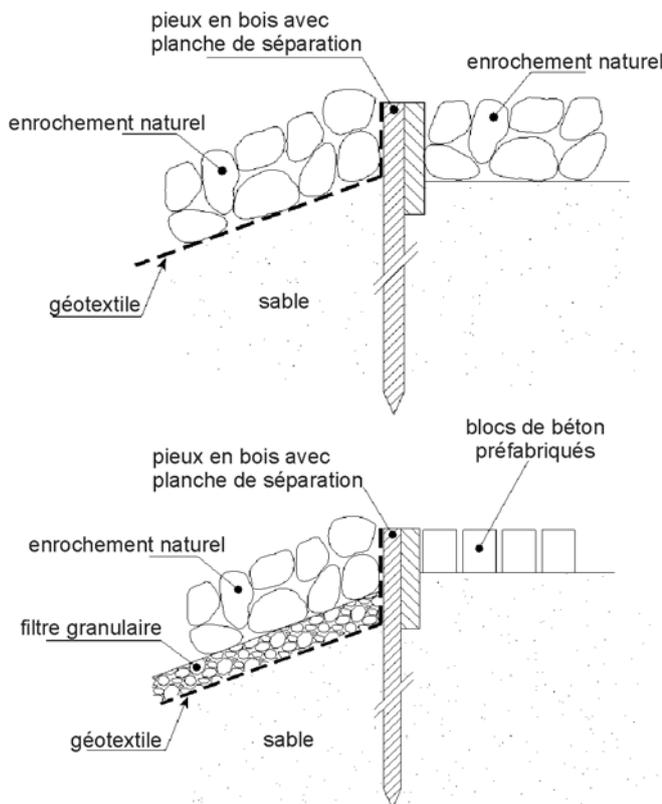


Figure 8.38 Exemple de berme d'un revêtement en enrochement

Exemples de transitions verticales

Les transitions sont définies à la Section 8.2.7.6. Les transitions verticales se situent à la jonction entre une protection de talus et une protection de fond avec une structure verticale. Le mur de palplanches (Figure 8.36) et le mur de béton (Figure 8.39) sont deux exemples classiques de structures verticales. Cette transition nécessite une attention particulière, car l'entraînement de matériaux à travers le joint proche de la structure verticale est difficile à empêcher. De plus, les deux systèmes présentent une rigidité très différente, ce qui peut entraîner une concentration du dommage. Une solution consiste à injecter du bitume ou un liant dans la carapace sur une bande d'en-

viron 1 m. Il faut mettre en place un filtre granulaire si la carapace repose directement sur du sable ou de l'argile. La Figure 8.39 présente un exemple de ce type de transition au-dessus de la surface de l'eau, applicable aux culées de pont. La bande de graviers joue un rôle-clé pour la construction, car elle constitue une surface ferme sur laquelle placer les blocs de béton et assure une jonction nette près du mur. Il est à noter qu'une évacuation doit être prévue pour dissiper la pression hydrostatique accumulée sous le revêtement de béton.

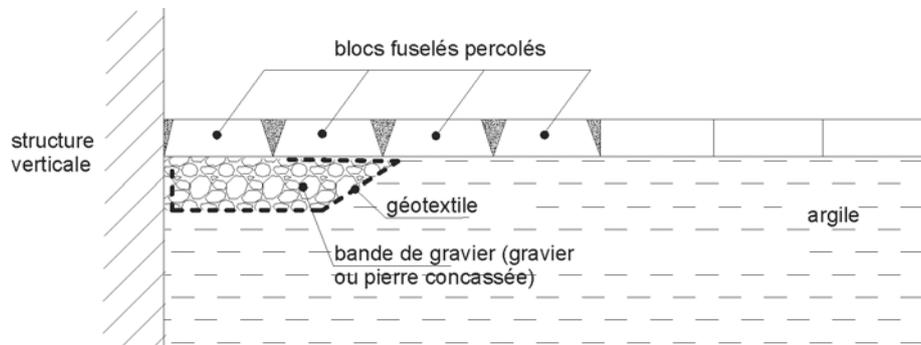


Figure 8.39 Blocs percolés et bande de graviers à proximité d'une transition verticale

La Figure 8.40 donne des exemples de transitions verticales entre la protection du lit et une structure verticale, réalisées à l'aide d'une bande de graviers et d'encrochements liés. Pour des raisons pratiques, le géotextile ne s'étend pas jusque sous la bande de graviers. Sur la vue en plan (à droite), on voit que le filtre granulaire s'étend jusque dans les renforcements du mur de palplanches.

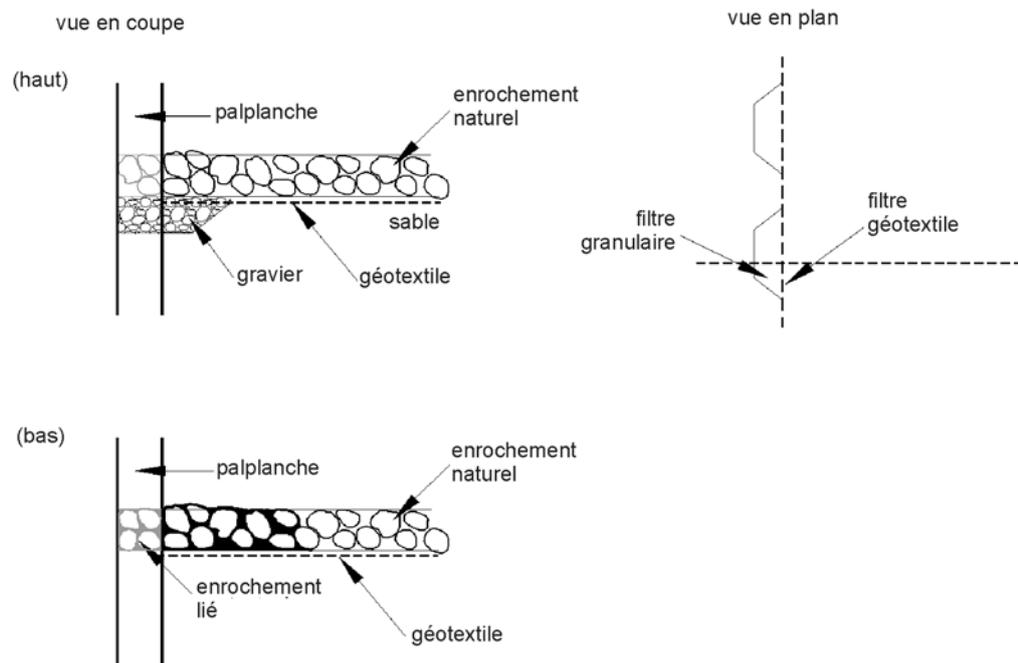


Figure 8.40 (En haut) transition verticale au niveau du lit avec une bande de graviers ;
(en bas) transition verticale au niveau du lit avec des encrochements percolés

8.2.8 Prise en compte des aspects liés aux matériaux dans la conception

8.2.8.1 Disponibilité des matériaux

L'enrochement est couramment utilisé pour construire les aménagements fluviaux, notamment comme matériau constitutif de la carapace des systèmes de revêtement. La roche concassée peut être utilisée comme sous-couche ou couche filtre, et les éléments trop petits pour servir d'enrochement ou de rip-rap trouvent une application dans les gabions et les matelas de gabions. On utilise de l'enrochement dans les aménagements fluviaux pour trois raisons principales :

- c'est un matériau de construction durable, idéal pour ce genre d'application ;
- il constitue souvent la solution la plus viable sur le plan économique, notamment s'il provient d'une source située à proximité du site ;
- il est plus acceptable sur le plan environnemental que d'autres matériaux (p. ex. béton, bois ou acier).

Les conditions locales déterminent si l'enrochement constitue la solution la plus adaptée (voir la Section 3.1). Dans certains cas particuliers, il est possible d'opter pour d'autres matériaux ou systèmes tels que des blocs de béton, des blocs de ciment siliceux, des matelas de blocs de béton, du béton bitumineux à structure ouverte, voire des palfeuilles.

Le choix entre l'enrochement local et l'enrochement importé est dicté non seulement par des aspects économiques tels que le coût (ou des exigences liées aux devises étrangères), mais aussi par les exigences relatives à la masse volumique, à la taille, à la durabilité, au calendrier des travaux, aux techniques de construction et aux volumes d'enrochement. Les graviers et les enrochements proviennent de sources marines ou fluviales (bien que celles-ci soient soumises à des réglementations environnementales) ou de carrières. Dans les pays ou les régions à deltas qui ne disposent pas de roche de qualité (p. ex. Pays-Bas), les sources naturelles sont rares et le recours aux importations s'impose pour les projets de grande envergure. Ainsi, la construction du barrage anti-tempête de l'Eastern Scheldt a nécessité d'importer des enrochements depuis des pays aussi éloignés que la Finlande. Dans la plupart des cas, l'envergure du projet ne nécessite pas de recourir à des sources d'approvisionnement si éloignées.

Si la seule source disponible d'enrochement de dimensions et de qualité adaptées implique un coût élevé ou présente un lourd impact environnemental, il est possible d'adapter le dimensionnement aux sources d'enrochement facilement accessibles. Le concepteur peut alors tenir compte de l'effet de l'altération et de la dégradation sur les matériaux de moindre qualité (voir la Section 3.6) ou utiliser des enrochements plus petits sous forme de gabions ou avec un liant, pour obtenir le même degré de protection qu'un revêtement constitué d'enrochements plus gros.

8.2.8.2 Approvisionnement et transport des matériaux

L'approvisionnement des matériaux peut reposer sur des systèmes de transport terrestres ou flottants (voir la Section 9.4). Le choix du mode de transport dépend principalement d'aspects logistiques et économiques. Cependant, il faut également tenir compte de certains facteurs environnementaux. Ainsi, l'impact environnemental du transport par route (nuisances sonores, poussière soulevée et gêne occasionnée pour les riverains) peut faire pencher la balance en faveur de moyens de transport alternatifs, tels que des barges.

Parmi les fortes contraintes pratiques liées au transport terrestre, on peut citer notamment la largeur et la capacité portante des routes, ainsi que le trafic, et la présence de zones urbaines entre la source de matériaux et le site de construction. L'accès le long des berges de la rivière constitue une solution intéressante, si l'espace disponible et la portance du chemin le permettent. Les rivières dotées d'ouvrages de protection contre les crues présentent souvent une voie d'accès utilisée pour l'inspection et la maintenance ; cette voie peut toutefois nécessiter quelques aménagements destinés à permettre la circulation des engins de construction.

Idéalement, le transport des matériaux doit s'effectuer sur la rivière. C'est souvent l'option la plus avantageuse dans le cas des fleuves navigables. Dans le cas des petites rivières, en revanche, les contraintes saisonnières liées à la hauteur d'eau ou les facteurs environnementaux rendent le transport fluvial peu pratique. Ces aspects doivent être étudiés au moment de choisir la source d'enrochement potentielle.

Tous les facteurs doivent être pris en compte lors de l'analyse des sources disponibles. Le transport ferroviaire constitue une solution idéale sur le plan environnemental ; il peut toutefois nécessiter des opérations de manutention supplémentaires (transport de la carrière à la gare, transport par route sur le dernier tronçon, puis transport jusqu'à la zone de stockage du site).

8.2.9 Prise en compte de la construction dans la conception

8.2.9.1 Techniques de construction

Le processus de dimensionnement doit tenir compte des techniques de construction utilisées. L'approche est radicalement différente selon que les travaux s'effectuent sous l'eau ou à sec. La construction sous l'eau présente des difficultés particulières en termes de placement des sous-couches (filtres géotextiles, notamment; voir la Section 9.7) et de maîtrise des tolérances de construction (voir la Section 9.8). En effet, contrairement à la construction à sec, la construction sous l'eau ne permet pas un contrôle rigoureux des dimensions des tranchées excavées, de l'emplacement ni de l'épaisseur des matériaux placés. Par ailleurs, le contrôle de la qualité d'exécution est bien plus difficile sous l'eau.

Il est parfois avantageux d'opter pour des ouvrages temporaires (p. ex. des batardeaux) permettant la construction à sec. Le dimensionnement de ces ouvrages temporaires doit dans tous les cas autoriser les débits de crue.

Pour les raisons présentées ci-dessus, le processus de conception doit tirer parti de toutes les possibilités de construction à sec. Parmi les options disponibles figurent notamment :

- la **construction des ouvrages sur des terrains hors d'eau** adjacents à la rivière, puis la dérivation de la rivière. Cette option est particulièrement intéressante si les aménagements peuvent être construits dans un méandre ou une courbe de la rivière;
- la **dérivation temporaire** de la rivière, qui permet de construire l'ouvrage sur le lit asséché;
- dans le cas des petits cours d'eau, l'**isolation du bras** de rivière au moyen de barrages peu élevés et le pompage du débit par temps sec autour des aménagements;
- dans le cas des ouvrages qui franchissent la rivière (p. ex. des conduites), la **construction des ouvrages en deux moitiés** en utilisant un batardeau permettant de les isoler tour à tour, tout en maintenant l'écoulement au niveau de la seconde moitié;
- la **construction des ouvrages en période d'étiage**, pendant laquelle une partie importante de ceux-ci est émergée.

8.2.9.2 Scénarios de construction

Les charges les plus fortes exercées sur les sous-couches, les géotextiles et les matelas sont généralement observées lors de la construction. Cela s'explique par le poids de l'élément lui-même (p. ex. un matelas placé sur un talus à pente relativement forte, de 3/1 ou plus) ou par l'énergie d'impact des enrochements déversés. Les enrochements déversés directement sur un géotextile risquent ainsi d'endommager le textile. Il faut donc vérifier auprès du fabricant du géotextile quelles sont les pratiques de construction recommandées. En règle générale, il est préférable de ne pas déverser de l'enrochement dont la blocométrie dépasse 10 à 60 kg (voir la Section 9.7.1.2). Si ceci est inévitable, il est préférable d'opter plutôt pour une autre méthode de placement ou de mettre en place une couche granulaire intermédiaire.

Les difficultés de pose de la sous-couche et/ou d'un filtre géotextile peuvent être surmontées à l'aide d'un matelas de fascines. Il existe une alternative, à savoir les filtres géotextiles imprégnés de sable ou de sable-bitume, qui facilite leur mise en place sous l'eau.

Pour construire les systèmes de revêtement sous l'eau, il est possible d'utiliser des enrochements combinés à un matelas que l'on achemine sur l'eau jusqu'à l'emplacement voulu, puis que l'on immerge par lestage (voir la Section 9.7.1.2).

Les vagues empêchent parfois de placer avec précision les filtres géotextiles et les enrochements moyens ou les sous-couches de galets. Il est possible de tirer parti des courants lors de l'opération d'immersion (voir la Section 9.7). Même lorsqu'ils sont placés avec précision, les filtres et les sous-couches sont parfois érodés par les vagues avant que la couche d'enrochements n'ait pu être

déversée. Pour éviter ce problème, il est préférable de construire durant les périodes où les conditions de houle sont favorables.

Il faut également étudier les risques de transport sédimentaire. Les revêtements sont généralement disposés en couches (p. ex. le géotextile, une sous-couche de gravier ou d'enrochement moyen, puis la carapace en enrochement). Les sédiments peuvent se déposer sur une couche avant que la suivante ne soit mise en place, notamment en cas de gros débit entre les deux opérations. Il arrive donc qu'une couche de particules fines soit accidentellement présente dans le revêtement ; or celle-ci est difficile à éliminer, et risque de nuire à la performance du revêtement en colmatant la couche filtre. Le concepteur dispose de trois solutions :

- essayer de construire le système de protection le plus rapidement possible (p. ex. en appliquant un géotextile associé à des fascines, plutôt qu'un filtre granulaire ou un géotextile seul) et de minimiser la distance entre les extrémités en progression des différentes couches (afin de réduire au maximum les couches intermédiaires non-protégées) ;
- appliquer un matelas préfabriqué mis en place à l'aide d'un tambour flottant ou d'une grue flottante ;
- isoler le talus à protéger de la rivière à l'aide d'un batardeau, ou construire la protection dans une tranchée draguée dans un banc de sable ou à l'arrière de la berge.

Les projets d'aménagements fluviaux nécessitent souvent d'utiliser des équipements flottants, les engins terrestres n'étant utilisables que pour une partie des travaux. La berge doit alors inclure une berme, afin de permettre l'accès terrestre. Cette berme est également utilisable pour les opérations de maintenance.

Dans le cas d'un épi à construire alors que la rivière coule – même si les travaux n'ont pas lieu en période de crue – il peut être nécessaire de commencer par placer un matelas de protection du lit avant de construire le corps de l'épi. Celui-ci peut être constitué d'un matériau de faible durabilité (durée d'exposition limitée) ou de sable-bitume ou de ciment siliceux plutôt que de la terre. En effet, l'épi ne peut être construit en terre alors que la rivière coule, et l'utilisation exclusive d'enrochement induit des coûts trop élevés. Le compromis consiste donc à utiliser pour le noyau un matériau capable de résister à l'érosion pendant une courte durée dans les conditions de construction, tandis que la carapace offre une résistance à l'érosion adaptée aux conditions de dimensionnement. La couche protectrice de revêtement ou de rip-rap peut ensuite être placée sur ce noyau de qualité relativement médiocre à l'aide des techniques courantes (voir le Chapitre 9), bien que cette opération soit parfois complexe du fait du dépôt de sédiments. Pour les épis de plus grandes dimensions, pour les digues longitudinales et pour les protections de talus construites lorsque la rivière coule, un système de banquettes de confinement peut suffire à permettre le placement de couches successives de terre, de sable ou de limon à l'arrière (protection de berge) ou de façon intercalée (épi). La Figure 8.41 illustre ce processus dans le cas d'un épi. L'épi est construit en couches successives, chacune étant formée de matériau de remplissage placé entre des banquettes de confinement en enrochement. L'ouvrage achevé a une carapace en enrochement naturel et un noyau constitué de matériaux plus fins. À la Figure 8.41, la légende « ligne de berge existante » indique l'endroit de la coupe du lit existant au niveau de l'extrémité de l'épi ou de la berge existante située près de la base de l'épi.

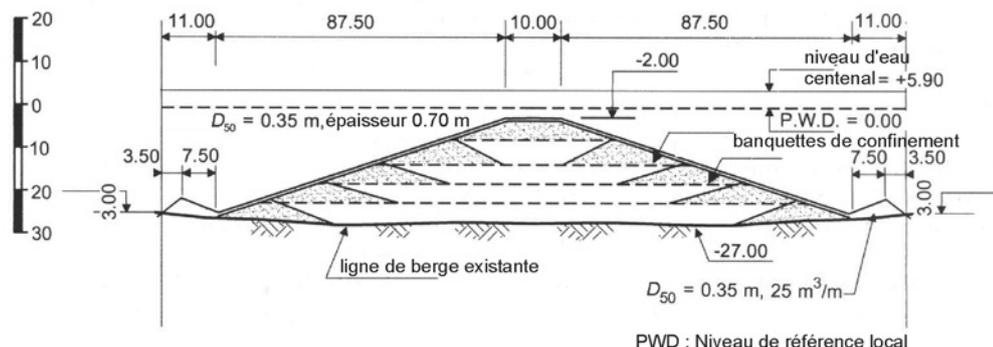


Figure 8.41 Coupe d'un épi construit à l'aide de banquettes de confinement (dimensions en m)

8.2.10 Prise en compte de la maintenance dans la conception

Le Chapitre 10 aborde en détail les problématiques liées à la maintenance. Les étapes initiales de la conception doivent toutefois tenir compte de la nature et de la période des opérations de maintenance, notamment par rapport à la saison des crues. Il faut également considérer les aspects liés à la maintenance au moment de choisir le type de section transversale adapté pour les aménagements. Il convient par ailleurs de déterminer les responsables de la maintenance, ainsi que les équipements disponibles. Parmi les aspects à prendre en compte lors des différentes étapes du dimensionnement des aménagements fluviaux, on peut citer notamment :

- la **durabilité** du système de protection, notamment la diminution acceptable du diamètre des enrochements en service, en fonction du niveau de dommage admissible ; capacité du maître d'ouvrage à entretenir l'ouvrage ;
- le **diamètre de l'enrochement**, en fonction des manipulations manuelles et par des engins à effectuer ;
- la **disponibilité des matériaux au niveau local** en vue de réparations éventuelles, et la possibilité de constituer une réserve de matériaux pour la maintenance ;
- le **dimensionnement d'une berme** sur la partie inférieure du revêtement en vue de faciliter la maintenance ;
- la **large crête** (p. ex. d'un épi pour faciliter l'accès des poids lourds).

Bien conçu, l'ouvrage est censé résister aux actions exercées par la rivière ; le dimensionnement doit toutefois tenir compte d'autres sources de dommage. Le Tableau 8.3, élaboré d'après l'AIPCN (1987b), constitue un aide-mémoire des mesures de conception, qui peut aider à surmonter ou à traiter les causes de dommage. L'objectif de ces mesures est d'éviter les dégradations ou de faciliter la maintenance.

Tableau 8.3 Causes du dommage subi par une protection de berge (d'après l'AIPCN, 1987b)

Type de dommage	Cause	Effet	Mesures de dimensionnement
Abrasion	Glaçons et débris flottants dans la voie d'eau	<ul style="list-style-type: none"> • Impact près de la surface de l'eau • Déplacement des blocs • Perforation des membranes 	<ul style="list-style-type: none"> • Dimensionnement assurant la résistance à l'impact • Accessibilité en vue des réparations • Déviation de l'écoulement (épis, p. ex.)
	Sédiments abrasifs (sable, graviers, galets, blocs) transportés par les vitesses d'écoulement élevées	Broyage au niveau du pied induisant une usure des textiles et des paniers en gabions exposés	<ul style="list-style-type: none"> • Mise en place d'une couche d'enrochement sacrificielle • Pas de gabions en cas d'abrasion extrême
	Banquise	Contrainte de cisaillement exercée sur la carapace du fait de plaques de glace qui remontent sur le revêtement	Carapace capable de résister à la charge (cf procédures de dimensionnement spécifiques) (AIRH, 1980 ; voir aussi la Section 5.2.4)
Dommage biologique	Bétail	Destruction de la végétation protectrice (pâture et piétinement)	<ul style="list-style-type: none"> • Revêtement protégé par une clôture • Renforcement non-dégradable du sol
	Parasites	Habitats creusés dans la berge Géotextiles ou câbles rongés	Protection contre les animaux nuisibles Mise en place d'une couche superficielle impénétrable
	Croissance de végétaux	Géométrie de la couche supérieure déformée par les racines	Contrôle de la végétation si nécessaire
	Varech et algues	Dommage superficiel sur les couches de bitume supérieures	Pulvérisation de bitume
	Micro-organismes	Certaines fibres naturelles attaquées	Utilisation de matériaux résistants, à moins que la dégradation ne corresponde à une exigence spécifique
Dommage chimique	Huiles et hydrocarbures	Enrochements liés attaqués	Contact à éviter
	Sulfates	Béton attaqué	Utilisation d'un ciment résistant aux sulfates
	Autres sels agressifs	Corrosion des fils, des câbles et des connexions en acier	<ul style="list-style-type: none"> • Protection par galvanisation et / ou revêtement PVC • Utilisation de fils et de câbles plus lourds, ou en acier inox

Tableau 8.3 Causes du dommage subi par une protection de berge (d'après l'AIPCN, 1987b) (suite)

Type de dommage	Cause	Effet	Mesures de dimensionnement
Température	Gonflements hydrauliques dus au gel	Formation de cristaux de glace dans le sous-sol altérant la géométrie de la couche supérieure	Utilisation de sols sans capillarité en cas de risque de gel
	Températures extrêmement basses	Effritement des géotextiles	Vérification de la fourchette de températures admissible pour le matériau
	Hautes températures	<ul style="list-style-type: none"> Fluage des géotextiles Glissement des matériaux bitumineux sur le talus Altération accélérée de la roche 	Vérification de la fourchette de températures admissible du matériau et prédiction de la dégradation
	Gel/dégel	Effritement des blocs d'enrochement ou de béton	<ul style="list-style-type: none"> Utilisation de roche de qualité adaptée, couche supérieure durable Dimensionnement autorisant un certain degré de dégradation des enrochements
Activités humaines	Vandalisme ou vol	<ul style="list-style-type: none"> Géotextiles entaillés et arrachés Câbles et mailles des gabions coupés Rip-rap ou blocs de béton lâches arraché(s) Incendies surtout dans les zones urbaines et dans les zones rurales pauvres 	<ul style="list-style-type: none"> Mise en place d'une protection sur le textile Utilisation de blocs lourds dans la couche supérieure. Consultation des représentants locaux avant la construction pour déterminer l'ampleur du problème et élaborer des contre-mesures.
	Lavoirs	<ul style="list-style-type: none"> Affouillement du matériau de remplissage entre les enrochements Érosion des enrochements 	<ul style="list-style-type: none"> Blocs autobloquants spéciaux ou stabilisation des enrochements au bitume Construction de lavoirs sur mesure.
	Amarrage des petites embarcations aux poteaux qui émergent du revêtement	Enrochements descellés du revêtement	Dispositifs d'amarrage spéciaux
Trafic	Collision bateaux/berge	Destruction localisée du revêtement	Accessibilité en vue des réparations ; si toute rupture est inacceptable, dimensionnement améliorant la résistance à l'impact ou mise en place d'un ouvrage de défense
	Ancres	Abrasion localisée de la couche supérieure, éventuellement du sous-sol	Couches supérieures plus résistantes dans les zones d'ancrage
	Surdragage	Accélération de l'affouillement du pied	Contrôle plus strict des opérations de sur dragage
Rayons UV	Lumière du soleil	Perte de résistance et dégradation des plastiques ou des géotextiles	Utilisation d'un matériau stabilisé Exposition limitée à la lumière du jour lors de la construction et en service

8.2.11 Réparations et modernisation des ouvrages existants

La Section 10.5 donne un aperçu général des aspects liés aux réparations et à la modernisation des aménagements construits en rivière (et en canal).

Avant de mettre au point le moyen de réparer ou de moderniser l'ouvrage, il convient d'identifier les causes de la dégradation (en s'aidant, notamment, de la liste du Tableau 8.3). Les principales sources de dégradation des ouvrages fluviaux sont les suivantes :

- effets du gel et dégradation des enrochements ;
- surcharges hydrauliques et pertes d'enrochements ;
- érosion du pied due à une érosion généralisée du lit, par exemple.

Les méthodes et aspects à prendre en compte au moment de concevoir des travaux de réparation sont les mêmes que pour la construction. Il faut toutefois prêter une attention spécifique aux points suivants :

- il convient d'analyser soigneusement les causes de la dégradation ;
- il est nécessaire de traiter avec attention les transitions entre la zone réparée et les zones plus anciennes ;
- il est préférable de vérifier l'**évolution des actions hydrauliques** et le **dimensionnement des enrochements** par rapport à l'ouvrage plus ancien.

Si l'ouvrage n'est pas lourdement endommagé, mais n'est plus capable de résister aux charges, il est possible d'avoir recours à une solution simple, à savoir des enrochements liés avec du béton ou du bitume.

8.3 CANAUX DE NAVIGATION ET D'ADDUCTION D'EAU

8.3.1 Introduction

Les canaux de navigation et d'adduction d'eau sont des ouvrages artificiels. Dans ces chenaux, la vitesse d'écoulement et la hauteur d'eau varient nettement moins que dans les rivières et les cours d'eau. C'est la raison pour laquelle les canaux sont généralement exposés à des actions hydrauliques plus réduites que celles observées dans les rivières naturelles ; le dimensionnement des ouvrages en enrochement tient donc compte de cette spécificité. Toutefois dans les canaux, l'effet des actions hydrauliques induites par la navigation est spécifique à ce type d'ouvrage, et doit faire l'objet d'une analyse approfondie (voir également les recommandations fournies dans le BAW (2005)). Ces actions sont parfois sévères, et il peut être nécessaire de réaliser de lourds travaux pour empêcher l'érosion des berges et du lit des canaux, ou encore du pied des ouvrages futurs.

Dans les canaux de navigation, l'enrochement constitue la solution de revêtement la plus courante, car il représente une alternative bon marché au béton. Les blocs de béton ou les matelas interconnectés offrent parfois un moyen de protection efficace des berges, et ne nécessitent aucune vidange du canal.

NOTE : la présente section présente les recommandations de conception applicables aux ouvrages en enrochement construits dans les canaux de navigation ou d'adduction d'eau ; en effet ces recommandations diffèrent ou complètent celles données plus haut à la Section 8.2, consacrée aux aménagements fluviaux. Le lecteur doit donc également se reporter à la Section 8.2.

8.3.2 Types d'ouvrages et fonctions associées

L'enrochement est utilisé dans les canaux de navigation et d'adduction d'eau comme protection anti-érosion pour les berges et le lit du chenal. Il peut être appliqué intégralement sur une longueur importante du canal ou localement, aux endroits où les actions hydrauliques sont fortes (p. ex. dans une zone d'amarrage ou en aval d'une vanne située dans un canal d'irrigation). Les revêtements en enrochement placés sur les berges des canaux permettent également de stabiliser la berge afin de minimiser le risque de glissement ou d'effondrement du talus.

Il faut également veiller à limiter les fuites ou les infiltrations d'eau provenant du canal ; on utilise pour cela un revêtement étanche, généralement fait de béton, d'argile ou d'un matériau synthétique. L'enrochement n'est pas adapté à cette fonction, mais peut servir à protéger l'argile ou le revêtement synthétique des dommages induits par l'action de l'eau ou d'autres phénomènes tels que l'altération ou le vandalisme.

Les Sections 8.3.2.1 et 8.3.2.2 présentent les exigences applicables aux différents types de canaux.

8.3.2.1 Canaux de navigation

Les protections en enrochement placées dans les canaux de navigation visent à empêcher l'érosion de la berge et du lit du canal, liée principalement aux mouvements de l'eau induits par la navigation. Bien que les vagues soulevées par le vent jouent parfois un rôle dans les canaux de navigation larges et profonds, elles ont souvent un impact mineur par rapport aux vagues, aux courants et aux variations du niveau d'eau induits par la navigation (voir la Section 4.3).

Le remplissage ou la vidange des écluses situées à l'extrémité d'un canal peut se traduire par de faibles vitesses du courant (bien que l'on observe parfois des vitesses élevées à proximité des écluses). Dans un canal de navigation, le mouvement des marées induit non seulement la formation de courants, mais aussi une variation de la hauteur d'eau. Celle-ci a une influence sur l'étendue de la zone d'exposition aux mouvements de l'eau générés par la navigation. Les courants sont également observés dans le cas des canaux assurant une fonction de drainage; celle-ci consiste notamment à accueillir, au cours des tempêtes ou des crues, l'eau provenant d'une autoroute ou d'une zone urbaine, puis à l'acheminer jusqu'à un point où elle pourra être rejetée en rivière.

Il n'est pas toujours nécessaire de protéger le lit des canaux de navigation, excepté à proximité du pied des talus dans les canaux peu profonds. Il faut parfois mettre en place une protection du lit plus étendue :

- aux endroits où les bateaux manœuvrent (risque d'érosion liée à la propulsion des hélices);
- près des prises d'eau ou sorties des aqueducs de remplissage ou de vidange des écluses;
- pour protéger les câbles ou les conduites enfouis dans le lit du canal.

Il est préférable de ne pas protéger le lit des canaux de navigation, car cela gêne l'ancrage. De plus, les ancres risquent d'endommager les structures de protection du lit, à moins que celles-ci ne soient conçues spécialement pour résister à ce type de dommage.

8.3.2.2 Canaux d'adduction d'eau

Les canaux d'adduction d'eau sont utilisés pour l'irrigation, le drainage et l'acheminement de l'eau à usage domestique ou industriel, mais aussi pour alimenter les centrales hydroélectriques. Ces différentes fonctions sont parfois combinées, ou associées à la navigation : c'est le cas notamment du canal d'Ismailya (Égypte), qui achemine l'eau jusqu'à Ismailya et sert à l'irrigation et à la navigation; du Noordzeekanaal (Pays-Bas), utilisé pour la navigation, le drainage et l'irrigation, ou encore du canal Gloucester et Sharpness de la British Waterways (Royaume-Uni), etc.

L'adduction d'eau génère des courants susceptibles d'éroder le lit et les berges du canal. Toutefois, ces canaux ont souvent des talus plats (gradients faibles) et les vitesses du courant y sont relativement limitées (le plus souvent comprises entre 0.5 et 1.0 m/s). La protection de la berge et du lit n'est nécessaire qu'aux endroits situés à proximité des structures (p. ex. vannes et ouvrages de chute) ou au niveau des courbes serrées.

Les protections contre l'érosion mises en place localement dans les chenaux d'irrigation et de drainage prennent souvent la forme d'enrochements appareillés (voir la Section 8.1.3.7).

Lorsque les canaux ou les chenaux de drainage présentent une forte pente du fait de la topographie, il peut être nécessaire de mettre en place un revêtement anti-érosion. Le béton est le matériau le plus couramment utilisé pour réaliser ce type de revêtement, car il assure un certain degré d'étanchéité et protège le lit et les berges. Cela peut également s'effectuer en plaçant des enrochements appareillés sur une membrane de revêtement, quoique ce procédé constitue une alternative coûteuse dans les régions où la main-d'œuvre est chère.

Les canaux d'adduction d'eau qui alimentent les centrales hydroélectriques doivent être alignés sur le plan horizontal et présenter un profil hydraulique lisse. Cette configuration minimise les pertes de charges liées au frottement; on utilise donc rarement des enrochements pour le revêtement de ces canaux.

8.3.3 Tracé en plan et concept général

Le dimensionnement des canaux de navigation et d'adduction d'eau dépasse la portée de ce guide, dont l'objet est de présenter les protections en enrochement mises en place dans ces canaux; les aspects touchant au dimensionnement ne sont donc que mentionnés rapidement. La planification et le choix du concept général se basent sur les principes exposés au Chapitre 2. Les Sections 4.3.2 (courants) et 4.3.4 (courants et vagues induits par la navigation) présentent les conditions aux limites physiques. Le lecteur trouvera des informations concernant certaines méthodes de dimensionnement spécifiques applicables à la protection des berges des canaux de navigation dans AIPCN (1987a) et AIPCN (1987b).

Quel que soit le type d'ouvrage construit en canal, le dimensionnement de la protection en enrochement doit tenir compte des contraintes environnementales, économiques et sociales associées (voir le Chapitre 2). Cette exigence est particulièrement forte dans le cas où les travaux s'effectuent alors que le canal est en service. Les points ci-dessous énumèrent certains aspects spécifiques à chaque type d'ouvrage :

- **canaux de navigation** : le dimensionnement des ouvrages construits dans ces canaux repose principalement sur une parfaite connaissance du trafic de navigation à l'origine des actions hydrauliques. Par ailleurs, les exigences fonctionnelles associées aux écluses sont parfois importantes, car elles peuvent nécessiter d'atténuer la turbulence de l'écoulement et l'affouillement local;
- **canaux d'irrigation ou d'adduction d'eau** : pour déterminer si l'enrochement est un matériau de protection anti-érosion adapté, il faut tenir compte de la vitesse d'écoulement dans le canal et de la nécessité de limiter les fuites par infiltration;
- **canaux d'alimentation des centrales hydroélectriques** : l'enrochement constitue rarement une solution adaptée pour le revêtement des canaux alimentant les centrales hydroélectriques, à moins que la perte de charge, le frottement, la pente et l'infiltration soient des facteurs négligeables.

8.3.4 Conception de la section transversale

8.3.4.1 Généralités

Le dimensionnement vise notamment à élaborer, à partir des différentes contraintes liées au projet et à l'environnement, une coupe représentative d'une certaine étendue de la voie navigable. Il faut prêter une attention particulière aux transitions, notamment avec d'autres ouvrages hydrauliques (p. ex. écluse ou quai); les transitions peuvent faire l'objet d'un dimensionnement spécifique. Les aspects relatifs au tracé en plan des ouvrages fluviaux, mentionnés à la Section 8.2.5, doivent également être étudiés dans le cas des canaux, bien que le dimensionnement de ceux-ci soit généralement bien plus simple.

Pour la conception de la section, notamment, il faut s'intéresser aux points suivants :

- paramètres de dimensionnement pour la protection du talus et du lit (voir la Section 4.3.1);
- actions hydrodynamiques critiques (voir les Sections 4.3.2 et 4.3.3);
- disponibilité et transport des matériaux (voir la Section 8.2.8 et le Chapitre 3);
- aspects liés à la construction (voir la Section 8.3.6 et le Chapitre 9);
- aspects liés à la maintenance (voir la Section 8.3.7 et le Chapitre 10).

8.3.4.2 Canaux de navigation

Le dimensionnement de la coupe représentative d'un nouveau canal de navigation débute avec :

- le choix du type et de la taille maximale (dimensions et géométrie) des bateaux qui emprunteront le canal;

- la détermination du comportement des bateaux (p. ex. position dans le canal, vitesse maximale);
- l'intensité supposée du trafic de navigation. Celle-ci détermine le choix entre une voie simple, une voie double (possibilité de croisement et de dépassement) et trois voies parallèles (ou plus, dans le cas des canaux de navigation principaux). Les canaux larges prévoient une voie réservée aux bateaux de plaisance.

Principaux paramètres de dimensionnement

Parmi les principaux paramètres de dimensionnement figurent :

- la forme de la coupe, la largeur minimale au niveau du lit, la largeur à la hauteur d'eau minimale, les talus latéraux du canal, la hauteur de la revanche, le pied de pilote minimal nécessaire;
- la rugosité hydraulique de la couche de protection (voir la Section 4.3.2.3);
- les vitesses du courant et les hauteurs de vagues induites par la navigation et par le vent;
- les variations de la hauteur d'eau liées à la surélévation sous l'action du vent, aux rejets des chenaux de drainage et au passage des écluses;
- la perméabilité et l'infiltration;
- le rayon des courbes et la possibilité d'élargissement localisé du chenal;
- les dimensions des bermes, le cas échéant;
- l'espace disponible pour aménager un chemin d'inspection.

La forme de base de la coupe des canaux de navigation est un trapèze. Elle dépend des conditions de navigation (p. ex. intensité du trafic et taille maximale des bateaux qui empruntent le canal) : tirant d'eau, largeur, longueur et puissance de moteur maximaux.

Dans les grands canaux, la largeur minimale au niveau de la surface doit être déterminée en séparant les navires de haute mer, la navigation intérieure et le trafic de plaisance. La revanche est la distance qui sépare la hauteur d'eau de dimensionnement et le haut de la berge du canal; elle doit être conçue de façon à permettre le run-up des vagues, le tassement de la crête de la berge et des hauteurs d'eau extrêmes. On opte pour une coupe rectangulaire si l'espace disponible ne permet pas une coupe trapézoïdale; dans ce cas, l'enrochement ne représente pas la solution la plus adaptée.

Actions hydrodynamiques critiques

La situation n'est pas la même selon la taille du canal :

- dans les **petits canaux**, les actions hydrodynamiques critiques sont celles générées par un seul bateau dont la trajectoire suit l'axe du canal. Le trafic présente souvent une intensité limitée;
- dans les **canaux de taille moyenne**, la situation de trafic critique peut correspondre, par exemple, à un seul bateau dont la trajectoire est excentrée par rapport à la coupe du canal, ou à un bateau qui en dépasse un autre;
- dans les **grands canaux**, la situation critique peut être une combinaison complexe de bateaux en nombre et gabarits variables.

Il faut combiner chacune de ces situations à la surélévation ou à l'abaissement du plan d'eau sous l'action du vent, à la hauteur maximale des vagues soulevées par le vent, aux ondes de rupture (voir la Section 4.3.3.3), aux ondes liées au fonctionnement des écluses et aux prises/évacuations des chenaux de drainage; toutefois, l'influence de ces différents facteurs est généralement moins déterminante que celle des vagues et des courants induits par la navigation. Ces actions présentent une distribution de fréquences complexe.

La vitesse maximale du courant retenue pour le dimensionnement d'une protection de berge doit être une combinaison :

- de la vitesse maximale du courant de retour (voir la Section 4.3.4.1);
- et de la vitesse maximale d'une onde rupture (voir les Sections 4.3.4.1 et 4.3.4.2).

La vitesse maximale du courant retenue pour le dimensionnement d'une protection du lit doit être une combinaison :

- de la vitesse maximale du courant de retour sous un bateau (voir la Section 4.3.4.1);
- de la vitesse maximale du courant près du lit dans le jet d'hélice (voir la Section 4.3.4.3);
- et de la vitesse maximale d'une onde de rupture (voir les Sections 4.3.4.1 et 4.3.4.2).

La hauteur maximale des vagues doit être égale à la valeur maximale des vagues suivantes :

- vagues soulevées par le vent (voir la Section 4.2.4.6);
- ondes de poupe, et parfois ondes de proue (voir la Section 4.3.4.1);
- ondes secondaires induites par la navigation (voir la Section 4.3.4.2);

La procédure se complique si la charge hydrodynamique critique résulte de différents bateaux, par exemple dans le cas d'un croisement ou d'un dépassement.

Il faut également tenir compte de l'activité sismique, de la formation de glace et des charges exercées par les plaques de glace (voir les Sections 5.2.4 et 4.5). Les conditions géotechniques limites jouent également un rôle important, notamment en cas de risque de tassement ou de glissement. La Section 5.4 propose une description détaillée de ces phénomènes.

8.3.4.3 Canaux d'adduction d'eau

Principaux paramètres de dimensionnement

Les principaux paramètres de dimensionnement à prendre en compte lors du dimensionnement des canaux d'adduction d'eau sont les mêmes que pour les canaux de navigation, à l'exception des actions induites par la navigation. Il s'agit :

- de la forme de la section du canal (talus latéraux);
- de la revanche;
- de la rugosité hydraulique de la couche de protection;
- des vitesses du courant et des hauteurs des vagues;
- de la perméabilité et de l'infiltration;
- du rayon des courbes et de la possibilité d'élargissement localisé du chenal;
- des dimensions des bermes, le cas échéant;
- et de l'espace disponible pour aménager un chemin d'inspection.

Actions hydrodynamiques critiques

Dans les canaux d'adduction d'eau, les vitesses du courant sont souvent stables, et peuvent donc être définies avec précision. En règle générale, les vagues et la surélévation induites par le vent sont d'une importance limitée, et ne déterminent que la revanche.

Le dimensionnement des canaux d'adduction d'eau doit parfois tenir compte d'un facteur critique, à savoir la vitesse de baisse de la hauteur d'eau. Une fermeture d'urgence ou une brèche dans la berge peut en effet entraîner un abaissement rapide du plan d'eau. Celui-ci risque de déstabiliser les berges et de provoquer leur effondrement; le dimensionnement des revêtements en enrochement doit toujours tenir compte de ce risque.

L'enrochement choisi pour réaliser la couche de protection doit être suffisamment stable pour résister à la vitesse maximale du courant, celle-ci comprenant un coefficient de sécurité. Selon la taille de l'enrochement et les caractéristiques du sous-sol, il faut utiliser un filtre granulaire ou un filtre géotextile. La majeure partie des recommandations de la Section 8.2.6 concernant les aspects du dimensionnement spécifiques à chaque type d'aménagement fluvial est également valable pour la conception des protections du lit et des talus des canaux. Les différences majeures portent sur les charges hydrauliques (dans les canaux de navigation) et le fait que la protection installée dans ces canaux se limite normalement à une couche de revêtement placée sur le talus dans la zone soumise à l'attaque du courant ou des vagues.

8.3.5 Détails structurels

8.3.5.1 Généralités

La Figure 8.42 présente le zonage classique d'une protection de talus réalisée dans un canal de navigation à l'aide d'enrochements déversés. Ce zonage met en évidence l'action spécifique de chaque charge induite par la navigation sur une partie précise du talus. Il est à noter qu'il est parfois nécessaire de mettre en place une protection du lit, comme l'explique la Section 8.3.2.1.

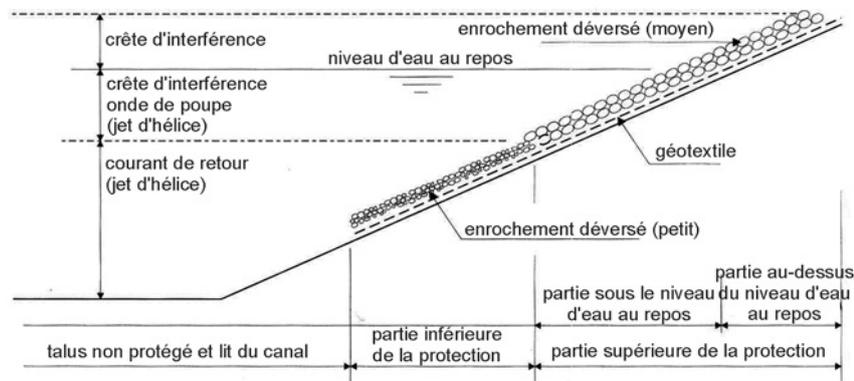


Figure 8.42 Solution classique retenue pour la protection du talus des canaux navigables – zonage de la protection

Il faut donc concevoir une protection de talus pour :

- la zone du **courant de retour** (voir la Section 4.3.4.1) et du **jet d'hélice** (voir la Section 4.3.4.3), le cas échéant ;
- la zone des **ondes de poupe** (voir la Section 4.3.4.1), des crêtes d'interférence (voir la Section 4.3.4.2) et du jet d'hélice (voir la Section 4.3.4.3), le cas échéant ;
- la zone des **crêtes d'interférence** (voir la Section 4.3.4.2).

Le lecteur peut se reporter à la Section 5.2.3.1 consacrée à la stabilité face à l'attaque des courants, à la Section 5.2.2 pour la stabilité face à l'attaque de la houle (notamment 5.2.2.2 et 5.2.2.7 pour les systèmes composés, et 5.2.2.9 pour les talus composés). Les étapes du dimensionnement de la protection du lit de tous les canaux, et de la protection du talus des canaux d'adduction d'eau, sont identiques à celles présentées à la Section 8.2.6.1, bien que la stabilité du pied des canaux d'adduction ne soit pas critique. La principale spécificité du dimensionnement de la protection du talus des canaux de navigation repose sur la prise en compte des charges induites par les bateaux (voir les Sections 4.3.4, 5.2.2.2 et 5.2.3.1).

Dans un canal de navigation, les courants ne déterminent pas les dimensions de la carapace (épaisseur de couche et blocométrie des enrochements), sauf à certains endroits en présence de courants générés par les propulseurs.

Le lecteur peut se reporter à la Section 8.2.7.5 pour le dimensionnement d'une carapace subissant l'attaque des courants.

Sans effectuer de calculs spécifiques, on suppose généralement, comme base du dimensionnement, que la couche filtre placée sous la carapace dans les zones des crêtes d'interférence jouera également le rôle de couche de protection dans la zone des courants de retour, comme l'illustre la Figure 8.42. Ce principe doit être vérifié au vu des charges de dimensionnement propres à chaque cas particulier.

8.3.5.2 Calcul des actions hydrauliques induites par la navigation

En supposant que seules les actions induites par la navigation sont présentes dans ce cas spécifique, le concepteur doit calculer la valeur des actions hydrauliques suivantes :

- **abaissement** du plan d'eau (voir la Section 4.3.4.1) à proximité du talus lors du passage du/des bateau(x) ;
- **courant de retour** (voir la Section 4.3.4.1) lors du passage du/des bateau(x) ;
- **ondes de poupe transversales** (voir la Section 4.3.4.1), soit hauteur de houle, différence de charge moyenne et maximale, et vitesse maximale du courant ;
- **ondes secondaires induites par la navigation** (voir la Section 4.3.4.2) ;
- **vitesse du courant** liées à la propulsion des hélices lors des manœuvres et du passage des bateaux, qui sont un facteur déterminant pour la protection du lit (voir la Section 4.3.4.3).

Le dimensionnement des carapaces et des filtres n'est présenté ici que dans la mesure où il diffère des calculs de la Section 8.2.6.

Comme l'explique la Section 4.3.4, le programme informatique DIPRO (2002) permet aux concepteurs de dimensionner la protection du talus des canaux de navigation en fonction des actions induites par les bateaux. Les concepteurs doivent absolument effectuer une partie des calculs à la main, pour déterminer l'importance relative de la valeur des différents paramètres, et être en mesure de choisir l'action hydraulique adaptée parmi le panel de calculs effectués pour chaque scénario. Les points ci-dessous proposent néanmoins une procédure classique de dimensionnement de la protection du talus en réponse aux actions induites par la navigation (voir aussi l'exemple de l'Encadré 8.5) :

- **étape 0** : collecte des données relatives à la géométrie du canal et au bateau de projet. Dans certains cas, il faut envisager plusieurs types de bateaux de projet (voir l'exemple du Tableau 8.4) ;
- **étape 1** : estimation de la vitesse de navigation maximale, V_L (m/s), obtenue à l'aide des Équations 4.168 à 4.170 ;
- **étape 2** : estimation de la vitesse de navigation réelle, V_s (m/s), en utilisant l'Équation 4.171 ou 4.172 ; dans le cas d'un bateau chargé, la valeur de V_s correspond à 75 % de la vitesse-limite V_L (m/s) ;
- **étape 3** : calcul de l'abaissement moyen du plan d'eau, Δh (m), et de la vitesse du courant de retour, U_r (m/s), à l'aide des Équations 4.173 et 4.174 ;
- **étape 4** : calcul des actions exercées sur les talus (hauteur du bourrelet de poupe, Δh_f , et de l'onde transversale de poupe, z_{max}) ;

La hauteur du bourrelet de poupe, Δh_f (m), est déterminée à l'aide de l'Équation 4.177, et la hauteur de l'onde transversale de poupe, z_{max} (m), à l'aide de l'Équation 4.179. Le dimensionnement de la carapace installée sur les parties supérieures du talus du canal doit tenir compte des vagues secondaires ; celles-ci s'obtiennent à l'aide des Équations 4.184 à 4.186.

NOTE : les valeurs extrêmes de l'abaissement, $\Delta \hat{h}$ (m), et de la vitesse du courant de retour, \hat{U}_r (m/s), utilisées pour déterminer la hauteur du bourrelet de poupe et la hauteur de l'onde transversale de poupe, peuvent présenter un écart par rapport aux valeurs moyennes de ces paramètres. Cet écart est observé notamment lorsque le

bateau n'avance pas dans l'axe du canal; les valeurs de ces paramètres doivent être calculées à l'aide des Équations 4.175 et 4.176. Ainsi, plus la distance y (m) par rapport à l'axe du canal augmente, plus le pied de pilote diminue, ce qui gêne les pilotes.

- **étape 5**: calcul de la vitesse induite par le jet d'hélice, U_p , à l'aide des Équations 4.187 à 4.190.

Encadré 8.5 Exemple de résultats classiques d'une procédure de calcul appliquée à une protection de talus en présence de vagues induites par la navigation

Le Tableau 8.4 résume les données relatives au bateau et au canal de navigation, utilisées dans les calculs.

Tableau 8.4 Caractéristiques de base du canal et des bateaux de dimensionnement

Bateau de dimensionnement	Bateau A	Bateau B
Longueur, L_s	153 m	80 m
Largeur, B_s	22.8 m	9.5 m
Tirant d'eau, T_s	3.3 m	2.5 m
Puissance nominale, P	2 000 kW	200 kW
Caractéristiques du canal		Valeurs
Section mouillée globale du canal, A_c	832 m ²	
Pente des talus latéraux du canal	3/1 (cot $\alpha = 3$)	
Profondeur du canal, h	8 m	
Largeur du canal à la surface de l'eau, b_w	128 m	
Largeur du lit du canal, b_b	80 m	

Le Tableau 8.5 présente les paramètres de dimensionnement déterminés à partir des données de base du Tableau 8.4.

Tableau 8.5 Paramètres de dimensionnement déterminés à partir des données du Tableau 8.4

Symbole	Nom du paramètre	Valeurs pour différents bateaux			
		Bateau A		Bateau B	
A_c	Section globale mouillée du canal	832 m ²			
α	Pente des talus latéraux du canal	3/1 (cot $\alpha = 3$)			
h	Profondeur du canal	8 m			
b_w	Largeur du canal à la surface de l'eau	128 m			
b_b	Largeur du lit du canal	80 m			
A_m	Section mouillée max. du bateau (chargé)	75.24 m ²		22.75 m ²	
L_s	Longueur du bateau	153 m		80 m	
B_s	Largeur du bateau	22.8 m		9.5 m	
y	Distance entre l'axe du bateau et l'axe du canal	0	30 m	0	30 m
y_s	Distance à la surface de l'eau entre le côté du bateau et le talus latéral du canal (= $1/2 b_w - 1/2 b_s - y$)	52.6 m	22.6 m	59.3 m	29.3 m
T_s	Tirant d'eau du bateau chargé	3.3 m		2.5 m	
P	Puissance nominale de l'hélice	2 000 kW		200 kW	

Le Tableau 8.6 résume les actions hydrauliques après calcul. Les paramètres de dimensionnement sont donc le courant de retour maximal et la hauteur maximale des vagues (voir le Tableau 8.6), où les valeurs choisies pour \dot{U}_r et H_f sont respectivement 1.98 m/s et 0.60 m.

Encadré 8.5 Exemple de résultats classiques d'une procédure de calcul appliquée à une protection de talus en présence de vagues induites par la navigation (suite)

Tableau 8.6 Principaux résultats des calculs

	Paramètre et symbole	Bateau A		Bateau B	
étape 1	Vitesse max. du bateau, V_L	7.27 m/s		7.75 m/s	
étape 2	Vitesses de navigation V_L et V_s	$V_s = 0.60$ $V_L = 4.36$ m/s		$V_s = 0.70$ $V_L = 5.42$ m/s	
étape 3	Hauteur d'eau moyenne, Δh	0.9 m		0.9 m	
	Vitesse moyenne du courant de retour, U_r	1.27 m/s		1.06 m/s	
étape 4	Position par rapport à l'axe y	$y = 0$	$y = 30$ m	$y = 0$	$y = 30$ m
	Abaissement max. du plan d'eau, $\Delta \hat{h}$	0.90 m	1.42 m	0.90 m	1.94 m
	Vitesse max. du courant de retour, \hat{U}_r	1.27 m/s	1.64 m/s	1.06 m/s	1.98 m/s
	Hauteur du bourrelet de poue, Δh_f	0.99m	1.51 m	0.99 m	2.03 m
	Hauteur de l'onde transversale de poue, Z_{max}	1.35 m	2.13 m	1.35 m	2.91 m
	Hauteur des ondes secondaires, H_i	0.21 m	0.28 m	0.48 m	0.60 m

8.3.5.3 Dimensionnement de la carapace contre l'action des vagues

Les équations nécessaires au dimensionnement de la carapace se trouvent à la Section 5.2.2.2; il faut également utiliser les paramètres des actions déterminés ci-dessus à l'Étape 4 (voir la Section 8.3.5.2).

La formule adaptée de Van der Meer peut permettre d'établir un rapport entre le nombre de stabilité du revêtement et les différents paramètres structuraux et hydrauliques, tels que les crêtes d'interférence sur le revêtement (voir l'Équation 5.143 de la Section 5.2.2.2). Les principaux paramètres de dimensionnement sont les suivants:

- H_i = hauteur de dimensionnement de la houle (m), à utiliser à la place de $H_{2\%}$ dans l'Équation 5.144;
- P = perméabilité nominale (-);
- S_d = niveau de dommage acceptable (-), généralement égal à 2 dans le cas d'un dommage limité;
- N = nombre de passages de bateaux (-), généralement d'environ 2000 (voir également la Section 5.2.2.2);
- ξ (-) = paramètre de déferlement, déterminé à partir des caractéristiques de la houle et de l'Équation 5.145;
- Δ = densité relative déjaugée de l'enrochement (-).

L'Équation 5.146, donnée à la Section 5.2.2.2, permet d'obtenir une première estimation simple de la taille d'enrochement requise. L'Équation 5.146 de la Section 5.2.2.2 peut également être utilisée car l'obliquité des vagues est proche de 60° en général.

Enfin, la vérification de la relation de stabilité relative à l'onde transversale de proue s'effectue à l'aide de l'Équation 5.147 et du paramètre z_{max} .

8.3.5.4 Dimensionnement de la couche filtre

Une fois la taille de la carapace déterminée, il faut évaluer la nécessité de mettre en place une couche filtre. En fonction de la granulométrie du matériau du sous-sol, il peut être nécessaire de prévoir un filtre pour empêcher tout transport du matériau de fondation dans la carapace. On opte généralement pour un filtre géométriquement étroit (voir la Section 5.4.3.). Il faut appliquer la règle suivante (voir la Section 5.4.3.6) : $D_{15f}/D_{85b} < 4$ à 5, où « f » représente le matériau du dessus et « b » le matériau du dessous. Cela permet d'obtenir une première estimation de la taille de filtre requise. Toutefois, avant de prendre cette taille comme référence pour la couche filtre, il est préférable de vérifier que les matériaux du sous-sol ne sont pas trop fins par rapport à cette couche filtre. La même règle s'applique entre le filtre et le sous-sol ; cela signifie qu'un filtre peut être composé de couches successives, ou encore d'un géotextile.

Si l'on connaît le **diamètre (de tamis) caractéristique du matériau du sous-sol** D_{85} (m), il faut vérifier l'application de la règle de filtre entre le sous-sol et le filtre granulaire, afin de s'assurer que le filtre est suffisamment géométriquement étroit (voir la Section 5.4.3.6). Si ce n'est pas le cas, il convient de placer un géotextile sous la couche filtre.

Il est également possible d'utiliser des enrochements moyens associés à un **matelas de fascines** (voir la Section 8.1.3.7).

8.3.6 Prise en compte de certains aspects dans la conception

8.3.6.1 Aspects liés à la construction

Dans le cas des canaux, les aspects à prendre en compte lors du dimensionnement de la partie de l'ouvrage faite d'enrochement sont très semblables aux projets en rivière (voir la Section 8.2.9 et le Chapitre 9). Il faut toutefois prêter une attention particulière aux points suivants :

- les travaux de **construction d'un nouveau canal** peuvent souvent être réalisés à sec. Cela facilite le placement du revêtement en enrochement (notamment du géotextile et des sous-couches de graviers, le cas échéant). Lorsque la construction a lieu à sec, le contrôle de la qualité d'exécution est plus facile et le contrôle des tolérances de dimensionnement est plus précis (p. ex. épaisseur de la carapace et niveau des fondations préparées ; voir le Chapitre 9) ;
- dans le cas des **canaux d'irrigation**, les chenaux peuvent être drainés pendant une/des période(s) de l'année, ce qui permet d'effectuer les travaux à sec ;
- cela n'est en général pas le cas des **canaux de navigation et d'adduction d'eau**, dans lesquels la construction du revêtement doit se dérouler sous l'eau. Cette contrainte a des impacts majeurs sur le dimensionnement : (1) la mise en place de la sous-couche (géotextile ou graviers) peut être problématique ; (2) il est parfois nécessaire d'augmenter l'épaisseur de la couche de protection pour limiter le contrôle du placement des enrochements ; (3) les tolérances relatives à l'excavation réalisée avant la pose du revêtement doivent être plus grandes sous l'eau qu'à sec.

8.3.6.2 Aspects liés à la maintenance

Les aspects liés à la maintenance en canal sont identiques à ceux mentionnés, pour les rivières, à la Section 8.2.10 et au Chapitre 10. En canal, les principales opérations de maintenance comprennent le dragage visant à évacuer les vases accumulées, l'élimination de l'excès d'algues sur le lit et les berges, l'inspection et les réparations du système de revêtement. Il existe toutefois certains aspects spécifiques :

- les **canaux d'irrigation** peuvent souvent être fermés une fois par an en vue d'effectuer les opérations de maintenance. Cela facilite l'entretien du canal et permet d'inspecter les éléments qui se situent habituellement sous l'eau ;

- dans les **canaux de navigation et d'adduction d'eau**, l'intégralité de la maintenance s'effectue alors que le canal est en service ;
- dans un **canal de navigation**, les activités de maintenance entraînent parfois la formation de charges critiques pour le revêtement, notamment si la drague rétrécit la voie d'eau, ce qui accroît les vitesses du courant. La drague risque également d'altérer ou d'endommager le revêtement au niveau ou à proximité du lit.

Le dimensionnement doit permettre de déterminer quel sera le régime de maintenance, pour s'adapter aux conditions observées lors des opérations d'entretien.

8.3.6.3 Réparations et modernisation des ouvrages existants

Ces aspects sont présentés à la Section 8.2.11 pour les rivières, et sont identiques pour les canaux de navigation et d'adduction d'eau.

8.4 OUVRAGES CONSTRUITS DANS LES PETITES RIVIÈRES

L'enrochement est très souvent utilisé dans les petites rivières pour stabiliser le lit et les berges, mais aussi, parfois, pour créer des zones « naturelles » telles que des zones de courant. On distingue deux types de petite rivière :

- le **cours aval des rivières**, présenté plus en détail dans cette section (voir la Figure 8.43, à gauche) ;
- les **rivières de montagne** et les torrents (voir la Figure 8.43, à droite), qui peuvent présenter un régime d'écoulement et une charge sédimentaire plus variables et plus importants ; ces cours d'eau dépassent la portée du présent guide.

En règle générale, il est préférable d'utiliser de la roche plutôt que du béton ou d'autres matériaux, parce qu'elle présente un aspect plus naturel, tant en elle-même qu'en terme de finition du revêtement. Les vides situés entre les blocs d'enrochement du revêtement peuvent servir d'habitat à une multiplicité d'espèces aquatiques. Le dépôt de sédiments dans les cavités de la roche favorise la croissance des végétaux, qui facilite elle-même l'intégration de l'ouvrage dans son environnement. Il peut toutefois être nécessaire, notamment dans le cas des rivières de montagne, de lier les enrochements afin d'assurer leur stabilité.

Dans les bras de rivières utilisés pour la plaisance, les enrochements placés sur les berges risquent d'endommager les bateaux que leurs propriétaires désirent amarrer. Il est alors préférable d'opter pour des formes de revêtement alternatives ; si l'on décide d'utiliser des enrochements, cependant, il peut être nécessaire de mettre en place une signalisation adaptée.

Il existe des milliers de kilomètres de petites rivières, qui constituent un précieux atout environnemental et social. Lors de la planification des travaux à effectuer dans ce type de rivières, il est essentiel de consulter toutes les parties intéressées, notamment les personnes concernées par la navigation, les loisirs, la pêche à la ligne, la faune et la flore, le patrimoine naturel et la préservation du paysage. Il est à noter qu'il peut être nécessaire d'effectuer certaines démarches juridiques avant de pouvoir débiter les travaux en rivière (questions liées à la propriété, au permis de construire, à l'autorisation des autorités, etc.).

Les ingénieurs affectés à ces projets doivent également, si nécessaire, consulter des spécialistes de la géomorphologie fluviale et des paysagistes. Cela permettra d'éviter que les travaux n'interfèrent avec la morphologie du chenal ou son environnement, et d'assurer la viabilité à long terme de l'ouvrage.

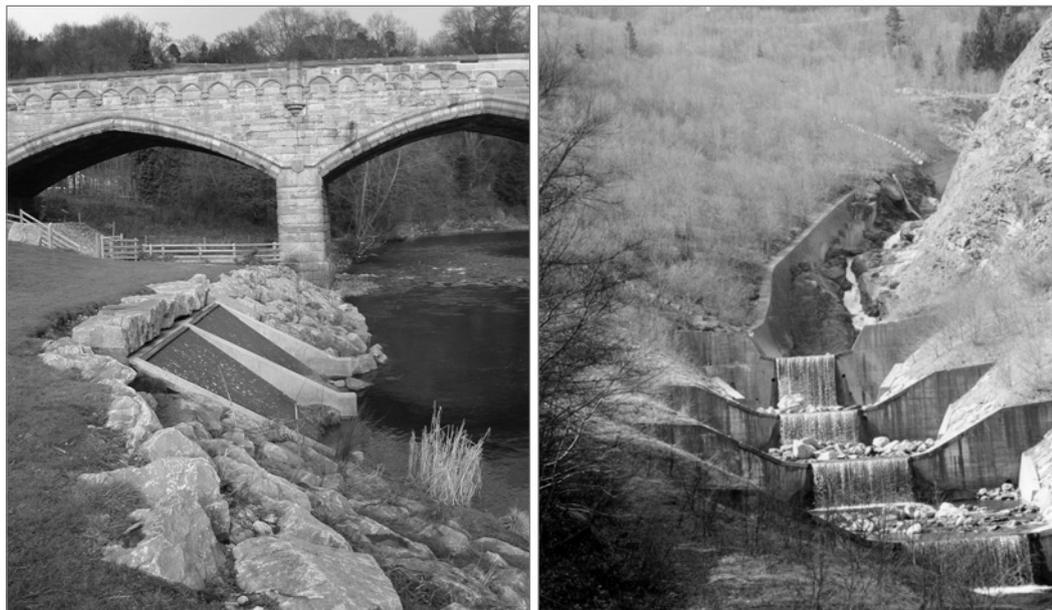


Figure 8.43 Exemple d'utilisation d'enrochement dans une petite rivière : (à gauche) revêtement en enrochement servant à protéger le déversoir d'un collecteur d'eaux pluviales situé à Richmond (RU) (source: C Rickard); (à droite) régulation d'un torrent à proximité du Felkskanal (Autriche) (source: I Lothérat)

8.4.1 Types d'ouvrages et fonctions associées

La présente section est consacrée à certains types courants d'ouvrages en enrochement mis en place dans les petites rivières; l'accent est mis sur les pratiques adoptées en Europe :

- **revêtement** : les revêtements sont les ouvrages les plus courants construits dans les petites rivières pour lutter contre l'érosion localisée d'une berge, qui risquerait de nuire à la sécurité d'une infrastructure adjacente (p. ex. égout, route ou ouvrage de protection contre les crues; voir la Section 8.2.2.1);
- **protection anti-affouillement** : on appelle protection anti-affouillement un revêtement en enrochement placé sur le lit d'un chenal, bien que celui-ci présente essentiellement la même structure que ceux mis en place sur les berges. On a recours à une protection anti-affouillement lorsque l'érosion du lit risque d'affouiller un ouvrage tel qu'un pont, un barrage mobile, une vanne ou une galerie (voir également la Section 8.5.3);
- **zone de courant** : dans un chenal naturel, une zone de courant est un tronçon court dans lequel l'eau s'écoule plus vite, généralement associé à un plan d'eau plus profond en aval. Des zones de courant artificielles sont aménagées dans les cours d'eau pour améliorer la valeur environnementale du chenal, de façon à le rendre plus accueillant pour les poissons et d'autres animaux, mais aussi à améliorer son aspect esthétique (voir l'Encadré 8.6);
- **seuils ou déversoirs** : les seuils en enrochement sont construits dans les petites rivières principalement pour des raisons environnementales. Ils permettent d'améliorer l'aspect visuel d'un cours d'eau, créant ainsi un contraste entre le plan d'eau situé en amont et l'écoulement rapide en aval. Toutefois, les seuils peuvent également entraver le mouvement des poissons, à moins que la baisse de niveau qu'ils induisent soit très limitée (inférieure à 0.30 m pour la blanchaille); voir également la Section 8.5.2 pour les passes à poissons;
- **mur de soutènement** : lorsque l'espace disponible ne suffit pas à construire un revêtement, il est possible d'opter pour un mur de soutènement (voir la Section 8.1.2);
- **épîs** : dans les pays européens de faible altitude, les épîs sont rarement utilisés dans les petites rivières, mais peuvent être construits pour aménager les cours d'eau à pente forte. Les petits épîs permettent également de créer localement des zones « naturelles » en ralentissant l'écoulement et en favorisant la sédimentation.

8.4.2 Tracé en plan et concept général

Les recommandations proposées à la Section 8.2 pour les aménagements fluviaux sont souvent applicables aux petites rivières. Il existe toutefois des spécificités dans le cas des petites rivières :

- en traçant les plans à un stade précoce du dimensionnement, le concepteur pourra travailler en étroite collaboration avec un **géomorphologue** et un **paysagiste**, afin de déterminer quel est le tracé le plus adapté pour l'ouvrage ;
- les ouvrages en enrochement destinés à prévenir l'**affouillement** ou l'**érosion** doivent être conçus de façon à avoir un impact aussi limité que possible sur la performance hydraulique du chenal. Ils ne doivent pas entraver le chenal, à moins d'être conçus spécialement à cet effet (p. ex. barrage mobile ou épi) ;
- l'alignement des structures de revêtement doit suivre une **courbe douce**, de préférence le long de la ligne de berge existante, à moins que la berge ne soit volontairement restaurée suivant une ligne nouvelle. Les extrémités du revêtement doivent plonger doucement dans le chenal naturel afin de ne pas créer de zone de turbulence à cet endroit sensible (voir la Figure 8.44) ;
- l'**emplacement** de l'ouvrage **sur le plan** se définit lui-même, notamment dans le cas d'un revêtement censé protéger une berge érodée. Toutefois, le point de départ et la fin d'un revêtement sont parfois difficiles à définir, car la longueur de la berge affectée par l'érosion n'est pas toujours nettement délimitée. Les zones fortement érodées sont apparentes, mais diminuent en général progressivement jusqu'aux berges stables. Par ailleurs, on observe également parfois des tronçons de berge intacts entre deux sections érodées. La longueur du revêtement doit être la plus réduite possible, tant pour des raisons économiques que du point de vue environnemental. Cependant, l'érosion étant un processus continu, elle risque de se poursuivre au niveau des bras de rivière non-protégés.



Figure 8.44 Photographie aérienne d'un revêtement en enrochement mis en place pour arrêter l'érosion de la berge en direction de sols contaminés. L'alignement du revêtement suit la ligne de berge et s'ancre, aux deux extrémités, dans une section de berge plus stable. Il faut noter le maintien des arbustes qui poussent sur la rive (source : Mott MacDonald)

8.4.3 Dimensionnement de la section

8.4.3.1 Généralités

La préparation de coupes-types des ouvrages doit se faire lors des étapes initiales de la conception. Dans le cas des revêtements courts, une coupe-type peut suffire; elle sera alors adaptée aux variations observées le long de la berge au fur et à mesure que la conception progresse jusqu'au dimensionnement détaillé. Pour les ouvrages de plus grande envergure, il est parfois nécessaire de disposer de plusieurs coupes afin de définir l'ouvrage au stade des études préliminaires.

Dans le cas d'un revêtement destiné à protéger une berge qui s'érode, les facteurs suivants doivent être pris en compte lors du dimensionnement d'une coupe appropriée.

Talus du revêtement

Le talus du revêtement est déterminé par un certain nombre de facteurs, parmi lesquels :

- le **talus** des berges existantes;
- la **stabilité géotechnique**;
- le **paysage** et la qualité de l'environnement local;
- la **sécurité** des utilisateurs éventuels (risque induit pour les personnes ou le bétail par un talus à forte pente).

Si le choix ne repose que sur des impératifs économiques, le talus est alors aussi raide que possible. Un talus de pente 3/2 correspond normalement au talus le plus raide possible si l'on choisit de déverser des enrochements. Des talus dont la pente est inférieure à 3/1 représentent un coût très élevé car la quantité d'enrochements nécessaire et l'étendue en plan augmentent. En l'absence de toute autre information, un talus de pente moyenne 2/1 peut être utilisé pour le prédimensionnement.

Composition du revêtement

Le dimensionnement du système de revêtement est présenté en détail à la Section 8.2.6. Celle-ci couvre la taille des enrochements à utiliser et l'épaisseur de la carapace, ainsi que la blocométrie et l'épaisseur de la sous-couche. Le Chapitre 3 propose d'autres informations sur la blocométrie et l'épaisseur, ainsi que sur le type et la spécification du géotextile. Pour le cours aval des rivières, l'application la plus courante consiste à placer des enrochements directement sur une sous-couche de géotextile (sans couche granulaire). Cette solution est possible car les tailles d'enrochement sont généralement limitées, ce qui réduit le risque de dommage du géotextile lors du placement des blocs. Dans les rivières de montagne, il peut être nécessaire de lier les enrochements pour en limiter la taille. L'enrochement non-lié assure toutefois une meilleure dissipation de l'énergie.

La Figure 8.45 présente un exemple de revêtement conçu pour empêcher le développement de l'érosion de la berge sur l'extérieur d'une courbe. Un *piéd lesté* a été utilisé pour faciliter le placement sous l'eau et aider à maintenir les enrochements. Ce *piéd lesté* est formé à partir d'un manchon de géotextile fixé au bord inférieur de la couche de géotextile; le manchon est rempli de sable ou d'enrochement permettant d'assurer le poids nécessaire. La carapace est placée directement sur le filtre géotextile sans sous-couche granulaire. Le maintien d'un abrupt au-dessus du niveau des crues hivernales et les plantations à ce niveau vise à donner une apparence plus naturelle au revêtement achevé.

Un géotextile approprié doit être choisi en fonction de la nature du sol de fondation, de la taille et de la blocométrie des enrochements, de la méthode de placement envisagée, et des actions hydrauliques. Cela détermine la capacité de filtration, la résistance et la durabilité nécessaires (voir la Section 5.4.3.6).

Il est possible de construire un revêtement en enrochement sans sous-couche, les enrochements étant alors déversés directement sur la berge. Cette approche peut servir de mesure d'urgence lorsqu'il faut stopper rapidement la progression de l'érosion. Ce type de revêtement n'est généralement pas aussi efficace qu'un ouvrage conçu de façon adaptée et muni des sous-couches appropriées, mais peut être acceptable dans certaines circonstances. Si l'enrochement est placé sans sous-couche, la granulométrie doit être étalée (voir la Section 3.4.3.1). L'épaisseur doit également être supérieure à la valeur minimale obtenue à l'aide des formules recommandées. Ces deux facteurs permettent de réduire le risque que l'érosion du sous-sol n'entraîne l'effondrement du revêtement. Le Chapitre 10 traite de l'impact des revêtements bon marché en termes de maintenance (voir notamment les Encadrés 10.6 et 10.9).

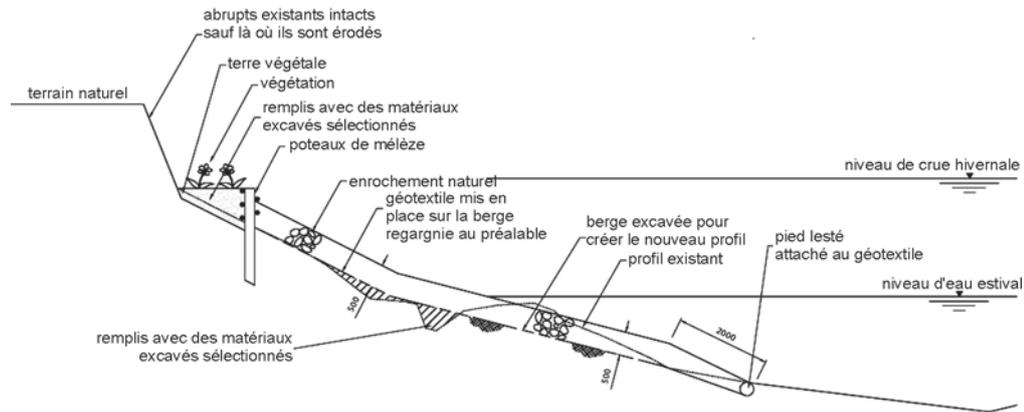


Figure 8.45 Coupe de revêtement type (source : Mott Mac Donald)

Pied du revêtement

Le pied du revêtement assure la stabilité et protège contre l'érosion. Dans les petites rivières, le pied peut être une extension du revêtement construit sur la berge. La profondeur d'affouillement anticipée impose éventuellement de mettre en place une protection anti-affouillement et détermine, le cas échéant, l'extension et la profondeur de cette protection. La profondeur d'affouillement peut être estimée en examinant les coupes de la rivière pour identifier les variations éventuelles du niveau du lit le long du tronçon étudié. Le niveau de lit le plus profond observé donne généralement la valeur de l'affouillement minimal. Il est possible d'affiner cette estimation en s'appuyant sur des données plus précises (fosses d'affouillement présentes ailleurs dans la rivière) ou sur des calculs. En cas de doute concernant la profondeur d'affouillement, il est préférable de consulter un spécialiste de la géomorphologie fluviale. (Voir également l'Encadré 8.2 consacré aux tapis plongeants, et la Section 5.2.2.9). Il existe différentes coupes de pied et diverses solutions de protection anti-affouillement, comme l'illustre la Section 8.2.7.6. Dans les petites rivières, il est généralement préférable que le revêtement se prolonge sur le lit sur une longueur au moins deux fois supérieure à la profondeur d'affouillement anticipée.

Stabilité

Si un glissement majeur s'est déjà produit dans une berge du fait d'une surface de glissement profonde, la mise en place d'un revêtement et d'un pied n'apportera aucune amélioration significative de la stabilité, et les mouvements risquent de se poursuivre. Il peut être nécessaire de stabiliser le pied à l'aide de palplanches, de pieux ou d'une structure de soutènement en gabions, ou encore d'opter pour un talus de berge plus stable. Ces ouvrages doivent être conçus par un ingénieur géotechnique compétent (voir la Section 5.4).

Berme

Dans les rivières et les cours d'eau de petite envergure, les revêtements ne doivent pas forcément comporter de berme. Toutefois, en présence d'une digue de protection contre les crues à proximité du bord de la rivière, il est nécessaire de mettre en place une berme au niveau du sol d'origine pour faciliter la construction. Idéalement, cette berme doit être suffisamment large

pour permettre le passage des engins de maintenance et assurer à la rivière une capacité d'écoulement accrue en période de crue ; une digue plus étroite est toutefois acceptable si l'espace disponible est limité.

8.4.3.2 **Types de revêtements utilisant des enrochements**

Le système de revêtement en enrochement le plus couramment utilisé dans les petites rivières consiste en du rip-rap déversé, placé par des machines. Parmi les systèmes alternatifs figurent notamment :

- une **couche simple d'enrochements appareillés** (voir la Section 8.1.3.7) ;
- des **enrochements appareillés jointoyés au mortier** (les espaces vides entre les enrochements sont remplis de mortier), parfois posés sur un support de béton. Ce type de solution est déconseillé lorsque l'ouvrage doit pouvoir se déformer ou si on prévoit un tassement ;
- **boîtes** ou **matelas de gabions**. Ces systèmes permettent d'utiliser des enrochements de taille plus réduite que le rip-rap ; les boîtes de gabions peuvent en outre servir de structures de soutènement (voir la Section 8.6.2) ;
- les **revêtements liés au mastic** et la **maçonnerie** sont rarement utilisés dans les ouvrages fluviaux. La maçonnerie peut servir à réparer ou à restaurer des ouvrages vétustes (voir la Section 8.6.1).

8.4.3.3 **Restauration fluviale**

Ces dernières années ont été marquées par l'abandon progressif des ouvrages fluviaux lourdement standardisés, au profit d'une restauration plus naturelle des rivières. Les chenaux rectilignes à coupe trapézoïdale uniforme et dénués de végétation, caractéristiques des ouvrages de drainage construits dans la majeure partie du vingtième siècle, ne sont désormais plus acceptables.

L'utilisation d'enrochement fait souvent partie intégrante du processus de restauration : cela permet d'assurer la stabilité du chenal restauré, tout en préservant une apparence plus naturelle. L'Encadré 8.6 présente un exemple de ce type d'ouvrage.

Encadré 8.6 Utilisation d'enrochement pour améliorer l'aspect des bras de rivières rectilignes en créant des zones de courant

Une zone de courant en enrochement a été construite sur la Skerne, près de Darlington (Royaume-Uni), dans le cadre d'un projet de restauration fluviale. Cette zone de courant constitue, pour ce qui était autrefois un bras de rivière droit et uniforme, une valeur ajoutée en termes de loisirs et de qualité environnementale. Ce bras de la Skerne étant dépourvu de graviers sédimentaires naturels, la création de la zone de courant en enrochement devait être totalement artificielle et auto-entretenu.

L'ouvrage conçu était un seuil bas et incliné entre deux bancs semi-elliptiques (voir les Figures 8.46 et 8.47 qui présentent une vue en plan et une vue en coupe, respectivement). L'un des principaux aspects pris en compte dans le dimensionnement était l'affouillement de l'ouvrage, mais aussi du lit et des berges de la rivière en aval. En période de faible débit, seul le seuil est submergé; les bancs le sont lorsque le débit augmente. La configuration maintient un écoulement profond et rapide autour du banc aval et les remous apparaissent à l'aval de celui-ci. Les berges sont conçues pour être aussi plates que possible pour faciliter et sécuriser l'accès au bord de l'eau. Les pieds des berges sont munis d'un revêtement en enrochement qui les protège contre l'érosion dans les zones où l'écoulement s'accélère.

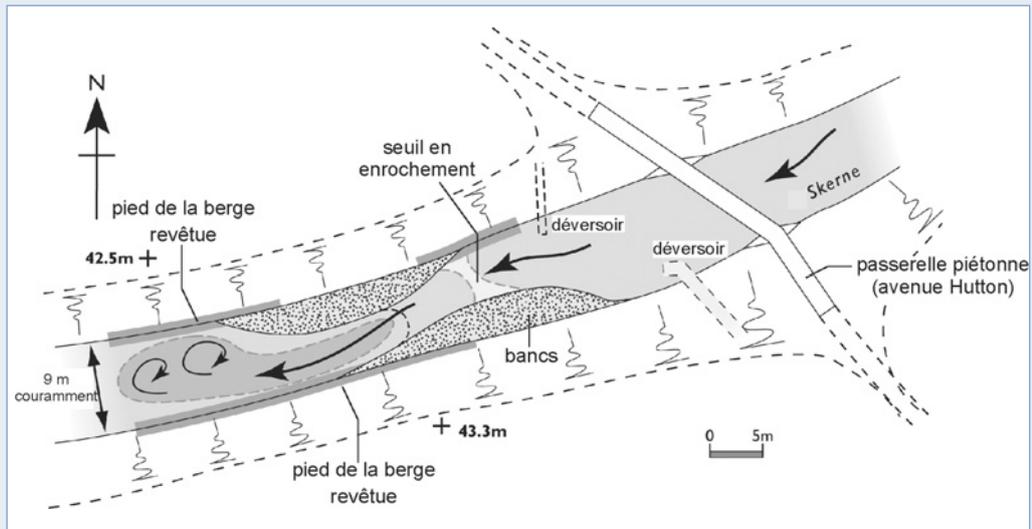


Figure 8.46 Vue en plan de la zone de courant en enrochements

On a utilisé pour la construction de la roche concassée à granulométrie étalée de 5 à 300 mm. Au moins 50 % du matériau était situé entre 125 et 300 mm pour ne pas être emporté en période de crue, et permettre un certain degré d'ajustement. L'ouvrage a été recouvert d'une couche d'enrochements concassés de granulométrie inférieure (< 75 mm) destinés à imiter les galets et à aplanir les irrégularités. La majeure partie de ce matériau pouvait être emportée en période de crue, mais devait, conformément aux prévisions, se déposer dans des niches situées non loin en aval.

Jusqu'à présent, la zone de courant et le seuil ont bien fonctionné et améliorent considérablement la qualité environnementale du lieu. La rivière a bel et bien affouillé une grande partie des enrochements de taille réduite, mais l'ensemble est désormais stable.

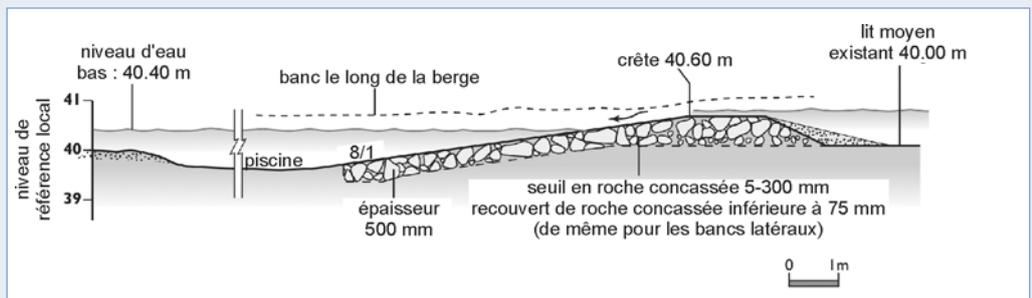


Figure 8.47 Vue en coupe au niveau du seuil

Cet ouvrage a été conçu pour s'adapter à des conditions spécifiques au site, et ne s'applique pas forcément à d'autres situations.

Le lecteur trouvera des informations complémentaires sur les techniques de restauration fluviale reposant sur l'utilisation d'enrochement et de certains autres types de matériaux dans *Manual of River Restoration Techniques* (1999 et 2002), rédigé par le Centre britannique de restauration fluviale (*UK River Restoration Centre*); voir également <http://www.therrc.co.uk>.

8.4.4 Prise en compte de certains aspects dans la conception

8.4.4.1 Aspects liés aux matériaux

Dans les **petites rivières** des régions européennes de **faible altitude**, les actions hydrauliques exercées sur les revêtements en enrochement sont relativement réduites. Les vitesses du courant dépassent rarement 2.5 m/s, les vagues soulevées par le vent sont faibles et les vagues induites par le sillage des bateaux ne sont pas agressives. Dans ces circonstances, les tailles de l'enrochement nécessaires pour assurer la protection des berges face à l'érosion peuvent être réduites. Par conséquent, on dispose de davantage de sources d'enrochements adaptées que dans le cas des projets fluviaux de grande envergure ou des ouvrages côtiers (voir la Section 3.1.1). Dans la mesure du possible, il faut avoir recours à des sources locales, ce qui permet de réduire les coûts et de limiter l'impact environnemental du transport. Du point de vue esthétique, les enrochements de grandes dimensions paraissent déplacés dans ce type d'environnement. Ainsi, la granulométrie utilisée doit être aussi petite que possible, mais suffisante pour assurer le degré de protection nécessaire.

L'utilisation d'enrochement de qualité et de durabilité médiocres (p. ex. de la roche tendre ou fissurée; voir la Section 3.6) est à exclure, à moins que le revêtement ne soit temporaire. C'est parfois le cas lorsque la rivière est déviée, par exemple, soit parce que la dérivation elle-même est temporaire, soit parce que le revêtement incorpore des végétaux (p. ex. des saules) qui se développeront, renforceront la berge et finiront, au bout d'un certain temps, par rendre les enrochements inutiles.

Les enrochements angulaires sont préférables aux enrochements arrondis, car ils favorisent l'enchevêtrement, ce qui accroît la résistance du revêtement. Toutefois, les enrochements utilisés dans les gabions peuvent être soit angulaires, soit arrondis, ces derniers produisant généralement des revêtements plus flexibles lorsqu'ils sont utilisés en matelas.

Ainsi, l'enrochement décrit au Tableau 8.1 a servi à construire un revêtement sur une petite rivière, sous la forme d'une couche d'une épaisseur minimale de 600 mm. Cette couche a été mise en place sur un talus de berge de pente 2/1, les enrochements étant placés directement sur un géotextile non-tissé de 10 mm d'épaisseur. Ce géotextile relativement épais résiste à la perforation par les enrochements lors de leur mise en œuvre.

Dans les **rivières de montagne**, où les courants sont parfois forts en période de fonte des neiges maximale, il peut être nécessaire d'opter pour des enrochements lourds (pesant parfois jusqu'à plusieurs tonnes). Ces enrochements ne sont pas toujours disponibles à proximité du site de projet, et le transport depuis une vallée voisine peut être coûteux. L'approvisionnement en matériaux doit donc être étudié à un stade précoce du projet.

Le plus souvent, il faut opter pour des matériaux de qualité, étant donné que l'enrochement sera exposé à :

- des phénomènes d'**attrition forte**, liés au transport de sédiments;
- l'**impact de blocs** et d'autres matériaux (p. ex. arbres) en période de crue;
- des **conditions environnementales sévères** (p. ex. cycles gel-dégel). Les ouvrages construits à proximité des routes peuvent en outre être exposés au salage.

La qualité et la durabilité de l'enrochement doivent donc faire l'objet d'une étude approfondie lors de la phase initiale du projet (voir la Section 3.6) et être contrôlées lors de l'approvisionnement (voir la Section 3.10). Lorsque la qualité d'une source locale risque d'être insuffisante, il peut être nécessaire de surdimensionner ou de lier les blocs de la carapace.

En règle générale, si les granulométries disponibles au niveau local sont trop petites pour servir de rip-rap, il est possible d'avoir recours à des gabions ou des enrochements liés (voir la Section 8.6.2).

8.4.4.2 Aspects liés à la construction

Le processus de dimensionnement doit tenir compte de la façon dont les travaux seront exécutés; le dimensionnement doit, au besoin, être modifié en fonction des contraintes éventuelles identifiées (voir également la Section 8.2.9). Parmi ces contraintes figurent le plus souvent :

- la difficulté d'**accès** au site pour les engins et les matériaux;
- le manque d'**espace disponible** pour pouvoir utiliser efficacement les engins de construction, notamment dans le cas des travaux réalisés en zone urbaine, mais aussi lorsque de gros arbres bordent la rivière (voir la Figure 8.48);
- le risque de **dommages environnementaux** lors de la construction: gêne occasionnée pour les riverains par le transport des matériaux et des équipements, perturbation de la vie sauvage le long du lit de la rivière, dommages à l'environnement et à l'écologie fluviaux, pollution de la voie d'eau, etc.;
- les variations des **conditions d'écoulement** de la rivière, saisonnières et quotidiennes.

La Figure 8.48 présente un revêtement quasiment similaire à celui de la Figure 8.45; ici, un gros arbre a été conservé pour atténuer l'impact visuel négatif de l'ouvrage en enrochement. La pelote de racines a été isolée du revêtement en enrochement à l'aide d'une palissade de poteaux en mélèze. Il s'agit d'une barrière tissée faite de saule ou de mélèze, utilisée pour former un mur de soutènement bas sur une berge exposée. Les panneaux de la barrière comportent des poteaux verticaux d'un diamètre de 50 à 75 mm espacés de façon régulière (généralement tous les 200 mm). La palissade de mélèze ou de saule est tissée entre ces poteaux, plantés dans le sol pour assurer la stabilité de la barrière. On opte pour du saule en espérant que des arbres se développeront, ce qui renforcera le bord du cours d'eau. Les arbres susceptibles de tomber ou d'entraver les débits de crue doivent être abattus avant de mettre en place le revêtement.

Bien que ces aspects ne doivent être résolus qu'à l'étape de planification des travaux de construction, il est préférable d'en tenir compte suffisamment tôt pour pouvoir revoir le dimensionnement et limiter les difficultés lors de la construction. Ainsi, si la rivière en question est régulée pour faciliter la navigation (impossibilité de baisser les niveaux d'eau), il faut envisager d'utiliser des géotextiles standard pour la sous-couche et d'opter pour une technique de placement appropriée, pour éviter au maître d'œuvre toute difficulté de pose (voir la Section 9.7). Un géotextile imprégné de sable peut aussi s'avérer plus adapté, et être mis en place par immersion.

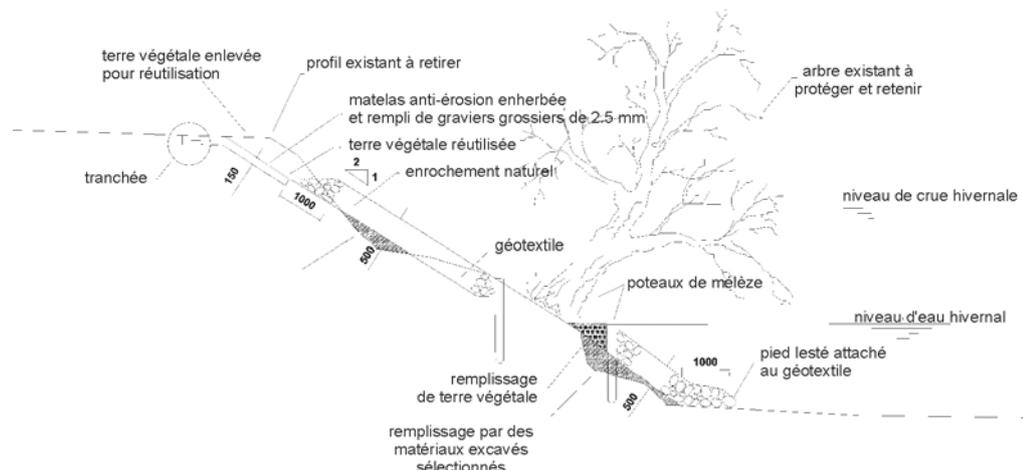


Figure 8.48 Revêtement incorporant un gros arbre (source : Mott MacDonald)

Le concepteur doit savoir ce qui est techniquement faisable sur site au moment de rédiger les spécifications. La conception d'ouvrages en enrochement n'est pas une science exacte; elle ne nécessite pas toujours des tolérances d'une précision extrême, notamment dans le cas des ouvrages de petite envergure. Par ailleurs, si les spécifications imposent des tolérances exactes, celles-ci risquent d'être inapplicables, car impossibles à vérifier sur site. Ainsi, l'épaisseur d'un revêtement en

enrochement dépend des tolérances applicables au réglage de la berge, de la variation de la taille des enrochements, et de la capacité des techniciens aux commandes des engins à placer les enrochements de façon uniforme (voir les Sections 3.5.1, 9.8.1 et 9.8.2). Il est généralement inutile d'exiger pour l'épaisseur une précision supérieure à 50 mm; une tolérance de 100 mm est plus réaliste.

8.4.4.3 Aspects liés à la maintenance

La plupart des petites rivières nécessitent peu de maintenance, car elles sont en fait conçues pour s'auto-entretenir. En effet, la valeur environnementale des rivières et cours d'eau de petite envergure repose principalement sur leur caractère naturel, qui présente des atouts majeurs en termes de qualité visuelle et d'équilibre écologique. Dans ces circonstances, les opérations de maintenance se limitent à l'élimination des arbres tombés et à l'arrachage des espèces végétales invasives.

Toutefois, certaines rivières nécessitent une maintenance active permettant d'optimiser leur fonction de drainage. Cela consiste notamment à éliminer périodiquement (p. ex. 2 fois par an) l'excès de végétation, et éventuellement à évacuer l'accumulation de vase sur le lit de la rivière. S'il tient compte de ces activités, le concepteur sera plus à même de choisir le type d'ouvrage fluvial optimal.

L'aspect-clé du dimensionnement est d'aménager l'accès nécessaire aux opérations de maintenance éventuelles. Il faut donc prévoir un accès pour les engins et les véhicules, mais aussi une aire de stockage pour la végétation ou la vase extraite de la rivière.

Les activités de maintenance agressives risquent d'endommager le revêtement. Il faut donc étudier les projets de dimensionnement avec les personnes chargées de la maintenance. L'essentiel est d'éviter tout dommage au pied d'un revêtement lié au désenvasement ou au dragage de la rivière. La taille de la végétation poussant sur les berges protégées par un revêtement en enrochements ne devrait pas poser de problème particulier, dès lors que le technicien est conscient de la présence des enrochements.

Si aucune maintenance n'est prévue, il faut tenir compte du fait que le revêtement risque d'être un jour masqué par la végétation. Cela rendra difficile l'inspection de routine des ouvrages. Il n'est alors pas toujours possible de détecter des signes de rupture précoce. Cet aspect peut être pris en compte lors du dimensionnement du revêtement (voir également la Section 8.2.10 et le Chapitre 10).

8.5 OUVRAGES SPÉCIAUX

8.5.1 Généralités

Outre les aménagements fluviaux présentés dans les sections précédentes de ce chapitre, l'enrochement sert également de matériau de construction pour un certain nombre d'autres ouvrages bâtis en rivière, parmi lesquels :

- les franchissements de canalisations et de câbles;
- les barrages mobiles, les seuils et les passes à poissons;
- la protection anti-affouillement des piles de ponts;
- les structures d'ancrage.

Les paragraphes ci-dessous présentent brièvement certains aspects spécifiques à ces ouvrages. Les passes à poissons et les protections anti-affouillement sont décrites plus en détail. La présence d'ouvrages spéciaux dans les rivières ou les canaux peut avoir un impact sur la hauteur d'eau, les vitesses du courant et l'affouillement local, ce qui doit être analysé. Les paragraphes ci-dessous se consacrent à l'influence de ces ouvrages sur la hauteur d'eau et les vitesses du courant.

8.5.1.1 Hauteur d'eau

Toute structure qui rétrécit la voie d'eau peut entraîner une augmentation de la hauteur d'eau en amont. Les hauteurs d'eau peuvent varier en présence d'un franchissement de canalisations ou de câbles, si ceux-ci forment un seuil dans la rivière ou le canal. Cet effet est d'autant plus marqué que l'obstruction au niveau du lit est importante (p. ex. canalisation placée sur le lit existant, puis recouverte d'une épaisse couche d'enrochements). Dans la mesure du possible, les canalisations et les câbles qui traversent les rivières et les canaux doivent être placés dans une tranchée excavée dans le lit du chenal. La tranchée peut être remblayée avec des matériaux adaptés, en fonction des forces érosives. En canal, le remblayage peut être effectué avec du sable, dès lors qu'aucune ancre n'est utilisée. Dans le cas des rivières, il sera probablement nécessaire de mettre en place une carapace pour éviter toute exposition de la canalisation ou du câble une fois que le lit commence à s'éroder.

Si l'on prévoit une érosion active du lit, une carapace appliquée à un franchissement de canalisation ou de câble au niveau du lit peut finalement constituer un seuil dans ce lit. Une solution consiste à placer la carapace sous le niveau du lit actuel (voir également les Sections 6.4 et 5.2.3.2).

8.5.1.2 Vitesses du courant

Les vitesses du courant augmentent parfois en présence des ouvrages mentionnés, mais cette augmentation est généralement limitée. Toutefois, une obstruction accrue de l'écoulement accroît les vitesses du courant, ainsi que le risque de tourbillons et de turbulence, ce qui peut entraîner une érosion locale dangereuse. Les seuils et les passes à poissons s'étendent sur toute la largeur de la rivière et tendent à ralentir les courants en amont. Toutefois, immédiatement en aval de l'ouvrage, on observe généralement un écoulement turbulent et rapide qui, en l'absence de mesures de protection adéquates, risque d'éroder le lit du chenal.

Les structures d'ancrage et les piles de ponts peuvent s'accompagner d'effets localisés sévères, si ces ouvrages sont larges et non profilés. L'érosion localisée du lit peut être forte, notamment en période de crue.

Dans le cas particulier des piles de ponts et des pieux en rivière, le concepteur doit tenir compte des possibilités suivantes :

- **absence de protection du lit** : on autorise l'affouillement du lit ; le niveau des fondations des piles et/ou des pieux doit donc être plus profond. Cela a donc pour conséquence une pile/un pieu haut(e) et isolé(e), ce qui accroît sa vulnérabilité à l'impact des navires et aux actions hydrauliques ;
- **mise en place d'une protection du lit** : mal conçue, une protection du lit risque d'obstruer davantage l'écoulement dans le chenal, aggravant ainsi les effets des courants locaux et de la turbulence (voir les Sections 4.3.2.4 et 4.3.2.5).

8.5.2 Passes à poissons

8.5.2.1 Généralités

Une **passse à poissons** (également appelée **passse migratoire**) est une structure qui permet aux poissons de remonter le courant en contournant un obstacle tel qu'un barrage mobile, une vanne ou un barrage fixe, qui sans cela empêcherait le passage des poissons.

Même les barrages de petite envergure (hausse de la hauteur d'eau de 0.3 m seulement) peuvent empêcher parfois la migration vers l'amont de certaines espèces de poissons. Pour permettre cette migration vers l'amont, il est possible de construire un chenal de contournement dans lequel la hauteur d'eau est réduite via une série de petits paliers. À cet effet, on met en place une série de petits seuils qui créent des plans d'eau intermédiaires dans le chenal, de sorte que la différence de hauteur d'eau d'un palier à l'autre soit suffisamment réduite pour que les poissons puissent

passer. Une passe à poissons doit présenter des plans d'eau suffisamment importants (en termes de profondeur et de surface) pour permettre le passage naturel des poissons censés remonter le courant.

Le dimensionnement d'une passe à poissons nécessite de connaître le comportement de ces poissons. Voici les principales caractéristiques à prendre en compte :

- **période de migration** : il faut connaître le degré de disponibilité de la passe pour les différents débits fluviaux relevés ;
- **capacité de nage** : il faut déterminer les vitesses maximales du courant au niveau des seuils et la dimension des plans d'eau ;
- **sens** : il faut connaître l'interaction entre le barrage de la rivière et l'entrée des poissons dans la passe.

Le comportement des poissons variant d'une espèce à l'autre, il convient de bien connaître les espèces-cibles. Ainsi, la capacité de nage est spécifique à chaque espèce, et dépend également de la taille des poissons. À titre d'exemple, les salmonidés nagent vite, tandis que la vitesse de nage des cyprinidés est souvent lente (Winter et Van Densen, 2001 ; Larinier *et al.*, 1994). La vitesse du courant à l'intérieur de la passe doit toujours être inférieure à la vitesse de nage maximale des espèces-cibles. Si la vitesse du courant dépasse cette vitesse de nage maximale à certains endroits de la passe, celle-ci doit comporter un plan d'eau dans lequel les poissons puissent se reposer. Dans les plans d'eau situés en aval des seuils, les vitesses élevées du courant diminuent, et les tourbillons constituent des zones de repos adaptées pour les poissons.

Outre les critères de conception écologiques, il existe également des limites techniques telles que :

- les variations de **débit** et de **hauteur d'eau** ;
- la gestion du **fonctionnement des barrages mobiles** ;
- l'**équilibre des avantages économiques**, notamment l'équilibre entre les exigences liées au débit d'alimentation des centrales hydroélectriques et les vitesses de courant optimales pour attirer certaines espèces de poissons. Il existe une règle de calcul approximative $Q_{\text{passe à poissons}}/Q_{\text{rivière}} \approx 3 \%$.

Les passes à poissons sont, le plus souvent, faites de béton ; toutefois il est possible d'utiliser des enrochements pour créer les chenaux artificiels et protéger le barrage. La Section 8.5.2.2 présente une innovation en matière de passe à poissons, avec un exemple construit en enrochements aux Pays-Bas.

8.5.2.2 **Expérience récente : la passe à poissons en forme de V construite sur le Rhin**

Récemment, aux Pays-Bas, une série de passes à poissons spacieuses, dotées de plans d'eau maintenus par des seuils, ont été construites sur un chenal à surface libre d'un bras du Rhin (Nederrijn/lek). Le débit à travers ces passes a été fixé à 4 m³/s.

Une forme de seuil innovante a été adaptée, à savoir une combinaison des deux formes de barrages standard : le seuil en forme de V et le seuil à fente verticale (voir la Figure 8.49). Ce seuil en forme de V à fente verticale conserve les avantages des seuils classiques (large panel de modèles d'écoulement et de vitesses sur le seuil, ce qui permet à des espèces de poissons de tailles différentes de passer), en éliminant leurs inconvénients (sensibilité extrême aux variations de la hauteur d'eau et à la différence de charge). La Figure 8.50 présente la coupe du seuil en forme de V avec fente verticale.



Figure 8.49 Passe à poissons sur le Rhin, montrant des seuils en forme de V avec fente verticale

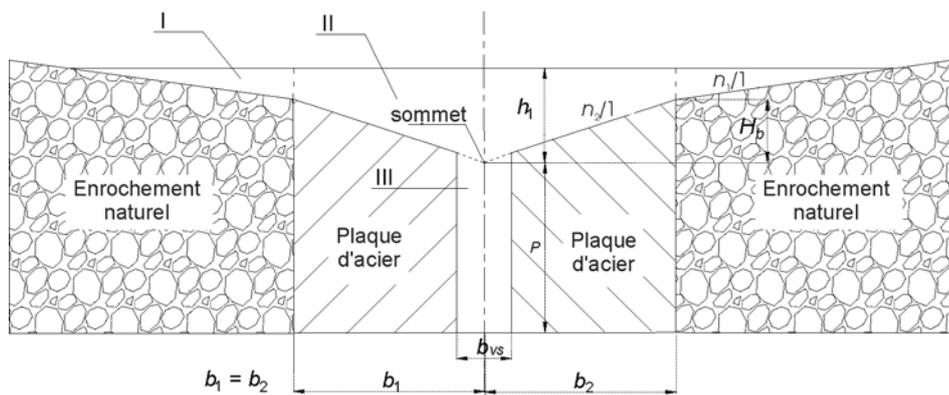


Figure 8.50 Coupe du seuil en forme de V avec fente verticale

La capacité de nage des poissons sur de courtes distances détermine la vitesse maximale du courant local admissible dans la coupe III, indiquée à la Figure 8.50 (environ 1.7 m/s dans le cas présenté aux Figures 8.49 et 8.50). L'Encadré 8.7 permet de calculer la différence de charge ($h_1 - h_2$): $(h_1 - h_2) \approx 0.16$ m. Ensuite, en introduisant la valeur du débit maximal autorisé, il est possible d'optimiser les dimensions du seuil.

Enfin, la différence de charge totale est divisée par la différence de charge maximale par seuil, afin de déterminer le nombre minimal de seuils (dans ce cas précis, la différence de charge maximale sur la totalité de la passe à poissons étant de 3.8 m, il fallait construire 24 seuils). La longueur des plans d'eau entre les seuils doit être suffisante pour permettre aux poissons de se reposer (dans ce cas précis, au moins égale à 10 m), et leurs dimensions sont déterminées par la vitesse maximale du courant dans les plans d'eau (environ 0.8 m/s), calculée d'après la capacité de nage des poissons sur de longues distances et le débit maximal ($4 \text{ m}^3/\text{s}$). La longueur des plans d'eau et le nombre de seuils déterminent la longueur minimale des passes à poissons (ici, 230 m). En outre, il est essentiel que le bas de l'ouverture verticale soit dans l'alignement du lit adjacent, afin d'empêcher la formation de zones de turbulence indésirables au niveau du fond.

La stabilité des talus latéraux en enrochement à forte pente (3/2, mesurée dans le sens de l'écoulement) dans la zone I dépend de l'écoulement à cet endroit. Au moment de déterminer la granulométrie

métrie et la blocométrie des enrochements, il faut également tenir compte des débits fluviaux forts lorsque le barrage mobile est levé et que la hauteur d'eau augmente dans la plaine inondable. La taille d'enrochement requise peut être évaluée à l'aide des méthodes présentées à la Section 5.2.3.

La zone III nécessite également la mise en place d'une protection du lit en enrochement. La détermination de la granulométrie et de la blocométrie des enrochements à cet endroit semble complexe du fait des conditions hydrauliques locales. L'écoulement à travers l'ouverture verticale est le principal paramètre qui détermine l'action hydraulique prédominante, car le débordement dans la zone II n'atteint pas le lit du fait du courant de jets observé dans la zone III. Le débordement dans la zone II a toutefois une influence sur le courant de jets observé dans la zone III : ce débordement entraîne une diminution de la perte d'énergie dans les jets, par rapport à l'eau plus ou moins stagnante au-dessus des jets. Il a également pour effet de pousser le jet sur le lit de la rivière.

La vitesse de l'écoulement local u dans l'ouverture verticale est égale à $\sqrt{2g\Delta h}$. En s'appuyant sur la description du jet proposée par Rajaratnam (1976), il est possible de calculer l'étalement de l'écoulement sur le lit. À l'aide d'une formule de stabilité (p. ex. Pilarczyk ou Shields; voir la Section 5.2), on détermine la taille de l'enrochement de la zone III et de la zone située plus en aval dans le plan d'eau.

Encadré 8.7 Calcul du débit sur les seuils en forme de V avec fente verticale utilisant des enrochements

Les Équations 8.4 et 8.5 (WLI Delft Hydraulics, 1998) donnent, pour deux situations de profondeur différentes, la relation de débit relative à ce type de passe à poissons (pour la définition des paramètres, voir la Figure 8.50) :

- pour $h_1 \geq 1.25 H_b$:

$$Q = C_{SI} \mu_I \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \sqrt{\frac{g}{2} \tan\left(\frac{\theta_1}{2}\right)} (h_1 - H_b)^{2.5} + C_{SII} \mu_{II} \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3}g\right)^{0.5} 2 H_b \tan\left(\frac{\theta_2}{2}\right) \left(h_1 - \frac{1}{2}H_b\right)^{1.5} + 0.8 b_{vs} P \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (8.4)$$

- pour $h_1 < 1.25 H_b$:

$$Q = C_{SII} \mu_{II} \left(\frac{4}{5}\right)^{5/2} \sqrt{\frac{g}{2} \tan\left(\frac{\theta_2}{2}\right)} h_1^{2.5} + 0.8 b_{vs} P \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (8.5)$$

où

μ = coefficient de débit déterminé par la charge énergétique en amont au-dessus de l'apex, par la largeur de crête et la géométrie de la crête (-); soit, pour ce type de seuil: $\mu_I \approx 1.1$ et $\mu_{II} \approx 0.6$;

C_S = facteur de correction tenant compte de l'écoulement sous-critique, en fonction de la valeur de h_1/h_2 (-); soit, pour ce type de seuil: $0.75 < C_S < 1$;

H_b = hauteur de la boucle par rapport à la valeur maximale (m);

h_1 = hauteur d'eau en amont par rapport au niveau de l'apex (m);

h_2 = hauteur d'eau en aval par rapport au niveau de l'apex (m);

P = hauteur de la fente verticale (m);

Q = débit (m³/s);

θ = angle d'ouverture de la forme en V (°) = $\tan(\theta/2) = n_i$; soit, pour ce type de seuil, $n_1 = 7$ et $n_2 = 3$;

b_{vs} = largeur de la fente verticale (m).

8.5.3 Protection anti-affouillement des piles de ponts

L'un des principaux phénomènes à l'origine de l'effondrement des ponts est l'affouillement qui érode les fondations des piles de ponts. Il existe une solution simple à ce problème, à savoir construire les fondations du pont à un niveau inférieur à la profondeur d'affouillement maximale

anticipée; cette solution est recommandée lorsque les conditions le permettent. Toutefois, dans certaines circonstances, cette option n'est pas viable du fait des coûts associés, en présence de conditions difficiles, à l'établissement des fondations à niveau plus profond. Dans ce cas, une approche alternative acceptable consiste à concevoir une forme de protection anti-affouillement.

L'affouillement en rivière peut résulter de différents phénomènes, présentés dans les paragraphes qui suivent (voir également la Section 8.2.6.1). Le lecteur trouvera une approche plus globale de l'affouillement et des modes de protection à employer dans le *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* (May et al., 2002) ou le *Scour Manual* (Hoffmans et Verheij, 1997).

- **affouillement naturel**: il s'agit d'un abaissement généralisé du niveau du lit dû à une réponse saisonnière ou à long terme aux conditions d'écoulement. L'affouillement naturel comprend également l'affouillement lié à une migration du chenal (déplacement latéral d'un chenal d'écoulement profond vers des piles de ponts aux fondations peu profondes). Ce type d'affouillement peut également se manifester au niveau d'une courbe (tendance à la baisse du niveau du lit à l'extérieur d'une courbe);
- **affouillement au niveau d'un resserrement ou d'un rétrécissement**: cela résulte du confinement de la largeur d'un chenal, qui accélère l'écoulement (p. ex. suite à la construction de piles de pont);
- **affouillement localisé**: Il peut être la conséquence d'un obstacle à l'écoulement (p. ex. pile de pont ou musoir d'épi).

Les phénomènes d'affouillement énumérés ci-dessus peuvent être simultanés, ce qui accroît la profondeur d'affouillement par rapport à un phénomène isolé.

Pour concevoir une protection anti-affouillement adaptée, le concepteur doit déterminer l'étendue du phénomène (surface du lit affectée) ainsi que la profondeur d'affouillement. Faute de données plus précises basées sur des observations de terrain ou des essais de modélisation, le concepteur peut avoir recours aux méthodes de calcul approximatives proposées ci-dessous pour réaliser le dimensionnement préliminaire de la protection des piles de ponts (en supposant que b est la largeur projetée de la pile perpendiculaire au sens de l'écoulement):

- la **vitesse locale** au niveau de la protection anti-affouillement peut être estimée à $v_s \approx 2 U$, où v_s représente la vitesse au niveau de la fosse d'affouillement (m/s) et U est la vitesse de l'écoulement moyennée sur la profondeur (m/s) (LCPC, 1989);
- la **masse médiane des enrochements** peut être estimée à $M_{50} \approx (4/25) U^2$;
- l'**étendue minimale** de la protection peut être estimée de 2 à 3 b de chaque côté, en partant des bords de la pile;
- l'**épaisseur de la protection** peut être estimée à 2 b .

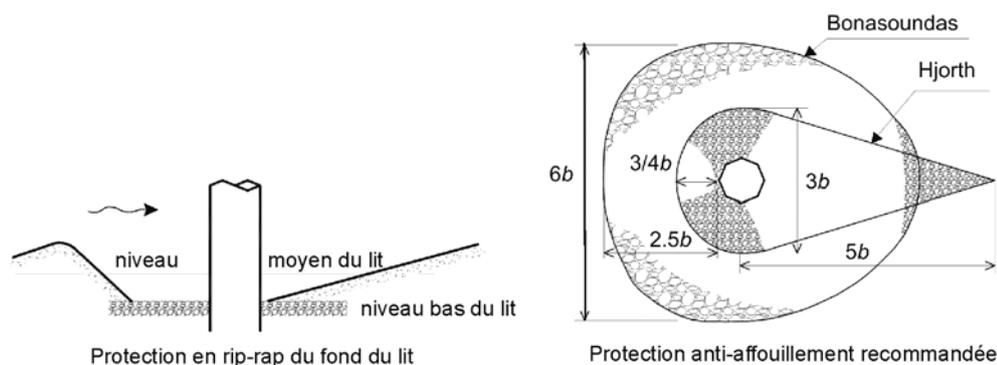
On recommande que le dimensionnement soit confirmé par des études détaillées, comprenant éventuellement des essais sur modèles physiques.

Plusieurs chercheurs ont effectué ce type d'études détaillées sur l'étendue nécessaire de la protection anti-affouillement, comme l'illustre la Figure 8.51; pour plus d'informations, voir le *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* (May et al., 2002). Lorsque les fondations sont soutenues par une série de piles, il est préférable de réaliser des études sur modèles. Par mesure de sécurité, le groupe de piles peut être considéré comme une seule et même structure.

La protection anti-affouillement doit être construite en même temps que les fondations du pont, ce qui permet de la placer avec précision. Elle doit de préférence être mise en place au niveau de la surface supérieure, sans dépasser du niveau du lit existant pour éviter d'entraver davantage l'écoulement. Si la protection anti-affouillement doit être mise en place après la construction du pont, après avoir constaté un risque d'affouillement, il est préférable de déverser les enrochements. Toutefois, il est recommandé de faire preuve de prudence, car un déversement excessif d'enrochements risque d'aggraver le problème en entravant davantage l'écoulement.

Lorsqu'elle est construite à sec lors de l'achèvement des fondations du pont, la protection anti-affouillement peut incorporer un filtre géotextile et/ou une sous-couche granulaire, qui permettra de réduire le risque que les matériaux du lit ne soient emportés. Il est également possible d'intégrer un tapis plongeant dans la protection anti-affouillement (voir la Section 8.2.7.4), ce qui permet de faire face à l'affouillement futur.

Les matelas de gabions peuvent également servir de protection anti-affouillement au niveau des piles de ponts, notamment si les travaux peuvent être achevés à sec. Au besoin, le matelas peut s'étendre sur toute la largeur de la rivière pour protéger la totalité du lit au niveau des fondations du pont. Cependant, cela risque d'entraîner la formation d'un seuil fixe si l'affouillement naturel abaisse le lit de la rivière en amont et en aval. Le placement des matelas sous l'eau au niveau des piles de ponts est une tâche complexe, qu'il est préférable d'éviter. Toutefois, s'il s'avère nécessaire pour créer une sous-couche d'enrochements adaptés, les matelas doivent être faits sur mesure ; il faut alors planifier ces opérations avec soin pour s'assurer que les matelas peuvent être positionnés précisément par immersion et que les transitions entre les matelas et les piles peuvent être construites de façon adaptée.



Note : Bonasoundas (1973) et Hjorth (1975) sont recommandés pour plus de détails.

b = diamètre de la pile

Figure 8.51 Exemple de protection anti-affouillement appliquée à un pont

8.6 UTILISATION DE MATÉRIAUX SPÉCIAUX

8.6.1 Enrochements liés avec du béton ou du bitume

8.6.1.1 Définitions et applications

Dans les voies navigables et les rivières, le béton et le bitume sont généralement utilisés de la façon suivante :

- **béton bitumineux à structure ouverte**, qui consiste en un mélange de petits granulats et de bitume appliqué à chaud ;
- **enrochements appareillés liés au mortier**, qui constituent un revêtement dans lequel les enrochements, placés à la main, sont pris dans du mortier de ciment ;
- **enrochements liés** (ou liaisonnés) au liant à base de bitume ou de béton.

Cette section se contente de présenter les enrochements liés, les autres applications du bitume et du béton étant très spécifiques. La Section 3.15 propose également des recommandations concernant les liants et les exigences associées.

Le lecteur trouvera d'autres informations importantes relatives aux méthodes pratiques d'enrochements liés dans l'ouvrage allemand *Code of practice – Use of cement bonded and bituminous materials for grouting of armourstone of waterways*- MAV (BAW, 1990) et dans les recommandations hollandaises *The use of asphalt in hydraulic engineering* du TAW (1985).

Ce type de matériaux liés est utilisé principalement pour la construction des protections de berges. Cependant, on a également recours aux enrochements liés lorsque les actions hydrauliques sont trop fortes pour pouvoir utiliser des enrochements libres (p. ex. construction de seuils fixes, de protections en aval des barrages mobiles, de protections des berges ou des digues, de protection anti-érosion ou encore d'ouvrages de soutènement des berges). Les enrochements liés sont en effet capables de résister à des vitesses du courant extrêmes, de l'ordre de 10 m/s.

Les enrochements liés peuvent être utilisés comme protection des berges lorsque les actions hydrodynamiques sont fortes et que la protection doit assurer une fonction d'étanchéité ou de support des berges (p. ex. dans le cas où les talus doivent présenter une forte pente).

Il est préférable d'utiliser du bitume, plutôt que du béton, pour lier les enrochements destinés à une protection de berge, et ce pour les raisons suivantes :

- le mastic bitumineux est **moins vulnérable à l'altération** et assure un meilleur contact avec les enrochements ;
- l'utilisation de béton a pour conséquence une **structure plus rigide** ; cette technique est donc à proscrire si l'ouvrage doit être capable de s'adapter aux déformations du sous-sol.

Certains concepteurs optent néanmoins pour du béton, car ce matériau présente des avantages en termes de coût et d'aspect visuel.

8.6.1.2 Dimensionnement des enrochements et du liant

Mise en œuvre

Un revêtement constitué d'enrochements liés se compose généralement de deux couches d'enrochements percolés.

On dispose de peu de recommandations théoriques pour le dimensionnement des enrochements liés. Dans certains cas, les calculs se basent sur les règles applicables aux enrochements libres, le liant n'étant alors qu'une mesure de sécurité supplémentaire. Pour des raisons économiques, cette approche est généralement déconseillée, sauf lorsque les enrochements liés ne sont nécessaires que sur une zone restreinte du projet. Ces règles sont également applicables à une percolation partielle, dans lequel une partie des enrochements seulement est liée.

On utilise parfois une méthode de calcul approximative, basée sur le fait que certains enrochements sont solidarisés, cela revient à un enrochement équivalent de masse supérieure. Les situations extrêmes sont les suivantes :

- dans le cas d'un **liaisonnement dense**, on obtient une force d'adhérence élevée, sans risque de rupture entre les enrochements, donc sans risque d'arrachement des enrochements ;
- dans le cas d'un **liaisonnement lâche**, on obtient une force d'adhérence moindre, et il y a un risque de rupture entre les enrochements. Il convient d'évaluer la stabilité hydraulique d'un enrochement équivalent, soit d'un groupe de 2 à 8 enrochements.

Le dimensionnement s'achève par la prise en compte de l'épaisseur de la protection dans son ensemble (enrochements + liant). Par exemple, dans le cas d'enrochements liés servant à protéger une berge, il faut vérifier la stabilité géotechnique du talus, notamment en fonction de la pression hydraulique derrière la couche d'enrochements liés.

On peut de plus considérer que l'épaisseur de la structure ne doit pas être inférieure à la valeur de D_{n50} obtenue dans le cas des enrochements libres.

Caractéristiques des enrochements

Les enrochements doivent présenter une qualité et une durabilité appropriées (voir la Section 3.6), être exempts de fissures (voir la Section 3.3.4) et résister à l'action du gel (voir la Section 3.8.6). Ils doivent avoir des formes régulières ou équidimensionnelles, et être nettement angulaires. Le choix de la gradation des enrochements doit prendre en compte deux critères essentiels :

- la **pénétration du liant** dans les espaces vides entre les enrochements ;
- la **disposition des enrochements** et la façon dont ils sont agencés les uns contre les autres.

Pour assurer une pénétration efficace du liant dans les espaces vides, la granulométrie d'enrochement choisie doit satisfaire aux trois conditions suivantes :

- le **diamètre des vides** entre les enrochements doit être compatible avec la pénétration du liant, ce qui peut être exprimé comme suit : $D_{n10} > 3 \text{ à } 5 D_{max}$, où D_{n10} = les 10 % de passant de l'enrochement et D_{max} = diamètre maximal des granulats présents dans le liant ; pour un liant à base de béton, d'autres valeurs sont applicables, des recommandations détaillées doivent être obtenues d'un institut spécialisé (voir la Section 3.15) ;
- l'**épaisseur t_d de la couche de protection**, déterminée par analyse de la stabilité, doit satisfaire à la règle approximative $D_{n50} = t_d/2$, où D_{n50} dépend de la taille de l'ouvrage et est déterminée par les actions hydrauliques (voir aussi la Section 3.5.1) ;
- la **courbe granulométrique** et la **gradation** adéquates doivent être déterminées à partir des valeurs de D_{n10} et de D_{n50} , données par les deux contraintes précédentes. On obtient généralement une granulométrie étroite (voir également la Section 3.4.3.1).

Caractéristiques du liant

Le Tableau 8.7 présente les propriétés des liants utilisés en environnement hydraulique. Les liants hydrauliques sont constitués de sable, de galets, de ciment et d'eau. Pour une application en environnement hydraulique, la teneur en ciment doit être de l'ordre de 300 à 350 kg/m³, selon l'agressivité des conditions du site. En règle générale, le rapport en masse de l'eau au ciment doit être inférieur à 0.55 (voir également la Section 3.15.1).

Tableau 8.7 Propriétés des liants

Propriétés exigées du liant		Ces propriétés sont déterminées par :	
		Dans le cas d'un liant hydraulique	Dans le cas d'un liant bitumineux
Propriétés mécaniques	Résistance à l'usure par frottement	Teneur accrue en ciment	Résistant par nature
	Résistance mécanique aux contraintes de traction et aux chocs	Teneur accrue en ciment	Résistant par nature
	Résistance aux cycles gel-dégel	Teneur accrue en ciment	Teneur en bitume
	Flexibilité	À éviter	Résistant par nature
Propriétés physiques	Résistance à l'altération	Nature du ciment	Résistant par nature
	Adhérence enrochements/liant	Rapport eau/ciment	Nature de la roche
	Perméabilité	Teneur en ciment, graviers	Teneur en bitume, sable
Maniabilité (facilité d'application du matériau ou ouvrabilité)		Conditions d'application, graviers	Température d'application, teneur en sable

8.6.1.3 Aspects spécifiques au type de structure

Le dimensionnement permet d'opter soit pour un revêtement perméable, soit pour un revêtement imperméable. Le choix dépend des conditions hydrauliques locales. Ainsi les canaux nécessitent des revêtements imperméables pour éviter toute fuite ; à l'inverse, si le niveau de la nappe phréatique à l'intérieur des berges est plus élevé que celui de la rivière, on recommande d'opter pour une berge perméable.

La percolation peut être partielle ou totale (voir la Section 3.15) : la percolation totale s'utilise pour les revêtements imperméables ou soumis à de lourdes contraintes (courants forts). Si l'on opte pour un revêtement imperméable, il faut utiliser un liant étanche et l'appliquer sur toute la surface.

Il est préférable de placer une couche filtre entre les enrochements et le sol, notamment si la berge n'est pas imperméable.

Pour réaliser une protection de berge, on peut utiliser des enrochements liés lorsque les actions hydrodynamiques sont élevées, ou lorsque la protection doit assurer une fonction d'étanchéité ou de support des berges. Toutefois, étant donné qu'une structure constituée d'enrochements liés est très rigide, des vides risquent de se former en dessous de la carapace, ce qui peut être difficile à détecter la première fois. Pour éviter que cela ne se produise, il faut appliquer au sous-sol les règles en matière de filtre et de courbe granulométrique (voir la Section 5.4.3.6) et empêcher toute accumulation de surpressions sous une carapace imperméable. Il arrive qu'un système de drainage soit utilisé pour éviter les sous-pressions en dessous du revêtement (voir la Figure 8.36). Le concepteur doit veiller à ce que les filtres géotextiles ne soient pas colmatés par le ciment ; ceux-ci ne doivent pas être utilisés si le revêtement doit assurer une fonction de drainage.

Les tableaux ci-dessous résument d'autres informations spécifiques à chaque type de structure :

- pour les **barrages mobiles** ou les **seuils fixes** construits en rivière, voir le Tableau 8.8 ;
- pour les **protections de berges**, voir le Tableau 8.9 ;
- pour la **protection aval des barrages mobiles**, voir le Tableau 8.10.

Tableau 8.8 Recommandations pratiques pour l'utilisation d'enrochements liés dans les seuils fixes en rivière

Évaluer la stabilité de la crête, notamment :	Mesures applicables
Sous-pression	Poids de la carapace supérieur aux sous-pressions, ou cohésion suffisante de la structure pour accepter les contraintes de traction
Embâcles	<ul style="list-style-type: none"> • Crête présentant une rugosité peu marquée • Crête large sur les cours d'eau exposés aux embâcles
Déformation du corps de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> • Analyse du tassement des fondations (voir la Section 5.4) • Compactage approprié des matériaux du corps de l'ouvrage

Tableau 8.9 Recommandations pratiques pour l'utilisation d'enrochements liés dans les protections de berges

Dimensionnement en fonction des éléments suivants :	Mesures applicables
Sous-pression	Vérification de la stabilité
Érosion	Épaisseur supplémentaire, éventuellement égale à l'épaisseur d'une couche d'enrochements
Perméabilité	<ul style="list-style-type: none"> • Non-perméable : composition décrite à la Section 8.6.1.2 • Perméable : liant sans fines

Tableau 8.10 *Recommandations pratiques pour l'utilisation d'enrochements liés dans les protections en aval des barrages mobiles*

Dimensionnement en fonction des éléments suivants :	Mesures applicables
Sous-pression	Calcul de la stabilité, en prenant pour hypothèse : <ul style="list-style-type: none"> • une liaison parfaitement étanche avec un seuil de béton ; • un poids supérieur aux sous-pressions.
Actions hydrodynamiques	Épaisseur de la carapace égale au diamètre des enrochements libres, calculé en fonction de ces conditions hydrodynamiques

8.6.1.4 **Autres aspects liés à la construction et à la maintenance**

Prise en compte de la construction dans la conception

L'application doit minimiser le volume de vides dans la couche d'enrochement. Les enrochements doivent donc être placés avec soin, et présenter un degré d'enchevêtrement important. Avant de mettre en œuvre le liant, l'ouvrage en enrochement doit faire l'objet d'une évaluation visant à confirmer que sa construction est acceptable.

Pour de meilleurs résultats, il est recommandé de lier les deux couches d'enrochements de façon simultanée. Toutefois, il convient de s'assurer au préalable que la composition du liant le permet.

La quantité de liant dépend de la masse volumique de la couche d'enrochement et des propriétés requises, énumérées ci-dessous :

- force d'adhérence ;
- perméabilité ;
- profondeur ;
- flexibilité.

La masse volumique du liant doit être d'environ :

- 2 à 2.3 kg/l dans le cas d'un **liant hydraulique** ;
- 1.8 à 2.3 kg/l dans le cas d'un **liant bitumineux**.

Dans la mesure du possible, les travaux seront exécutés à sec. Si une partie de la protection doit être construite sous l'eau, la composition du liant doit être prévue pour ce type d'application.

Les essais généralement réalisés dans d'autres contextes pour établir la conformité du ciment ou du bitume doivent également être menés dans ce cas (BAW, 1990). De plus, il faut procéder à des essais de conformité spécifiques pour valider les liants et la carapace en enrochements obtenue avec eux, notamment, en mettant l'accent sur la pénétration et sur la perméabilité. Il est possible d'utiliser une planche d'essai pour évaluer ces propriétés sur site.

Prise en compte de la maintenance dans la conception

Le liant constitue généralement le point faible d'une carapace en enrochements liés, car il présente une résistance mécanique inférieure à celle de l'enrochement. En outre, il peut être affecté par le gel, les fissures ou l'altération avant d'être totalement désintégré. Une formulation correcte du liant permet de lui assurer des propriétés optimales (voir la Section 3.15).

En environnement marin, l'un des principaux facteurs de dégradation des liants bitumineux est la croissance d'algues. Le revêtement doit alors être nettoyé et protégé par un mastic de surface.

8.6.2 Gabions

8.6.2.1 Utilisation des gabions dans les ouvrages fluviaux

Les gabions sous forme de boîtes servent principalement aux murs de soutènement et aux épis, tandis que les matelas de gabions sont utilisés pour réaliser les revêtements et les protections anti-affouillement. La composition des gabions est expliquée dans la Section 3.14; ceux-ci présentent des dimensions variées, dont les plus courantes sont $2.0 \times 1.0 \times 0.5$ m et $2.0 \times 1.0 \times 1.0$ m. Ils peuvent cependant aussi être faits sur-mesure. L'épaisseur des matelas de gabions peut aller d'environ 0.15 à 0.50 m.

La durabilité de ces éléments dépend de la durabilité des enrochements qu'ils contiennent, mais aussi de celle des boîtes faites de grillage métallique double torsion. Les ouvrages fluviaux nécessitent généralement une bonne protection anti-corrosive. Le grillage métallique double torsion est enduit de zinc ou de Galfan (un alliage Al-Zn), et parfois de plastique (PVC ou PE) lorsque les boîtes sont destinées à un site caractérisé par une abrasion ou une agressivité chimique forte ou en environnement marin.

Les gabions peuvent être utilisés pour plusieurs types d'ouvrages, où ils combinent les fonctions de protection contre l'érosion et de soutènement. Les gabions et les matelas de gabions sont adaptés aux ouvrages hydrauliques et doivent être conçus pour résister aux actions hydrauliques (vitesse de l'écoulement et hauteur des vagues, notamment). En règle générale, ils sont utilisables pour des vitesses du courant allant jusqu'à 6 m/s et des hauteurs de vagues jusqu'à 1.5 m. Lorsque les gabions risquent d'être exposés à des conditions très abrasives (graviers ou galets charriés par un écoulement rapide), la surface supérieure des gabions doit être protégée par un revêtement de béton ou de bitume.

Les enrochements enfermés dans des gabions sont plus résistants à l'écoulement que les enrochements libres. Ainsi, pour des conditions hydrauliques données, la dimension moyenne des enrochements à utiliser peut être largement inférieure (p. ex. 1/3 de la dimension des enrochements libres). En outre, des essais réalisés à l'Université de Fort Collins (Colorado State University, 1988) montrent que la valeur du paramètre de Shield ψ (voir la Section 5.2.1.2) est trois fois plus élevée pour les gabions que pour les enrochements libres classiques: en règle générale, ψ est égal à environ 0.14 pour les gabions et à 0.04-0.05 pour les enrochements libres.

Dans ce dernier cas, après un mouvement initial des blocs individuels, ceux-ci risquent d'être emportés par l'écoulement. Dans le cas des gabions, en revanche, le confinement assuré par le grillage métallique double torsion demeure même après le début de mouvement. On observe ensuite une nouvelle situation d'équilibre, où le matelas de gabions est déformé, mais assure une protection sans compromettre la résistance; souvent, aucune autre déformation ne se produit. Cela n'est pas toujours le cas, notamment si les fondations sont exposées; les particules de sol sont alors emportées, et érodent les gabions.

Pour des conditions hydrauliques données, l'épaisseur d'un revêtement en gabions est généralement égale à 1/4 à 1/2 l'épaisseur équivalente d'une protection en rip-rap. Cependant, l'intégrité des gabions dépend de la qualité et de la durabilité du grillage métallique double torsion, ainsi que du soin apporté à l'exécution (fermeture et assemblage des gabions à l'aide de fils métalliques). Les boîtes et les matelas de gabions de mauvaise fabrication (fils trop fins, non-protégés contre l'érosion ou mal liés ensemble) peuvent être lourdement endommagés par les forces hydrauliques. Ils sont également plus exposés aux risques de vandalisme.

Les gabions peuvent être combinés à des applications de bio-ingénierie (p. ex. végétation, abat-tage d'arbres ou tapis d'herbe) qui leur confèrent un aspect plus naturel.

8.6.2.2 **Tracé en plan**

Lorsque l'on utilise des matelas ou des boîtes de gabions dans les ouvrages hydrauliques, il convient d'appliquer les mêmes règles que celles exposées à la Section 8.2.5. Les principaux aspects à prendre en compte sont les suivants :

- **détermination de la hauteur de protection** en fonction de la hauteur d'eau maximale de la rivière et de l'action des vagues ;
- garantie de la **stabilité** hydraulique et géotechnique du revêtement en gabions ;
- **influence de la géométrie fluviale** : les sollicitations sont plus fortes sur la berge située à l'extérieur d'une courbe ;
- **influence de l'ouvrage en phase de conception** sur les autres parties de la rivière : étant donné la rugosité du revêtement en gabions, les vitesses du courant peuvent être supérieures après achèvement des travaux ;
- **protection du pied** nécessaire pour éviter l'érosion du lit de la rivière tout le long de l'ouvrage : cela nécessite un dimensionnement spécifique tenant compte des conditions hydrauliques, de la géométrie de l'ouvrage et de la nature du sol ;
- **ancrage** de la protection dans les berges de la rivière **en amont et en aval** pour éviter toute érosion excessive au niveau des limites, susceptible d'induire une érosion par contournement du revêtement.

8.6.2.3 **Dimensionnement de la section**

Cette section présente tout d'abord les coupes classiques des gabions utilisés comme protection anti-érosion, combinée ou non à une fonction de soutènement. Les paragraphes qui suivent proposent ensuite une méthode de dimensionnement.

Coupe-type des gabions utilisés comme protection anti-érosion

La protection anti-érosion peut être appliquée à des sections de revêtement de berge, ou à des berges totalement recouvertes d'un revêtement. La protection doit résister aux différentes forces hydrauliques érosives. Les forces sont généralement plus élevées au niveau du pied de la berge et plus faibles au niveau du haut de la berge.

Pour les talus présentant une stabilité géotechnique (voir la Section 5.4), une couche superficielle fine de matelas de gabions peut être utilisée pour assurer la protection contre les forces hydrauliques érosives liées à l'écoulement de l'eau ou aux vagues induites par la navigation. Les matelas sont directement placés sur la berge. On place généralement un géotextile non-tissé sous le matelas pour éviter toute érosion résiduelle de la berge (voir la Section 5.4.3.6) :

- lorsque l'**érosion de la berge** est **causée par les vagues**, la protection n'est nécessaire que dans la zone de projections et ne doit couvrir que la partie de la berge située près de la surface de l'eau (voir la Figure 8.52) ;
- lorsque l'**érosion** est **causée par les courants**, la partie la plus exposée de la berge ou du lit doit être protégée (voir la Figure 8.53).

En réponse à l'intensité des forces érosives exercées au niveau du pied de l'ouvrage, il est possible d'augmenter l'épaisseur du revêtement de façon à résister à ces forces (voir la Figure 8.54) ou d'utiliser une protection de pied spécifique (voir la Figure 8.55).

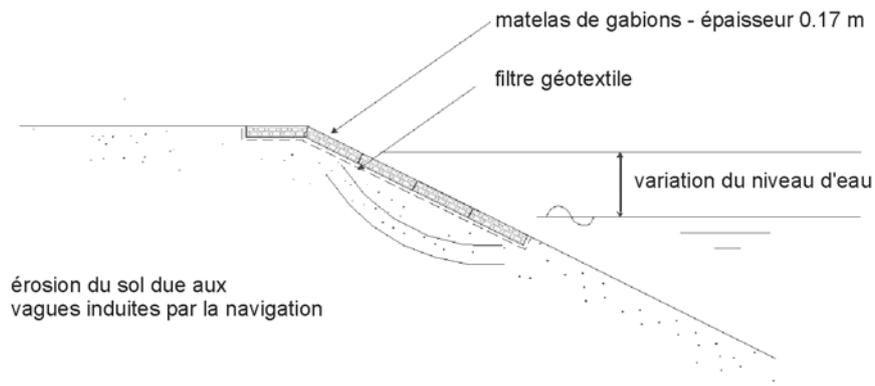


Figure 8.52 Utilisation de matelas de gabions pour protéger la partie supérieure de la berge contre l'action des vagues (source : Maccaferri, France)

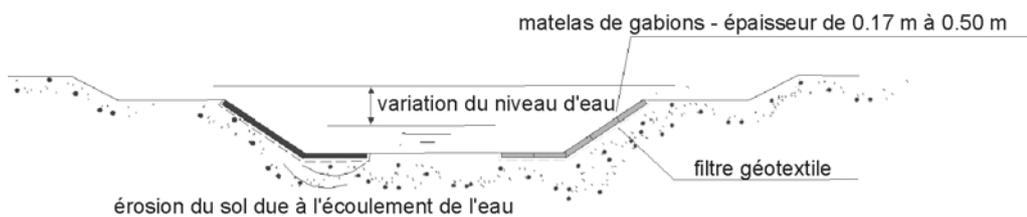


Figure 8.53 Revêtement partiel ou total de la section (source : Maccaferri, France)

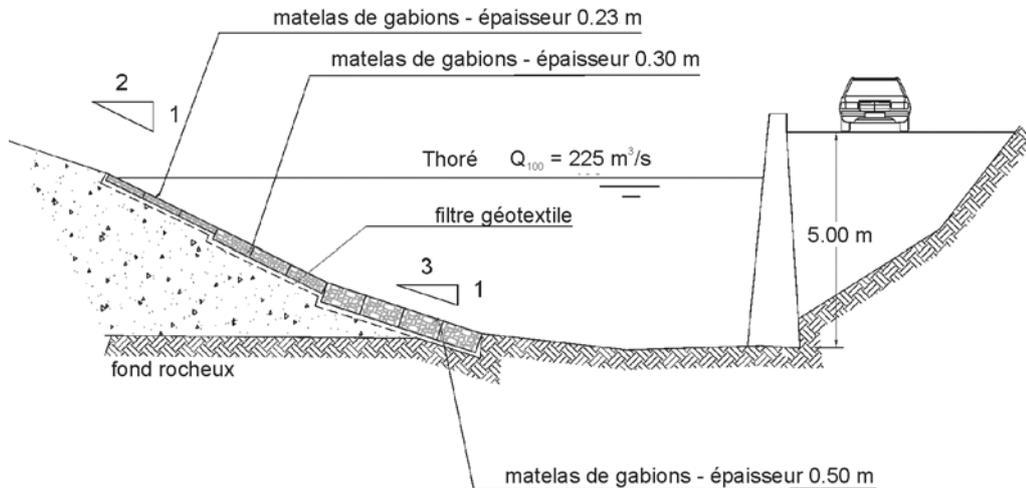


Figure 8.54 Augmentation de l'épaisseur du revêtement pour assurer une protection adéquate du pied (Thoré - France) (source : Maccaferri, France)

Dans le cas de la protection mise en place sur la Thoré (voir la Figure 8.54), le débit fluvial centennal a été estimé à 225 m³/s. Le revêtement a été dimensionné et placé sur les berges, puis son épaisseur a été augmentée avec la profondeur. On a mis en place de gros gabions (de 0.5 m à 1.0 m d'épaisseur) pour couvrir le pied de la berge, et des revêtements de taille plus réduite (de 0.17 m à 0.30 m d'épaisseur) pour protéger la partie supérieure de la berge. Un filtre géotextile a été employé pour éviter l'érosion du matériau de fondation.

Coupe-type des gabions utilisés comme protection anti-érosion et mur de soutènement

De manière occasionnelle, une protection de berge peut avoir à jouer le rôle d'une structure de soutènement. Dans ce cas, des murs de gabions peuvent servir à la fois de protection hydraulique et de renforcement mécanique du talus. À la Figure 8.55, le mur de gabions soutient les matériaux de remplissage placés entre la berge existante et le nouveau profil après réalignement de la berge. La Figure 3.100 présente l'utilisation des gabions derrière les enrochements (fonction de soutènement).

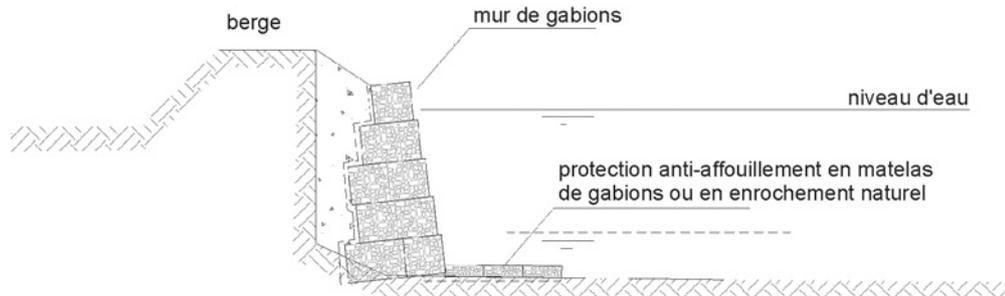


Figure 8.55 Coupe-type d'un mur en gabions destiné à protéger la berge (source : Maccaferri, France)

Le mur de gabions doit être conçu en fonction des données hydrauliques (vitesse du courant et hauteur des vagues), mais aussi en tenant compte des données géotechniques relatives aux sols et aux fondations bénéficiant du soutènement. Il est parfois nécessaire de prévoir une protection anti-affouillement supplémentaire au niveau du pied pour empêcher l'érosion du mur (voir la Figure 8.55).

Dans le cas de berges plus hautes, la structure de soutènement peut être faite d'un remblai renforcé avec protection hydraulique du parement. La Figure 8.56 présente une protection de berge de 10 m de haut constituée d'un remblai renforcé, et dont le parement est doté d'un revêtement en matelas de gabions. Le dimensionnement s'articule autour des deux aspects suivants :

- **dimensionnement hydraulique** du parement en gabions, qui doit résister aux conditions hydrauliques de la rivière ;
- **dimensionnement géotechnique**, qui consiste à analyser la stabilité du talus de la berge renforcée face à la rupture du sol et au tassement des fondations (voir la Section 5.4).

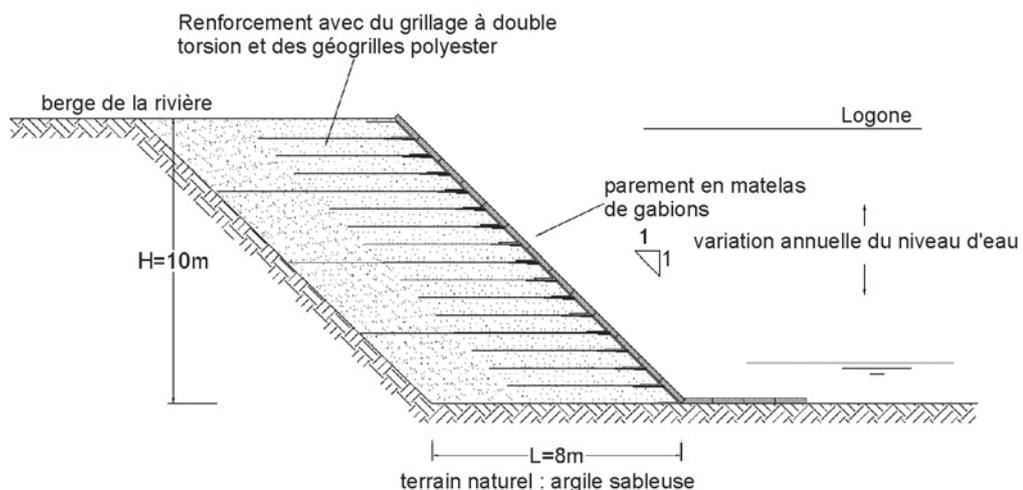


Figure 8.56 Protection de berge en gabions servant également de structure de soutènement - Logone, à Kousséri, au Cameroun

Conception et dimensionnement des revêtements en gabions exposés à l'écoulement de l'eau.

L'épaisseur des matelas de gabions est déterminée à partir des forces hydrauliques en suivant les étapes ci-dessous.

NOTE: le lecteur peut également se reporter aux recommandations de dimensionnement applicables aux gabions, présentées à la Section 5.2.3.1.

- **Étape 1: calcul de la taille des gabions**

Le Tableau 8.11 donne les règles approximatives concernant l'épaisseur des matelas de gabions, basées sur une fourchette de vitesses du courant. Les recommandations ne tiennent pas compte du mécanisme d'érosion réel (contrainte de cisaillement), mais peuvent toutefois constituer une approche suffisante à l'étape de dimensionnement préliminaire. Les valeurs de vitesse critique et de vitesse limite sont destinées au dimensionnement préliminaire, en prenant pour hypothèse un revêtement horizontal (protection du lit) et des matelas de gabions à double diaphragme. NOTE : « diaphragme » est le terme utilisé pour désigner la séparation entre les cellules de gabions; dans le cas des matelas de gabions, cette séparation est constituée par le grillage métallique double torsion replié (voir également la Section 3.14.1). Il est possible d'effectuer des calculs précis à partir de la contrainte de cisaillement exercée sur le revêtement (voir l'Encadré 8.8).

Tableau 8.11 Valeurs indicatives des vitesses critiques et limites pour les matelas

Épaisseur du matelas (m)	Diamètre des enrochements D_{r50} (mm)	Vitesse critique (m/s)	Vitesse limite (m/s)
0.15 – 0.17	85	3.5	4.2
	110	4.2	4.5
0.23 – 0.25	85	3.6	5.5
	120	4.5	6.1
0.30	100	4.2	5.5
	125	5.0	6.4
0.5	150	5.8	7.6
	190	6.4	8.0

Encadré 8.8 Dimensionnement détaillé des gabions subissant l'attaque des courants

La contrainte de cisaillement τ_c (N/m²) exercée sur le revêtement doit tout d'abord être déterminée à l'aide de l'Équation 4.159 (Section 4.3.2.6) ou de l'Équation 5.107 (Section 5.2.1.3).

Une **première approche** consiste à utiliser le concept de cisaillement critique et la méthode de Shields en déterminant la valeur de ψ_{cr} à partir de l'Équation 5.103 ou 5.104 (Section 5.2.1.2). Les valeurs de ψ_{cr} s'avèrent proches de 0.14 pour la stabilité des gabions horizontaux disposés sur le lit de la rivière (Colorado State University, 1988). La Section 5.2.1.3 donne davantage de précisions sur le concept de cisaillement critique.

Lorsque le gabion est placé comme revêtement sur la berge, seule une partie de la force de gravité joue le rôle de force stabilisatrice. Ainsi, il faut réduire la valeur de τ_{cr} à l'aide d'un facteur de correction qui tient compte de l'angle de talus, α , et de l'angle de repos, φ , du matériau de remplissage granulaire que contiennent les gabions (voir les Équations 5.114 à 5.116).

Dans les cas où l'écoulement n'est pas purement unidirectionnel (du fait d'une oscillation), la correction s'effectue à l'aide de l'Équation 5.108 (Section 5.2.1.3).

La Section 5.2.3.1 propose des **approches générales** de dimensionnement des gabions utilisés comme protection du lit ou des berges. C'est le cas notamment des Équations 5.219 et 5.223 (Section 5.2.3.1), qui ne sont applicables que si l'intensité de la turbulence est supérieure à 0.15.

- **Étape 2: vitesse résiduelle sous le revêtement de gabions et dimensionnement du filtre**

Le concepteur doit s'assurer que le sol sous la protection en gabions n'est pas érodé par la vitesse résiduelle de l'eau. La vitesse de l'eau sous le revêtement dépend de la pente du chenal et de la taille des vides entre les enrochements. Dans le cas de pentes longitudinales raides, la vitesse résiduelle sous un matelas de gabions peut être supérieure à la vitesse admissible pour le sol sous-jacent. En règle générale, il est nécessaire de placer un filtre géotextile sous les gabions pour éviter tout risque d'érosion (voir la Section 5.4.3.6).

- **Étape 3: estimation de la déformation**

Lorsque la contrainte de cisaillement atteint la valeur critique qui conditionne le début de mouvement du gabion, une partie des enrochements se déplace vers l'aval à l'intérieur de chaque compartiment des matelas. Si la contrainte continue d'augmenter, on observe alors l'un des deux scénarios suivants :

1. Le revêtement perd de son efficacité car le sol de base sous le matelas est exposé à l'action de l'eau et à l'érosion.
2. Un nouvel équilibre est atteint, dans lequel la résistance du grillage en acier permet au revêtement d'assurer sa fonction de confinement.

Si le concepteur permet une légère déformation des matelas, la contrainte de cisaillement admissible peut être améliorée de près de 20 %.

Conception et dimensionnement des revêtements en gabions exposés à l'action des vagues

Il est possible d'utiliser un revêtement en gabions à titre de protection contre les petites vagues (inférieures à 1.50 m, p. ex.) en estuaire, les vagues induites par la navigation ou par le vent, sur les lacs. Des essais réalisés par l'Université de Delft (1983) ont permis de déterminer les hauteurs des vagues acceptables pour les revêtements en gabions, en fonction du talus des berges et de l'épaisseur du revêtement (voir également les Sections 5.2.2.7 et 5.2.2.9). L'épaisseur minimale, t_{min} (m), d'un revêtement en gabions peut être déterminée par les Équations 8.6 et 8.7 (voir également Pilarczyk, 1998) :

$$t_{min} = \frac{H}{2 \Delta (1 - n_v) \cot \alpha} \quad \text{pour } \cot \alpha \leq 3 \quad (8.6)$$

$$t_{min} = \frac{H}{4 \Delta (1 - n_v) (\cot \alpha)^{1/3}} \quad \text{pour } \cot \alpha > 3 \quad (8.7)$$

où H = hauteur de la houle de dimensionnement (m) – généralement égale à la hauteur de la houle significative H_s , Δ = densité relative déjaugée de l'enrochement, α = angle de talus de la berge, et n_v = porosité du matériau constitutif du revêtement. La valeur classique obtenue est de 0.35 (voir la Section 3.14.3 pour un calcul précis).

8.6.2.4 Transitions

Transition avec les revêtements en enrochement

Les transitions entre les matelas de gabions et les revêtements en enrochement sont réalisées de façon à ce qu'une couche d'enrochement recouvre partiellement les matelas. Cela permet d'assurer la continuité de la protection hydraulique, comme l'illustre la Figure 8.57 (voir également la Section 8.2.7.6).

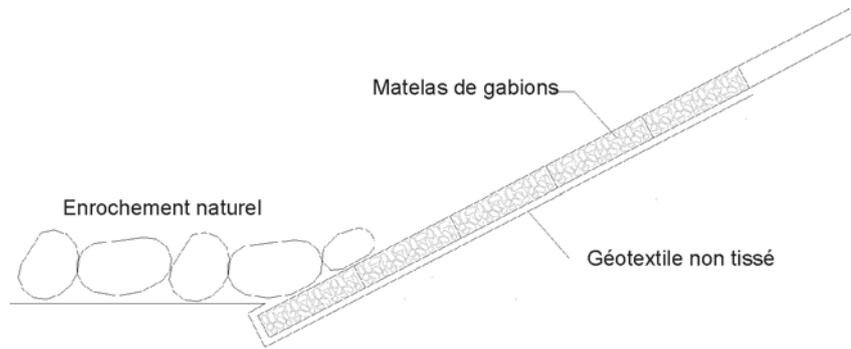


Figure 8.57 Transition entre un revêtement en gabions et de l'enrochement naturel

Transition avec une structure rigide

La transition s'effectue parfois avec une structure rigide, notamment lorsqu'un gabion est en contact avec un revêtement en béton ou avec le fond rocheux. En présence d'un revêtement rigide, il faut relier mécaniquement le gabion soit à l'aide d'un encastrement en béton, soit au moyen de clous (voir la Figure 8.58).

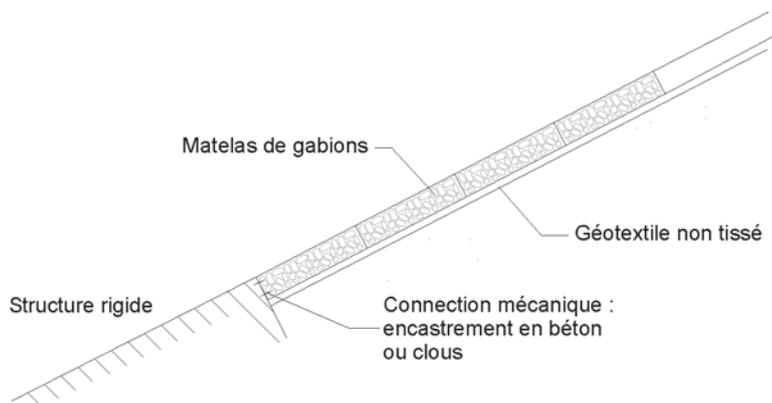


Figure 8.58 Transition entre un revêtement en gabions et une structure rigide

8.6.2.5 Prise en compte des aspects liés aux matériaux dans la conception

Un revêtement en gabions est généralement composé de trois éléments : une cage en grillage métallique double torsion, des enrochements de remplissage, et une sous-couche filtrante généralement constituée d'un filtre géotextile. Les gabions présentent un avantage, à savoir que pour des conditions hydrauliques données, ils permettent de construire des aménagements fluviaux à l'aide d'enrochements plus petits et en quantité moindre que dans le cas d'une construction utilisant du rip-rap. Le lecteur trouvera une présentation des caractéristiques des enrochements et des fils métalliques utilisés pour les gabions dans la norme française NF P 94-325-1 ou à la Section 3.14. Les points ci-dessous résument les principales exigences applicables aux gabions :

- **grillage métallique double torsion** : pour accroître la durabilité, les fils d'acier doivent être protégés de la corrosion. L'acier doit être hautement galvanisé avec du Galfan ou un produit similaire et/ou couvert d'un revêtement de plastique ;
- **enrochements de remplissage** : les matériaux utilisés doivent être conformes aux spécifications de l'EN 13383. Pour les boîtes de gabions, on recommande d'utiliser des enrochements standard de type CP_{90/180}. Il est préférable d'utiliser la catégorie déclarée CP_{90/130} pour les matelas de gabions (concernant les enrochements non-standard, voir la Section 3.4.3.9). Les matériaux de remplissage peuvent être des enrochements soit arrondis, soit angulaires ;

- **sous-couche de géotextile** : pour éviter toute érosion résiduelle, il faut toujours placer un géotextile sous les revêtements en gabions. Celui-ci doit être choisi en fonction de la taille des particules du sous-sol et des actions hydrauliques subies par le revêtement. On utilise généralement un géotextile non-tissé fait de polyester et/ou de polypropylène, d'un poids allant de 130 à 230 g/m² (pour plus d'informations, voir les Sections 5.4.3.6 et 3.16).

8.6.2.6 **Prise en compte de la construction dans la conception**

Comme l'illustre la Figure 8.59, on dispose principalement de deux options pour la construction utilisant des gabions et des matelas. Ceux-ci peuvent être :

- reliés et remplis directement sur la berge, si possible à sec ;
- ou remplis sur la berge puis placés sous l'eau à l'aide d'une grue.

Le remplissage des gabions s'effectue souvent par procédé mécanique, et ne nécessite que peu de main-d'œuvre. Ainsi, une équipe de 5 personnes munie d'une pelle mécanique classique peut assurer, à sec, une productivité satisfaisante, avec un taux moyen de 200 m² de protection mis en place par jour.



Figure 8.59 Construction des revêtements en gabions sous l'eau ou à sec
(source : Maccaferri, France)

La construction et le placement des gabions sont abordés plus en détail à la Section 9.7.1.

8.6.2.7 *Prise en compte de la maintenance dans la conception*

Le Chapitre 10 se consacre aux aspects généraux ayant trait à la maintenance. La durabilité des revêtements en gabions dépend de l'agressivité de leur environnement. En conditions normales, s'ils sont correctement fabriqués à l'aide de fils d'acier hautement protégés, les revêtements en gabions peuvent durer aussi longtemps que les revêtements composites ou en béton. Utilisés dans des conditions adaptées, les revêtements en gabions ne nécessitent aucune maintenance spécifique, hormis un débroussaillage occasionnel.

En conditions très abrasives, la face exposée des gabions peut être remplacée par un autre rouleau de treillis métallique, relié à la base du gabion.

Le Tableau 8.12 recense les risques de dommages infligés aux gabions et les méthodes associées permettant d'atténuer ces risques ou d'effectuer les réparations nécessaires.

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

Tableau 8.12 Causes des dommages subis par les gabions – effets et mesures préventives ou palliatives

Type de dommage	Cause	Effet	Mesures de dimensionnement
Actions hydrauliques	Hauteurs des vagues inacceptables	<ul style="list-style-type: none"> Déplacement des enrochements de remplissage Baisse de la résistance hydraulique 	<ul style="list-style-type: none"> Méthode de dimensionnement appropriée Mesure de protection supplémentaire des gabions sous forme d'un liant à base de bitume ou de béton
	Vitesses d'écoulement inacceptables	<ul style="list-style-type: none"> Déplacement des enrochements de remplissage Baisse de la résistance hydraulique 	<ul style="list-style-type: none"> Méthode de dimensionnement appropriée Mesure de protection supplémentaire des gabions sous forme d'un liant à base de bitume ou de béton
	Abrasion due à la présence de graviers ou de galets dans le courant	Abrasion des fils en acier – risque de rupture du treillis métallique	<ul style="list-style-type: none"> Mesure de protection supplémentaire de la face exposée des gabions sous forme d'un liant à base de bitume ou de béton, ou d'une surface en béton Utilisation d'un fil d'acier de diamètre supérieur
Dommage biologique	Parasites	Impact limité du fait de l'utilisation du treillis métallique	Aucune
	Croissance de végétaux	Altération de la performance hydraulique du revêtement; rugosité hydraulique accrue	<ul style="list-style-type: none"> Épandage d'herbicide si nécessaire Plantation d'espèces végétales adaptées
Dommage chimique	Eau ou environnement agressif(ve)(f) : acide ou NaCl p. ex.	Vitesse de corrosion élevée du fil d'acier	Protection par galvanisation à l'alliage Al-Zn et revêtement plastique
Climat	Gel/dégel	Epaufrement des enrochements de remplissage	Bonne qualité/durabilité des enrochements de remplissage
Activités humaines	Vandalisme ou vol	Sectionnement ou arrachage du treillis en acier	<ul style="list-style-type: none"> Placement d'une protection sur les gabions (enduit à base de terre et couverture végétale, p. ex.) Utilisation d'un fil d'acier de diamètre supérieur
	Lavoirs	Impact limité du fait de l'intégrité des structures en gabions	Aucune
Circulation	Collision navires/berge	Destruction localisée du revêtement	<ul style="list-style-type: none"> Accessibilité en vue des réparations Remplacement ou réparation de la zone endommagée avec de nouveaux enrochements et un nouveau treillis Couche de protection supplémentaire
	Ancre	Destruction localisée du revêtement	<ul style="list-style-type: none"> Accessibilité en vue des réparations Remplacement ou réparation de la zone endommagée avec de nouveaux enrochements et un nouveau treillis Couche de protection supplémentaire
Rayons UV	Lumière du soleil	Baisse de la résistance et dégradation du revêtement plastique des fils d'acier	Utilisation d'un polymère stabilisé (PVC ou XPE)

8.7 RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AIPCN (1987a). *Recommandations pour le dimensionnement et la construction de revêtements souples incorporant des géotextiles pour les voies navigables intérieures*. Supplément du Bulletin No 57, Rapport du Incom GT 04, Bruxelles

AIPCN (1987b). *Prise en compte des phénomènes aléatoires dans le dimensionnement des protections de berges*. Supplément du Bulletin No 58 Rapport du Incom GT 03, Bruxelles

AIRH (1980). *Working group on ice forces on structures*. Special report 80 –26, Juin

BAW (Bundesanstalt für Wasserbau) (1990). *Code of practice – Use of Cement-bonded and Bitumen-bonded materials for grouting armourstone on Waterways*. MAV, Karlsruhe, Bundesanstalt für Wasserbau

Bonasoundas, M (1973). *Stromungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler [Flow structure and problems at circular bridge piers]*. PhD thesis / Report no. 28, Oskar V. Miller Institute, Technical University, Munich [en allemand]

CUR/TAW (1991). *Guide for the design of riverdikes volume 1 – upper river area*. CUR, Gouda, pp 59-65

Delft Hydraulics (1973). *Improvement of the navigability of the river-canal crossing near Wijk bij Duurstede, The Netherlands; morphological aspects*. Delft Hydraulics report M974-975 (en hollandais)

Delft University (1983). *Hydraulic response to wind and ship induced waves for channel and coastal design*, Delft University Press, Delft

Environment Agency (1999). *Waterway bank protection: a guide to erosion assessment and management*. R&D Publication 11, The Stationary Office, pp105

Escarameia, M (1998). *Design manual on river and channel revetments*. Thomas Telford, Londres

Hemphill, R W et Bramley, M E (1989). *Protection of river and canal banks*. CIRIA report, Butterworths, Londres

Hjorth, P (1975). *Studies on the nature of local scour*. Bulletin Series A, No. 46, 1975. Dept. Water Resources Engineering, Lund Institute of Technology, University of Lund, Suède

Hoffmans, G J C M et Verheij, H J (1997). *Scour manual*. AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 205 pp, ISBN 9054106735

Jansen, P, Ph, Van Bendegom, L, Van Den Berg, M, De Vries, M et Zanen, A (1979, 1994). *Principles of river engineering; The non-tidal alluvial river*. Pitman, Londres, ISBN : 9040712808

Larinier, M, Porcher, J P, Travade, F et Gosset, C (1994). *Passes à poissons, expertise, conception des ouvrages de franchissement collection mise au point*. Conseil Supérieur de la Pêche, 336 pp

LCPC (1989). *Les enrochements*. Ministère de l'Équipement, Paris, 106 pp

Mamak, D W (1958). *River regulation*. (Traduction et réimpression d'une publication en polonais), Office of Technical Services, US Dep of Commerce, Washington

May, R, Ackers, J et Kirby, A (2002). *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures*. CIRIA, C551, Londres

- McDonald, G N (1988). "Riprap and armour stone". Dans: A C T Chen et C B Leidersdorf (eds), *Arctic coastal processes and slope protection design: a state of the practice report*. Technical Council on Cold Regions Engineering Monograph, ASCE, New York, pp 190–207
- Pilarczyk, K W (1998). *Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment*. AA Balkema, Rotterdam
- Rajaratnam, N (1976). *Turbulent jets*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam et New York, 304 pp
- Simons, D B (1984). *Hydraulic test to develop design criteria for the use of reno mattresses*. Water Resources Archive, Colorado State University, Fort Collins
- Sumer, B M et Fredsoe, J (2002). "The mechanics of scour in the marine environment". Technical University of Denmark, *Advanced Series in Ocean Engineering – Vol. 17*
- Tappin, R G R, Van Duivendijk, J et Haque, M (1998). "The design and construction of the Jamuna, Bridge in Bangladesh". Dans: *Proc. Institution of Civil Engineers*, Londres
- TAW (Technical Advisory Committee on Water Defences) (1985). *The use of asphalt in hydraulic engineering*. Rijkswaterstaat Communications, no 37, La Hague
- UK River Restoration Centre (1999). *Manual of river restoration techniques*. Mis à jour en 2002, disponible à <http://www.therrc.co.uk>
- USACE (1981). *The stream bank erosion control evaluation and demonstration act of 1974*. Main report, USACE, US
- Van der Hoeven, M A (2002). *Behaviour of a falling apron*. MSc Thesis, TU Delft
- Winter, H V, et Van Densen, W L T (2001). "Assessing the opportunities for upstream migration of nonsalmonid fishes in the weir- regulated River Vecht". *Fisheries Management and Ecology* Volume 8, 513-532 pp
- WLDelft Hydraulics (1998). *Samengestelde overlaten, vispassages Driel, Amerongen en Hagestein*. Project Q2393, WLDelft Hydraulics, Delft
- Wuebben, J L (1995). "Ice effects on riprap". Dans: C R Thorne, S R Abt, F B J Barends, S T, Maynard et K W Pilarczyk (eds), *River, coastal and shoreline protection: erosion control using riprap and armourstone*. John Wiley & Sons, Chichester, ch 31, pp 513–529